



Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського



Під загальною редакцією
заслуженого діяча науки і техніки України,
члена-кореспондента НАН України,
доктора технічних наук,
професора О.В. Шимановського

Науковий збірник

Випуск 12

Видавництво «Сталь»
Київ – 2013

УДК 624.04(082)
ББК 38.112я43
З-41

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:

Шимановський О.В., д.т.н. (відп. редактор); Адріанов В.П.;
Божко В.А., к.т.н.; Гайдайчук В.В., д.т.н.; Голоднов О.І., д.т.н. (відп. секретар);
Гордєєв В.М., д.т.н. (заст. відп. редактора); Гуляєв В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.;
Кордун О.І., Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.;
Оглобля О.І., д.т.н.

З-41 Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, члена-кореспондента НАН України, д.т.н., професора О. В. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2013. – Вип. 12 – 156 с.

ISBN 978-617-676-044-3

У збірнику наведено статті з результатами досліджень у галузі розрахунку та проектування конструкцій, теоретичної та будівельної механіки, теорії пружності та пластичності. Особливу увагу приділено розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель та споруд, розробленню раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичним дослідженням роботи елементів і з'єднань, удосконаленню матеріалів, технології виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкції будівель і споруд, розвитку та вдосконаленню нормативної бази в цих галузях будівництва, а також дослідженням напружено-деформованого стану тіл складної структури при постійних і змінних у часі навантаженнях, включаючи випадкові впливи. Для наукових працівників, аспірантів та інженерів, зайнятих у різних галузях науки і техніки.

УДК 624.04(082)
ББК 38.112я43

АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:
вул. В. Шимановського, 2/1,
Київ 02660,
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»,
тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

ISBN 978-617-676-044-3

© ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського», 2013
© ТОВ «Видавництво «Сталь», 2013

ЗМІСТ

Гуляев В.И., Глушакова О.В., Глазунов С.Н., Муса Н.В. Быстрые и медленные движения в режимах торсионных автоколебаний колонн глубокого бурения.....	5
Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В. Розвиток конструктивних рішень сталевих балок із гофрованою стінкою.....	18
Пчельников С.Б., Пилипчик Л.П. Сравнительный анализ Eurocode и украинских норм на примере расчетов стального вертикального цилиндрического резервуара...	26
Гордеев В.Н., Шимановская М.А. Использование концепции проскальзывания вант для определения начальной формы вантовой сети.....	43
Гринберг М.Л., Суббота А.Г., Чуєнко А.І. Про грибостійкість світлопрозорої плівки ETFE у будівельних металоконструкціях.....	58
Фурсов В.В., Пурызданха М. Экспериментальное исследование натуральных балок из клееной древесины.....	71
Кліменко В.З., Бугасенко Н.М. З'єднання на кільцевих шпонках у сучасних конструкціях із клеєної деревини.....	78
Бидаков А.Н. Испытание новых эффективных конструктивных форм клефанерных балок.....	88
Колесниченко С.В. Принципы назначения проектного и начального ресурсов для строительных конструкций.....	95
Голоднов А.И., Слюсар Ю.Н. Остаточный ресурс железобетонных балок, эксплуатирующихся в условиях агрессивной среды.....	110
Гибаленко А.Н. Инженерно-техническое обеспечение диагностики коррозионного состояния при реконструкции производственных зданий.....	118

Булат А.Ф., Шевченко Г.А., Ленда В.А. Повышение эффективности технологии вибрационной стабилизации остаточных напряжений и геометрических размеров в сварных конструкциях.....	126
Скребцов С.И., Иванов Б.В. Экспериментальные исследования сжатых стальных элементов после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины.....	130
Голоднов А.И., Риблов В.В. Результаты экспериментального определения напряженно-деформированного состояния шатровых плит.....	137
Голядинець А.С. Аналіз конструктивно-технологічних параметрів окремих фундаментів каркасних будівель.....	145
Вимоги до оформлення статей.....	153

УДК 539.3

Быстрые и медленные движения в режимах торсионных автоколебаний колонн глубокого бурения

**Гуляев В.И., д.т.н., Глушакова О.В., к.ф.-м.н., Глазунов С.Н.,
Муса Н.В., к.т.н.**

Национальный транспортный университет, Украина

Анотація. З урахуванням ефектів розсіювання енергії в навколишньому в'язкому середовищі поставлена задача про самозбудження крутильних коливань бурильної колони в вертикальній свердловині. Запропонована модель механічної взаємодії бурильної колони з рідиною, побудовано розв'язувальне рівняння з частинними похідними. Розроблена методика його розв'язання. В результаті проведеного комп'ютерного моделювання встановлено, що функції автоколивальних рухів долота мають ділянки швидких і повільних рухів.

Аннотация. С учетом эффектов рассеяния энергии в окружающей вязкой среде поставлена задача о самовозбуждении крутильных автоколебаний бурильной колонны в вертикальной скважине. Предложена модель механического взаимодействия бурильной колонны с жидкостью, построено разрешающее уравнение с частными производными. Разработана методика его решения. В результате проведенного компьютерного моделирования установлено, что функции автоколебательных движений долота имеют участки быстрых и медленных движений.

Abstract. The problem about self-excitation of torsion vibration of a drill string in a vertical cylindrical cavity of a bore-hole with liquid medium is stated. The models of mechanical interaction of the drill string with viscous liquid are considered. The oscillation scheme of torsional auto-vibration of homogeneous drill string in the form of oscillation pendulum is elaborated, the constitutive nonlinear differential equation with partial derivatives is formulated which permits one to describe vibrations of the drill string bit with allowance made for viscous friction, the algorithm for numeric integration of this equation by spatial and time variables is proposed. It is shown that the functions of the bit vibrations have the segments of fast and slow motions.

Ключевые слова: бурильная колонна, долото, торсионные автоколебания.

Состояние вопроса. Буровая установка для бурения нефтяных и газовых скважин в общем виде включает в себя: буровое сооружение (буровая вышка); спускоподъемное оборудование (лебедка); силовое оборудование для привода лебедки, ротора и буровых насосов; оборудование для вращения бурильной колонны (вращательный стол); промывочную жидкость, которая циркулирует в полости скважины, и долото (рис. 1).

Одним из динамических явлений, способствующих возникновению внештатной ситуации в процессе бурения, является самовозбуждение крутильных колебаний вращающейся бурильной колонны (БК). Поскольку БК представляет собой торсионный маятник, в нижней части которого, за

счет диссипативного взаимодействия между долотом и разрушаемой породой происходит отток энергии от приводного механизма в окружающую среду, при нарушении условий этого оттока колонна может переходить от режима стационарного равновесного состояния вращения в режим крутильных автоколебаний. В данной работе ставится задача компьютерного моделирования этих самовозбуждающихся колебаний.

Причиной самовозбуждения торсионных колебаний в буровых установках является бифуркационное нарушение баланса моментов сил упругости в колонне и нелинейных сил трения между долотом и стенкой скважины [2, 3]. Параметром, определяющим их стационарные и автоколебательные режимы, является угловая скорость ω вращения колонны. Применительно к явлениям, сопровождающим вращение БК, исследование возможности генерирования их автоколебаний позволяют ответить на три важных вопроса: при каких значениях параметров системы ее функционирования возможно генерирование их автоколебаний; какой тип режима самовозбуждения колебаний (мягкий или жесткий) имеет место; какие меры могут предупредить возможные режимы крутильных автоколебаний [11–16].

Для БК в сравнительно неглубоких скважинах ответы на эти вопросы могут быть получены с помощью упрощенной математической модели осциллятора с одной степенью свободы, построенной на основе вращающегося торсионного маятника, к маховику-долоту которого приложены нелинейные силы трения его фрикционного взаимодействия с разрушаемой породой [10].

Однако если длина БК не мала, применение модели торсионного осцилляционного маятника для анализа ее динамики не является оправданным, поскольку колебания ее элементов перестают быть синфазными и их моделирование должно проводиться на основе волнового дифференциального уравнения. Про необходимость применения такой теории указывается в работах [3, 11, 15, 16]. При этом важно учитывать силы вязкого трения, действующие со стороны промывочной жидкости на колонну по всей ее длине.

Постановка проблемы. В реальных условиях, в общем случае, усложнению форм движений маховика в значительной степени может способствовать эффект залипания его колебаний, свойственный системам с сухим трением. Он состоит в краткосрочных остановках движения маховика в промежутки времени, в которые сумма всех моментов активных сил и моментов сил инерции оказывается меньше некоторого порогового момента сил трения, который необходимо преодолеть, чтоб маховик начал вращаться.

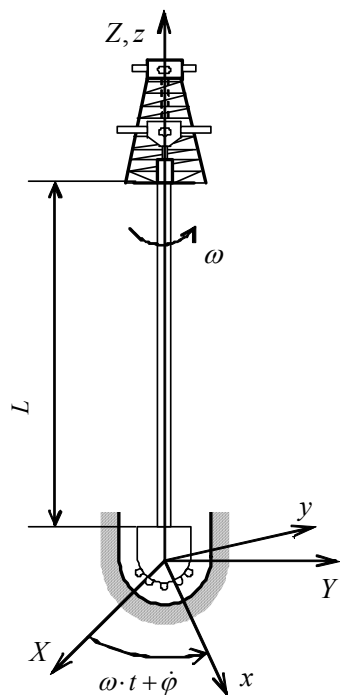


Рис. 1. Конструктивна схема бурильної установки

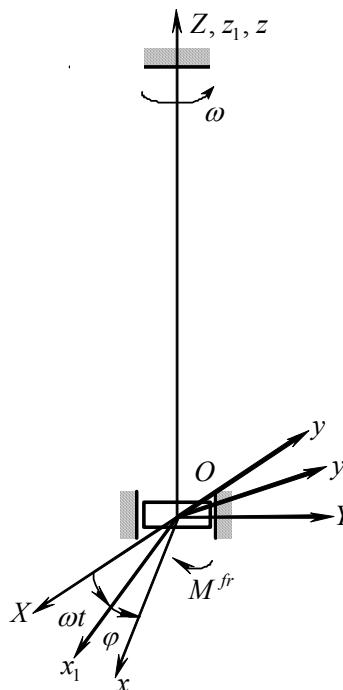


Рис. 2. Расчетная схема бурильной колонны

В эти промежутки приводная установка на верхнем конце БК продолжает вращаться с угловой скоростью ω , БК закручивается, и в ней накапливается потенциальная энергия упругих деформаций. После достижения упругим моментом в БК значения, равного пороговому значению момента сил трения, нижний маховик (долото) начинает вращаться, БК раскручивается, и ее потенциальная энергия начинает превращаться в кинетическую энергию вращения колонны и маховика. Это вращение продолжается до тех пор, пока сумма упругого момента в БК и момента сил инерции долота снова не станет меньше порогового значения сил трения, в результате чего маховик снова останавливается и т. д. Характерной чертой таких периодических движений является то, что они происходят с разными скоростями в прямом и обратном движениях и сопровождаются возникновением больших ускорений, приводящих к возникновению внештатных ситуаций.

При анализе автоколебаний долота существенное влияние на формы его движений могут оказать силы вязкого силового взаимодействия между трубой бурильной колонны и промывочной жидкостью. Известно, что эта жидкость, как и многие другие глинистые растворы и пасты, относится к

реологическим средам с неньютоновскими свойствами [1, 5, 6, 8, 9]. Поэтому особенности их свойств должны быть учтены при постановке рассматриваемой задачи.

Целью статьи является разработка математической модели, описывающей стационарные автоколебания бурильных колонн в полостях скважины, заполненных промывочной жидкостью.

Рассмотрим случай стационарного вращения верхнего конца БК с постоянной угловой скоростью ω . Введем инерционную систему координат $OXYZ$ с началом в центре масс долота, ось OZ которой совпадает с осевой линией БК (рис. 2). Относительно ее со скоростью ω вращается система координат $Ox_1y_1z_1$. Свяжем с долотом систему координат $Oxyz$, вращающуюся вместе с ним, ось Oz которой совпадает с осью OZ . Тогда угол поворота долота относительно системы $OXYZ$ составляет $\omega t + \varphi$, где ωt – угол поворота верхнего конца БК и системы координат $Ox_1y_1z_1$, t – время, $\varphi(z, t)$ – угол упругого закручивания БК, а $\varphi(0, t)$ – угол упругого закручивания долота.

Динамику крутильных колебаний БК необходимо изучать на основе уравнения

$$\rho I_z \partial^2 \varphi / \partial t^2 + f(\partial \varphi / \partial t) - GI_z \partial^2 \varphi / \partial z^2 = 0, \quad (1)$$

где ρ – плотность материала БК; I_z – момент инерции площади поперечного сечения; G – модуль упругости материала при сдвиге; k – коэффициент, характеризующий момент сил вязкого трения между промывочной жидкостью и внешней стенкой трубы БК.

Как указано в работе [7], глинистые и цементные растворы, применяющиеся на нефте- и газопроизводствах для промывки скважины, имеют свойства неньютоновских жидкостей. Поэтому коэффициент k необходимо вычислять через значения касательных напряжений в потоке Куэтта между двумя цилиндрическими поверхностями. При этом вязкость промывочной жидкости с частичками измельченной породы, как и для любой дисперсной системы, зависит от таких основных факторов:

- концентрации дисперсной фазы;
- вязкости жидкой фазы;
- размера и конфигурации частиц;
- агрегации частиц;
- растворенных в жидкой среде макромолекулярных веществ;
- содержания эмульгаторов и поверхностно-активных веществ.

В реології розличають так називаемые ньютонівські рідини, характеризуються тим, що при незмінній температурі їх в'язкість залишається постійною незалежно від швидкості зсуву, при якій проводиться вимірювання в'язкості [4]. Для них касательне напруження зсуву τ визначається через динамічний коефіцієнт в'язкості μ і швидкість зсуву $\dot{\epsilon} = \partial u / \partial y$ по формулі

$$\tau = \mu \cdot \dot{\epsilon} = \mu \partial u / \partial y . \quad (2)$$

При ньютонівському потоці рідин серед швидкість зсуву завжди прямо пропорційна касательній складовій напруження зсуву.

В природі велике кількість рідин не підкоряється закону потоку рідини Ньютона, оскільки їх в'язкість залежить від швидкості зсуву (полімерні розчини, суспензії, емульсії, масла). Ці види рідин належать до класу неньютонівських, для яких зв'язок між градієнтом швидкості зсуву і касательним напруженням описується нелінійними складними залежностями.

Внаслідок цього взаємодії часток неньютонівської рідини мають складну будову і в той чи інший ступінь структуровані в залежності від характеру взаємодії складових компонентів.

Розличають декілька видів неньютонівських рідин. В прикладних дослідженнях широко розповсюджені моделі пластичної рідини (рідина або тверде тіло Бінгама). В таких випадках рідин потрібно прикласти деяке початкове зусилля для того, щоб почався їх потік, після чого залежність в координатах напруження зсуву – швидкість зсуву стає прямолінійною. В'язкість таких рідин при низьких швидкостях зсуву дуже велика, а при зростанні цього параметра швидко зменшується і характеризується двома константами, а саме: пластичною в'язкістю і граничним напруженням зсуву. Прикладом таких систем є пластичне тверде тіло, наприклад, масло, характеризуються текучістю тільки при напруженні зсуву, яке перевищує граничну текучість τ_0 .

Удовільняючись простішим випадком плоского зсувального прямолінійного руху вздовж осі Ox зі швидкістю зсуву $\dot{\epsilon} = \partial u / \partial y$, переведемо реологічне рівняння такої в'язкопластичної рідини в форму:

$$\tau = \tau_0 + \mu' \dot{\epsilon} \quad \text{при } \tau > \tau_0 , \quad (3)$$

где τ_0 – предельное напряжение сдвига, μ' – динамичный коэффициент структурной вязкости (точка над буквой – производная по времени). При $\tau < \tau_0$ текучесть отсутствует, иначе говоря, среда ведет себя, как твердое тело.

Существенно нелинейными свойствами обладают псевдопластичные жидкости, в которых вязкость изменяется соответственно скорости сдвига, и любое изменение вязкости характеризует так называемую вязкость, которая задается только для данной скорости сдвига. Вязкость псевдопластичной жидкости оказывается высокой при низких скоростях сдвига и уменьшается с увеличением скорости сдвига. Такими свойствами характеризуются каучуки и пластичные материалы, содержащие анизотропные несимметричные компоненты, взаимодействие между которыми ослабляется при возрастании скорости сдвига.

Псевдопластичные жидкости лишены предельного напряжения текучести, но их приведенная вязкость определяется коэффициентом, зависящим от скорости сдвига. Такие «нелинейные» жидкости (суспензии асимметричных частиц, растворы высокополимеров) подчиняются реологическим уравнениям типа (Оствальд, Рейнер)

$$\tau = k \dot{\varepsilon}^n, \quad (4)$$

где k и $n < 1$ почти постоянные в широких интервалах напряжений и скоростей деформации, а приведенный коэффициент вязкости $\tau / \dot{\varepsilon} = k \varepsilon^{n-1}$ уменьшается при возрастании $\dot{\varepsilon}$.

Отсутствие предельного напряжения приближает псевдопластичные жидкости к так называемым «дилатантным» жидкостям, в которых, в отличии от псевдопластичных, приведенная вязкость с увеличением напряжения увеличивается ($n > 1$). Такая закономерность характерна для суспензий твердых частиц при их высоких концентрациях, а также крахмальных клейстеров, которые нельзя отнести к концентрированным суспензиям твердых частиц.

Выбор законов для касательных напряжений в виде соотношений (3), (4) при $n < 1$ и $n > 1$ существенно усложняет уравнение крутильных колебаний (1). Однако, если учесть, что колебания долота и БК происходят в окрестности состояния их простого вращения с угловой скоростью ω , где вращательное движение жидкости приближается к движению Куэтта между двумя вращающимися цилиндрами, то уравнение (1) можно упростить. Для этого достаточно линеаризовать это уравнение в окрестности рассмотренного состояния вращения с рассмотренной скоростью ω и учесть соотношение (2) для ньютоновской жидкости,

однако коэффициент вязкости μ в формуле (2) вычислять при выбранной величине ω . При такой постановке задачи уравнение (1) станет линейным:

$$\rho I_z \partial^2 \varphi / \partial t^2 + k \partial \varphi / \partial t - GI_z \partial^2 \varphi / \partial z^2 = 0, \quad (5)$$

однако коэффициент k в уравнении выбирается в зависимости от скорости ω .

Он определяется путем вычисления гидродинамического момента m^{mp} распределенных сил трения при вращении внутреннего цилиндра в полости внешнего цилиндра, заполненного жидкостью.

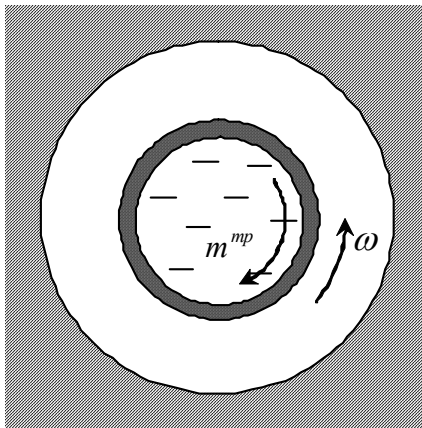


Рис. 3. К расчету коэффициента вязкого трения и момента m^{mp} при внутреннем течении жидкости

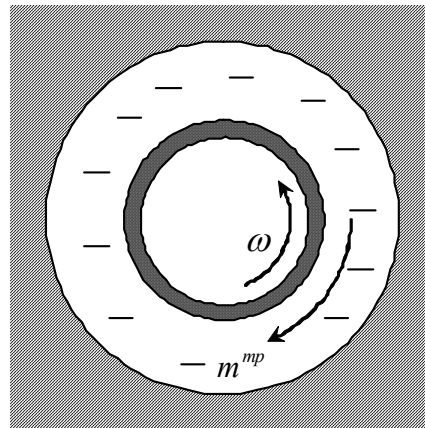


Рис. 4. К расчету коэффициента вязкого трения и момента m^{mp} при течении жидкости

Отличительной особенностью обтекания бурильной колонны промывочной жидкостью является сложный характер движения её частиц как внутри (рис. 3), так и снаружи (рис. 4) трубы бурильной колонны. Поскольку жидкость течет в осевом направлении между вращающейся цилиндрической поверхностью трубы колонны и неподвижной цилиндрической поверхностью скважины, то приближенно можно считать, что ее элементы движутся по спиральным траекториям. Задача расчета этих траекторий составляет самостоятельную проблему гидромеханики, которую нужно решать отдельно для каждого технологического режима, отличающегося значениями скоростей осевого и вращательного движений, диаметрами цилиндрических поверхностей и механическими свойствами самой жидкости. Поэтому в данной работе исследуются общие

закономерности рассматриваемых явлений в широком диапазоне изменения коэффициента вязкости μ . При этом, однако, для оценки нижней границы значений коэффициента μ , рассмотрим случай отсутствия осевого движения жидкости, представленный на рис. 4, при ламинарном течении ньютоновской жидкости.

Пусть радиусы меньшего и большего цилиндров составляют r_1 , r_2 , соответственно, и меньший цилиндр вращается с угловой скоростью ω_1 . Тогда функция $v(r)$ изменения окружной скорости вдоль радиуса r между цилиндрами при условии стационарного обтекания подсчитывается по формуле

$$v(r) = \frac{\omega_1}{r_2^2 - r_1^2} \left(\frac{r_1^2 r_2^2}{r} + r_1^2 r \right). \quad (6)$$

С ее помощью подсчитываем крутящий момент сил вязкого трения, действующий на участок колонны единичной длины

$$m^{мер} = -\mu \frac{\partial v}{\partial r} \cdot r_1 \cdot 2\pi r_1 = -\mu \frac{2\pi\omega_1 r_1^2}{r_2^2 - r_1^2} (r_1^2 + r_2^2). \quad (7)$$

При крутильных колебаниях колонны, вращающейся со скоростью ω , ее полная угловая скорость ω_1 составляет

$$\omega_1 = \omega + \dot{\varphi} \quad (8)$$

и является величиной, зависящей от времени. Однако для колонн глубокого бурения период автоколебаний оказывается большим. Поэтому процесс обтекания можно считать квазистационарным, и выражение (7) можно привести к виду

$$m^{мер} = -\mu \frac{2\pi r_1^2 (r_1^2 + r_2^2)}{r_2^2 - r_1^2} (\omega + \dot{\varphi}) \quad (9)$$

и принять

$$k = \frac{\mu 2\pi r_1^2 (r_1^2 + r_2^2)}{r_2^2 - r_1^2}. \quad (10)$$

Коэффициент μ в формуле (10) зависит от состава промывочной жидкости и на практике изменяется в широких пределах. В качестве его нижней границы можно принять значение вязкости для воды $\mu = 1,002 \cdot 10^{-3}$ Па \times с, в то время, как для глицерина он равен $\mu = 1500 \cdot 10^{-3}$ Па \times с.

Пусть, например, $r_1 = 0,1$ м, $r_2 = 0,15$ м. Тогда

$$k \approx \frac{10^{-3} \cdot 6,28 \cdot 0,01 \cdot 0,0325}{0,0225 - 0,01} = \frac{10^{-5} \cdot 6,28 \cdot 0,0325}{0,0125} = 1,6328 \cdot 10^{-4} \text{ Н}\times\text{с}.$$

Отметим, что хотя найденное значение k является малым, учет вязкого трения в задачах о колебаниях кручения буровых колонн может играть значительную роль, так как, во-первых, для промывочных жидкостей величина μ намного больше, чем для воды, и во-вторых, это трение реализуется на больших длинах колонны, величины которых в реальных условиях достигают несколько тысяч метров.

Для того, чтобы вывести граничные условия для уравнения (5) на края $z = 0$ и $z = L$, необходимо рассматривать динамику долота в точке $z = 0$, и учитывать, что при $z = L$ колонна закреплена, то есть $\varphi(L) = 0$. Если условно отделить долото от БК и рассмотреть его динамическое равновесие при $z = 0$, то уравнение упругих торсионных колебаний маятника можно представить в форме Д'Аламбера

$$M^{uu} + M^{mp} + M^{yp} = 0. \quad (11)$$

Здесь $M^{uu} = M^{uu}(\ddot{\varphi})$ – момент сил инерции, действующих на долото; $M^{mp} = M^{mp}(\omega + \dot{\varphi})$ – момент сил трения между долотом и разрушаемой породой; $M^{yp} = M^{yp}(\varphi)$ – момент сил упругости, действующих на долото при закручивании БК. Точками над φ обозначено дифференцирование по времени t .

Величина M^{uu} подсчитывается по формуле:

$$M^{uu} = -J \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}, \quad (12)$$

где J – момент инерции долота.

Момент M^{ymp} определяется равенством

$$M^{ymp} = GI_z \frac{\partial \varphi}{\partial z}, \quad (13)$$

где G – модуль упругости материала БК при сдвиге, I_z – момент инерции площади сечения БК относительно оси Oz .

Задача об определении момента M^{mp} является более сложной. В зависимости от трибологических свойств материалов соприкасающихся тел и условий их фрикционного взаимодействия выбирают разные модели связи между M^{mp} и скоростью $\omega + \dot{\varphi}$ их относительного движения. Их формулирование выполняется отдельно.

Подставив (12), (13) в уравнение (11), перепишем его в форме

$$J \cdot \partial^2 \varphi / \partial t^2 - M^{mp} (\omega + \partial \varphi / \partial t) + GI_z \cdot \partial \varphi / \partial z = 0. \quad (14)$$

Это дифференциальное уравнение с частными производными имеет второй порядок и простую структуру.

Решение при заданном ω зависит от функции $M^{mp}(\omega + \dot{\varphi})$. Он может быть построен численно для конкретных начальных условий относительно $\varphi(0)$.

На основе описанной методики разработан комплекс программ, позволяющих моделировать явления самовозбуждения колебаний в широких диапазонах характерных параметров.

Результаты расчетов. По разработанной методике выполнено компьютерное моделирование автоколебаний БК длиной $L = 1000$ м при значении коэффициента трения $k = 10 \text{ Н} \times \text{с}$. Расчеты выполнены с помощью неявной конечно-разностной схемы интегрирования по времени. Шаг интегрирования принят равным $\Delta t = 7,5 \cdot 10^{-4}$ с.

В результате исследований установлено, что учет диссипативных свойств жидкой среды, в которой вращается колонна, приводит к сужению интервала значений ω , при которых генерируются автоколебания. Так, для рассмотренного случая оказалось, что бифуркация рождения цикла реализуется при $\omega_p = 0,72$ рад/с, а бифуркация утраты цикла – при $\omega_y = 3,5$ рад/с. Отметим, что в случае неучета диссипативных свойств жидкой среды указанные значения составляют $\omega_p = 0,71$ рад/с и $\omega_y = 3,775$ рад/с.

На рис. 5 приведена діаграма змінення кута φ крутильних коливань долота від часу t . Считалося, що при $t < 0$ колонна вращалась з куловою шкороустью $\omega_p = 0,72$ рад/с, но долото було виведено із контакту з рязрушаемою породою. Потом, при $t = 0$, долото вводилося в контакту з породою, после чего начинался переходной процесс упругого закручивания колонны, который сменился её стационарными автоколебаниями с периодом $T = 45,1$ с. Эти колебания носят релаксационный характер, поскольку содержат зоны с почти ломаными очертаниями функции $\varphi(t)$. На рис. 6 представлен график змінення куловою шкороустью колонны $\dot{\varphi}(t)$. Для него характерно наличие зон залипания, при которых $\dot{\varphi}(t)$ приблизительно равна нулю, и достаточно коротких промежутков времени, на которых возникают острые пики.

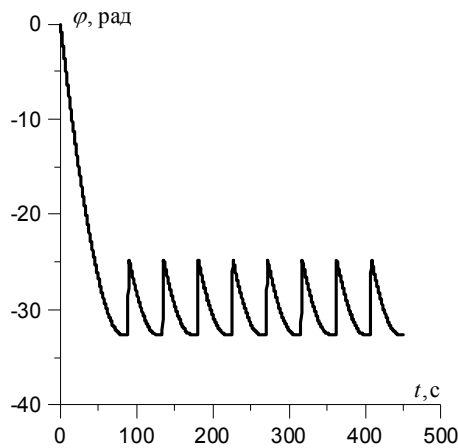


Рис. 5. Форма релаксационных автоколебаний долота при $\omega_p = 0,72$ рад/с

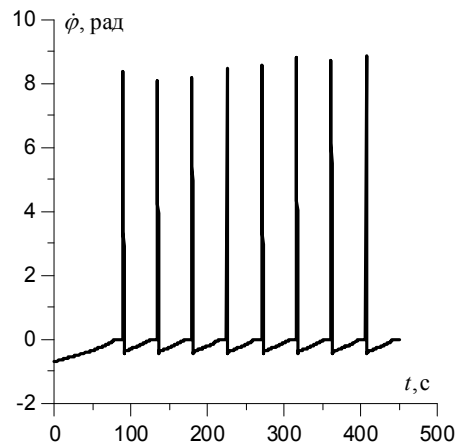


Рис. 6. График змінення куловою шкороустью долота при $\omega_p = 0,72$ рад/с

В состоянии утраты цикла при $\omega = 3,5$ рад/с реализуются более высокочастотные колебания с периодом $T = 21,4$ с (рис. 7). На рис. 8 представлен график змінення куловою шкороустью колонны $\dot{\varphi}(t)$ в состоянии утраты цикла.

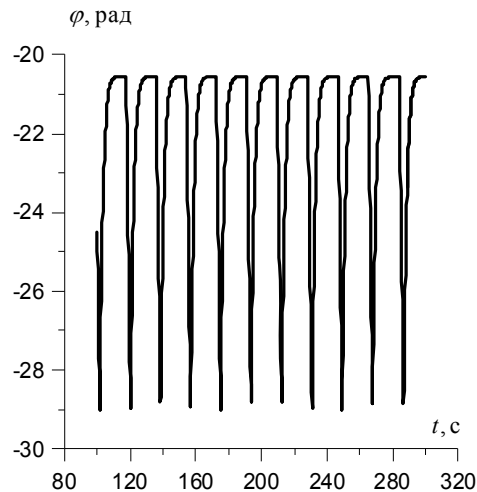


Рис. 7. Форма автоколебаний долота при $\omega_y = 3,5 \text{ рад/с}$

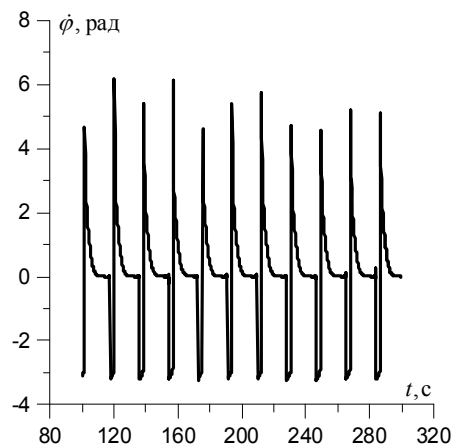


Рис. 8. График изменения угловой скорости долота при $\omega_y = 3,5 \text{ рад/с}$

Отметим, что они также имеют релаксационный характер и содержат участки быстрых и медленных движений. Такие режимы движения представляют серьезную опасность для системы в реальных условиях, поскольку могут сопровождаться откручиванием долота, выкрошиванием из него алмазных резцов и общим разрушением колонны.

Литература

- [1] Астарита Дж. Основы гидромеханики неньютоновских жидкостей / Дж. Астарита, Дж. Маруччи. – М. : Мир, 1978. – 309 с.
- [2] Борщ Е. И. Спиральные бегущие волны в упругих стержнях / Е. И. Борщ, Е. В. Ващилина, В. И. Гуляев // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. – 2009. – №2. – С. 143–149.
- [3] Гуляев В. И. Квантованные аттракторы в волновых моделях торсионных колебаний колонн глубокого бурения / В. И. Гуляев, О. В. Глушакова, С. Н. Худолий // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. – 2010. – № 2. – С. 134–147.
- [4] Дмитриченко Н. Ф. Эластогидродинамика: теория и практика / Н. Ф. Дмитриченко. – Львів : Львівська політехніка, 2000. – 224 с.
- [5] Костецкий Б. И. Механико-химические процессы при граничном трении / Б. И. Костецкий, М. Э. Натансон, Л. И. Бершадений. – М. : Наука, 1972. – 173 с.
- [6] Лодж А. Эластичные жидкости / А. Лодж. – М. : Наука, 1969. – 463 с.

- [7] Мирзаджанадзе А. Х. Гидравлика глинистых и цементных растворов / [А. Х. Мирзаджанадзе, А. А. Мирзоян, Г. М. Гевинян, М. К. Сейд-рза]. – М. : Недра, 1966. – 386 с.
- [8] Рабинович М. К. Введение в теорию колебаний и волн / М. К. Рабинович, Д. И. Трубецков. – М. : Наука, 1984. – 432 с.
- [9] Уилкинсон У. Л. Неньютоновские жидкости / У. Л. Уилкинсон. – М. : Мир, 1964. – 318 с.
- [10] Ford Brett J. The genesis of torsional drill string vibrations / J. Ford Brett // SPE Drilling Engineering. – 1992. – V. 7, September. – P. 168–174.
- [11] Gulyayev V.I. Free vibrations of drill strings in hyper deep vertical borewells / V. I. Gulyayev, O. I. Borshch // Journal of Petroleum Science and Engineering. – 2011. – V. 78. – P. 759–764.
- [12] Gulyayev V. I. The buckling of elongated rotating drill strings // Journal of Petroleum Science and Engineering / [V. I. Gulyayev, V. V. Gaidaichuk, I. L. Solovjov, I. V. Gorbunovich]. – 2009. – V. 67. – P. 140–148.
- [13] Gulyayev V. I. The computer simulation of drill column dragging in inclined bore-holes with geometrical imperfections / V. I. Gulyayev, S. N. Hudoliy, L. V. Glovach // International Journal of Solids and Structures. – 2011. – V. 48. – P. 110–118.
- [14] Gulyayev V. I. Sensitivity of resistance forces to localized geometrical imperfections in movement of drill strings in inclined bore-holes / V. I. Gulyayev, Khudoliy S. V., E. N. Andrusenko // Interaction and Multiscale Mechanics. – 2011. – V. 4. – No. 1. – P. 1–16.
- [15] Gulyayev V. Large-scale and small-scale self-excited torsional vibrations of homogeneous and sectional drill strings / V. Gulyayev, O. Glushakova // Interaction and Multiscale Mechanics. – 2011. – V. 4. – № 4. – P. 139–152.
- [16] Gulyayev V. I. Simulation of torsion relaxation auto-oscillations of drill string bit with viscous and Coulombic friction moment / V. I. Gulyayev, S. N. Hudoliy, O. V. Glushakova // Journal of Multi-body Dynamics. – 2011. – V. 225. – P. 139–152.

Надійшла до редколегії 16.07.2013 р.

УДК 624.071.34

Розвиток конструктивних рішень сталевих балок із гофрованою стінкою

Пічугін С.Ф., д.т.н., **Чичулін В.П.**, к.т.н., **Чичуліна К.В.**, к.т.н.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. З метою розвитку конструктивних рішень балок із гофрованою стінкою представлена серія ефективних балочних тонкостінних конструкцій. В статті наведені результати проведеного аналізу конструктивних особливостей та дослідження роботи нового типу сталевих балок із гофрованою стінкою.

Аннотация. С целью развития конструктивных решений балок с гофрированной стенкой представлена серия эффективных балочных тонкостенных конструкций. В статье приведены результаты проведенного анализа конструктивных особенностей и исследования работы нового типа стальных балок с гофрированной стенкой.

Abstract. The series of the effective beam thin-walled constructions are presented with the purpose of development of structural decisions concerning beams with the corrugated web. In the article the results of the conducted analysis of structural features are cited, as well as the behavior researches of a new type of steel beams with the corrugated web.

Ключові слова: сталева балка, гофрована стінка, обрис.

Стан питання. В умовах сьогодення все більше набувають популяризації легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК), впроваджувані на Заході як «Light Gauge Steel Framing». За рахунок своїх переваг (невеликої питомої ваги, швидкості та технологічності будівництва, економічності) такі конструкції активно використовують при будівництві котеджів, малоповерхових житлових та громадських будівель (готелі, торговельні комплекси, адміністративні установи, автозаправні станції), промислових цехів, ангарів. Крім того, ЛСТК мають досить широке застосування при реконструкції будівель, а саме при зведенні прибудов і надбудов, мансардних поверхів тощо. Одним із представників ЛСТК є балки з гофрованою стінкою, які вже багато років використовуються на території Австрії, Німеччини, Швеції, Франції, Японії, Нідерландів та за рахунок великої кількості переваг, зокрема низьких вагових параметрів, поступово завоювали першість на ринку будівельних конструкцій багатьох європейських країн. Останні п'ять років в Україні з'явилася можливість виготовлення такого типу конструкцій, які відрізняються, в порівнянні з традиційними балочними конструкціями, більшою жорсткістю та стійкістю до деформацій, а зосередження металу в полицях за рахунок збільшення гнучкості стінки та виключення ребер жорсткості призводить

до економії матеріалу до 45 %, що є суттєвим фактором при виборі ефективних конструкцій. В нашій країні стрімкого розвитку дістали розроблені за австрійською технологією Zeman балки з хвилястою гофрованою стінкою, але нещодавно з'явився їх конкурент – це нова лінія гофро-балок спільного виробництва Італії та Китаю, яка виготовляє аналоги таких конструкцій. Отже, поява нових конструктивних рішень, урізноманітнення форм і перерізів таких конструкцій є досить актуальним питанням. Враховуючи відсутність в існуючих нормах проектування рекомендацій щодо розрахунку такого типу конструкцій, головним питанням на сьогодні є розроблення інженерної методики для впровадження в новий ДБН.

Аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано розв'язання даної проблеми. Велика кількість вітчизняних науковців у свій час займалися дослідженням балок із тонкими гофрованими стінками (БТГС), до останніх з них можна віднести роботу Лазнюка М. В. [1], який розробив інженерну методику розрахунку міцності та стійкості поперечно гофрованих стінок балок із різними формами та параметрами гофрів із подальшими експериментальними дослідженнями. Дослідженню балок із хвилястими стінками присвячена робота І. С. Рибкіна [2], де він пропонує в таких конструкціях улаштовувати жорсткіші гофри на опорних ділянках і зменшувати гофрування до середини прогону. В дисертаційній роботі А. Н. Кретиніна [3] доведена можливість застосування балок, пояси яких виготовлені з холодногнутих профілів, а стінки – з оцинкованого профільованого листа. В праці Егорова П. І. [4] шляхом представлення складеного двотавра з безперервно гофрованою стінкою тонкостінним просторовим стрижнем аналітично представлено його напружений стан для трикутного та трапецієвидного профілів гофрів. В науковій роботі Кудрявцева С. В. [5] розглянуто балки з гофрованою стінкою, послаблені круговими отворами, та розроблена інженерна методика для такого типу конструкцій. О. С. Полторадневим [7] отримано нове конструктивне рішення комбінованої балки, яка об'єднує гофровані елементи на опорах та плоскі елементи в середині прогону, і доведена раціональність та ефективність таких конструкцій. До останніх зарубіжних публікацій, в яких висвітлені проблеми проектування та розрахунку БТГС, можна віднести роботи Е.У. Sayed-Ahmed [8], R. Sause [9], J. Moon [10], Н. Pasternak [11] та багатьох інших.

Не розв'язаною раніше частиною проблеми є те, що з поширенням застосування БТГС в нашій країні зросла потреба в розвитку та урізноманітненні конструктивних форм такого типу балок із подальшою розробкою для них практичних методів розрахунку.

Задачі дослідження. З метою пошуку шляхів підвищення ефективності балок із гофрованою стінкою першочерговими завданнями, які постають в даній роботі, є представлення нових легких балочних конструкцій та розроблення інженерних рекомендацій щодо розрахунку такого типу балок.

Виклад основного матеріалу. З метою розвитку конструктивних рішень БТГС представлено балки з поперечно профільованою стінкою трапецеїдального (синусоїдального) обрису з поясами із швелерів на самонарізних гвинтах (рис. 1, а, б). До складу таких конструкцій входить одинарна профільована стінка (1), трапецеїдної (синусоїдальної) форми, яка закріплюється саморізами (4) до поясів (2) (гнуті або прокатні швелери). За допомогою зварювання (3) опорні ребра (5) (зварні таври) примикають до поясів, а стінка за допомогою ламелі прикріплюється саморізами (4).

Розглянемо основні рекомендації розрахунку БТГС на прикладі сталеві балки з подвійною профільованою стінкою (рис. 2) прогоном L , із висотою та товщиною подвійної стінки відповідно h_w та $2t_w$, шириною b_f та товщиною полиці t_f . Ширина та товщина фланців (опорні ребра) становлять відповідно b_ϕ та t_ϕ .

Аналіз існуючих методик розрахунку балок із гофрованою стінкою [1, 5] показав, що в балках з умовною гнучкістю стінки $\bar{\lambda}_w \geq 7$ згинальний момент сприймається тільки поясами, тобто для елементів із поперечно-гофрованою стінкою, згинальних в одній з головних площин, перевірку максимальних напружень в поясах виконують за формулою:

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f \cdot h} \leq R_y \gamma_c, \quad (1)$$

де σ_f – нормальні напруження в поясах балки з поперечно-гофрованою стінкою; A_f – площа поясу балки; $h = h_w + t_f$ – відстань між центрами ваги поясів, де t_f – товщина поясу балки; R_y – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, згину за межею текучості; γ_c – коефіцієнт умов роботи; M – згинальний момент у головній площині.

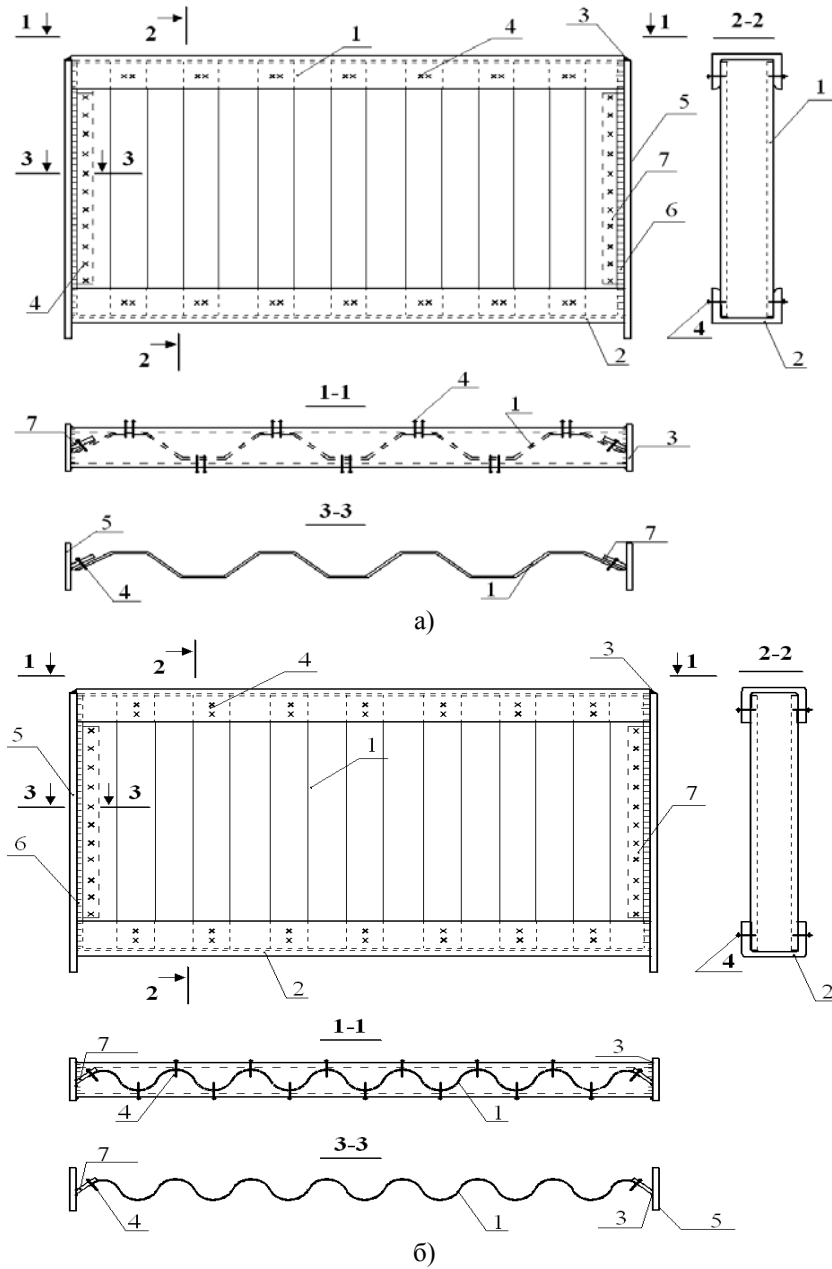


Рис. 1. Балка з поперечно профільованою стінкою з поясами із швелерів на самонарізних гвинтах:
а – стінка трапецеїдального обрису; б – стінка синусоїдального обрису

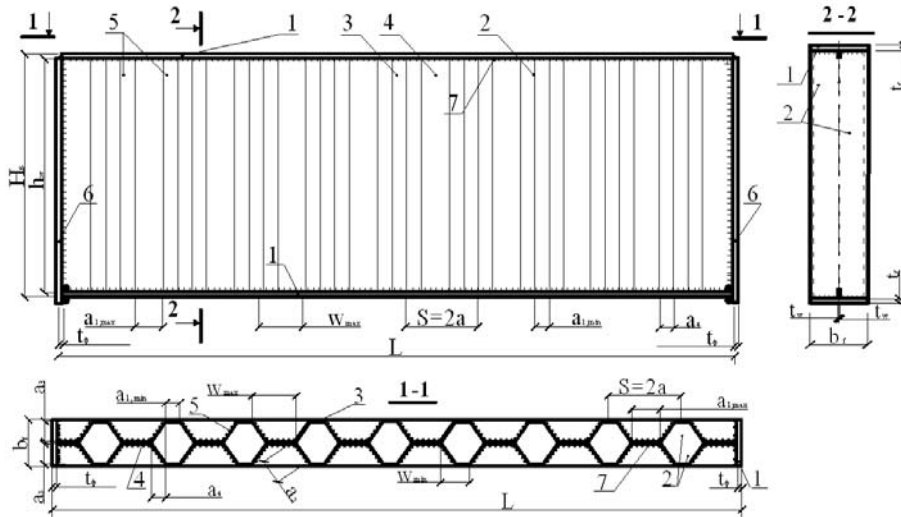


Рис. 2. Балка з подвійною профільованою стінкою трапецеїдального обрису:
1 – полиці двотавра; 2 – профільована стінка; 3 – коротша горизонтальна ділянка гофри; 4 – довша горизонтальна ділянка гофри; 5 – похила горизонтальна ділянка гофри; 6 – опорні ребра; 7 – безперервне зварювання

Якщо розглядати реальну роботу стінки, то відмітимо, що приварювання гофрованої стінки до полиці ускладнює виникнення поперечних деформацій, тому саме в цих місцях стінка працює аналогічно до плоскої. Але рухаючись в напрямі до середньої осі балки, вплив нормальних напружень зникає на відстані ch_w [5, 6], яка залежить від кроку та висоти гофрів, а також загальної висоти стінки.

На основі проведених досліджень [13] існує можливість представлення гофрованої стінки у вигляді плоскої ортотропної пластинки такої ж товщини з приведеними пружними характеристиками та запропонованої формули визначення значень нормальних напружень в будь-якій точці симетричного поперечного перерізу гофробалки:

$$\sigma_x = E(z) \cdot z \cdot \frac{M}{D_0}, \quad (2)$$

де σ_x – нормальні напруження в балці, визначені з урахуванням нелінійної роботи гофрованої стінки; E – модуль пружності сталі; M – згинальний момент у головній площині; D_0 – жорсткість при згині відносно осі Y ; z – координата по висоті перерізу.

Приймаючи дотичні напруження рівномірно розподіленими по висоті стінки, розрахунок рекомендуємо проводити таким чином:

$$\tau_{xy,max} = \frac{Q_{max}}{h_w t_w k_\lambda} \leq R_s \gamma_c, \quad (3)$$

де $\tau_{xy,max}$ – максимальне дотичне напруження в стінці балки від розрахункового навантаження; Q_{max} – максимальна поперечна сила в балці; h_w – повна висота гофрованої стінки; t_w – товщина гофрованої стінки; R_s – розрахунковий опір сталі зсуву.

Пропонується коефіцієнт, який враховує геометрично нелінійну поведінку тонкої гофрованої стінки і визначається таким чином:

$$k_\lambda = 1 - 0,008 \bar{\lambda}_w, \quad (4)$$

де $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – умовна гнучкість гофрованої стінки.

Згідно з [12], на основі експериментальних та теоретичних досліджень доведено виникнення нормальних напружень в стінці балки. Отже, існує можливість врахування впливу стінки в розрахунках стійкості за формулою (3) у випадку відсутності локальних напружень ($\sigma_{loc} = 0$):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{x,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{0,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c. \quad (5)$$

де $\tau_{xy,max}$ – максимальні дотичні напруження в стінці балки від розрахункового навантаження (3) з урахуванням коефіцієнта k_λ (4); $\tau_{0,cr}$ – критичні дотичні напруження загальної втрати стійкості гофрованої стінки [1].

Рекомендована нова форма визначення критичного нормального напруження $\sigma_{x,cr}$ з урахуванням товщини листа та максимальної ширини ділянки пластинки і характеристик сталі, що отримана для прямокутних пластинок з ребрами за наступною формулою:

$$\sigma_{x,cr} = 3,38 \cdot \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{t_w}{a_{1,max}}, \quad (6)$$

де $a_{1,\max}$ – найбільша ширина горизонтальної ділянки поперечного перерізу профільованої стінки; $\tau_{0,cr}$ – критичні дотичні напруження загальної втрати стійкості гофрованої стінки [1].

За формулою (6) пропонується виконувати перевірку стійкості за наявності локальних напружень ($\sigma_{loc} \neq 0$):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,\max}}{\tau_{0,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (7)$$

де $\sigma_{loc} = \frac{F}{b_{ef} \cdot t_w}$ – локальне напруження в гофрованій стінці під дією зосередженого навантаження, коли зосереджена сила прикладена до верхнього поясу балки $l_{ef} = b + 2t_f$, де b – ширина зони прикладання навантаження; $\sigma_{loc,cr}$ – критичні локальні напруження [1].

Висновки

З метою підвищення раціонального використання сталі представлені балки полегшеного типу з поперечно профільованою стінкою трапецеїдального (синусоїдального) обрису з поясами із швелерів на самонарізних гвинтах. Запропонований спрощений алгоритм розрахунку такого типу конструкцій, співставлений з існуючими методиками. Вказаний алгоритм пропонується для подальшого впровадження в національні норми проектування.

Література

- [1] Лазнюк М. В. Балки з тонкою поперечно гофрованою стінкою при дії статичного навантаження : автореф. дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / М. В. Лазнюк. – Київ, 2006. – 18 с.
- [2] Рыбкин И. С. Совершенствование конструктивных решений методов моделирования и расчетов гофрированных элементов : автореф. дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / И. С. Рыбкин. – Москва, 2008. – 22 с.
- [3] Кретинин А. Н. Тонкостенные балки из гнутых оцинкованных профилей: составных поясов коробчатого сечения и гофрированных стенок : автореф. дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / А. Н. Кретинин. – Новосибирск, 2008. – 25 с.

- [4] Егоров П. И. Исследования напряженно-деформированного состояния стальных балок и колонн из двутавра с тонкой гофрированной стенкой : автореф. дис. на соискание уч. степ. докт. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»/ П. И. Егоров. – Хабаровск, 2010. – 24 с.
- [5] Кудрявцев С. В. Несущая способность балок с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием : автореф. дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / С. В. Кудрявцев. – Екатеринбург, 2011. – 175 с.
- [6] Кудрявцев С. В. Расчет двутавровой балки с гофрированной стенкой на изгиб в своей плоскости под действием статических нагрузок / С. В. Кудрявцев. – Екатеринбург, 2007. – 17 с. – (Методика расчета; ч. 1).
- [7] Полторацнев А. С. Несущая способность и оптимизация стальных тонкостенных балок : автореф. дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / А. С. Полторацнев. – Москва, 2012. – 24 с.
- [8] Sayed-Ahmed, E.Y. Lateral torsion-flexure buckling of corrugated web steel girders / E.Y. Sayed-Ahmed // Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures & Buildings. – 2005. – Vol. 158. – P. 53–69.
- [9] Sause, R. Fatigue Life of Girders with Trapezoidal Corrugated Webs / R. Sause [et-al.] // Journal of Structural Engineering. – 2006. – Vol. 132. – № 7/ – P. 1070–1078.
- [10] Moon, J. Lateral-torsional buckling of I-girder with corrugated webs under uniform bending / J. Moon [et al.] // Thin-Walled Structures. – 2009. – Vol. 47. – P. 21–30.
- [11] Pasternak H. Plate girders with corrugated webs / Hartmut Pasternak, Gabriel Kubieniec // Journal of civil engineering and management. – 2010. – No. 16 (2). – P. 166–171.
- [12] Чичуліна К. В. Надійність вузлів сталевих балок з профільованою стінкою : автореф. дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Чичуліна К. В. – Полтава, 2011. – 26 с.
- [13] Лукин А. О. Определение нормальных напряжений в поперечных сечениях балок с гофрированной стенкой // Научный электронный архив. – Электронные данные. – URL: <http://econf.rae.ru/article/7696> (19.09.2013). – Название с экрана.
- [14] Остриков Г. М. Исследование несущей способности стальных двутавровых балок с вертикально гофрированной стенкой / Г. М. Остриков, Ю. С. Максимов, В. В. Долинский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 1. – С. 66–70.

Надійшла до редколегії 26.09.2013 р.

УДК 624.95:624.014.2

Сравнительный анализ Eurocode и украинских норм на примере расчетов стального вертикального цилиндрического резервуара

Пчельников С.Б., к.т.н., Пилипчик Л.П.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Анотація. У даній роботі було проаналізовано ДСТУ-Н Б EN 1993-4-2:2012 та діючі нормативні документи на відповідність один одному в плані значення навантажень і впливів, часткових коефіцієнтів та основних розрахункових положень. Було порівняно окремі параметри НДС на прикладі основних несучих конструкцій вертикального циліндричного резервуара.

Аннотация. В данной работе проанализирован ДСТУ-Н Б EN 1993-4-2:2012 и действующие нормативные документы на соответствие друг другу в плане значений нагрузок и воздействий, частных коэффициентов и основных расчетных положений. Произведена сравнительная оценка отдельных параметров НДС на примере основных несущих конструкций вертикального цилиндрического резервуара.

Abstract. In this article the standard ДСТУ-Н Б EN 1993-4-2:2012 and existing normative documents in force were analyzed for correspondence with each other in terms of load values and effects, of partial coefficients and main settlement provisions. The comparative assessment is given concerning certain parameters of the stress-strain state on example of main load-bearing structures of the vertical cylindrical tank.

Ключевые слова: нормативные документы, Eurocode, резервуар, нагрузки и воздействия, напряженно-деформированное состояние.

Введение. В связи с переходом Украины на строительные нормы Eurocode возник вопрос о сопоставлении двух методик расчета строительных конструкций: украинской и европейской.

Нормы Eurocode существенно отличаются от действующих норм Украины. Концептуальный характер Eurocode не позволяет применять их напрямую, что требует их адаптации к местным условиям через разработку Национальных приложений, в которых указываются параметры (числовые значения), специфические для данной страны. В настоящее время насчитывается более 1500 национальных отличий к 58 частям Eurocode, из них более 120 необходимы при расчете вертикальных цилиндрических резервуаров.

Части Eurocode не содержат повторений, поэтому прослеживается тесная связь между ними; они, в свою очередь, ссылаются на другие европейские и международные стандарты и документы по стандартизации.

Целью работы является сравнительный анализ гармонизированного нормативного документа ДСТУ-Н Б EN 1993-4-2:2012 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 4-2. Резервуари [9] и действующих нормативных документов Украины по расчету и проектированию резервуаров [4, 5, 7, 17, 18, 23].

Расчет конструкций можно условно разбить на этапы, в рамках которых можно выделить следующие критерии для сравнения нагрузок:

- сбор нагрузок на конструкцию: перечень нагрузок, методика сбора, нормативные и расчетные значения, коэффициенты надежности по нагрузке;
- составление сочетаний нагрузок: формулы сочетаний, коэффициенты сочетаний;
- расчет конструкций: расчетные формулы.

Проектирование резервуаров затрагивает более 13 частей Eurocode [1, 3, 6, 8, 11, 12, 16, 19, 20, 21, 24, 25, 26] – это вдвое больше, чем требуется для проектирования по действующим в Украине нормам [4, 5, 7, 17, 18, 23].

Расчеты были выполнены для вертикального цилиндрического стального резервуара объемом 20 тыс. м³ со сферической крышей, геометрические характеристики конструкций приняты по типовому проекту [2].

Численная оценка проводилась путем сопоставления нормативных и расчетных значений нагрузок, значений частных коэффициентов и показателей напряженно-деформированного состояния конструкций.

Сфера применения документов. EN 1993-4-2 охватывает проектирование резервуаров с внутренним давлением не менее 100 мбар (10 кПа) и не более 500 мбар (50 кПа), в то время, как величина внутреннего давления 2 кПа является верхним пределом при применении ВБН В.2.2-58.2-94.

Eurocode не оговаривают плавающие покрытия и понтоны.

Согласно п. 11 EN 1993-4-2 одно из ограничений применения упрощенного расчета – это внутреннее избыточное давление в паровоздушной смеси не ниже –8,5 мбар и не выше 60 мбар; (–0,85 кПа...6 кПа), что противоречит сфере применения документа и, возможно, требует регулировки на уровне Национальных приложений.

Следует отметить, что ВБН В.2.2-58.2-94 содержит ссылки на не действующие уже, замененные СНиПы и ГОСТы, что затрудняет работу с ним.

Сбор нагрузок на резервуар. Нагрузки и воздействия согласно действующим нормам регламентирует ДБН В.1.2-2:2006. Перечень нагрузок и частные коэффициенты оговорены в ВБН В.2.2-58.2-94 (п. 3.38 и прил. 4 соответственно).

В Eurocode нагрузки и воздействия на резервуары оговорены в EN 1991-4. Перечень нагрузок указан в приложении В, которое дублируется как приложение А EN 1993-4-2. Значения частных коэффициентов оговорены в EN 1990, EN 1991-4, EN 1993-4-2 и могут быть приведены в Национальном приложении.

Анализ перечня нагрузок на резервуар показал, что Eurocode и нормы Украины по-разному учитывают нагрузки и воздействия. Согласно Eurocode:

- собственный вес включает в себя вес конструкций резервуара и оборудования, постоянно закрепленного на нем [3, 26] (действующие нормы Украины учитывают только вес металлических конструкций резервуара [4]);
- оговаривается формула для определения гидростатического давления жидкости [3];
- учитывается реальная высота налива продукта [3] (ВБН В.2.2-58.2-94 рекомендует в расчетах принимать уровень налива на всю высоту стенки);
- четко оговорен учет нагрузки от изоляционных материалов, применяемых в резервуаре [3, 26];
- нормативные значения временной распределенной и временной сосредоточенной нагрузки отличны от рекомендованных нормами Украины [8, 4];
- аварийными воздействиями являются такие, как внешний взрыв, удар, пожар рядом с резервуаром, протечка, переворот, переполнение резервуара [3, 26] (в действующих нормах Украины под аварийными воздействиями понимаются такие, как резкое нарушение технологического процесса, поломка оборудования, внутреннее чрезмерное давление, аварийный вакуум, температурные воздействия, чрезмерное замачивание или оседание грунтов [4]);
- Eurocode не предполагает возможное отложение производственной пыли.

Сравнительный анализ. Численное описание приведено для основных нагрузок при отсутствии изоляции, временного оборудования и деформаций основания. Расчет аварийных и сейсмических воздействий не проводился.

Исходя из того, что расчетное значение нагрузки определяется как произведение ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , в ходе анализа было выявлено, что прямое сравнение только по коэффициенту надежности по нагрузке при одинаковой методике определения нормативного значения нагрузки возможно только для определения нагрузок от хранимой жидкости и внутреннего давления. Для каждой из остальных рассмотренных нагрузок методика определения их нормативных значений имеет свои особенности.

Коэффициенты γ_f в Eurocode и нормах Украины имеют различные значения, но следует отметить, что все они являются национально определяемыми параметрами.

Ряд особенностей имеет сбор снеговой и ветровой нагрузок.

Формулы для определения снеговой нагрузки в Eurocode [12] отличаются от приведенных в действующих нормах Украины [7] различными компонентами коэффициента S :

Таблица 1

Формулы для определения снеговой нагрузки

Eurocode	Нормы Украины
$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$	$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_{alt} \cdot s_0$
μ_i – коэффициент формы снеговой нагрузки; C_e – коэффициент окружающей среды; $C_e = 0,8 \dots 1,2$; C_t – температурный коэффициент; $C_t = 1,0$; s_k – характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт.	μ_i – коэффициент формы снеговой нагрузки; C_e – коэффициент режима эксплуатации кровли; $C_e = 1$; C_{alt} – коэффициент географической высоты; $C_{alt} = 1$; s_0 – характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт.

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт не может быть определено по Eurocode, т. к. его приложения содержат карты районирования только для стран Евросоюза. Поэтому для данного случая значение снеговой нагрузки на грунт было взято из ДБН В.1.2-2:2006.

Также ни один из выше перечисленных документов не приводит схему для определения коэффициента формы снеговой нагрузки μ_i для купольных крыш. Наиболее приближенными для данной конструкции являются схемы для арочных крыш, но согласно исследованиям, проведенным институтом ЦНИИСК [13], схема распределения снеговой нагрузки на

купольной крыше отличается значительным сносом снега в результате ветрового воздействия.

Согласно [13] формирование снеговой нагрузки на купольных круглых в плане покрытиях конической и сферической формы, опирающихся на цилиндрическую стену и характеризующихся небольшой крутизной (конические – до $\alpha \leq 30^\circ$, сферические – до $f/d \leq 0,25$, где α – угол наклона образующей для конических крыш, f – стрела подъема для купольных крыш, d – диаметр резервуара), отличается ветровым сносом существенной части снега, а также возможностью специфического неравномерного снегоотложения по поверхности покрытия. Для данного резервуара $f/d = 0,085 \leq 0,25$.

Так для более пологих куполов ($\alpha \leq 7^\circ$ или $f/d \leq 0,25$ для конических и сферических крыш соответственно) достаточно учитывать только равномерное распределение снеговой нагрузки по всей площади покрытия, а для менее пологих куполов ($7^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ или $0,05 \leq f/d \leq 0,25$ для конических и сферических крыш соответственно) коэффициент μ_i рекомендуется учитывать по двум вариантам:

- равномерное распределение снеговой нагрузки по всей площади покрытия;
- неравномерное распределение снеговой нагрузки при отсутствии снега на одной из половин купола.

В европейской практике подобный вопрос учтен в ISO 4355 [14], который положен в основу Eurocode в части снеговых нагрузок. На рис. 1 показана схема для определения коэффициента μ_i .

Следует отметить, что вопрос определения снеговой нагрузки на купольные крыши учтен при актуализации в 2011 году российского СНиП 2.01.07-85 [15], а ISO 4355 и рекомендации ЦНИИСК [13] положены в его основу.

В свою очередь, схемы для определения коэффициента μ_i для арочных крыш также имеют различия.

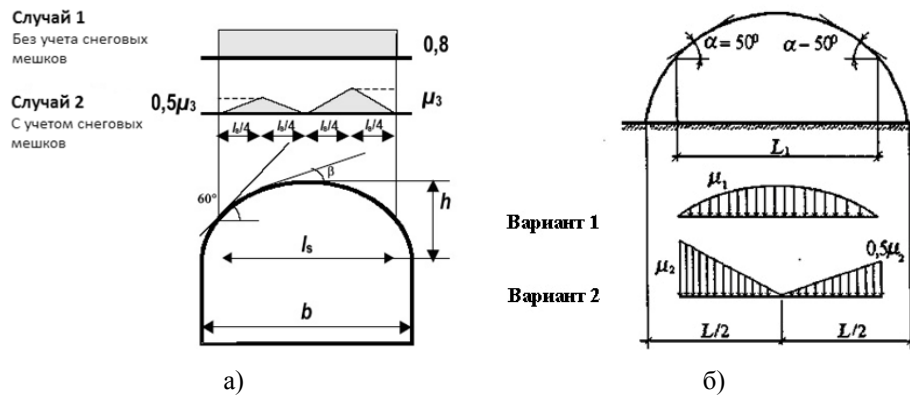


Рис. 1. Схемы определения коэффициента μ_i для арочных крыш:
а – по Eurocode ; б – по нормам Украины.

При этом μ_3 изменяется линейно и зависит от отношения h/b , может принимать значения от 0.2 до 2, в то время, как $\mu_{1,2}$ изменяется нелинейно и является функцией от $\sin \alpha$ или $\cos \alpha$, что оказывает влияние на распределение снега и на максимальные значения нагрузок.

Также Eurocode [12] для особых сочетаний нагрузок предусматривается возникновение чрезвычайных снегопадов и чрезвычайных снеговых мешков. В действующих нормах данная методика явно не оговорена.

Ветровую нагрузку на сооружение следует рассматривать как совокупность:

- нормального давления, приложенного к внешней поверхности;
- нормального давления, приложенного к внутренним поверхностям (резервуары с плавающей крышей, понтоном и т. д.);
- сил трения, направленных по касательной к внешней поверхности.

При этом действующие нормы Украины [7] не дают четкой методики учета сил трения, в то время, как в нормах Eurocode [16] данная методика указывается. Так же в [16] выделяется методика оценки общих ветровых эффектов для сооружения в целом и методика оценки ветрового воздействия на отдельные конструкции.

Формулы для определения нормативных значений ветрового давления на внешние поверхности различны и указаны в табл. 2.

Таблиця 2

Формулы для определения нормативных значений ветрового давления на внешние поверхности

Eurocode	Действующие нормы Украины
$W = c_s c_d w_e$	$W = w_0 C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$
c_s, c_d – конструкционный коэффициент; w_e – характеристическое значение ветрового давления;	w_0 – характеристическое значение ветрового давления; C_{aer} – аэродинамический коэффициент; C_h – коэффициент высоты сооружения; $C_h=1$ C_{alt} – коэффициент географической высоты; $C_{alt}=1$ C_{rel} – коэффициент рельефа; $C_{rel}=1$ C_{dir} – коэффициент направления; $C_{dir}=1$ C_d – коэффициент динамичности, учитывается при высоте сооружения более 10 метров; $C_d=1$.

Величина w_e определяется расчетом и зависит более чем от 14 факторов, связанных многоуровневой иерархией, как показано на рис. 2, в то время как действующие нормы Украины [7] предлагают менее трудоемкую методику.

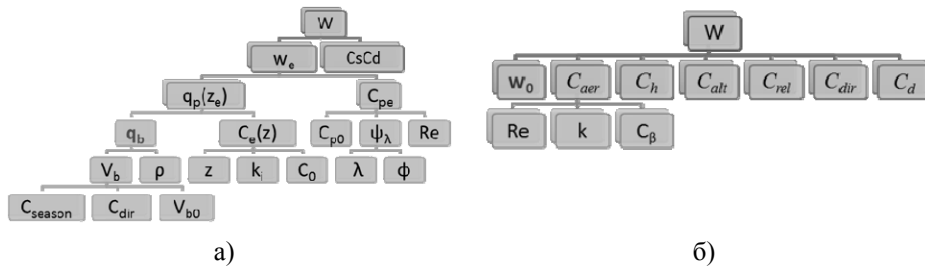


Рис. 2. Иерархия взаимосвязи компонентов формулы для определения ветрового давления:

а – в соответствии с Eurocode; б – в соответствии с нормами Украины

В Eurocode [16] характеристическое значение ветрового давления q_b определяется расчетом и зависит от скорости ветрового потока, а карты районирования указываются именно по скорости ветра, в то время как в [7] значение ветрового давления уже явно определено количественно. Ввиду данных различий численная оценка ветрового воздействия была произведена из условия равенства $w_0 = q_b$.

Основной вклад в конфигурацию ветрового воздействия вносят аэродинамический коэффициент и коэффициент изменения ветровой нагрузки по высоте.

Аеродинамічні коефіцієнти в плані мають схожу конфігурацію і залежать від числа Рейнольдса. Eurocode [16] передбачає три криві для визначення аеродинамічного коефіцієнта при $Re=5 \cdot 10^5$, $2 \cdot 10^6$ і 10^7 (рис. 3а). Дійсні норми [7] передбачають тільки одну криву при $Re > 4 \cdot 10^5$ (рис. 3в).

Ветрова навантаження на дах резервуара в дійсних нормах представлена як рівномірно розподілене від'ємне тиск по всій поверхні даху (рис. 3в). В Eurocode [16] конфігурація навантаження має складне очертання і передбачає ділянку з позитивним тиском (рис. 3б).

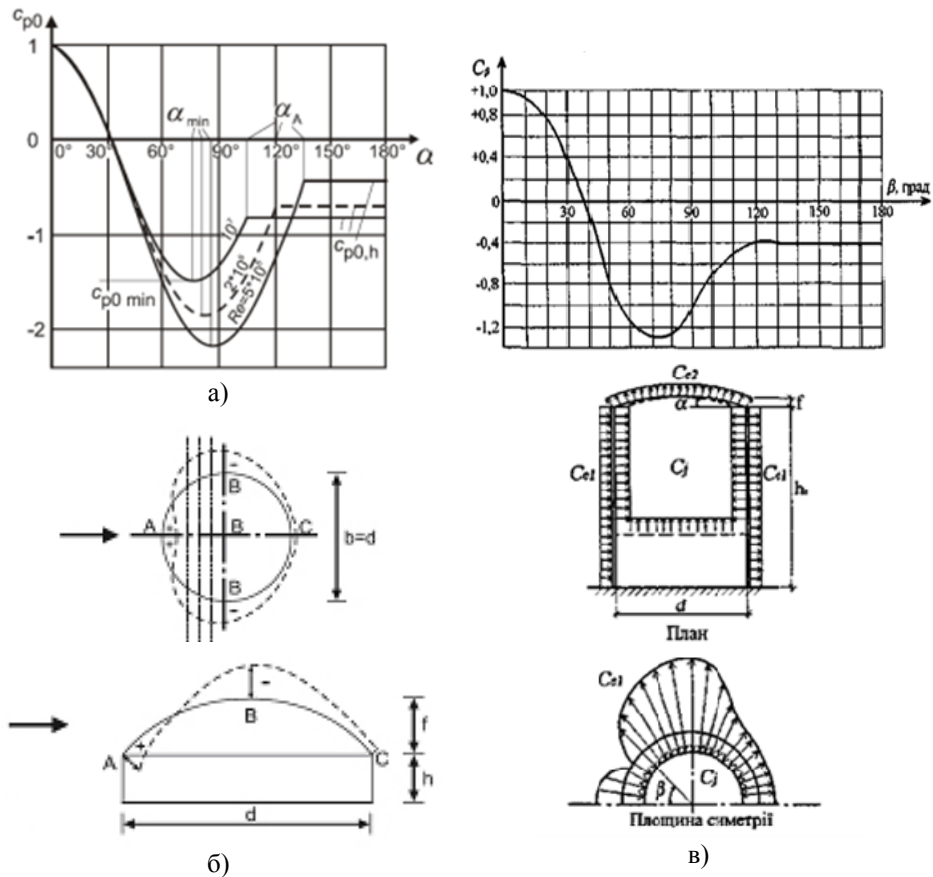


Рис. 3. Розподілення аеродинамічного коефіцієнта:
а – на стінку (Eurocode); б – на даху (Eurocode);
в – на стінку і даху (норми України)

Коэффициент изменения ветровой нагрузки по высоте зависит от типа местности, а в нормах Украины – еще и от величины периода собственных колебаний конструкции. Eurocode [16] в соответствии с типом местности предусматривает 5 кривых распределения значений коэффициента (для норм Украины [7] предусмотрены 8 кривых).

Следует отметить, что Eurocode [16] приводит значения коэффициента при высоте над поверхностью до 100 м, нормы Украины [7] – до 200 м.

Расчетное значение ветрового давления, вычисленное по рекомендациям Eurocode при условии равенства $w_0=q_b$, может за счет коэффициентов почти в два раза превосходить значения, вычисленные по действующим нормам.

Согласно Eurocode [1] и действующим нормам [7] расчетное значение нагрузки определяется как произведение ее характеристического значения на коэффициент надежности по нагрузке.

Для численной сравнительной оценки полученных значений используем следующее выражение:

$$\Delta = \frac{A_{vk} - A_{EN}}{A_{vk}} \cdot 100\%,$$

где A_{vk} – значение показателя согласно действующим нормам Украины; A_{EN} – значение показателя согласно Eurocode,

Тогда обозначим через: ΔQ_n – относительную разность характеристических значений показателя, $\Delta \gamma_f$ – относительную разность частных коэффициентов, ΔQ_p – относительную разность расчетных значений показателя.

Результаты расчета сведены в табл. 3, в которой также представлена количественная доля коэффициентов, которые могут быть определены национальным приложением, к общей доле (не считая коэффициентов надежности по нагрузке, которые все в своей количественной доле могут быть определены Национальными приложениями).

Из таблицы видно, что Eurocode и действующие нормы не будут обеспечивать одинаковые показатели надежности.

Моделирование конструкций резервуара. Расчет конструкций резервуара производился в среде ПК SCAD Soft в линейной постановке. Расчетная схема резервуара была представлена пространственной тонкостенной конструкцией. На основании дискретизации был получен размер конечного элемента $\approx 450 \times 450$ мм, сходимость результатов составила 1,92 %.

Таблиця 3

Сравнительная оценка воздействий на резервуар

№ п/п	Нагрузка	Кол-во компонентов формулы для определения нагрузки по Eurocode*	$\Delta Q_n, \%$	$\Delta \gamma_f, \%$	$\Delta Q_p, \%$
1	Нагрузка от жидкости	$\frac{2}{0}$	0	20...40	20...40
2	Нагрузка от внутреннего давления	$\frac{1}{0}$	0	-17	-17
3	Нагрузка от собственного веса	$\frac{1}{0}$	3,6	4,8	8,6
4	Распределенная временная нагрузка	$\frac{1}{1}$	-73	15	-69
5	Сосредоточенная временная нагрузка	$\frac{1}{1}$	-233	-25	-317
6	Снеговая нагрузка (разность максимальных значений нагрузки)	$\frac{4}{4}$	29	-114	-52
7	Ветровая нагрузка (давление на внешнюю поверхность стенки)	$\frac{16}{7}$	до -77	7	до -90

* Верхнее значение – это общее количество компонентов формулы для определения характеристического значения нагрузки, нижнее значение – те из них, выбор которых позволяет Национальным приложением

Составление расчетных сочетаний усилий. Действующими нормами предусматривается составление сочетаний 2-х типов: основные и аварийные. EN 1990, помимо этих сочетаний, в отдельную группу выделяет сочетание для сейсмических нагрузок. Следует отметить, что коэффициенты сочетаний ψ в двух методиках имеют различные значения, а в Eurocode значения коэффициентов ψ могут указываться не только в EN 1990, а и в соответствующих частях Eurocode 1.

В EN 1993-4-2 указаны три расчетных ситуации:

- воздействия, вызванные жидкостью в процессе нормальной эксплуатации;
- воздействия, вызванные жидкостью в процессе испытания;
- случайные (аварийные) ситуации.

Для каждой расчетной ситуации установлены соответствующие частные коэффициенты. В данном примере были рассмотрены два расчетных случая при эксплуатации резервуара – наполненный и пустой резервуар:

- собственный вес; гидростатическая нагрузка; избыточное давление; снег;
- собственный вес; ветер; вакуум.

При этом снег и временная распределенная нагрузка на покрытие в соответствии с EN 1990 полагались взаимоисключающими.

Расчетные сочетания усилий с указанием коэффициентов сочетаний приведены в табл. 4. При этом соответствующие частные коэффициенты надежности были учтены при сборе нагрузок и в данной таблице не приводятся.

Таблица 4

Расчетные сочетания усилий

Eurocode	Нормы Украины
Сочетание 1 $1 \cdot C_B + 1 \cdot G_D + 1 \cdot I_D + 0,5 \cdot C_n$	Сочетание 1 $1 \cdot C_B + 0,95 \cdot G_D + 0,9 \cdot I_D + 0,9 \cdot C_n$
Сочетание 2 $1 \cdot C_B + 1 \cdot V_{\text{вет}} + 1 \cdot V_{\text{вак}}$	Сочетание 2 $1 \cdot C_B + 0,9 \cdot V_{\text{вет}} + 0,9 \cdot V_{\text{вак}}$

Ввиду различной работы конструкции под приложенными нагрузками, разницей в их значениях и в правилах составления сочетаний при одинаковых климатических условиях резервуар будет иметь различные показатели напряженно-деформированного состояния. Для сочетания 1 показатели НДС, вычисленные по Eurocode, превышают показатели, вычисленные по действующим нормам до 40 %, а по сочетанию 2 – до 68 %.

Также было проанализировано, что вклад ветровой нагрузки в НДС резервуара в наполненном состоянии (т. е. при расчете на прочность) составляет не более 1–2 %, которые, в конечном счете, нивелируются при принятии толщины листов. В свою очередь, сбор ветровой нагрузки и ее моделирование в расчетной схеме для расчета на прочность является трудоемким процессом (в расчетах на устойчивость неравномерное ветровое давление приводится к равномерному сжатию). В связи с этим возникает вопрос о разработке альтернативной упрощенной методики сбора ветровой нагрузки на резервуар для расчета на прочность.

Положения по расчету стенки резервуара. Расчет стенки резервуара регламентирует EN 1993-4-2. В свою очередь, методика расчета представлена в EN 1993-4-1 [24], EN 1993-1-1 [25] и EN 1993-1-6 [21]. Eurocode [21, 24, 25] предусматривает расчет стенки по четырем группам для I и II групп предельных состояний: LS1 предел текучести, LS2 циклическая пластичность, LS3 потеря общей устойчивости, LA4 усталость.

ВБН В.2.2-58.2-94 содержит указания по расчету стенки резервуара на прочность, устойчивость, выносливость, малоцикловую прочность, прочность с учетом хрупкого разрушения, сейсмическое воздействие.

Также в соответствии с EN 1993-1-6 следует использовать один или несколько (всего 9) видов расчета, описанных в разделе 4 [21], который позволяет производить расчет оболочки с учетом ее геометрических и/или физических несовершенств. В действующих нормах [4, 23] данные указания отсутствуют.

В целях данной работы был принят расчет стенки на прочность и на устойчивость по I группе предельных состояний в линейной постановке.

Ведущим воздействием, влияющим на прочность цилиндрической стенки резервуара, является гидростатическое давление, поэтому расчет проводился по сочетанию 1.

Действующие нормы [4, 23] дают рекомендации только по расчету стенки, находящейся в безмоментном напряженно-деформированном состоянии.

Согласно Eurocode [21] изотропная оболочка рассчитывается по моментной мембранной теории. Соответственно компоненты равнодействующих напряжений содержат не только расчетные усилия N , но и изгибающие моменты.

Проверка несущей способности производится как по приведенным напряжениям, так и по отдельным равнодействующим (в нормах Украины оговорена проверка только по приведенным напряжениям).

Из приведенного выше видно, что обе методики используют формулу Мизеса для проверки прочности с той разницей, что Eurocode в компонентах данной формулы учитывает не только усилия N , но и изгибающие моменты:

Действующие нормы
(формула 1.10.1 [23])

$$\frac{1}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1$$

Eurocode (производная
формул 5.4, 5.5,
5.10 [24])

$$\frac{\gamma_{M0}}{f_y} \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\Theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \sigma_{\Theta,Ed} + 3\tau_{x\Theta,Ed}^2} \leq 1$$

Расчет показал, что одни и те же пояса, рассчитанные в соответствии с Eurocode и действующими нормами, будут не одинаково терять прочность. Так же было выявлено, что Eurocode обеспечивает более жесткие граничные условия потери прочности стенки. Нормы Украины оговаривают расчет только общей устойчивости стенки. Eurocode детализирует возможные расчетные ситуации для проверки устойчивости стенки и содержит их более шести.

При расчете на устойчивость резервуар испытывает сложное напряженно-деформированное состояние и работает при одновременном действии осевого и бокового давления. Расчет устойчивости стенки проводится для пустого резервуара.

В данном случае осевое сжатие в стенке резервуара возникает от действия собственного веса стенки и крыши, от снега на крыше и приложенного к ней вакуума. Боковое давление на стенку резервуара оказывает ветер и вакуум, при этом согласно ВБН В.2.2-58.2-94 и EN 1993-4-1 ветровое давление следует приводить к равномерному радиальному сжатию.

Согласно п. 3.33 ВБН В.2.2-58.2-94 для расчета стенки резервуара на устойчивость следует рассчитывать ветровое давление по формуле 4:

$$W_m^{ym} = 0,5 W_o K C_{el} \gamma_f.$$

Все компоненты формулы можно сопоставить с применяемой ранее формулой для сбора ветровой нагрузки, кроме понижающего коэффициента 0,5.

Обозначим 0,5 как дополнительный коэффициент надежности по ветровой нагрузке C_w (как в Eurocode [3]). Таким образом, по действующим нормам [4] $C_w=0,5$ во всех случаях.

В Eurocode [3] данный коэффициент C_w определяется расчетом и зависит от геометрических параметров оболочки.

Для типовых резервуаров объемом от 100 м³ до 50000 м³ данный коэффициент находится в пределах от 0,603 до 0,894 соответственно. Для данного резервуара $C_w=0,776$.

Согласно Eurocode ветровое давление определяется по формуле 11.28 EN 1993-4-2:

$$q_{eq,Ed} = k_w q_{w,max,Ed},$$

где $q_{w,max,Ed}$ – максимальное давление ветра, а k_w определяется по формуле 11.29 EN 1993-4-2:

$$k_w = \frac{1}{C_w}.$$

В соответствии с действующими нормами [4, 23] цилиндрическую оболочку рассчитывают как центрально-сжатую. В случае внецентренного сжатия в параллельном к образующей направлении или в случае чистого изгиба в диаметральной плоскости [23] содержит методику упрощенного расчета.

Для разных типов крыш в зависимости от распределения на них снеговой нагрузки может иметь место как центральное, так и внецентренное осевое сжатие.

В отличие от норм Украины в Eurocode [24] приводится отдельно методика для проверки устойчивости оболочки при осевом сжатии и боковом давлении:

— при осевом сжатии (проверка по напряжениям, формула 5.37 EN 1993-4-1):

$$n_{x,Ed} \leq t \cdot \sigma_{xRd};$$

— при боковом давлении (проверка по величинам давления, формула 5.42 EN 1993-4-1):

$$p_{n,Ed} \leq p_{n,Rd}.$$

Изложенные в Eurocode методики не приводят к совместному учету осевого и бокового давления, что не соответствует реальной работе конструкции, а методика проверки устойчивости при боковом давлении обеспечивает только проверку устойчивости, из которой не следует возможных путей обеспечения устойчивости в случае невыполнения условия. Так же разнородность критериев и параметров, характеризующих устойчивость стенки по двум методикам, затрудняет их численную сравнительную оценку. В свою очередь, обе методики EN 1993-4-1 основываются на EN 1993-1-6, который дает общие принципы расчета на устойчивость с возможностью одновременного учета всех действующих нагрузок, а так же указывает результирующие (выходные) параметры, которые позволяют оценить влияние на устойчивость совместно осевых и боковых сил.

Нормы Украины	EN 1993-4-1	EN 1993-1-6
Осевое и боковое давление	осевое давление $n_{x,Ed} \leq t \cdot \sigma_{xRd}$	Осевое и боковое давление (формула 8.19 EN 1993-1-6)
$\frac{\sigma_1}{\sigma_{CR1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{CR2}} \leq \gamma_C$	боковое давление $p_{n,Ed} \leq p_{n,Rd}$	$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_\theta} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}}\right)^{k_\tau} \leq 1$

Таким образом, необходимо проведение дополнительных исследований по применимости вышеуказанных методик для резервуаров. Одним из возможных вариантов является разработка конкретной методики для резервуара на основании рекомендаций EN 1993-1-6 по образцу и подобию методик, приведенных в EN 1993-4-1.

Выводы

Переход на нормы Eurocode в области проектирования строительных конструкций позволит обеспечить единый подход к проектированию, не отличающийся от принятого в странах-членах ЕС.

Ввиду различий между нормативными базами работа с Eurocode требует иного подхода.

Eurocode и действующие нормы по-разному учитывают нагрузки на резервуар. Отличается подход к определению аварийных воздействий, расчету ветровой и снеговой нагрузки, учету собственного веса резервуара и нагрузки от изоляции, что требует регулировки на уровне как Национальных приложений, так и путем разработки соответствующих методик.

Система коэффициентов Eurocode является гораздо более сложной, чем в отечественных нормах, а также требует одновременной работы с сопутствующими частями Eurocode.

Расчет, выполненный по действующим нормам и Eurocode, не обеспечивает одинаковые показатели надежности конструкций. Для рассмотренного вертикального цилиндрического резервуара при одних и тех же исходных данных параметры напряженно-деформированного состояния конструкций, посчитанных по Eurocode, превышают параметры, вычисленные в соответствии с действующими нормами Украины. Различия составили до 68 %.

Литература

- [1] Eurocode – Basis of structural design : EN 1990:2002+A1. – Brussels : Management Centre, 2002. – 116 с. – (European Standard).
- [2] Типовой проект 704-1-70 Стальной вертикальный цилиндрический резервуар для нефти и нефтепродуктов емкостью 20000 куб. м. – М. : ЦНИИпроектстальконструкция Госстроя СССР, 1972. – Ал. 1. – 46 с.
- [3] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 4-2. Tanks : EN 1993-4-2. – Brussels: Management Centre, 2007. – 55 с. – (European Standard).
- [4] Резервуары вертикальные стальные для хранения нефти и нефтепродуктов с давлением насыщенных паров не выше 93,3 кПа : ВБН В.2.2-58.2-94. – Киев : Госкомнефтегаз, 1994. – 98 с. – (Відомчі будівельні норми України).
- [5] Резервуары вертикальные цилиндрические стальные для нефти и нефтепродуктов. Общие технические условия : ДСТУ Б В.2.6-183:2011. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2012. – 81 с. – (Національний стандарт України).

- [6] Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість : ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 (EN 1993-1-2:2005, IDT). – Офіц. вид – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [7] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 78 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [8] Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд : ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 (EN 1991-1-1:2002, IDT). – Офіц. вид – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [9] Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 4-2. Резервуари : ДСТУ-Н Б EN 1993-4-2:2012 (EN 1993-4-2:2007, IDT). – Офіц. Вид. – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [10] Лессиг Е. Н. Листовые металлические конструкции / Е. Н. Лессиг, А. Ф. Лилеев, А. Г. Соколов. – М. : Стройиздат, 1970. – 488 с.
- [11] Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-5. Загальні дії. Теплові дії : ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5:2012 (EN 1991-1-5:2003, IDT). – Офіц. Вид. – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [12] Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження : ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 (EN 1991-1-3:2003, IDT) – Офіц. Вид. – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [13] Рекомендации по определению снеговой загрузки для некоторых типов крыш. – М. : ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 1983. – 22 с.
- [14] Bases for design of structures – Determination of snow loads on roofs: ISO 4355. – International Organization for Standardization, 1998. – 31 p. – (European Standard).
- [15] Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* : СП 20.13330.2011. – Изд. офиц. – М. : Росстандарт, 2011. – 80 с.
- [16] Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаження : ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 (EN 1991-1-4:2005, IDT). – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [17] Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2009 – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 86 с. – (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Державні будівельні норми України).

- [18] Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2009. – 86 с. – (Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Державні будівельні норми України).
- [19] Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд : ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 (EN 1998-1:2004, IDT). – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [20] Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 4. Силосні башти, резервуари та трубопроводи : ДСТУ-Н Б EN 1998-4:2012 (EN 1998-4:2006, IDT). – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [21] Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-6. Міцність та стійкість оболонки : ДСТУ-Н Б EN 1993-1-6:2011 (EN 1993-1-6:2007, IDT). – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [22] Стальные конструкции. Нормы проектирования : СНиП II-23-81*. – М.: ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 1983. – 22 с.
- [23] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [24] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 4-1: Silos : EN 1993-4-1. – Brussels : Management Centre, 2007. – 114 с. – (European Standard).
- [25] Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд : ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 (EN 1993-1-1:2005, IDT). – Офіц. вид. – К. : Мінрегіон України, 2012. – (Національний стандарт України).
- [26] Eurocode 1: Actions on structures – Part 4: Silos and tanks : EN 1991-4. – Brussels: Management Centre, 2006. – 107 с. – (European Standard).

Надійшла до редколегії 23.09.2013 р.

УДК 624.04

Использование концепции проскальзывания вант для определения начальной формы вантовой сети

Гордеев В.Н., д.т.н., Шимановская М.А., к.т.н.

ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»,
Украина

Анотація. В роботі розглядається методика розрахунку вантових сіток, яка враховує можливість проковзування вант у вузлових з'єднаннях. Ця методика дозволяє розв'язувати широкий клас задач щодо визначення початкової форми вантової сітки. Обговорюється застосування методу переміщень та змішаного методу. Наводиться система нелінійних алгебраїчних рівнянь змішаного методу, в результаті розв'язання якої визначаються координати вузлів і натягу вант сітки, що проектується. Пропонується покроковий метод розв'язання цієї системи рівнянь.

Розглянуто типи задач із формотворення вантових сіток, розв'язуваних запропонованим методом. Наведено приклади розв'язку задач описуваних типів із рекомендаціями щодо вибору розрахункових схем. Показано, що одну й ту саму розрахункову схему можна використовувати і для пошуку початкової форми сітки, і для розрахунку цієї ж сітки на зовнішні навантаження і температурні впливи. Описано особливості роботи алгоритму розв'язання задачі та відомості щодо його збіжності.

Аннотация. В работе рассматривается методика расчета вантовых сетей, учитывающая возможность проскальзывания вант в узловых соединениях. Эта методика позволяет решать широкий класс задач об определении начальной формы вантовой сети. Обсуждается применение метода перемещений и смешанного метода, в результате решения которой определяются координаты узлов и натяжения вант проектируемой сети. Предлагается шаговый метод решения этой системы уравнений.

Рассмотрены типы задач по формообразованию вантовых сетей, решаемые по предложенному методу. Приведены примеры решения задач описанных типов с рекомендациями по выбору расчетных схем. Показано, что одну и ту же расчетную схему можно использовать и для поиска начальной формы сети, и для расчета этой же сети на внешние нагрузки и температурные воздействия. Описаны особенности работы алгоритма решения задачи и сведения по его сходимости.

Abstract. The article presents a technique for analyzing cable nets, which takes into account the possibility of the cables to slip with respect to one another in nodal joints. The technique permits to solve a wide scope of problems of finding the initial shape of a cable net. The application of the displacement method and the combined method is discussed. The algebraic nonlinear equation set of the combined method is cited, which solution results in determination of the coordinates for nodes and cable forces of the designed system. The step-by-step calculation method is proposed to solve this equation set.

The problem types concerning the cable-stayed system shape finding are considered, which are to be solved by means of the method proposed. The examples are given for solving the problems of described types along with the advice on design models selection. It is shown that the same design model can be applicable both for the initial

system's shape determination and for designing the same system on environmental and temperature stresses. The features of the algorithm operation are described and the data on its convergence are offered.

Ключевые слова: вантовая система, монтажное состояние, начальная форма, проскальзывание вант, метод погонных натяжений.

Введение. При проектировании вантовых сетей возникает задача, связанная с определением геометрических размеров начальной формы сети, реализуемой на стадии монтажа.

Если говорить об определении начальной формы вантовых сетей в историческом аспекте, то до 1970 года математические методы для решения этой задачи практически не применялись. Инженеры пользовались, в основном, эмпирическими методами и методами физического моделирования.

Только в 1971 году К. Linkwitz и Н.-J. Schek [1] предложили достаточно простой метод для определения формы равновесия сетей – метод погонных натяжений (*force density method*). Этот метод получил широкое распространение, главным образом, в Германии [2]. Метод погонных натяжений с некоторыми модификациями и сегодня является основным методом поиска начальной формы вантовых сетей [3].

В 2005 году на международной конференции ИАСС в Румынии авторами этого доклада была предложена расчетная модель вантовой системы с проскальзывающими вантами [4]. Более подробно она описана в работе [5]. Эта модель позволяет рассчитывать системы, в которых ванты в отдельных узлах не соединены между собой неподвижно, а могут проскальзывать одна относительно другой. Ситуация, когда ванты еще не закреплены окончательно, а взаимно проскальзывают, наблюдается в монтажном состоянии, когда впервые физически реализуется начальная форма вантовой конструкции. Видимо, поэтому предложенная расчетная модель оказалась удобной для решения задач о формообразовании. Для решения задачи составляется расчетная схема исходного состояния, соответствующая основному замыслу проектируемой системы, выбираются разные виды закреплений и разные начальные формы вантовых систем.

Системы с проскальзывающими вантами. Рассмотрим систему, в которой присутствуют ванты, проскальзывающие одна по другой без трения. С целью конкретизации метрики такой системы будем полагать, что в месте соприкосновения вант имеется воображаемая узловaя вставка с проушинами, сквозь которые пропущены ванты (рис. 1). Положение вставки в пространстве характеризуется тремя координатами в произвольно

выбранной декартовой системе. Число проушин в узловой вставке равно числу перекрещивающихся вант. Будем полагать, что размеры вставок пренебрежимо малы по сравнению с размерами элементов системы, поэтому вставку будем считать объектом исчезающе малых размеров.

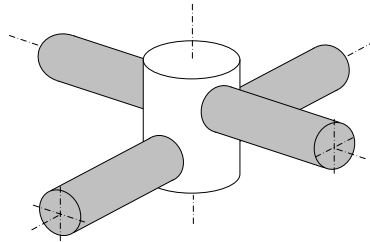


Рис. 1. Схема узловой вставки с двумя проушинами

Представим себе, что каждая ванта в недеформированном состоянии размечена в единицах длины, как мерная лента. Узловая вставка, перемещаясь вдоль ванта, занимает на ней определенное положение. Деление на ванте, соответствующее этому положению, будем называть вантовой координатой вставки. Вставка имеет столько вантовых координат, сколько вант сквозь нее проходит.

Пусть система состоит из m узловых вставок и n вант, пронумерованных в произвольном порядке натуральными числами $1, \dots, m$; $1, \dots, n$. Для пространственных координат узловых вставок вводится двухиндексная нумерация. Будем обозначать эти координаты x_{ir} , ($i = 1, \dots, m$; $r = 1, 2, 3$), где i – номер узловой вставки, r – номер координаты в декартовой системе x_1, x_2, x_3 . Для вантовых координат вводится также двухиндексная нумерация. Будем обозначать эти координаты s_{jp} ($j = 1, \dots, n$; $p = 0, \dots, k_j$), где j – номер ванта. Для уяснения смысла младшего индекса вантовых координат надо иметь в виду следующее.

В расчетной схеме каждая ванта последовательно пропущена сквозь проушины узловых вставок. Рассмотрим ванту с номером j и пронумеруем проушины узловых вставок, сквозь которые пропущена эта ванта, целыми числами $0, \dots, k_j$. Нумерация проушин выполняется последовательно в направлении возрастания вантовой координаты. Индекс p в обозначении вантовой координаты s_{jp} – это и есть номер проушины. Будем считать, что k_j – максимальный номер проушины для ванта с номером j .

Каждая ванта разбита проушинами узловых вставок на участки. Введем двухиндексную нумерацию этих участков $j = 1, \dots, n$; $p = 1, \dots, k_j$ в порядке возрастания вантовой координаты, как это показано на рис. 2.

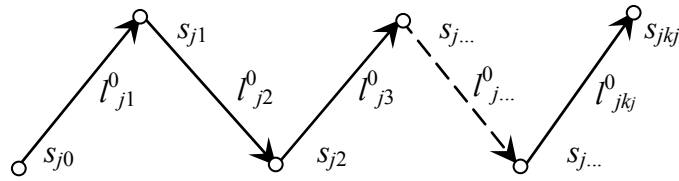


Рис. 2. Принцип нумерации проушин и участков вант

Ограничимся рассмотрением систем, в которых все ванты в достаточной мере натянуты, и каждый участок ванты можно считать прямолинейным. В силу этого каждый участок ванты будем рассматривать как вектор, имеющий длину участка ванты и направленный в сторону возрастания вантовой координаты. Учитывая то, что ванты деформируются, следует различать длину участка в деформированном и недеформированном состояниях. Длину каждого участка в недеформированном состоянии можно вычислить по формуле

$$l_{jp}^0 = s_{jp} - s_{jp-1} \quad (j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j). \quad (1)$$

Понятно, что длина каждого из участков должна быть неотрицательной.

Для того чтобы установить соответствие между номером проушины и номером вставки с этой проушиной, вводится целочисленная функция N_{jp} . Значение N_{jp} – это номер вставки, в которой имеется проушина с номером p для пропуска ванты с номером j . Заметим, что одна и та же ванта может проходить сквозь проушины одной и той же вставки несколько раз, например, в случае моделирования полиспафта.

На систему могут быть наложены связи. Ограничимся рассмотрением связей, каждая из которых устраняет одну из степеней свободы. Связи, наложенные на пространственные координаты узловых вставок, закрепляют вставки в пространстве. Связи, наложенные на вантовые координаты, предотвращают проскальзывание ванты в соответствующей проушине.

Уравнения связей можно записать следующим образом:

$$x_{ir} = x_{ir}^c \quad (ir \in CX); \quad (2)$$

$$s_{jp} = s_{jp}^c \quad (jp \in CS), \quad (3)$$

где CX – множество пар индексов, определяющих закрепленные связями пространственные координаты узловых вставок; CS – множество пар индексов, определяющих закрепленные связями вантовые координаты узловых вставок; x_{ir}^c и s_{jp}^c – заданные константы.

На вантовую систему действуют нагрузки, приложенные к узловым вставкам (узловые нагрузки), и температурные воздействия. Нагрузками от собственного веса вант в этой работе пренебрежем.

Проекции векторов узловых нагрузок на координатные оси обозначим P_{ir} ($i = 1, \dots, m$; $r = 1, 2, 3$), где i – номер узловой вставки, r – номер координатной оси.

Температурное воздействие представлено приращениями температуры вант Δt_j ($j = 1, \dots, n$) по отношению к их ненагретому состоянию, где j – номер ванты. Ненагретое – это то состояние, в котором производится воображаемая разметка ванты как мерной ленты.

Смешанный метод для расчета систем с проскальзывающими вантами. В работе [7] был описан смешанный метод расчета систем с проскальзывающими вантами, в котором в качестве основных неизвестных выступают пространственные координаты узлов x_{ir} ($ir \notin CX$) и реакции связей h_{jp} ($jp \in CS$), препятствующих изменению вантовых координат.

Система уравнений смешанного метода имеет вид:

$$s_{jp} = s_{jp}^c \quad (jp \in CS); \quad (4)$$

$$R_{ir} = 0 \quad (ir \notin CX). \quad (5)$$

Уравнения (4) являются, по существу, уравнениями связей (3), а уравнения (5) – условиями равенства нулю реакций фиктивных связей, наложенных на узлы исследуемой системы.

Напомним, что s_{jp} – текущее значение вантовой координаты узловой вставки, в которой находится проушина с номером p , приписанная к ванте с номером j , а s_{jp}^c – заданное значение этой вантовой координаты. R_{ir} – текущее значение реакции в фиктивной связи, которое должно быть равно нулю из условия равновесия. При определении этих величин следует пользоваться формулами:

$$s_{jp} = \sum_{v=1}^p l_{jv}^0 \quad (j = 1, \dots, n; p = 1, \dots, k_j); \quad (6)$$

$$R_{ir} = \sum_{j=1}^n G_j \sum_{v=1}^{k_j} (K_{jv} - \kappa_j) c_{jvr} \cdot (\delta_{N_{jv}i} - \delta_{N_{jv}-i}) - P_{ir} \quad (7)$$

$(i = 1, \dots, m; r = 1, 2, 3).$

В этих формулах обозначено: N_{jv} – целочисленная функция, описывающая структуру системы, определенная в предыдущем разделе,

$$l_{jv}^0 = \frac{l_{jv}}{K_{jv}} \quad (j = 1, \dots, n; v = 1, \dots, k_j). \quad (8)$$

При этом l_{jv} – длина деформированного участка ванты, выражается формулой:

$$l_{jv} = \sqrt{\sum_{r=1}^3 (x_{N_{jvr}} - x_{N_{jv-r}})^2} \quad (j = 1, \dots, n; v = 0, \dots, k_j). \quad (9)$$

В формуле (7) используются направляющие косинусы деформированного участка ванты:

$$c_{jvr} = \frac{x_{N_{jvr}} - x_{N_{jv-r}}}{l_{jv}} \quad (j = 1, \dots, n; v = 1, \dots, k_j; r = 1, 2, 3); \quad (10)$$

коэффициент K_{jv} , применяемый для перехода от недеформированной длины ванты к деформированной:

$$K_{jv} = \sqrt{\kappa_j^2 - \frac{2}{G_j} \cdot \sum_{p=v}^{k_j} h_{jp}} \quad (j = 1, \dots, n; v = 1, \dots, k_j); \quad (11)$$

коэффициент, учитывающий влияние температуры

$$\kappa_j = 1 + \alpha_j \cdot \Delta t_j \quad (j = 1, \dots, n); \quad (12)$$

жесткость ванты с номером j на растяжение G_j .

Для решения нелинейной системы уравнений был применен шаговый метод приложения нагрузки с итерационным уточнением решения после завершения установленного заранее числа шагов. Этот метод описан в работе [7].

Типы решаемых задач. Выбор формы вантовой сети – задача творческая. При ее решении важную роль играют архитектурные, эстетические и иные соображения. Тем не менее, существует набор стандартных приемов, позволяющий получать разнообразные формы сети. В первую очередь, можно использовать различные виды контурных закреплений вант.

Наиболее простой является система закреплений концов вант на жестком или упругом контуре. Примером конструкции такого вида является покрытие Ралей-арены. В этом сооружении концы вант закрепляются на наклонных арках, работающих на сжатие с изгибом.

Конструкция другого типа получается, когда основные ванты прикреплены к мощным контурным вантам. Большое разнообразие вантовых сетей, полученных таким образом, можно наблюдать на объектах Мюнхенского олимпийского стадиона 1972 года.

Еще один вид конструкций характерен тем, что ванты одним концом крепятся к жесткому внешнему кольцу, а другим концом – к гибкому предварительно напряженному внутреннему кольцу. Такая конструкция реализована при реконструкции Олимпийского спортивного комплекса в г. Киеве.

Иногда вантовая сеть имеет точечные опоры, поддерживаемые мачтой или мощной вантой. Такое решение достаточно часто применяется и влечет за собой появление радиально-кольцевых зон покрытия. Это вносит разнообразие в архитектурную форму сети.

Второй аспект, с которым сталкивается проектировщик при определении начальной формы сети, является размер и форма ее ячеек. Иногда нужно создать равносторонние ячейки, иногда – ортогональную сеть. В зависимости от этого можно разрешить вантам скользить одна по другой или связать их в узлах, соблюдая необходимые размеры сторон ячейки.

Случай закрепления вантовой сети к жесткому контуру. Схема закрепления вантовой сети к жесткому контуру показана на рис. 3. В этом случае на пространственные координаты узловых вставок опорных узлов накладываются связи и задаются координаты этих вставок. Все пространственные координаты узловых вставок свободных узлов оставляются незакрепленными. Нагрузки к этим вставкам не прикладываются.

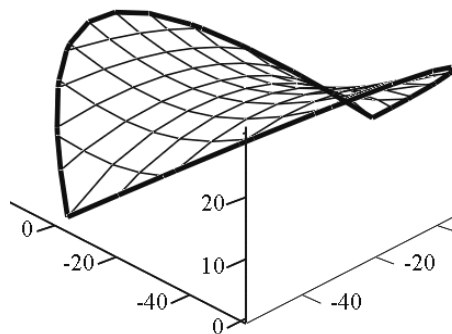


Рис. 3. Сеть на жестком контуре

Условия закрепления вант в проушинах узловых вставок следующие. С вантой j связаны проушины $0, \dots, k_j$. Прουшина 0 по умолчанию жестко соединена с вантой в точке с вантовой координатой 0 . В остальных проушинах $1, \dots, k_j$ ванта должна проскальзывать свободно. При этом в проушине k_j следует задать проталкивающее усилие, вычисленное по формуле

$$h_{jk} = -H_{jk} \cdot \left(\kappa_j + \frac{H_{jk}}{2 \cdot G_j} \right) \quad (k = k_j) \quad (13)$$

в зависимости от желаемого натяжения H_{jk} в ванте с номером j , а в остальных проушинах – нулевые усилия. Так надо поступить со всеми вантами.

В результате расчета будут получены пространственные координаты неопорных узлов, а затем по формуле (8) можно будет определить вантовые координаты всех проушин. При этом координата проушины с номером k_j равна полной геометрической длине ванты j в недеформированном состоянии.

Случай проскальзывания одного семейства вант. В предыдущем примере во всех неопорных узлах оба семейства вант свободно проскальзывали в проушинах узловых вставок. Здесь рассматривается пример вантовой сети, когда ванты одного семейства отсекают на вантах второго семейства равные по длине промежутки (рис. 4).

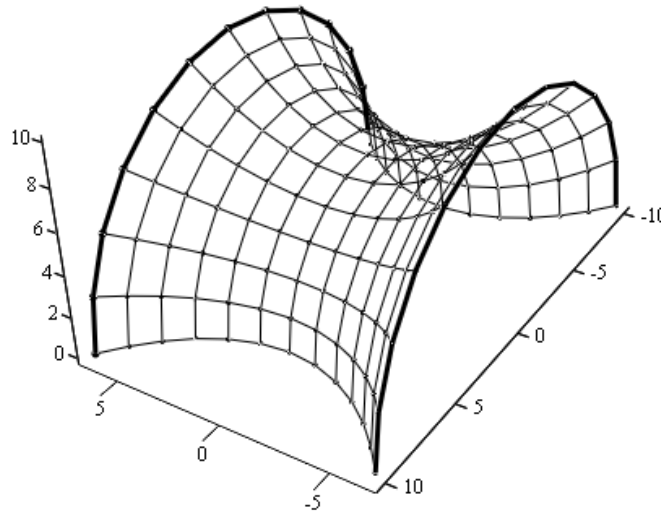


Рис. 4. Закрепление узловых вставок на вантах одного семейства

Эта сеть опирается на закрепленные в пространстве полукольцевые арки, к которым неподвижно прикреплены продольные ванты с заданной фиксированной длиной. К этим вантам на фиксированном расстоянии друг от друга неподвижно закреплены узловые вставки. Сквозь проушины этих вставок пропущены полукольцевые ванты так, что они могут свободно проскальзывать в проушинах этих вставок. Натяжения этих вант заданы заранее и равны между собой. Узловые вставки, находящиеся на концах полукольцевых вант, закреплены на уровне земли вертикальными связями. В горизонтальном направлении эти узловые вставки могут перемещаться свободно. Остальные узловые вставки не закреплены. Оказалось, что при этом сеть приобретает форму катеноида.

Случай закрепления вантовой сети к контурным вантам. Пример такой сети и схема закреплений к контурной ванте показаны на рис. 5. Для контурной ванты надо определить ее недеформированную длину и установить места крепления к ней остальных вант сети. На концах контурной ванты и в местах крепления вант сети надо предусмотреть узловые вставки. На концевые узловые вставки накладываются связи и задаются пространственные координаты этих вставок. Все промежуточные вставки оставляются незакрепленными в пространстве.

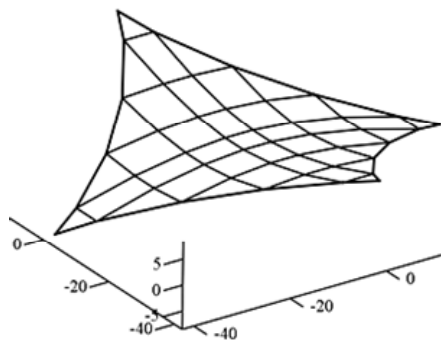


Рис. 5. Закрепление вантовой сети к контурной ванте

Контурная ванта неподвижно закрепляется во всех проушинах. Вантовые координаты этих проушин задаются в соответствии с установленными местами крепления вант сети.

Ванты сети крепятся к узловым вставкам на контурной ванте либо своим началом, либо своим концом. Если ванта крепится к узловой вставке своим началом, то она по умолчанию закреплена неподвижно в своей проушине с номером 0. Если ванта крепится к узловой вставке своим концом, то в проушине узловой вставки ванта не должна быть закреплена, и, кроме того, следует задать проталкивающее усилие, вычисляемое по формуле (13).

В результате расчета будут получены пространственные координаты всех узловых вставок, включая координаты промежуточных узловых вставок на контурной ванте, и усилия на ее участках.

Случай радиально-вантовой сети с гибким внутренним кольцом заданной длины. Схема радиально-вантовой сети с внутренним кольцом показана на рис. 6. Внутреннее кольцо представляет собой ванту, пропущенную сквозь ряд проушин $0, 1, \dots, k$. При этом проушина k должна быть расположена в той же узловой вставке, что и проушина 0 для того, чтобы кольцо было замкнутым.

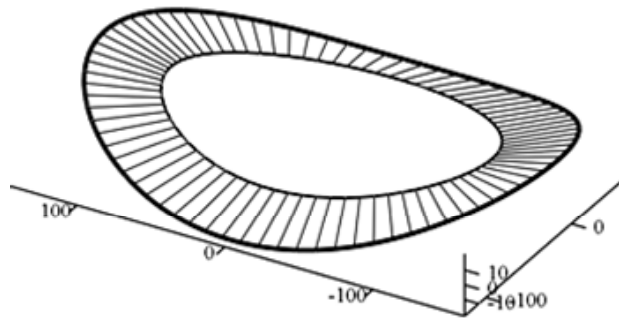


Рис. 6. Радиально-вантовая сеть с гибким внутренним кольцом

В данном случае кольцо должно иметь заданную недеформированную длину. Следовательно, кольцевая ванта должна быть неподвижно закреплена в проушине k , а вантовая координата этой проушины должна быть равна недеформированной длине кольца. В проушинах $1, 2, \dots, k-1$ кольцевая ванта не закрепляется.

Радиальные ванты своим началом присоединяются к узловым вставкам, расположенным на наружном жестком контуре, а концом – к узловым вставкам, расположенным на внутреннем кольце. Поскольку радиальные ванты должны иметь заданные усилия, они не закрепляются в своих концевых проушинах, где следует приложить проталкивающие усилия, вычисляемые по формуле (13).

Узловые вставки, расположенные на наружном жестком контуре, следует закрепить неподвижно в пространстве, а узловые вставки, расположенные на внутреннем кольце – оставить свободными.

В результате расчета будут получены пространственные координаты узловых вставок на внутреннем кольце, его натяжение и длины радиальных вант.

Случай радиально-вантовой сети с внутренним кольцом с заданным натяжением. В отличие от предыдущего случая в кольце задано усилие, а для радиальных вант вместо усилий заданы недеформированные длины. Чтобы реализовать описанную схему, следует освободить k -ю проушину и приложить в ней проталкивающее усилие, вычисляемое по формуле (13). Концы радиальных вант нужно жестко закрепить в проушинах узловых вставок на гибком кольце так, чтобы вантовые координаты проушин были бы равны заданным длинам радиальных вант.

В результате расчета будет определена длина гибкого внутреннего кольца, координаты узловых вставок на внутреннем кольце и усилия в радиальных вантах.

Расположение подвесок висячего моста. Определенная сложность при конструировании висячего моста заключается в том, что подвески моста передают на главную цепь усилия, имеющие составляющую, действующую вдоль цепи. Для восприятия этой составляющей применяют фрикционные устройства, которые сильно сжимают главную цепь и могут ее повредить. Для предотвращения этой неприятности подвески можно расположить так, чтобы минимизировать продольную (по отношению к главной цепи) составляющую усилий в подвесках.



Рис. 7. Геометрия подвесок висячего моста

Для решения этой задачи можно воспользоваться идеей проскальзывающих вант. При этом достаточно рассмотреть всего две ванты: главную цепь и ванту подвесок, образующую зигзагообразную линию. Главная цепь – это ванта, имеющая заданную длину и неподвижно закрепленная на концах. Ванта подвесок пропущена поочередно через узловые вставки на балке жесткости и на цепи. В начальной точке она закреплена неподвижно, а во всех остальных местах – свободно проскальзывает. Натяжение этой ванты задано. Узловые вставки закреплены на балке жесткости, а на главной цепи проскальзывают. Таким образом, при равных усилиях в подвесках составляющие усилий, направленные вдоль цепи, равны нулю.

На рис. 7 показана геометрия зигзагообразных подвесок висячего моста, рассчитанная с использованием идеи скользящих вант.

Вантовая сеть в окрестности точечной опоры. Если вантовую сеть, перекрывающую большую площадь, надо подпереть колоннами или подвесить на внешние ванты, в зоне подпорок или подвесок обычно создают участок сети с радиально-кольцевой системой вант. Такой участок особенно уместен, если в качестве ограждающей конструкции используется мягкая оболочка. Начальную геометрию этого участка можно рассчитать, используя идею скользящих вант.

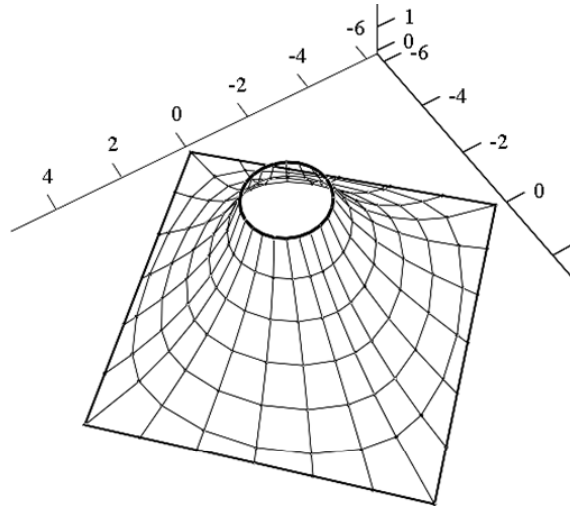


Рис. 8. Вантовая сеть в окрестности точечной опоры

На рис. 8 показан участок такой сети, полученный расчетным путем. Этот участок прикреплен к круглому верхнему контуру и к квадратному нижнему контуру при помощи узловых вставок, сквозь которые проходят 24 радиальные ванты. Размеры и положения в пространстве контуров заданы. Узловые вставки прикреплены к контурам так, что длины участков контура между соседними вставками равны между собой.

Радиальные ванты охвачены пятью кольцевыми вантами. Кольцевые ванты расположены так, что они разбивают радиальные ванты на участки равной длины, начиная от верхнего контура.

Рассмотрим условия закрепления узловых вставок и вант в узловых вставках для получения формы сети, показанной на рис. 8. Узловые вставки на верхнем и нижнем контурах закреплены неподвижно. Остальные узловые вставки, находящиеся на пересечении вант, не имеют пространственных закреплений. Радиальные ванты прикреплены к этим вставкам неподвижно. Они начинаются на верхнем контуре и по умолчанию прикреплены к нему так же неподвижно. Концы радиальных вант проходят сквозь проушины узловых вставок нижнего контура свободно.

Кольцевые ванты свободно проскальзывают в проушинах узловых вставок. Исключение представляют начальные точки кольцевых вант, которые по умолчанию закреплены в соответствующих им проушинах. Концы кольцевых вант свободно проходят сквозь проушины тех же узловых вставок, к которым прикреплены начальные точки этих вант.

Для того, чтобы сеть в начальном состоянии была натянута, в конечной проушине каждой (и кольцевой и радиальной) ванты задается проталкивающая сила, определяемая в зависимости от требуемого натяжения ванты по формуле (13). Натяжения кольцевых вант равны между собой. Натяжения последних участков радиальных вант (рядом с нижним опорным контуром) также равны между собой.

Моделирование ткани. В практике строительства довольно часто применяют тканевые оболочки. При создании дискретной расчетной модели этой оболочки, следуя П. Л. Чебышеву [9], ткань будем моделировать вантовой сетью с четырехугольными ячейками, в которой противоположные стороны каждой ячейки равны между собой.

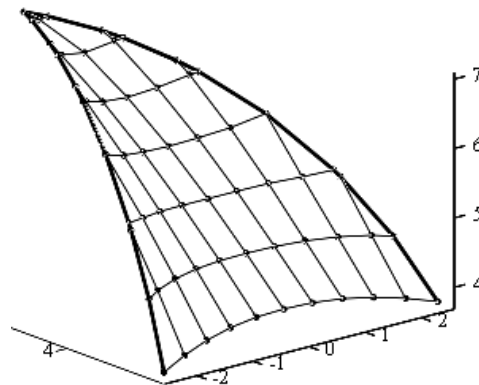


Рис. 9. Сектор зонтика

На рис. 9 показана сеть, моделирующая сектор, представляющий 1/8 часть зонтика. В расчетной модели в тех местах, где соединяются ванты между собой, установлены связи, препятствующие вантам проскальзывать в проушинах узловых вставок. Периферийная ванта в этой модели имеет заданную длину и неподвижно прикреплена к концам спиц зонтика. Остальные ванты в местах крепления к спицам свободно проскальзывают в проушинах узловых вставок, имея в этих местах заданное натяжение.

Особенности работы алгоритма. Шаговый метод решения системы нелинейных уравнений был реализован в среде Mathcad-14 и проверен путем решения многочисленных примеров. Следует отметить, что рис. 3 – рис. 9 получены как результаты решения задач.

В большинстве случаев алгоритм продемонстрировал хорошую сходимость. Для достижения точности в четыре значащих цифры достаточно было проделать 3–4 шага нагружения и один шаг уточнения. Тем не менее, расчеты следует выполнять под визуальным контролем. Был случай, когда при расчете вантовой сети, прикрепленной к контурной ванте, вместо растянутой ванты была получена сжатая арка с выпуклостью наружу. Это свидетельствует о том, что предложенный метод может быть использован для поиска начальной формы конструкций, содержащих не только растянутые, но и сжатые элементы.

Выводы

Приведенные примеры показывают, что концепция проскальзывания вант в проушинах узловых вставок в большинстве практически важных случаев позволяет определять начальную форму вантовых сетей. Преимуществом предложенного подхода является то, что каждому случаю расчета соответствует вполне определенный механический смысл. Кроме того, определение начальной формы вантовой сети можно выполнять практически на той же расчетной модели, на которой будет выполняться в последующем статический расчет конструкции.

Литература

- [1] Linkwitz K. Einige Bemerkungen zur Berechnung von vorgespannten Seilnetzkonstruktionen / K. Linkwitz, H.-J. Schek // *Ingenieur-Archiv*. – 1971. – № 40. – P. 145–158.
- [2] Grundig L. A history of the principal developments and applications of the force density method in Germany 1970–1999 / [L. Grundig, E. Moncrieff, P. Singer, D. Stroebe] // *Proc. IASS-IACM Fourth International Colloquium on Computation of Shell & Spatial Structures, Chania-Crete (Greece)*. – 2000.
- [3] Malerba P.G. An Extended Force Density Method for the form finding of cable systems with new forms / P.G. Malerba, M. Patelli, M. Quagliaroli // *Structural Engineering and Mechanics*. – 2012. – Vol. 42, No. 2. – P. 191–210.
- [4] Gordeiev V. Analysis of spatial nets allowing for slippery ropes / V. Gordeiev, M. Shymanovska // *Proceedings of the International Symposium on Shell and Spatial Structures, Bucharest, Poiana Brasov (Romania)*. – 2005. – Vol 1. – P. 161–168.
- [5] Gordeev V. N. Statics of nonlinear elastic cable-stayed systems with slipping flexible cables / V. N. Gordeev, M. A. Shimanovskaya // *International Applied Mechanics, New York*. – 2006. – Vol. 42, № 5. – P. 560–567.

- [6] Gordeiev V. Shaping properties of nets with slipping cables / V. Gordeiev, M. Shymanovska // Proceedings of the joint CIB, Tensinet, IASS International Conference on Adaptability in Design and Construction. Eindhoven University of Technology, the Netherland. – 2006. –Vol. 2. – P. 218–222.
- [7] Gordeiev V. The combined method for calculation of the systems having slipping cables / V. Gordeiev, M. Shymanovska, O. Shymanovskiy // Book of Abstracts, International Symposium IASS – SLTE 2008, Acapulco Mexico. – 2008. – P. 119–120.
- [8] Шимановская М. А. Смешанный метод для расчета вантовых систем на стадии монтажа / М. А. Шимановская // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2009. – № 2. – С. 16–21.
- [9] Чебышев П. Л. О кройке одежды / П. Л. Чебышев // Успехи математических наук. – 1946. – Т. 1, № 2. – С. 38–42.

Надійшла до редколегії 7.10.2013 р.

УДК 678.7:582.28; 69:006

Про грибостійкість світлопрозорої плівки ETFE у будівельних металоконструкціях

¹Гринберг М.Л., к.т.н., ²Суббота А.Г., к.б.н., ³Чусько А.І.

¹ДП Науково-технічний центр оцінки відповідності в будівництві
"БУДЦЕНТР", Україна

^{2,3}Інститут мікробіології і вірусології ім. Д.К. Заболотного НАН України, Україна

Анотація. Розглянуто роль фторполімерних огорожувальних систем на металевих підконструкціях у задоволенні основних вимог до споруд згідно з Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд. У пневмоподушках на основі плівки ETFE визначено потенційні місця (гладь, шви, контур) і умови ураження мікроскопічними грибами, небезпечними для гігієни та здоров'я людей.

Дослідні зразки обробляли суспензією плісневих грибів (10 тест-культур) в розчині мінеральних солей. За результатами 28-денних випробувань виявлено чітко видимий неозброєним оком розвиток грибів, які вкривають більше 25 % поверхні, що досліджено. Це оцінено як максимальний бал ураження за шкалою ГОСТ 9.048. Встановлено неможливість використання грибами як джерела живлення матеріалу плівки, тобто незначний ризик його деструкції.

Аннотация. Рассмотрена роль фторполимерных ограждающих систем на металлических подконструкциях в удовлетворении основных требований к сооружениям согласно Техническому регламенту строительных изделий, зданий и сооружений. В пневмоподушках на основе пленки ETFE определены потенциальные места (гладь, швы, контур) и условия поражения микроскопическими грибами, опасными для гигиены и здоровья людей.

Опытные образцы обрабатывали суспензией плесневых грибов (10 тест-культур) в растворе минеральных солей. По результатам 28-дневных испытаний выявлено четко видимое невооруженным глазом развитие грибов, которые покрывают более 25 % исследованной поверхности. Это оценено максимальным баллом поражения по шкале ГОСТ 9.048. Установлена невозможность использования грибами, как источника питания, материала пленки, т. е. незначительный риск его деструкции.

Abstract. The role of fluoropolymer protective systems on metal substructures is considered to meet the essential requirements for works in accordance with the Technical Regulations of Construction Products, Buildings and Works. In an ETFE film-based air pillows the potential location is defined (surface, seams, contour), as well as the growth conditions for microscopic fungi, that are hazardous to hygiene and human health.

The test samples were treated with a suspension of mold fungi (10 test cultures) in a mineral salts' solution. After the 28-day trial there was revealed a clearly visible to the naked eye development of fungi, that cover more than 25 % of the surface studied. It was estimated as the maximum score on the scale of GOST 9,048. Inability to use material of film by microscopic fungi as a source of food has been established, so risk of its destruction is small.

Ключові слова: плівкові огорожувальні конструкції, фторовміщуючі полімери, плівкові системи (PTFE, ETFE), грибостійкість плівки.

В сучасних інженерних спорудах та інших об'єктах архітектури України все частіше впроваджують тентові та плівкові огорожувальні конструкції із використанням нових полімерних матеріалів. Такі конструкції є функціонально ефективними та художньо виразними. Наприклад, для навісу над трибунами НСК «Олімпійський» в Києві застосовано напівпрозору скловолокнисту тканину з покриттям із політетрафторетилену (PTFE). В проектах інших конкретних об'єктів передбачено покрівлі на основі світлопрозорої плівки з етилен-тетрафторетилену (ETFE). Ці фторвміщуючі полімери (фторопласти) є достатньо стійкими до атмосферного, температурного та хімічного впливу.

У багатьох європейських та інших країнах поширюються плівкові системи з ETFE, призначені для світлопрозорих покрівель та фасадів, у вигляді одношарових попередньо розтягнутих полотен і багатошарових повітроопорних подушок на контурі з алюмінієвих стрижнів. Є численні приклади застосування плівки ETFE замість традиційного скла переважно у покрівлях атриумів, у фасадах, купольних спорудах із металевими підконструкціями, в т. ч. з основним несним металокаркасом (рис. 1). Функціональне призначення таких об'єктів різноманітне: аквапарки, басейни та спорткомплекси, ботанічні сади та зоопарки, залізничні вокзали та автостанції, виставкові та виробничі будівлі, дослідні, медичні та культурно-освітні заклади, житлові будинки, офісні та торгівельно-розважальні центри тощо.

Плівкові елементи за механічними показниками та геометричними параметрами (форма пневмоподушки підтримується внутрішнім тиском) передають на контурні стрижні та несний каркас силові чинники від місцевих вагових і вітрових навантажень (рис. 2), наприклад, від водяних і снігових мішків, а також від попереднього напруження, зокрема, одностороннього тяжіння, але не можуть брати участі в роботі каркасу на загальні навантаження, навіть як диск жорсткості. Стійкість металевих стрижнів (контурних й основного несного каркасу) має забезпечуватися без підтримки з боку цих плівкових елементів.

Таким чином, плівка ETFE не бере участі у задоволенні основної вимоги № 1 (механічна міцність і стійкість споруд або їх частин) згідно з Директивою Ради 89/106/ЄЕС і Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд (Постанова КМУ від 20.12.2006 № 1794). У зв'язку з тим, що плівкові системи застосовуються замість огорожувальних конструкцій зі скла, на них поширюються основні вимоги: № 2 (пожежна безпека), № 3 (гігієна, здоров'я та захист довкілля), № 4 (безпека у використанні), а для багатошарових систем – також № 5 (захист від шуму) і № 6 (економія енергії та збереження тепла). Щодо основних вимог № 2, № 6 стосовно ETFE доступна вичерпна інформація з європейських джерел, а щодо вимоги № 3 відомі лише дані про емісію шкідливих речовин із плівки.



а)



б)

Рис. 1. Взірці плівкових (ETFE) систем із пневмоподушок на металевих підконструкціях:
а) Фрагмент світлопрозорого фасаду медіацентру (Іспанія); б) Інтер'єр одного з куполів "Райського саду" (Велика Британія)

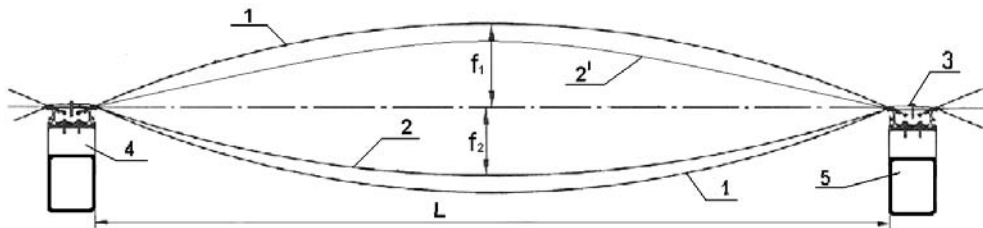


Рис. 2. Типова схема огорожувальної конструкції з повітроопорних подушок на основі плівки ETFE: 1 – зовнішні шари (пояси) зі стрілою підйому (провису) $f_1 \approx L/10$, де L – прогін у робочому напрямку; 2 – внутрішній шар із можливою зміною положення (2') для управління інсоляцією приміщень, $f_2 \approx L/15$; 3 – контурний стрижень зі складеного профілю, пресованого з алюмінієвих сплавів; 4 – підставка-столик під огорожувальну систему; 5 – елемент основної несної металоконструкції (каркасу)

Проблему грибостійкості фторопластів автори обговорювали у 2011 р. стосовно тентової тканини з покриттям із PTFE, виходячи з умов, викладених у Технічній специфікації № 2638 на конструкції навісу над трибунами НСК «Олімпійський». Зазначені умови включали вимоги до постачальника матеріалів надавати інспекційні сертифікати 3.1 згідно з EN 10204 щодо гарантії на строк служби виробу (10 років) за певними характеристиками, в т. ч. утворення плісняви, напівпрозорість, водонепроникність (гладі та зварних швів) тощо.

За таких умов, враховуючи особливості споруди, зокрема тентової тканини зі скловолокнистою основою, стійкість покриття з PTFE до плісневих грибів розглядалася не як безпосереднє убезпечення в сенсі основної вимоги № 3, тобто погіршення гігієнічних показників і шкідливого впливу на здоров'я людей, а як забезпечення довговічності покриття та попередження його можливої деструкції та зниження функціональних показників (напівпрозорості, водонепроникності).

Для елементів з ETFE проблему грибостійкості плівки та її з'єднань (рис. 3, 4б, 4в) розглядаємо переважно з точки зору безпосереднього задоволення основної вимоги № 3, а також аспектів довговічності щодо показників механічних (міцність на розрив, деформативність, опір надриву та розтріскуванню [14]), функціональних (світлопрозорість, герметичність), пожежно-технічних тощо.

Мікроскопічні гриби широко розповсюджені в природі і легко пристосовуються до різних умов навколишнього середовища. З повітря спори грибів осідають на поверхню матеріалів разом із пилом. З появою конденсаційної вологи, атмосферних осадів або при високій відносній вологості повітря починається процес їх проростання. Основою механізму адаптації їх до екологічних умов є здатність виділяти низку позаклітинних ферментів і органічних кислот, що руйнують різні матеріали [1, 5, 10].

Основою вегетативного тіла грибів є міцелій, що складається з розгалужених тонких ниток – гіф, товщиною від 5 до 15 мкм. Розрізняють поверхневий (повітряний) та субстратний (живлячий) міцелій. На повітряному міцелії утворюються структури спороношення. Інтенсивність спороношення гриба залежить від його видової приналежності, субстрату та умов довкілля [5].

Значна кількість мікроскопічних грибів розмножується окремими фрагментами гіф, проте більшість – за допомогою спор або конідій. Потрапивши на субстрат та закріпившись до нього, спора, конідія або частинка міцелію може дати початок новій колонії. У деяких грибів кожна зі спороносних структур може утворювати декілька тисяч спор кожні 2–7 діб. Спори можна побачити лише за допомогою мікроскопу. Вони є різноманітні за формою, кольором та розміром (від 1,5 до 20 мкм). Велике значення для їх розповсюдження мають повітря та вода [5, 10].

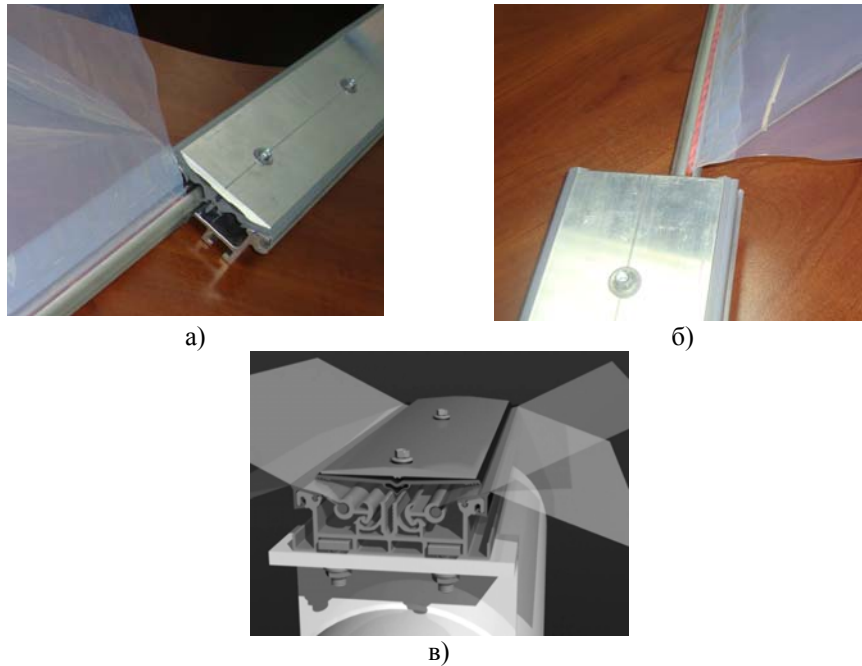


Рис. 3. Контурні стрижні та розміщення в них окінцівок пневмоподушок з окантовочним шнуром і місцевим підсиленням додатковими шарами плівки:
а) і б) – фрагмент (відрізок) окінцівки, вставлений у напрямну контурного профілю; в) зібрана модель вузлового закріплення

Спори грибів мають високу стійкість до сонячного світла та недостатньої кількості кисню. Деякі з них зберігають свою життєздатність до 10 років, витримуючи коливання температури від -5 до $+60$ °С. Відносна вологість повітря від 60 % і вище призводить до мікологічного пошкодження субстрату, яке посилюється з підвищенням температури [1, 9, 10, 12, 16]. Крім того, значна кількість мікроміцетів є продуцентами мікотоксинів та збудниками захворювання людини на мікози [2, 3, 8, 15].

Тому, для запобігання виникненню біопшкоджуючої ситуації та проблем, пов'язаних з її усуненням, необхідно обов'язкове проведення випробувань із грибостійкості нових будівельних матеріалів.

Об'єктом наших досліджень були три зразки етилен-тетрафторетиленової плівки, що мали наступні особливості:

- № 1 – одношарова плівка без шва (рис. 4, а);
- № 2.2.1 – одношарова плівка зі швом (рис. 4, б);
- № 2.2.2 – двошарова з окантовкою шнуром і склеєним в 4 шари крайком, що на будівельному майданчику розміщують в замкнутому металевому профілі (рис. 4, в).

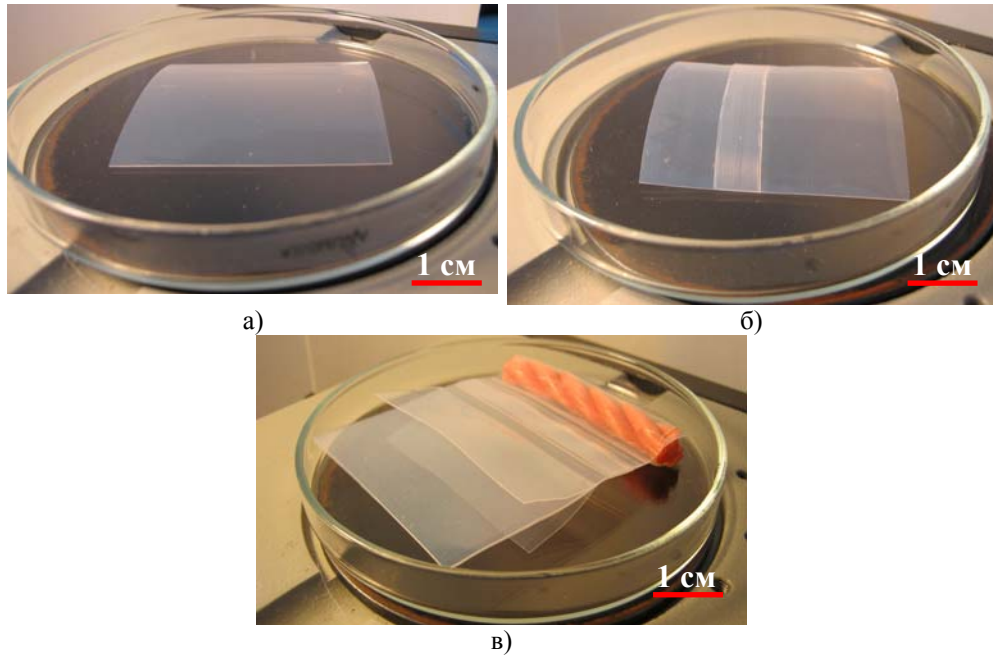


Рис. 4. Зовнішній вигляд зразків плівки ETFE до початку випробувань із грибостійкості: а) №1; б) №2.2.1; в) № 2.2.2

Для випробувань із грибостійкості готували три варіанти фрагментів кожного зі зразків плівки розмірами 5×5 см, які очищали від забруднень 70%-м етиловим спиртом:

- «Контроль 1», фрагменти знаходилися в термостаті в умовах відносної вологості повітря вище 90 % при постійній температурі (29 ± 2) °С та слугували контролем для порівняння впливу лише температури та високої вологості повітря;
- «Контроль 2», фрагменти під час експерименту знаходилися в нормальних умовах лабораторії при відносній вологості повітря (60 ± 5) %, температурі (23 ± 2) °С та слугували для порівняльної характеристики при оцінці результатів випробувань;
- «Дослід», фрагменти оброблялися суспензією мікроскопічних грибів в розчині мінеральних солей та знаходилися в термостаті в умовах відносної вологості повітря вище 90 % при постійній температурі (29 ± 2) °С.

Випробування з грибостійкості проводили згідно з методом 2 ГОСТ 9.049 [7]. Досліджені зразки обробляли суспензією плісневих грибів: *Aspergillus niger* van Tieghem, *Aspergillus oryzae* (Achlborg) Cohn, *Aspergillus penicilloides* Speg., *Aspergillus terreus* Thom, *Chaetomium*

globosum Kunze, *Paecilomyces variotii* Bainier, *Penicillium aurantiogriseum* Westling, *Penicillium funiculosum* Thom, *Penicillium chrysogenum* Thom, *Trichoderma viride* Pers.ex S.F. Grey, із вмістом 1×10^6 спор в 1 мл розчину мінеральних солей (табл. 1) та витримували в ексікаторах, в умовах, сприятливих для розвитку мікроскопічних грибів протягом 28 діб [7].

Таблиця 1

Компонентний склад розчину мінеральних солей, що використовували для приготування суспензії конідій мікроскопічних грибів

№ з/п	Найменування компоненту розчину	Вміст
1	Калій фосфорнокислий, однозаміщений	0,7 г
2	Калій фосфорнокислий, двозаміщений, 3-водний	0,3 г
3	Магній сірчаноислий, 7-водний	0,5 г
4	Натрій азотноислий	2,0 г
5	Калій хлористий	0,5 г
6	Залізо (II) сірчаноисле, 7-водне	0,01 г
7	Вода дистильована	до 1000 см ³

Після завершення випробувань зразки виймали з ексікаторів, оглядали неозброєним оком в розсіяному світлі, а потім – під мікроскопом при збільшенні у 28–56 разів та проводили оцінку грибовіткості за ступенем росту грибів на їх поверхнях із використанням 6-бальної шкали (табл. 2) [6].

Таблиця 2

Шкала грибовіткості

Оцінка, бали	Характеристика балу
0	Під мікроскопом проростання конідій не виявлено
1	Під мікроскопом видно пророслі конідії та незначно розвинений міцелій
2	Під мікроскопом видно розвинений міцелій, можливо спороношення
3	Міцелій та (або) спороношення ледь видно неозброєним оком, однак чітко видно під мікроскопом
4	Неозброєним оком чітко видно розвиток грибів, які вкривають менше 25 % поверхні, що досліджується
5	Неозброєним оком чітко видно розвиток грибів, які вкривають більше 25 % поверхні, що досліджується

Згідно з фактично отриманими результатами випробувань у варіанті «Дослід» через 28 діб на поверхні зразків № 1, № 2.2.1 и № 2.2.2 етилен-тетрафторетиленової плівки неозброєним оком було чітко видно ріст тест-культур мікроскопічних грибів, що вкривали більше 25 % їх загальної площі. Це ураження зразків було оцінене нами в 5 балів. Ріст грибів, виявлений на поверхнях зразків плівки, свідчить про те, що в умовах мінерального забруднення матеріал зразків може бути уражений плісеневими грибами (рис. 5–7).

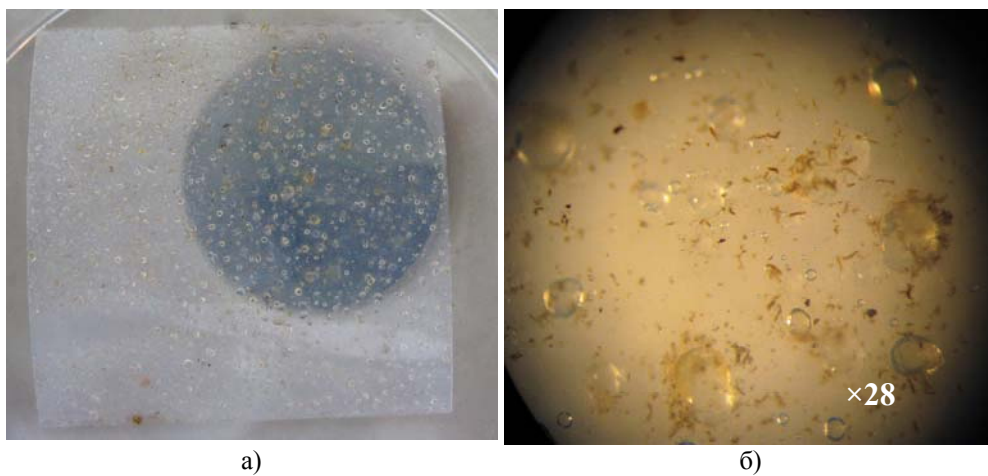


Рис. 5. Грибостійкість зразка № 1 плівки ETFE варіанта «Дослід» після 28 діб випробування: а) – стан поверхні зразка; б) – мікрофото ураження грибами поверхні зразка

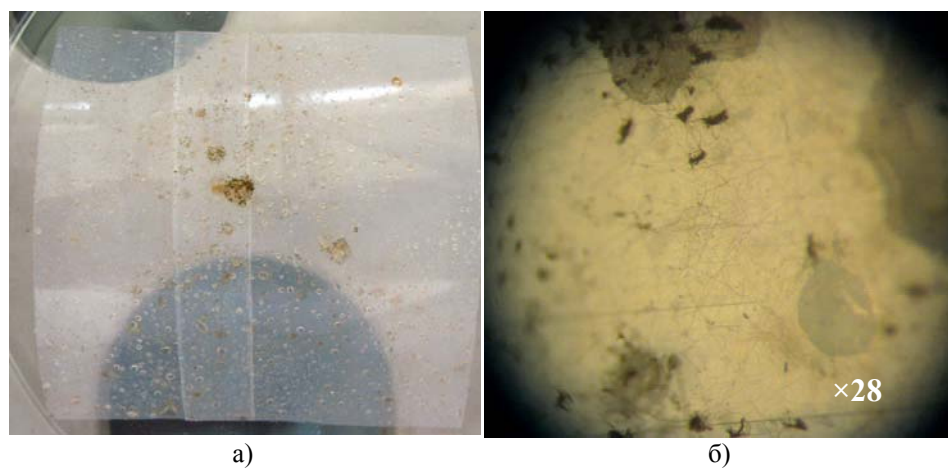


Рис. 6. Грибостійкість зразка № 2.2.1 плівки ETFE варіанта «Дослід» після 28 діб випробування: а) – стан поверхні зразка; б) – мікрофото ураження грибами поверхні зразка

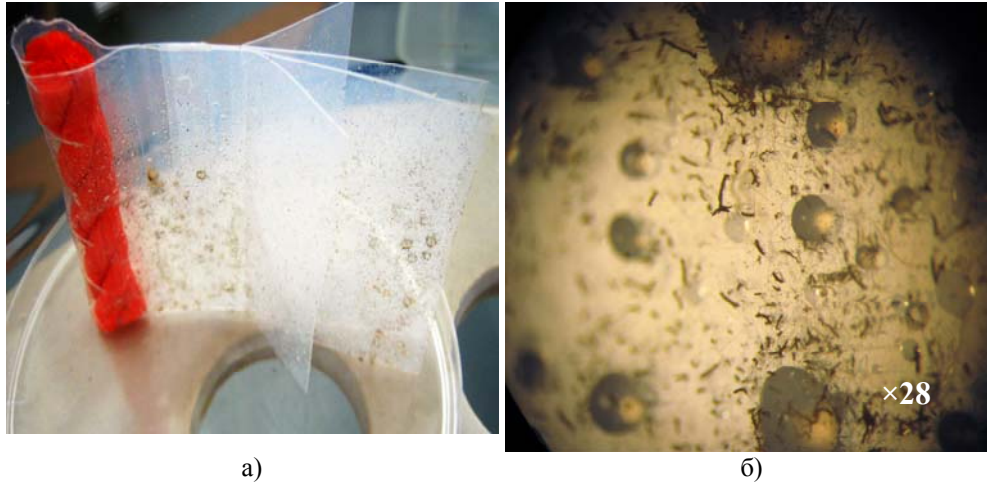


Рис. 7. Грибостійкість зразка №2.2.2 плівки ETFE варіанта «Дослід» після 28 діб випробування: а) – стан поверхні зразка; б) – мікрофото ураження грибами поверхні зразка

Після завершення випробувань із грибостійкості всі зразки були очищені від мікроскопічних грибів 70%-им етиловим спиртом та було проведено їх огляд під мікроскопом при збільшенні 28–56 разів. Ознак ушкодження поверхні мікроміцетами виявлено не було, однак при детальному огляді зразків № 2.2.1 та № 2.2.2 встановлено, що на межі «зварний шов-плівка» відбувається накопичення конденсаційної вологи (рис. 8).

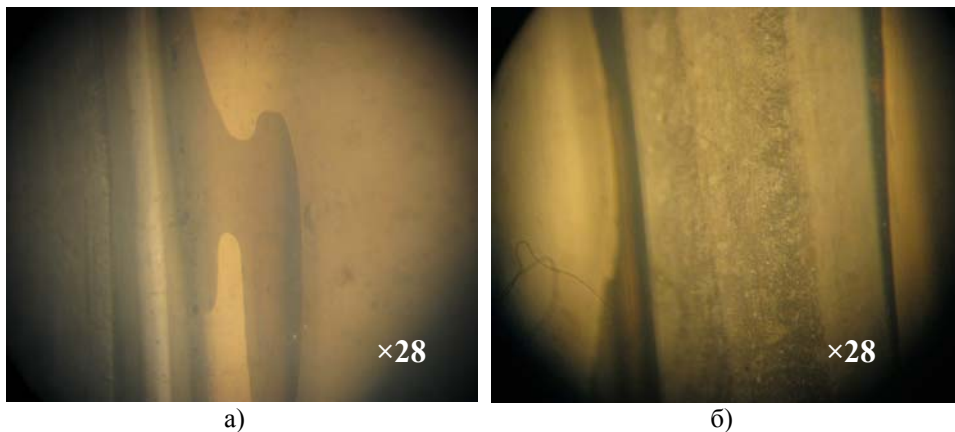


Рис. 8. Варіант «Контроль 1». Накопичення вологи на межі «зварний шов-плівка» після 28 діб випробування з грибостійкості досліджених зразків: а) № 2.2.1; б) № 2.2.2

Відомо, що матеріали, виготовлені на основі співполімерів тетрафторетилену, характеризуються підвищеною стійкістю до впливу мікроскопічних грибів. Проте суттєвим недоліком фторполімерних композицій є підвищена забрудненість їх поверхні [4].

Варто зазначити, що за нашими даними зразки дослідженої плівки були контаміновані мікроскопічними грибами (рис. 9).

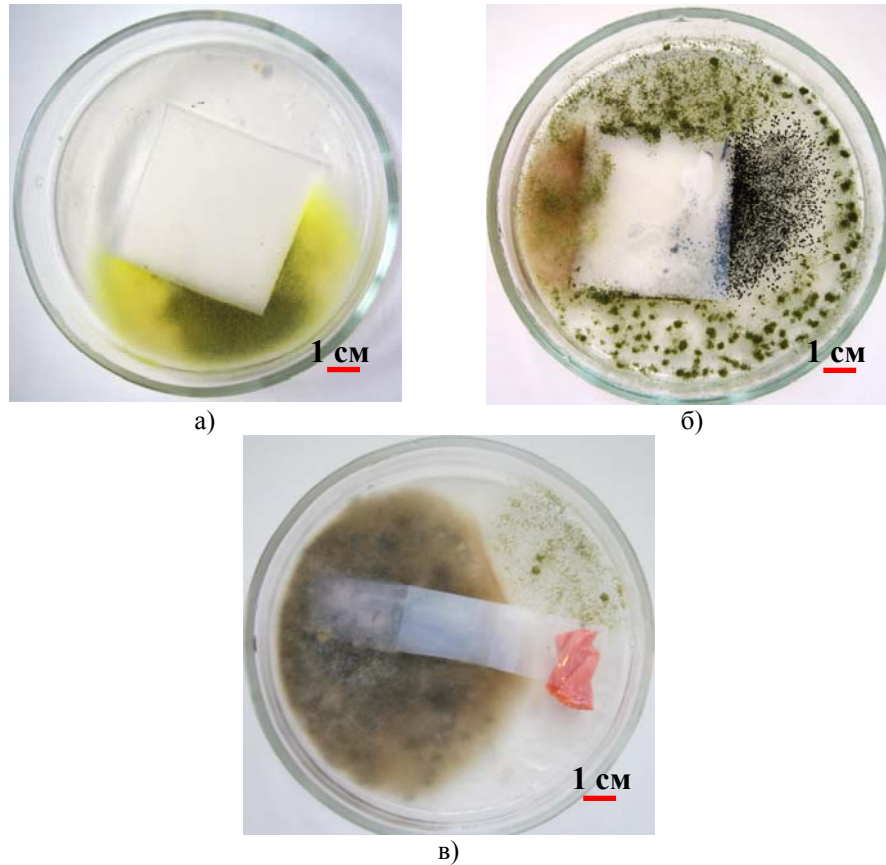


Рис. 9. Контамінація мікроскопічними грибами зразків плівки ETFE:
а) №1; б) № 2.2.1; в) № 2.2.2

Мікроскопічні гриби характеризуються широкими адаптаційними властивостями, зокрема здатністю виживати в умовах вкрай низьких концентрацій джерел вуглецю [12]. При додатковій стимуляції мікроміцетів мінеральним забрудненням в умовах підвищеної вологості та температури 25–30 °C їх ріст на поверхні матеріалу може бути досить інтенсивним, що і спостерігалось в нашому експерименті.

Випробування з грибостійкості зразків плівки ETFE було доповнено визначенням змін у їх компонентному складі за допомогою методу ІЧ-спектроскопії (рис. 10).

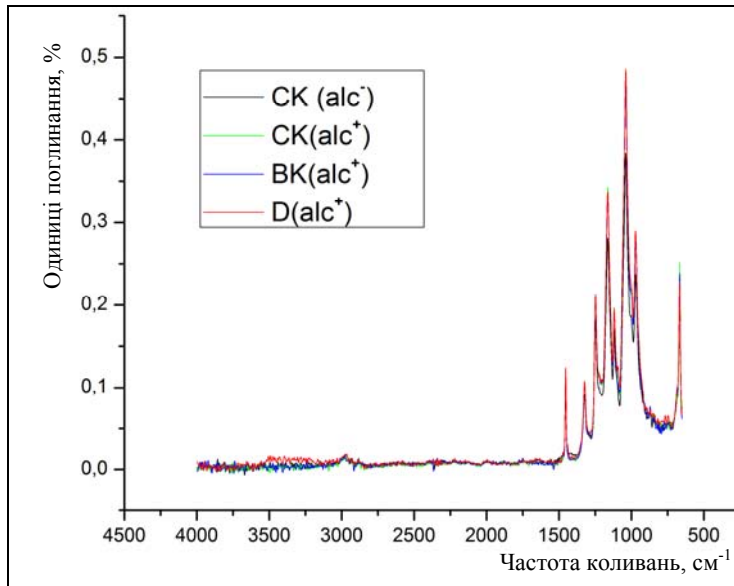


Рис. 10. ІЧ-спектрограма зразка №1 плівки ETFE після 28 діб випробування з грибостійкості:

СК (alc⁻) – варіант «Контроль 2», без спиртової обробки; СК (alc⁺) – варіант «Контроль 2», зі спиртовою обробкою; ВК (alc⁺) – варіант «Контроль 2», зі спиртовою обробкою; D (alc⁺) – варіант «Дослід», зі спиртовою обробкою

Встановлено, що під впливом мікроскопічних грибів змін у компонентному складі зразків етилен-тетрафторетиленової плівки не відбувалося. Отримані нами дані свідчать про неможливість використання мікроміцетами цього матеріалу як джерела живлення. Деякі автори припускають, що в разі природного або штучного старіння плівки вплив грибів може спричинити певну деструкцію матеріалу [11]. Це потребує подальших досліджень.

Таким чином, для уникнення ураження мікроскопічними грибами плівки ETFE під час зберігання та експлуатації необхідно проводити ефективні заходи щодо її очищення від зовнішніх забруднень та підтримувати умови, несприятливі для розвитку мікроскопічних грибів (відносна вологість повітря менше 60 % та температура 21–23 °С). Для приміщень, що за технологією потребують значної вологості та температури, наприклад, в оранжереях тропічних культур слід передбачати додаткові перевірки щодо очищення повітря та захисту здоров'я персоналу й відвідувачів.

Автори висловлюють подяку співробітнику Інституту хімії високомолекулярних сполук НАН України провідному інженеру С. Н. Остапюк за допомогу у визначенні ІЧ спектрограми.

Література

- [1] Андреюк Е. И. Микробная коррозия и ее возбудители / Е. И. Андреюк, В. И. Билай, Э. З. Коваль, И. А. Козлова. – К. : Наук. думка, 1980. – 287 с.
- [2] Антонов В. Б. Экологические причины микозов и микогенной аллергии у городских жителей / В. Б. Антонов // Проблемы медицинской микологии, 2002. – Т.4. – С. 64.
- [3] Антропова А. Б. Микромицеты как источник аллергенов в жилых помещениях г. Москвы : автореф. дисс. на стиск. уч. степ. канд. биол. Наук / А. Б. Антропова. – М., 2005. – 24 с.
- [4] Бейдер Э. Я. Опыт применения фторполимерных материалов в авиационной технике / [Э. Я. Бейдер, А. А. Донской, Г. Ф. Железина и др.] // Российский химический журнал. – 2008. – Том 27. – № 3. – С. 30–44.
- [5] Козлова И. А. Биокоррозия металлов / [И. А. Козлова, А. И. Пиляшенко, Н. Н. Жданова, А. Г. Суббота и др.] // Неорганическое материаловедение : энциклопедическое издание в двух томах : Т. 1 «Основы науки о материалах». – К. : ИПМ. – 2008. – С. 675–690.
- [6] Изделия технические. Методы лабораторных испытаний на стойкость к воздействию плесневых грибов : ГОСТ 9.048-89. – Изд. офиц. – М. : Из-во стандартов, 1989. – 22 с.
- [7] Материалы полимерные и их компоненты. Методы лабораторных испытаний на стойкость к воздействию плесневых грибов : ГОСТ 9.049-91 – Изд. офиц. – М. : ИПК Издательство стандартов, 1992. – 14 с.
- [8] Зайченко А. М. Макроциклические трихотеценовые микотоксины / А. М. Зайченко, Е. В. Андриенко, Е. С. Цыганенко – К. : Наук. думка, 2008. – 248 с.
- [9] Каневская И. Г. Биологическое повреждение промышленных материалов / И. Г. Каневская. – Л. : Наука, 1984. – 230 с.
- [10] Коваль Э. З. Микодеструкторы промышленных материалов / Э. З. Коваль, Л. П. Сидоренко. – К. : Наук. думка, 1989. – 192 с.
- [11] Кряжев В. Д. Роль факторов климатического старения в оценке устойчивости полимерных материалов к действию микроскопических грибов / Д. В. Кряжев, В. Ф. Смирнов // Пластические массы. – 2010. – № 6. – С. 46–48.

- [12] Лугаускас А. Ю. Каталог микромицетов – биодеструкторов полимерных материалов / А. Ю. Лугаускас, А. И. Микульскене, Д. Ю. Шляужене. – Москва : Наука, 1987. – 341 с.
- [13] Павличенко А. К. Еколого-фізіологічні та морфологічні особливості мікроскопічних грибів, виділених з приміщень 4-го блоку Чорнобильської АЕС : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. біол. наук : спец. 03.00.07 «Мікробіологія» / А. К. Павличенко. – К., 2009. – 19 с.
- [14] Пленки для специальных сфер применения // Пластикс. – 2012. – Том 114. – № 8. – С. 52–53.
- [15] Сергеев А. Ю. Грибковые инфекции /А. Ю. Сергеев, Ю. В. Сергеев. – Москва : Издательство БИНОМ, 2008. – 480 с.
- [16] Lugauskas A. Micromycetes as deterioration agents of polymeric materials / A. Lugauskas, L. Levinskaite, D. Pečiulyte // International Bioterrorism and Biodegradation of polymeric materials. – 2003. – № 52. – P. 233–242.

Надійшла до редколегії 15.10.2013 р.

УДК 624.011.02

Экспериментальное исследование натуральных балок из клееной древесины

Фурсов В.В., д.т.н., Пурызданха М.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

Анотація. У статті наведено результати випробувань натурних балок із клееної деревини, неармованих і армованих, прогоном 4,5 м і перетином 140х600 мм. Балки навантажувалися домкратами вантажопідйомністю 20 т у третинах прогонів зосередженими силами, що передаються через сталеві траверси до верхніх фібр випробовуваних балок. Деформації балок фіксувалися датчиками активного опору (загальним числом близько 100 штук), індикаторами годинникового типу і прогиномірами. За результатами випробувань побудовані графіки деформацій, а також епюри нормальних і дотичних напружень. Показаний характер руйнування балок.

Анотация. В статье приведены результаты испытаний натуральных дощатоклееных балок, неармированных и армированных, пролетом 4,5 м и сечением 140х600 мм. Балки нагружались домкратами грузоподъемностью 20 т в третях пролетов сосредоточенными силами, передающимися через стальные траверсы к верхним фибрам испытываемых балок. Деформации балок фиксировались датчиками активного сопротивления (общим числом около 100 штук), индикаторами часового типа и прогибомерами. По результатам испытаний построены графики деформаций, а также эпюры нормальных и касательных напряжений. Показан характер разрушения балок.

Abstract. The article presents the results of the experiment on full-scale paste-plank beams, unreinforced and reinforced, with span of 4,5 m and section of 140x600 mm. The beams were loaded with 20 tons capacity jacks at the thirds of the spans with concentrated forces, which are transmitted via the steel traverse to the upper fiber of the tested beams. Deformations of the beams were recorded by the indicating gauges and deflectometer. According to the test results there were deformation graphics made, as well as diagrams of normal and shear stresses. A fracture behavior of the beams is shown.

Ключевые слова: парные балки из клееной древесины, неармированная балка, односторонне армированная балка, деформативность, несущая способность

Постановка проблеми. В последние годы в странах постсоветского пространства (Россия, Белоруссия, Литва), а особенно в странах Западной Европы, в жилищном и сельскохозяйственном строительстве резко возросло использование клееной древесины (КДК) [1, 4, 5, 10]. Как известно, отечественные методы испытания древесины изложены в основных ГОСТах, включающих в себя свыше 50 наименований. Принятые еще во время СССР, они не отменены до сих пор и регламентируют испытания малых «чистых», т. е. без пороков и несовершенств, образцов. При назначении расчетных сопротивлений учитывается ряд

факторов: коэффициенты надежности по материалу, коэффициент вариаций, масштабный фактор, а также изменение расчетных сопротивлений в зависимости от времени приложения нагрузок, влажности и температуры. Принятие Еврокодов несколько меняет подход к проведению испытаний. Согласно EN-408 исследованию следует подвергать модели натуральных размеров, в основном изгибаемых, что существенно увеличивает расходы по проведению экспериментов и требует наличия современного оборудования лабораторий. В отечественной практике на изгиб испытываются балочки сечением 20x20 мм и длиной 300 мм (малые чистые образцы). Максимальные пролеты составляют, как правило, не более 2000 мм, что связано, в первую очередь, с размерами экспериментального оборудования.

В отдельных случаях для снижения деформативности, повышения несущей способности конструкций или при ограничении строительной высоты используется армирование наружных зон изгибаемых либо сжатых изогнутых стержней. Армирование осуществляется одиночными стержнями, либо группой их из арматурной стали класса А-III, а также с помощью пластин, стальных или стеклопластиковых. Армирование – достаточно простой технологический процесс, заключающийся в устройстве на гранях балок пазов, заполняемых клеем пластической консистенции, в которые утапливаются арматурные стержни либо пластины. Иногда в зонах установки арматуры дополнительно прибивается защитная доска. В практике строительства наиболее часто применяется симметричное армирование, как в растянутой, так и в сжатой зонах изгибаемых элементов. Однако, в сжатых зонах балок арматура практически не нужна, а в балках переменной по длине жесткости армирование верхнего пояса технологически затруднено.

Методика проведения испытаний. В рамках содружества с БелНИИ (Брест, Белоруссия) под руководством проф. Фурсова В. В. нам представилась возможность проведения испытаний парных натуральных балок из клееной древесины, изготовленной на заводе деревянных конструкций в Гомеле, одна из которых неармированная, а вторая армировалась в нижней грани арматурными стержнями класса А-III, диаметром 14 мм. Пролет балок в осях между опорами составил 4,5 м. Поперечное сечение моделей – 140x600 мм. Опорные части балок были решены с помощью постановки вертикальных клеенных стержней из арматурной стали класса А-III, (4 \varnothing 14 мм и длиной 400 мм в неармированной и 2 \varnothing 18 мм и длиной 550 мм в армированной).

По техническим условиям рекомендуемый процент армирования при симметричной установке арматуры должен составлять от 1 до 3%. В односторонне армированных балках процент использования стали может

быть меньше. Влияние заниженности процента армирования вызывает интерес, поскольку рекомендуемые данные носят эмпирический характер. Общий вид испытаний балок показан на рис. 1.



Рис. 1. Общий вид испытаний балок:
а) общий вид испытаний, б) торец армированной балки

Нагружение балки производилось домкратами грузоподъемностью 50 т, установленными на стальную распределительную траверсу силовой рамы в третях пролета исследуемых балок, для создания в их средней зоне состояния «чистого» изгиба. В качестве измерительной аппаратуры использовались прогибомеры, индикаторы часового типа, а также датчики активного сопротивления базой 20 мм и сопротивлением около 200 Ом, подключенные к АИД-1. Общее количество датчиков составило 100 штук. Схема расположения датчиков и измерительной аппаратуры в неармированной балке (Б-1) приведена на рис. 2.

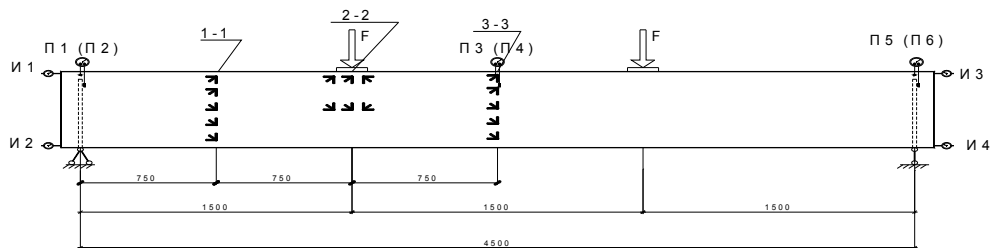


Рис. 2. Схема загрузки и расположения измерительной аппаратуры

Схема расположения датчиков и измерительной аппаратуры в армированной балке (Б-2) приведена на рис. 3.

В процессе эксперимента фиксировалась влажность по всем поверхностям балки, которая колебалась от 12 до 14 %, а также измерялась температура помещения, составившая $+20 \div 22$ °С. При этом относительная влажность в лаборатории не превышала 60 %.

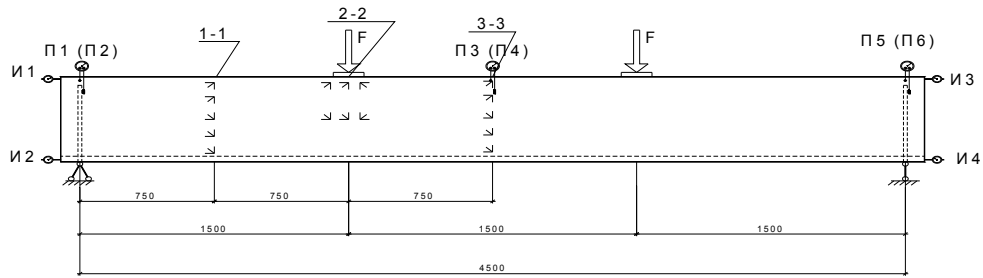


Рис. 3. Схема загрузения и расположения измерительной аппаратуры в армированной балке

После трехкратного нагружения и разгружения балки (шаг – 1 т) до 6 т (что составляло около 25 % от разрушающей нагрузки) осуществлялось основное испытание балки. Нагружение прикладывалось ступенчато, с шагом 4 т.

Обработка показаний измерительной аппаратуры позволила построить графики прогибов балки, представленные на рис. 4.

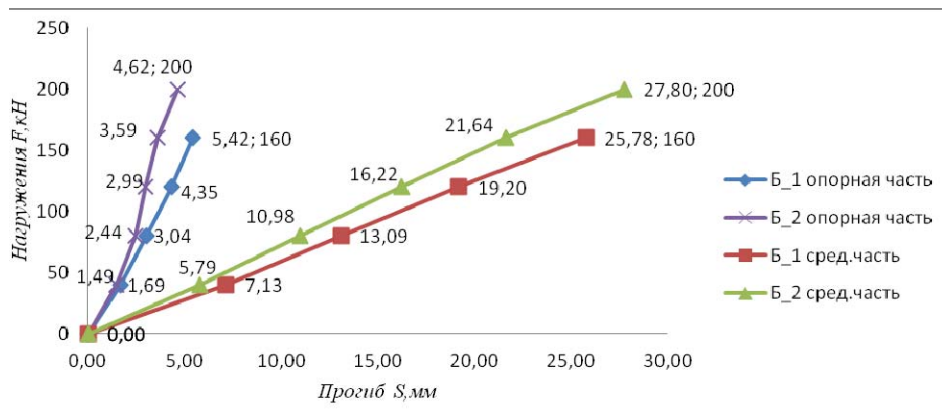


Рис. 4. Прогибы в середине балки и деформация на опорах

Обработанные результаты показаний датчиков позволили получить в поперечных сечениях графики нормальных и касательных напряжений при одинаковой нагрузке, которые приведены на рис. 5.

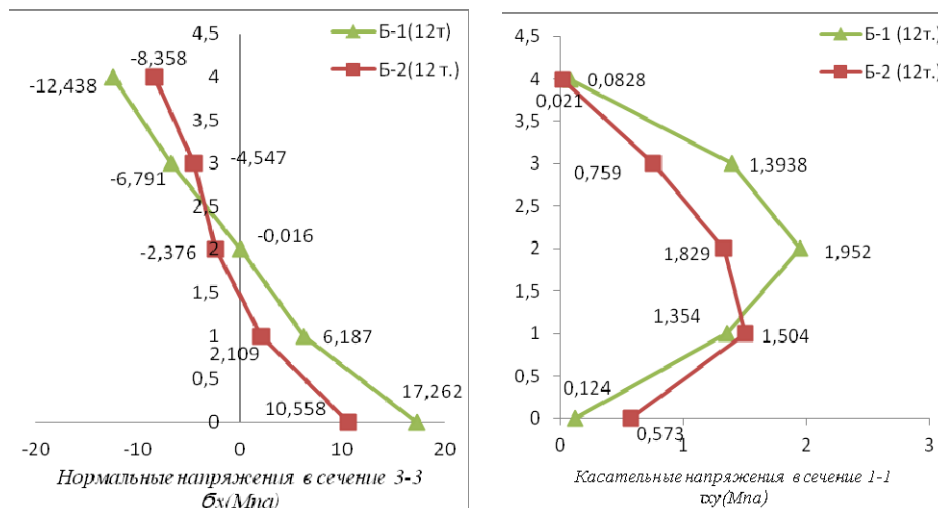


Рис. 5. Графики нормальных и касательных напряжений в балках Б-1 и Б-2

Разрушение балок было идентичным скалыванию в продольном направлении в зоне несколько ниже положения нейтральной оси. Разрушение сопровождалось громким хлопком при нагрузке 19,1 т в Б-1 и 23,1 т – в Б-2. При этом трещина, возникшая в зоне приложения силы, стремительно развивалась в сторону опоры. Следует отметить, что по сравнению с неармированной балкой разрушающая нагрузка увеличилась примерно на 23 %. По соответствующим этапам нагружения прогибы снизились на 18÷26 %, и примерно в таких же соотношениях снизились максимальные значения нормальных и касательных напряжений. Общий вид балок после испытаний приведен на рис. 6.



Рис. 6. Общий вид балок Б-1 (а) и Б-2 (б) после испытаний

На рис. 7 показано разрушение торцов балки, произошедшее несмотря на наличие вклеенного в опорной зоне стержня.



Рис. 7. Разрушение торцов балок Б-1 (а) и Б-2 (б)

После завершения исследований балка была расколота в зоне нижнего пояса для оценки состояния сцепления арматуры с токсичной смолой. В целом, состояние клевого соединения (арматура, клей, древесина) можно признать хорошим.

Выводы

Разрушающая нагрузка, несмотря на заниженный процент армирования в балке Б2, увеличилась на 23 %.

Прогибы в балке Б2 на различных стадиях загрузки снизились в среднем на 20 %.

При этом разрушение в балках Б1 и Б2 произошло от влияния касательных напряжений в зонах по высоте балки, соответствующих их максимальным значениям (по нейтральной оси и несколько ниже ее).

В обоих случаях эпюра касательных напряжений (τ_{xy}) была несимметричной и практически не отличалась по величине.

Максимальные значения эпюры нормальных напряжений (σ_x), снизились на 40 и более процентов.

Вышеизложенное показало, что эффективность одностороннего армирования дана с невысоким его процентом. Для снижения значений касательных напряжений целесообразным представляется дополнительное наклонное армирование, в зонах опор, как предлагают специалисты ЦНИИСКА им. В. А. Кучеренко (г. Москва).

Литература

- [1] Фурсов В. В. Современные конструкции из клееной древесины / В. В.Фурсов, Н. Н.Ковлев, А. Ю. Васильев // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 2. – С. 34–41.
- [2] Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties : EN 408:2010. – Brussels : Management Centre, 2012. – 39 p. – (European Standard).
- [3] Погорельцев А. А. Влияние наклонного армирования на выносливость клееных деревянных балок / А. А. Погорельцев // Разработка и исследование деревянных конструкций / ЦНИИСК : сб. науч. трудов. – 1989. – С. 105–110.
- [4] Васильев С. Н. Клееная древесина в проектировании / С. Н. Васильев // Современные металлические и деревянные конструкции : сб. науч. трудов. – Брест, 2009. – С. 27–29.
- [5] Найчук А. Я. Некоторые особенности расчета клееных деревянных конструкций / А. Я. Найчук, Е. Н. Серов, И. Ф. Захаркевич // Современные металлические и деревянные конструкции : сб. науч. трудов. – Брест, 2009. – С. 212–218.
- [6] Werner G. Holzbau 1. Grundlagen DIN 1052 (neu 2008) und Eurocode 5 / Gerhard Werner, Karlheinz Zimmer, Karin Lißner. – Springer : Softcover, 2009. – 370 S. – ISBN: 978-3-540-95858-1 (Print); 978-3-540-95859-8 (Online).
- [7] Ашкенази Е. К. Анизотропия конструкционных материалов / Е. К. Ашкенази, Э. В. Ганов. – Ленинград : 1980. – С. 45–73.
- [8] Христофорова Т. Н. Влияние некоторых видов ослаблений поперечного сечения на работу армированных деревянных балок : автореферат на соискание ученой степени кандидата технических наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Т. Н. Христофорова. – Н. Новгород, 2006. – 25 с.
- [9] Шутенко Л. Н. Клееные соединения древесины и бетона в строительстве / [Л. Н. Шутенко, В. З. Клименко и др.]. – К. : Будівельник. – 1990. – 137 с.
- [10] Ковальчук Л. М. Деревянные конструкции в строительстве / [Л. М. Ковальчук, С. Б. Турковский и др.]. – М. : Стройиздат, 1995. – С. 248.

Надійшла до редколегії 18.09.2013 р.

УДК 624.011

З'єднання на кільцевих шпонках у сучасних конструкціях із клеєної деревини

Кліменко В.З., к.т.н., Бугаснко Н.М.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. З'єднання на кільцевих шпонках, забуті у вітчизняній будівельній справі, застосовуються у світовій практиці в конструкціях із клеєної деревини. Використання в цих конструкціях значно більш міцних дискретних в'язей, порівняно з іншими, робить в них з'єднання на кільцевих шпонках ефективними. У статті наведено приклади різноманітних з'єднань масивних елементів конструкцій з клеєної деревини.

Анотация. Соединения на кольцевых шпонках, забытые в отечественном строительном деле, применяются в мировой практике в конструкциях из клееной древесины. Использование в этих конструкциях существенно более прочных дискретных связей, по сравнению с другими, делает в них соединение на кольцевых шпонках эффективным. В статье даны примеры разнообразных соединений массивных элементов конструкций из клееной древесины.

Abstract. Ring dowel connections, forgotten in the domestic civil engineering, are applied in the world practice in constructions made of laminated wood. The application of significantly stronger discrete connections in these structures, compared to others, makes the ring dowel connections in them effective. The article gives examples of various compounds of massive structural components made of laminated wood.

Ключові слова: кільцеві шпонки, конструкції з клеєної деревини.

Вступ. Дещо цікава історія з'єднання на гладких кільцевих шпонках у вітчизняній практиці застосування у капітальному будівництві в дерев'яних конструкціях. З'єднання набуло широкого застосування у перші десятиліття минулого століття завдяки значно більшій несучій здатності одного кільця, порівняно з іншими видами дискретних в'язей (циліндричні нагелі, цвяхи, пластинчасті нагелі, призматичні шпонки). Це дозволило створювати з дощок різноманітні ферми під велике навантаження. В цих конструкціях пояси і ґрати виконувалися складеними з декількох дощок, надійна сумісна робота яких забезпечувалася стопками кілець по довжині елементів і у вузлах. Особливо слід відмітити те, що вузли вирішувалися центровано (рис. 1) і не з'являлися місцеві згинальні моменти.

З'єднання глибоко досліджено і визначено правила його проектування. Найбільш докладно ці правила наведені у капітальному курсі дерев'яних конструкцій [1, 2] і у нормативному документі [3]. Проте, починаючи з [4], у наступних нормах до СНиП II-25-80 з'єднання на гладких кільцевих

шпонках були вилучені. При тому, що з'єднання продовжувало застосовуватися у світовій практиці і було представлено в європейському стандарті EN 5 «Дерев'яні конструкції». Тому з'єднання на гладких кільцевих шпонках відновлено у ДСТУ «Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування». З'єднання представлено як у традиційному вигляді у конструкціях з дощок, так і для застосування у конструкціях із клеєної деревини з новим методологічним підходом до проектування.

В статті не розглядаються докладно теоретичні і практичні питання роботи, розрахунку і конструювання з'єднання на ГКШ, тому що фізична природа з'єднання залишилася незмінною. Несуча здатність однієї ГКШ, як і раніше, визначається за двох умов: 1) опором зминанню деревини зовнішньої і внутрішньої стінок шпонкового гнізда і 2) опором сколюванню деревини осереддя шпонки і елементів на ділянках між шпонками. Новий методологічний підхід до з'єднання на ГКШ обумовлений габаритами масивних елементів конструкцій з клеєної деревини і застосуванням ГКШ зі збільшеною несучою здатністю. Цей новий підхід у застосуванні ГКШ демонструється прикладами зі світового досвіду.

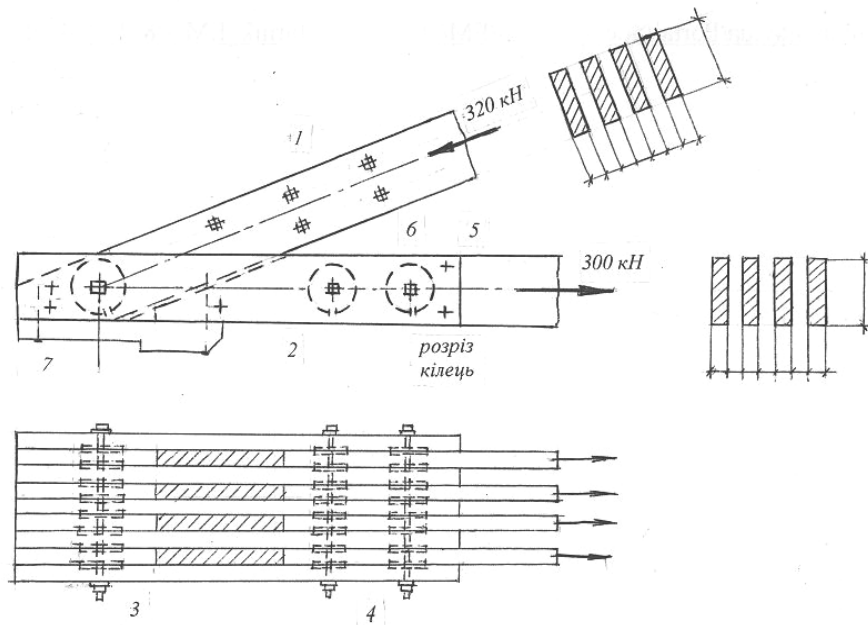


Рис. 1. Опорний вузол ферми і стик нижнього поясу
1 – опорний розкіс; 2 – стик нижнього поясу; 3 – стопка з 8 ГКШ 18×3,5;
4 – дві стопки по 8 ГКШ 12×2,5; 5, 6 – стяжні болти; 7 – підбалка

З'єднання з ГКШ у стрижневих конструкціях. У вітчизняній практиці проектування з'єднань було засновано на діючому нормальному сортаменті ГКШ із внутрішнім діаметром кільця, його шириною і товщиною, у см: $10 \times 2 \times 0,3$; $12 \times 2,5 \times 0,3$; $14 \times 2,5 \times 0,3$; $16 \times 3 \times 0,35$; $18 \times 3,5 \times 0,4$; $20 \times 4 \times 0,5$; $22 \times 4,5 \times 0,5$. За діючим в елементі зусиллям визначався типорозмір ГКШ у залежності від кількості стопок і кількості кілець у стопці. Відповідно до типорозміру шпонки приймалися дошки відповідної ширини і товщини. Потім із дотриманням нормативних вимог виконувалося проектування стиків елементів і вузлових з'єднань із перевіркою міцності елементів за ослабленим перерізом.

Приклад розрахунку вузла на рис. 1. Стик нижнього поясу двостопковий з ГКШ $12 \times 2,5$ см. Несуча здатність однієї ГКШ дорівнює 19,2 кН. Розрахункова кількість кілець $300/19,2=15,6$ шт. Прийнято 16 ГКШ. Нижній пояс виконано з 4 дощок перерізом $6,5 \times 25$ см. Вузлове з'єднання. Прийнята ширина дощок нижнього пояса дозволяє використати ГКШ $18 \times 3,5$ см з несучою здатністю 41 кН. Загальна несуча здатність усіх кілець $41 \times 8=328$ кН > 320 кН. Розкіс виконано також із 4 дощок $6,5 \times 25$ см.

Характерною особливістю ферм з ГКШ є багаточарове рішення стрижнів, викликане необхідністю утворення достатньої кількості вертикальних швів. Інша особливість таких ферм полягає у можливості знакозмінної роботи стрижнів грати, що дозволяє використовувати трикутну схему грати зі змінним напрямом розкосів. Переріз поясів ферм із кількістю гілок більше, ніж чотири не рекомендувався у зв'язку з підвищеною небезпекою нерівномірного розподілу зусиль в окремих гілках. У вітчизняних нормах пропонувалося пояси виконувати однаковими з парною кількістю гілок.

Тут з усіх вимог до конструювання з'єднань відмітимо наступне: неприпустимість утворення щілин у гнізді між шпонкою і деревиною. У зв'язку з цим слід застосовувати в конструкціях сухі пиломатеріали. Однак навіть в елементах з повітряно-сухої деревини деформації від усихання можуть бути такими, що щільність у з'єднанні з ГКШ виявиться недостатньою для його роботи, як визначено вище. Подолати цей можливий недолік з'єднання можна застосуванням деревини з низькою відносною вологістю $W=9 \div 12$ %. Для забезпечення щільності з'єднання застосовувалися кільця з поперечним розрізом із наданням в'язям пружності. Надто небажаними в зоні вузлів і стиків є сучки у мілко розмірних пиломатеріалах, особливо при влаштуванні гнізда для ГКШ у місці розташування сучка. З урахуванням наведених вище фактів здається потенційно доцільним застосування з'єднань із ГКШ у конструкціях із клееної деревини. Це підтверджується світовим досвідом, і не зрозуміло, чому у нас це з'єднання віддане забуттю. Надамо спочатку приклади застосування ГКШ у фермах із дощок.

Приклад 1 [5]. Покриття манежу із шедовим світловим ліхтарем (рис. 2). Верхні пояси ферм із трьох дощок 8×18 см, нижні – 8×21 см, розкоси і стояки ферм 2 (6×12) см.

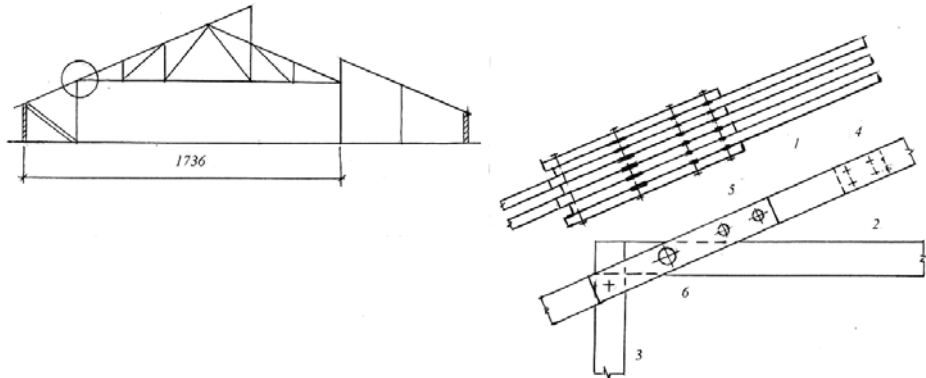


Рис. 2. Покриття з фермами з дощок (1970 р.)
1 – верхній пояс; 2 – нижній пояс; 3 – стійка каркасу $3 (8 \times 18)$; 4 – дерев'яні прокладки; 5 – стопки з ГКШ $d = 8$ см; 6 – стопка з ГКШ $d = 12,8$ см

Конструкція опорного вузла однотипна конструкції, що показана на рис. 1. Відміна полягає в тому, що пояси складаються з трьох гілок.

Приклад 2 [6]. Покриття зимового стадіону (рис. 3). Ферми розміщені з кроком $13,2$ м.

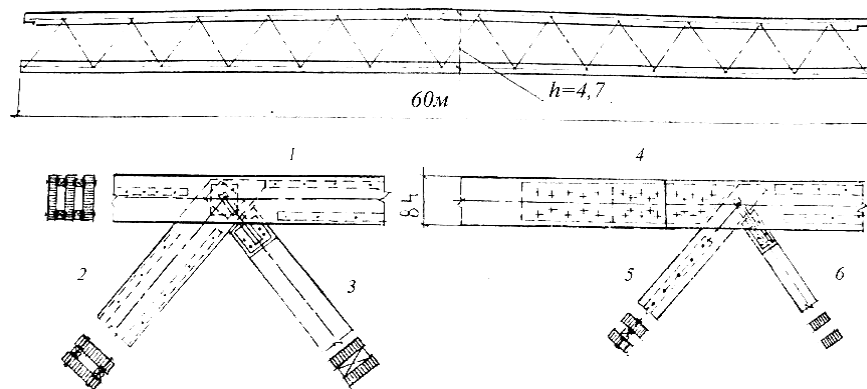


Рис. 3. Ферми з клеєної деревини (1973 р.)
1 – верхній пояс перерізом $3(84 \times 13,5)$ см; 2 – опорний розкіс $2 (80 \times 13,5)$ см;
3 – низхідний розкіс $2(60 \times 13,5)$ см; 4 – стик верхнього поясу;
5 – стиснутий розкіс $2(40 \times 12)$ см; 6 – розтягнутий розкіс $2 (34 \times 12)$ см

Особливістю ферм є співвідношення їхнього прогону до висоти, яке дорівнює ≈ 13 , що майже вдвічі перевершує рекомендації вітчизняних норм проектування. Внаслідок цього пояси ферм виконані трьохстінчастими, сумісна робота стінок в яких і стійкість із площини згину при $h/v = 84/13,5 = 6,2$ забезпечені суцільними прокладками, з'єднаними зі стінками на дрібних ГКШ. Вузли приєднання до поясів розкосів центровані з використанням значно міцніших ГКШ.

Приклад 3. Покриття громадської будівлі. Оригінальне покриття складається з ферм із віялоподібно розташованими у просторі розкосами.

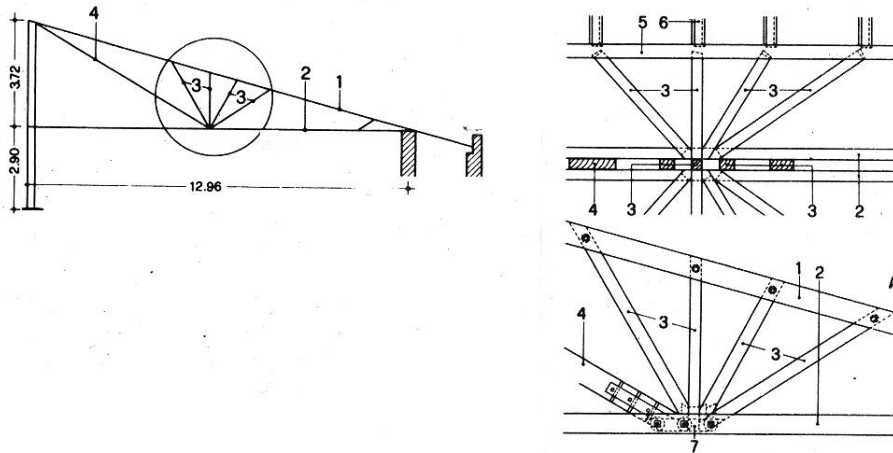


Рис. 4. Покриття громадської будівлі

а – ферма; б – вид зверху; в – вузол; 1 – верхній пояс; 2 – нижній пояс; 3, 4 – розкоси; 5 – проміжні балки; 6 – розпірка; 7 – сталевий башмак

Верхній пояс ферми з дощок 2 (12×24) см, нижній – 2 (12×22) см, розкоси перерізом 12×12 см, 12×14 см, 12×26 см. Розкоси, що розташовані під кутом до площини ферми, підтримують проміжні балки даху 16×24 см. Між дошками нижнього поясу у вузлі знаходиться сталевий башмак з упорами для підкосів, які направлені під кутом до площини ферми, і привареними кільцевими шпонками $d = 16$ см, для кріплення розкосів, які знаходяться у площині ферми. Таким чином, у вузлі з'єднуються 13 елементів.

З'єднання на ГКШ із металевими листами і башмаками. У прикладі 3 показано з'єднання, принципово відмінне від традиційного з'єднання. В ньому шпонки приварені до металевого башмака. Таке рішення не передбачає обов'язкового влаштування у кільцях розрізів, як це робилося у вітчизняній практиці. Розріз кільця забезпечував щільність його

притискання до стінок гнізда і осереддя при всиханні деревини. Відсутність розрізу кільця може бути допущена за відсутності деформацій в елементах від усихання. Відсутність подібного факту в елементах із клеєної деревини використана для створення нового типу з'єднань із кільцевими шпонками: сталеві башмаки чи листи з привареними до них одно-, двобічними шпонками. Це суттєво розширило можливості для проектування різноманітних вузлів у конструкціях із клеєної деревини. В них значно менше відбивається негативний вплив наявних у масивних багатшарових елементах природних вад деревини. Нижче наведено приклади нового типу з'єднань із кільцевими шпонками.

Приклад 4 (рис. 5). Навіс над трибуною [7]. Ригель із консоллю змінного перерізу $13 \times (35 \div 122)$ см. Криволінійні стійки зі спарених елементів 10×50 см жорстко закріплені до залізобетонної опори сталевим башмаком за допомогою кільцевих шпонок $d = 90$ мм приварених із двох боків до вертикального ребра коробчастої форми. Ця коробка болтами закріплена до горизонтального листа башмака. Розтягнутий металевий розкіс закріплено до ригеля парними листовими накладками з однобічними кільцевими шпонками $d = 90$ мм.

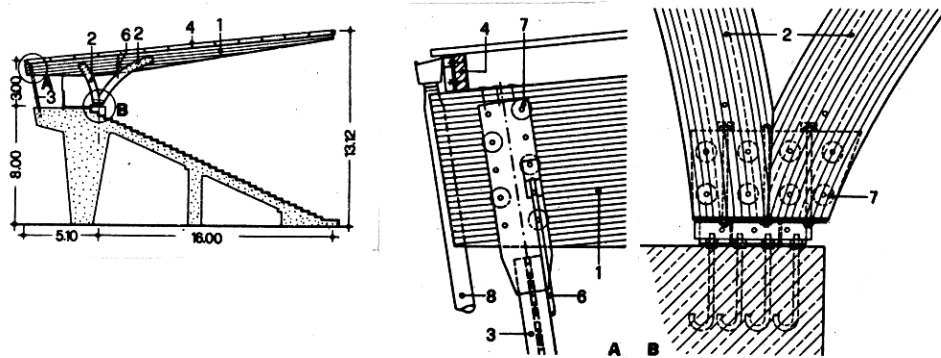


Рис. 5. Навіс над трибуною
1 – ригель; 2 – стійка; 3 – розтягнутий розкіс; 4 – прогони;
5, 6 – в'язі просторової жорсткості; 7 – кільцеві шпонки

Інші конструкції башмаків в опорних і гребневих вузлах рам показано в наступних прикладах.

Приклад 5 [7]

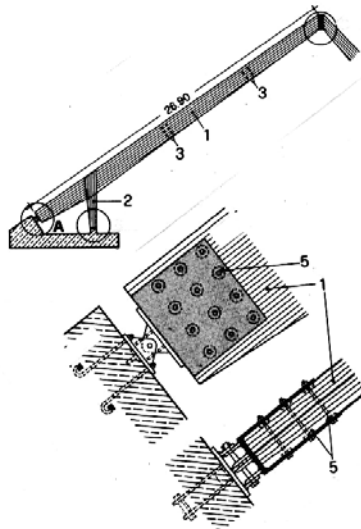


Рис. 6. Опорний вузол рами: 1 – напіврама; 2 – стійка; 3, 4 – меридіональні в'язі просторової жорсткості (4 – на протилежній напіврамі); 5 – сталевий опорний башмак із кільцевими однобічними шпонками

Приклад 6. Плавальний басейн [7]. Трьохшарнірні рами з ригелем зі спарених елементів змінного перерізу по $14 \times (60 \div 177)$ см.

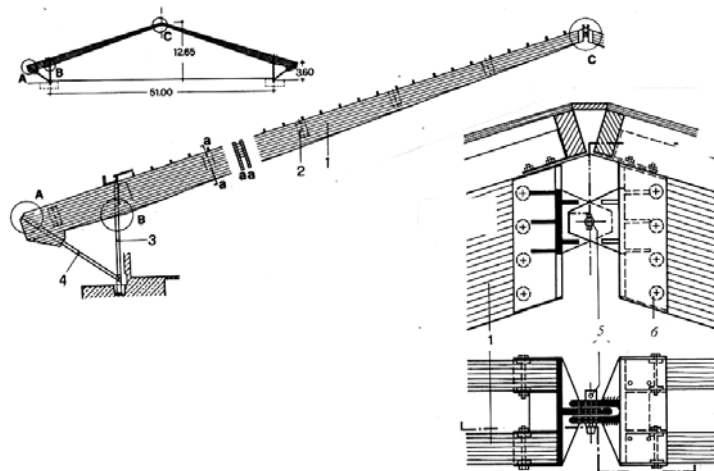


Рис. 7. Рама і гребневий вузол: 1 – ригель; 2 – прокладки; 3 – стійка; 4 – розтягнутий розкіс; 5 – шарнір; 6 – однобічні кільцеві шпонки

З'єднання з дворядними ГКШ. Розміри елементів із клесної деревини дозволяють встановлювати ГКШ у два ряди, чого не можна було робити в конструкціях із дощок.

Приклад 7. Виробнича будівля (1968 р.) [8]

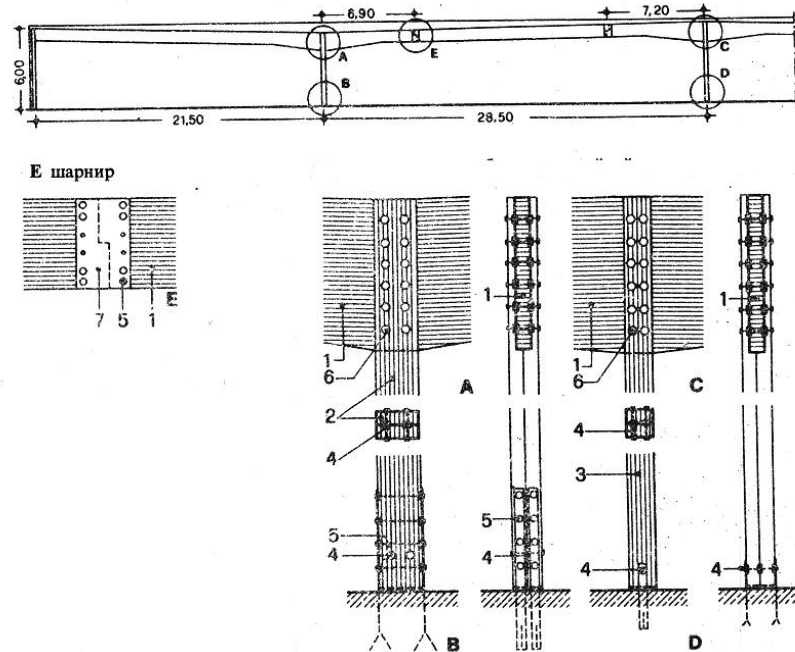


Рис. 8. З'єднання балки зі стійками: 1 – балка 14×(85, 145 см над стійками); 2 – стійка 2(13×40 см); 3 – стійка 2(13×26 см); 4 – кільцеві шпонки $d=80$ мм; 5 – кільцеві шпонки $d=60$ мм; 6 – кільцеві шпонки $d=90$ мм; 7 – сталеві парні накладки

Карнизні вузли рам. Приклад 8. Промисловий павільйон (1969 р.) [9]

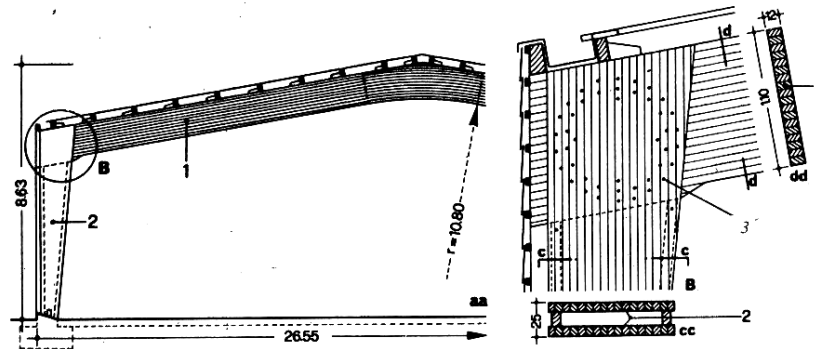


Рис. 9. Карнизний вузол рами з ригелем постійного перерізу
1 – ригель 12×110 см; 2 – стійка 2(6,5×58÷110) см; 3 – 88 шпонок $d = 65$ мм

Приклад 9. Манеж (1969 р.) [10]

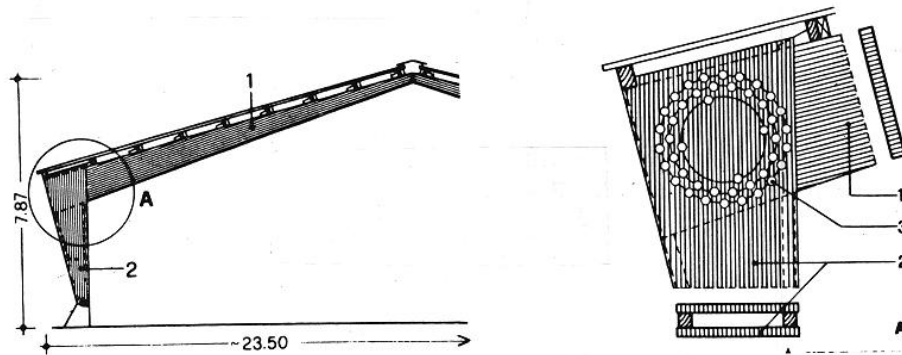


Рис. 10. Карнизний вузол рами з ригелем зі змінною висотою перерізу
1 – ригель $11 \times (30 \div 118)$ см; 2 – стійка $2(7 \times 37 \div 133)$ см; 3 – 44 шпонки $d=65$ мм

Вимоги до виготовлення конструкцій з ГКШ. Високоякісні з'єднання з використанням ГКШ можуть бути отримані тільки за умови заводського виготовлення. Основні засоби і устаткування для цього у сучасному технічному виконанні можуть бути такими, які докладно розглянуті в частині 1 Курсу [1], чи з використанням зарубіжного досвіду. Точність шаблонів, відповідно до конструкцій вузлів, наразі досягається застосуванням комп'ютерних технологій, що забезпечує якісну збірку конструкцій. Збірка перевіряється виготовленням пробної конструкції на заводі. Виготовлені на заводі елементи конструкцій з комплектом шпонок, сталевих башмаків, необхідних болтів і інших деталей доставляються на будівництво. Дерев'яні елементи повинні бути захищені від зволоження.

Література

- [1] Карлсен Г. Г. Курс деревянных конструкций : учебник для строительных вузов и факультетов. Часть 1 / [Г. Г. Карлсен и др.] ; под общ. ред. Карлсена Г. Г. – Л. : ГСИ, 1942. – 540 с.
- [2] Карлсен Г. Г. Курс деревянных конструкций : учебник для строительных вузов и факультетов. Часть 2 / [Г. Г. Карлсен и др.] ; под общ. ред. Карлсена Г. Г. – Л. : ГСИ, 1943. – 632 с.
- [3] Деревянные конструкции и сооружения. Технические условия и нормы проектирования и возведения. НКТП СССР. – М. – Л. : ГСИ, 1935.
- [4] Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций : НИТУ 122-55. – М. : ГСИ, 1955. – 86 с.
- [5] Bauen mit Holz. – 1970. – № 9. – С. 424

- [6] Реферативная информация / ЦИНИС. – 1973. – серия VIII : вып. 10. – С. 2–26.
- [7] Götz K. H. Holzbau Atlas / [K. H. Götz, D. Hoor, K. Möhler, J. Natterer]. – München, 1978. – 283 S. – (Атлас деревянных конструкций)
- [8] Bauen mit Holz. – 1968. – № 12.
- [9] Bauen mit Holz. – 1969. – № 9.
- [10] Bauen mit Holz. – 1969. – № 12.

Надійшла до редколегії 10.07.2013 р.

УДК 694.4

Испытание новых эффективных конструктивных форм клеефанерных балок

Бидаков А.Н.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

Анотація. Розроблено новий вид клеєфанерних балок із криволінійною формою фанерної стінки, який має збільшену жорсткість і забезпечує її ефективну роботу, а також виключає необхідність улаштування поперечних ребер жорсткості, що робить балку більш технологічною.

Аннотация. Разработан новый вид клеефанерных балок с криволинейной формой фанерной стенки, увеличивающей ее жесткость и обеспечивающей эффективную работу, а также исключающий необходимость установки поперечных ребер жесткости, что делает балку более технологичной.

Abstract. The new type of thin-webbed beam with curvilinear plywood web is developed, which has a higher stiffness and provides effective operation, as well as excludes necessity to install transversal ribs which makes the beam practically more feasible.

Ключевые слова: клеефанерная балка, фанерная стенка, эффективные решения.

Постановка проблеми. В последние годы за рубежом обозначена тенденция использования фанерных элементов в проектах с применением клееных деревянных конструкций. Именно этот древесный листовый материал воплощает в реальность сложные футуристические формы амбициозных европейских архитекторов. Пока это павильоны, навесы, галереи и небольшие выставочные холлы. Такой диапазон применения столь высококачественного древесного материала обусловлен фрагментарным исследованием его свойств и поведения в составе сложных конструктивных форм. Активно формируется функциональный переход фанерных конструкций от применения в ограждающих и декоративных системах к несущим конструкциям.

Анализ существующих решений. До настоящего времени известны несколько конструктивных решений, в которых фанера применяется в качестве стенки в клеефанерных балках, рамах и арках. В таких системах используются двутавровые поперечные сечения с плоской или волнистой фанерными стенками, а также в виде коробчатых сечений. Использование таких фанерных стенок могло привести к потере их устойчивости. Для обеспечения надежности работы стенки требовалась установка поперечных ребер жесткости с их тщательной подгонкой к поясам. Это резко повышало трудоемкость и, как следствие, увеличивало стоимость

конструкції. Снижена матеріаломісткість клеєфанерних балок з плоскої фанерної стінкою не оправдувала необхідних трудозатрат, тому так і не отримала широкого застосування в конструктивних рішеннях покриттів і перекриттів будівель.

Серед вітчизняних спеціалістів значущі експериментальні та аналітичні дослідження клеєфанерних балок належать таким дослідникам як Дмитрієв П. А., Осипов Ю. К., Большаков В. В., Макаров Г. П., Кириленко В. Ф. [4–6]. Конструктивні рішення та рекомендації спеціалістів носили лише локальний характер конструктивних змін балочної конструкції. Велике уваження до фанерних конструкцій спостерігається за останні чотири роки в роботах німецьких вчених, зокрема школи професора Н. J. Blaß, а також, М. Frese, Р. Glos [8] і М. Flaig [7]. Дослідження, пов'язані з поведінкою фанерних елементів в різних постановках завдань, проведені японським спеціалістом Hiroshi Yoshihara [9, 10]. Варто зазначити, що напрями робіт вказаних спеціалістів не збігаються, що свідчить про широту діапазону існуючих питань щодо особливостей роботи деревних пластиків.

Методика проведення експериментів. В 2012 році в лабораторії будівельних конструкцій проводилися випробування нового типу клеєфанерних балок з вигнутими фанерними стінками та дощатими клеєними поясами.

Випробувалися три балки прольотом 2 м з різними радіусами кривизни елементів стінки (400 мм, 600 мм і 800 мм), при однакових сеченнях поясів та висоті балок. Фанерні стінки з'єднуються з поясами балок за допомогою високопрочних клеїв через нахилні пропили, виконані в поясах балки (в процесі її виготовлення), рис. 1. По краях балки встановлюються опорні ребра, одна з граней яких повторює кривизну фанерної стінки і щільно приторцюється до неї.

Пояси балочної конструкції були виготовлені з клеєної деревини сосни та трішарової березової фанери підвищеної вологостійкості 1-го сорту марки ФСФ.

Тонка фанера була прийнята для дослідження та отримання експериментальних даних, оскільки дає наочну картину поведінки фанерних листів з їх складною геометрією. Рекомендована мінімальна товщина фанери в будівельних конструкціях приймається не менше 8 мм за нормативними вимогами [1].

На рис. 2 наведені графіки для визначення розрахункових опортів при розтягненні під кутом до волокон зовнішніх шарів березової фанери марки ФСФ по [1], для a – семишарової фанери; b – п'ятишарової фанери.



Рис. 1. Новая балочная конструкция в процессе изготовления

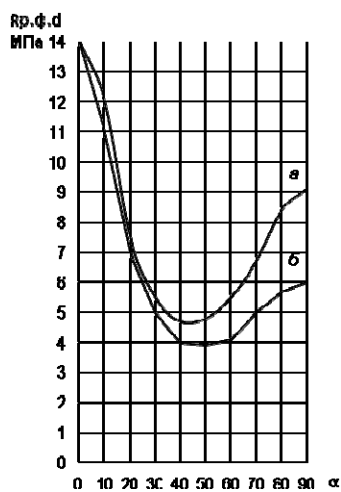


Рис. 2. Кривые расчетных сопротивлений под различными углами к волокнам наружных слоев

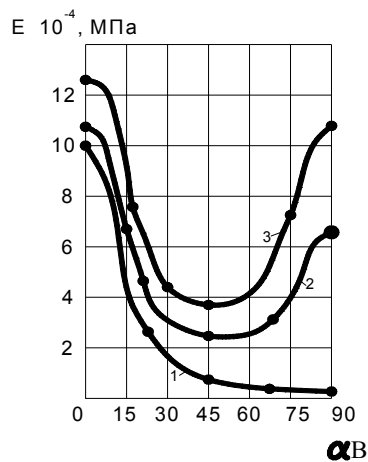


Рис. 3. Кривые изменения модуля упругости фанеры под различными углами к волокнам наружных слоев

Приведенные проф. Ашкенази Е. К. [3] кривые изменения модуля упругости E березовой фанеры построены по экспериментальным данным в зависимости от структуры материала и представлены на рис. 3. Кривая 1 относится к шпону, т. е., в сущности, отражает анизотропию натуральной древесины березы в тангенциальной плоскости at . Кривая 2 относится к трехслойной фанере, в которой волокна в среднем слое шпона перпендикулярны волокнам рубашек. Кривая 3 – многослойная фанера из 15 слоев. Сопоставление кривых показывает, что структура (слойность) фанеры мало влияет на величину модуля E в направлении волокон рубашки и в диагональном направлении.

Испытания моделей балок (рис. 4) проводились путем нагружения их домкратом грузоподъемностью 25 т через траверсу, распределяющую нагрузку на две точки, соответствующие третям пролета.



Рис. 4. Экспериментальный образец X-образной балки

Передача нагрузки на балку от траверсы осуществлялась через деревянные бруски и металлические пластины, лежащие сверху на этих брусках и контактирующие непосредственно с траверсой. Все испытуемые модели балок были раскреплены с двух сторон в верхнем поясе балки. Методика испытаний состояла в нагружении балки с шагом нагрузки 0,5 т с последующей разгрузкой с таким же шагом, с фиксацией показаний датчиков при нагружении и разгрузке балки. Все балки в процессе испытаний доводились до разрушения. Величина угловых перемещений каждого торца балки фиксировалась четырьмя индикаторами часового типа, а показания прогибов балки снимались для нижнего и верхнего поясов отдельно, двумя прогибомерами с точностью деления 0,001 мм. Для измерения деформаций использовались датчики базой 20 мм, сопротивлением примерно 200 Ом. В качестве измерительной аппаратуры применялся автоматический 100-позиционный прецизионный переключатель АП-3 и автоматический измеритель деформаций АИД-4. Температура в помещении во время испытаний составляла примерно +25 °С и влажность древесины колебалась от 12 % до 14 %. В рамках испытаний внимание акцентировалось не только на кривизне фанерной стенки, но и на расположении накладок стыкуемых листов, которые устанавливались под наклоном либо вертикально, причем последнее оказалось более эффективным. Вопрос о стыковке накладками более чем актуален и интересен в связи с изогнутостью стенки балки. Стыки стенок выполнялись как с одной стороны балки обеих гнутых стенок, так и диагонально в противоположных частях по длине балки. Схема экспериментальной модели с местами установки датчиков активного сопротивления, а также схема нагружения приведены на рис. 5.

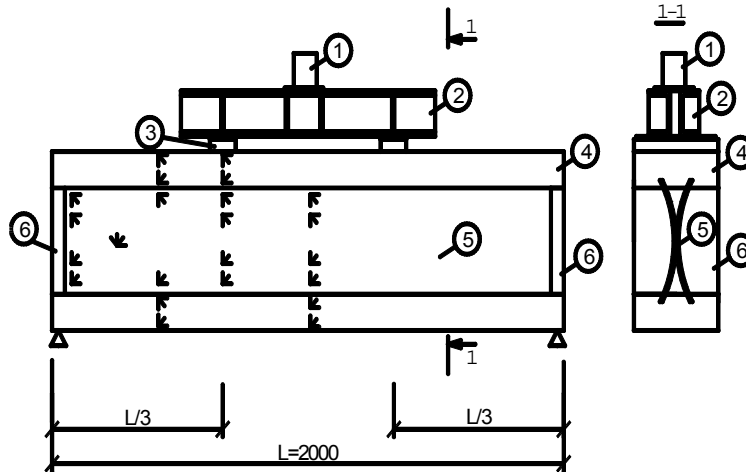


Рис. 5. Схема нагрівання експериментальної моделі
1 – домкрат; 2 – розподільна сталевая траверса; 3 – дерев'яні бруски; 4 – пояс балки з клеєної деревини; 5 – фанерні стінки балки; 6 – торцеві ребра жорсткості з цільної деревини

Обсуждение результатов. Результаты испытаний балок и, в частности, поведение криволинейных фанерных элементов носили характер абсолютной новизны и лишь частично оправдали ожидания и предположения о работе конструкции в целом. Перед началом испытаний были проведены предварительные расчеты моделей с помощью аналитической расчетной программы ANSYS. Результаты расчетов представляли интерес лишь в получении общей картины работы новой балочной конструкции и приближенных результатов. Анализ полученных результатов позволил уточнить места расположения датчиков на испытываемых моделях, хотя нелинейность геометрии требовала максимально тщательного исследования конструкции, особенно криволинейной поверхности. Таким образом, количество датчиков на испытательных образцах составляло 150 (+/-5) шт, из которых 70 % устанавливались розеткой на фанерной стенке и деревянных клееных поясах. В настоящее время результаты показаний тензодатчиков обрабатываются, и можно лишь говорить о визуальных наблюдениях во время испытаний и характере разрушений трех балок. Ряд наблюдений оказался более чем важным, например, смена знака деформаций фанеры с увеличением нагрузки, чего не способны учесть современные расчетные программные комплексы, даже при рассмотрении ортотропии фанерного элемента.

На рис. 6 побудовані графіки прогибів для верхніх поясів (сплошна лінія) і для нижніх поясів (пунктирна лінія) для різних етапів навантаження балок.

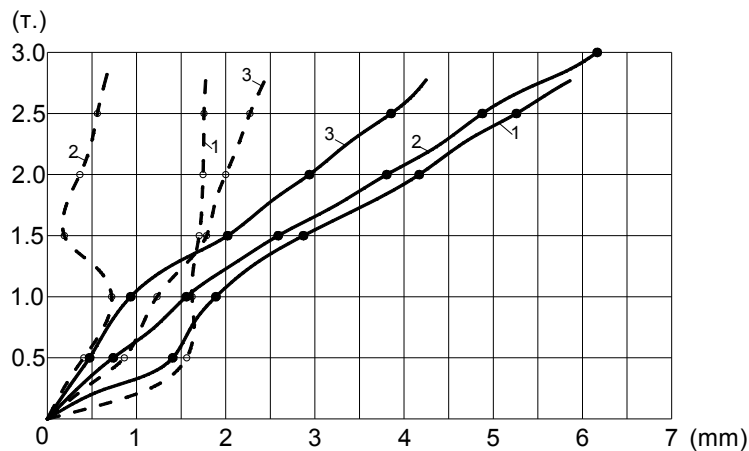


Рис. 6. Криві прогибів поясів для балок з різними радіусами кривизни стенок: 1 – R=400 mm; 2 – R=600 mm і 3 – R=800 mm

Побудовані криві показують, що балка з радіусом кривизни фанерної стінки 800 мм має найбільшу жорсткість порівняно з іншими балками, а близьке розташування пунктирної та сплошної кривих 3 свідчить про тривалий інтервал спільної роботи поясів. Пунктирна крива 2 має різкий скачок в бік зменшення деформацій і відповідає випадку взаємного зміщення нейтральних осей фанерних стенок і зменшення участя в роботі нижнього пояса, що і спостерігалося під час проведення експерименту.

Зразки деревини поясів та фанери стенок були випробувані під різними кутами, а отримані характеристики будуть вводитися в розрахунковий програмний комплекс для отримання адекватної інформації про роботу конструкції.

Висновки

Проведені експериментальні дослідження клефанерних балочних конструкцій нового типу показали позитивні перспективи для їх застосування, підтверджуючі очікування в плані підвищеної жорсткості стінки балки. Експериментом встановлено можливість існування безреберних балочних конструкцій, при одночасному підвищенні технологічності їх виробництва і, відповідно, рентабельності для активного впровадження.

Литература

- [1] Деревянные конструкции : СНиП II-25-80. – Офиц. изд. – М. : Стройиздат, 1982. – 76 с. – (Строительные нормы и правила).
- [2] Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона листовых пород. Технические условия : ГОСТ 3916.1-96. – Офиц. изд. – М. : ИПК Издательство стандартов, 1997. – 15 с. – (Межгосударственный стандарт).
- [3] Ашкенази Е. К. Анизотропия конструкционных материалов. Справочник / Е. К. Ашкенази, Э. В. Ганов. – Л. : Машиностроение, 1980. – 247 с.
- [4] Кириленко В. Ф. Напряженно-деформированное состояние клеефанерных балок с прерывистой фанерной стенкой / В. Ф. Кириленко, М. В. Колыхан, Е. Ю. Якушкова, А. Н. Янчук // Строительство и техногенная безопасность: сб. науч. трудов / НАПКС. — Симферополь: НАПКС, 2007. – Вып. 21. – С. 16–20.
- [5] Кириленко В. Ф. Напряжения в приопорных зонах деревофанерных балок / В. Ф. Кириленко, М. Ю. Кузенков // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць / Національний університет водного господарства та природокористування. – Рівне, 2009. – Вип. 19. – С. 159–164.
- [6] Кириленко В. Ф. Напряжения в деревофанерной балке двутаврового сечения / В. Ф. Кириленко, М. Ю. Кузенков // Строительство и техногенная безопасность: сб. науч. трудов / НАПКС. – Симферополь: НАПКС, 2009. – Вып. 29. – С. 71–79.
- [7] Flaig M. Modellierung der Biegefestigkeit von hochkant auf Biegung beanspruchten Bauteilen aus Brettsperholz / M. Flaig // Forschungskolloquium Holzbau «Forschung und Praxis». – Stuttgart, 2012. – 8 S.
- [8] Blaß H. Biegefestigkeit von Brettschichtholz aus Buche / [H. J. Blaß, M. Frese, P. Glos, P. Linsenmann, J. Denzler] // Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau / Universität Karlsruhe (TH), Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen. – Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2004. – 137 S.
- [9] Hiroshi Yoshihara. Bending properties of medium-density fiberboard and plywood obtained by compression bending test / Yoshihara Hiroshi // Forest Products Journal. – 2011. – № 61 (1). – P. 56–63.
- [10] Hiroshi Yoshihara. Influence of the specimen depth to length ratio and lamination construction on Young's modulus and in-plane shear modulus of plywood measured by flexural vibration / Yoshihara Hiroshi // BioResources. – 2012. – № 7 (1). – P. 1337–1351.

Надійшла до редколегії 18.09.2013 р.

УДК 624.014:620

Принципы назначения проектного и начального ресурсов для строительных конструкций

Колесниченко С.В., к.т.н.

ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»,
Украина

Анотація. Життєвий цикл будь-якого будівельного об'єкта, від формування ідеї до створення будівлі, відбувається впродовж декількох етапів. На підставі рекомендованих або нормованих строків експлуатації споруджуваної будівлі (споруди) встановлюється проектний ресурс, за яким визначаються коефіцієнти надійності для розрахунків конструкцій. Під час проектування здійснюється заміна прогнозованого ресурсу на проектний, який після введення об'єкта в експлуатацію встановлюється як початковий. Після його вичерпання будівельні конструкції та об'єкт в цілому повинні пройти процедуру обстеження. Після виконання необхідних розрахунків, з урахуванням реального стану об'єкта, має бути призначений строк до наступного обстеження з визначенням нового остаточного ресурсу.

Аннотация. Жизненный цикл любого строительного объекта, от формирования идеи до создания здания, протекает в несколько этапов. На основании рекомендуемых или нормируемых сроков эксплуатации создаваемого здания (сооружения) определяется проектный ресурс, по которому определяются коэффициенты надежности для расчета конструкций. В процессе проектирования происходит замена прогнозируемого ресурса на установленный проектный, который после ввода объекта в эксплуатацию устанавливается как начальный ресурс. После его исчерпания строительные конструкции и объект в целом должны пройти процедуру обследования. После выполнения необходимых расчетов, с учетом реального состояния объекта, должен быть назначен срок до следующего обследования с определением нового остаточного ресурса.

Abstract. From initial idea to execution of the building the service life of the construction object continues in several stages. On the basis of recommended or specified terms for the service life of created building the design recourse is established to determine the safety factors for calculation. During the design procedure the forecast resource is replaced by the design resource. This resource is established as initial one after the construction object is put into operation. When it is depleted, all building structures, as well as the whole construction object, are to be inspected. After all compulsory calculations are prepared taking into account a real condition of the structure, a new term of the next survey must be specified for determination of remaining lifetime.

Ключевые слова: остаточный ресурс, срок эксплуатации, здание (сооружение), коэффициент надежности, обследование.

Постановка проблеми. Под ресурсом – сроком эксплуатации – здания (сооружения) будем понимать общее время его работы от начала эксплуатации или ремонта до перехода в предельное состояние (разрушения любого вида) [1]; остаточный ресурс – работа объекта от момента контроля его технического состояния до перехода в предельное состояние.

Жизненный цикл любого строительного объекта, от формирования идеи до создания здания как такового, протекает в несколько этапов. Общая их схема представлена на рис. 1.

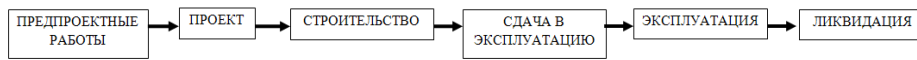


Рис. 1. Этапы жизни строительного объекта

В соответствии с этой схемой назначение и последующая трансформация ресурса также переживает несколько этапов. На первой стадии – предпроектной (рис. 2) – назначение ресурса осуществляется на основании технико-экономических расчетов по следующим основным критериям:

- ресурс определен сроком окупаемости и желательным размером получения прибыли;
- ресурс определяется моральным износом технологии или физическим износом оборудования.

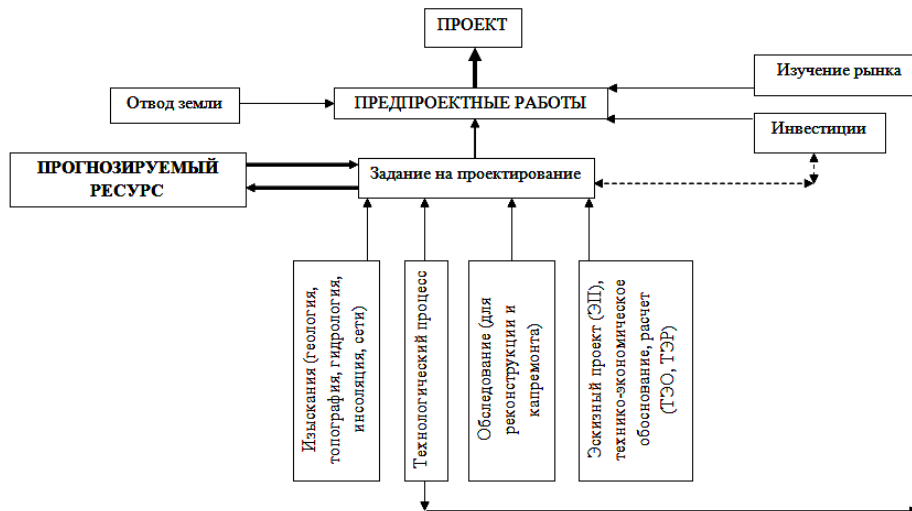


Рис. 2. Предпроектная стадия строительства

В первом случае срок эксплуатации может быть завышен, во втором – занижен. В обоих случаях ресурс определяется на основании экономических критериев и является желаемым (прогнозируемым). При этом учесть реальные условия эксплуатации строительных конструкций, составляющих объект строительства и обеспечивающих технологический процесс на данной стадии, очень сложно в связи с тем, что строительный образ объекта еще не сформирован.

После подготовки задания на проектирование, согласования с заказчиком основных проектных положений, в том числе, и прогнозируемого ресурса, выдачи проектировщику всех необходимых исходных данных, начинается собственно разработка проектной документации с выполнением необходимых расчетов. Схема стадии проектирования представлена на рис. 3.

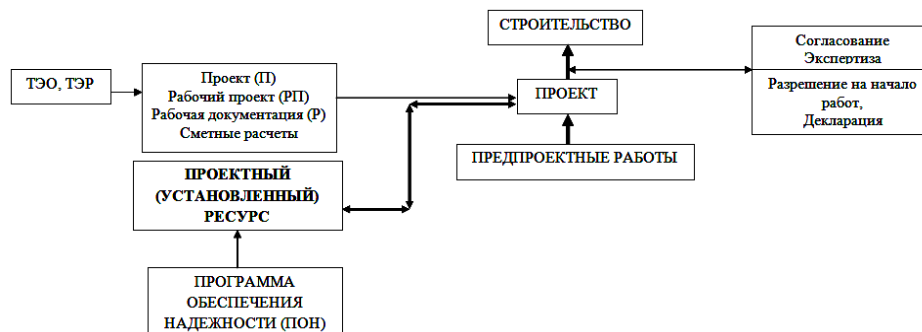


Рис. 3. Назначение проектного ресурса

На основании рекомендуемых или нормируемых сроков эксплуатации проектируемого здания (сооружения) [2, 3] определяется проектный (установленный) ресурс, по которому определяются значения коэффициентов надежности по нагрузке для расчета конструкций.

По собранным нагрузкам в процессе расчета определяются усилия и подбираются поперечные сечения всех конструкций, выполняется расчет и конструирование узлов. В связи с тем, что нормативные сроки эксплуатации определены только для типов зданий (сооружений), эти же сроки считаются нормативными и для строительных конструкций, составляющих объект строительства. Коэффициентами условий работы γ_c учитываются условия и режимы эксплуатации конструкций, коэффициентами γ_b – условия эксплуатации соединений.

Для обеспечения требуемого уровня показателей надежности во время эксплуатации объекта прогнозирование их изменения рекомендуется на основании установленного ресурса, т. е. разработка программы обеспечения надежности – ПОН [4, 5]. Происходит замена прогнозируемого ресурса на установленный проектный. Как правило, здесь не может быть никаких проблем с заказчиком, так как проектный ресурс достаточно велик, относится к конструкциям объекта строительства, а не к оборудованию и технологии и он, как правило, превышает сроки окупаемости первоначально вложенных инвестиций до морального устаревания технологии.

Анализ основных исследований и публикаций. В связи с тем, что значительная часть эксплуатирующихся конструкций находится в условиях практически полного исчерпания их проектного ресурса, проблеме определения остаточного ресурса для безопасной эксплуатации конструкций, зданий и сооружений в последнее время уделяется достаточно большое внимание. В рамках целевой комплексной программы НАНУ «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин» осуществляется координация работ по проблеме ресурса и безопасности как для объектов повышенной безопасности, так и для обычных промышленных зданий и сооружений. В рамках этой программы выполнено большое количество исследований, результаты которых систематизированы в [13].

Нерешенные проблемы. Достаточно произвольное назначение проектного ресурса приводит к завышенным коэффициентам надежности при расчете конструкций. Назначение начального и остаточного ресурса также является до конца не решенной задачей. На основании некорректного назначения остаточного ресурса четко не сформированы требования по срокам обследования зданий и сооружений.

Цель статьи. Основной целью данного исследования является классификация различных видов ресурсов, формирующихся на этапах жизненного цикла строительного объекта, определение их взаимосвязи для назначения сроков выполнения работ по обследованию с последующим назначением остаточного ресурса.

Проблема назначения ресурса возникает снова при вводе объекта в эксплуатацию (см. рис. 4). В связи с требованиями Закона Украины «Про архітектурну діяльність» и Положения об архитектурно-техническом паспорте [6, 7] каждый законченный объект строительства (новое строительство и реконструкция) должен иметь архитектурно-технический паспорт. Раздел 5 данного паспорта должен содержать четкие гарантийные сроки безопасной эксплуатации несущих и ограждающих конструкций объекта. Обычно эти сроки для строительных конструкций устанавливаются в 7...10 лет. Назовем этот срок начальным (гарантированным ресурсом), сроком безаварийной эксплуатации здания до первого обследования.

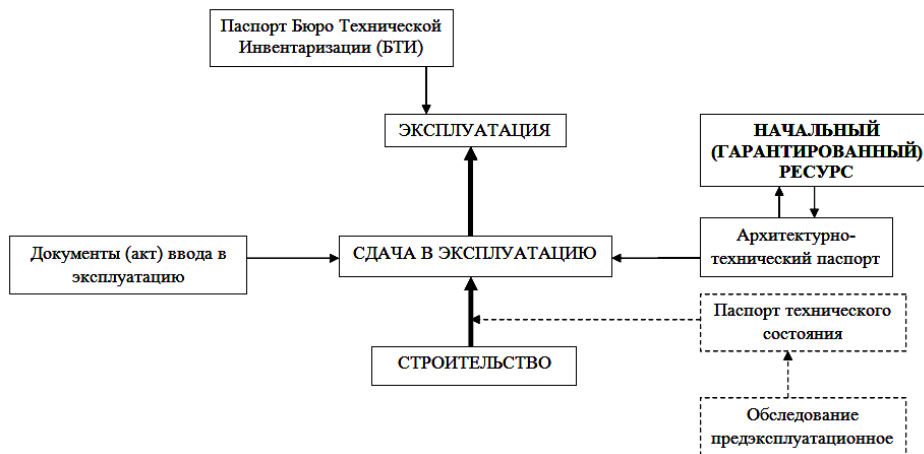


Рис. 4. Назначение ресурса при вводе строительного объекта в эксплуатацию

После исчерпания начального ресурса строительные конструкции и объект в целом в соответствии с [8, 9] должны пройти процедуру обследования. После выполнения необходимых расчетов с учетом реального состояния конструкций и действующих нагрузок для них и всего объекта должен быть назначен срок следующего обследования. Период до этого обследования есть не что иное, как остаточный ресурс (по определениям [5]). Процедура обследования и продления остаточного ресурса может осуществляться несколько раз в процессе жизненного цикла объекта. Особенности может стать использование специальных расчетных моделей при определении ресурса стальных конструкций, продолжающих эксплуатироваться за пределами проектного ресурса (рис. 5, рис. 6). В общем виде стадийность назначения ресурса строительного объекта представлена на рис. 7.

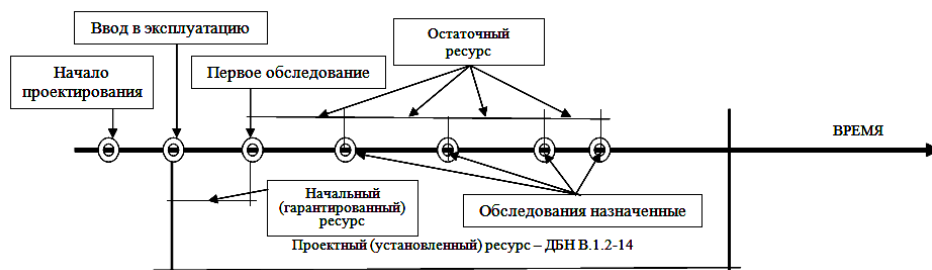


Рис. 5. Структура назначения ресурса для жилых зданий и общественных зданий, мостов и плотин (проектный ресурс – 100...120 лет)

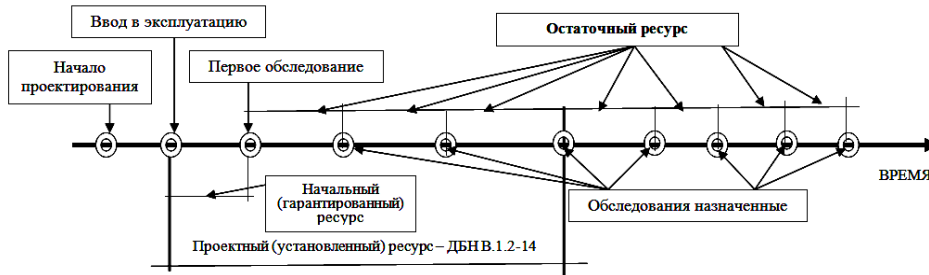


Рис. 6. Структура назначения ресурса для производственных зданий (проектный ресурс до 60 лет)

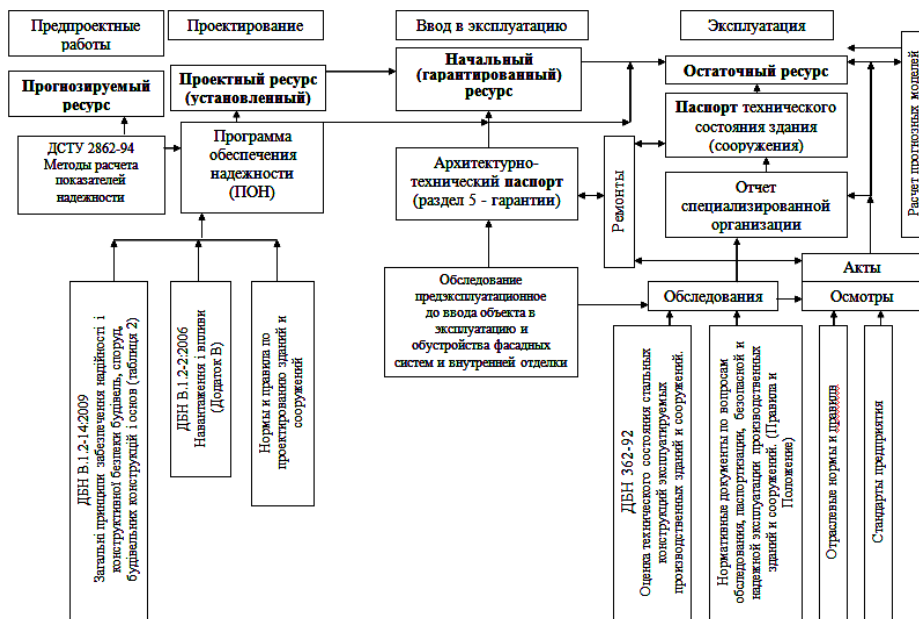


Рис. 7. Общая схема стадийности назначения ресурса

Если считать капитальный ремонт как «совокупность работ, предполагающих вмешательство в несущие конструктивные схемы при замене или восстановлении конструкций» [11], то реальным проектным сроком эксплуатации конструкций будет время до первого капитального ремонта. Такие сроки приведены в «Положении...» [9] в качестве рекомендуемых. На основании этих сроков, например, для предприятий горно-металлургического комплекса, разработаны свои «Правила...» [12], которые уже носят законодательный характер для служб технического надзора и на основании которых осуществляется планирование инвестиций для выполнения капитальных ремонтов.

В работе [13] на основании многочисленных исследований, приведен средний срок службы как для металлических конструкции производственных зданий, так и для отдельных видов сооружений.

Сроки эксплуатации здания (сооружения) и периодичность капитального ремонта сведены в табл. 1.

Таблица 1

**Назначение сроков эксплуатации здания (сооружения), лет.
Назначение сроков капитального ремонта**

Здания	ДБН В.1.2-2 [Н6]	ДБН В.1.2-14 [Н3]	[С]	Положение [P12]			Правила технической эксплуатации производственных зданий [P10]					
				Приблизительная периодичность капитального ремонта			Срок эксплуатации до ремонта или замены					
			Средний срок службы	Условия эксплуатации			Тип среды					
Производственные	60	60		нормальные	агрессивная среда	Вибро- и динамические нагрузки	неагрессивная	слабо-агрессивная	средне-агрессивная	сильно-агрессивная		
Каркас металлический				20	15	6						Режим работы крана*
Колонны			60	50...60	40...45	40...50	60	50	45	40		Л, С
Фермы			35	25...30	15...20	20...25	45	40	35	30		Т, ОТ
Подкрановые балки			25	8...10	5...6	4...5	30	35	20	15		Л, С
							25	20	15	15		ОТ
							30	25	20	20		Л, С
							20	15	10	10		ОТ
Сооружения												
Башни и мачты	40	20...40	30									
Дымовые трубы	30	30		10...15								
Мосты		80...100		опоры – 40 лет – ремонт								
				пролетные – 50	пролетные строения – 50...60 лет – замена							
Емкостные сооружения		20...30	30									
Эстакады и галереи (как вспомогательные)	60	60	40	10...16								
Резервуары	30...80	30...80	35									

* Л – легкий (1К-3К); С – средний (4К-6К); Т – тяжелый (7К); ОТ – особо тяжелый (8К).

Анализ данных таблицы показывает, что сроки капитальных ремонтов установлены не для здания, а для отдельных его конструкций в зависимости от их условий эксплуатации и режима работы здания (режима работы кранового оборудования). Такой подход является более гибким и точным.

На основании всего вышеизложенного, можно сделать вывод о завышении сроков проектного ресурса. Приняв срок эксплуатации здания по сроку эксплуатации стальных конструкций до первого капитального ремонта в пределах 20...40 лет и сооружений – 15... 30 лет, происходит уменьшение нагрузок на 15...30 % в связи с уменьшением коэффициента надежности по предельному значению нагрузки γ_{fm} (табл. 2, [2]).

Если рассматривать срок эксплуатации здания с экономических позиций, то в соответствии с Налоговым кодексом Украины [п. 145.1, 14] срок службы эксплуатации зданий (для начисления амортизации) составляет 20 лет, а сооружений – 15. По рекомендациям [10] индикативный проектный срок эксплуатации (см. табл. 3) также не согласуется с [3].

Таблица 2

Назначение коэффициента надежности по предельному значению нагрузки γ_{fm}

T , лет	1	5	10	15	20	25	40	50	60	70	80	100
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,77	0,83	0,87	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,14

Таблица 3

Индикативный проектный срок эксплуатации зданий и сооружений

Категории проектного срока службы	Индикативный проектный срок службы (лет)	Примеры
1	10	Временные сооружения ¹⁾
2	10–25	Сменные части сооружения, опоры
3	15–30	Сельскохозяйственные здания
4	50	Строительные сооружения и другие здания общего назначения
5	100	Монументальные строительные сооружения, мосты, другие инженерные сооружения

¹⁾ Сооружения или части сооружений, которые могут разбираться для повторного использования, не должны рассматриваться как временные.

Отдельной проблемой является назначение срока до первого обследования. Если исходить из того, что ресурсом является суммарная наработка объекта от начала его эксплуатации или ремонта до перехода в предельное состояние [1], то T_B можно считать не чем иным, как начальным или гарантированным ресурсом.

В приложении 1.2 НПАОП 45.2-1.01-98 [9] «Порядок определения сроков первых плановых обследований и паспортизации технического состояния зданий (сооружений)» содержатся рекомендации по проведению плановых обследований, представленных в виде формулы:

$$T = T_B \times K_B, \quad (1)$$

где T – срок планового обследования, лет; T_B – время до первого планового обследования; K_B – коэффициент безопасности, определяемый по формуле:

$$K_B = \gamma_n \times K_{EK} \times K_{AG}, \quad (2)$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению (ответственности), изменяется от 0.8 до 1.25; K_{EK} – коэффициент экологической опасности, изменяется от 0.8 до 1.0; K_{AG} – коэффициент влияния агрессивности среды, изменяется от 0.7 до 1.0.

Как видно из формулы (1), назначение плановых (второго и далее) обследований зависит от времени T_B , которое, по рекомендации [9], должно назначаться по опыту эксплуатации, особенностей объекта, факторов, влияющих на параметры надежности.

Конкретные рекомендации по T_B для зданий с металлическим каркасом можно определить по «Правилам...» и ДБН 362-92 [12, 15] (сводная таблица – таблица 4). Здесь срок до первого обследования дифференцирован в зависимости от конструкций, их режима работы, агрессивности среды. Несмотря на достаточно подробную классификацию, с позиции [9], данная таблица не является удачной, так как в паспорте технического состояния необходимо указывать срок обследования для всего объекта, а не для его отдельных конструкций. Вместе с тем, если результаты таблицы коррелировать на здание (сооружение), то в среднем срок до первого обследования для условий эксплуатации его конструкций в сильноагрессивной среде, составляет 5–7 лет после ввода объекта в эксплуатацию. Для менее опасных условий T_B составит уже 10–12 лет.

Проблема назначения T_B является особенно актуальной для объектов нового строительства, после реконструкции и капитального ремонта, так как большинство конструкции зданий и сооружений, находящихся сейчас в эксплуатации, за последнее время уже прошли процедуру первичного обследования. Для новых зданий и сооружений – завершенных строительством объектов – назначение первого обследования можно рассмотреть с нескольких позиций.

Во-первых, в соответствии с [7] каждый такой объект должен иметь архитектурно-технический паспорт, в котором генпроектная и генподрядная организации должны указывать свои гарантийные обязательства по сроку эксплуатации несущих и ограждающих конструкций. Вполне возможно допустить, что именно этот гарантийный срок и может быть определен как T_B .

Во-вторых, даже гарантийные обязательства по архитектурно-техническому паспорту не могут исключить аварийную ситуацию. Как известно, более 30 % аварий строительных конструкций происходит именно в первые 10 лет эксплуатации [13]. Объясняется это так называемой «приработкой» конструкций и авариями во время строительства.

В-третьих, назначение T_B нигде в явном виде не связано с уровнем ответственности здания (сооружения). В документах [3, 9] ответственность объекта имеет отраслевую принадлежность или определяется экологической опасностью. Однако, с точки зрения возможных экономических и социальных потерь, авария административного здания крупного производственного предприятия или транспортной галереи основного производственного цикла коксохимического производства не менее опасна, чем резервуара для нефти или участка магистрального трубопровода (повышенный уровень ответственности по [3]).

Анализ действующих нормативных документов позволяет сделать вывод о том, что для новых, впервые вводимых в эксплуатацию зданий и сооружений, назначение срока до первого планового обследования T_B осуществляется достаточно произвольно и четко не регламентировано. Реальная практика позволяет рекомендовать два основных способа назначения T_B :

- T_B устанавливается по гарантийному сроку, определенному в архитектурно-техническом паспорте (новое строительство);
- T_B устанавливается по рекомендациям [12, 15] (табл. 4) с учетом реальной истории эксплуатации объекта на основании данных обследования, полученных до начала работ по реконструкции и до его ввода в эксплуатацию (капитальный ремонт и реконструкция).

Что касается гарантийного срока, то здесь вся ответственность за нормальную эксплуатацию здания в первые годы после его ввода в действие ложится на проектные и строительные организации. Как правило, зафиксированные в приемочных актах дефекты, отражают только их качественную сторону и относятся к явно видимым. В основном, такие дефекты касаются отделочных работ, элементов наружного дизайна.

Нарушения могут фиксироваться в документах авторского и технического надзора, но, в связи с отсутствием времени при сдаче объекта в эксплуатацию, заниматься количественным анализом, перерасчетом систем (особенно при заменах марок стали, изменении первоначальных проектных решений и расчетных схем, дефектов конструкций, полученных во время транспортирования, монтажа, пуско-наладочных работах) никто не будет. Нарушения которые могут быть устранены оперативно без больших финансовых затрат, или серьезные, особенно влияющие на технологический процесс нарушения, как правило, исправляются. Однако, на исправление незначительных, по мнению проектировщиков и строителей, дефектов средств и времени не остается.

Таблиця 4

Срок до первого обследования				
	Режим эксплуатации*	Характеристика среды		
		Неагрессивная и слабоагрессивная	Средне-агрессивная	Сильно-агрессивная
Стропильные и подстропильные фермы	Л, С	15	12	10
	Т, ОТ	12	10	7/10**
Колонны	Л, С	25/30	20/25	18/20
	Т	18/25	15/20	12/18
	ОТ	18/20	15/18	12/15
Подкрановые конструкции	Л, С	18	12	12
	Т	12	8	8
	ОТ	8	5	5
Кровля	Все режимы	10	5	3/5
Прочие элементы	Все режимы	30	25	20
Транспортерные галереи	Все режимы	15	10	8/10
Вытяжные трубы	Все режимы	15/-	10/-	5/-

* Л – легкий (1К-3К); С – средний (4К-6К); Т – тяжелый (7К); ОТ – особо тяжелый (8К).

** (Числитель – таблица 9, [15], знаменатель – таблица 2, [12])

Возможно появление еще одной проблемы – по ходу выполнения строительно-монтажных работ изменение установленных проектных решений (увеличение этажности, изменение габаритов, изменение нагрузок). Если изменения в проектную документацию и вносятся, то они могут не согласовываться с первоначально принятыми решениями по расчетам. Вносить такие изменения может не организация – первоначальный разработчик проекта, а субподрядная организация, обеспечивающая сопровождение строительных работ.

Очевидно, что именно по этим причинам, которые называют «приработкой» в первые годы, и происходит значительное количество аварий [13]. Наиболее эффективным способом решения может стать привлечение специализированной организации (экспертов) для выполнения работ по обследованию и определения причин возникновения дефектов или неудовлетворительного поведения объекта, формирования начальной базы параметров технического состояния (ПТС) с учетом обнаруженных повреждений и дефектов.

Сейчас возникла еще одна проблема, которая может увеличить число аварий на ранних стадиях эксплуатации. Новые фасадные системы и системы внутренней отделки (вентилируемые фасады КНАУФ, системы утепления и др.) полностью закрывают несущие конструкции, не позволяя проводить осмотр и выполнять оценку их технического состояния. Опыт обследования промышленных и гражданских зданий показывает, что провести обследование несущих конструкций в полном объеме после

установки систем отделки невозможно. Вместе с тем, при проведении обследований ряда новых объектов на отдельных участках конструкций, открытых для осмотра, были зафиксированы изменения типов и размеров поперечных сечений колонн и балок перекрытия, изменения марок сталей, неудовлетворительное состояние закладных деталей и узлов сопряжения, превышение значений перемещений по сравнению с нормативными.

Отдельно можно остановиться на зданиях и сооружениях с повышенным уровнем ответственности (особенно работающих при динамических нагрузках) и объектах, вводимых в эксплуатацию после реконструкции (капремонта) при изменении технологического режима. К таким объектам относятся здания и сооружения предприятий горно-металлургического комплекса, коксохимического производства.

Проведение обследований ряда новых зданий и сооружений на этапе пуско-наладочных работ выявило весьма серьезные проблемы, которые должны были быть устранены до окончательного ввода объектов в эксплуатацию. Так, для транспортных галерей был определен резонанс при работе конвейеров в определенных технологических режимах [16, 17]. Причем резонанс возникал не по причине разбалансировки работы оборудования, а был вызван неправильным выбором конструктивных схем, которые, в свою очередь, принимались без анализа результатов необходимых динамических расчетов и исследований на стадии проектирования галерей. При этом проектировщики отрицали свои просчеты. Установить причины ненормального поведения системы смогла только независимая организация после проведения обследования и динамических испытаний сооружений.

Таким образом, назначение T_B должно осуществляться с учетом реального уровня ответственности объекта, степени агрессивности среды, режима работы оборудования (в том числе кранового), существующих дефектов проектных, строительно-монтажных работ.

Что касается объектов, которые вводятся в эксплуатацию после проведения работ по реконструкции и капремонта, то здесь сложилась следующая ситуация. По требованиям [9, 11] для выполнения проектных работ необходимо провести предварительное обследование здания с оценкой его технического состояния. Такие работы, как правило, выполняются, но с одной немаловажной особенностью: производится оценка технического состояния существующего здания, без перерасчета его основных конструкций на новые нагрузки и воздействия, которые могут быть неизвестны полностью на стадии выполнения обследования. В последующем, в проекте реконструкции реальные нагрузки учитываются в перерасчетах при проверках существующих поперечных сечений, но при

формировании окончательных результатов из поля зрения могут выпасть деградационные процессы в материале, влияние изменения отдельных конструктивных решений на поведение системы в целом, другие особенности.

Все вышеизложенное указывает на то, что для всех видов строительства (новое, после реконструкции и капремонта) перед вводом объекта в эксплуатацию необходимо проведение его дополнительного обследования для сравнения полученных данных с историей эксплуатации до реконструкции и определения ПТС.

ПТС для законченных строительством объектов целесообразно вносить в архитектурно-технический паспорт (АТП). В связи с тем, что на сегодня не существует четкой связи между этим паспортом и паспортом технического состояния (ТП) объекта, разрабатываемого по требованиям [9] после проведения повторных обследований, логично было бы ввести в АТП дополнительные разделы, которые в дальнейшем стали основой для заполнения ТП.

Полученные начальные значения ПТС являются исходной информацией для разработки программы обеспечения надежности (ПОН) в соответствии с требованиями [4]. На основании этой информации в процессе эксплуатации конструкции можно определить необходимые значения предельных значений ПТС, их зависимости для отдельных дефектов, повреждений и их комбинаций, для дальнейшего расчета остаточного ресурса объекта.

Выводы

Назначение проектного ресурса должно происходить с учетом реальных условий эксплуатации объекта и координироваться с прогнозируемыми капитальными ремонтами и техническим перевооружением оборудования. Это позволит более точно назначать коэффициент надежности по предельным значениям нагрузок.

Для законченных строительством объектов (новое строительство, реконструкция и капремонт) первое обследование строительных конструкций зданий и сооружений должно быть проведено до ввода объекта в эксплуатацию и устройства фасадных систем, систем отделки и утепления.

Обследование должно проводиться независимой проектной организацией (экспертом) с учетом анализа авторского и технического надзоров. По результатам обследования формируется исходная база ПТС с учетом наличия начальных дефектов конструкций с фиксированием их основных параметров.

Результаты обследования должны заноситься в архитектурно-технический паспорт и (или) паспорт технического состояния объекта. На основании базы повреждений определяется начальный (гарантированный) ресурс, который включается в гарантийные обязательства генпроектной и генподрядной организаций, сроки дальнейших плановых обследований, устанавливаются начальные параметры для последующих расчетов ресурса.

Литература

- [1] Надійність техніки. Терміни та визначення : ДСТУ 2860-94. – Офіц. вид. – К. : Держстандарт України, 1994. – 92 с. – (Державний стандарт України).
- [2] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [3] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [4] Надежность в технике. Расчет надежности. Основные положения : ГОСТ 27.301-95. – Киев : Госстандарт Украины, 1998. – 20 с. – (Межгосударственный стандарт).
- [5] Надежность техники. Методы расчета показателей надежности. Общие требования : ДСТУ 2862-94. – Киев : Госстандарт Украины, 1995. – 40 с.
- [6] Про архітектурну діяльність [Електронний ресурс] : закон України : [від 20.05.1999 № 687-XIV : чинна редакція від 11.08.2013] / Верховна Рада України. – Електронні дані. – К. : © Верховна Рада України, 1994-2013. – Режим доступу: [http://zakon4.rada.gov.ua/laws/show/687-14\(01.10.2013\)](http://zakon4.rada.gov.ua/laws/show/687-14(01.10.2013)). – Назва з екрану.
- [7] Про затвердження Положення про архітектурно-технічний паспорт об'єкта та його форму [Електронний ресурс] : наказ від 9 вересня 1999 року N 220 / Держбуд України ; Голова Гусаков В. М. – Електронні дані. – К. : ТОВ «Інформаційно-маркетинговий центр», 2010. – Інформаційно-довідкова система «Зодчий», версія 9.07. – (Нормативно-правове забезпечення діяльності проектних і будівельних організацій України).

- [8] Науково-технічний супровід будівельних об'єктів : ДБН В.1.2-5:2007. – Офіц. вид. – Київ : Мінрегіонбуд України., 2007. – 16 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [9] Правила обстежень, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель і споруд : НПАОП 45.2-1.01-98. – Офіц. вид. – Київ : Мінбуд України, 1999. – 35 с.
- [10] Настанова. Основи проектування конструкцій : ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN). – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 81 с. – (Система надійності та безпеки у будівництві. Національний стандарт України).
- [11] Склад та зміст проектної документації на будівництво : ДБН А.2.2-3-2012. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 48 с. – (Державні будівельні норми України).
- [12] Правила технической эксплуатации производственных зданий и сооружений предприятий горно-металлургического комплекса Украины :/ ОАО «ЦНИИ «Черметмеханизация». – Днепропетровск : ОАО «Диспрокнига», 2003. – 92 с.
- [13] Перельмутер А. В. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / [А. В. Перельмутер, В. М. Гордеев, Є. В. Горохов та ін.]. – К. : УІНСіЗР, 2002. – 92 с.
- [14] Податковий кодекс України [Електронний ресурс] : Кодекс України : [від 02.12.2010 № 2755-VI : чинна редакція від 01.10.2013] / Верховна Рада України. – Електронні дані. – К. : © Верховна Рада України, 1994-2013. – Режим доступу: [http://zakon3.rada.gov.ua/laws/show/2755-17\(01.10.2013\)](http://zakon3.rada.gov.ua/laws/show/2755-17(01.10.2013)) – Назва з екрану.
- [15] Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений : ДБН 362-92. – Офіц. изд. – К. : Держбуд України, 1995. – 39 с. – (Державні будівельні норми України).
- [16] Кулябко В. В. Динамическая паспортизация и диагностика технического состояния зданий с новым виброактивным технологическим оборудованием. / [В. В. Кулябко, Е. М. Ермак, А. О. Исмагилов, А. В. Масловский] // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – № 1. – С. 10–19.
- [17] Колесниченко С. В. Динамические испытания конвейерных галерей при вводе в эксплуатацию / [С. В. Колесниченко, А. Н. Гибаленко, М. С. Баландин, Д. В. Фелюст] // Галузеве машинобудування, будівництво : зб. наук. праць. – Полтава : ПолтНТУ, 2009. – Вип. 3 (25). – Т. 2 – С. 108–113.

Надійшла до редколегії 16.09.2013 р.

УДК 624.072.002.2

Остаточный ресурс железобетонных балок, эксплуатирующихся в условиях агрессивной среды

¹Голоднов А.И., д.т.н., ²Слюсар Ю.Н.

¹ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»,
Украина,

²Луганский национальный аграрный университет, Украина

Анотація. Запропоновано комплексну методику оцінки технічного стану та розрахунку залишкового ресурсу залізобетонних конструкцій, які експлуатуються на підприємствах з агресивним середовищем. Визначення технічного стану виконується в порядку, рекомендованому чинними нормативними документами. Основним етапом виконання робіт є розрахунок конструкцій з моделюванням встановленого технічного стану для визначення розрахункових зусиль. Розрахунок виконується методом скінченних елементів.

Аннотация. Предложена комплексная методика оценки технического состояния и расчета остаточного ресурса железобетонных конструкций, которые эксплуатируются на предприятиях с агрессивной средой. Определение технического состояния выполняется в порядке, рекомендованном действующими нормативными документами. Основным этапом выполнения работ является расчет конструкций с моделированием установленного технического состояния для определения расчетных усилий. Расчет выполняется методом конечных элементов.

Abstract. The complex procedure is offered for estimation of the technical state and calculation of residual resource of the reinforce-concrete constructions, which are exploited in the enterprises with aggressive environments. Determination of the technical state is executed in the order recommended by the normative documents in force. The basic stage of the works is calculation of constructions with modeling the set technical state for determination of rated efforts. The calculation is executed by the finite-element method.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, техническое состояние, остаточный ресурс, напряженно-деформированное состояние.

Введение. Постановка проблемы. Строительные конструкции, эксплуатирующиеся в условиях агрессивной среды действующих предприятий, в большинстве случаев получают повреждения бетона и арматуры. Следствием такого воздействия является уменьшение параметров сечения из-за коррозии бетона и арматуры.

Установление действительного технического состояния и резервов несущей способности представляет собой непростую задачу для статически неопределимых конструкций. В первую очередь, это связано с существенным перераспределением усилий вследствие изменения жесткости элементов.

Предлагаемая комплексная методика ориентирована на использование вычислительных комплексов типа ЛИРА, SCAD и т. п., что позволяет выполнить моделирование установленного по результатам обследования технического состояния, определить усилия в элементах, рассчитать остаточный ресурс конструкций, сделать обоснованные выводы о возможности дальнейшей эксплуатации или предусмотреть работы по усилению (защите) конструкций.

Действующая в стране нормативная база по проектированию и оценке технического состояния железобетонных конструкций [1–3] не дает возможности определить остаточный ресурс конструкций, а значит сделать правильные выводы о возможности дальнейшей эксплуатации.

Анализ последних достижений и публикаций. Анализ последних достижений и публикаций (решению таких проблем посвящены системные исследования, проводимые в НАН Украины, в университетах и научно-исследовательских институтах строительного профиля) свидетельствует о необходимости продолжения исследований в области продления срока службы строительных конструкций и определению их остаточного ресурса [4, 5]. Решение этой задачи возможно различными методами, в т. ч. и моделированием НДС конструкций методом конечных элементов. В ходе решения задачи моделируется появление и развитие трещин (характер и расположение трещин определяются по результатам обследования) путем изменения жесткостных характеристик элементов. Усилия, которые могли бы возникнуть в элементах усиления, определяются после изменения жесткостных характеристик или введения в расчетную схему дополнительных элементов.

Целью настоящих исследований является разработка комплексной методики оценки технического состояния и расчета остаточного ресурса железобетонных балок, эксплуатирующихся на предприятиях с агрессивной средой.

Основная часть. В соответствии с [6] ресурсом (техническим ресурсом) называется суммарная наработка объекта от начала его эксплуатации или ее возобновления после ремонта до перехода в предельное состояние, а остаточным ресурсом – суммарная наработка объекта от момента контроля его технического состояния до перехода в предельное состояние. Таким образом, основной задачей проведения работ по контролю технического состояния любого объекта является обоснование возможности эксплуатации, а также прогноз поведения и возможного отказа.

Техническое состояние конструкций, в зависимости от способности выполнять в течение прогнозируемого срока все функции, можно классифицировать как [1, 7, 8]:

- нормальное (I), когда фактические усилия в элементах и сечениях не превышают допускаемых по расчету, отсутствуют дефекты и повреждения, препятствующие нормальной эксплуатации или снижающие несущую способность или долговечность;
- удовлетворительное (II), когда по несущей способности состояние конструкций отвечает состоянию нормальному, но имеются дефекты и повреждения, снижающие долговечность конструкций, что требует проведения мероприятий по их защите;
- непригодное к эксплуатации (III), когда конструкция перегружена или имеют место дефекты и повреждения, которые свидетельствуют о снижении несущей способности, но по результатам расчетов и анализа повреждений можно обеспечить целостность конструкции на время проведения усиления;
- аварийное (IV), когда конструкции по виду дефектов находятся в состоянии III, но по результатам расчетов невозможно гарантировать целостность на период усиления, или возможен «хрупкий» характер разрушения.

Предполагается, что элементы и конструкции с самого начала своей эксплуатации, на протяжении всего жизненного цикла, по мере старения и деградации могут последовательно находиться в любом из 4-х технических состояний. Состояние сооружения в целом принимается по худшему состоянию элементов [1].

Основная цель оценки технического состояния – определение возможности дальнейшей эксплуатации конструкций при реализованных режимах и условиях. Этапами работ по оценке технического состояния являются [1, 7, 8]:

- анализ технической документации;
- визуальное обследование конструкций;
- инструментальное обследование конструкций;
- анализ результатов визуального и инструментального обследования;
- выполнение поверочных расчетов (при необходимости);
- оценка технического состояния;
- определение остаточного ресурса;
- выводы о возможности дальнейшей эксплуатации и рекомендации по усилению, замене или ремонту.

Для оценки технического состояния конструкций используются:

- критерий соответствия конструкции (сооружения) рабочей документации (размеры, армирование, конструктивные особенности);

— критерий соответствия конструкции (сооружения) определяющим параметрам технического состояния (наличие или отсутствие недопустимых дефектов, соответствие примененных материалов требованиям проекта и т. п.) и удовлетворения требованиям расчета по предельным состояниям I и II групп.

Техническое состояние конструкций при отсутствии дефектов может считаться нормальным или удовлетворительным, если не выполняются [8]:

— условие отказа конструкций:

$$F > F_u, \quad (1)$$

где F, F_u – величины соответственно наиболее возможного за время эксплуатации усилия в элементе от расчетных нагрузок и наименьшей несущей способности;

— условие достижения конструкцией предельных состояний II группы:

$$f > f_u, \quad (2)$$

где f, f_u – характерное перемещение конструкции (прогиб, угол поворота, крен и т. п.), соответственно определенное в результате расчета или обследования, и предельное, установленное нормами.

Параметрами предельных состояний для железобетонных элементов II группы, достижение которых рассматривается как отказ-препятствие, являются чрезмерное или продолжительное раскрытие трещин.

Предельные состояния этой группы вызывают временное прекращение или частичное нарушение условий нормальной эксплуатации, но, вместе с тем, четкая граница перехода в предельное состояние отсутствует.

Оценка технического состояния производится сопоставлением контролируемых параметров, определенных в ходе проведения обследований, с соответствующими проектными параметрами или определенными в результате расчетов. Переход конструкций в предельное состояние возможен, если достигли предельных величин такие параметры, как геометрические размеры (уменьшение вследствие коррозионного износа арматуры и бетона), прочность бетона, а узлы сопряжения, закладные детали и элементы крепления разрушены или повреждены.

Минимально допустимые величины контролируемых параметров устанавливаются по результатам расчетов изгибаемых или сжатых элементов по известным формулам сопротивления железобетона для определения несущей способности и сравнения ее с максимальным действующим усилием:

$$F_{cr} [x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)] > F, \quad (3)$$

где $F_{cr} [x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)]$ – функция несущей способности элементов.

В качестве параметров $x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)$ принимаются размеры поперечного сечения (высота, ширина, площадь арматуры, величина защитного слоя бетона для арматуры) и прочность бетона и арматуры как функции времени. Определение величины действующего усилия F для статически определимых конструкций не представляет затруднений с принципиальной точки зрения. Для статически неопределимых конструкций из-за перераспределения усилий величина F определяется по результатам математического моделирования технического состояния, установленного по результатам обследования с использованием современных вычислительных комплексов типа ЛИРА, SCAD и др.

Переход неравенства (3) в равенство свидетельствует об исчерпании ресурса конструкции. Дальнейшая эксплуатация возможна после проведения работ по усилению (замене) или ремонту.

Предельное состояние конструкции по контролируемым параметрам считается достигнутым, если неравенства типа (4), (5) превращаются в равенство.

Расчет остаточного ресурса выполняется в такой последовательности:

1. Выполняется обследование конструкций и устанавливаются контролируемые параметры: размеры поперечного сечения, прочность бетона и арматуры, а также уточняется величина и характер действующей нагрузки.
2. Определяется несущая способность конструкции по данным проведенных обследований $F_{cr} [x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)]$. По результатам расчета устанавливаются максимальные усилия F . Сравниваются:

$$F_{cr} \geq F. \quad (4)$$

Если неравенство выполняется, ресурс не исчерпан.

3. Определяют остаточный ресурс t_R с использованием допущения о линейной зависимости изменения контролируемых параметров от времени

$$t_R = \Delta t \frac{F_{cr} - F}{F_{pr} - F_{cr}}; \quad (5)$$

$$\Delta t = t_1 - t_0, \quad (6)$$

где t_0 – дата начала эксплуатации конструкции или предыдущего обследования, год; t_1 – дата выполнения обследования и установления изменений контролируемых параметров, год; F_{pr} – несущая способность, определенная по проектным данным.

Определение остаточного ресурса целесообразно выполнять, по возможности, на большей базе (6). Более точное решение может быть получено при условии наличия результатов регулярных наблюдений.

Если неравенство (4) не выполняется, элемент находится в состоянии, непригодном к эксплуатации, или аварийном.

В качестве условного примера можно рассмотреть определение остаточного ресурса для железобетонной балки прямоугольного сечения с проектными размерами $b \cdot h = (400 \cdot 800)$ мм. Пролет балки 6 м. Площадь растянутой арматуры $A_s = 32,17 \text{ см}^2$, сжатой – $A'_s = 6,28 \text{ см}^2$. Класс бетона по прочности на сжатие С20/25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$). Максимальное усилие в балке $F = 500 \text{ кН} \times \text{м}$. Несущая способность по проектным данным $F_{pr} = 757 \text{ кН} \times \text{м}$. В эксплуатации балка находится с $t_0 = 1973$ года.

В 1993 году по результатам обследования было установлено, что из-за коррозионного износа сечение балки составило $b \cdot h = (380 \cdot 800)$ мм, площадь растянутой арматуры – $A_s = 28,5 \text{ см}^2$, сжатой – $A'_s = 5,7 \text{ см}^2$, прочность бетона соответствовала классу по прочности С20/25. Несущая способность по данным обследования: $F_{cr} = 676 \text{ кН} \times \text{м}$.

Остаточный ресурс по формуле (5) для временной базы: $\Delta t = 1993 - 1973 = 20$ лет;

$$t_R = 20 \cdot \frac{676 - 500}{757 - 676} = 43,5 \text{ года.}$$

Мероприятий по усилению или защите выполнено не было. В 2013 году по результатам обследования было установлено, что из-за коррозионного износа сечение балки составляет $b \cdot h = (350 \cdot 800)$ мм, площадь растяну-

той арматури – $A_s = 25,1 \text{ см}^2$, сжатой – $A'_s = 4,8 \text{ см}^2$, прочность бетона соответствовала классу по прочности С20/25. Несущая способность по данным обследования: $F_{cr} = 597 \text{ кН}\times\text{м}$.

Остаточный ресурс по формуле (5) для временной базы: $\Delta t = 2013 - 1973 = 40$ лет.

$$t_R = 40 \cdot \frac{597 - 500}{757 - 597} = 24,3 \text{ года.}$$

Результаты определения величин остаточного ресурса для временных баз 20 и 40 лет с учетом 20 летнего срока эксплуатации практически совпали. Таким образом, при такой скорости коррозионного износа остаточный ресурс балки составляет примерно 24 года. Продление ресурса возможно путем защиты или усиления.

Остаточный ресурс можно определить с помощью зависимости, полученной методом наименьших квадратов. Для трех точек из рассматриваемого примера функция изменения несущей способности имеет вид прямой:

$$F = 757 - 4 \cdot t, \text{ кН}\times\text{м.} \quad (7)$$

Подставляя $F = 500 \text{ кН}\times\text{м}$, получено решение: $t = 64,3$ года, т. е. после 40 лет эксплуатации остаточный ресурс балки составляет $t_R = 24,3$ года.

Выводы

1. Предложена комплексная методика определения технического состояния и расчета остаточного ресурса железобетонных конструкций. Методика не противоречит основным положениям действующих нормативных документов по вопросам обследований, паспортизации и т. п. и дополняет их в части определения остаточного ресурса.
2. Предложенная методика позволяет сделать окончательные выводы о техническом состоянии и разработать обоснованные рекомендации по усилению, замене или защите конструкций.

Література

- [1] Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К. : Держбуд України, 1999. – 153 с.
- [2] Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Конструкції будинків і споруд. Державні будівельні норми України).
- [3] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [4] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин / Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАН України : зб. наук. статей за результатами, отриманими в 2004–2006 рр.; наук. керівник – академік Б. Є. Патон. – К. : ІЕЗ ім. Є. О. Патона НАН України, 2006. – 589 с.
- [5] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин / Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАН України : зб. наук. статей за результатами, отриманими в 2007 – 2009 рр.; наук. керівник – академік Б. Є. Патон. – К. : ІЕЗ ім. Є. О. Патона НАН України, 2009. – 709 с.
- [6] Надійність техніки. Терміни та визначення : ДСТУ 2860-94. – Офіц. вид. – К. : Держстандарт України, 1995. – 34 с. – (Державний стандарт України).
- [7] Голоднов А. И. Моделирование напряженно-деформированного состояния – составная часть работ по продлению ресурса строительных конструкций сооружений / А. И. Голоднов // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ : ПДАБтаА, 2004. – № 7–8. – С. 34–41.
- [8] Голоднов А. И. Определение остаточного ресурса железобетонных конструкций в условиях действующих предприятий / А. И. Голоднов // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К. : НДІБК, 2005. – Вип. 62. – Т. 2. – С. 138–143.

Надійшла до редколегії 25.09.2013 р.

УДК 624.076.2

Инженерно-техническое обеспечение диагностики коррозионного состояния при реконструкции производственных зданий

Гибаленко А.Н., к.т.н.

Приазовский государственный технический университет, Украина

Анотація. Діагностика технічного стану металоконструкцій, експлуатація яких відбувається в корозійно-агресивних середовищах промислових підприємств, обумовлює необхідність розвитку методичного підходу, який забезпечує комплексний облік параметрів дійсного стану споруд та факторів режиму експлуатації. Структурний опис процесу діагностики стану будівель за критерієм забезпечення заходів первинного та вторинного захисту від корозії дозволяє здійснити виконання програми реконструкції на основі технічного моніторингу.

Аннотация. Диагностика технического состояния металлоконструкций, эксплуатация которых происходит в коррозионно-агрессивных средах промышленных предприятий, обуславливает необходимость развития методического подхода, обеспечивающего комплексный учет параметров действительного состояния сооружений и факторов режима эксплуатации. Структурное описание процесса диагностики состояния зданий по критерию обеспечения мероприятий первичной и вторичной защиты от коррозии позволяет осуществить выполнение программы реконструкции на основе технического мониторинга.

Abstract. Technical state diagnostics of the steelwork being operated in corrosive environments of the industrial enterprises necessitates developing of a methodological approach providing comprehensive consideration of parameters of the structure actual state and the operating mode factors. Structural description of the process of diagnosing the condition of buildings on the criterion of ensuring activities for primary and secondary protection against corrosion allows carrying out the reconstruction program on the basis of technical monitoring.

Ключевые слова: металлоконструкции, коррозионный износ, первичная и вторичная защита от коррозии, диагностика, техническое состояние, реконструкция.

Описание проблемы. Решение задач, связанных с организацией системы оценки технического состояния зданий и сооружений, составляет основу технической диагностики, направленной на обеспечение выполнения работ ремонта и усиления металлоконструкций, исходя из требований обеспечения их прочности, жесткости и устойчивости [1]. Оценка эксплуатационной надежности зданий и сооружений в целом, а также отдельных конструктивов, узлов и элементов, исходя из требований использования общих принципов технической диагностики, осуществляется путем реализации программы мониторинга технического состояния. Важнейшим условием выполнения работ является организация системного обследования, оценка состояния первичной и вторичной защиты от коррозии; проведение ускоренных

коррозионных испытаний образцов противокоррозионных материалов, моделей и элементов конструкций; выполнение лабораторных и стендовых испытаний систем лакокрасочных покрытий; определение необходимых прочностных характеристик, параметров жесткости, устойчивости как отдельных конструкций, так и сооружений в целом [2].

Постановка проблемы. Для выполнения мониторинга технического состояния зданий и сооружений в процессе их возведения, реконструкции, ремонта и эксплуатации необходимо осуществить совокупность целенаправленных действий при выполнении технической диагностики с использованием неразрушающих методов контроля, основанных на новейших достижениях науки и техники. Вопросы диагностики технического состояния металлоконструкций зданий и сооружений требуют учета влияния различных эксплуатационно-производственных факторов для определения действительного состояния и прогнозирования срока службы [3, 4, 5].

Проблемы, отраженные в исследовании. Специфика выполнения программы работ по технической диагностике коррозионного состояния состоит в том, что строительные объекты в целом и их отдельные части рассматриваются в состоянии динамического равновесия, а основными признаками опасности возникновения аварийной ситуации являются появление деформации сооружения или его отдельных конструкций. При этом объект может характеризоваться множеством состояний, требующих детального описания и учета их взаимодействия.

Цель публикации. Основной задачей исследования является описание процедуры проверки, определения состояния, в котором объект находится в данное время. При этом рассмотрены способы реализации проверки – программный и аппаратный. Средствами реализации программного способа проверки выступают как рабочие экспертные процедуры, так и специально созданные тестовые приемы. Аппаратный способ заключается в использовании для диагностики встроенных, стационарных или внешних, мобильных технических средств. В практике диагностики технического состояния применяются оба способа совместно, так как результат воздействий по заданной программе не может быть заменен использованием приборного или аппаратного обеспечения.

Действительное состояние объекта представляется структурной схемой, которая описывает состояние в каждый момент времени t значениями входных – X_i , внутренних – Y_i и выходных – Z_i координат, при этом входные и внутренние – переменные, а выходные – функции. Графическое представление процесса диагностики при выполнении процедуры мониторинга коррозионного состояния представлено на рис. 1.

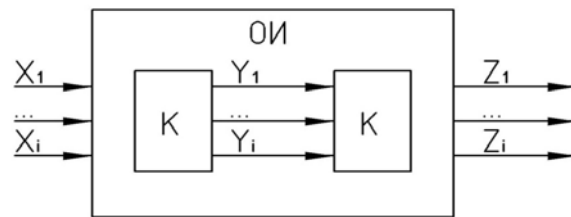


Рис. 1. Схема процесса диагностики коррозионного состояния объекта исследования

Условное деление объекта исследования (ОИ) на компоненты связано с рядом объективных условий и субъективных предпосылок. В качестве компонентов K выбираются конструкции, детали, узлы, которые составляют отдельные самостоятельные системы или элементы (покрытия, перекрытия, стеновое ограждение, каркас здания или инженерно-технологическое оборудование, оснащение т. п.). Объект контроля, как логическая система, может быть задан графически, аналитически, таблично, физической моделью или другой виртуальной формой, удобной для обработки методами компьютерно-инженерной технологии.

Независимо от формы компонента K , должны быть определены выходные наборы и внутренние входные состояния. Построение программы проверки требует анализа структуры объекта исследования как в исправном, так и в неисправном состояниях первичной и вторичной защиты от коррозии. Формализация процесса анализа обуславливает необходимость описания возможных дефектов, повреждений, несовершенств объекта, полученных в результате эксплуатации или на стадиях проектирования и изготовления, которые, в свою очередь, определяются неисправностями составляющих элементов.

Анализ структурной схемы при наличии неисправностей упрощается, если заранее известны функции, реализуемые компонентами с неисправностями. Для определения этих функций в исправный компонент преднамеренно вводится неисправность. Введение и определение входных функций неисправных компонентов происходит путем перечисления возможных неисправностей (дефекты и повреждения защитных покрытий, изменение геометрических характеристик в результате коррозионного износа, факторы агрессивности среды, значения коррозионной стойкости конструктивной формы и материала) или определения логических неисправностей компонента (деформация ограждающих конструкций из-за осадочных явлений – деформации несущих конструкций, увеличение технологической нагрузки и т. п.).

Условно, объект описывается состоянием из L компонентов. Если S_j – число возможных единичных неисправностей j -го компонента, то общее число M – возможных неисправностей объекта контроля будет:

— при единичных неисправностях (один неисправный компонент имеет одну неисправность);

$$M_1 = \sum_{j=1}^L S_j \quad (1)$$

— при единичных неисправностях компонентов и кратных неисправностях объекта (один или несколько неисправных компонентов имеют по одной неисправности):

$$M_2 = \prod_{i=1}^L (1 + S_j) - 1 \quad (2)$$

— при кратных неисправностях компонента и кратных неисправностях объекта (один неисправный компонент имеет одну неисправность);

$$M_3 = 2^{M_1} - 1 \quad (3)$$

Если известна реализуемая исправным объектом технологическая функция, определены возможные неисправности объекта и реализуемые при этом функции, а также способ проведения диагностики состояния первичной и вторичной защиты от коррозии, то составляется таблица функций неисправностей, при этом принимаются следующие условные обозначения (табл. 1).

Таблица 1

R	E				
	f_0		f_i		f_M
t_1	r_{01}		r_{i1}		r_{M1}
...
t_i	r_{0i}		r_{ij}		r_{Mi}
...
$t_{(T)}$	$r_{0(T)}$		$r_{1(T)}$		$r_{M(T)}$

где E – множество функций, реализуемых всеми исправными и неисправными объектами; f_0, f_i – функция, реализуемая исправным и неисправным объектом; f_M – функция, реализуемая объектом с M неисправностями; R – множество результатов отдельных исследований объектов; T – множество, на котором задана функция, реализуемая исправным объектом; $t_{j(T)}$ – отдельные исследования (эксперименты) на объекте; $r_{ij(R)}$ – результаты частных экспериментов.

При разбиении множества E на непересекающиеся и непустые подмножества можно выделить три характерные группы:

- число подмножеств равно двум, при этом одно из них содержит единственный элемент – исправный объект, а второе – все i – неисправные объекты; такое условие соответствует процедуре проверки работоспособного состояния объекта;
- число подмножеств на одно больше числа компонентов структуры объекта, при этом одно подмножество содержит исправный объект, а в любое из остальных входят только те i – неисправные объекты, которым соответствуют неисправности одного, сопоставленного данному множеству компонента;
- число подмножеств равно числу элементов множества E .

Такое структурное представление диагностики состояния мероприятий по первичной и вторичной защите металлоконструкций от коррозии соответствует условиям локализации с детализацией по каждой определенной неисправности. Следует отметить, что при диагностике, как правило, исходят из решения частных задач определения состояния отдельных конструкций и его приближения к предельному, без учета влияния тех или иных неисправностей и технического объекта в целом.

Анализ данных по результатам технического диагностирования состояния металлоконструкций крановой эстакады производственного участка доменного цеха (рис. 2) ПрАО «Донецксталь-МЗ» в условиях агрессивных воздействий позволил сделать вывод, что выявленные несовершенства первичной и вторичной защиты (рис. 3), интенсивное развитие коррозионных процессов (рис. 4.) обусловлены несоответствием технологических параметров нагруженности объекта условиям эксплуатации и системы технического обслуживания.

При экспертном диагностировании коррозионного состояния конструкций не всегда однозначно удается определить все факторы, оказывающие влияние на протекание технологических процессов, и оценить характер их влияния на качество эксплуатации объекта, что и вызывает необходимость создания единой методики аудита металлоконструкций.

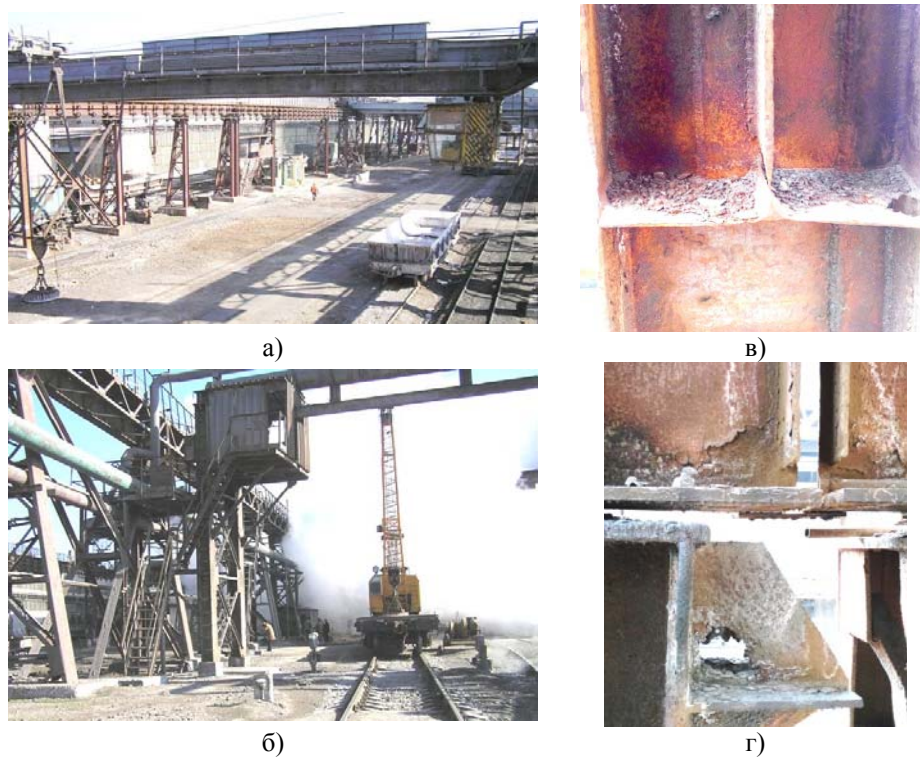


Рис. 2. Коррозионное состояние несущих конструкций крановой эстакады склада чугуна: а) общий вид сооружения; б) воздействие агрессивных факторов; в) уменьшение сечения элементов колонн; г) разрушение подкрановых конструкций

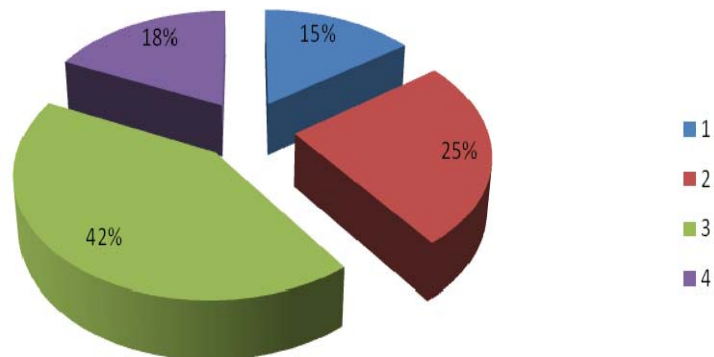


Рис. 3. Выявленные несовершенства конструкций по критерию первичной защиты: 1 – образование застойных зон и мест скопления влажностно-пылевых выделений, 2 – нерациональное узловое соединение элементов колонн, 3 – прямое воздействие агрессивных сред на элементы конструкций, 4 – низкая коррозионная стойкость элементов болтовых соединений

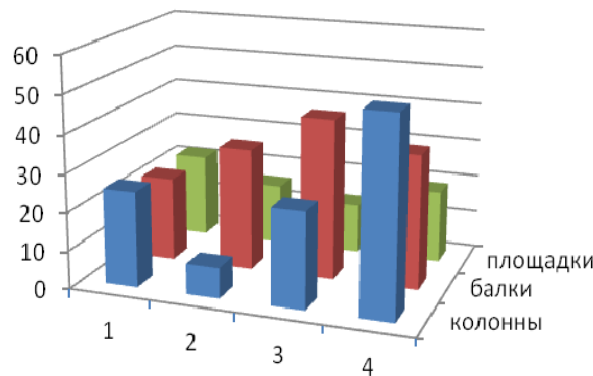


Рис.4. Количественные характеристики неисправностей (%):

1 – потеря сечения основных элементов конструкций, 2 – разрушение болтовых соединений и разрушение сварных швов; 3 – потеря устойчивости при изменении геометрических характеристик; 4 – разрушение лакокрасочного покрытия

Выводы

Важнейшим условием реализации программы диагностики технического состояния зданий и сооружений, а также их отдельных конструктивных элементов является организация их системного обследования, лабораторного и натурного испытания материалов, определение прочностных характеристик, параметров жесткости и устойчивости как отдельных конструкций, так и сооружения в целом.

Разработанный подход определяет последовательность мероприятий продления остаточного ресурса с использованием вероятностно-физического метода анализа надежности, включающего количественную оценку показателей надежности на основе результатов экспертного диагностирования и результаты физико-химического и математического моделирования коррозионного разрушения при ускоренных и стендовых испытаниях. Определение остаточного ресурса и принятие решение о дальнейшей эксплуатации объекта осуществляется согласно установленным закономерностям изменения параметров, полученным при анализе механизмов развития повреждений и по результатам определения функциональных показателей.

Литература

- [1] Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації : ДБН В.1.2-9-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – 21 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [2] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [3] Перельмутер А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / А. В. Перельмутер. – М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 256 с.
- [4] Перельмутер А. В. Износ и надежность стальных конструкций / А. В. Перельмутер // Автоматическая сварка. – 2000. – № 9–10. – С. 107–112.
- [5] Пичугин С. Ф. Развитие расчета надежности – важное направление совершенствования металлоконструкций / С. Ф. Пичугин // Труды Междунар. конф. «Теория и практика металлических конструкций» – Донецк-Макеевка : Изд-во «РИС» ДонНАСА, 1997. – Том 2. – С. 3.

Надійшла до редколегії 14.06.2013 р.

УДК 620.178.5

Повышение эффективности технологии вибрационной стабилизации остаточных напряжений и геометрических размеров в сварных конструкциях

Булат А.Ф., д.т.н., Шевченко Г.А., д.т.н., Ленда В.А., к.т.н.

Институт геотехнической механики им. Н.С. Полякова НАН Украины, Украина

Анотація. Розглянуті питання підвищення ефективності вібраційної стабілізації залишкових напружень у зварюваних конструкціях за рахунок використання полічастотного режиму динамічного навантаження.

Аннотация. Рассмотрены вопросы повышения эффективности вибрационной стабилизации остаточных напряжений в сварных конструкциях за счет использования поличастотного режима динамического нагружения.

Abstract. The problems of improving the efficiency of vibrational stabilization of residual stresses in welded structures by using the poly-frequency mode of dynamic loading are considered.

Ключевые слова: вибрационная стабилизация напряжений, вибрационное старение, вибропластичность, вибростабилизирующая обработка, поличастотное динамическое нагружение.

Вибростабилизирующая обработка – получивший распространение в последнее время малоэнергоёмкий способ снятия остаточных напряжений, образовавшихся в деталях и конструкциях при их литье или сварке, для стабилизации геометрических размеров металлоконструкций, повышения их прочности, долговечности и обеспечения точности при дальнейшей механической обработке и сборке [1, 2].

Сущность способа заключается в создании в деталях или конструкциях переменных напряжений с помощью вибровоздействия. Переменные напряжения, суммируясь с остаточными, вызывают эффект вибропластичности, который способствует снижению и перераспределению напряжений. Пластическая деформация, сопровождающая циклическое нагружение, приводит к перераспределению и выравниванию остаточных напряжений, повышению прочности и стабилизации геометрических размеров обрабатываемых изделий.

Процесс вибростабилизирующей обработки является ускоренным естественным старением в результате периодического динамического нагружения на заданных и контролируемых мощностях и частотах, что обеспечивает положительный результат завершения стабилизации в течение непродолжительного времени.

Вибростабилизирующая обработка является высокопроизводительным методом снижения остаточных напряжений, который пригоден для сборных, литых, кованных и сварных конструкций. При этом параметры прочности и долговечности обрабатываемых изделий повышаются. Кроме этого, метод применим к конструкциям любых габаритных размеров и масс и лишен многих отрицательных побочных эффектов, сопровождающих низкоэкономическое тепловое снятие напряжений – искривление, деформирование крупногабаритных изделий, деградацию механических свойств, что делает процесс еще более привлекательным.

Основные области применения вибростабилизирующей обработки:

- вибрационная стабилизация геометрических размеров крупногабаритных деталей и изделий перед их механической обработкой;
- вибрационная обработка сварных конструкций с целью стабилизации наведенных напряжений для повышения их прочности и надежности;
- виброобработка в процессе остывания литых и сварных изделий с целью повышения их прочности и долговечности.

Однако, несмотря на высокую технологическую и экономическую привлекательность, вибростабилизирующая обработка сварных и литых изделий в настоящее время не лишена ряда существенных недостатков, ограничивающих область ее применения в мировой практике. Вибростабилизирующая обработка осуществляется дискретно, путем моногармонического нагружения в диапазоне частот до 150 Гц и с ускорениями до 80 м/с^2 . Такое ограничение диапазонов и уровней динамических нагружений является существенным недостатком, и для повышения эффективности вибростабилизации необходимо генерировать вибровоздействия в диапазоне частот от десятков Гц до кГц, с эффективными уровнями ускорений до тысяч м/с^2 . Кроме того, последовательное моногармоническое нагружение на каждой из собственных частот увеличивает время вибростабилизирующей обработки.

Более перспективным является одновременное динамическое нагружение металлоконструкции в широком диапазоне ее собственных частот с достаточным уровнем вибровоздействия. Это возможно при поличастотном динамическом нагружении, позволяющем в широких диапазонах варьировать амплитудно-частотные параметры реализуемого воздействия. Поличастотное нагружение обеспечивает одновременное резонирование всех структурных элементов обрабатываемого изделия, позволяя не только сократить время вибростабилизирующей обработки, но и повысить ее эффективность.

Для проведения экспериментальных исследований в Институте геотехнической механики им. Н. С. Полякова НАН Украины был разработан и изготовлен поличастотный вибрационный комплекс для проведения вибростабилизирующей обработки сварных и литых конструкций. В качестве вибровозбудителя в комплексе был использован дебалансный вибропривод с существенно нелинейными упругими связями, обеспечивающий динамическое нагружение обрабатываемого изделия в диапазоне частот от нескольких Гц до десятков кГц, с ускорениями до тысячи м/с^2 .

На рис. 1 приведена типичная спектральная характеристика реализуемого динамического нагружения сварной рамы весом 70 кН. Спектр является сплошным во всем диапазоне частот, со значимыми величинами возбуждений на каждой частоте, что обеспечивает одновременное резонирование всех структурных элементов обрабатываемого изделия.

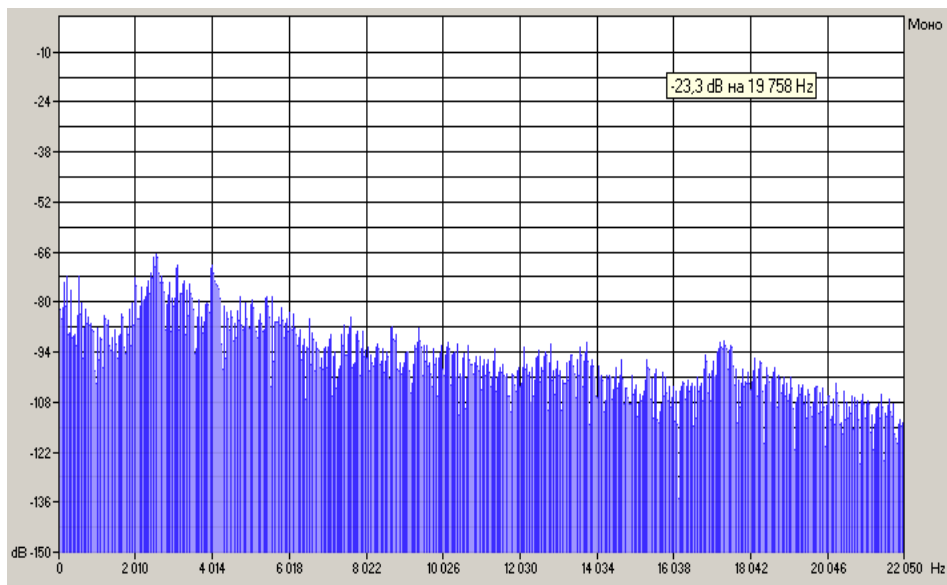


Рис. 1. Спектральные характеристики реализуемого динамического нагружения сварной рамы

Вибрационный комплекс для вибростабилизирующей обработки изделий был внедрен на ПАО «Днепротяжмаш» при производстве сварных рамных конструкций, что позволило полностью отказаться от термической обработки изделий и существенно повысить эффективность технологии вибростабилизирующей обработки. Результаты сравнительных испытаний моногармонического и поличастотного режимов нагружения представлены в табл. 1. В качестве критерия эффективности проведенной обработки использовалась величина смещения резонансных пиков конструкции [3].

Таблиця 1

**Результаты испытаний моногармонического и поличастотного способов
вибростабилизирующей обработки сварных конструкций**

Режим нагружения	Мощность, Вт	Ускорение, м/с ²	Время обработки, мин.	Величина смещения резонансных пиков, Гц
Моно- гармонический	380	50	50	1,4–2,1
Поличастотный	550	600	20	2,4–3,2

Как видно из представленных результатов, применение поличастотного режима нагружения позволило в 2,5 раза сократить время обработки и в 1,5–1,7 раза повысить его эффективность.

Выводы

Таким образом, для повышения эффективности технологии вибростабилизирующей обработки сварных и литых конструкций предлагается использование поличастотных режимов динамического нагружения, что позволяет существенно улучшить ее технологические и экономические показатели.

Литература

- [1] Дрыга А. И. Вибростабилизирующая обработка сварных и литых деталей в машиностроении / А. И. Дрыга. – Краматорск, 2008. – 160 с.
- [2] Рагульскис К. М. Вибрационное старение / К. М. Рагульскис, Б. Б. Стульпинас, К. Б. Толутис. – Л. : Машиностроение, 1987. – 72 с.
- [3] Ленда В. А. Вибрационная стабилизация напряжений в сварных конструкциях при интенсивных нагрузках / В. А. Ленда // Космические технологии: настоящее и будущее : материалы международной конференции. – Днепропетровск, 2011. – С. 88–89.

Надійшла до редколегії 4.11.2013 р.

УДК 624.072.002.2

Экспериментальные исследования сжатых стальных элементов после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины

Скребцов С.И., Иванов Б.В.

Луганский национальный аграрный университет, Украина

Анотація. Розроблено методику проведення експериментальних досліджень впливу залишкових напружень на стійкість при їх регулюванні на частині довжини елемента при дії моменту в площині меншої жорсткості.

Аннотация. Разработана методика проведения экспериментальных исследований влияния остаточных напряжений на устойчивость при их регулировании на части длины элемента при действии момента в плоскости меньшей жесткости.

Abstract. The procedure is developed for realization of experimental research concerning influence of residual stresses on stability at their regulation on a part of the element's length at action of the moment in a plane of smaller rigidity.

Ключевые слова: остаточные напряжения, колонна, устойчивость, меньшая жесткость, средняя часть длины.

Введение. Постановка проблемы. Одним из факторов, влияющих на свойства элементов стальных конструкций, являются остаточные напряжения (ОН).

Состояние вопроса изложено в работах [1–4] и свидетельствует о необходимости продолжения исследований остаточного напряженного состояния (ОНС), возникающего в элементах стальных конструкций после изготовления, и его влияния на несущую способность. Регулирование ОНС путем наплавки валиков по всей длине элемента достаточно широко изучено, особенно для элементов двутаврового профиля. Ранее [1, 2] было установлено, что наплавка валиков по всей длине двутаврового элемента способствует повышению устойчивости до 40 % только за счет изменения (регулирования) ОНС. Вместе с тем очевидно, что нет необходимости регулировать ОНС по всей длине – достаточно это сделать на той части длины элемента, где действуют максимальные усилия. Для элементов с шарнирами на концах это может быть выполнено в средней части длины.

Экспериментальное изучение ОНС после регулирования путем наплавки валиков на части длины и его влияния на устойчивость выполнены для элементов таврового (из парных уголков) профиля [3]. Ожидается получение такого же результата и для двутавровых элементов.

Цель работы – разработка методики и проведение экспериментальных исследований ОНС, возникающего после регулирования на части длины элемента, и его влияния на устойчивость.

Основная часть. Экспериментальные образцы были изготовлены путем распиловки прокатных двутавров № 12 по ГОСТ 8239-89 на мерные длины: 800 мм, 1200 мм и 1400 мм. Такие длины были приняты с целью изучения влияния ОНС на образцах различной гибкости. Всего было изготовлено 3 серии по 4 образца в каждой. В пределах серии каждый образец имел различную длину наплавляемого шва, а именно: 0,2, 0,4 и 0,6 длины элемента в центральной части. Кроме этого, в первой и третьей сериях были использованы образцы без наплавленных валиков, т. е. без регулирования ОНС (контрольные образцы). Образцы длиной 800 мм и 1200 мм были изготовлены из одной партии металла. Образцы длиной 1400 мм были изготовлены из двух партий металла: в образцах первой партии длина наплавляемого валика была 0,2 и 0,4 длины элемента, а в образцах второй партии – 0,6 длины элемента и без наплавки.

Три образца из металла этой же партии длиной 400 мм предназначались для определения ОНС после наплавки валиков на части длины. Наплавка в этих образцах осуществлялась в центральной части на участках длиной 80 мм, 120 мм и 160 мм соответственно [4].

Определение ОНС выполнялось разрушающим методом. Был выбран метод измерения деформаций через разрушение путем освобождения элементов конструкций с остаточными напряжениями (ОН) после разрыва связей, позволяющий производить роспуск двутаврового элемента без значительных выделений тепла. Установлено, что для образцов с наплавкой валиков в средней части на участке длиной $0,4 L$ (где L – длина образца) изменение ОН в ходе продольной резки составляет примерно 30 % от величины предела текучести стали. Такой уровень ОН может существенно повлиять на устойчивость двутавровых элементов. Как и ожидалось, изменение ОН по длине образцов напрямую зависит от длины сварного шва: чем выше длина сварного шва, тем изменение ОН больше.

Подготовка образцов к испытаниям на устойчивость включала в себя следующие этапы:

- резку прокатных профилей на элементы нужной длины;
- наплавку валиков по кромкам поясов;
- фрезеровку торцов элементов;
- сверление отверстий для крепления опорных приспособлений;
- разметку мест наклейки тензорезисторов;
- зачистку размеченных мест шлифовальной машиной с последующей доводкой шлифовальной шкуркой;

- обезжиривание и грунтовку зачищенных мест;
- группировку и наклейку тензорезисторов (согласно инструкции для принятых типов фольговых тензорезисторов сопротивления по ТУ У 7710-0001-93 для наклейки был использован клей циакрин по ТУ 6-09-30-86), тензорезисторы располагались на внешней стороне поясов и на стенке профиля;
- коммутацию и проверку работоспособности электрических цепей.

Регулирование ОНС было выполнено в средней части длины элементов путем наплавки валиков по кромкам поясов. Наплавка валиков выполнялась полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа.

Для выполнения поставленных задач разработана и изготовлена соответствующая оснастка и съемные опорные приспособления, с помощью которых оказалось возможным произвести центровку элемента или создать заданный эксцентриситет. Испытания производились с эксцентриситетом 10 мм, что позволяло задавать направление деформирования образца при приложении нагрузки в плоскости меньшей жесткости. В центре для определения перемещений предусмотрены три прогибомера ПАО-6, в том числе, один для перемещений в площади меньшей жесткости и два – в плоскости большей жесткости с двух сторон элемента. Для снятия показаний по тензорезисторам сопротивления использована система информационно-измерительная тензометрическая СИИТ-3 (перевод показаний прибора в напряжения выполнен с помощью коэффициента тензочувствительности).

Проведение испытаний каждого образца выполнялось в таком порядке:

- образец устанавливался в исходное положение;
- с помощью индикаторов ИЧ-10 выставлялся необходимый эксцентриситет;
- производилось подключение тензорезисторов и съем начальных показаний с приборов ПАО-6 и СИИТ-3 до приложения нагрузки;
- производилось загрузке пробной нагрузкой для проверки работоспособности приборов и качества центровки;
- после проверки работоспособности приборов и качества центровки производилось загрузке этапной нагрузкой с определенным шагом и выдержкой на каждом этапе нагружения для снятия показаний по приборам;
- выполнялся съем показаний по всем приборам во время выдержки на этапе;

— експеримент продовжувався до втрати зразком несучої спроможності (критерій виснаження несучої спроможності – прогини ростуть без зростання навантаження).

По завершенні експерименту для всіх зразків виконано порівняння результатів для кожної серії і по всіх серіях в цілому.

Як уже відзначалося вище, зразки Д-3.1 і Д-3.2 прийняті з однієї партії металу, а зразки Д-3.3 і Д-3.4 – з другої.

Наклеювання тензорезисторів вироблялося по центру колонн, в місцях закінчення зварних швів і в верхній частині колонни – 0,2 довжини від верхнього краю. Після обробки даних СИИТ-3 і побудови графіків залежності навантаження і напруження в сеченнях елементів можна буде судити про вплив довжини зварних швів, незалежно від марки сталі випробовуваних зразків.

Загальний вигляд встановлених в пресі зразків наведено на рис. 1.

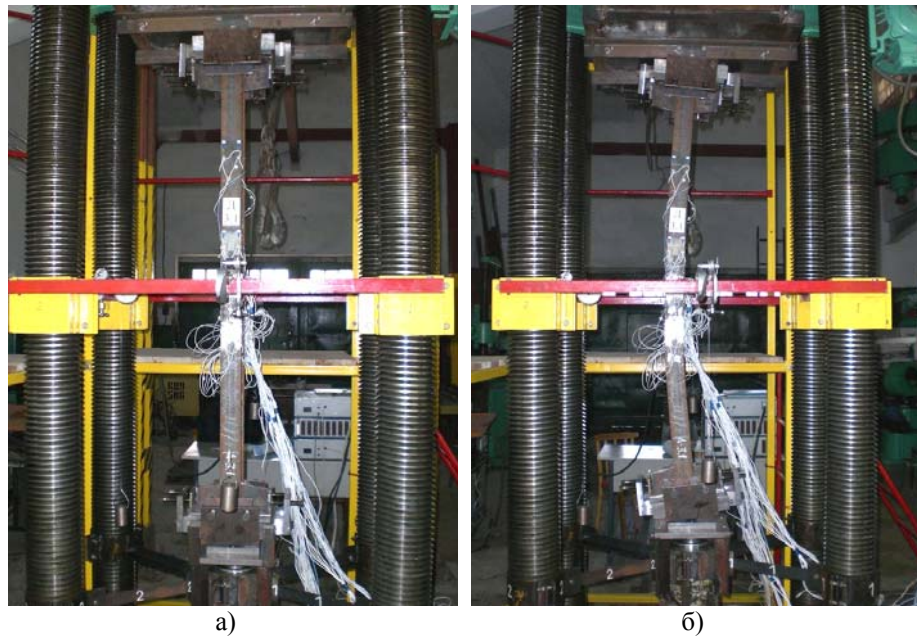


Рис. 1. Загальний вигляд зразка в пресі:
а) до випробувань; б) після випробувань

По даним виконаних досліджень були побудовані залежності «навантаження–прогин» (« $P-f$ »). Для зразків серії Д-3 такі залежності наведено на рис. 2.

После проведения испытаний на сжатие образцы были извлечены из пресса, и для каждого образца были определены остаточные прогибы. Отдельные образцы были исследованы разрушающим способом с целью определения ОНС по методике [2, 4]. Остальные образцы были выправлены с помощью наплавки холостых валиков на выпуклых кромках. Расчет длины сварного шва выполнен по методике [2]. После этого образцы будут испытаны на сжатие при той же схеме и в тех же опорных приспособлениях, что и при первичном нагружении. Сравнение результатов испытаний (данных о величинах несущей способности) позволит оценить влияние ОНС, возникающего после регулирования, на величину несущей способности.

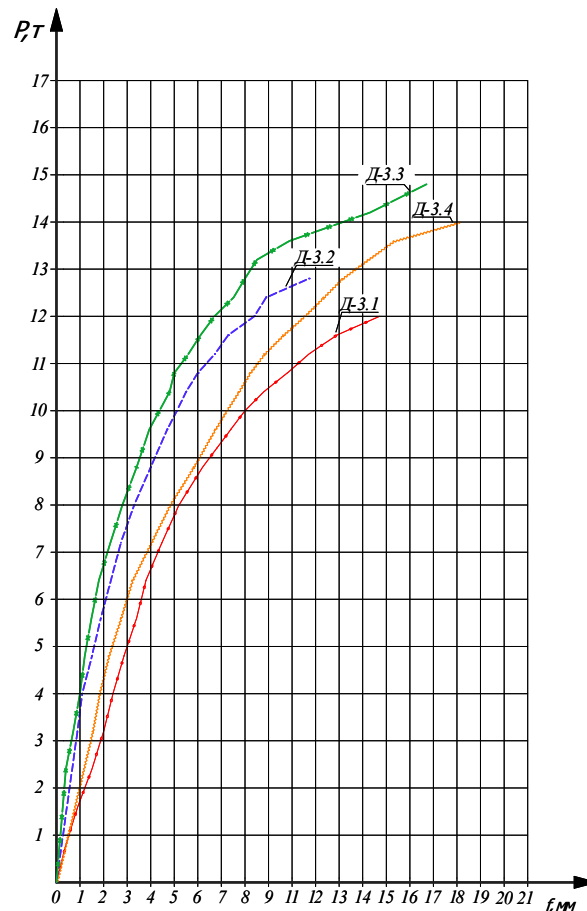


Рис. 2. Зависимости « $P-f$ » для образцов длиной 1400 мм ($L=1400$):
Д-3.1 – образец, с длиной шва $0,2 L$ (первая партия); Д-3.2 – образец, с длиной шва $0,4 L$ (первая партия); Д-3.3 – образец с длиной шва $0,6 L$ (вторая партия);
Д-3.4 – образец без наплавки валиков (вторая партия)

Учитывая, что деформированные состояния образцов после испытаний на сжатие индивидуальны, наплавку холостых валиков предполагается выполнять для каждого образца также индивидуально. Таким образом, регулирование необходимо выполнить путем несимметричной наплавки сварных швов. ОНС у всех образцов до и после наплавки предполагается оценить неразрушающими методами, а часть образцов предполагается испытать разрушающим методом путем разрезки до и после наплавки.

Выводы

1. Разработана методика экспериментальных исследований влияния ОНС, возникающего после регулирования путем наплавки холостых валиков на части длины, на несущую способность сжатых двутавровых элементов. Получение экспериментального материала позволит проверить основные положения разрабатываемой методики расчета сжатых элементов с наплавкой валиков на части длины.
2. Проведенные испытания образцов позволили установить, что длина наплавленного холостого валика влияет на несущую способность. Так, для образца Д-3.1 при длине наплавленного валика, равной $0,2 L$, несущая способность оказалась равной 12 т, а для образца Д-3.2 при наплавке на длине $0,4 L$ – 12,8 т.
3. Чем короче шов, тем более выражены пластические деформации. Несущая способность при наплавке валиков увеличивается, но наплавка валиков малой длины не эффективна и ведет к потере местной устойчивости пояса в конце наплавленного шва.
4. Предложена методика экспериментальных исследований сжатых стальных элементов, подверженных выравниванию с помощью наплавки сварных швов на выпуклых кромках поясов. Методика позволяет оценить (качественно и количественно) изменение ОНС в сварных и прокатных элементах до и после наплавки, а также влияние измененного ОНС на несущую способность.
5. Предложенная методика позволит получить экспериментальный материал, сделать выводы о целесообразности такого способа выравнивания конструкций и разработать обоснованные рекомендации по его применению.

Литература

- [1] Голоднов А. И. О необходимости учета остаточных напряжений при проектировании металлических конструкций / А. И. Голоднов // Металлические конструкции: взгляд в прошлое и будущее : сб. докл. VIII Украинской науч.-техн. конф. – К. : Изд-во «Сталь», 2004. – Ч. 1. – С. 314–323.
- [2] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Сталь, 2008. – 150 с.
- [3] Козлов С. В. Экспериментальные исследования сжатых элементов из уголков после наплавки сварных швов / С. В. Козлов, А. П. Иванов, А. И. Голоднов // Металлические конструкции: взгляд в прошлое и будущее : сб. докл. VIII Украинской науч.-техн. конф.– К. : Изд-во «Сталь», 2004. – Ч. 1. – С. 554–560.
- [4] Голоднов А. И. Исследование изменения напряженно-деформированного состояния в прокатных двутаврах после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины / А. И. Голоднов, С. И. Скребцов, А. П. Иванов // Ресурсноекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : Вид-во НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 177–185.

Надійшла до редколегії 29.09.2013 р.

УДК 624.072.002.2

Результаты экспериментального определения напряженно-деформированного состояния шатровых плит

¹Голоднов А.И., д.т.н., ²Риблов В.В.

¹ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

²Луганский национальный аграрный университет, Украина

Анотація. Шатрові плити широко використовувалися як елементи перекриттів житлових будинків. Підвищена деформативність плит вимагає індивідуального підходу до оцінки їх технічного стану. Наведено результати випробувань таких конструкцій, виконаних у заводських умовах.

Анотация. Шатровые плиты широко использовались как элементы перекрытий жилых зданий. Повышенная деформативность плит требует индивидуального подхода к оценке их технического состояния. Приведены результаты испытаний таких конструкций, выполненных в заводских условиях.

Abstract. The hip slabs were widely used as elements of ceiling for dwellings buildings. The enhanced deformability of slabs requires an individual approach to estimation of their technical state. Results obtained after the tests of such constructions executed under plant conditions are cited.

Ключевые слова: шатровые плиты, испытания, напряженно-деформированное состояние, свойства железобетона, расчет.

Введение. Постановка проблемы. Деформирование железобетонных плит издавна привлекало внимание исследователей, поскольку они имеют широкое распространение. Это, в первую очередь, плоские элементы перекрытий. Методики расчета, рекомендуемые действующими нормативными документами, не всегда дают возможность правильно оценить деформативность конструкций, поскольку в их основу положены предпосылки об упругой или об упруго-пластической работе материала в эксплуатационной стадии. Положение усугубляется еще и тем, что расчеты ведутся, как правило, с применением недеформированных схем [1–5].

Железобетонные шатровые плиты еще недавно были весьма распространенными элементами перекрытий строящихся жилых зданий. Экономичность в сочетании с индустриальностью изготовления и монтажа позволили применять шатровые плиты в крупнопанельном домостроении, в т. ч. и в Луганской области, с 60-х годов прошлого века.

Опыт эксплуатации таких конструкций свидетельствует о повышенной деформативности плит. В связи с этим возникает необходимость в проведении работ по обследованию, оценке технического состояния и восстановлению их эксплуатационной пригодности. При этом необходимо

решать вопросы, связанные с определением напряженно-деформированного состояния (НДС) и выполнением работ по продлению срока эксплуатации как отдельных конструкций, так и зданий в целом [6]. В то же время практически отсутствуют экспериментальные данные о работе таких конструкций под нагрузкой. Решению этого вопроса посвящена настоящая статья.

Работа отвечает актуальным направлениям научно-технической политики Украины в области оценки технического состояния строительных конструкций в соответствии с Постановлением Кабинета Министров Украины № 409 от 5 мая 1997 г. «Об обеспечении надежности и безопасной эксплуатации зданий, сооружений и инженерных сетей».

Анализ последних достижений и публикаций. Анализ последних достижений и публикаций (решению проблем продления срока эксплуатации конструкций посвящены регулярно проводимые конференции как в Украине, так и за рубежом) свидетельствует о необходимости продолжения исследований, направленных на решение важной народнохозяйственной задачи – продления срока эксплуатации железобетонных конструкций, в частности, шатровых плит перекрытий. Решение этой задачи возможно различными методами. При этом учет упруго-пластических свойств материалов конструкций и изменения условий закрепления при расчетах производится не всегда адекватно, что не дает возможности сделать правильные выводы о возможности продления эксплуатации таких конструкций [5–8].

Решению отдельных аспектов отмеченной выше проблемы и посвящена настоящая статья.

Основная часть. Как известно, из всех существующих методов наиболее достоверным является метод натурных исследований конструкций. При этом конструкции должны испытываться в проектном положении, а их нагружение должно выполняться по возможности штучными грузами или сжатым воздухом, что позволит добиться высокой точности приложения нагрузки [9].

Опорные устройства при испытаниях шатровых панелей обеспечивали свободное перемещение. Одна опора была принята неподвижной, а другая – подвижной. Для измерений деформаций, прогибов и ширины раскрытия трещин были использованы индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм (ИГМ-10) и 0,01 мм (ИЧ-10МН), прогибомеры ПАО-6 и отсчетный микроскоп МПБ-2 с 24-кратным увеличением и ценой деления 0,05 мм.

Измерение давления сжатого воздуха в пневмоподушках выполнялось двумя оттарированными манометрами: ртутным и водяным. С помощью ртутного манометра измерялось давление в камере К-2, расположенной на ребрах шатровой панели, а водяным манометром измерялось давление в камере, которая создавала нагрузку по плите [9].

Сжатый воздух подавался от компрессорной установки по трубам в распределитель воздуха, а оттуда с помощью гибких шлангов и штуцеров – в надувные камеры, ход которых составлял 3 см. Пневмокамеры прижимались к верхней поверхности конструкции деревянными плотно подогнанными щитами. Проектное положение щитов обеспечивалось при помощи поперечных металлических балок, закрепленных к силовому полу.

Цель исследований – определение прочности, деформативности и трещиностойкости выпускаемых Коммунарским заводом КПД железобетонных изделий для крупнопанельных домов.

Для достижения поставленной цели решались следующие задачи:

- обследовать существующие на заводе КПД технологии изготовления железобетонных конструкций, выявить отклонения от требований норм и стандартов, которые могут отразиться на снижении прочности, повышении деформативности и трещиностойкости;
- разработать мероприятия по улучшению технологии изготовления железобетонных конструкций и их конструктивных решений;
- провести натурные испытания конструкций, используя для этого испытательный стенд с пневмопригрузом;
- выявить фактические параметры конструкций (прочность, деформативность и трещиностойкость) и сравнить их с нормативными; в случае отклонения установить причины несоответствия и наметить мероприятия по их ликвидации;
- на основании результатов проведенных исследований разработать мероприятия по улучшению качества выпускаемых изделий;
- спроектировать, изготовить, смонтировать и отладить универсальный испытательный стенд с пневмопригрузом.

Шатровые плиты перекрытий различных марок входили в номенклатуру изделий, выпускаемых Коммунарским заводом КПД [9]. Они выпускались комплексными и имели повышенную заводскую готовность. Несущая конструкция плиты изготавливалась из тяжелого бетона марки М200. Применение легких бетонов для изготовления плит не оправдалось: конструкции имели низкие прочностные свойства и повышенную деформативность. В плитах выполнялась подготовка из термозитошлакобетона марки М100 толщиной 80 мм и стяжка из цементно-песчаного раствора М100 толщиной 20 мм.

Шатровые плиты перекрытий армировались пространственными каркасами, в состав которых входили плоские каркасы продольных и поперечных ребер и сварные сетки плиты.

Плиты изготавливались в разъемной металлической опалубке. На специальном стенде в кондукторе готовился пространственный каркас, который после изготовления помещался в опалубку. В угловых зонах плит довольно насыщенное армирование, в связи с чем обеспечить надежное сцепление рабочей арматуры с бетоном затруднительно.

Нижние закладные детали плиты устанавливались в опалубке перед формованием, а верхние – после. Проектное положение нижних закладных деталей не фиксировалось, часто они не доводились до низа ребра. В период вибрирования закладные детали смещались в опалубке, что требовало удаления лишнего бетона после пропаривания. В отдельных случаях толщина удаляемого слоя бетона доходила до 40 мм.

В процессе формования конструкции происходило смещение арматуры от проектного положения, что не могло не сказаться на качестве конструкций.

Для испытаний были отобраны образцы шатровых плит перекрытия типа ШПО (комплексная шатровая панель) в количестве 2 шт. и плит перекрытия типа ШПК.

От каждой партии конструкций из 100 шт. отбиралось одно изделие, не отличающееся от других по внешним признакам. Прочность бетона конструкций определялась раздавливанием контрольных образцов с размером ребра 10 см. Кубики в количестве 9 шт. изготавливались одновременно с изделием из одного замеса и хранились до испытаний в одинаковых условиях. Испытания кубиков (по 3 шт.) выполнялись после разопалубки, в возрасте 28 суток, а также в момент испытаний конструкции.

Испытания шатровой плиты выполнялись по схеме ее работы, как свободно опертой конструкции при опирании по двум коротким ребрам. Опорные части плиты имели одну подвижную, а другую – неподвижную опоры. Подвижное опирание обеспечивалось применением металлических труб диаметром 70 мм. Опорные стальные листы укладывались на выравнивающий слой цементно-песчаного раствора.

Загрузка плит выполнялась по 10 этапам. Этапная нагрузка составляла примерно $0,1 \dots 0,2$ от предполагаемой разрушающей (P_u). Подача сжатого воздуха в надувные камеры плит и ребер осуществлялась по кислородным шлангам, подключаемым к камерам через штуцера. Измерения давления в камерах выполнялись с помощью ртутного и водяного манометров.

Контрольная нагрузка для плиты составляла 175 кг/м^2 (без учета собственного веса), а для ребер – 185 кг/пм . Разрушающие нагрузки составляли соответственно 303 кг/м^2 для плиты и 384 кг/пм – для ребер. Контрольные прогибы для плиты и ребер составляли $0,74 \text{ мм}$ и $9,4 \text{ мм}$, а предельные – $15,3 \text{ мм}$ и $28,7 \text{ мм}$.

Измерение прогибов осуществлялось с помощью прогибомеров и индикаторов часового типа. Схема размещения приборов приведена на рис. 1.

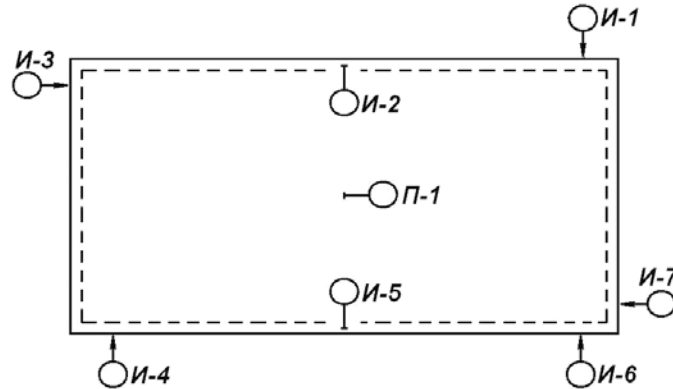


Рис. 1. Схема размещения приборов при испытаниях шатровых плит

В табл. 1 приведены результаты испытаний плиты ШПО-1, изготовленной из легкого бетона (термозитобетона) марки М250 объемным весом 2000 кг/м^3 и высотой несущего ребра 320 мм . В продольных ребрах рабочая арматура принята $2\text{Ø}20 \text{ А-III}$. Кубиковая прочность бетона на день испытаний составила 261 кг/см^2 .

Таблица 1

Результаты испытаний плиты ШПО-1

№ этапа	Нагрузка на полку, кг/м^2	Нагрузка на ребра, кг/пм	Отсчеты по прогибомеру П-1, см (рис. 1)	Отсчеты по индикаторам, мм (рис. 1)	
				И-2	И-5
0	0	0	0,020	-	0,20
1	35	37	0,130	-	1,43
2	70	74	0,385	-	4,60
3	105	111	0,720	-	8,20
4	140	148	1,230	-	11,70
5	175	185	1,268	-	14,35
6	194,3	226,6	1,400	-	17,60
7	213,6	268,2	1,780	-	21,50
8	232,9	310	1,978	-	23,48
9	268	347	2,930	-	31,18
10	303	384	-	-	-

Разрушение плиты произошло на 9 этапе (вместо 11), что соответствовало нагрузке на плиту 268 кг/м^2 и на ребра 347 кг/пм . Разрушение плиты произошло по нормальному сечению продольного ребра. Плита должна была выдержать нагрузку: 303 кг/м^2 на плиту и 384 кг/пм на ребра.

Первые трещины появились при этапной нагрузке, равной примерно $0,2 \cdot P_u$ (ширина раскрытия составила $0,1 \text{ мм}$), а предельной величины ширины раскрытия ($0,3 \text{ мм}$) трещины достигли при нагрузке $0,3 \cdot P_u$. В продольных ребрах трещины раскрылись в средней части ребер при нагрузке $0,3 \cdot P_u$. По мере возрастания нагрузки ширина раскрытия трещин увеличивалась и на 9 этапе достигла $3 \dots 5 \text{ мм}$, после чего плита «села» на страховочные опоры.

Раскрытие трещин сопровождалось развитием прогибов. Фактический контрольный прогиб ребра, соответствующий нормативной нагрузке, составил $14,15 \text{ мм}$, что превышает допускаемый в $1,5$ раза.

На основании проведенных испытаний был сделан вывод о том, что шатровые плиты из легкого бетона не отвечают нормативным требованиям по прочности, деформативности и трещиностойкости и не могут быть рекомендованы к производству.

В табл. 2 приведены результаты испытаний комплексной плиты ШПК 1-1, изготовленной из тяжелого бетона с подготовкой под полы из термозитобетона.

Таблица 2

Результаты испытаний комплексной плиты ШПК 1-1

№ этапа	Нагрузка на полку, кг/м^2	Нагрузка на ребра, кг/пм	Отсчеты по прогибомеру П-1, см (рис. 1)	Отсчеты по индикаторам, мм (рис. 1)	
				И-2	И-5
0	0	0	0,007	0,0	0,0
1	35	37	0,026	0,82	0,80
2	70	74	0,125	2,61	2,50
3	105	111	0,170	4,67	4,53
4	140	148	0,310	6,77	6,60
5	175	185	0,481	9,32	9,31
6	194,3	226,6	0,703	12,42	12,01
7	213,6	268,2	0,875	15,54	15,81
8	232,9	310	1,180	16,64	18,11
9	268	347	1,318	18,96	19,66
10	303	384	1,355	22,44	21,91

Разрушение плиты произошло на 10 этапе, что соответствовало нагрузке на плиту 303 кг/м^2 и на ребра 384 кг/пм .

Первые трещины появились при этапной нагрузке, равной примерно $0,2 \cdot P_u$ (ширина раскрытия составила 0,01 мм), а предельной величины ширины раскрытия (0,3 мм) трещины достигли при нагрузке $0,9 \cdot P_u$. В продольных ребрах трещины раскрылись в средней части ребер при нагрузке $0,3 \cdot P_u$. По мере возрастания нагрузки ширина раскрытия трещин увеличивалась и на 10 этапе достигла 4 мм, после чего плита «села» на страховочные опоры.

Раскрытие трещин сопровождалось развитием прогибов. Фактический контрольный прогиб полки, соответствующий нормативной нагрузке, составил 4,8 мм. Прогиб ребер плит составил 9,32 мм и 9,31 мм, что в целом соответствовало требованиям нормативных документов. На основании проведенных испытаний был сделан вывод о том, что комплексные шатровые плиты из тяжелого бетона отвечают нормативным требованиям по прочности, но не отвечают требованиям по деформативности и трещиностойкости.

На основании анализа полученных в ходе проведенных исследований экспериментальных данных разработаны рекомендации по улучшению качества железобетонных изделий [9].

Учитывая важное обстоятельство, что в настоящее время эксплуатируемые шатровые плиты имеют большие прогибы, а это требует разработки рекомендаций по их обследованию, оценке технического состояния и проектных решений по усилению, наличие экспериментального материала даст возможность ученым и проектировщикам оценить правильность своего подхода к разработке расчетных моделей конструкций. Полученные в ходе проведения экспериментальных исследований данные используются нами при разработке расчетных моделей шатровых плит [5].

Выводы

Железобетонные шатровые плиты еще недавно были весьма распространенными элементами перекрытий крупнопанельных жилых зданий. Оптимизация таких конструкций способствовала их экономичности, но, в то же время, требовала серьезного подхода к технологии изготовления.

В настоящее время эксплуатируемые шатровые плиты имеют большие прогибы, что требует разработки рекомендаций по их обследованию, оценке технического состояния и проектных решений по усилению. Поскольку одним из этапов оценки технического состояния является расчет конструкций, а такие конструкции в настоящее время не выпускаются и не испытываются, наличие экспериментального материала даст возможность ученым и проектировщикам оценить правильность своего подхода к разработке расчетных моделей конструкций.

Литература

- [1] Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-160:2010. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. – (Конструкції будинків і споруд. Державні будівельні норми України).
- [2] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).
- [3] Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Конструкції будинків і споруд. Державні будівельні норми України).
- [4] Прогини і переміщення. Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2-3:2006.– Офіц. вид – К. : Мінбуд України, 2006. – 10 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Національний стандарт України).
- [5] Голоднов А. И. Жесткость элементов железобетонных пластин / О. І. Голоднов, В. В. Ріблов // Будівельні конструкції : міжвідомчий науково-технічний збірник / НДІБК. – К. : НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 1. – С. 293–300.
- [6] Семиног М. М. Моделирование напряжено-деформованого стану для обґрунтування можливості продовження терміну експлуатації будівельних конструкцій, будівель та споруд / М. М. Семиног, О. І. Голоднов // Зб. наук. праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2009. – Вип. 4. – С. 243–249.
- [7] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60 с – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [8] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [9] Испытание железобетонных конструкций и выдача рекомендаций по повышению их качества. Разработка универсального испытательного стенда с пневматическим пригрузом : отчет о НИР (промежуточ.) / Коммун. горно-металлург. ин-т; рук. Петрова А. К. – Коммунарск, 1976. – 134 с. – № 1141 г/б; № ГР 76002753. – Инв. № 0294U002445.

Надійшла до редколегії 25.09.2013 р.

УДК 624.151.5:69.056.55

Аналіз конструктивно-технологічних параметрів окремих фундаментів каркасних будівель

Голядинець А.С.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. Стаття розглядає вирішення актуального питання аналізу конструктивно-технологічних параметрів зведення окремих фундаментів каркасних будівель. Сформована їх широка класифікація на основі проведених досліджень науково-дослідних робіт та проектних рішень. Також запропоновано один із ефективних методів зведення окремо розташованих фундаментів.

Аннотация. Статья рассматривает решения актуального вопроса анализа конструктивно-технологических параметров возведения отдельных фундаментов каркасных зданий. Сформирована их широкая классификация на основе проведенных исследований научно-исследовательских работ и проектных решений. Также предложен один из эффективных методов возведения отдельно стоящих фундаментов.

Abstract. The article examines the urgent issue resolution concerning the analysis of structural and technological parameters for construction of separate foundation frame buildings. Their broad classification is formed which is based on the investigation of scientific research and design solutions. One of the most effective methods is also offered for construction of separate foundations.

Ключові слова: окремих фундамент, зведення, каркасна будівля, конструктивно-технологічний параметр, ефективне рішення, класифікація.

Формулювання проблеми. Розвиток будівництва України передбачає розробку та впровадження ефективних технологічних та конструктивних рішень для всієї сукупності складових будівельного комплексу. Це стосується як окремих частин будівель, так і взаємопов'язаних процесів, що спрямовані на отримання якісної будівельної продукції. На даний час недостатня увага приділяється показнику технологічності окремих фундаментів, який значною мірою впливає на якісні показники кінцевого результату.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Питанню удосконалення технології влаштування окремо розташованих фундаментів та їх конструктивним рішенням присвячена значна кількість праць і досліджень, виконаних вітчизняними та зарубіжними науковцями. Дослідженнями стосовно питання, що розглядається, займалися науково-дослідні та проектні інститути України – КНУБА, ДонНАБА, ПДАБА, ОДАБА, ХНУБА, НАПКБ, ХНАГХ ім. А. Н. Бекетова, а також Російської Федерації – ЦНИИОМПП, ВНИИЗеммаш, Промстройпроект, НИИЖБ, ЛенморНИИпроект, МНИИТЭП, СПБГАСУ та інші будівельні університети та академії.

Ціль статті. Аналіз отриманої інформації про проведені дослідження та науково-дослідні роботи показав, що з огляду на велику кількість напрацювань в суміжному напрямку, питання підвищення ефективності зведення окремо розташованих фундаментів багатопверхових будинків залишається актуальним. Важливим напрямком є пошук та дослідження сучасних найбільш технологічних фундаментних конструкцій.

Основний матеріал. Зведення будь-яких споруд розпочинається з робіт першої стадії, яка включає в себе влаштування тимчасових земляних споруд та фундаментних конструкцій.

Міцність несучих надземних конструкцій будівель забезпечується стабільною жорсткістю несучого остову. Що, в свою чергу, залежить від міцності, стійкості, надійності та довговічності конструктивних елементів, розташованих нижче. Фундамент є невід'ємною складовою частиною будь-якої будівлі. Він призначений для передавання та рівномірного розподілу власного та корисного навантаження споруди на несучі шари ґрунтових основ, що дає змогу забезпечити потрібну стійкість та тривалий термін експлуатації [1].

Період виникнення фундаменту як основної складової конструктивної системи будівлі достовірно встановити неможливо. Але з врахуванням того, що опис фундаментів присутній в працях інженерів та архітекторів, що проживали кілька тисячоліть назад, та враховуючи вигляд підвалин унікальних споруд (старовинні храми, піраміди тощо), що збереглися до нашого часу, можна зробити висновок, що в ті часи була чітко визначена необхідність обпирання будівлі на високоміцну ґрунтову основу. За умов науково-технічного прогресу розвинулося і фундаментобудування.

Багаторічні дослідження та розробки призвели до того, що на даний час існує надзвичайно велика кількість типів фундаментів неглибокого закладання. Узагальнена класифікація наведена на рис. 1 [2].



Рис. 1. Загальна класифікація фундаментів

Водночас, окремі фундаменти, які є об'єктом дослідження даної статті, набули значного поширення на території нашої держави. Близько 30 % фундаментних конструкцій саме такого типу використовуються для зведення каркасних багатоповерхових будівель. І цей показник, в основному, обмежується фізико-механічними показниками ґрунтів та геологічними особливостями їх розповсюдження на території України, а також способом залягання.

Окремо розташовані фундаменти являють собою стовпи з розширеною нижньою частиною (рис. 2) для передавання та рівномірного розподілення навантаження на верхні несучі шари ґрунтових основ від колон, простітків тощо. Сполучення фундаментів із вище розташованими конструкціями відбувається за допомогою закладних деталей (для збірних) або арматурних випусків (для монолітних). Також ефективними рішеннями стикування є болтові сполучення та з'єднання за допомогою фіксаторів [3].

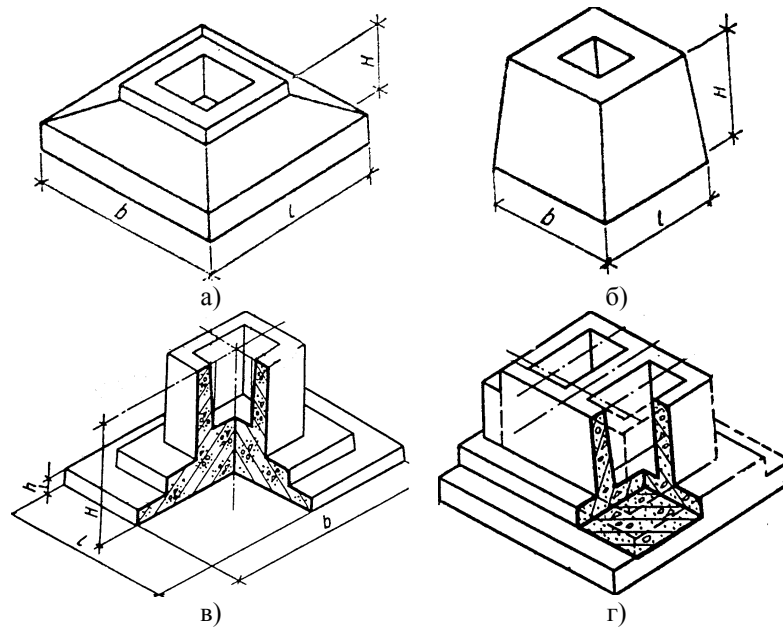


Рис. 2. Деякі види окремих фундаментів:
а – безстаканний; б – стовпчастий; в – двохступінчастий під одну колону;
г – двохступінчастий під дві колони

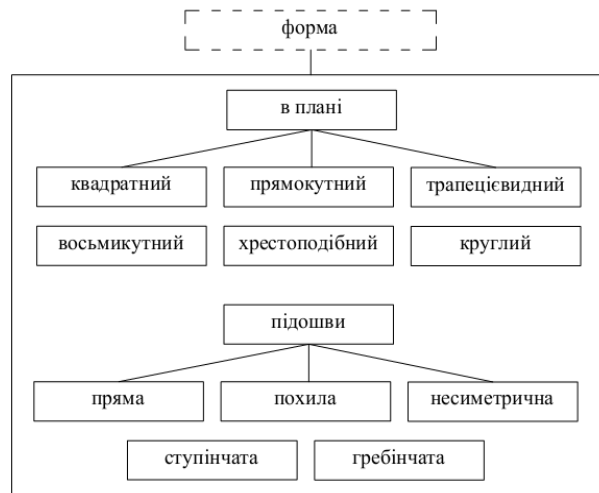
Найбільшу ефективність застосування окремих фундаментів можна досягти при їх застосуванні на відносно великій глибині (до 5 м) у порівнянні з іншими фундаментами неглибокого закладання. Це пояснюється тим, що у випадку залягання несучих ґрунтів на вказаній відмітці виникає необхідність значно збільшувати витрати будівельних матеріалів на влаштування фундаментних конструкцій інших типів [4].

Окремо розташовані фундаменти можна класифікувати за широким спектром показників та умов, що характеризують їх область раціонального використання (рис. 3):

- за призначенням;
- за конструктивним вирішенням;
- за формою;
- за видом матеріалу;
- за видом основи;
- за способом влаштування тощо.

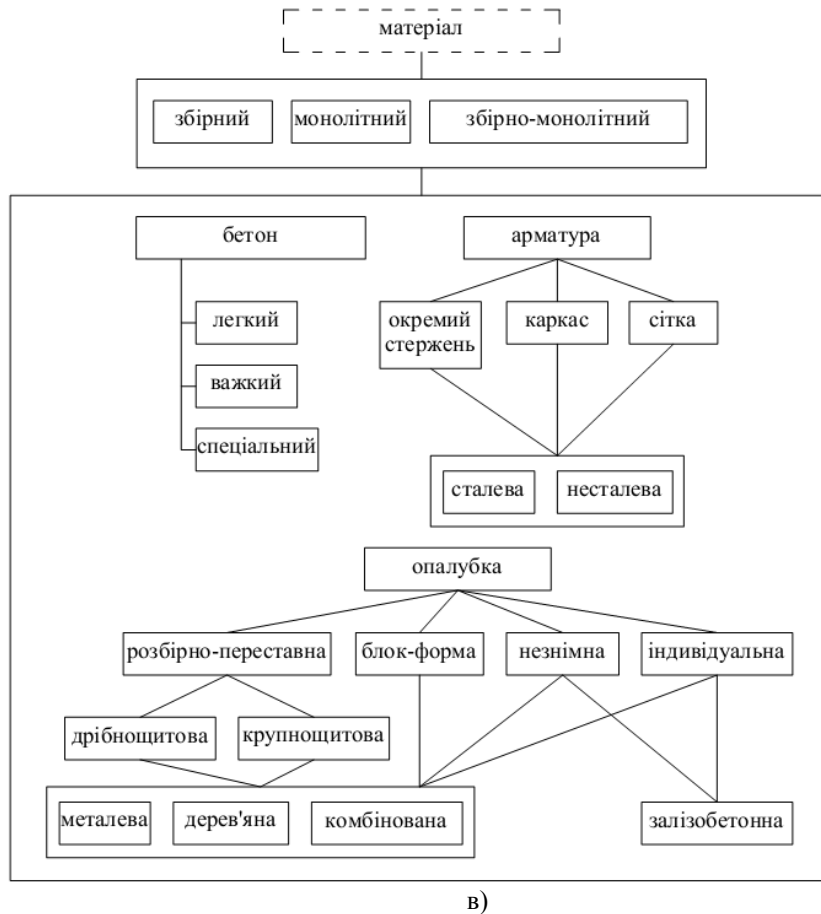


а)



б)

Рис. 3 (початок). Класифікація окремих фундаментів:
а – за конструктивним рішенням; б – за формою



в)
Рис. 3 (продовження). Класифікація окремих фундаментів:
в – за матеріалом

Із загального переліку розширеної класифікації окремо розташованих фундаментів каркасних багатоповерхових будівель для подальшого розгляду проблемного питання обрано найбільш розповсюджені та ефективні варіанти рішень:

- під колону, під спарену колону чи під дві колони;
- стаканний одно- та багатоступінчастий;
- прямокутної чи квадратної форми в плані з прямою підшоною;
- зі збірно-монолітного бетону.

З метою підвищення ефективності виконання будівельно-монтажних робіт при зведенні окремо розташованих фундаментів виникає необхідність розвитку існуючих та впровадження нових технологічних та конструктивних рішень.

Одним із варіантів вирішення даної проблеми є використання комплексних збірно-монолітних конструкцій та системи ефективних фіксаторів, котрі дали б змогу підвищити техніко-економічні показники зведення окремих фундаментів багатопверхових каркасних будинків.

Проектування та технологія зведення окремих фундаментів багатопверхових каркасних будинків та споруд являє собою складну конструктивно-технологічну задачу, вирішення якої дає змогу обрати найбільш ефективні методи з точки зору технічної доцільності та технологічності виконання робіт. Важливими складовими в даних умовах є забезпечення максимального використання несучих характеристик і властивостей ґрунтових основ та конструкційного матеріалу фундаменту з метою досягнення мінімальних показників трудомісткості, тривалості та матеріаломісткості, а також високої продуктивності.

Досягається дана умова шляхом правильної роботи фундаменту в конструктивній системі будівлі, що забезпечується якісним виконанням проектних та будівельно-монтажних робіт.

Зведення окремих фундаментів вимагає детального вивчення, оскільки існує велика кількість факторів, які призводять до їх деформацій, що, в свою чергу, викликає зниження стійкості та жорсткості конструктивної системи будівлі, а інколи і до виникнення руйнівних процесів. До таких помилок слід відносити наступні групи факторів впливу, що є найбільш визначними в умовах зведення підземної частини споруди [5]:

- 1) помилки в результаті неправильного виконання підготовчих робіт;
- 2) помилки в результаті неповного чи неправильного виконання інженерно-геологічних вишукувань;
- 3) помилки в результаті похибок при виконанні проектних робіт;
- 4) помилки в результаті неправильного виконання будівельно-монтажних робіт на об'єкті;
- 5) пошкодження в результаті дії природних чинників, що спричиняють зміни в структурі ґрунту.

Напрямок, заданий проблематикою даної статті, в найбільшій мірі стосується третьої групи, тобто помилок, які виникають в результаті неправильного виконання робіт по зведенню фундаментних конструкцій багатопверхових каркасних будівель. В першу чергу, причиною даної проблеми є недотримання правил технології виконання окремих процесів та операцій працівниками, що часто обумовлено низькою кваліфікацією робітників, складністю виконуваних робіт у певних організаційно-технологічних умовах будівельного майданчика.

Внаслідок дії даного фактора можуть з'явитися додаткові витрати на мінімізацію та виправлення помилок, що виникатимуть в процесі виконання робіт зі зведення окремих фундаментів. Крім того, можуть мати місце аварійні ситуації та порушення правил техніки безпеки не тільки на етапі зведення підземної частини багатоповерхової каркасної будівлі, але і в процесі її експлуатації [5].

У комплексну структуру процесу зведення окремих фундаментів багатоповерхових будинків можуть входити такі процеси, як улаштування опалубки, монтаж арматурних виробів, укладання бетонної суміші, догляд за бетоном, демонтаж опалубки, монтаж збірних елементів тощо. Недотримання правил технології виконання будь-якого із складових елементів комплексного процесу може спричинити негативні наслідки для всієї технології зведення загалом.

Для мінімізації впливу окремих структурних елементів на виконання робіт необхідно забезпечити їх мінімально можливу кількість, що дозволить значно знизити ризики виникнення помилок при зведенні окремих фундаментів каркасних будівель. Для забезпечення цього існує спосіб комплексного підходу в проектуванні технологічних процесів. Даний підхід визначає комплексне використання для окремих фундаментів роздільних ефективних рішень: незнімні опалубні системи, збірно-монолітні конструкції, системи ефективною та швидкої фіксації елементів у проектному положенні та засоби зниження витрат конструкційних матеріалів. Їх використання забезпечить зменшення основних процесів при виконанні робіт майже вдвічі – з 11 до 6, що показано в табл. 1.

Таблиця 1

Ефективність комплексного підходу

Рішення фундаментів	Конструктивна частина	Стандартна структура робіт	Складові комплексного підходу	Запропонована структура робіт
Збірно-монолітний	Монолітна	1. Опалублювання	незнімна опалубка	1. Опалублювання
		2. Армування		2. Армування
		3. Бетонування		3. Бетонування
		4. Витримування бетону		-
		5. Розпалублювання		-
	Збірна	6. Подавання	система фіксаторів	4. Подавання
		7. Наведення		5. Наведення
		8. Встановлення		6. Встановлення
		12. Вивірення		-
		9. Тимчасове закріплення		-
		10. Бетонування стиків, антикорозійний захист, зварювання закладних деталей		-
11. Знімання тимчасового кріплення	-			

Окрім зменшення кількості процесів, які необхідно виконати для зведення окремих фундаментів багатоповерхових каркасних будівель, необхідно також забезпечити простоту їх виконання шляхом часткової механізації окремих робіт, що вимагають ручної праці.

Тому одним із напрямків дослідження є вдосконалення конструктивного рішення фундаментних конструкцій, з точок зору покращення технологічності монтажу незнімної опалубки, наведення та встановлення збірних елементів.

Висновок

Проблемне питання полягає в необхідності підвищення ефективності виконання робіт зі зведення окремих фундаментів багатоповерхових каркасних будівель шляхом забезпеченням високих техніко-економічних показників технологічного процесу як комплексу окремих взаємопов'язаних складових елементів. Його розв'язок передбачає одночасний розгляд технологічних та конструктивних параметрів окремо розташованих фундаментів. Перспективи подальших досліджень передбачають розробку та впровадження раціональних рішень та методів виконання робіт.

Література

- [1] Кузнецов Д. В. Архитектурные конструкции гражданских зданий. Части зданий, фундаменты / Д. В. Кузнецов, Л. И. Армановский. – К. : Будівельник, 1978. – 88 с.
- [2] Основания и фундаменты: справочник / [Швецов Г. И., Носков И. В., Слободян А. Д., Госькова Г. С.] ; под. ред. Г. И. Швецова. – М. : Высш. шк. , 1991. – 383 с.
- [3] Киряш В. Г. Справочник по контролю качества строительства зданий и сооружений (производство, контроль и приемка строительно-монтажных работ) Т. 1. Ч. II / В. Г. Киряш, С. Н. Четкин, А. Н. Александров. – Днепропетровск : ДООИГАСК, 1999. – 386 с.
- [4] Котеньова З. І. Архітектура будівель і споруд : навч. пос. / З. І. Котеньова – Харків : НАМГ , 2007. – 170 с.
- [5] Жечи К. Ошибки в сооружении фундаментов / К. Жечи; [пер. с венгерского С. А. Типольта]. – М. : ГИЛСАСМ, 1960. – 144 с.

Надійшла до редколегії 29.09.2013 р.

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ

У збірнику публікуються не опубліковані раніше та не призначені для одночасної публікації в інших виданнях статті, що містять нові результати теоретичних та експериментальних досліджень в області розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель і споруд, розроблення раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів і з'єднань, удосконалення матеріалів, технологій виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкцій будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в цій галузі будівництва тощо.

Наукові статті повинні містити: опис проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими програмами чи практичними завданнями; короткий аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми і на які посилається автор; виділення невирішених питань або проблем, котрим присвячується стаття; формулювання цілей статті (постановка завдання); виклад основного матеріалу дослідження з обґрунтуванням отриманих наукових результатів; висновки з цього дослідження і перспективи подальших досліджень за даним напрямком.

Статті подаються українською, російською або англійською мовами, роздруковані в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті, а також в електронній формі, надсилаються звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 7 сторінок форматом А4 (210×297 мм), включаючи рисунки, таблиці та перелік використаної літератури. Статтю необхідно супроводжувати короткою анотацією, надрукованою українською, російською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

Стаття набирається в редакторі Microsoft Word, шрифт Times New Roman, розмір 12 пт., міжрядковий інтервал – одинарний. У лівому верхньому кутку сторінки зазначається УДК. Прізвища, ініціали авторів та назва статті вирівнюються по центру, друкуються напівжирним шрифтом. Із нового абзацу подається текст статті з вирівнюванням по ширині.

Таблиці набираються шрифтом Times New Roman, розміром 10 або 9 пт. Розмір таблиці не повинен бути більше 12 см по ширині.

Формули в тексті набираються в редакторі Word Microsoft Equation або у програмі MathType шрифтом Times New Roman, розміром 11 пт., текст та змінна формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотознімки вставляються в текст та додатково подаються окремими файлами з розширенням .tif, .gif або .jpg за розміром по ширині не більше 12,5 см (300 точок/дюйм).

Перелік використаної літератури оформляється відповідно до ДСТУ ГОСТ 7.1-2006 і наводиться наприкінці статті за алфавітом. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання й видавництво, рік видання, том (підкреслити), кількість сторінок. Не дозволяється робити посилання на неопубліковані роботи.

Кожна стаття підлягає рецензуванню. У випадку повернення статті на доопрацювання датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після доопрацювання стаття знову розглядається редколегією.

Дотримання зазначених вимог дозволить скоротити термін опрацювання та підготовки до друку матеріалів, що надійшли до редакційної колегії збірника.

Розраховуємо на співпрацю.

Наукове видання

Товариство з обмеженою відповідальністю
«Український інститут сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського

Відповідальний редактор	О.В. Шимановський
Дизайн	В.С. Артюшенко
Комп'ютерна верстка	О.І. Кордун
та технічне редагування	В.П. Гаврилова
	В.С. Артюшенко

Рекомендовано до друку вченою радою
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»
(протокол № 4 від 28.11.2013)

Підписано до друку 02.12.2013.
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Ум. друк. арк. 12,64. Тираж 100 прим.

Видавництво «Сталь».
02660, ГСП-660, м. Київ, вул. Віталія Шимановського, 2/1,
тел. 229-83-51; 543-95-56
www.izdat.com.ua
