



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,
доктора технічних наук,
професора О.В. Шимановського

Науковий збірник

Випуск 8

Видавництво «Сталь»
Київ – 2011

УДК 061.62+624.014

ББК 30.4

З-415

З-415 Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, д.т.н., професора О.В. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2011. – Вип. 8. – 165 с.

ISBN 978-966-1555-57-9

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 галузі 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 061.62+624.014

ББК 30.4

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); Гром А.А., к.т.н.; Гуляєв В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.; Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.; Оглобля О.І., д.т.н.; Цихановський В.К., д.т.н.

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 978-966-1555-57-9

© ТОВ «Укрінсталькон ім.
В.М. Шимановського»

ЗМІСТ

Кліменко В.З. Еволюційний характер сучасної концепції проектування конструкцій з клеєної деревини.....	5
Клименко В.З. Рассуждения о модулях упругости древесины в расчетах конструкций...	15
Гуляєв В.І., Гловач Л.В. Динамічні процеси в лопатях вітроенергетичних установок.....	23
Худолий С.Н. Компьютерное моделирование операции спуска бурильной колонны в криволинейной скважине с локальными спиральными несовершенствами.....	32
Цыхановский В.К., Талах С.М., Кордун А.И. Влияние формы окончаний цилиндрической оболочки на развитие нелинейно-упругих и упругопластических деформаций.....	43
Банніков Д.О. Проектування сталевих силосних ємностей за панельною конструктивною схемою.....	60
Иосилевич Е.С. Систематизация нагрузок и воздействий на кожух доменной печи.....	71
Филатова Л.Н. Понятие оптимальной величины расчетного сопротивления стали составных сварных двутавровых балок.....	83
Гвоздьова А.Г. Звищена вантова система з жорсткими напружуючими елементами.....	90
Отрош Ю.А., Иванов А.П., Голоднов О.І. Комплекс взаємопов'язаних заходів щодо визначення параметрів напружено-деформованого і технічного стану конструкцій при різних впливах.....	98
Иванов Б.В. Определение остаточного ресурса стальных конструкций в условиях действующих предприятий с учетом наличия остаточного напряженного состояния.....	110

Голоднов О.І., Гордіюк М.П., Ткачук І.А., Семиног М.М. Зміна характеристик міцності арматури та бетону при високотемпературних впливах.....	121
Голоднов А.И., Балашова О.С., Скребцов С.И. Расчет стержневых элементов с учетом изменения жесткости по длине и условий закрепления.....	132
Селифонов Е.А. Деформативность изгибаемых элементов при наличии остаточных напряжений.....	142
Иванова И.А. Регулирование остаточного напряженного состояния в прокатных швеллерах.....	150
Остапчук-Петровская Л.Б., Париков В.И. Вопросы нормативного обеспечения качества и безопасности конструкций зданий и сооружений при подготовке специалистов в области архитектуры на базе Санкт-Петербургского Государственного академического института живописи, скульптуры и архитектуры имени И.Е.Репина Российской Академии Художеств	160
Вимоги до оформлення статей	164

УДК 624.011

Еволюційний характер сучасної концепції проектування конструкцій з клеєної деревини

Кліменко В. З., к.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. На прикладах методик розрахунку елементів і з'єднань сучасних великопрогонових конструкцій з клеєної деревини показується еволюційність нової концепції проектування цих конструкцій, яка обумовлена впливом об'єктивних законів розвитку технічних систем. Нова концепція проектування адекватна фізичним явищам, які відбуваються в матеріалі елементів і з'єднань і формують його особливий деформовано-напружений стан.

Аннотация. На примерах методик расчета элементов и соединений современных большепролетных конструкций из клееной древесины показывается эволюционность новой концепции проектирования этих конструкций, обусловленная влиянием объективных законов развития технических систем. Новая концепция проектирования адекватна физическим явлениям, происходящим в материале элементов и соединений и формирующимся в них особенным деформировано-напряженным состоянием.

Abstract. On examples of design procedures for elements and connections of modern wide-span structures made of glued wood the evolutionary new concept of designing of these structures is shown, caused by influence of objective laws of development of technical systems. The new concept of designing is adequate to the physical phenomena occurring in a material of elements and connections, as well as to especial deformed-strained conditions being formed in them.

Ключові слова. Нова концепція проектування, модуль пружності, складний опір матеріалу.

Демонструється еволюційність нової концепції проектування сучасних конструкцій з клеєної деревини, що обумовлено її відповідністю об'єктивним законам розвитку технічних систем.

Досвід застосування конструкцій з клеєної деревини (ККД) в капітальному будівництві засвідчив про те, що правила проектування конструкцій з цільної деревини, що склалися в попередні роки, не можна механічно переносити на нові конструкції. Сформулювалася нова концепція проектування ККД з урахуванням анізотропії фізико-механічних властивостей клеєної деревини. Засади концепції викладені в [1] (доповідь на Всеукраїнській науково-практичній конференції «Будівельна наука в системі забезпечення ефективної роботи будівельної галузі України», 21.05.2010 р.) і в [2] (доповідь на VI міжнародній науково-технічній конференції, м. Київ, 6–10.09.2010 р.). Фахівці сподіваються, що ознайомлення з сучасною концепцією проектування ККД інженерної,

наукової громадськості та керівництва будівельним комплексом сприятиме відродженню цих конструкцій в Україні.

У статті на декількох фрагментах нової концепції демонструється її еволюційний характер, обумовлений впливом на розвиток ККД об'єктивних законів розвитку технічних систем. Під впливом цих законів відбувається процес удосконалення конструкцій, збільшення ступеня їхньої ідеалізації I , що визначається як відношення суми виконуваних системою корисних функцій Φ_k до суми факторів розплати Φ_p :

$$I = \frac{\sum \Phi_k}{\sum \Phi_p} \rightarrow \infty. \quad (1)$$

У прикладному, стосовно ККД, сенсі формула (1) відбиває тенденції розвитку конструкцій як технічних систем із підвищенням їх несучої здатності, довговічності, надійності зі скороченням матеріальних витрат. Тенденції розвитку дерев'яних конструкцій направлені на створення з використанням клеєної деревини нових конструктивних форм для перекриття великих і дуже великих прогонів. Цьому сприятиме нова концепція проектування ККД з ефективним використанням позитивних властивостей клеєної деревини як конструкційного матеріалу. Це надає новій концепції проектування рис економічної категорії.

З прийняттям в Україні в якості державних норм із проектування будівельних конструкцій Єврокодів нагальним стало питання розробки і впровадження національних додатків до них. На думку автора, нова нормативна база повинна формуватися таким чином, щоб у ній були збережені наукові й практичні надбання вітчизняної школи проектування конструкцій, зокрема це стосується дерев'яних будівельних конструкцій. Вітчизняний досвід проектування дерев'яних конструкцій спочатку з цільної, а пізніше з клеєної деревини відображено в нормативних документах від першого НиТУ ОСТ 90001-38, в наступних: НиТУ-2-47, НиТУ 122-55, СНиП II-B.4-62, СНиП II-B.4-71 й історично останніх СНиП II-25-80. У згаданих нормах склалася, можна сказати, класика розрахунку дерев'яних конструкцій на основі методу граничних станів, розробленого вітчизняними науковцями і впровадженого в практику з 1954 р. Через 30 років цей метод став основою європейських норм EN 5 під назвою «Метод часткових коефіцієнтів». Сутність методу при зміні його назви залишилася. Суттєва, принципова відміна методу граничних станів від методу EN 5 полягає в розгалуженій системі так званих коефіцієнтів надійності, фізичним змістом яких є врахування різноманітних факторів, що впливають на роботу деревини цільної й клеєної, і застосовуються при визначенні дійсної міцності матеріалу в реальних конструкціях.

У перехідний період від вітчизняних норм до європейських ще буде діяти наша нормативна база стосовно фізико-механічних властивостей матеріалу. Не може бути механічного переносу на наш лісоматеріал вимог євронорм [3]. Звісно, з часом деякі теоретичні положення СНиП застаріли, є у них спірність і невизначеність із сучасного погляду на розрахунок дерев'яних конструкцій, зокрема з клеєної деревини. Бажано в новій нормативній базі запобігти подібним фактам. Саме цьому присвячена дана стаття, в якій розглядаються нові методологічні підходи до розрахунку конструкцій, які увійшли до запропонованого українськими фахівцями проекту нормативного документа. Розглянемо деякі його новітні положення, що складають сучасну концепцію проектування дерев'яних конструкцій, і ті положення СНиП, від яких слід відмовитись.

Модуль пружності деревини. В останній редакції СНиП несподівано з'явилися два модуля пружності деревини: один для розрахунку елементів за граничним станом першої групи, й інший – за граничним станом другої групи. Ні з історичної, ні з фізичної точок зору пояснення цьому немає. У фахівців ця новація норм не знайшла підтримки, що підтверджується тим, що в навчально-методичній літературі з проектування дерев'яних конструкцій немає прикладів використання модуля пружності $E' = 300R_c$ (R_c – розрахунковий опір деревини) в розрахунках елементів на стійкість і міцність у деформованій схемі. Фундаментальна механічна характеристика матеріалу – його пружність – залежить від його структури і є постійною в межах пружної роботи матеріалу. Уявляти модуль пружності матеріалу залежним від розрахункового опору є протиприродним, і цьому не може бути місця в нормах проектування.

Розрахунок елементів на складний опір. Розрахунок стосується великого класу елементів, що працюють на згин зі стиском. Метод їх розрахунку розроблений у тридцять років минулого століття і без змін переходив у інший нормативний документ. До методу не виникало претензій з методологічної позиції до тих пір, поки не з'явився новий тип конструкцій з клеєної деревини. Теорія крайових напружень, покладена в основу методу, не адекватна фізичному явищу, яке відбувається у великорозмірних елементах із клеєної деревини, наприклад, у верхніх поясах великопанельних ферм і трикутних розпірних системах. У нормативному методі розрахунку використовується приблизне визначення розрахункового згинального моменту в деформованій схемі елемента

$$M_{розр} = M_g / \xi, \quad (2)$$

де M_g – згинальний момент від поперечного навантаження, а коефіцієнт ξ враховує появу додаткового моменту і знаходиться за формулою:

$$\xi = 1 - \left(\frac{N}{\varphi \cdot A_{op} \cdot R_c} \right). \quad (3)$$

Для нових великорозмірних елементів характерним є те, що при їх гнучкості $\lambda = l/i$, яка менша ніж $\lambda = 55$, коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi > 1$. Таке неможливо з фізичної точки зору щодо стійкості стиснутого елемента. Обґрунтування методологічної претензії до нормативного методу розрахунку нового класу стиснуто-згинальних елементів автор виклав у [4, 5, 6, 7]. Використання формули (2) забезпечує деякий запас міцності елементам при розрахунку на складний опір. Досягається це завдяки математичній структурі формули (3), в якій відбувається нівелювання величини ξ в широкому діапазоні значень коефіцієнта φ . Але випадкова для нових елементів із клеєної деревини структура формули з серйозною методологічною претензією до неї не може бути підставою для інженерного методу розрахунку. Існуючий метод може залишитися для розрахунку елементів із цільної деревини, де він адекватний фізичному явищу в стиснуто-згинальних елементах. Для розрахунку елементів із клеєної деревини слід застосовувати точний метод розрахунку, отриманий в результаті інтегрування диференціального рівняння осі стиснуто-згинального елемента в деформованій схемі. Точні рішення для різних розрахункових схем елементів даються в розрахунково-теоретичних довідниках.

Складний напружений стан клеєної деревини. Цю частину статті автор вирішив почати з двох висловлень, між якими пройшло більше півстоліття:

Белянкін Ф.П. [8]: «...опасное место элемента, для которого составляется уравнение прочности, не всегда может быть точно определено, и поэтому уравнение прочности составляется обычно для ряда мест, которые можно принять за опасные».

Серов Е.Н. [9]: «...и обращаем внимание студентов и инженеров на то, что совокупность всех компонентов НДС чаще опаснее, чем выделенные из него максимальные напряжения в отдельности».

Якщо в п. 1 висловлено передбачення, то в п. 2 і в [10] вже конкретно характеризується складений стан як патологія конструкцій з клеєної деревини. Між публікаціями [8] і [9] у 1982 році в [11] відмічена загальна від'ємна риса вітчизняних і зарубіжних норм проектування дерев'яних

конструкцій, яка полягає у відсутності врахування складного напруженого стану (СНС) клеєної деревини. Саме в цей час почали формування загальноєвропейські норми і до тепер у них не знайшов відображення СНС матеріалу. На відміну від євронорм у проекті вітчизняних норм приділено увагу СНС у конструкціях із клеєної деревини (ККД). Урахування СНС розглядається як одна з основних складових нової концепції проектування ККД.

Коротко про фізичну суть СНС матеріалу. Для забезпечення міцності конструкцій з цільної деревини достатньо, згідно з діючими нормами проектування, виконати перевірку за максимальними напруженнями (нормальними і дотичними) у відповідних розрахункових перерізах. В елементах і з'єднаннях ККД формується СНС матеріалу, обумовлений спільною дією різних напружень. Міцність матеріалу в місцях зі СНС досягається раніше, ніж окремі напруження в інших місцях (це звичайно розрахункові перерізи за традиційним уявленням про НДС) стають максимальними ($\sigma_i = R_i$). В місцях СНС треба оцінювати міцність матеріалу не за абсолютними значеннями напружень – σ_0 , $\sigma_{зг}$, σ_{90} , τ (відповідно: вздовж волокон, згину, поперек волокон, дотичних), а за їх відношенням до відповідних розрахункових опорів – R_0 , $R_{зг}$, R_{90} , $R_{ск}$, які менше 1, за умови міцності при СНС.

У проекті норм пропонується умова міцності при СНС клеєної деревини у вигляді квадратичного критерію, який в загальному випадку записується формулою:

$$\left(\frac{\sigma_{0-(p.c)}}{R_{0-(p.c)}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{зг}}{R_{зг}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{R_{ск}} \right)^2 A + \left(\frac{\sigma_{90-(p.c)}}{R_{90-(p.c)}} \right)^2 B \leq 1, \quad (4)$$

в якій: індекси p і c відповідають розтягу чи стиску вздовж або поперек волокон; параметри A та B враховують анізотропію фізико-механічних властивостей деревини, знак і кількісний рівень початкового напруженого стану.

Структура формули (4) дозволяє оцінити кількісну міру «відповідальності» кожного зі складових СНС в елементі чи з'єднанні. В свою чергу, це дає можливість застосування різних конструктивних заходів знизити вплив на міцність в умовах СНС того чи іншого напруження. На підставі подібних аналізів, наприклад, криволінійних елементів і деяких типів з'єднань пропонуються заходи з конструктивного їх підсилення. Конструктивне підсилення, в разі необхідності, при проектуванні – це нове в нормативному документі, й воно містить у собі риси економічної категорії: ефективніше виконати підсилення порівняно з

іншими заходами, наприклад, зі збільшенням розмірів поперечних перерізів і т. ін.

Автор упевнений в імперативності розрахунку ККД з урахуванням СНС, що викладено в публікаціях з 1984 р. [12, 13, 14]. Цей розрахунок має еволюційний характер, оскільки в ньому ефективно використовується внутрішній, на рівні мікробудови матеріалу ресурс міцності. Останнє є проявом одного з об'єктивних законів розвитку технічних систем, а саме: закону переходу технічної системи на шляху розвитку на макрорівень, природна суть якого полягає у все більшому використанні глибинних резервів структури матеріалів. Клеєна деревина як конструкційний матеріал суттєво відрізняється від деревини цільної. Проектування ККД повинно базуватися на новій концепції, яка, окрім розглянутих вище правил проектування елементів, включає у себе нові види з'єднань, що дозволяють успішно реалізувати в ККД принцип збалансованої міцності різних частин конструкцій. Пропонуються для ознайомлення три види з'єднань у ККД, які увійшли до проекту норм. Клеєна деревина дозволяє успішно реалізовувати несучі конструкції великих і дуже великих прогонів. Наявність у попередніх нормах, по суті, одного виду з'єднань – на гладких циліндричних нагелях – обмежувала проектування таких конструкцій. Поява нових з'єднань підвищеної несучої здатності – на вклеєних нагелях, на похило вклеєних стержнях, на кільцевих шпонках – так само об'єктивна, як і поява нових конструктивних форм із клеєної деревини: криволінійних балок різноманітного обрису в просторі; прямолінійних і криволінійних рам; арок стрільчастих і положистих; оболонки двоякої кривизни; висячих конструкцій та ін.

З'єднання на вклеєних нагелях. Вони мають однотипну конструкцію з традиційними з'єднаннями на циліндричних нагелях. Але в них використовуються стержні з арматурної сталі підвищеної міцності, які вклеюються в отвори діаметром на 3...5 мм більше діаметра стержнів.

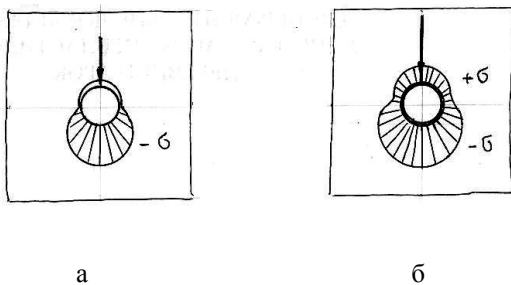


Рис. 1. З'єднання на нагелях:
а – традиційне; б – на вклеєних нагелях

Принципово відрізняється в новому з'єднанні робота деревини в нагельному гнізді: відбувається не тільки зминання деревини, як у традиційному з'єднанні (рис. 1а), але і розтяг деревини (рис. 1б), завдяки чому збільшується інтегральний опір деревини.

Методика розрахунку нового з'єднання також подібна методиці розрахунку традиційного з'єднання. За несучу здатність одного зрізу нагеля в симетричному з'єднанні приймають мінімальну з трьох умов: опору деревини в елементах і згину нагеля, які визначаються в залежності від розрахункового опору деревини в отворі:

$$f_{ct,\alpha,d} = \frac{1,76 \cdot f_{ct,0,d}}{1,76 + \left(\frac{f_{ct,0,d}}{f_{ct,90,d}} - 1 \right) \cdot \alpha}, \quad (5)$$

де $f_{ct,0,d}$ і $f_{ct,90,d}$ – розрахункові опори деревини в отворі, відповідно, вздовж і поперек волокон. Ці характеристики встановлені експериментальними дослідженнями, виконаними на кафедрі дерев'яних конструкцій КНУБА під керівництвом автора статті.

З'єднання на похило-вклесених стержнях. Це з'єднання отримало назву «системи ЦНДІБК». Воно пройшло широке експериментальне дослідження у вузлах різноманітного конструктивного рішення і вже застосовується при укрупненні великопрогонових конструкцій.

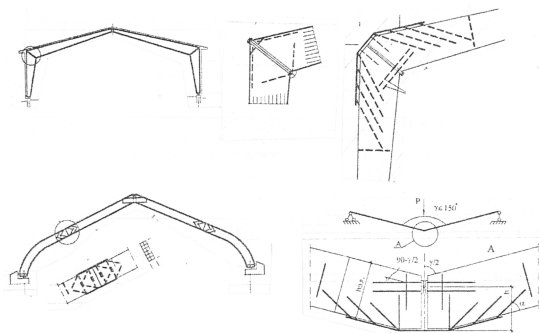


Рис. 2. Приклади з'єднання на похило-вклесених стержнях

Розміщення вклесених стержнів з арматурної сталі під кутами $\alpha = 30 \dots 40^\circ$ до напрямку волокон узгоджується з принципом нової концепції проектування ККД, який сформульований як принцип спрямованої орієнтації зусиль із напрямком структурних елементів мікробудови деревини. Тут ефективно проявляється згаданий вище еволюційний закон

розвитку технічних систем, якими є з'єднання, зв'язаний з переходом на мікрорівень будови матеріалу. Фахівці оцінюють це з'єднання як універсальне, що дозволяє успішно вирішувати проблему монолітних спряжень елементів і з'єднань у ККД.

Автором статті запропоновано метод розрахунку несучої здатності одного похилого клеєного стержня на висмикування:

$$R_{d,1} = f_{sv,\alpha,d} \cdot \pi \cdot d_0 \cdot l_d, \quad (6)$$

де $f_{sv,\alpha,d}$ – розрахунковий опір деревини сколюванню в з'єднанні, який знаходиться за формулою:

$$f_{sv,\alpha,d} = 0,35 + 3,5 \cos \alpha \cdot \sin \alpha + 1,8 \cos \alpha, \quad (7)$$

де d_0, l_d – відповідно, діаметр отвору і деревини стержня в м.

З'єднання на гладких кільцевих шпонках. Це з'єднання тільки умовно можна назвати новим (це «добре забуте старе»), воно широко використовувалося в конструкціях із дощок. Нове з'єднання принципово відрізняється від свого попередника, з еволюційної позиції, як нова технічна система. В старому з'єднанні з обмеженої номенклатури стандартних дрібно розмірних кілець підбиралося до конструкції «підхоже». В новому з'єднанні кільце проектується у відповідності до діючих у вузлі зусиль. У зоні вузла максимально використовують міцнісний ресурс клеєної деревини, завдяки залученню до сумісної роботи великого об'єму матеріалу, розташованого як зовні кільця, так і всередині нього. Суттєво знижується негативний вплив дрібно розмірних вад клеєної деревини. Остання обставина надзвичайно важлива з позиції одного принципу нової концепції проектування ККД, а саме – принципу збалансованої міцності елементів конструкції і вузлів. Тільки із застосуванням у вузлах гладких кільцевих шпонок можна було запроєктувати ферму прогоном 60 м (рис. 3) із центрованими вузлами (конструкція реальна).

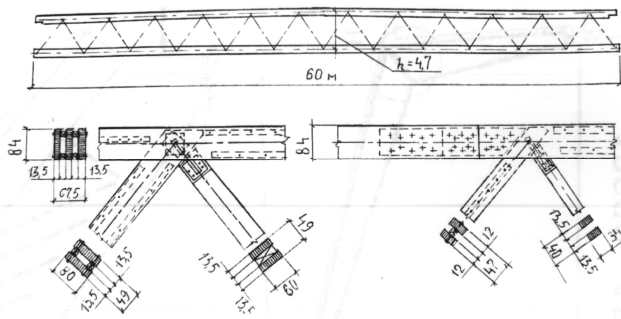


Рис. 3. Ферма з вузловими з'єднаннями на гладких кільцевих шпонках

Автором запропонована до проекту норм методика розрахунку з'єднання з визначенням розрахункової несучої здатності однієї кільцевої шпонки за мінімальним значенням із двох умов:

$$R_{d,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{cm,\alpha,d} \cdot b_k \cdot d_0 \\ f_{v,\alpha,d} \cdot \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} \end{array} \right\}, \quad (8)$$

де $f_{cm,\alpha,d}$ і $f_{v,\alpha,d}$ – розрахункові опори деревини в гніздах відповідно зминанню і сколюванню під кутом α до напрямку волокон; b_k – ширина кільця; d_0 – внутрішній діаметр кільця.

Література

- [1] Кліменко В. З. Конструкції з клеєної деревини. Сучасна концепція проектування / В. З. Кліменко. – К. : Вид-во «Сталь», 2010. – 19 с.
- [2] Клименко В. З. Проектирование современных конструкций из клееной древесины на принципах новой концепции / В. З. Клименко, А. Я. Найчук, В. В. Фурсов, Д. В. Михайловский. – К. : Вид-во «Сталь», 2010. – 24 с.
- [3] Кліменко В. З. Концепція системи нормативних документів по дерев'яних конструкціях і ДБН по проектуванню / В. З. Кліменко // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. тр. – Одесса : ОГАСА, 2008. – С. 48–55.
- [4] Клименко В. З. Философская и методологическая основы расчета сжато-изгибаемых элементов деревянных конструкций / В. З. Клименко // Современные металлические и деревянные конструкции : сб. науч. тр. – Брест, 2009. – С. 119–122.
- [5] Клименко В. З. Развитие методик расчета сжато-изгибаемых элементов в историческом аспекте / В. З. Клименко // Зб. наук. пр. Укрніпроектсталь-

- конструкція ім. В. М. Шимановського. – К. : Видавництво «Сталь», 2010. – Вип. 5. – С. 130–139.
- [6] Клименко В. З. Феноменологический поход к расчету сжато-изгибаемых деревянных элементов / В. З. Клименко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №1. – С. 7–11.
- [7] Клименко В. З. Устранение методического диссонанса в расчете деревянных элементов, работающих на изгиб со сжатием / В. З. Клименко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – №2. – С. 41–44.
- [8] Белянкин Ф. П. Современные методы расчета прочности элементов деревянных конструкций / Ф. П. Белянкин. – К. : Изд-во АН УССР, 1951. – 20 с.
- [9] Серов Е. Н. Современные воззрения на оценку прочности КДК и пути совершенствования норм их проектирования / Е. Н. Серов // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. тр. – Одесса : ОГАСА, 2007. – С. 178–181.
- [10] Серов Е. Н. Патология клееных деревянных конструкций и новые воззрения на оценку прочности / Е. Н. Серов, А. Я. Найчук // Современные металлические и деревянные конструкции : сб. науч. тр. – Брест, 2009. – С. 283–288.
- [11] Современное состояние зарубежных и отечественных норм проектирования деревянных конструкций : Обзорная информация / ВНИИИС. – М. : 1982. – Серия 8. – Вып. 4. – 72 с.
- [12] Клименко В. З. Об уточнении расчета стрелчатых арок из клееной древесины / В. З. Клименко // Облегченные конструкции покрытий зданий : межвуз. сб. тр. – Ростов-на-Дону: Издательство Ростовского государственного университета, 1984. – С. 63–69.
- [13] Клименко В. З. Расчет конструкций из клееной древесины с учетом сложного напряженного состояния материала / В. З. Клименко // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. тр. – Одесса : ОГАСА, 2005. – С. 104–111.
- [14] Клименко В. З. Нова концепція проектування великопрогонових конструкцій з клеєної деревини / В. З. Клименко // Зб. наук. праць Укрнідпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського. – К. : Видавництво «Сталь», 2010. – Вип. 5. – С. 30–41.

Надійшла до редколегії 22.07.2011 р.

УДК 624.011

Рассуждения о модулях упругости древесины в расчетах конструкций

Клименко В. З., к.т.н.

Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина

Аннотация. С физической точки зрения, нет объективного объяснения существованию двух модулей упругости материала в нормативном документе по проектированию деревянных конструкций. Обоснование модуля упругости, зависящего от расчетного сопротивления древесины, в расчетах элементов по деформированной схеме, с исторической позиции, в оправдание устаревшего метода расчета ненаучно.

Анотація. З фізичної точки зору, немає об'єктивного пояснення існуванню двох модулів пружності матеріалу у нормативному документі з проектування дерев'яних конструкцій. Обґрунтування модуля пружності, залежного від розрахункового опору деревини, в розрахунках елементів за деформованою схемою, з історичної позиції, на виправдання застарілого методу розрахунку не є науковим.

Abstract. From a physical point of view there is no explanation for the existence of two modules of elasticity in the normative document for designing of timber structures. Justification of the elastic modulus depending on the current resistance of wood in the calculation of the elements in the deformed scheme is unscientific from the historical position, in order to justify the outdated method of calculation.

Ключевые слова. Фундаментальный характер модуля упругости материала, расчет по деформируемой схеме.

С физической точки зрения, нет объективного объяснения существованию двух модулей упругости материала в нормативном документе по проектированию деревянных конструкций. Обоснование модуля упругости, зависящего от расчетного сопротивления древесины, в расчетах элементов по деформированной схеме, с исторической позиции, в оправдание устаревшего метода расчета ненаучно.

Суть вопроса

В Украине происходит замена прежней нормативной базы по проектированию деревянных конструкций на новую, и желательно, чтобы спорные и неопределенные положения предыдущих норм (СНиП II-25-80) не вошли в содержание новых национальных нормативных документов. Суть вопроса заключается в присутствии в нормах проектирования искусственного модуля упругости древесины. Вот как это положение сформулировано в нормах, цитируем: “Модуль упругости древесины при расчете по предельным состояниям второй группы следует принимать равным: вдоль волокон $E=10000$ МПа; ...”. “Модуль упругости древесины

в расчетах конструкций на устойчивость и по деформированной схеме следует принимать равным $E'=300R_c$ (R_c – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон), ...”. Таким образом, появились два модуля упругости материала, что требует глубокого научного обоснования.

Автор рассуждает о модулях упругости древесины в двух разных расчетах конструкций с позиции исторической и физической. Конкретно речь идет о расчете элементов, работающих на сжатие с изгибом. Относительно расчета на прочность по деформированной схеме свои соображения, с методологической точки зрения, автор изложил в [1].

Расчет по деформациям. Модуль E

Нормативный метод расчета сжато-изгибаемых элементов основан на теории краевых напряжений проф. К. С. Завриева, разработанной в далекие тридцатые годы прошлого столетия, которая дает менее точный результат по сравнению с теорией устойчивости Свенцицкого Г. В., предложенной в то же самое время. По соображению авторов первого нормативного документа по проектированию деревянных конструкций (ОСТ 90001-38), метод на основе теории краевых напряжений оказался более простым. Подробно характеристика нормативного метода расчета с позиции его теоретического качества и соответствия его математической формализации физическому явлению, происходящему в деревянных элементах при одновременном изгибе и сжатии, рассмотрены в [2, 3, 4].

В контексте статьи надо вспомнить некоторые положения теории краевых напряжений, в соответствии с которой эти напряжения равны:

$$\sigma_{кр} = N/A + (M_q + N \cdot y)/W \quad (1)$$

В (1) y – прогиб элемента, который складывается в деформированной схеме из прогиба y_q от поперечной нагрузки и дополнительного прогиба y_N от дополнительного изгибающего момента $N \cdot y_q$. В выводе теории прогиб y в состоянии статического равновесия элемента находился из решения дифференциального уравнения перемещений изгибаемого элемента:

$$d^2y/dx^2 = -M_x/EI \quad (2)$$

с вычисленной изгибной жесткости элемента по модулю упругости E .

В то время, когда разрабатывалась теория краевых напряжений, было представление только об одном модуле упругости древесины с соотношением его к временному сопротивлению древесины сжатию вдоль волокон (по А. Б. Губенко) $E/R_{сп} \approx 310$.

В теории краевых напряжений вычисление прогиба элемента в деформированной схеме выполняется по приближенной формуле:

$$y_D = y_q / (1 - N / N_{Э}), \quad (3)$$

в которой сила Эйлера $N_{Э} = \pi^2 EI / l^2$ находится с использованием того же модуля упругости древесины E .

Формула (1) приобрела вид:

$$\sigma_{кр} = N / A_{расч} + M_q / [W_{расч} (1 - N / N_{кр})], \quad (4)$$

а с заменой $(1 - N / N_{кр})$ на коэффициент ξ формула (1) получила вид, приведенный в нормах проектирования:

$$\frac{N}{A_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_c, \quad (5)$$

в которой $M_D = M_q / \xi$.

Таким образом, в теории краевых напряжений и в нормативном методе расчета элементов по предельному состоянию первой группы с учетом деформированной схемы используется модуль упругости древесины E . Оказывается, следовательно, что нормативный метод расчета сжато-изгибаемых элементов вошел в противоречие с положением в приведенной выше цитате из норм.

Что такое деформированная схема элемента или конструкции, нормы проектирования не объясняют. Это, по мнению автора, является недостатком норм. Пользователь норм не должен строить догадки о том, что означает деформированная схема.

Расчет по прочности. Модуль E'

Пособие к нормам проектирования [5] тоже не объясняет суть деформированной схемы, в п. 4.11 повторяются положения теории краевых напряжений. Однако в п. 4.1 опять говорится о двух модулях упругости древесины. Цитируем: “Следовательно, надо различать нормируемые значения модулей упругости древесины при расчете: по предельным состояниям первой группы E' ; по предельным состояниям второй группы E ”. Из равенства $E' / R_c = \bar{E} / R_{сп}$ с учетом того, что сейчас соотношение кратковременного модуля упругости \bar{E} к временному сопротивлению сжатию $R_{сп}$ составило $\bar{E} / R_{сп} = 300$, соотношение $E' / R_c = 300$. То есть, модуль упругости древесины зависит от расчетного

сопротивления древесины сжатию вдоль волокон. Как это понять с физической точки зрения? Расчетное сопротивление назначается в пределах упругой работы древесины. Упругопластическая работа древесины появляется в сжатых элементах и учитывается при их расчете на устойчивость. В п. 4.2 Пособия говорится о том, что расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность и на устойчивость плоской формы деформирования производится по упругой стадии работы. Уже упоминаемый п. 4.1 Пособия начинается со следующего положения: “В расчетах элементов на прочность по деформированной схеме и на устойчивость используется параметр жесткости EF ”. Приведенные цитаты противоречат друг другу. С физической точки зрения, непонятно, как модуль E становится переменным при различных R_c , когда сейчас нормы рассматривают три сорта цельной и клееной древесины. Подобные представления о модуле упругости древесины требует серьезного обоснования.

Модуль Томаса Юнга характеризует модуль упругости как фундаментальное свойство конструкционного материала. Соглашаемся с тем, что физический смысл модуля упругости даже сейчас, не говоря уже про время Т. Юнга, есть чем-то очевидным. Сам Т. Юнг дал следующее определение модуля упругости: “Модуль упругости всякого вещества представляет собой столбик этого вещества, способный вызвать давление на свое основание, которое так относится к весу, как длина столбика к уменьшению его длины”.

Модули деформаций древесины

В [6] рассматривается модуль длительной деформации E_{dl} при разработке методики расчета конструкций на длительные воздействия нагрузок. Базой для вычисления E_{dl} является величина и режим изменения во времени напряжений $\sigma(t)$ и значения относительных деформаций $\varepsilon(t_0, t)$:

$$E_{dl}(t_0, t) = \sigma(t) / \varepsilon(t_0, t). \quad (6)$$

Тут есть обоснование модуля E_{dl} с физической позиции. Подобного обоснования нет в рекомендации норм проектирования относительно модуля упругости $E' = 300R_c$, определяемого в зависимости от расчетного сопротивления материала. В нормах не отражено то, о чем говорится в [6]: длительный модуль деформации используется в нелинейных расчетах статически неопределимых деревянных конструкций на длительные нагрузки. В [6] рассматривается мгновенный начальный модуль деформации, равный $E_0 = 1,48 \cdot 10^4$ МПа, и константа $H = 10^4$ МПа, имеющая физический смысл длительного модуля деформации. При напряжениях $\sigma < \sigma_{dl}$ при сколь угодно большой продолжительности действия нагрузки

модуль деформации $H = \sigma_{\text{дл}}/\varepsilon - \text{const}$. При $\sigma > (E_0/H)\sigma_{\text{дл}}$ наблюдается установившаяся ползучесть и деформации становятся необратимыми. В этом случае $\varepsilon = (R_{\text{сп}} - \sigma_{\text{дл}})/B$. Вводится модуль деформации при их критическом нарастании, равный $B = (R_{\text{сп}} - \sigma_{\text{дл}})/\varepsilon_2 - \text{const}$.

Константа H в соответствии с нормами проектирования есть модуль упругости E . С физической точки зрения, в расчетах деревянных конструкций нет оснований к изменению этой константы, “привязывая” ее к R_c .

Искусственность модуля упругости E'

Вернемся к теории краевых напряжений. Представление о модуле упругости E' в расчете по деформируемой схеме требует использования его в теории краевых напряжений. Это приводит к решению, существенно отличающемуся от того, что дают нормы проектирования. Коэффициент $\xi = 1 - N/N_3$ становится зависимым от Эйлеровой силы в соответствии с изменением модуля E' . Для разных сортов древесины изменение N_3 находится в широком диапазоне. Использование теории краевых напряжений без внесения в нее уточнений, вызванных переменным модулем упругости в N_3 , дает конечный результат с разной мерой приближенности расчета как в сторону запаса, так и в сторону недостаточности прочности элементов из древесины разного сорта. Остается вопрос: с каким намерением введен модуль упругости E' ? В Пособии [5] ответа нет, в нем не объясняется, каким образом использовать параметр жесткости $E'I$ в расчетах сжато-изгибаемых элементов на прочность по деформируемой схеме. В п. 4.2 отмечается, что расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность выполняется в упругой стадии работы клееной и цельной древесины. В связи с этим появление модуля E' входит в противоречие с расчетом конструкций по методу предельных состояний.

Дальше в п. 6.29 Пособия содержится указание о том, что перемещения узлов ферм с учетом податливости соединений должны выполняться с введением в известные формулы строительной механики приведенного модуля упругости $E'_{\text{нр}}$, который находится в зависимости от E' . Не дается объяснение, для чего нужно устанавливать перемещение узлов. Допускаем – необходимостью установления деформированной схемы, что важно для ферм с неразрезным верхним поясом, в которых распределение усилий в панелях в деформированной схеме отличается от распределения усилий в

изначальной геометрической схеме. При этом нормами проектирования перемещение узлов ограничивается, и, по сути, этот расчет есть проверкой по второму предельному состоянию, который выполняется с использованием в формуле Мора жесткости стержней EA . Зачем в однотипных расчетах конструкций применять модули упругости древесины, отличающиеся между собой в 2...4 раза? Соответственно этому отличаются между собой деформированные схемы конструкций. Остается вопрос: как объяснить изменение модуля упругости древесины в конструкциях при расчетах их на прочность и по деформациям в пределах упругой работы материала?

В нормах проектирования конкретное указание о расчете по деформированной схеме касается расчета на прочность только элементов, работающих на сжатие с изгибом и внецентренно сжатых¹. В формуле (5) изгибающий момент M_d заменяет теоретически точный момент M_q+N из формулы (1). Теория краевых напряжений не дает точного решения прогиба u_d по формуле (3). В [1], с методологической позиции, выказано замечание о возможности не использовать формулу $\xi = \left(1 - N / N_{кр}\right) = 1 - \left(N / \left(\varphi \cdot R_c \cdot A_{бр}\right)\right)$ на всем диапазоне гибкостей сжато-изгибаемых элементов в плоскости изгиба, когда в реальных элементах, например, в панелях ферм из клееной древесины, появляются случаи, когда коэффициент φ ставится больше единицы. Подобный методологический диссонанс вызывает серьезную претензию к нормативному методу расчета, с точки зрения философии техники, при несовпадении математической формализации расчета с физическим явлением [3, 4].

В [7] оправдание тому, что вместо точного решения для прогиба u принято приближенное решение для u_d по теории Завриева К. С. [8], объясняется сложностью интегрирования дифференциального уравнения оси сжато-изогнутого элемента в деформированной схеме. Сейчас нет практических трудностей в использовании точного расчета методом начальных параметров. Применение приближенного метода с серьезной к нему методологической претензией [4] представляется анахронизмом.

¹В [3] высказано сомнение в возможности распространения метода расчета сжато-изогнутых элементов на элементы внецентренно сжатые, поскольку физическое явление в них не отвечает деформировано-напряженному состоянию на основе теории краевых напряжений.

Точный метод расчета сжато-изогнутого элемента

Дифференциальное уравнение изгиба сжато-изогнутого линейно упругого элемента при постоянной жесткости имеет вид:

$$EI \cdot y^{IV} + N \cdot y'' = q(x). \quad (7)$$

Дифференциальное уравнение изгибных перемещений сжато-изогнутого стержня с произвольными условиями закрепления концов имеет вид:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + k^2 \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{q(x)}{EI}, \quad (8)$$

а его решение –

$$y \leq C_1 \cdot \sin kx + C_2 \cdot \cos kx + C_3 \cdot x + C \cdot y + y. \quad (9)$$

В формулах (8) и (9), соответственно, $k^2=N/EI$ и $k = \sqrt{N/EI}$ с использованием в параметре k модуля упругости E .

В отличие от теории краевых напряжений, в которой изгибные перемещения по формуле (2) записаны без учета продольного усилия, в точном методе оно учитывается. При этом продольным обжатием стержня пренебрегли; материал считается линейно упругим, т.е. $\sigma=E\varepsilon$; сохраняется гипотеза плоских сечений; плоская форма изгиба считается обеспеченной.

В решениях уравнения (8) для y и M в форме метода начальных параметров (эти решения приведены в [9]) содержится параметр $l \cdot \sqrt{N/EI}$, связывающий продольное сжимающее усилие с изгибной жесткостью стержня. В этом принципиальное отличие точного метода от приближенного нормативного. Главное, в контексте статьи, в обоих методах расчета сжато-изогнутых элементов на прочность по деформированной схеме используется их жесткость EI . Нет места изменению модуля упругости древесины на E' .

Заключение

В пособии [5] в примере на стр. 44, в расчете изгибающего момента в деформированной схеме сжато-изогнутого элемента используется жесткость EI ; Модуль упругости E' не упоминается. Вопрос о практическом смысле этого модуля упругости остался открытым.

В статье рассмотрены отдельные факты, которые в отрыве друг от друга могут быть оценены как признаки позитивизма в научном познании, результатом которого есть расчет конструкций. Но как раз метод расчета конструкций с соблюдением в древесине закона упругости объединяет эти

факты и позволяет сделать заключение: появление в древесине модуля упругости $E'=300R_c$ является противоестественным.

Література

- [1] Клименко В. З. Феноменологический подход к расчету сжато-изогнутых деревянных элементов / В. З. Клименко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №1. – С. 7–11.
- [2] Клименко В. З. Развитие метода расчета сжато-изогнутых элементов в историческом аспекте / В. З. Клименко // 36. наук. праць УкрНДІ-проектстальконструкція ім. В.М. Шимановського.– К.: Сталь, 2010 – Вип. 5. – С. 130–139.
- [3] Клименко В. З. Устранение методологического диссонанса в расчете деревянных элементов, работающих на изгиб со сжатием / В. З. Клименко // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – №2. – С. 41–44.
- [4] Клименко В. З. Философская и методологическая основы расчета сжато-изгибаемых элементов деревянных конструкций / Современные металлические и деревянные конструкции : сб. науч. тр. междунар. симпоз. – Брест, 2009. – С. 119–122.
- [5] Пособие по проектированию деревянных конструкций : пособие к СНиП II-25-80. – М. : Стройиздат, 1986. – 216 с.
- [6] Пятикristовский К. П. Обоснование зависимостей между интенсивностями напряжений и деформаций для нелинейного расчета деревянных конструкций / К. П. Пятикristовский, К. С. Хунагов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №1. – С. 62–69.
- [7] Курс деревянных конструкций : Ч. 1 / [Карлсен Г. Г. и др]. – М. ; Л. : СИ, 1942. – 634 с.
- [8] Завриев К. С. Расчет стержней на одновременное действие изгиба и осевого сжатия / К. С. Завриев. – Тифлис : Гос. изд-во Грузии, 1932. – 215 с.
- [9] Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. Ч. II / [Под редакцией А. А. Уманского]. – М., Стройиздат, 1973. — 415 с.

Надійшла до редколегії 22.07.2011 р.

УДК 539.3

Динамічні процеси в лопатях вітроенергетичних установок

^{1,2}Гуляєв В. І., д.т.н., ¹Гловач Л. В., к.т.н.

¹Національний транспортний університет, Україна
²ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. Поставлено задачу про динамічний розрахунок конструкції вітроенергетичної установки за інтегрованою розрахунковою схемою. Побудовано розв'язувальні рівняння з урахуванням сил тяжіння, аеродинамічних сил і гіроскопічних сил інерції. Розроблено методику розрахунку.

Аннотация. Поставлена задача о динамическом расчете конструкции ветроэнергетической установки с применением интегрированной расчетной схемы. Построены разрешающие уравнения с учетом сил тяжести, аэродинамических и гироскопических сил инерции. Разработана методика расчета.

Abstract. The problem on dynamic calculation of a wind power station structure is stated with the use of integrated design scheme. The constitutive equations are constructed with taking into account gravity forces, aerodynamic and gyroscopic inertia forces. The calculation techniques are elaborated.

Ключові слова. Вітроенергетична установка, лопаті, сили інерції, коливання.

Вступ. Виробництво енергії на базі традиційних вугільних та нафтогазових палив веде до забруднення навколишнього середовища твердими частинками, перегріву поверхні землі та утворення великої кількості вуглекислого газу. Це загрожує глобальними порушеннями природної теплової рівноваги з відповідними наслідками для клімату й життя на планеті. До того ж людство використовує для задоволення прямих потреб 2% ресурсів, що видобуваються, інші 98% йдуть на виробництво засобів виробництва й на відходи. Що ж до атомної енергетики, то її недоліки пов'язані з необхідністю перероблення і поховання відпрацьованого палива, а також із небезпекою аварій [1].

Названі чинники стимулювали в 70-х роках двадцятого століття в економічно розвинених країнах широкомасштабні розроблення способів отримання енергії від відновлюваних джерел, таких, як сонце, вітер, біомаса, геотермальні води. Більше того, незалежно від ставлення до атомної енергетики енергетичні програми багатьох країн на сьогодні містять пункти щодо розвитку енергетики на відновлювальних джерелах енергії, так і пункти стосовно підвищення ефективності використання енергії.

Одним із найбільш перспективних способів отримання енергії від відновлюваних джерел є застосування енергії вітру. Вітроенергетичні

установки (ВЕУ) досягли сьогодні рівня комерційної зрілості й у місцях зі сприятливими швидкостями вітру можуть конкурувати з традиційними джерелами електропостачання. З усіляких пристроїв, що перетворюють енергію вітру в механічну роботу, у переважній більшості випадків використовуються лопатеві машини з горизонтальним валом, установлюваним за напрямком вітру. Набагато рідше застосовуються пристрої з вертикальним валом.

Річний приріст енергії, одержуваної останнім часом у Європі за допомогою ВЕУ, перевищує 30%. Настільки потужне зростання спричинене збільшенням кількості подібних установок і підвищенням їх потужності. Стрімкий розвиток технології виробництва напівпровідників, зниження рівня втрат силових ключів і підвищення їх ефективності, поява нових засобів моделювання й проектування дає змогу створювати перетворювачі з унікальними техніко-економічними показниками.

Збільшення потужності силових ключів і постійне прагнення до зниження їх малогабаритних показників перетворюють розроблення конструкції силових перетворювачів на один із найскладніших етапів проектування. Це повною мірою стосується конвекторів вітротурбін – одного з найбільш енергонасичених виробів силової електроніки. Загальні підходи до проектування ВЕУ, у принципі, застосовні до всіх виробів силової електроніки, тому на прикладі перетворювачів ВЕУ можна простежити основні тенденції її розвитку.

Одна з основних перешкод розвитку вітроенергетичних установок пов'язана з труднощами моделювання їх динамічної поведінки. Адже в процесі експлуатації конструкції ВЕУ піддаються впливу різного роду динамічних навантажень, основними з яких є вітрові навантаження і сили інерції обертального руху лопатей. Їх вплив на коливання конструкції ВЕУ аналізується в [2–4]. Однак, як показано в [5–6], особливі динамічні ефекти в лопатях (і вежі ВЕУ) виникають при складному обертанні ротора, коли його вісь під дією вітрового потоку розвертається. Вплив цих ефектів на загальну міцність і динамічну поведінку ВЕУ залишаються мало вивченими до цього часу. Враховуючи порівняно високу частоту виникнення непередбачених поломок ВЕУ, можна зробити висновок, що проблема теоретичного моделювання їх динаміки є актуальною.

Постановка задачі. Одним із найнебезпечніших видів навантажень, котре діє на лопать ВЕУ, є гіроскопічна сила інерції, викликана її складним обертанням. Такий вид навантаження реалізується, коли під дією вітрового потоку, що змінює свій напрям, вісь ротора повертається, і лопать починає обертатися відносно двох осей одночасно. Тоді на елемент лопаті довжиною dr діє періодична гіроскопічна сила:

$$dF = 2r\omega\omega_0 \sin \omega t \gamma dr, \quad (1)$$

де γ – погонна густина лопаті, r – відстань від осі обертання ротора до елемента, що розглядається.

Оскільки ця сила діє з частотою ω , то при її наближенні до частоти власних коливань лопаті виникають резонансні ефекти. Збуджені ними коливання через втулку лопаті передаються і на башту, тому вони можуть привести до руйнування не тільки лопатей, але і всієї конструкції ВЕУ.

Найбільш ефективним для дослідження динаміки всієї конструкції башти ВЕУ є метод скінченних елементів. Проте конструкція лопатей має таку форму та піддається впливу гіроскопічних сил інерції, які затрудняють застосування скінченно-елементних моделей. Тому для їх розрахунку доцільно застосовувати особливий обчислювальний блок.

Розглядаючи рівновагу деякої ділянки пружного криволінійного та закрученого елемента лопаті, можна записати два векторних рівняння:

$$\frac{d\vec{F}}{ds} = -\vec{f}, \quad \frac{d\vec{M}}{ds} = -\vec{\tau} \times \vec{F} - \vec{m}, \quad (2)$$

які інваріантні відносно будь-якої системи координат.

Тут \vec{F} і \vec{M} – відповідно, вектори внутрішніх пружних сил і моментів; \vec{f} та \vec{m} – вектори зовнішніх погонного навантаження і погонного моменту; $\vec{\tau}$ – одиничний вектор, дотичний до пружної осі; S – довжина дуги пружної лінії.

В проекціях на осі головного тригранника, утвореного віссю W , що спрямована по дотичній до пружної лінії лопаті ВЕУ, та головними осями інерції стержня u і v , запишемо систему рівнянь рівноваги сил

$$\begin{aligned} dF_u/ds &= -qF_w + rF_v - f_u, \\ dF_v/ds &= -rF_u + pF_w - f_v, \\ dF_w/ds &= -pF_v + qF_u - f_w \end{aligned} \quad (3)$$

і моментів

$$\begin{aligned} dM_u/ds &= -qM_w + rM_v + F_v - m_u, \\ dM_v/ds &= -rM_u + pM_w - F_u - m_v, \\ dM_w/ds &= -pM_v + qM_u - m_w. \end{aligned} \quad (4)$$

Тут F_u й F_v – сили поперечного перерізу; F_w – поздовжня сила; M_u та M_v – згинні моменти; M_w – крутний момент; f_u і f_v – зовнішні розподілені поперечні навантаження; m_u , m_v і m_w – зовнішні розподілені згинні і крутні моменти, що виникають під дією аеродинамічних сил; p , q , r – функції кривини й кручення лопатей у деформованому стані.

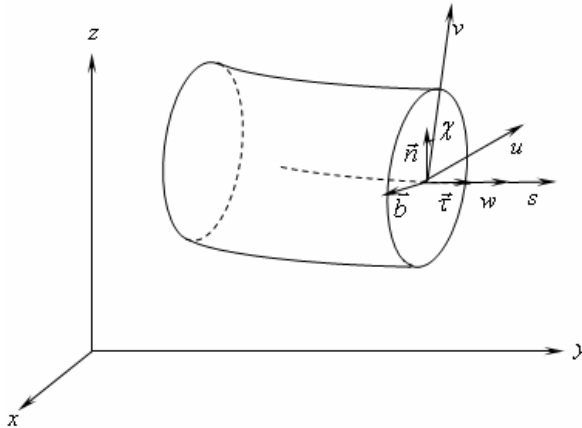


Рис. 1. Схема орієнтації осей u, v, w та рухомого триєдра

Враховуючи, що осі головного тригранника (u, v, w) є головними осями згину та кручення елемента стержня, проекції M_u, M_v, M_w головного моменту M внутрішніх сил представимо у вигляді:

$$M_u = A(p - p_0), \quad M_v = B(q - q_0), \quad M_w = C(r - r_0), \quad (5)$$

де p, q, r – функції кривизни й кручення стержня в деформованому стані; p_0, q_0, r_0 – ці ж функції у вихідному недеформованому стані; A, B, C – жорсткості при згині й крученні.

Для обчислення A, B, C випишемо рівності:

$$A = E I_u, \quad B = E I_v, \quad C = G I_k, \quad (6)$$

де E – модуль пружності матеріалу лопаті; G – модуль зсуву; I_u, I_v – моменти інерції площі поперечного перерізу лопаті відносно осей u, v ; I_k – полярний момент інерції перерізу.

Якщо у виразах для $\vec{f}, \vec{F}, \vec{m}$ та \vec{M} врахувати інерційні навантаження, то система рівнянь (3) і (4) буде описувати рух елемента лопаті у загальному випадку.

Ці рівняння є основою для різних досліджень складних коливань лопаті. З них можна одержати також рівняння для більш простих частинних випадків. Приймаючи, наприклад, $M_u = M_w = 0$, одержимо рівняння згину в площині найменшої жорсткості. При $M_w = 0$ матимемо систему рівнянь для розрахунку сумісних згинних коливань у двох площинах закрученої лопаті:

$$\begin{aligned} dF_u/ds + qF_w - rF_v &= -f_u, & dM_u/ds - rM_v &= F_v - m_u, \\ dF_v/ds + rF_u - pF_w &= -f_v, & dM_v/ds + rM_u &= -F_u - m_v. \end{aligned} \quad (7)$$

Із останнього рівняння системи (4) одержимо співвідношення:

$$dM_w/ds = -(pM_v - qM_u) - m_w, \quad (8)$$

яке визначає крутні моменти, що діють на елемент лопаті.

Дія на лопать аеродинамічних сил. Для розрахунку вимушених коливань лопаті необхідно визначити аеродинамічні навантаження, під дією яких виникають ці коливання.

Відправними формулами для визначення погонного аеродинамічного навантаження є досить відомі вирази:

$$Y = c_y \frac{\rho U^2}{2} b, \quad (9)$$

$$X = c_x \frac{\rho U^2}{2} b, \quad (10)$$

де ρ – густина повітря; b – хорда профілю; U – швидкість потоку, що набігає на профіль; c_y , c_x – коефіцієнти підйомної сили та лобового опору, які залежать в свою чергу, від кута атаки α , форми профілю і стану поверхні відсіку.

У цих виразах наперед відомі лише густина повітря ρ та хорда b . Визначимо швидкості і кути атаки. Задачу вирішимо шляхом декількох послідовних переходів. Перший етап – розклад вектора швидкості насуваючого потоку на дві складові – перпендикулярну V_n і паралельну V_t площині обертання гвинта:

$$V_n = V \sin \alpha_{н.зв.}, \quad V_t = V \cos \alpha_{н.зв.} \quad (11)$$

Тут $\alpha_{н.зв.}$ – кут атаки несучого гвинта – кут між вектором швидкості насуваючого потоку і площиною обертання.

Наступний крок – розклад компонента швидкості V_t на дві складові – перпендикулярну V_t'' і паралельну V_t' проєкції осі лопаті на площину обертання. Ці компоненти мають вигляд:

$$\begin{aligned} V_t' &= V_t \sin \psi = V \cos \alpha_{н.зв.} \sin \psi, \\ V_t'' &= V_t \cos \psi = V \cos \alpha_{н.зв.} \cos \psi, \end{aligned} \quad (12)$$

де ψ – азимут лопаті.

З урахуванням обертання лопаті повна величина складової швидкості, перпендикулярної до проєкції осі лопаті на площину обертання гвинта, складе:

$$V_t^* = \omega r + V_t'' = \omega r + V \cos \alpha_{н.зв.} \sin \psi. \quad (13)$$

Знайдемо тепер швидкості в площині, перпендикулярній до осі лопаті. Нормаль до цієї площини складає з площиною обертання кут β_r , який можна вважати малим, тому

$$\cos \beta_r \approx 1, \quad \sin \beta_r \approx \operatorname{tg} \beta_r = y'. \quad (14)$$

У цій площині проведемо дві осі – вісь Ox , паралельну площині обертання, і вісь Oy – перпендикулярну до неї. Тоді проєкції швидкості потоку відносно профілю на ці осі

$$U_x = V_t^* = \omega r + V \cos \alpha_{н.зв.} \sin \psi, \quad (15)$$

$$U_y = V_n \cos \beta_r - V_t' \sin \beta_r - \frac{\partial y}{\partial t} - v_i \approx V_n - V_t' \beta_r - \frac{\partial y}{\partial t} - v_i. \quad (16)$$

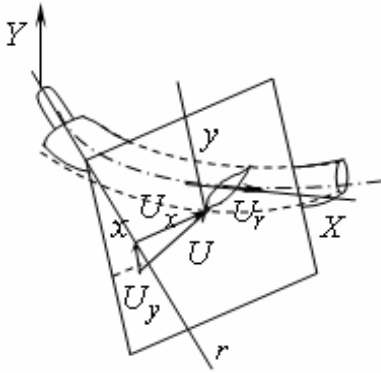


Рис. 2. Схема лопаті

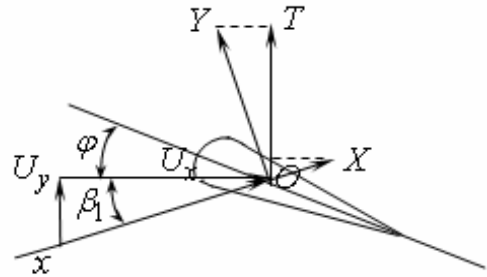


Рис. 3. Поперечний переріз лопаті

У деяких випадках зручно використовувати коефіцієнти режиму роботи μ та протікання λ , які застосовуються в аеродинаміці гвинта:

$$\mu = \frac{V \cos \alpha_{н.зб.}}{\omega R}, \quad \lambda = \mu \operatorname{tg} \alpha_{н.зб.} - \frac{v_i}{\omega R}.$$

Перетворивши праві частини рівностей (15), (16), отримаємо

$$U_x = \omega R(r + \mu \sin \psi), \quad (18)$$

$$U_y = \omega R \left(\lambda - \mu \cos \psi \frac{\partial y}{\partial r} - \frac{1}{\omega R} \frac{\partial y}{\partial t} \right). \quad (19)$$

Відмітимо, що повна швидкість повітря відносно профілю складається з двох компонент U_x , U_y і третього, перпендикулярного до них і направлено по дотичній до пружної осі лопаті, компонента U_r (див. рис. 2). Однак часто цим компонентом нехтують.

Вихрова теорія аеродинаміки лопатей має свої особливості. Величини індуктивних швидкостей залежать від розміщення та інтенсивності вихрів. Структура вихрів залежить від розподілу аеродинамічного навантаження, яке, в свою чергу, поряд з іншими факторами, визначається розподілом індуктивних швидкостей. Таким чином, розрахунок індуктивних швидкостей нерозривно пов'язаний з розрахунком аеродинамічного навантаження. Якщо величина аеродинамічного навантаження визначається без урахування згинних та крутильних коливань лопаті, то можливі суттєві помилки. Тому в загальному випадку необхідно спільно вирішувати три задачі – визначення коливань лопаті, аеродинамічного

навантаження та індуктивних швидкостей. Зазвичай у розрахунках при великих швидкостях польоту індуктивна швидкість вважається сталою за радіусом та азимутом і визначається на основі відомої формули Глауерта:

$$\frac{v_i}{\omega R} = \frac{c_\tau}{4\sqrt{\mu^2 + \lambda^2}}.$$

Кут атаки перерізу, як видно з рис. 3, представляє собою суму:

$$\alpha = \beta_1 + \varphi \quad (20)$$

де β_1 – кут притоку; φ – кут встановлення лопаті.

Кут притоку визначається, в свою чергу, співвідношеннями:

$$\operatorname{tg} \beta_1 = U_y / U_x; \quad \cos \beta_1 = U_x / U; \quad \sin \beta_1 = U_y / U, \quad (21)$$

тобто розглянутими вище швидкостями U_x та U_y . Кут встановлення представляє собою суму:

$$\varphi = \sigma_{a.n.} + \chi\beta_0 + \mathcal{G}_{кр}, \quad (22)$$

де $\sigma_{a.n.}$ – кут встановлення, обумовлений положенням автомата перекосу; $\chi\beta_0$ – кут встановлення від дії компенсатора взмаху з коефіцієнтом χ ; $\beta_0 = \frac{\partial y}{\partial r} \Big|_{r=0}$ – кут повороту комлевого перерізу;

$\mathcal{G}_{кр}$ – кут, отриманий в результаті кручення лопаті в польоті під дією прикладеного до лопаті крутного моменту.

Таким чином, для визначення кутів встановлення лопаті необхідно виконати аеродинамічний розрахунок, розрахунок балансування і розрахунок кручення лопаті. Часто крученням лопаті нехтують, а аеродинамічний розрахунок і розрахунок балансування здійснюють із припущенням, що лопаті гвинта є абсолютно жорсткими на згин та на кручення.

Висновки. В роботі проведено аналіз основних факторів, які впливають на динамічну поведінку і міцність вітроенергетичних установок. Зроблено висновки про необхідність комплексного підходу до розрахунку конструкцій ВЕУ з урахуванням їх попереднього напруження силами інерції і гіроскопічної взаємодії обертальних та лінійних видів руху.

Література

- [1] Берковский Б. М. Возобновляемые источники энергии на службе человека / Б. М Берковский, В. А. Кузьминов. – М. : Наука, 1987. – 128 с.
- [2] Шефтер Я. И. Ветронасосные и ветроэлектрические агрегаты / Я. И. Шефтер, И. В. Рождественский. – М. : КОЛОС, 1967. – 376 с.
- [3] Харитонов В. П. Автономные ветроэлектрические установки / В. П. Харитонов – М. : ГНУ ВИЭСХ, 2006. – 273 с.
- [4] Ляхтер В. М. Ветровые станции большой мощности. Обзорная информация / В. М. Ліхтер. – М. : Информэнерго, 1987. – 72 с.
- [5] Гуляев В. И. Колебания криволинейных закрученных лопастей при сложном вращении / В. И Гуляев, С. Н Худолий // Прикладная механика. – 2005. – № 4. – С. 126–132.
- [6] Гловач Л. В. Комп'ютерне моделювання динаміки лопатей вітроенергетичних установок / Л. В. Головач, В. П. Носенко // Опір матеріалів і теорія споруд. – 2010. – № 85 – С. 143–152.

Надійшла до редколегії 10.07.2011 р.

УДК 539.3

Компьютерное моделирование операции спуска буровой колонны в криволинейной скважине с локальными спиральными несовершенствами

Худолий С. Н., к.т.н.

Национальный транспортный университет,
ООО «Украинский институт стальных конструкций имени В.Н. Шимановского»,
Украина

Аннотация. На основе соотношений теории гибких криволинейных стержней поставлена задача об упругом изгибании буровой колонны в канале криволинейной скважины. Предложена методика решения. Исследуется чувствительность сил сопротивления перемещению колонны к дополнительным геометрическим искажениям осевой линии скважины.

Анотація. На основі співвідношень теорії гнучких криволінійних стрижнів поставлено задачу про пружне згинання бурової колони в каналі криволінійної свердловини. Запропоновано методику розв'язання. Досліджується чутливість сил опору переміщенню колони до додаткових геометричних спотворень осевої лінії свердловини.

Abstract. The problem about elastic bending of a drill string in the channel of a curvilinear bore-hole is stated on the basis of the theory of flexible curvilinear rods. The techniques for its solving are proposed. The resistance force sensitivity to the drill string moving inside the bore-hole with additional geometrical imperfections of its axial line is analysed.

Ключевые слова. Буровая колонна, криволинейная скважина, геометрические несовершенства, силы сопротивления, чувствительность.

Введение. Создание криволинейных наклонно-направленных и горизонтальных скважин с большим удалением от буровой установки, а также проходка боковых стволов, ответвляющихся от существующих вертикальных скважин, позволяет не только осуществлять прицельное достижение удаленных подземных месторождений нефти и газа, но и существенно повысить дебет скважины и полноту отбора топлива. Так, для вертикальных скважин удается извлечь всего лишь до 37% объема топлива, для криволинейных скважин этот показатель увеличивается до 55%. Однако технологии бурения криволинейных скважин связаны с повышенной аварийностью и число безаварийных пробуренных в мире скважин составляет только 67% [1]. Поэтому проблема практического внедрения технологий бурения глубоких скважин различной пространственной ориентации сопряжена с необходимостью теоретического моделирования механических явлений, сопутствующих бурению, с целью предупреждения аварийных режимов.

Для глубоких скважин с гладкой осевой линией, в силу их большой длины и сравнительно малой кривизны, внутренние упругие моменты в трубе БК, а также вызванные ими внешние распределенные контактные и фрикционные силы сравнительно невелики. Поэтому для определения внешних сил, действующих на элементы БК, могут быть использованы упрощенные расчетные схемы, основанные на пренебрежении силами упругости и применении теории абсолютно гибких нитей. В настоящее время проектирование глубоких криволинейных скважин осуществляется на базе такого подхода [1–2].

При бурении криволинейных скважин часто возникают ситуации, когда вследствие резкого нарушения однородности тектонической структуры или технологии бурения траектория скважины отклоняется от проектной, и на ней возникают локальные геометрические несовершенства. В их зоне БК подвергается дополнительному упругому изгибанию, в результате чего увеличиваются распределенные силы контактного и фрикционного взаимодействия, и может наступить аварийный эффект фрикционного прихвата колонны (утраты подвижности БК относительно скважины). Прогнозирование этих эффектов с помощью теории абсолютно гибких нитей невозможно.

Практическое внедрение технологии бурения скважин сложной пространственной ориентации требуют соответствующего математического моделирования для проектирования их траекторий и использования современной техники и технологии для их прокладки. При этом наибольший интерес представляют вопросы определения внешних и внутренних сил, действующих на БК и способствующих ее прихвату в криволинейной скважине в процессах ее спуска, подъема и функционирования. В данной работе рассматриваются вопросы компьютерного моделирования механических явлений, возникающих при бурении криволинейных скважин. Предложена математическая модель, основанная на применении теории гибких криволинейных стержней [3–5].

Постановка задачи об упругом изгибании бурильной колонны в канале криволинейной скважины. Пусть БК находится в канале криволинейной скважины, осевая линия которой в декартовой прямоугольной системе координат $Oxyz$ определяется радиус-вектором

$$\vec{\rho} = \vec{\rho}(s), \quad (1)$$

где $\vec{\rho} = x\vec{i} + y\vec{j} + z\vec{k}$; $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ – орты системы $Oxyz$; s – параметр, измеряемый длиной осевой линии от некоторой начальной точки до текущей. Примем, что осевые линии БК и скважины совпадают.

Рассмотрим явление изгиба БК при ее движении в канале скважины в процессе бурения или выполнения спуско-подъемных операций. Будем считать, что радиусы кривизны R и кручения T кривой (1) настолько велики по сравнению с диаметром БК, что ее деформирование происходит в упругой стадии.

Напряженное состояние каждого условно выделенного элемента БК определяется главными векторами внутренних сил $\vec{F}(s)$ и моментов $\vec{M}(s)$ в сечениях БК и распределенными векторами внешних сил и моментов интенсивностью $\vec{f}(s)$ и $\vec{m}(s)$. Силы \vec{f} включают в себя силы тяжести $\vec{f}^{gr}(s)$, а также силы контактного взаимодействия $\vec{f}^c(s)$ и силы трения $\vec{f}^{fr}(s)$ между наружной поверхностью трубы БК и стенкой скважины. Внешний распределенный момент $\vec{m}(s)$ состоит только из момента сил трения $\vec{m}^{fr}(s)$. В связи с этим можно записать:

$$\vec{f} = \vec{f}^{gr} + \vec{f}^c + \vec{f}^{fr}, \quad \vec{m} = \vec{m}^{fr}. \quad (2)$$

Чтобы представить функции $\vec{F}(s)$, $\vec{M}(s)$ через деформации трубы БК, введем орты $\vec{\tau}$, \vec{n} , \vec{b} подвижного триэдра осевой линии БК [5]:

$$\vec{\tau} = \frac{d\vec{\rho}}{ds}, \quad \vec{n} = R \frac{d\vec{\tau}}{ds}, \quad \vec{b} = \vec{\tau} \times \vec{n}. \quad (3)$$

Используем также подвижную систему осей (u, v, w) , ось w которой направлена вдоль орта $\vec{\tau}$, а оси u, v ориентированы вдоль главных центральных осей инерции поперечного сечения БК.

Будем рассматривать векторы \vec{F} , \vec{M} в системе осей (u, v, w) . При определении F_u , F_v , F_w примем [5], что осевая линия трубчатого стержня БК нерастяжима. Тогда эти силы являются чисто статическими факторами и определяются из условий равновесия. Проекции M_u , M_v , M_w главного момента \vec{M} с помощью закона Гука представим в виде:

$$M_u = Ap, \quad M_v = Aq, \quad M_w = Cr. \quad (4)$$

Здесь $A = EI$, $C = GI_w$ – жесткости при изгибе и кручении; p , q , r – функции кривизны и кручения стержня.

Величины p , q , r выражаются через кривизну k_R , кручение k_T и угол χ между ортом \vec{n} и осью u [5, 6]:

$$p = k_R \sin \chi, \quad q = k_R \cos \chi, \quad r = k_T + \frac{d\chi}{ds}. \quad (5)$$

Действующие на элемент БК внешние и внутренние силы и моменты удовлетворяют уравнениям равновесия [2]:

$$\frac{d\vec{F}}{ds} = -\vec{f}, \quad \frac{d\vec{M}}{ds} = -\vec{\tau} \times \vec{F} - \vec{m}. \quad (7)$$

В связи с тем, что составляющие (4) момента \vec{M} выражены в системе осей (u, v, w) , поворачивающейся с изменением s , удобно векторные уравнения (7) также записывать в этой системе. Тогда полные производные $d\vec{F}/ds$, $d\vec{M}/ds$ можно представить в виде:

$$\frac{d\vec{F}}{ds} = \frac{\tilde{d}\vec{F}}{ds} + \vec{\omega}_\chi \times \vec{F}, \quad \frac{d\vec{M}}{ds} = \frac{\tilde{d}\vec{M}}{ds} + \vec{\omega}_\chi \times \vec{M}, \quad (8)$$

где значком \tilde{d} обозначена операция локального дифференцирования, $\vec{\omega}_\chi$ – вектор Дарбу, вычисляемый по формуле:

$$\vec{\omega}_\chi = k_R \vec{b} + \left(k_T + \frac{d\chi}{ds} \right) \vec{\tau}.$$

Этот вектор в системе координат (u, v, w) имеет компоненты p, q, r .

С учетом (8) представим уравнения (7) в виде:

$$\frac{\tilde{d}\vec{F}}{ds} = -\vec{\omega}_\chi \times \vec{F} - \vec{f}, \quad \frac{\tilde{d}\vec{M}}{ds} = -\vec{\omega}_\chi \times \vec{M} - \vec{\tau} \times \vec{F} - \vec{m}. \quad (9)$$

Обычно при решении прикладных задач для криволинейного стержня со сложным очертанием осевой линии трудно подобрать переменную s , параметризующую его геометрию, и вместо s приходится выбирать

некоторый безразмерный параметр \mathcal{G} . Тогда в вышеприведенных формулах можно перейти к новой переменной \mathcal{G} с помощью равенства $ds = Dd\mathcal{G}$, где D – метрический множитель, вычисляемый по формуле:

$$D = \sqrt{\dot{x}^2 + \dot{y}^2 + \dot{z}^2},$$

точкой над буквой обозначено дифференцирование по \mathcal{G} .

Используя формулы (4) и (5), уравнения (9) можно переписать в виде:

$$\begin{aligned} \frac{dF_u}{ds} &= r \cdot F_v - k_R \cos \chi \cdot F_w - f_u^{gr} - f_u^c, \\ \frac{dF_v}{ds} &= k_R \sin \chi \cdot F_w - r \cdot F_u - f_v^{gr} - f_v^c, \\ \frac{dF_w}{ds} &= k_R \cos \chi \cdot F_u - k_R \sin \chi \cdot F_v - f_w^{gr} - f_w^{fr}; \quad (10) \\ F_u &= -A \frac{dk_R}{ds} \cos \chi - Ak_R k_T \sin \chi + Ck_R r \sin \chi \\ F_v &= A \frac{dk_R}{ds} \sin \chi - Ak_R k_T \cos \chi + Ck_R r \cos \chi \\ \frac{dr}{ds} &= -\frac{m_w^{fr}}{C}. \end{aligned}$$

Эту систему дополним уравнением, которое можно получить из формулы (5):

$$\frac{d\chi}{ds} = r - k_T. \quad (11)$$

Продифференцируем по s обе части четвертого и пятого уравнений системы (10), после чего приравняем их правые части правым частям двух первых равенств этой системы, получим выражения для компонент внешней распределенной силы контактного взаимодействия:

$$\begin{aligned}
 f_u^c &= A \frac{d}{ds} \left(\frac{dk_R}{ds} \right) \cos \chi - Ak_R k_T^2 \cos \chi + Ck_R k_T r \cos \chi + 2A \frac{dk_R}{ds} k_T \sin \chi + \\
 &+ Ak_R \frac{dk_T}{ds} \sin \chi - C \frac{dk_R}{ds} r \sin \chi + m_w^{fr} k_R \sin \chi - F_w k_R \cos \chi - f_u^{gr}, \\
 f_v^c &= -A \frac{d}{ds} \left(\frac{dk_R}{ds} \right) \sin \chi + Ak_R k_T^2 \sin \chi - Ck_R k_T r \sin \chi + 2A \frac{dk_R}{ds} k_T \cos \chi + \\
 &+ Ak_R \frac{dk_T}{ds} \cos \chi - C \frac{dk_R}{ds} r \cos \chi + m_w^{fr} k_R \cos \chi + F_w k_R \sin \chi - f_v^{gr}
 \end{aligned} \tag{12}$$

Входящие сюда компоненты f_u^{gr} , f_v^{gr} , f_w^{gr} распределенных сил тяжести известны и определяются так:

$$\begin{aligned}
 f_u^{gr} &= -F(\gamma_{st} - \gamma_l)g(n_z \cos \chi + b_z \sin \chi) \\
 f_v^{gr} &= F(\gamma_{st} - \gamma_l)g(n_z \sin \chi - b_z \cos \chi) \\
 f_w^{gr} &= -F(\gamma_{st} - \gamma_l)g\tau_z,
 \end{aligned} \tag{13}$$

где F – площадь поперечного сечения трубы БК, γ_{st} – плотность материала трубы, γ_l – плотность промывочной жидкости.

Тогда величина полной силы контактного взаимодействия БК и стенки скважины подсчитывается по формуле $f^c = \sqrt{(f_u^c)^2 + (f_v^c)^2}$.

Будем считать, что при бурении и выполнении спуско-подъемных операций БК одновременно совершает осевое движение со скоростью w и вращается с угловой скоростью ω . Тогда полную силу трения $f^{fr} = \mu \cdot f^c$ можно разложить на две взаимно перпендикулярные составляющие:

$$\begin{aligned}
 f_w^{fr} &= \pm \mu \cdot f^c \frac{\dot{w}}{\sqrt{\dot{w}^2 + (\omega d / 2)^2}}, \\
 f_\omega^{fr} &= \pm \mu \cdot f^c \frac{\omega d}{2\sqrt{\dot{w}^2 + (\omega d / 2)^2}}
 \end{aligned} \tag{14}$$

которые пропорциональны соответствующим компонентам скоростей \dot{w} и $\omega d / 2$. Здесь μ – коэффициент трения, d – наружный диаметр трубы

БК. Первая из этих сил препятствует осевому движению БК, вторая направлена в окружном направлении и приводит к возникновению распределенного момента сил трения:

$$m_w^{fr} = f_w^{fr} \cdot \frac{d}{2} = \pm \mu \cdot f^c \frac{\omega d^2}{4\sqrt{\dot{w}^2 + (\omega d/2)^2}}. \quad (15)$$

Знаки « \pm » в формулах (14), (15) выбираются в зависимости от направлений движения и вращения БК. В выражении для f_w^{fr} знак « \rightarrow » соответствует процедуре подъема БК, знак « $+$ » – ее спуску и процессу бурения.

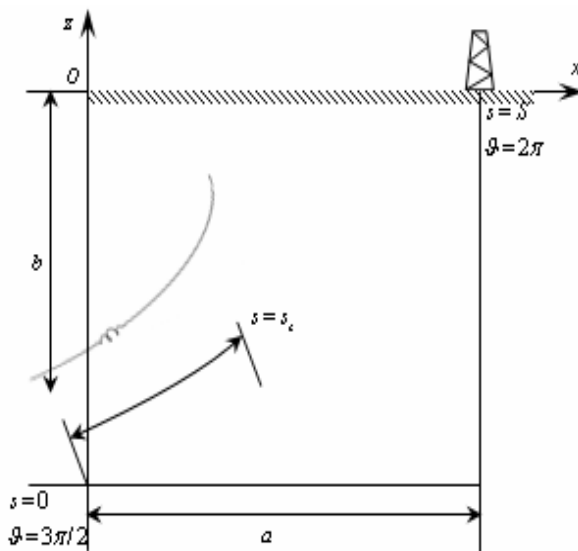


Рис. 1. Геометрическая схема криволинейной скважины с несовершенствами осевой линии

Геометрическое моделирование локализованных несовершенств.

Приведем основные соотношения, определяющие геометрию осевой линии скважины. Принято, что в проектном состоянии осевые линии скважины и БК совпадают и представляют собой часть дуги гиперболы с полуосями a , b в плоскости xOz (рис. 1). Затем в геометрию осевой линии скважины вводится локальное искажение в форме спирали с шагом λ и переменным радиусом $h(\vartheta) = h_c e^{-\alpha^2(\vartheta - \vartheta_c)^2}$, где h_c – наибольшее

значение радиуса h ; α – коэффициент при показателе экспоненты (функции Гаусса), определяющий скорость убывания $h(\vartheta)$; ϑ_c – значение параметра ϑ с максимальным значением $h(\vartheta) = h_c$. Уравнения осевой линии БК в этом случае приводятся к виду:

$$\begin{aligned} x &= \frac{a(1+\varepsilon)}{1+\varepsilon \cos \vartheta} \cdot \cos \vartheta - h \cdot \cos(ks) \cdot \frac{b(\cos \vartheta + \varepsilon)}{\sqrt{a^2(1+\varepsilon)^2 \sin^2 \vartheta + b^2(\cos \vartheta + \varepsilon)^2}}, \\ y &= h \cdot \sin(ks), \\ z &= \frac{b}{1+\varepsilon \cos \vartheta} \cdot \sin \vartheta - h \cdot \cos(ks) \cdot \frac{a(1+\varepsilon) \sin \vartheta}{\sqrt{a^2(1+\varepsilon)^2 \sin^2 \vartheta + b^2(\cos \vartheta + \varepsilon)^2}}; \end{aligned} \quad (16)$$

где $h = h_s \cdot e^{-\alpha^2 \left(\frac{s-s_c}{s}\right)^2}$, $s = \int_{\frac{3\pi}{2}}^{\vartheta} \frac{\sqrt{a^2(1+\varepsilon)^2 \sin^2 \theta + b^2(\cos \theta + \varepsilon)^2}}{(1+\varepsilon \cos \theta)^2} d\theta$.

Эти равенства позволяют подсчитать орты трехгранника Френе, кривизну и кручение [5, 6].

Для системы уравнений (10)–(15) ставится задача Коши. При этом начальные условия для переменных F_w , M_w формулируются в зависимости от механического смысла рассматриваемого технологического процесса. Так, в случае моделирования процесса выполнения операций спуска можно считать, что на нижнем конце $s = 0$ заданы величины $F_w(0) = 0$, $M_w(0) = 0$. Тогда в результате интегрирования системы (10) от $s = 0$ до $s = S$ можно найти силу $F_w(S)$ и момент $M_w(S)$ в точке подвеса БК $s = S$, необходимые для осуществления заданного режима.

Интегрирование системы (10)–(15) осуществляется методом Рунге-Кутты. На каждом шаге его реализации вначале вычисляются функции $\chi(s_i)$, $r(s_i)$, $F_w(s_i)$, затем по их найденным значениям подсчитываются остальные неизвестные $F_u(s_i)$, $F_v(s_i)$, $f_w^{fr}(s_i)$, $m_w^{fr}(s_i)$. После этого делается переход к следующему шагу интегрирования.

Результаты численного исследования. По разработанной методике выполнено компьютерное моделирование упругого изгиба БК в гиперболической скважине со спиральными несовершенствами при следующих значениях характерных параметров: $a = 8000\text{м}$, $b = 4000\text{м}$,

$d = 0.1683\text{ м}$, $\delta = 0.01\text{ м}$ – толщина трубы БК, $E = 2.1 \cdot 10^{11}\text{ Па}$,
 $G = 0.8077 \cdot 10^{11}\text{ Па}$, $\gamma_{st} = 7850\text{ кг/м}^3$, $\gamma_l = 1500\text{ кг/м}^3$, $\mu = 0.2$, $\nu = \frac{w}{\omega d / 2} = 100$,
 $\lambda = 92.2\text{ м}$, $h_c = 5\text{ м}$.

Было принято, что центральная точка несовершенства отстоит от начальной точки $s = 0$ на величину $s_c = 3S/8 = 3457\text{ м}$ (рис. 1), где $S = 9220\text{ м}$ – полная длина осевой линии БК.

На рис. 2 приведен график изменения перерезывающей силы $F_u(s)$. Можно видеть, что в месте расположения локализованных спиральных несовершенств имеются осцилляции этой функции с существенной амплитудой. Эти же эффекты присутствуют на графиках изменения внешних распределенных продольных сил трения f_w^{fr} и момента сил трения m_w^{fr} (рис. 3 а, б). С наличием всплесков этих функций связано существенное увеличение сил трения и их моментов, приводящих к возрастанию осевой силы $F_w(s)$ и крутящего момента $M_w(s)$ в БК. Они могут стать причиной возникновения эффекта прихвата БК, в результате чего она полностью потеряет свою подвижность в скважине.

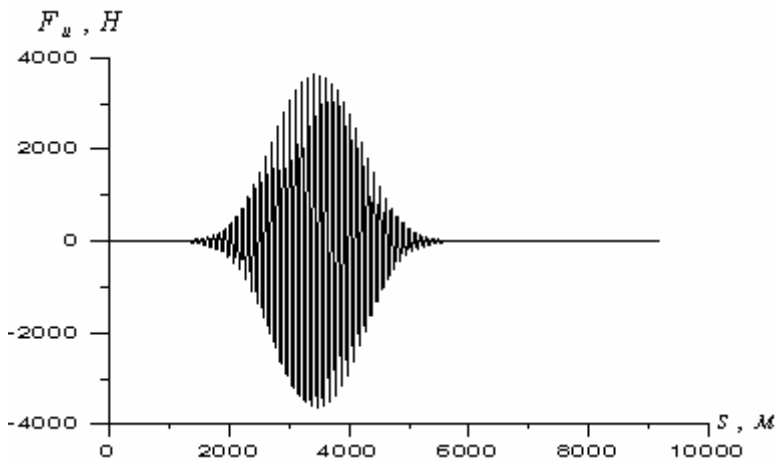


Рис. 2. График изменения перерезывающей силы $F_u(s)$ при изгибании БК в скважине

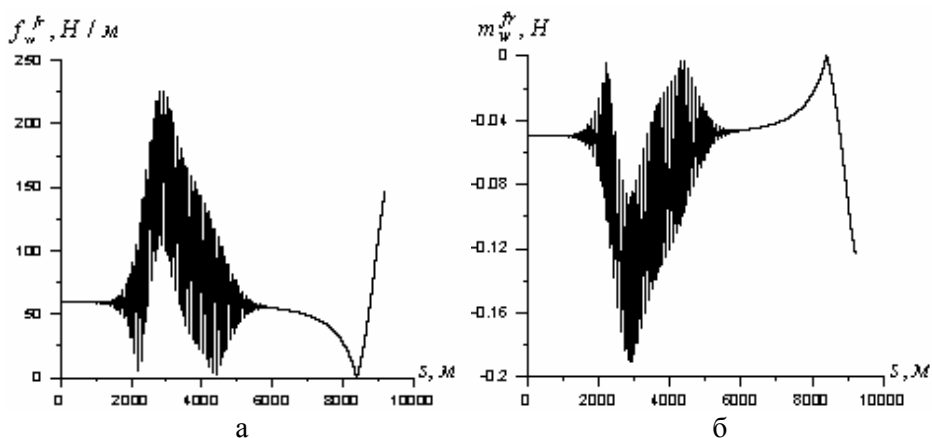


Рис. 3. Графики изменения внешних распределенных продольных сил трения

f_w^{fr} (а) и момента сил трения m_w^{fr} (б) при изгибании БК в скважине

Выводы. Поставлена смешанная задача об упругом изгибании буровой колонны в криволинейной скважине при ее осевом движении и сопутствующем вращении. Рассмотрен случай наличия на осевой линии скважины локализованных спиральных несовершенств. Выполнен анализ операции спуска вращающейся буровой колонны. Установлено, что силы сопротивления и их моменты увеличиваются с увеличением амплитуд несовершенств, уменьшением их шагов и смещением зон их расположения от нижних, наименее искривленных участков, к верхним, наиболее искривленным участкам.

Литература

- [1] Гуляев В. И. Сучасні методи теоретичного моделювання стану бурової колони у похило-скерованих свердловинах / В. І. Гуляев, В. В. Гайдайчук, С. М. Худолій, Л. В. Гловач // Нафтова та газова промисловість. – 2009. – №1. – С. 26–30.
- [2] Sawaryn S. J. A compendium of directional calculations based on the minimum curvature method / S. J. Sawaryn, J. L. Thorogood // SPE Drilling and Completion. – 2005. – March. – P. 24–36.
- [3] Gulyayev V. I. The computer simulation of drill column dragging in inclined bore-holes with geometrical imperfections / V. I. Gulyayev, S. N. Hudoly, L. V. Glovach // International Journal of Solids and Structures. – 2011. – Vol. 48. – P. 110–118.
- [4] Gulyayev V. I. Sensitivity of resistance forces to localized geometrical imperfections in movement of drill strings in inclined bore-holes / V. I.

Gulyayev, S. N. Khudoliy, E. N. Andrusenko // Interaction and Multiscale Mechanics. – 2011. – Vol. 4. – P. 1–16.

- [5] Гуляев В. И. Упругое деформирование, устойчивость и колебания гибких криволинейных стержней / В. И. Гуляев, В. В. Гайдайчук, В. Л. Кошкин. – К. : Наукова думка, 1992. – 344 с.
- [6] Погорелов А. В. Дифференциальная геометрия / А. В. Погорелов. – М. : Наука, 1974. – 180 с.

Надійшла до редколегії 22.07.2011 р.

УДК 539.3

Влияние формы окончаний цилиндрической оболочки на развитие нелинейно-упругих и упругопластических деформаций

¹Цыхановский В. К., д.т.н., ²Талах С. М., к.т.н., ¹Кордун А. И.

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

²Национальный авиационный университет, Украина

Аннотация. Рассмотрен подход исследования деформированного состояния твердого тела в нелинейной постановке задачи. Сформулирован вариационный принцип с учетом геометрической и физической нелинейности. Приведены условия, при которых теория пластического течения согласуется с теорией в приращениях, в частности, с текущей лагранжевой формулировкой. На основе приведенной методологии проведено исследование напряженно-деформированного состояния цилиндрической оболочки с разными типами окончаний.

Анотація. Розглянуто підхід дослідження деформованого стану твердого тіла в нелінійній постановці задачі. Сформульовано варіаційний принцип із урахуванням геометричної і фізичної нелінійності. Наведено умови, за яких теорія пластичної течії відповідає теорії у приростах, зокрема, з поточним лагранжевим формулюванням. На сонові наведеної методології проведено дослідження напружено-деформованого стану циліндричної оболонки з різними типами закінчень.

Abstract. The research approach of distorted condition of solid body in non-linear problem formulation is considered. The variation principle subject to geometrical and physical non-linearity is stated. The conditions, under which the plastic flow theory agrees with the theory of increments (particularly with current Lagrangian formulation), are given. On the basis of given methodology the research of deflected mode of cylindrical shell with different ending types is carried out.

Ключевые слова. Нелинейное деформирование, вариационные методы, теория пластического течения, тонкие оболочки.

Комбинированные оболочечные системы, основным элементом которых являются гибкие оболочки, широко распространены в современной промышленности. К классу таких пространственных тонкостенных конструкций относятся тонкостенные резервуары большой вместимости, газгольдеры, зернохранилища, большепролетные купольные и висячие покрытия зданий и сооружений, а также специальные оболочечные приспособления – сифоны, компенсаторы, тонкостенные и криволинейные трубы.

При проектировании тонкостенных конструкций используются результаты теоретических и численных исследований на основе теории

упругости и пластичности, в общем случае – нелинейной. Большинство разработанных методик и программных комплексов позволяют определить лишь несущую способность конструкций, что не в полной мере удовлетворяет инженера-проектировщика, основная задача которого состоит в определении рациональной и оптимальной конструкции при заданных внешних воздействиях. Создание работоспособной общей теории рационального, в том числе оптимального, проектирования облегченных пространственных конструкций остается одной из актуальных задач строительной механики.

Для решения этой задачи необходимо создание эффективных специальных алгоритмов оптимального проектирования и прочностного расчета на основе эволюции математического программирования. Процесс оптимизации формы и структуры, начиная с геометрического моделирования и поиска рациональных форм и до определения начального спектра обобщенных параметров проектирования комбинированной механической системы сложной конфигурации, должен учитывать чувствительность отдельных конструктивных элементов.

Рассмотрим подход решения задачи о деформировании твердого тела с геометрическими и физическими нелинейностями в постановке задачи [1]. В данном случае для адекватного математического описания данной задачи целесообразно ввести теорию в приращениях с использованием метода текущей лагранжевой формулировки [3, 4]. Преимущества искомого метода текущей лагранжевой формулировки [2, 3, 4]:

- используется общая теория течения, при этом устанавливаются связи между приращениями (дифференциалами) напряжений и деформаций;
- переменные состояния (напряжения, деформации и перемещения) известны на протяжении всей истории деформирования вплоть до состояния в конечной равновесной конфигурации;
- в задачах геометрической и физической нелинейности (упругой) обеспечивается полнота дифференциальной функции напряжений и независимость уравнений состояния от пути интегрирования;
- в задачах упруго-пластической геометрической и физической нелинейности, связанной со сложным нагружением и вызываемыми им эффектами, применяется разложение результирующего тензора напряжений с удержанием части изотропного роста и поворотов;
- учет поворотов при разложении в ряд результирующих функций напряжений и функций приращений конечных деформаций учитывает изменения компонент девиаторных составляющих

тензоров напряжений и деформаций, определяющих сдвиговую часть тензоров.

Специальные алгоритмы на основе изложенной текущей лагранжевой формулировки разработаны и изложены в трудах В. К. Цыхановского [4].

Для получения разрешающих уравнений метода конечных элементов (МКЭ) необходимо сформулировать вариационный принцип с учетом геометрической и физической нелинейности в постановке задачи. Исходные вариационные уравнения движения представляются в форме уравнений в приращениях на основе текущей лагранжевой формулировки [2, 3, 4] с использованием принципа виртуальной работы в общих криволинейных координатах и соотношений нелинейной теории упругости и пластичности [2–5]:

$$\int_V (\hat{\sigma}' + \hat{C}_4^{(e,p)} \cdot \hat{\gamma}) \cdot \delta \hat{\gamma} dV + \int_V \rho \vec{u} \cdot \delta \vec{u} dV - \int_V \vec{p} \cdot \delta \vec{u} dS = 0, \quad (1)$$

где

$\hat{\sigma}'$ – второй тензор начальных (накопленных) напряжений Пиола-Кирхгоффа;

$\hat{\gamma}$ – тензор приращений конечных деформаций Коши-Грина, обусловленный возмущением равновесной конфигурации C^t (в произвольный момент времени) и переходом ее в конфигурацию $C^{t+\Delta t}$;

\vec{u} , \vec{u} – векторы приращений перемещений и ускорений;

\vec{p} – обобщенный вектор удельных объемных сил, действующих на тело и отнесенных к конфигурации C^t ;

$\hat{C}_4^{(e,p)}$ – тензор упругостей 4-го ранга в запредельном граничном состоянии с учетом упругих (“e”) и пластических (“p”) деформаций.

При выводе соотношений МКЭ в данной работе используются уравнения в приращениях перемещений, деформаций и напряжений, а также тензорные ряды их функциональных выражений [4]. Это дает возможность учитывать эффекты, связанные с нелинейным деформированием и формоизменением тонкостенных пространственных оболочечных систем.

Теория пластического течения органически связана с теорией в приращениях [3]. Исходные положения этой теории состоят в следующем:

1) тело изотропно;

2) относительное изменение объема твердого тела пропорционально среднему давлению, описываемому шаровым тензором напряжений ($\hat{\sigma}^c$):

$$\gamma = 3\kappa\sigma, \quad (2)$$

где γ, σ – шаровые инварианты тензоров деформаций и напряжений соответственно;

κ – коэффициент пропорциональности;

3) полное приращение составляющих деформаций складывается из приращений составляющих упругой деформации ($d\hat{\gamma}^{(e)}$) и пластической деформации $d\hat{\gamma}^{(p)}$:

$$d\hat{\gamma}_{ij} = d\hat{\gamma}_{ij}^{(e)} + d\hat{\gamma}_{ij}^{(p)}; \quad (3)$$

4) девиатор напряжений $dev\hat{\sigma}$ и девиатор приращений пластических деформаций $dev\hat{\gamma}$ подобны и коаксиальны (направления главных базисов совпадают):

$$dev\hat{\gamma} = \lambda dev\hat{\sigma}. \quad (4)$$

Следует отметить, что приращения составляющих упругой деформации связаны с приращениями составляющих напряжений на основе обобщенного закона Гука, и в этом плане теория пластического течения *перекликается* с теорией в приращениях для нелинейно-упругого материала. Положение (4) обобщает результаты многочисленных опытов по сложному нагружению, т. е. скорости пластической деформации, или дифференциалы (приращения) прямо пропорциональны сдвиговым напряжениям в данный момент времени (приращениям напряжений). Из (3) и (4) следует:

$$d\hat{\gamma}^{(p)} = \lambda(\hat{\sigma} - \hat{\sigma}^c). \quad (5)$$

В самом общем случае в пластической области деформирования твердого тела не существует однозначных зависимостей от деформаций. Деформации зависят не только от напряжений в конечном состоянии, но и от предыстории нагружения. В теории пластического течения связи напряжений с деформациями заменяются соотношениями на дифференциальном уровне или в приращениях. Это направление теории пластичности называется *теорией приращений деформаций* или *теорией пластического течения*.

В такой постановке теория пластического течения согласуется с теорией в приращениях, в частности, с текущей лагранжевой формулировкой, алгоритм которой изложен в [4].

Деформационная теория пластичности есть частный случай теории пластического течения и непригодна для решения задачи изучения всего процесса упругопластического поведения металлов [3, 4, 7–9]

Проведем анализ принципа виртуальной работы при использовании теории в приращениях [3] и интегрального закона состояния [4] без учета инерционных сил, с учетом последовательно предоставляемых напряжений, конечных деформаций, перемещений, объемных (массовых) и поверхностных внешних сил в состояниях, фиксируемых конфигурацией $C^{(N)}$ и $C^{(N+1)}$. При этом учитываем, что внутренние и внешние усилия, действующие на S_1 , и перемещения, заданные на S_2 , отнесены к единичному объему или единичной площади. Для наглядности переменные параметры состояний в конфигурациях $C^{(N)}$ и $C^{(N+1)}$ представлены в таблице 1.

Таблица 1

Переменные в текущей формулировке Лагранжа

№ п/п	Название переменных в состояниях	Обозначения переменных
Конфигурации $C^{(N)}$		
1	Тензор напряжений (преднапряжений) Коши	τ'^{ij}
2	Объемные (массовые) силы	p^i
3	Поверхностные внешние силы на S_1	q^i
Конфигурации $C^{(N+1)}$		
4	Модифицированный тензор напряжений Кирхгоффа	$\tau'^{ij} + \sigma^{ij}$
5	Приращения перемещений	u_i
6	Объемные (массовые) силы	$p^i + \Delta p^i$
7	Поверхностные внешние силы на S_1	$q^i + \Delta q^i$
8	Заданные приращения перемещений на S_2	\bar{u}_i

С учетом представления переменных в соответствии с табл. 1 принцип виртуальной работы в состоянии $C^{(N+1)}$ можно записать в следующем виде:

$$\iiint_V [(\tau'^{ij} + \sigma^{ij}) \delta \gamma_{ij} - (p^i + \Delta p^i) \delta u_i] dV^{(N)} - \iint_{S_1} (q^i + \Delta q^i) \delta u_i dS^{(N)} = 0, \quad (6)$$

где

$$u_i = \bar{u}_i \text{ на } S_2; \quad \gamma_{ij} = \varepsilon_{ij} + \frac{1}{2} (\nabla_i u_k \nabla_j u^k); \quad (7)$$

γ_{ij} даются уравнениями в [4], а вариации берутся по отношению к u_i .

Для удобства записи обозначаем:

$$\frac{1}{2}(\nabla_i u_k \nabla_i u^k) \equiv \Delta \varepsilon_{ij}. \quad (8)$$

Пренебрегая членами высшего порядка малости по приращениям перемещений и их градиентов, после некоторых преобразований получаем:

$$\begin{aligned} & \iiint_V [\sigma^{ij} \delta \gamma_{ij} + \tau'^{ij} \delta \Delta \varepsilon_{ij} - \Delta p^i \delta u_i] dV^{(N)} - \iint_{S_1} \Delta q^i \delta u_i dS^{(N)} + \\ & + \iiint_V [\tau'^{ij} \delta \Delta \varepsilon_{ij} - p^i \delta u_i] dV^{(N)} - \iint_{S_1} q^i \delta u_i dS^{(N)} = 0 \end{aligned} \quad (9)$$

Если состояние в $C^{(N)}$ является равновесным, то в уравнении (9) подчеркнутые члены равны нулю. Однако в состоянии $C^{(N)}$ деформируемое тело может и не находится в полном равновесии из-за того, что в теории в приращениях мы пренебрегаем членами высшего порядка малости и для деформаций различного рода, например, для поворотов это не всегда точно осуществляется, кроме того, при численной реализации существуют так называемые ошибки округления. Следовательно, в (9) эти члены необходимо оставить для коррекции равновесного состояния через вектор невязки [4], используя итерационные методы решения систем нелинейных разрешающих уравнений. Интеграл от $\tau'^{ij} \delta \Delta \varepsilon_{ij}$ в (9) обуславливает деформирование так называемой геометрической матрицы жесткости теории в приращениях [4, 5].

Используя вариационное уравнение, приводя его к виду (1) и собирая члены, представляющие вклад каждого конечного элемента, получаем систему нелинейных уравнений всей дискретной модели конструкции. Решаем эти уравнения на основе специальных алгоритмов с помощью методов продолжения по параметру Ньютона-Канторовича при снижении вектора невязки в уравнениях равновесия узловых реакций до допустимых величин.

При решении системы нелинейных уравнений на каждом (N+1) шаге продолжения по параметру возмущения находим напряжения $\tau'^{ij} + \sigma^{ij}$ и определяем начальные напряжения на шаге продолжения по параметру (N+2). Это преобразование осуществляется с помощью формул для напряжений Коши и Пиола-Кирхгоффа второго (симметричного) в различных базисах [8]:

$$(\tau^{*ks} + \sigma^{*ks}) = \sqrt{\frac{g}{G}} (\tau'^{ij} + \sigma^{ij}). \quad (10)$$

Таким образом, на каждом последующем шаге процесса реализации текущей лагранжевой формулировки мы определяем истинное напряженное состояние, которое можно расценивать как Эйлерино описание поведения сплошной среды.

Выше приведенная формулировка задачи нелинейного деформирования сплошной среды в приращениях полностью соответствует теории пластического течения, т. е. конечная пластическая деформация может быть определена путем интегрирования полученных соотношений вдоль заданного пути интегрирования по принятому параметру продолжения текущей лагранжевой формулировки.

Если считать состояние деформируемой среды в конфигурации $C^{(N)}$ равновесным, можно описать вариационные принципы теории пластического течения для упрочняющегося материала в скоростях или в приращениях [3] с использованием (9). Следуя Хиллу Р. [7], можно установить связи приращения (дифференциалов) напряжений и деформаций с использованием ассоциированного закона пластического течения [4]:

$$d\hat{\varepsilon} = d\hat{\varepsilon}^{(e)} + d\hat{\varepsilon}^{(p)}; \quad d\hat{\varepsilon}^{(p)} = d\lambda \hat{f}_{,\hat{s}}; \quad (11)$$

или в приращениях [8]:

$$\hat{\varepsilon} = \hat{\varepsilon}^{(e)} + \hat{\varepsilon}^{(p)}; \quad \hat{\varepsilon}^{(p)} = d\lambda \hat{f}_{,\hat{s}}; \quad (12)$$

$$\hat{f}_{,\hat{s}} = \frac{\partial f(\hat{S}, \hat{\varepsilon}^{(p)}, \chi)}{\partial \hat{S}}; \quad (13)$$

$$f = \frac{3}{2} I_1(\hat{S}^2) - \sigma_{(s)}^2(\hat{\varepsilon}^{(p)}, \chi) = 0; \quad (14)$$

$$df = \hat{f}_{,\hat{s}} \cdot d\hat{S} + \hat{f}_{,\hat{\varepsilon}^{(p)}} \cdot d\hat{\varepsilon}^{(p)} + f_{,\chi} dx = 0 \quad (15)$$

Уравнения (14) и (15) – критерий текучести Мизеса и его дифференциал.

Значение функции упрочнения при биномиальном разложении в ряд функции $\sigma_{(s)} = \sigma_{(s)}\chi$:

$$\sigma_{(s)} = \dot{\sigma}_{(s)} + h'\chi; \quad h' = E_T / (1 - \frac{E_T}{E}) \quad (16)$$

$$\chi = \int_{\varepsilon_{(e)}^{(p)}} d\varepsilon_{(e)}^{(p)} \quad (17)$$

где χ – параметр пластичности Одквиста, фиксирующий историю нагружения;

$d\varepsilon_{(e)}^{(p)} = \sqrt{\frac{2}{3}} d\hat{\varepsilon}^{(p)} \cdot d\hat{\varepsilon}^{(p)}$ – дифференциал эффективных пластических деформаций;

$d\hat{\varepsilon}^{(e)}, d\hat{\varepsilon}^{(p)}$ – приращения тензора деформаций Альманзи, соответственно упругой и пластической составляющей.

Определим приращения напряжений в любой точке при активном нагружении, исходя из соотношений (11):

$$\hat{\tau} = \hat{C}_4^{(e)} \cdot d\hat{\varepsilon}^{(e)}, \quad (18)$$

где $\hat{C}_4^{(e)}$ – изотропный тензор упругостей четвертого ранга [8]

$$\hat{C}_4^{(e)} = \lambda \hat{E}\hat{E} + \mu \left(\hat{C}_{II} - \hat{C}_{III} \right) + \nu \left(\hat{C}_{III} - \hat{C}_{II} \right). \quad (19)$$

С учетом (11) можно записать:

$$d\hat{\tau} = \hat{C}_4^{(e)} \cdot \left(d\hat{\varepsilon} - d\hat{\varepsilon}^{(p)} \right), \quad (20)$$

или для приращений напряжений:

$$\hat{\tau} = \hat{C}_4^{(e)} \cdot \left(\hat{\varepsilon} - d\lambda \hat{f}, \hat{s} \right). \quad (21)$$

После некоторых преобразований на основе (14)÷(21) в соответствии с ассоциированным законом пластического течения определяем выражение для множителя пластичности $d\lambda$ [4]:

$$d\lambda = \beta \hat{f}, \hat{s} \cdot \hat{C}_4^{(e)} \cdot d\hat{\varepsilon}, \quad (22)$$

где

$$\beta = \left(\hat{f}, \hat{s} \cdot \hat{C}_4^{(e)} \cdot \hat{f}, \hat{s} + h' \right)^{-1}. \quad (23)$$

Используя уравнение (21) и (22), получаем требуемые соотношения между приращениями напряжений и деформаций в запредельном состоянии:

$$d\hat{\tau} = \hat{C}_4^{(e,p)} \cdot d\hat{\varepsilon}; \quad \hat{C}_4^{(e,p)} = \hat{C}_4^{(e)} \cdot \beta \hat{n} \hat{n}; \quad (24)$$

$$\hat{n} = \hat{C}_4^{(e)} \cdot \hat{f}, \hat{s}; \quad (25)$$

$$d'f = \hat{f}, \hat{s} \cdot d\hat{\tau}, \quad (26)$$

$d'f$ – неполный дифференциал функции нагружения.

Теорию пластического течения еще называют теорией приращений деформаций [3, 6, 7, 9]. Допуская, что в заданный момент времени t (конфигурация C^t) рассматриваемое тело находится в состоянии статического равновесия, при этом напряженное состояние τ'^{ij} в конфигурации C^t и его предыстория предполагаются известными в каждой его точке, и с учетом выше приведенных соотношений можно записать принципы виртуальной и дополнительной работы в приращениях (исключая в (9) подчеркнутый член):

– виртуальная работа:

$$\iiint_V [\sigma'^{ij} \delta\gamma_{ij} + \tau'^{ij} \delta\Delta\varepsilon_{ij} - \Delta p^i \delta u_i] dV - \iint_{S_1} \Delta q^i \delta u_i dS = 0; \quad (27)$$

– дополнительная работа:

$$\iiint_V \gamma_{ij} \delta\sigma'^{ij} dV - \iint_{S_2} u_i \delta\sigma'^{ij} n_j dS = 0; \quad (28)$$

$$\Delta q_i = \sigma'^{ij} n_j \text{ на } S_1. \quad (29)$$

Поскольку напряжения τ'^{ij} в заданный момент времени t (конфигурация C^t) самоуравновешены, можно дополнительно сформулировать два вариационных принципа:

– виртуальная работа:

$$\iiint_V \sigma'^{ij} \delta\dot{\gamma}_{ij} dV - \iint_{S_1} \Delta q^i \delta\dot{u}_i dS = 0 \quad (30)$$

– дополнительная работа:

$$\iiint_V \dot{\gamma}_{ij} \delta\sigma'^{ij} dV - \iint_{S_2} \dot{u}_i \delta\sigma'^{ij} n_j dS = 0. \quad (31)$$

На основе выражений (27)–(31) и с учетом (11)–(26) можно представить уравнения состояния в приращениях для упруго-пластического материала в теории пластического течения. Для твердого тела с упрочнением имеем:

– линеаризованная однородная форма в приращениях напряжений

$$\sigma'^{ij} = C^{ijkl} \gamma_{kl} - \alpha * \beta n^{ij} n^{kl} \gamma_{kl}. \quad (32)$$

$$n^{ij} = C^{ijkl} \frac{\partial f(\hat{s}, \sigma_{(s)})}{\partial s^{kl}}; \quad s^{kl} \equiv dev \hat{\sigma}^{kl}, \quad (33)$$

где

$$\alpha^* = 1 \text{ если } f(s^{ij}) \geq \sigma_{(s)}^2 \text{ и } \frac{\partial f}{\partial s^{kl}} \sigma^{kl} \geq 0; \quad (34)$$

$$\alpha^* = 0 \text{ если } f(s^{ij}) < \sigma_{(s)}^2 \text{ и если } f(s^{ij}) = \sigma_{(s)}^2 \text{ и } \frac{\partial f}{\partial s^{kl}} \sigma^{kl} < 0; \quad (35)$$

– линеаризованная однородная форма в приращениях деформаций

$$\gamma_{ij} = \gamma_{ij} + \alpha^{**} \gamma_{ij}^{(p)}; \quad (36)$$

$$\text{или } \gamma_{ij} = \gamma_{ij}^{(e)} + \alpha^{**} (h')^{-1} \hat{f}, \hat{s} d' f, \quad (37)$$

где

$$\alpha^{**} = 1 \text{ если } f(s^{ij}) \geq \sigma_{(s)}^2 \text{ и } d' f > 0; \quad (38)$$

$$\alpha^{**} = 0 \text{ если } f(s^{ij}) = \sigma_{(s)}^2 \text{ и } d' f = 0; \quad (39)$$

$$\alpha^{**} = 0 \text{ если } f(s^{ij}) < \sigma_{(s)}^2; \quad (40)$$

$$\alpha^{**} = 0 \text{ если } f(s^{ij}) = \sigma_{(s)}^2 \text{ и } d' f < 0. \quad (41)$$

Для упрочняющихся материалов поверхность пластичности (критерий пластичности) (14) может изменяться при изменении напряженного состояния, при этом поверхность пластичности называется поверхностью упрочнения, или поверхностью нагружения. Поверхность нагружения (14) в окрестности регулярной точки является гладкой [3]. Упругой области соответствует отрицательное значение функции нагружения. При разгрузке приращения пластических деформаций и параметра пластичности Одквиста (17) равны нулю, а неполный дифференциал функции нагружения (26) меньше нуля. В уравнениях состояния упруго-пластического деформирования упругой области, нейтрального состояния и разгрузки соответствуют ограничения (35), (39) ÷ (41).

При нейтральном нагружении напряженное состояние находится на пределе упругости, и изменение поверхности пластичности не происходит (40), а это означает, что в уравнениях состояния при вычислении

приращений напряжений и деформаций учитываются только упругие составляющие.

Если же приращения тензора напряжений σ^{ij} по (32) сопровождаются приращением пластических составляющих тензора деформаций γ^{ij} по (37), то процесс называется активным нагружением при удовлетворении условий (34) и (38):

$$d\hat{\gamma}^{(p)} \neq 0; d'f > 0; df = 0. \quad (42)$$

Для апробации разработанной методологии проведено исследование напряженно-деформированного состояния цилиндрической оболочки с эллипсоидальным (в частном случае имеет сфероидальное завершение), овальным и торопластинчатым завершением (рис. 1) при воздействии избыточного внутреннего давления.

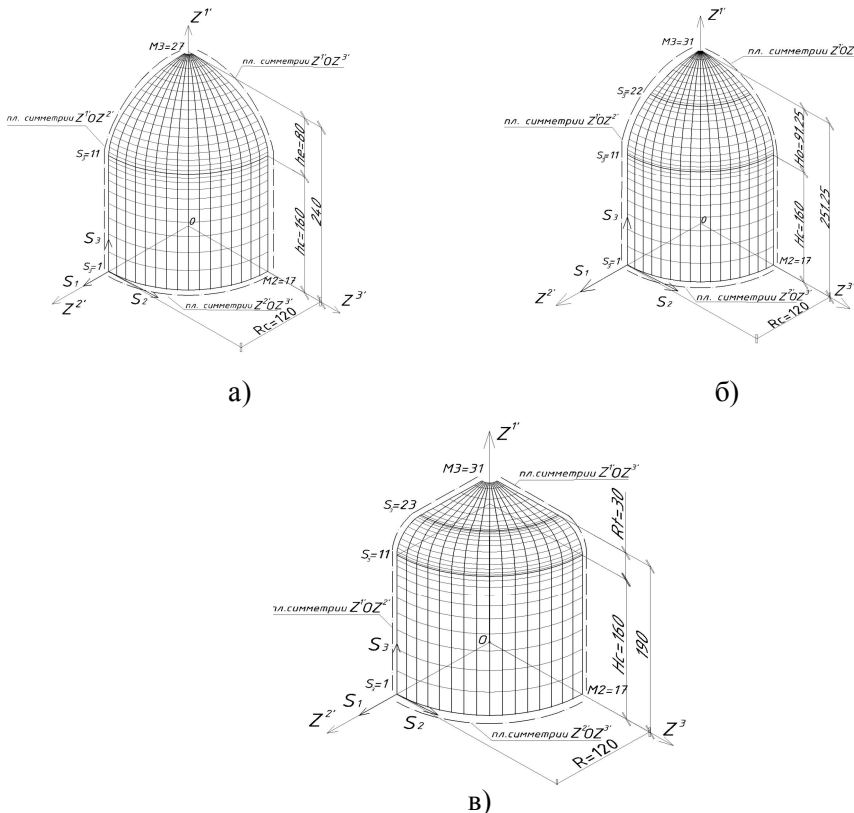


Рис. 1. Дискретные модели цилиндрических оболочек:
а) с эллипсоидным окончанием (сфера); б) с овальным окончанием;
в) с торопластинчатым окончанием

Расчет проведен при действии внутреннего избыточного давления $p=21.6 \text{ кгс/см}^2$ (эксплуатационное давление) и $p=40.0 \text{ кгс/см}^2$ (испытательное давление). Полученные численные результаты расчета сведены в таблицы 2 и 3.

Таблица 2

Мембранные напряжения в исследуемых оболочках

№ узла КЭ	Эллипсоидное окончание				Овальное окончание				Торовидное окончание	
	$p = 21,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$		$p = 40,0 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$		$p = 21,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$		$p = 40,0 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$		$p = 21,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	
	σ_M^{22}	σ_M^{33}	σ_M^{22}	σ_M^{33}	σ_M^{22}	σ_M^{33}	σ_M^{22}	σ_M^{33}	σ_M^{22}	σ_M^{33}
1	2202.3	815.9	4342.5	1896.2	2203.1	794.3	4335.4	1838.4	2161.5	828.6
35	2201.9	826.0	4318.3	1914.0	2202.8	804.3	4317.4	1858.8	2160.9	838.7
69	2202.1	843.7	4273.5	1939.5	2202.8	821.7	4280.8	1889.9	2161.4	856.5
103	2200.7	866.6	4222.6	1962.7	2201.6	844.2	4233.8	1920.0	2160.8	879.5
137	2193.8	892.6	4157.0	1977.8	2196.6	869.7	4180.4	1940.9	2147.7	905.8
171	2210.0	920.0	4113.3	1984.8	2206.5	896.6	4137.4	1951.3	2168.7	933.7
205	2256.6	947.1	4107.8	1986.1	2237.6	923.0	4126.3	1954.6	2271.9	961.4
239	2186.9	972.0	3924.8	1984.8	2195.2	947.3	3895.9	1956.2	2233.8	986.8
273	1840.9	993.0	3330.3	1987.8	1968.9	967.8	3463.9	1958.6	1693.5	1008.1
307	1306.8	1010.2	3343.5	1995.7	1621.1	983.5	3689.0	1961.1	701.1	1025.1
341	780.4	1025.3	3072.7	2006.2	1332.0	993.8	3127.9	1968.8	-63.4	1036.8
375	321.6	1037.8	1102.2	2009.8	1081.1	1002.5	3224.8	1973.4	-657.3	1045.8
409	44.2	1056.3	17.0	2029.7	825.3	1013.8	2263.4	1976.4	-1551	1060.9
443	0.5	1084.9	-173.5	2076.1	654.9	1029.0	1247.1	1988.1	-2799	1104.4
477	125.3	1123.7	140.1	2146.1	592.9	1049.5	944.1	2017.1	-3649	1183.5
511	322.9	1170.4	595.2	2231.2	578.4	1076.2	1000.6	2062.6	-5417	1374.2
545	532.2	1222.1	1024.6	2325.4	540.5	1110.3	1023.6	2122.2	-6969	1728.9
579	734.0	1276.6	1411.3	2425.0	478.8	1154.7	943.4	2201.1	-5603	2142.7
613	925.2	1331.2	1772.6	2525.5	458.4	1207.1	917.4	2295.5	-3899	2467.1
647	1101.6	1383.1	2107.2	2621.6	529.7	1258.3	1055.7	2388.4	-3302	2699.2
681	1256.6	1429.7	2401.2	2708.4	674.3	1298.6	1322.0	2461.9	-2714	2865.6
715	1382.9	1469.4	2640.7	2782.5	824.0	1324.1	1593.5	2508.8	-2253	2974.5
749	1470.7	1501.8	2808.4	2843.2	987.9	1345.5	1889.3	2548.4	-1761	3096.9
783	1502.4	1530.0	2872.4	2895.5	1196.7	1368.8	2266.0	2592.4	-1005	3312.2
817	1460.5	1566.2	2791.1	2961.9	1389.8	1385.8	2617.5	2626.0	-324.9	3641.0
851	1659.0	1128.1	3157.9	2124.8	1500.1	1390.8	2827.2	2639.1	865.4	4058.5
885	-	-	-	-	1511.2	1385.8	2865.6	2634.1	2663.9	4477.5
919	-	-	-	-	1433.7	1380.4	2744.9	2626.2	3773.4	4827.9
953	-	-	-	-	1317.8	1401.5	2536.7	2660.6	4579.9	4932.8
987	-	-	-	-	1701.1	1037.9	3229.2	1950.4	5463.4	3055.0

По этим численным результатам построены эпюры кольцевых и меридиональных напряжений с определением мембранной и изгибной составляющих тензора напряжений, которые представлены на рис. 2÷6.

Таблиця 3

Изгибные напряжения в исследуемых оболочках

№ узла КЭ	Эллипсоидное окончание				Овальное окончание				Торовидное окончание	
	$p = 21,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$		$p = 40,0 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$		$p = 21,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$		$p = 40,0 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$		$p = 21,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	
	σ_N^{22}	σ_N^{33}	σ_N^{22}	σ_N^{33}	σ_N^{22}	σ_N^{33}	σ_N^{22}	σ_N^{33}	σ_N^{22}	σ_N^{33}
1	-75.4	-39.6	-105.0	-233.5	-79.6	-41.1	-110.0	-227.2	-70.3	-37.0
35	-73.4	-38.8	-94.3	-99.8	-77.6	-40.3	-100.9	-119.2	-68.3	-35.9
69	-70.2	-39.1	-78.4	131.4	-74.4	-40.2	23.6	79.0	-65.6	-37.5
103	-63.9	-33.3	-60.1	391.6	-68.5	-36.0	-67.1	330.6	-58.6	-29.4
137	-58.6	-35.4	-47.7	623.7	-63.0	-36.5	-52.6	549.8	-52.3	-27.4
171	-61.9	-69.9	-50.0	767.4	-62.9	-59.1	-49.2	703.5	-66.4	-98.1
205	-33.5	-3.2	-6.3	858.7	-42.3	-16.8	-17.0	846.7	-40.0	-39.5
239	69.4	313.2	135.5	831.5	28.4	192.8	73.9	890.6	138.7	529.1
273	154.4	578.0	271.5	89.6	90.5	378.9	160.5	287.3	366.8	1279.1
307	62.1	297.2	-132.7	-1613	42.2	218.8	-124.0	-1080	364.2	1296.1
341	-133.7	-333.2	-1007	-3173	-70.2	-119.6	-350.5	-2305	222.3	873.1
375	-218.4	-633.5	-963.2	-3036	-132.8	-340.7	-759.3	-2900	141.2	618.0
409	-162.2	-477.1	-566.8	-1782	-131.2	-351.6	-807.7	-2561	140.0	645.0
443	-71.3	-206.9	-186.7	-589.8	-75.6	-186.5	-415.5	-1285	175.3	845.6
477	-11.3	-31.2	1.1	-6.5	-22.0	-24.3	-89.4	-235.0	54.3	764.9
511	10.7	27.0	41.9	115.3	0.1	40.4	22.8	130.3	-481.7	-524.9
545	14.4	28.5	32.6	77.0	-0.1	38.3	14.0	115.7	-1681	-3558
579	16.3	23.8	28.1	48.8	-19.7	-31.6	-37.9	-54.7	-3756	-7865
613	20.4	26.6	34.6	54.0	-56.6	-181.5	-104.9	-322.7	-4729	-10929
647	24.9	32.3	43.1	68.1	-81.1	-318.5	-144.9	-552.4	-4125	-11488
681	28.5	37.4	49.2	78.4	-58.8	-306.4	-105.3	-528.8	-2892	-10103
715	31.5	44.2	53.6	89.2	3.5	-135.9	4.4	-226.9	-1661	-8007
749	32.8	54.4	55.6	106.0	86.9	124.2	152.3	234.4	-126.2	-5078
783	25.5	47.4	43.8	99.7	138.2	320.2	240.4	573.6	2014.9	-989
817	11.6	-39.6	15.7	-49.6	114.0	302.8	195.9	535.1	3641.0	2626.0
851	281.9	-203.1	472.7	-351.6	50.4	161.0	86.1	290.7	3854.9	3998.1
885	-	-	-	-	2.9	53.9	4.9	109.9	3714.2	4041.7
919	-	-	-	-	-20.7	12.0	-36.8	42.8	3227.7	3272.5
953	-	-	-	-	-46.5	-113.4	-88.9	-175.6	2996.6	2700.3
987	-	-	-	-	256.4	-368.7	410.9	-636.8	2616.5	2042.3

Для оболочек с эллипсоидальным и овальным окончанием, на участке стыка цилиндрической оболочки и ее окончания, в меридиональном сечении на эпюре кольцевых мембранных составляющих напряжений наблюдается спад ординаты до нулевого и даже отрицательного значения. При давлении $p=21.6 \text{ кгс/см}^2$ оболочка находится в упругом состоянии. При увеличении избыточного внутреннего давления до $p=40.0 \text{ кгс/см}^2$ вся цилиндрическая часть оболочки переходит в запредельное состояние, т. е. максимальные напряжения достигают первичной площадки текучести, а затем переходят на верхний участок кривой и равняются значениям напряжений, соответствующим упрочнению стали до 4300 кгс/см^2 .

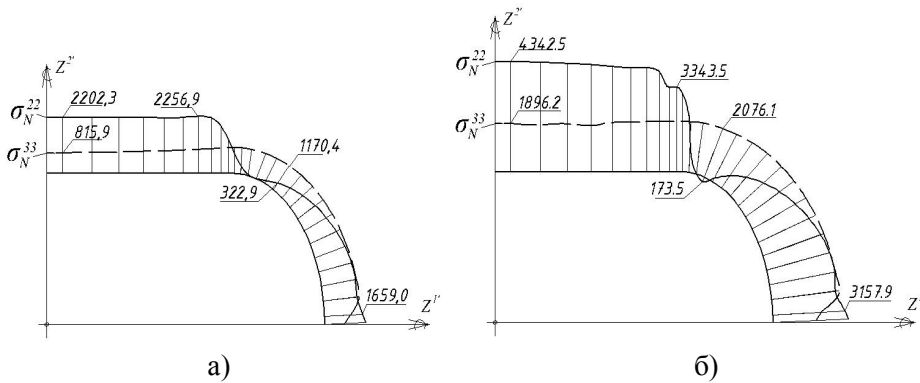


Рис. 2. Эпюры кольцевых и меридиональных ($\sigma_{(M)}^{22}, \sigma_{(M)}^{33}$) мембранных напряжений для цилиндра-эллипсоида при воздействии избыточного внутреннего давления: а) $p=21.6 \text{ кг/см}^2$; б) $p=40 \text{ кг/см}^2$

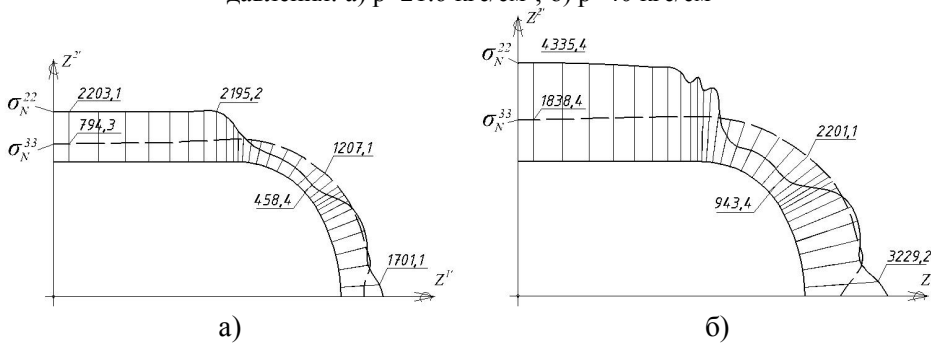


Рис. 3. Эпюры кольцевых и меридиональных ($\sigma_{(M)}^{22}, \sigma_{(M)}^{33}$) мембранных напряжений для цилиндра-овала при воздействии избыточного внутреннего давления: а) $p=21.6 \text{ кг/см}^2$; б) $p=40 \text{ кг/см}^2$

Наиболее существенные напряжения возникают в торопластинчатом окончании цилиндрической оболочки (рис. 4). На всем участке торовой оболочки эпюра резко переходит в отрицательное значение с тройным амплитудным изменением, т.е. на этом участке наблюдается пластический шарнир.

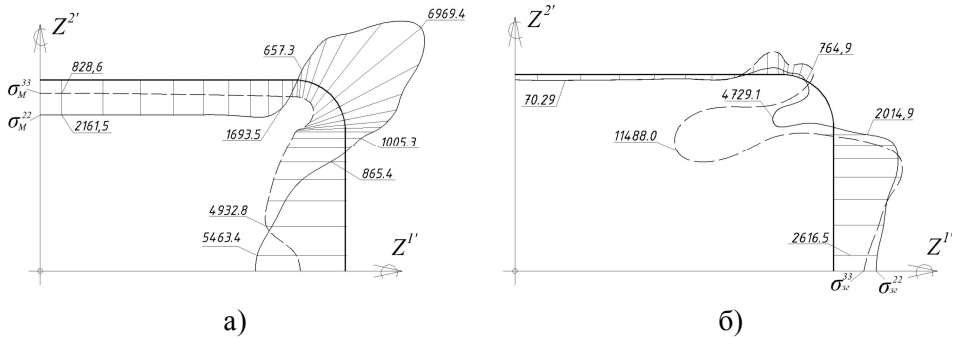


Рис. 4. Эпюры кольцевых и меридиональных напряжений для цилиндроторопластинчатой оболочки при воздействии избыточного внутреннего давления $p=21.6 \text{ кгс/см}^2$:

а) мембранные напряжения $\sigma_{(M)}^{22}, \sigma_{(M)}^{33}$; б) изгибные напряжения $\sigma_{(N)}^{22}, \sigma_{(N)}^{33}$

Эпюры изгибных напряжений имеют характер резко измененной синусоидальной кривой в месте перехода от цилиндра в сферу с резким возрастанием амплитуды напряжений (почти на порядок). В овальном окончании наблюдается тройная синусоида на всем овале, по амплитуде значений напряжений в 2 раза меньше, чем в сфере (при $p=21,6 \text{ кгс/см}^2$ достигает $351,6 \text{ кгс/см}^2$, а при $p=40 \text{ кгс/см}^2$ – $2900,8 \text{ кгс/см}^2$), но в пределах допустимых максимальных значений напряжений для соответствующей категории прочности. Для цилиндра с плоским дном и торовым закруглением наблюдаются высокие значения локальных изгибных напряжений до $11488,0 \text{ кгс/см}^2$, при этом возможно образование локальных пластических шарниров на участке торового закругления.

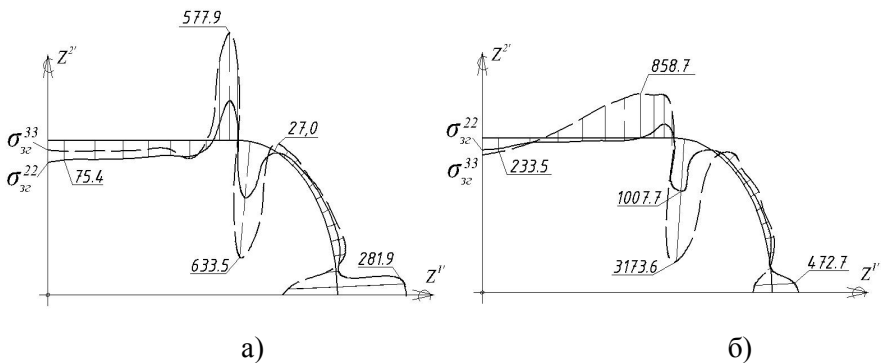


Рис. 5. Эпюры кольцевых и меридиональных ($\sigma_{(N)}^{22}, \sigma_{(N)}^{33}$) изгибных напряжений для цилиндро-эллипсоида при воздействии избыточного внутреннего давления: а) $p=21.6 \text{ кгс/см}^2$; б) $p=40 \text{ кгс/см}^2$

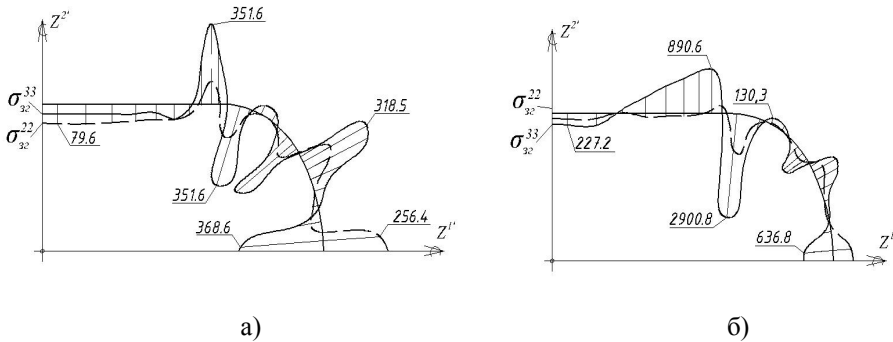


Рис. 6. Эпюры кольцевых и меридиональных ($\sigma_{(N)}^{22}, \sigma_{(N)}^{33}$) изгибных напряжений для цилиндра-окала при воздействии избыточного внутреннего давления:
а) $p=21.6$ кгс/см²; б) $p=40$ кгс/см²

Полученные механические эффекты на примерах деформирования гибких оболочек сплошной конфигурации иллюстрируют возможности численной реализации специального алгоритма исследования НДС сильнонелинейных систем и свидетельствуют об эффективности разработанной численно-аналитической методологии.

Литература

- [1] Хог Э. Прикладное оптимальное проектирование. Механические системы и конструкции / Э Хог, Я. Арора. – М. : Мир, 1983. – 478 с.
- [2] Оден Дж. Конечные элементы в нелинейной механике сплошных сред / Джон Оден. – М. : Мир, 1976. – 464 с.
- [3] Васидзу К. Вариационные методы в теории упругости и пластичности / К. Васидзу. – М. : Мир, 1967. – 452 с.
- [4] Баженов В. А. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок / В. А. Баженов, В. К. Цыхановський, В. М. Кислокий. – К. : КНУБА, 2000. – 386 с.
- [5] В. К. Цыхановский. Расчет тонких плит на упругом основании методом конечных элементов / В. К. Цыхановский, С. М. Козловец, А. С. Коряк – К. : Изд-во «Сталь», 2008. – 234 с.
- [6] Цыхановский В. К. Несущая способность комбинированных оболочечных конструкций с учетом развития пластических деформаций / В. К. Цыхановский, С. М. Козловец, Н. А. Костыра // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – № 3. – С. 17–21.
- [7] Хилл Р. Математическая теория пластичности / Р. Хилл. – М. : ГИПЛ, 1956. – 402 с.

- [8] Лурье А. И. Нелинейная теория упругости / А. И. Лурье. – М. : Наука, 1980. – 512 с.
- [9] Прагер В. Теория идеально-пластических тел / В. Прагер, Ф. Ходж. – М. : ИЛ, 1956. - 398 с.

Надійшла до редколегії 05.08.2011 р.

УДК 624.954

Проектування сталевих силосних ємностей за панельною конструктивною схемою

Банніков Д. О., д.т.н.

Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна, Україна

Анотація. Існуюча традиційна конструктивна схема сталевих силосних ємностей для сипучих матеріалів відрізняється низкою недоліків, які знижують надійність та довговічність таких споруд. У теперішній час продовжується пошук та розробка більш досконалих та сучасних конструктивних рішень. Одним із них є запропонована автором панельна конструктивна схема на основі використання сталевих гофрованих листів. У публікації наведено співставлення конструкції силосної ємності, запроєктованої у відповідності до традиційного підходу та у відповідності до панельної схеми. Показано, що використання панельної конструктивної схеми дозволяє суттєво покращити основні конструктивні показники бункерних ємностей для сипучих матеріалів, отримати більш рівномірну картину напружено-деформованого стану, зменшивши при цьому матеріаломісткість приблизно до 1,5 разів.

Аннотация. Существующая традиционная конструктивная схема стальных силосных емкостей для сыпучих материалов отличается рядом недостатков, которые снижают надежность и долговечность таких сооружений. В настоящее время продолжается поиск и разработка более совершенных и современных конструктивных решений. Одним из них является предложенная автором панельная конструктивная схема на основе использования стальных гофрированных листов. В публикации приведено сопоставление конструкции силосной емкости, запроектированной в соответствии с традиционным подходом и в соответствии с панельной схемой. Показано, что использование панельной конструктивной схемы позволяет существенно улучшить основные конструктивные показатели бункерных емкостей для сыпучих материалов, получить более равномерную картину напряженно-деформированного состояния, снизив при этом материалоемкость приблизительно до 1,5 раз.

Abstract. The existing traditional structural scheme of steel silo capacities for granular materials differs in a number of failings, which decrease reliability and longevity of such structures. A search and development of more perfect and modern structural decisions proceeds presently. One of them is the panel structural scheme offered by the author on the basis of the use of the steel corrugated sheets. Comparison of construction of silo capacity projected in accordance with traditional approach and in accordance with a panel scheme is resulted in a publication. It is shown that the usage of panel structural scheme allows substantial improving of basic structural indexes of bunker capacities for granular materials to get a smoother picture of the stress-deformed state, reducing metal-capacity approximately up to 1,5 times.

Ключові слова. Силосна ємність, сипучий матеріал, панельна конструктивна схема.

Проблема підвищення надійності й довговічності силосних ємностей. Силосні ємнісні будівельні конструкції призначені для зберігання різноманітних сипучих речовин та мають досить широке розповсюдження

у сільському господарстві, харчовій та будівельній промисловостях. Цьому сприяє їх значний об'єм, який дозволяє одночасно накопичувати суттєві обсяги завантаженої сировини, матеріалів та продукції. Проте при цьому перевагу частіше віддають створенню та експлуатації силосів, виконаних із залізобетону, ніж зі сталі. Це пов'язано з низкою обставин, які обмежують тривале використання сталевих споруд ємнісного типу.

Основним нормативним документом в Україні, що регламентує проектування сталевих силосних ємностей, є ДБН [1], який був виданий на заміну СНиП [2]. Додатково деякі вимоги наведені також у СНиП [3], який поки що залишається не оновленим. Низку практичних рекомендацій і прикладів розрахунку та конструювання різноманітних силосних споруд представлено в довідковому виданні [4], а також викладено в спеціалізованій фаховій літературі [5–7].

Відповідно до цих джерел сталеві силосні ємності проектуються за традиційною конструктивною схемою. Вона передбачає круглу в плані форму споруди, утворену із замкнених сталевих листів відносно невеликої товщини. По периметру такі листи підкріплюються горизонтально розташованими ребрами жорсткості, які виконують підсилюючу функцію (рис. 1). Обпирання всієї споруди передбачається на колони, що приєднуються до корпусу через спеціальний пояс жорсткості.



Рис. 1. Традиційна конструктивна схема сталевих силосних ємностей

На жаль, подібна конструктивна схема має низку недоліків, які на практиці призводять до різноманітних відмов та аварій [8–11]. Серед цих недоліків слід відмітити високу нерівномірність напружено-

деформованого стану в різних зонах конструкції, наявність концентраторів напружень, підвищену матеріаломісткість, утрудненість монтажу при значних розмірах конструкції тощо.

Сучасні розробки конструктивних рішень. Останнім часом проводиться пошук більш досконалих конструктивних рішень. Основним напрямком при цьому є розробка легкозбірних силосних конструкцій із застосуванням гнучких елементів [12] або простих одиночних гофрованих листів [13, 14]. Останній тип конструкцій набув нині значного розповсюдження і в Україні (рис. 2).

Між тим, накопичений досвід використання та експлуатації подібних конструктивних схем силосних ємностей свідчить про їх низьку надійність та вкрай невисоку живучість. Так, на рис. 3 наведено фотографії різноманітних відмов та аварій, які сталися із силосами подібної конструкції в останні роки [15, 16].



Рис. 2. Конструктивна схема сталевих силосних ємностей на основі гофрованих листів



Рис. 3. Відмови та аварії сталевих силосних ємностей з конструктивною схемою на основі гофрованих листів

Мета досліджень. Зважаючи на подібну ситуацію, стає зрозумілою необхідність продовження досліджень у цьому напрямку та пошуку більш досконалих рішень. Тому автором розроблено та запропоновано нову панельну конструктивну схему для сталевих силосних споруд [17, 18], основні принципи рішення якої було запатентовано [19, 20]. Вона має багат шарову складну конструкцію, що відрізняє її від інших існуючих конструктивних схем. Ефективність використання такої схеми обумовлена не тільки самими конструктивними рішеннями, а й комплексним підходом до проектування сталевих силосних ємностей у цілому. Сутність та зміст цього підходу викладені в роботах автора [17, 18, 21]. Основним питанням при цьому є оцінка ефективності запропонованої панельної конструктивної схеми в порівнянні з існуючою традиційною реберною конструктивною схемою. Проведення подібного співставлення і є метою даної публікації.

Ефективність панельної конструктивної схеми. В якості базового конструктивного варіанту силосної ємності круглого поперечного

перерізу, спроектованого відповідно до рекомендацій традиційного підходу, була використана силосна ємність для зберігання цементу за роботою [9]. Як було зазначено в цій роботі, така ємність зруйнувалася невдовзі після початку експлуатації.

Ємність має наступні геометричні розміри: діаметр у плані 10 м, висота вертикальної частини 21 м, висота похилої нижньої випускної частини 5,6 м, кут нахилу стінок її бокових граней 50° . Загальний об'єм ємності – 1830 м^3 . У конструктивному відношенні ємнісна споруда являє собою двоступінчасту конструкцію, нижня частина якої складається лише зі сталеві обшивки товщиною 10 мм без підкріплення ребрами жорсткості. Верхня частина виконана у вигляді прямого циліндру, розділеного ребрами жорсткості з двох спарених кутиків $180 \times 110 \times 10$ мм на 7 секцій. Товщина їх обшивки змінювалася від 6 мм для верхньої секції до 12 мм для нижньої. Загальна маса ємності становить близько 60 т.

Для проведення досліджень використовувався метод комп'ютерного моделювання на основі одного з сучасних чисельних методів будівельної механіки – методу скінченних елементів. Його практична реалізація здійснювалася на базі проектно-обчислювального комплексу SCAD for Windows [22]. Створення моделей та їх дискретизація виконувались у відповідності до рекомендацій попередніх досліджень [23]. Тиск від сипучого матеріалу передбачався заданим за традиційним підходом – відповідно до гідростатичного закону. Приймалася до уваги й власна вага конструкції. Розрахунки виконувались у геометрично нелінійній постановці, яка відповідає дійсній роботі конструкції під навантаженням.

Отримані в результаті картини напружено-деформованого стану (НДС) даної ємності наведені на рис. 4. Більш темним ділянкам відповідає більш високий рівень напружень. Окремо аналізувалася стійкість елементів ємності та спектр її власних коливань. Основні результати наведені в порівняльній таблиці.

Даний конструктивний варіант був перепроєктований у відповідності до рекомендацій розробленої автором теоретичної концепції формоутворення. Діаметр випускного отвору був залишений таким, як і в базовому варіанті – 60 см. За результатами визначення оптимальної зовнішньої форми кут нахилу бокових граней був відкорегований і склав $\alpha = 55^\circ$, що є дещо більшим, ніж у базовому варіанті. Розраховані оптимальні висоти кожної частини дорівнюють: $y_1 = 12,4$ м і $y_2 = 3,0$ м. Діаметр у плані при цьому склав 18 м. Слід звернути увагу на те, що перепроєктована конструкція виявилася невисокою, але широкою. Проте така споруда приблизно в 1,5 рази є більш економічною за масою, ніж вузька і висока.

Нова споруда була запроектована у відповідності до панельної конструктивної схеми з використанням гофрованих листів. Внутрішній лист був прийнятий товщиною 2 мм, а зовнішній – гофр із розмірами, які змінювалися від $320 \times 80 \times 2$ мм до $550 \times 120 \times 2$ мм. Це дозволило отримати рівень напружень приблизно такий, як і в базовому варіанті.

Розрахунки НДС велись, як і в попередньому випадку, методом скінченних елементів на базі проектно-обчислювального комплексу SCAD for Windows. Отримані за його результатам основні показники наведені в порівняльній таблиці 1, а картини НДС – на рис. 5 і 6.

В якості матеріалу конструкції для обох випадків було прийнято сталь ВСт3пс6 із розрахунковим опором 240 МПа.

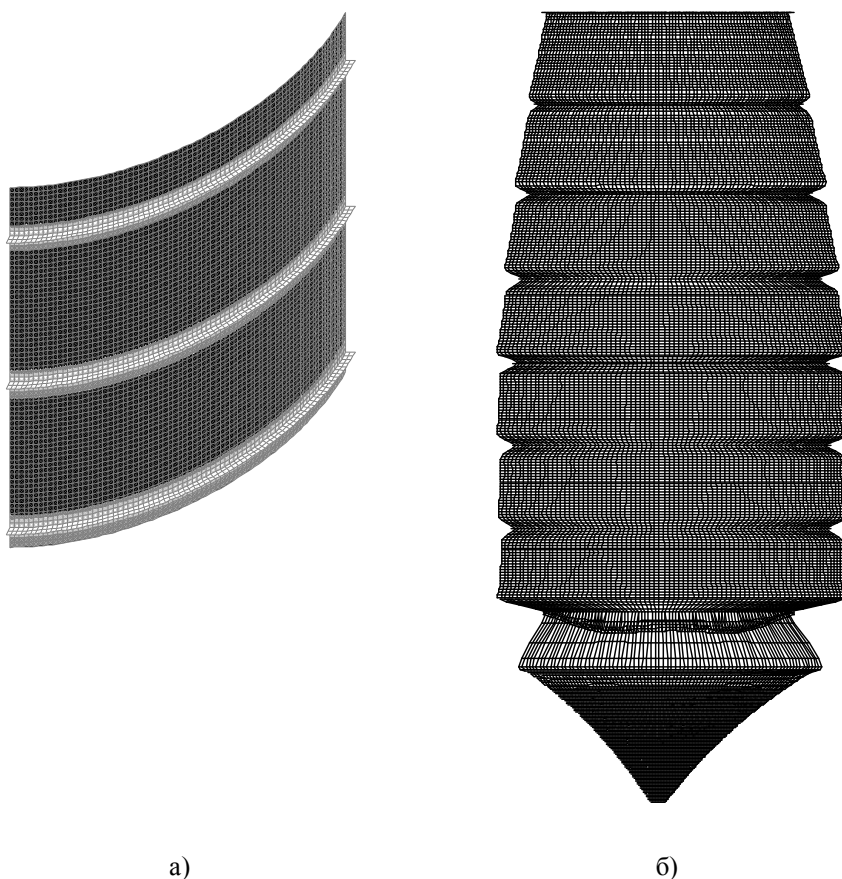


Рис. 4. Фрагмент напруженого стану (а) і деформований стан (б) сталеві силосної ємності традиційної конструктивної схеми

Аналізуючи отримані результати, слід зауважити, що питання визначення основних техніко-економічних показників, які мають використовуватися при порівняльній оцінці ефективності різних конструктивних рішень для різноманітних видів будівельних конструкцій, достатньо докладно розроблені Я. М. Ліхтарніковим [24]. Проте ринкові економічні умови, в яких зараз перебувають більшість країн світу, включаючи й Україну, не дають можливості застосувати такі підходи. Адже вартість проектування, виготовлення та експлуатації будівельних конструкцій у теперішній час формується стихійно, з урахуванням швидкозмінних стрибків цін на різні види товарів та послуг на світових ринках. Тому автору здається цілком логічним не використовувати будь-які кошторисні показники при оцінці ефективності різних конструктивних рішень, а застосовувати більш традиційні і об'єктивні, на його думку, конструктивні показники.

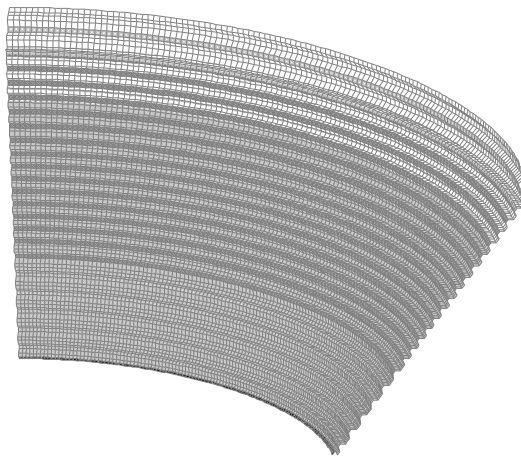


Рис. 5. Фрагмент напруженого стану сталевій силосній ємності панельної конструктивної схеми

Сучасні дослідження будівельних конструкцій так чи інакше спрямовуються на використання певних техніко-економічних показників. Але при цьому необхідно розробляти нові сучасні методики оцінки, придатні для ринкових економічних умов. Так, у роботі [25] наводиться розроблена авторами методика техніко-економічного аналізу для варіантного проектування мембранних покриттів. Вона включає до свого складу ряд технологічних параметрів, необхідних при оцінці трудомісткості виконаних робіт. Проте, на жаль, для ємнісних будівельних конструкцій подібні підходи відсутні. Тому здається цілком логічним

обмежитися на даному етапі порівнянням лише показників напружено-деформованого стану силосних споруд (величин напружень та деформацій), а також їх якісного розподілу.

Ще одним важливим кількісним показником по відношенню до розглядуваного типу будівельних конструкцій є довжина зварних з'єднань, оскільки саме вони в багатьох випадках виявляються найбільш слабким місцем таких споруд. Основні з подібних показників відображені в таблиці 1.

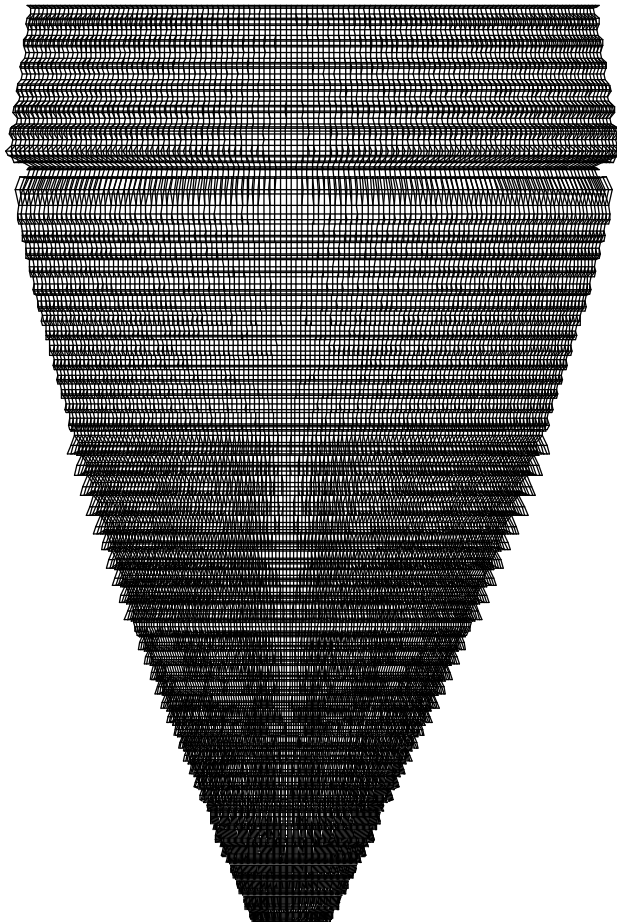


Рис. 6. Деформований стан сталеві силосної ємності панельної конструктивної схеми

Таблиця 1

Співставлення показників конструктивних варіантів

№ з/п	Показник, одиниці виміру	Конструктивна схема ємності	
		Традиційна	Панельна
1	Еквівалентні напруження в верхній частині, МПа	110	56
2	Еквівалентні напруження в перехідній зоні, МПа	184	152
3	Еквівалентні напруження в нижній частині, МПа	96	176
4	Прогин у верхній частині, мм	3,2	2,2
5	Прогин у нижній частині, мм	2,5	5,5
6	Перша власна частота коливань, Гц	8,26	23,65
7	Друга власна частота коливань, Гц	11,98	29,29
8	Коефіцієнт запасу стійкості	43,6	26,4
9	Довжина зварних швів, м	1 920	1 560
10	Маса, кг	60 700	38 100
11	Об'єм, м ³	1 830	1 840

Основні результати та висновки. З аналізу наведених результатів на рис. 4–6 і в таблиці видно, що НДС нового конструктивного варіанту ємності є більш рівномірним, ніж для базового варіанту. При цьому рівень напружень виявляється приблизно таким самим, як і в базовому варіанті, однак найбільші напруження спостерігаються не в небезпечній перехідній зоні (зона з'єднання верхньої та нижньої частин конструкції, по якій відбулося руйнування конструкції), а в нижній частині. Рівень деформацій є дещо більшим, ніж у базовому варіанті, однак абсолютні їх величини виявляються цілком прийнятними. Проте загальна жорсткість конструкції виявляється більш високою, ніж у первісному базовому варіанті. Довжина зварних швів залишилася практично без змін. Основною перевагою нового конструктивного варіанту є, окрім більш рівномірного розподілу НДС, зменшена приблизно в 1,6 разів маса споруди при такому ж самому її об'ємі.

Таким чином, запропонований до проектування сталевих силосних ємнісних конструкцій комплексний підхід із використанням панельної конструктивної схеми дозволяє покращити основні конструктивні показники таких споруд, підвищити рівень їх надійності та, відповідно, довговічності. При цьому матеріаломісткість споруди може бути зменшена за теоретичними підрахунками на величину до 1,5 разів при такому ж самому її об'ємі.

Література

- [1] Підприємства, будівлі та споруди по зберіганню та переробці зерна : ДБН В.2.2-8-98. – Офіц. видання. – К. : Держбуд України, 1998. – 41 с.
- [2] Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна : СНиП 2.10.05-85. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 24 с.
- [3] Сооружения промышленных предприятий : СНиП 2.09.03-85. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 56 с.
- [4] Пособие по проектированию предприятий, зданий и сооружений по хранению и переработке зерна : пособие к СНиП 2.10.05-85 / ЦНИИпромзернопроект. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 145 с.
- [5] Лессиг Е. И. Листовые металлические конструкции / Е. И. Лессиг, А. Ф. Лилеев, А. Г. Соколов. – М. : Стройиздат, 1970. – 488 с.
- [6] Справочник проектировщика инженерных сооружений / [Под ред. Д. А. Коршунова]. – К. : Будівельник, 1988. – 352 с.
- [7] Справочник проектировщика. Металлические конструкции : в 3 т. / [Под ред. В. В. Кузнецова]. – М. : АСВ, 1998. – Т. 2: Стальные конструкции зданий и сооружений. – 1998. – 526 с.
- [8] Сахновский М. М. Надежность строительных сварных конструкций и некоторые уроки аварий / М. М. Сахновский // Вопросы строительных конструкций : труды Днепропетровского института инженеров транспорта. – Днепропетровск : ДИИТ, 1971. – Вып. 118. – С. 3–10.
- [9] Беляев Б. И. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения / Б. И. Беляев, В. С. Корниенко. – М. : Изд-во лит-ры по строит-ву, 1968. – 208 с.
- [10] Банников Д. О. Основные причины аварий жестких стальных бункеров и низких силосов / Д. О. Банников, М. И. Казакевич // Металеві конструкції. – 2002. – Т. 5. – № 1. – С. 59–66.
- [11] Bannikov D. O. Features of Failures of Steel Bunkers (of pyramidally-prismatic type) / D. O. Bannikov, M. I. Kazakevitch // Theoretical Foundations of Civil Engineering : зб. наук. праць ПДАБА і ВТУ. – Warsaw : Warszawskiej Politechnik, 2002. – Vol. II. – С. 650–657.
- [12] Кузнецов И. М. Пространственная работа гибкого металлического силоса с наружным стержневым каркасом : автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / И. М. Кузнецов. – М., 2000. – 20 с.
- [13] Ращепкина С. А. Металлические спирально-навивные силосы / С. А. Ращепкина, С. В. Ращепкин. – Саратов, 2004. – 146 с.
- [14] Соболев Ю. В. Металлические силосы. Современное состояние и опыт строительства / Ю. В. Соболев, С. А. Ращепкина, А. П. Денисова. – Саратов, 1988. – 51 с.
- [15] Дослідження причин руйнації будівельного об'єкту – силосу для зберігання сухого зерна на 5500 тонн пункту приймання та відвантаження зерна філії «Золотоніська» : звіт про НДР / Укрндіпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського; кер. Голоднов О. І. ; вик. Козлов С. В. – К., 2009. – 55 с. – Інв. № 24789

- [16] Дослідження причин появи пошкоджень будівельного об'єкту – силосу для оперативного зберігання зерна на 442 тонни, який розташований на території елеватору в с. Піщане : звіт про НДР / Укрнідпроектсталь-конструкція ім. В.М. Шимановського; кер. Голоднов О. І ; вик. Козлов С. В., Варенко Ю. М. – К., 2009. – 34 с. – Інв. № 24923.
- [17] Банніков Д. О. Теорія формування вертикальних сталевих емнісних конструкцій для сипучих матеріалів : дис. ... доктора техн. наук : 05.23.01 / Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2010. – 332 с.
- [18] Банников Д. О. Вертикальные жесткие стальные емкости: современные концепции формообразования / Д. О. Банников. – Днепропетровск : Монолит, 2009. – 186 с.
- [19] Декл. пат. 69817 А Україна, МПК⁷ Е 04 Н 7/30. Металева емність для сипучих матеріалів із окремих панелей / Банніков Д. О., Казакевич М. І.; заявник і патентовласник Дніпропетр. нац. унів-т залізнич. трансп ім. акад. В. Лазаряна. - № 200331211224; заявл. 09.12.03; опубл. 15.09.04, Бюл. № 9.
- [20] Декл. пат. 70576 А Україна, МПК⁷ Е 04 Н 7/30. Вузол з'єднання стінових панелей металевих емностей для сипучих матеріалів / Банніков Д. О., Казакевич М. І.; заявник и патентовласник Дніпропетр. нац. унів-т залізнич. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – № 20031211267; заявл. 09.12.03; опубл. 15.10.04, Бюл. № 10.
- [21] Банніков Д. О. Сипучий матеріал в емнісній конструкції / Д. О. Банніков. – Дніпропетровськ : Моноліт, 2009. – 172 с.
- [22] Карпиловский В. С. SCAD для пользователя / [В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др.]. – К. : ВВП Компас, 2000. – 332 с.
- [23] Банников Д. О. Расчет пирамидально-призматических бункеров методом конечных элементов / Д. О. Банников, М. И. Казакевич. – Днепропетровск : Наука и образование, 2003. – 150 с.
- [24] Лихтарников Я. М. Металлические конструкции. Методы технико-экономического анализа при проектировании / Я. М. Лихтарников. – М. : Стройиздат, 1968. – 264 с.
- [25] Горохов Е. В. Конструкции стационарных покрытий над трибунами стадионов / [Е. В. Горохов, В. Ф. Мушанов, Р. И. Кинаш, А. В. Шимановский и др.]. – [2-е изд., испр. и доп.]. – Макеевка : РИО ДонНАСА, 2008. – 404 с.

Надійшла до редколегії 15.06.2011 р.

УДК 669.162.2

Систематизация нагрузок и воздействий на кожух доменной печи

Иосилевич Е. С.

ПИ «Промспецпроект», Украина

Аннотация. Проанализированы условия эксплуатации металлоконструкций кожухов доменных печей, дан анализ действующих на них нагрузок и воздействий. Приведено обоснование применяемых для расчета таких сооружений идеализированных нагрузок и их значений. Разработана классификация воспринимаемых кожухом доменной печи нагрузок и воздействий в соответствии с современными нормативными документами, действующими в Украине.

Анотація. Проаналізовано умови експлуатації металоконструкцій кожухів доменних печей, наведено аналіз діючих на них навантажень і впливів. Наведено обґрунтування застосовуваних для розрахунку таких споруд ідеалізованих навантажень і їх значень. Розроблено класифікацію сприйманих кожухом доменної печі навантажень і впливів відповідно до сучасних нормативних документів, чинних в Україні.

Abstract. The external environments of blast furnace casing steel constructions are analysed, the analysis of loadings and influences acting on them is given. The validation of the idealized loadings and their values applied for the calculation of such buildings is presented. Classification of loadings and influences taken by the blast furnace casing is worked out in accordance to modern normative documents in force in Ukraine.

Ключевые слова. Доменная печь, кожух доменной печи, нагрузки и воздействия, принцип идеализации, классификация нагрузок и воздействий.

В промышленном производстве доменный процесс, с точки зрения воздействия его на конструкции и агрегаты, является наиболее сложным. Он связан с переработкой больших масс материалов, расходом и выделением большого количества газа, тепла и пр.

Кожух доменной печи находится под постоянным воздействием специфических нагрузок и длительный, непрогнозируемый по времени период может эксплуатироваться в экстремальных условиях «пиковых» воздействий. Это в ряде случаев приводит к сравнительно невысокой продолжительности эксплуатации этого сооружения и зачастую создает условия для возникновения непредсказуемых ситуаций.

Особенностью конструкции кожуха печи является совмещение им функций сложного инженерного строительного сооружения и технологического агрегата. В процессе эксплуатации металлоконструкции кожуха подвергаются постоянному воздействию переменных по времени высоких температур, циклическому, пульсирующему давлению газовой среды, значительным механическим нагрузкам, коррозионным

воздействиям и т. п. При этом сложность и многофакторность ведения технологического процесса не всегда обеспечивает стабильность расчетных эксплуатационных нагрузок.

В связи с этим, проектирование кожуха доменной печи напрямую связано с пониманием технологии доменного производства, назначения и работы оборудования, а также взаимного влияния всех строительных и технологических факторов, определяющих характер и величину передаваемых ими нагрузок и воздействий.

Основной характерной особенностью процесса доменной плавки является его идеализируемая непрерывность, что, при соблюдении условия стабильности, должно было бы обуславливать стационарный характер нагрузок и воздействий, воспринимаемых конструкциями кожуха печи в процессе эксплуатации.

Однако реальный доменный процесс, несмотря на его действительную непрерывность, носит весьма нестабильный характер, что, соответственно, приводит к нестационарному характеру основных нагрузок как по величине, так и по зоне их максимального воздействия.

Нестационарность технологического процесса, в первую очередь, связана с его основным противоречием, заключающимся в непрерывности доменной плавки, с одной стороны, и периодичности загрузки печи и выпуска жидких продуктов плавки – с другой. Это обстоятельство в значительной степени влияет на газодинамические и тепловые процессы внутри печи, изменяя нагрузки и воздействия по величине и району возникновения.

Из других причин, нарушающих стационарный характер нагрузок, можно отметить:

- остановки печи на ремонт;
- выплавку различных видов чугуна, что приводит к существенному изменению как теплового, так и газодинамического состояния печи;
- технологические отклонения, вызывающие неполадки в работе печи (канальный, периферийный ход газов, ускоренный разгар футеровки и прогар холодильников, настылеобразование и т. п.).

Характерной особенностью кожуха доменной печи является его работа при специфических нагрузках и воздействиях, значительно усложняющих и ухудшающих условия эксплуатации металлоконструкций.

К основным, наиболее важным технологическим воздействиям и состояниям, отличающим кожух доменной печи от других строительных конструкций и влияющим на выбор конструктивных форм, следует отнести:

- термические воздействия, связанные с ведением технологического процесса, а также с нарушением работы

холодильников печи и других систем охлаждения, вызывающие перегрев и связанное с этим снижение прочностных характеристик стали и вызывающим неравномерные деформации конструкций;

- значительное давление газовой среды и возможность резкого его повышения при нарушениях технологических процессов;
- воздействие футеровки при термическом расширении с учетом ее постепенного разрушения и, тем самым, неформализованного изменения давления на оболочку сосуда;
- выделение в процессе производства большого количества пыли, требующей удаления из доменной печи;
- активную коррозию конструкций под воздействием постоянно действующей агрессивной газовой среды, отложений колошниковой пыли и воды;
- высокую вероятность нарушения технологических режимов эксплуатации, приводящую к резкому увеличению нагрузок;
- возможность возникновения аварийных ситуаций при перегревах кожуха доменной печи, прорывы чугуна через кожух, образование взрывоопасной газовой смеси внутри его объема, выход из строя приборов автоматического управления и контроля работы оборудования и т. п.;
- нестабильность технологических процессов, связанная с изменением состава шихты, состоянием конструкций, выплавкой чугуна разных марок и т. п.;
- динамические воздействия при осадке шихты в доменной печи, лебедок открывания конусов загрузочного устройства, грузоподъемных средств, динамических ударов оборудования и пр.;
- неформализованное поведение технологических конструкций-агрегата в процессе эксплуатации (например, температурный рост чугунных холодильников доменной печи при их недостаточном охлаждении, разрушение кладки лещади доменной печи и образование в ней затвердевшего чугуна, распор кладки шахты доменной печи под воздействием отложений чугуна в ее швах и порах, особенно при работе на цинкосодержащих рудах, что приводит к увеличению давления на кожух, его деформациям, образованию трещин и т. п.);
- обеспечение непрерывности технологического процесса и необходимость бесперебойной эксплуатации всех технологических агрегатов и сведения к минимуму остановок, связанных с ремонтами и заменой оборудования;

- отмеченную нестационарность технологического процесса, связанную с цикличностью выпуска из печи продуктов плавки при непрерывном производстве, что оказывает серьезное влияние на термические и газодинамические воздействия.

Такие тяжелые условия работы кожуха печи постепенно снижают его пригодность к дальнейшей эксплуатации. Как правило, это происходит в течение всей кампании печи, после чего кожух подлежит частичной или полной замене.

Все отмеченные особенности эксплуатации кожуха оказывают большое влияние на его работоспособность и долговечность.

В последние десятилетия, в связи с интенсификацией доменной плавки, увеличением объемов доменных печей, повышением температуры и давления дутья, возросли как тепловые, так и механические воздействия на кожухи, что, в значительной степени, повышает уровень их напряженно-деформированного состояния.

В связи с этим, важнейшим фактором повышения надежности и продления кампании доменной печи в целом является более глубокая формализация нагрузок и воздействий на кожух, изучение его действительной работы, выявление предельных состояний и условий, при которых они возникают.

Кожух доменной печи является составляющей частью комбинированной неоднородной многослойной конструкции, состоящей из стальной оболочки (которая, собственно, и является кожухом), огнеупорной футеровки, холодильников и компенсационных слоев. Все эти составные части при работе печи находятся в постоянном взаимодействии, характер которого далеко не однозначен:

- кожух доменной печи обеспечивает герметичность ее внутреннего пространства и воспринимает все виды нагрузок, в том числе, и от температурного распора огнеупорной кладки, одновременно создавая сжимающие реактивные усилия в последней и предотвращая, тем самым, ее преждевременное растрескивание и разрушение;
- футеровка уменьшает тепловые потери печи и защищает металлоконструкции кожуха от воздействия высоких температур, одновременно создавая одну из основных нагрузок на кожух, вызванную ее температурным вертикальным ростом и радиальным расширением;
- компенсационный слой (набойка) дает необходимую свободу температурным перемещениям футеровки, снижая тем самым воздействия, передаваемые на кожух печи; в то же время,

благодаря выбранному соответствующим образом размеру и материалу набойки, в системе «кожух-кладка» обеспечивается давление, достаточное для предотвращения возникновения в кладке опасных трещин; однако, вследствие просыпания набойки в процессе эксплуатации печи могут возникать полости, заполняемые горячим газом, что приводит к перегреву металла кожуха;

- холодильники снижают температурные воздействия на кожух печи, охлаждая футеровку, препятствуют преждевременному ее разгару, а также, в случае возникновения разгара, обеспечивают образование устойчивого гарнисажа; в то же время установка холодильников требует выполнения значительного количества отверстий для устройства их креплений и для пропуска выводных трубок, ослабляющих кожух печи; кроме того, при температурном росте огнеупорной кладки в местах крепления холодильников возможно возникновение значительных местных напряжений, а постепенный выход из строя (прогар) холодильников может привести к неравномерности температурных воздействий, передаваемых на кожух.

Таким образом, очевидно, что напряженно-деформированное состояние кожуха доменной печи определяется комплексной совместной работой и взаимодействием всех составных частей его многослойной конструкции с учетом всех передаваемых на него нагрузок и воздействий.

Основными видами нагрузок, действующими на кожух печи, являются:

- внутреннее давление газовой среды;
- давление от термического расширения огнеупорной кладки и холодильников;
- давление от веса шихтовых материалов и продуктов плавки.

Величина и зона максимального воздействия основных нагрузок в процессе эксплуатации печи носят нестационарный характер:

- внутреннее давление газовой среды, доходящее под колошником современных печей до $0,2 \div 0,25$ МПа, является изменяющейся циклической нагрузкой, параметры цикла которой зависят от работы турбовоздуходувных машин, воздухонагревателей, трактов холодного и горячего дутья, фурменных приборов; давление также связано с режимом работы печи и выпуска продуктов плавки; внутреннее давление газовой среды может меняться в широком диапазоне – от максимального расчетного до полного сброса его при переводе печи на «тихий ход»;

- термическое расширение футеровки и холодильников, создающее давление до $1,0 \div 1,5$ МПа, распределяется неравномерно по высоте и периметру печи и достигает максимальных величин в районе лещади, горна и фурменных приборов;
- механическое давление на кожух печи шихтовых материалов и продуктов плавки носит квазистатичный характер, действует на протяжении всего периода эксплуатации печи и практически постоянно по величине; однако при возникновении нештатных ситуаций, таких как обрыв шихты после подвисяния, указанная нагрузка имеет ярко выраженный динамический характер.

Характер и величина нагрузок и воздействий, воспринимаемых кожухом, начиная с этапа его возведения и заканчивая остановкой на капитальный ремонт I разряда, зависят от длительности эксплуатации печи, этапа технологического процесса и режима его ведения. При резком нарушении технологического процесса эти факторы могут радикально изменяться как по величине, так и по району их возникновения.

В период возведения и остановок на ремонты II разряда кожух печи подвергается значительным усилиям, связанным с работой монтажной балки (в случае отсутствия колошниковой копра и опирания монтажной балки непосредственно на вертикальные газоходы грязного газа), других монтажных приспособлений и механизмов, носящих, как правило, локальный характер, что может привести к местным перенапряжениям оболочки кожуха.

За время кампании печи (т. е. за время, исчисляемое от ее задувки до капитального ремонта I разряда, составляющее, как правило, 10–15 лет) происходит существенное разрушение огнеупорной кладки, просыпание набойки, выход из строя значительного числа холодильников, возникают ситуации, вызванные нарушением технологического процесса доменной плавки и приводящие к возникновению дополнительных нагрузок на металлоконструкции кожуха печи (перекос уровня шихты в печи, приводящий к неравномерному одностороннему нагреву кладки, подвисяние шихтовых материалов с дальнейшим их обрушением, настывлеобразование, образование тепловых пятен, приводящее к появлению зон двухосного сжатия, изменение направления движения газов внутри печи).

Из изложенного видно, что высокая степень изменения нагрузок во времени делает их формализацию затруднительной, а принятые в практике проектирования расчетные модели достаточно условны и далеко не всегда учитывают все аспекты работы металлоконструкций. Нагрузки на конструкции кожуха доменной печи, в основном, являются случайными

величинами и могут быть реализованы лишь с определенной степенью точности.

Ввиду всех перечисленных выше причин, в практике проектирования кожухов доменных печей для оценки прочности конструкции приняты значения нагрузок с определенной вероятностью их обеспечения или предельные по данным технологического оборудования и условиям эксплуатации. Для проведения расчетов напряженно-деформированного состояния металлоконструкций здесь широко применяется принцип идеализации. При этом следует отметить, что из многих сооружений промышленного назначения именно в доменном комплексе при анализе прочности конструкций этот принцип реализуется наиболее полно.

В связи этим, расчетное напряженно-деформированное состояние кожуха доменной печи рассматривается только в идеализированном виде, в качестве критерия прочности которого принимается усредненный уровень напряжений. А столь широкая идеализация расчетных параметров, нагрузок, воздействий и конструктивных форм создает определенные условия для анализа напряженно-деформированного состояния кожуха печи на различных этапах эксплуатации и возможности оценки его прочности по обобщенному критерию.

Нагрузки, воспринимаемые кожухом доменной печи, можно подразделить на *внутренние* и *внешние*.

К *внутренним* относятся нагрузки, связанные как с нормальным течением технологического процесса, так и возникающие при его резком нарушении:

- внутреннее избыточное давление газовой среды;
- давление от радиального и вертикального температурного роста холодильников и футеровки;
- гидростатическое давление жидких продуктов плавки – чугуна и шлака, действующее в зоне горна и лещади;
- механический распор от веса шихты;
- динамические нагрузки, возникающие при загрузке шихты;
- динамическая нагрузка от осадки шихты после ее подвисяния;
- динамическая нагрузка, возникающая при подрыве настыли;
- локальные температурные воздействия (тепловое пятно), возникающие вследствие неравномерного разгара футеровки и прогара холодильников;

- аварийные воздействия от обрыва штанг конусов загрузочного устройства.

К *внешним* нагрузкам можно отнести:

- собственный вес металлоконструкций;
- вес футеровки газопроводов грязного газа;
- вес загрузочно-распределительного устройства;
- вес колошниковоу устройства и монтажной балки, в случае отсутствия колошниковоу копра и опирания указанных конструкций на вертикальные газопроводы грязного газа;
- нагрузку от температурного распора системы «доменная печь – газопроводы грязного газа – пылеуловитель»;
- климатические температурные и ветровые воздействия.

С учетом изложенного в таблицах 1 и 2 приведены систематизированные нагрузки и воздействия, воспринимаемые кожухом, в зависимости от этапов технологического процесса и состояния доменной печи.

Таблица 1

Нагрузки на кожух доменной печи на стадии строительства и ремонта

Стадия Нагрузки	Возведение	Испытание на плотность	Испытание на прочность	Ремонт
Внутренние нагрузки	Сосредоточенные нагрузки от веса монтажных приспособлений с поднимаемым грузом, приложенные к куполу доменной печи (ΣP – до 1000 кН)	Внутреннее давление газовой среды, равное 0,07 МПа	Внутреннее давление газовой среды, равное рабочему давлению под колошником доменной печи (но не более 0,2 МПа)	Сосредоточенные нагрузки от веса монтажных приспособлений с поднимаемым грузом, приложенные к куполу доменной печи (ΣP – до 1000 кН)
Внешние нагрузки	Собственный вес металлоконструкций	Собственный вес металлоконструкций	Собственный вес металлоконструкций	Собственный вес металлоконструкций
	Собственный вес оборудования	Собственный вес оборудования	Собственный вес оборудования	Собственный вес оборудования
	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾
	Вес груза, поднимаемого монтажной балкой ¹⁾	Вес груза, поднимаемого монтажной балкой ¹⁾	Вес груза, поднимаемого монтажной балкой ¹⁾	Вес груза, поднимаемого монтажной балкой ¹⁾
	Температурные климатические воздействия	Температурные климатические воздействия	Температурные климатические воздействия	Температурные климатические воздействия
	Ветер	Ветер	Ветер	Ветер
	Собственный вес металлоконструкций	Собственный вес металлоконструкций	Собственный вес металлоконструкций	Собственный вес металлоконструкций
	Собственный вес оборудования	Собственный вес оборудования	Собственный вес оборудования	Собственный вес оборудования
	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾
	Температурные климатические воздействия	Температурные климатические воздействия	Температурные климатические воздействия	Температурные климатические воздействия
	Ветер	Ветер	Ветер	Ветер
	Собственный вес металлоконструкций	Собственный вес металлоконструкций	Собственный вес металлоконструкций	Собственный вес металлоконструкций
	Собственный вес оборудования	Собственный вес оборудования	Собственный вес оборудования	Собственный вес оборудования
	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Полезная нагрузка на площадках ¹⁾
	Вес груза, поднимаемого о монтажной балкой ¹⁾	Вес груза, поднимаемого о монтажной балкой ¹⁾	Вес груза, поднимаемого о монтажной балкой ¹⁾	Вес груза, поднимаемого о монтажной балкой ¹⁾
Нагрузка от подрыва настали	Нагрузка от подрыва настали	Нагрузка от подрыва настали	Нагрузка от подрыва настали	
Температурные климатические воздействия	Температурные климатические воздействия	Температурные климатические воздействия	Температурные климатические воздействия	
Ветер	Ветер	Ветер	Ветер	

¹⁾ При отсутствии колошниковоу копра и опирании площадок и монтажной балки на вертикальные газоходы грязного газа.

Таблиця 2

Нагрузки на кожух доменной печи на стадии эксплуатации

Нагрузки		Огнеупорная кладка цела. Нормальный режим эксплуатации	Огнеупорная кладка цела. Нарушение режима эксплуатации	Огнеупорная кладка выгорела. Нормальный режим эксплуатации	Огнеупорная кладка выгорела. Нарушение режима эксплуатации
внешние нагрузки	внутренние нагрузки				
Собственный вес металлоконструкций	Внутреннее давление газовой среды ²⁾				
Собственный вес оборудования	Давление от температурного расширения футеровки и холодильников				
Собственный вес футеровки газопроводов грязного газа	Гидростатическое давление жидких продуктов плавки				
Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Механический распор от веса шихты				
Локальные механические воздействия в зоне чугуных леток при работе пушки	Динамические нагрузки, возникающие при загрузке шихты ¹⁾				
Температурные климатические и технологические воздействия	Локальные воздействия в местах крепления холодильников от их температурного роста				
Ветер	Локальные температурные воздействия в зоне чугуных леток				
Собственный вес металлоконструкций	Внутреннее давление газовой среды ²⁾				
Собственный вес оборудования	Давление от температурного расширения футеровки и холодильников				
Собственный вес футеровки газопроводов грязного газа	Гидростатическое давление жидких продуктов плавки				
Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Механический распор от веса шихты				
Локальные механические воздействия в зоне чугуных леток при работе пушки	Динамические нагрузки, возникающие при загрузке шихты ¹⁾				
Температурные климатические и технологические воздействия	Локальные воздействия в местах крепления холодильников от их температурного роста				
Ветер	Локальные температурные воздействия в зоне чугуных леток				
Собственный вес металлоконструкций	Внутреннее давление газовой среды ³⁾				
Собственный вес оборудования	Давление от температурного расширения холодильников				
Собственный вес футеровки газопровода грязного газа	Гидростатическое давление жидких продуктов плавки				
Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Механический распор от веса шихты				
Температурные климатические воздействия	Динамические нагрузки, возникающие при загрузке шихты ¹⁾				
Локальные механические воздействия в зоне чугуных леток при работе пушки	Локальные воздействия в местах крепления холодильников от их температурного роста				
Ветер	Локальные температурные воздействия в зоне чугуных леток				
Собственный вес металлоконструкций	Внутреннее давление газовой среды ³⁾				
Собственный вес оборудования	Давление от температурного расширения футеровки и холодильников				
Собственный вес футеровки газопроводов грязного газа	Гидростатическое давление жидких продуктов плавки				
Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Механический распор от веса шихты				
Температурные климатические воздействия	Динамические нагрузки, возникающие при загрузке шихты ¹⁾				
Локальные механические воздействия в зоне чугуных леток при работе пушки	Локальные воздействия в местах крепления холодильников от их температурного роста				
Ветер	Локальные температурные воздействия в зоне чугуных леток				
Собственный вес металлоконструкций	Внутреннее давление газовой среды ³⁾				
Собственный вес оборудования	Давление от температурного расширения футеровки и холодильников				
Собственный вес футеровки газопроводов грязного газа	Гидростатическое давление жидких продуктов плавки				
Полезная нагрузка на площадках ¹⁾	Механический распор от веса шихты				
Температурные климатические воздействия	Динамические нагрузки, возникающие при загрузке шихты ¹⁾				
Локальные механические воздействия в зоне чугуных леток при работе пушки	Локальные воздействия в местах крепления холодильников от их температурного роста				
Ветер	Локальные температурные воздействия в зоне чугуных леток				

¹⁾ При отсутствии колошниковою копра и опирании площадок и монтажной балки на вертикальные газоходы грязного газа.

²⁾ От $p = 0$ в зоне лещади до $p = 0,5 p_{\text{ф}}$ в зоне горна, заплечиков и распара и $p = p_{\text{к}}$ в зоне верха шахты и колошника.

³⁾ $p = p_{\text{ф}}$ в зоне лещади, горна, заплечиков и распара и $p = p_{\text{к}}$ в зоне верха шахты и колошника;

⁴⁾ Прикладывается в любом месте кожуха печи и приравняется давлению 0,4 МПа для печи объемом до 2000 м³ (включительно) и 0,6 МПа – для печи объемом 2700 м³.

p_f – нормативное внутреннее давление газовой среды у фурм, равное для печи объемом до 3200 м^3 (включительно) $0,18 \div 0,25 \text{ МПа}$, для печи объемом $5000 \div 5580 \text{ м}^3$ – $0,25 \div 0,33 \text{ МПа}$;

p_k – нормативное внутреннее давление газовой среды на колошнике, равное для печи объемом до 3200 м^3 (включительно) $0,25 \div 0,43 \text{ МПа}$, для печи объемом $5000 \div 5580 \text{ м}^3$ – $0,5 \div 0,65 \text{ МПа}$;

В соответствии с нормативными данными для Украины [1] все нагрузки и воздействия классифицируются следующим образом:

- по причине возникновения – основные и эпизодические;
- по изменчивости во времени – постоянные и переменные;
- по длительности непрерывного действия – длительные, кратковременные и эпизодические.

Нагрузки назначаются исходя из их характеристических значений, адекватных по величине полным значениям нормативных нагрузок по СНиП 2.01.07-85*, и принимаются с учетом коэффициента надежности по ответственности γ_n по ГОСТ 27751. Все конструкции комплекса доменной печи, как обеспечивающие единый технологический процесс, следует отнести по этому ГОСТу к I уровню ответственности с применением при расчете коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$.

По характеру нагрузок и цели расчета их расчетные значения классифицируются следующим образом:

- предельное – значение загрузки, аналогичное расчетному по СНиП 2.01.07-85*, используемому для проверки предельных состояний первой группы;
- эксплуатационное – значение загрузки, аналогичное нормативному по СНиП 2.01.07-85*, соответствующее нормальной эксплуатации конструкций, используется для проверки предельных состояний второй группы;
- циклическое – используемое при расчете конструкций на выносливость;
- квазипостоянное – значение нагрузки с пониженным значением по СНиП 2.01.07-85*, определяемое как уровень постоянного воздействия, эквивалентного случайному фактическому процессу нагружения.

При этом одни и те же нагрузки могут быть разной интенсивности и относиться к разным категориям. Так, например, внутреннее давление

газовой среды при эксплуатации – это переменная длительная нагрузка, при испытании – кратковременная.

В таблице 3 приведена классификация нагрузок на металлоконструкции кожуха доменной печи, разработанная в соответствии с [1, 2].

Таблица 3

Классификация нагрузок в соответствии с ДБН В.1.2-2:2006

<i>Характер нагрузки</i>		<i>Наименование нагрузки</i>
Основные	Постоянные	Вес несущих конструкций, футеровки, постоянного оборудования (холодильные плиты, амбразуры и т. п.).
	Кратковременные	Вес стационарного оборудования и его воздействия (загрузочное устройство, сосуды и пр.). Вес осадков, материалов и жидкостей. Вес осадков и отложений. Вес отложений производственной пыли. Рабочее давление газовой среды. Гидростатическое давление продуктов плавки и сыпучих материалов. Температурные технологические воздействия при нормальной работе. Динамические нагрузки от оборудования.
	Длительные	Вес людей, ремонтных материалов на площадках с предельными или эксплуатационными расчетными значениями. Нагрузки от стационарного оборудования, в том числе, динамические с предельными или эксплуатационными расчетными значениями, при его перегрузках, связанных с технологическим процессом, монтажом, ремонтами и пр. Испытательные нагрузки. Температурные климатические воздействия с предельными или эксплуатационными расчетными значениями. Температурные климатические воздействия, ветровые, гололедные и снеговые нагрузки с предельными или эксплуатационными расчетными значениями. Ветровые, гололедные и снеговые нагрузки с предельными или эксплуатационными расчетными значениями.
Эпизодические		Нерегулярно возникающие нагрузки, связанные с нарушениями технологического процесса и поломкой оборудования, в том числе, аварийного характера: осадка шихты, аварийное динамическое воздействие конусов, температурные воздействия при разрушении футеровки или выходе из строя системы охлаждения и пр. Вес осадков и отложений в агрегатах при резком нарушении режима эксплуатации. Сейсмические воздействия

Учет динамической составляющей внутренних нагрузок производится введением эмпирических коэффициентов динамичности [1÷6].

Література:

- [1] Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 59 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми)
- [2] Руководство по расчету стальных конструкций доменных печей большого объема. – М.: ЦНИИПСК, 1975. – 251 с.
- [3] Миллер В. Я. Стальные конструкции комплекса доменной печи и газоочистки / В. Я. Миллер, В. А. Корчагин, В. Г. Толоконников. – М. : Изд-во по строительству, 1965. – 275 с.
- [4] Байшев Ю. П. Доменные печи и воздухонагреватели (конструкции, эксплуатационные воздействия, свойства материалов, расчеты) / Ю. П. Байшев. – Екатеринбург : Уральское отделение РАН, 1996. – 993 с.
- [5] Металлические конструкции. Справочник проектировщика / [Под общ. ред. В. В. Кузнецова]. – М. : Изд-во АСВ, 1998. – Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений – 512 с.
- [6] Руководство по проектированию стальных конструкций объектов комплексов доменных печей большого объема : Р-001-98/ОЛК-2.62143. – М. : ЦНИИПСК, 1998. – 130 с.

Надійшла до редколегії 15.06.2011 р.

УДК 624.015.5

Понятие оптимальной величины расчетного сопротивления стали составных сварных двутавровых балок

Филатова Л. Н.

Донбасский государственный технический университет, Украина

Аннотация. Изложены методические подходы к проектированию стальных двутавровых балок с использованием понятия оптимальной прочности стали. Применение такого понятия позволяет проектировать балки, которые одновременно на пределе удовлетворяют ограничениям по первой и второй группам предельных состояний.

Анотація. Викладено методичні підходи до проектування сталевих двотаврових балок із використанням поняття оптимальної міцності сталі. Застосування такого поняття дозволяє проектувати балки, які одночасно на межі задовольняють обмеженням за першою і другою групами граничних станів.

Abstract. The methodical approach is expounded to planning of steel flange beams with the use of the concept of a steel optimum durability. Application of such concept allows to design beams which simultaneously being on a limit state satisfy limitations on the first and second groups of the maximum states.

Ключевые слова. Стальные двутавровые балки, оптимальная прочность, предельные состояния.

Введение. Постановка проблемы. Известно, что действующая в настоящее время методика проектирования сварных двутавровых балок была предложена Н. С. Стрелецким [1]. Методика расчета оперировала понятиями оптимальной и минимальной высоты сечения и не давала однозначного результата, минимизированного по массе.

Понятие оптимальной высоты составного двутаврового сечения балки, зависящей от соотношения параметров стенки h_w/t_w , было предложено В. М. Вахуркиным [2]. Такой подход сохранился в неизменном виде и до сих пор. Во всех «классических» учебниках по металлическим конструкциям утверждается, что реальная высота сечения составной балки должна быть $h_{\min} \leq h \leq h_{\text{opt}}$. Действительно, решением двумерной задачи при фиксированной прочности стали является минимум функции площади расчетного сечения в виде производной $dA/dh = 0$. Это и было решением В. М. Вахуркина [2].

Функция массы при фиксированной прочности стали представляет собой плоскую кривую, на которой отыскивается точка минимума. Считается, что каждой величине прочности стали соответствует своя повторяющаяся плоская кривая функции массы, имеющая свой минимум, определяемый по В. М. Вахуркину [2]. Это кажется очевидным и признается всеми.

При этом не стоит думать, что в хорошо запроектированной балке все расчетные проверки должны выполняться на пределе. Это требование обязательно только для проверки по нормальным напряжениям, которую следует считать важнейшей проверкой, где не допускается выполнение условия $\sigma > R_y$ (перенапряжения), а недонапряжения не должны быть более 5%. С другой стороны, для балок, сечение которых подобрано по жесткости, недонапряжения неизбежны. При остальных проверках запасы могут быть любыми, если это обосновано конструктивными соображениями и не ведет к существенному утяжелению конструкции [1].

Цель работы. Цель работы – разработка методики расчета стальных двутавровых балок с использованием понятия оптимальной прочности стали.

Основная часть. Понятие оптимальной высоты составного расчетного двутаврового сечения получено в двумерном представлении графика изменения функции массы, в котором по вертикали откладывается площадь, а по горизонтали – высота сечения.

Дальнейшее развитие вопроса аналитической оптимизации составных сечений стальных балок, начатого В. М. Вахуркиным еще в середине XX века, выполняется и в настоящее время. Как известно, нормы СССР и Украины [3] рекомендуют для конструкций 42 марки стали, имеющие 21 значение расчетного сопротивления R_y от 230 до 590 МПа. В зарубежных же нормах рекомендуется значительно меньшее количество марок стали: во Франции и ФРГ – 3 (235–360 МПа); Канаде, Бельгии, Японии – 8 (230–700 МПа); в США – 14 (235–690 МПа). Это позволяет сделать вывод о целесообразности сокращения количества марок стали, рекомендуемых в СССР для строительных конструкций. В то же время анализ существующей проектной практики показал, что удельное влияние перечисленных выше факторов на сокращение расхода металла характеризуется следующими цифрами [1]:

- применение стали повышенной и высокой прочности – 57%;
- применение экономичных профилей – 19%;
- совершенствование конструктивной формы – 16%;

- использование типовых конструкций – 2%;
- применение ЭВМ и точных методов расчета – 6%.

Из вышеприведенного следует, что основным и наиболее эффективным способом снижения металлоемкости составных сечений сварных балок является использование стали максимальной прочности при условии непротиворечия деформационным ограничениям (снижение общей деформативности может быть достигнуто за счет выгиба или предварительного напряжения). Из этого также следует, что остальные способы снижения металлоемкости могут быть вспомогательными, дополняющими основную.

Таким образом, необходимая оптимизация составных сечений сварных двутавровых балок по прочности является наиболее эффективным резервом снижения металлоемкости составных балок. Вопрос оптимизации двутавровых сечений сварных балок по прочности стали строгого решения не имеет.

С использованием геометрических характеристик, представленных в упрощенной форме [3, 4, 5], были проведены численные исследования. Изучался характер изменения функции площади расчетного сечения, высоты балок, весовых характеристик и коэффициента компоновки для сварных балок постоянного сечения, имеющих соотношения параметров, определяемых по формулам:

$$t_{f, \min} = \sqrt{A_f / \sqrt{\frac{E}{R_y}}}; \quad (1)$$

$$t_{w, \min} = \frac{h \sqrt{R_y}}{[\lambda_w] \sqrt{E}}. \quad (2)$$

На рис. 1 приведены графики изменения относительных величин массы, оптимальной высоты стенки по В. М. Вахуркину [2], минимальной высоты стенки и коэффициента компоновки расчетного сечения постоянного сечения. Все графики представлены в относительном (безразмерном) виде, позволившем совместить их в одной координатной сетке, и построены по результатам проведенных численных исследований.

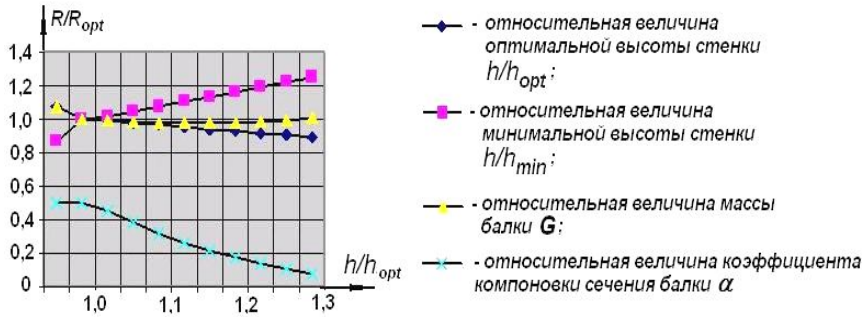


Рис. 1. Графіки змінення відносних величин маси, оптимальної висоти стінки по В. М. Вахуркіну, мінімальної висоти стінки і коефіцієнта компоновки розрахункового сечення постійного сечення

Як видно з цього малюнка, точка мінімуму маси на графіку практично збігається з одиницею. На одній вертикалі з цією точкою знаходиться точка перетину графіків змінення оптимальної і мінімальної висоти сечення.

Значенню $R/R_{opt}=1$ відповідає оптимальна міцність, визначається по критерію рівності оптимальної і мінімальної висоти сечення. В точці мінімуму неможливо виділити домінуючу висоту сечення по причині рівності $h_{min}=h_{opt}$. В цілому, з усього вищеизложеного слідує висновок, що для сталевих балок точка мінімуму функції маси, визначається по В. М. Вахуркіну, збігається з точкою глобального мінімуму, визначається оптимальною міцністю сталі. Прийняття $h_{min}=h_{opt}$ для випадку завантаження рівномірно-розподіленої навантаження приходять до наступного вираження:

$$R_{y,opt} = 1,96 \cdot \sqrt[9]{\frac{\gamma_f^6 \cdot q^2 \cdot E^7 \cdot \bar{\lambda}_w^2}{\gamma_c^8 \cdot L^2 \cdot (L/[f])^6}} \quad (3)$$

При завантаженні силою в прольоті:

$$R_{y,opt} = 2,66 \cdot \sqrt[9]{\frac{\gamma_f^6 \cdot E^7 \cdot (\bar{\lambda}_w^2 \cdot P)^2}{[(3 \cdot L^2 - 4 \cdot b^2)^{4/3}] \cdot (L/[f])^6}} \quad (4)$$

Численні дослідження характеру змінення функції маси дозволили побудувати узагальнений графік змінення функції маси, декілька протиріччя установившесю думкою. Дивовижна повторюваність графіків, побудованих для різних параметрів завантаження, свідчить про закономірності загального характеру.

Известно, что уравнение упругой линии для балок с любыми параметрами загрузки получается интегрированием дифференциального уравнения изгиба и потому всегда дифференцируемо. Указанное обстоятельство позволило сформулировать понятие оптимальной прочности стали в следующем виде: «Оптимальной прочностью стали для составных балок постоянного сечения с заданными параметрами загрузки и деформационными ограничениями является единственное значение расчетного сопротивления, отвечающее глобальному минимуму функции массы. В точке глобального минимума обеспечено удовлетворение трех предельных состояний прочности, местной устойчивости и деформативности, осуществляемое одновременно и в верхних пределах. Выражение для оптимальной прочности стали всегда может быть получено как для отдельных загрузок, так и для их расчетных комбинаций, независимо от применяемого критерия оптимизации расчетного сопротивления».

При проектировании балок, осуществляемом в окрестности глобального минимума функции массы, важно уметь получать самостоятельно выражения, определяющие оптимальную прочность стали для отдельных загрузок и для их расчетных комбинаций.

Для балок постоянного сечения формула, которая определяет оптимальную прочность стали, получается из выражения, определяющего требуемую площадь расчетного сечения:

$$A = \frac{2 \cdot h^2 \cdot \sqrt{R_y}}{3 \cdot \bar{\lambda}_w \cdot \sqrt{E}} + \frac{2 \cdot M}{h \cdot \gamma_c \cdot R_y}. \quad (5)$$

Сюда подставляется выражение для высоты сечения стенки $h=h_{min}$, определяемое для конкретных параметров загрузки и выражение для максимального изгибающего момента M , действующего в расчетном сечении. Выражения отвечают конкретной схеме загрузки или их расчетной комбинации. После подстановок берется производная от функции площади расчетного сечения по прочности и приравнивается к нулю, откуда получают выражение, определяющее оптимальную прочность стали для отдельного загрузки или для расчетной комбинации нагрузок, используя принцип наложения.

Применяя к выражению (5) аналитический критерий минимизации функции массы $dA/dH=0$, легко получить известную формулу В. М. Вахуркина.

Таким образом, предлагаемый подход дополняет решение В.М. Вахуркина понятием глобального минимума площади расчетного сечения.

На основе определения оптимальной прочности и назначения соответствующей марки стали для конструкции компонуется сечение балки с оптимальными габаритами, в результате чего получается эффективное сечение сварной балки минимальной массы, отвечающее глобальному минимуму функции массы.

Были подвергнуты анализу соотношения толщины поясов и стенки сечений сварных балок, проектируемых однозначно с максимальными габаритами. Удалось доказать, что во всех без исключения случаях соотношения толщины стенки и поясов, имеющих минимальную толщину и гибкость, близкую к заданной предельной, всегда находятся в пределах свариваемости автоматической сваркой. То обстоятельство, что расчетное сечение образовано листами минимальной толщины, позволяет обходиться без разделки кромок под сварку. Минимальная толщина листов допускает в большинстве случаев использование плазменной резки, позволяющей избежать острожки кромок. Это ускоряет процесс изготовления балок, снижая его трудоемкость, энергоемкость и себестоимость. В конечном счете, это позволит назначать привлекательные цены для продукции, обеспечивая ей повышенную конкурентоспособность.

Последующие вычисления с целью подбора сечений выполняются с помощью коэффициента компоновки сечений и ограничений (1), (2) по известным методикам [3, 4, 5]. Применение критерия оптимальной прочности стали позволяет проектировать как обычные, так и предварительно напряженные балки. Влияние остаточных напряжений, обусловленных сваркой поясных швов, может быть учтено с помощью предложений А. И. Голоднова [6].

Таким образом, сформулировано понятие глобального минимума функции массы сварных балок постоянного сечения и показана методика вывода формул, определяющих оптимальную прочность стали для отдельных загружений и их расчетных комбинаций. Эти предложения не противоречат традиционным представлениям и дополняют их в части введения новых понятий, позволяющих выполнить оптимизацию параметров сечений.

Выводы. Предложена методика определения оптимального расчетного сопротивления стали для стальных балок. Методика базируется на использовании предпосылки о равенстве оптимальной и минимальной высоты сечения. Принятие такого допущения позволяет получить формулы для различных случаев загрузки балок.

Применение такого подхода к проектированию стальных балок позволяет, учитывая наличие расширенной градации в нормах СССР и Украины [3]

прочностных характеристик сталей, проектировать конструкции, параметры которых заведомо удовлетворяют ограничениям по первой и второй группам предельных состояний.

Использование понятия оптимальной прочности стали позволяет проектировать как обычные, так и предварительно напряженные балки. Влияние остаточных напряжений, обусловленных сваркой поясных швов и регулированием остаточного напряженного состояния, может быть учтено с помощью предложений А. И. Голоднова [6].

Литература

- [1] Набоков И. И. Расчет и особенности конструирования стволос двутавровых балок составного сечения с максимальными габаритами, осуществляемый в окрестности глобального минимума функции массы / И. И. Набоков, Е. П. Лукьяненко // *Соврем. проблемы стр-ва : ежегод. науч.-техн. сб. / Донецкий ПромстройНИИпроект. – Донецк : Лебедь, 2001. – С. 80–86.*
- [2] Вахуркин В. М. Наивыгоднейшая форма двутавровых балок / В. М. Вахуркин // *Бюллетень строительной техники. – 1949. – № 21. – С. 3–8.*
- [3] *Стальные конструкции : СНиП II-23-81* / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.*
- [4] Набоков И. И. Методические рекомендации по применению облегченных предварительно-напряженных сварных двутавров для реконструкции промышленных предприятий / И. И. Набоков, А. И. Голоднов, Е. П. Лукьяненко [и др.] ; НИИСП Госстроя УССР. – К. : НИИСП, 1988. – 45 с.
- [5] Голоднов А. И. Принципы компоновки составных двутавровых сечений изгибаемых элементов из сталей различных марок / А. И. Голоднов, Л. Н. Филатова, И. И. Набоков // *Соврем. проблемы стр-ва : ежегод. науч.-техн. сб. / Донецкий ПромстройНИИпроект. – Донецк : Лебедь, 2001. – С. 234–239.*
- [6] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – 150 с.

Надійшла до редколегії 15.06.2011 р.

УДК 72.01

Звищена вантова система з жорсткими напружуючими елементами

Гвоздьова А. Г.

Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури,
Україна

Анотація. Поява звищених вантових систем, які володіють усіма технічними якостями висячих вантових систем та при цьому позбавлені ряду їх недоліків, вирішує багато технічних, естетичних та економічних питань. Такі системи мають непровисаючий (звищений) контур покриття над простором, що перекривається, дозволяють перекривати як великі, так і малі прольоти, при цьому конструктивні елементи таких систем набагато простіші та не впливають на вартість покриття при зміні розмірів прольоту. Звищені вантові системи мають стійкість до дії флаттера, нерівномірних просадок ґрунтів, сейсмічних впливів, а також дозволяють проектувати покриття різної конфігурації.

Аннотация. Появление вспарушенных вантовых систем, которые владеют всеми техническими качествами висячих вантовых систем и при этом лишены ряда их недостатков, решает много технических, эстетических и экономических вопросов. Такие системы имеют непровисающий (вспарушенный) контур покрытия над пространством, которое перекрывается, позволяют перекрывать как большие, так и малые пролеты, при этом конструктивные элементы таких систем намного проще и практически не влияют на стоимость покрытия при изменении размеров пролета. Вспарушенные вантовые системы обладают стойкостью к действию флаттера, неравномерных просадок грунтов, сейсмических влияний, кроме того, позволяют проектировать покрытия разной конфигурации, в основе геометрии которых может лежать свод.

Abstract. Appearance of bellied cable-stayed structural systems having all technical qualities of the hanging cable-stayed systems and at that devoid of some their failings, decide many technical, aesthetic and economic problems. Such systems have a non-sagging (sail-form) contour of coverage above the recovered space, allow recovering both large spans and small ones, at that the structural elements of such systems are simpler and practically do not affect the cost of coverage after the change of span sizes. The bellied cable-stayed structural systems are firm to the action of flatter, uneven deformation of soils, seismic influences and allow designing coverage of different configuration, the geometry of which can be based on a vault.

Ключові слова. Звищені вантові системи, гнучка нитка, жорсткі елементи, міцність, стійкість.

Гнучка нитка як елемент будівельних конструкцій була предметом дослідження інженерів і вчених (Варіньон, Ляме, Клайперон, Нав'є та ін.) з давніх часів.

Як елемент покриття гнучка нитка застосовується порівняно недавно. Інтенсивний розвиток застосування висячих конструкцій відбувся з середини ХХ століття. Значний внесок у теорію розрахунків зробили

вчені: Рабинович І. М., Попов Г. Д., Вахуркін В. М., Кузнецов Е. Н., Перельмутер А. В., Райнус Г. Е., Кірсанов М. М., Качурін В. К., Скуратовський М. Н., Мущанов В. П., Гордеев В. М.; Караджи К. М., Ржаніцин О. Р., Шимановський В. М., Шимановський О. В. та ін.

Серед закордонних вчених, які розробляли теорію висячих конструкцій, необхідно відзначити роботи Б. Фуллера, Ф. Отто, Х. Рюле, К. Шлейера, Х. К. Банделя, А. Скорделіса та ін.

Класичні вантові системи, реалізовані у будівництві до теперішнього часу, мають ряд переваг у порівнянні з іншими будівельними конструкціями (балки, ферми, арки, рами та ін.). До переваг належать:

- а) порівняно невелика витрата сталі;
- б) можливість перекриття значних за розміром прольотів;
- в) забезпечення можливості створення оригінальних просторових архітектурних композицій;
- г) простота технічних розрахунків, які відрізняються тим, що міцність і жорсткість конструкцій при розрахунках є елементами, що не пов'язані між собою.

Недоліками класичних вантових систем є:

- а) висока вартість конструкцій при перекритті малих прольотів (до 60 м);
- б) провисаючий контур покриття над простором, що перекивається;
- в) нестійкість до дії флатера, що викликає необхідність використання спеціальних технічних засобів захисту;
- г) покриття по вантових системах належить до розряду дрібнозбірних, що значною мірою знижує технологічність будівельно-монтажних робіт.

Самостійно-напружені системи. Нитка, що стоїть – звичайна нитка, на якій закріплені пружні зігнуті смужки з пластика (рис. 1). Нитка дивним чином стоїть вертикально, простягається вгору та ще й тримає на собі ці пластини. Вся річ у тому, що нитка перебуває в розтягнуто-напруженому стані. Вона – приклад самостійно-напружених конструкцій. На цьому принципі засновано багато скульптур американського архітектора Кеннета Снелсона. Винахідником самостійно-напружених або вантовостержневих будівельних конструкцій є В'ячеслав Колейчук [2] (архітектор, художник, теоретик мистецтва, майстер експериментального дизайну), який отримав патент майже одночасно з великим американським архітектором Фуллером.

Колейчук В. Ф. обґрунтував також свої художні ідеї і технічні винаходи, наприклад, принципи конструкцій, що «самостійно зводяться» та «миттєво-жорстких» (таких, що працюють на ефекті стиснення та розпору).

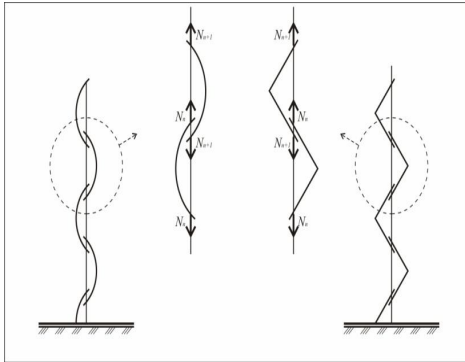


Рис. 1. Принцип роботи «нитки, що стоїть» (1979 р.)



Рис. 2. Голчата башта (1968 р.)

У 50-х роках ХХ ст. почався розвиток систем, що одержали назву «Tensegrity». «Тенсегріті» або напружена цілісність – властивість цілісності структури, що ґрунтується на балансі розтягнення та стиснення елементів. «Тенсегріті» – це властивість каркасних структур, у яких цілісні деталі працюють на розтягнення, а складові деталі – на стиснення, тому всі вони функціонують із максимальною ефективністю та економічністю. У цьому значенні «тенсегріті» використав вчений-архітектор Річард Бакмінстер Фуллер [1].

Найвідоміша споруда, побудована за принципом «тенсегріті» – Голчата башта Кеннета Снелсона (1968 р.) (рис. 2). У побудові Голчатої башти використано більш ніж три кабелі, що зустрічаються на кінці стержня, тому що три кабелі визначають позицію стержня, а додатковий, четвертий, лише утримує його у визначеному місці простору.

Принцип «тенсегріті» був використаний у спорудах Д. Джайгера, Р. Фуллера, К. Йогансона (1920–1921 рр.), К. Снелсона, Р. Спідмана, а також іншими архітекторами та конструкторами.

Треба зазначити, що звищені вантові системи, які аналізуються далі, мають деяку схожість із системами «тенсегріті», але вони працюють тільки у площині.

Звищені вантові системи. Використання «нитки, що стоїть» дозволило створити звищені вантові конструкції покриття. Показана на рис. 3 схема просто демонструє напружений стан троса, вся система зберігає принципові властивості вантової системи:

- а) напружуючі елементи не мають жорсткого кріплення до троса;
- б) трос розтягнутий по всій довжині;

в) розрахунок системи поділений на розрахунок міцності та розрахунок жорсткості (обчислення деформації прогину системи).

На підставі цього принципу запатентовано дві конструкції аркового покриття – Патенти Російської Федерації № 2132913 та № 2183234 [3, 4].

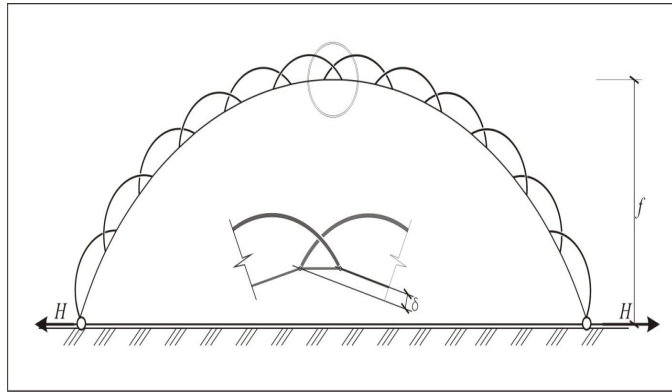


Рис.3. Звищена вантова система у формі арки

Звищені вантові системи мають наступні переваги: 1) непровисаюча конфігурація несучого троса (ванта); 2) природна сейсмічна стійкість; 3) стійкість до локальних вертикальних просадок підвалин та фундаментів; 4) можливість серійного виготовлення покриттів малих прольотів завдяки простоті конструктивних вузлів; 5) можливість виготовлення збірно-розбірних конструкцій при збереженні їх капітальності; 6) звищені вантові системи стійкі до дії флатера, нерівномірних просадок ґрунту, сейсмічних впливів.

Кріплення напружуючих елементів до ванта нежорстке, бо на ділянці перехрещування системи використовується трубка, через яку вільно пропущений трос. Трос отримує необхідний напружений стан за рахунок зміння конфігурації ланок ланцюга, тобто напружуючого переміщення δ .

Недоліками таких звищених вантових систем є: 1) використання матеріалів із достатньо високим модулем пружності для виготовлення напружуючих елементів; 2) криволінійна або ломана форма пружного елемента не завжди зручна при виготовленні та архітектурно і економічно не завжди виправдана.

Звищені вантові системи з жорсткими елементами. Результатом аналізу недоліків звищених вантових систем стала пропозиція створення системи, де постійне зусилля розтягнення у робочому тросі досягається завдяки взаємному повороту балочних елементів під дією гравітації [5]. Таким

чином, наявність у ланцюгу покриття елементів, що напружують, із високим модулем пружності виключається. Достатньо, щоб елемент, що напружує, мав змогу працювати на вигин, поперечну та повздовжню силу. Отже, для здійснення такої конструкції може бути використаний будь-який будівельний матеріал або конструкція, навіть залізобетонна. Статична схема може мати два варіанти конструктивного рішення (рис. 4). Ці схеми відображають принципову компоновку конструктивних елементів, що створюють постійне зусилля розтягнення у робочому тросі.

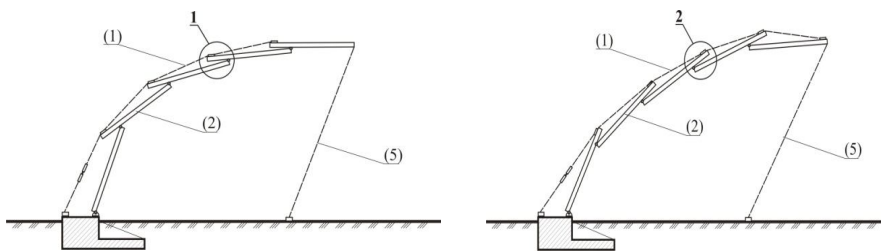


Рис.4. Конструктивні схеми рішення запропонованої звищеної вантової системи

Аналіз напружено-деформованого стану запропонованої звищеної вантової системи (а точніше, аналіз взаємної роботи гнучкої нитки та жорсткої балки) показує, що:

- елементи створюють умови дії постійного рівномірно розподіленого навантаження, що зменшує відхил від первинної форми під дією зосереджених сил;
- елементи попередньо напружують вант – головна особливість звищених вантових систем (принцип «нитки, що стоїть»), що теж сприяє зменшенню деформацій;
- крім того, запропонована звищена вантова система має ще одну перевагу – елементи, що розтягують трос, можуть мати достатньо велику вагу для запобігання дії вітрових навантажень.

Ці особливості значною мірою допомагають усунути деформації, пов'язані з кінематичним переміщенням від зовнішніх навантажень (зосереджені сили, флатер), які мають місце в звищених вантових системах, як і в класичних.

Таким чином, стає очевидним, що звищені вантові системи мають ряд переваг перед класичними вантовими системами, володіючи всіма їх властивостями.

З точки зору механіки, така система повністю аналогічна запропонованим у патентах № 2132913 та № 2183234, оскільки ні одна з ланок ланцюга, крім кінцевого, не має спирання на абсолютну масу (фундамент). Крім того, геометрична форма системи, необхідна для проведення її детального розрахунку, аналогів у будівельній механіці не має.

Як було зазначено раніше, запропонована конструкція володіє усіма властивостями вантових систем, однак розрахунок системи виконується у звичайному порядку, властивому усім будівельним системам:

- визначення геометричних параметрів системи;
- визначення навантажень і впливів;
- розрахунок зусиль, діючих у системі;
- вибір матеріалів та розрахунок перерізів.

Міцність. Для розрахунку відповідно до норм (ДБН) необхідно розробити розрахункову схему, яка має забезпечити високу точність обчислення геометричних параметрів системи. Після визначення площинної форми троса та розмірів балки для розрахунку на міцність будуть використані відомі статичні схеми.

Жорсткість. Для одержання нормально працюючої системи треба проектувати криву загальної форми системи таким чином, щоб обріз уявної арки проходив у безпосередній близькості від центру, а робочий трос і елементи, що напружують, необхідно з'єднувати між собою шарнірами-фіксаторами, що дозволяють системі спрацьовувати на горизонтальні сили від арочного ефекту. Розрахунок жорсткості системи повинен проводитися по ділянках, що дозволить врахувати арочний ефект, який викликає горизонтальні сили.

Стійкість. Якщо несучу вантову систему по ділянках при виготовленні поєднати з конструкцією покриття, то кожен монтажний блок покриття одержить природну стійкість поперек площини, в якій розташовується вантова система. В тому разі, коли конструкція становить відкриту консоль (наприклад, козирок над трибуною стадіону), достатня стійкість забезпечується належною масою самого покриття. Може бути застосовано також якусь допоміжну конструкцію, наприклад вантові відтяжки.

Технологія монтажу. Монтаж звищеної вантової системи може бути проведений кількома різними способами. Усі способи загальновідомі й залежать від розмірів будівельного майданчика та технічних можливостей

забудовника. Запропоновано спосіб монтажу у вигляді самопідйому конструкції у проектне положення.

Архітектурні можливості. Звищена вантова система, що запропонована, унікальна в своєму роді через те, що її звищена форма не тільки «створює комфортне сприйняття», у психологічному сенсі, а ще й дозволяє створювати різноманітні просторові архітектурні форми: консольне покриття напівциліндричної (напівкупольної) форми; циліндричне склепіння; купольне склепіння; при цьому рішення конструктивних вузлів не ускладнюється; конструктивні елементи та вузли мають конструюватися з урахуванням обраних матеріалів.

Таким чином, проаналізувавши напружено-деформований стан звищених вантових систем з жорсткими елементами, можна визначити їх основні переваги та недоліки.

Отже, переваги звищеної вантової системи з жорсткими напружуючими елементами такі: 1) головним несучим елементом є вант, тобто сталевий трос, що володіє усіма властивостями вантів та забезпечує малі витрати сталі (за вагою) в несучій конструкції; 2) балочні елементи напружують несучий трос під дією гравітації; це дає змогу використовувати для їх конструювання залізобетон, що також знижує витрати металу та дає значний економічний ефект; 3) несучий вант не провисає, що дає змогу отримувати максимальний об'єм простору під покриттям; 4) унікальна композиція несучого та напружуючих елементів дає змогу зводити конструкцію методом самопідйому, це дає відносну простоту технології монтажу; 5) конструкція покриття повнозбірна, в ній усі елементи заводського виготовлення; 6) конструкція не боїться сейсмічних впливів при відкритих схемах (козирок), оскільки її елементи жорстко не закріплені між собою, а трос можна розрахувати з достатнім запасом міцності та лінійної пружності; 7) існує можливість організовувати відкриті та закриті простори – куполи, склепіння, тобто створювати різні архітектурні форми.

Проте, така системи має наступні недоліки: 1) при відкритих контурах конструкції (козирки) вона має велику парусність при тому, що розтягнений несучий вант не здатен сприймати стискаючі зусилля, що може призвести до флатерного «ляску», в зв'язку з чим незмінність геометричної форми козирка слід забезпечувати або великою вагою, що гравітаційно гаситиме флатер (як це роблять у висячих оболонках), або конструктивно забезпечувати просторову жорсткість за допомогою відтяжок, вантових ферм чи жорстких бортових елементів; 2) необхідність мати спеціальне обладнання, аналогічне тому, що використовують під час монтажу збірних жорстких оболонок, для монтажних робіт по стиковці

полос конструкцій та улаштування покрівлі: автомобільні люльки, страхувальне обладнання та ін.; 3) необхідність високої точності розрахунку просторової геометрії та розробки спеціальних вузлів, що дозволять під час монтажу корегувати неточність заводського виготовлення.

Усі ці особливості дають змогу використовувати систему в багатьох сферах будівництва, дозволяючи підкреслити оригінальність архітектурного об'єкту, разом з тим забезпечуючи надійне технічне рішення великопрольотного покриття та отримуючи значну економію під час реалізації в порівнянні з іншими великопрольотними конструкціями.

Література

- [1] Fuller R. B. Synergetics. Explorations in the Geometry of Thinking / Richard Buckminster Fuller. – New York : Macmillan Publishing Co, 1975. – 208 p.
- [2] Колейчук В. Ф. Новейшие конструктивные системы / В. Ф. Колейчук. – М. : Знание, 1984. – 48 с.
- [3] Пат. 2132913 Российская федерация, МПК⁷ Е 04 В 1/32. Покрытие / Михеев Ю. М. – № 98106423/03; заявл. 07.04.98; опубл. 10.07.99, Бюл. № 19.
- [4] Пат. 2183234 Российская федерация, МПК⁷ Е 04 В 1/32. Покрытие / Михеев Ю. М. – № 2000119019/03; заявл. 19.07.2000; опубл. 10.06.02, Бюл. № 16.
- [5] Пат. 82478 Україна, МПК (2006) Е 04 В 1/32. Покриття / Артюхова А. Г. – № 20041109385; заявл. 15.11.04; опубл. 25.04.08, Бюл. № 8.

Надійшла до редколегії 15.06.2011 р.

УДК 624.015.5

Комплекс взаємопов'язаних заходів щодо визначення параметрів напружено-деформованого і технічного стану конструкцій при різних впливах

¹Отрош Ю.А., к.т.н., ²Іванов А.П., к.т.н., доц., ³Голоднов О.І., д.т.н.

¹Академія пожежної безпеки ім. Героїв Чорнобиля, Україна

²Донбаський державний технічний університет, Україна

³ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. Розроблено комплексну методику оцінки технічного стану експлуатованих будівельних конструкцій після різних впливів. Запропоновано методики визначення фізико-механічних характеристик матеріалів неруйнівними методами. Показано доцільність використання отриманих характеристик матеріалів при оцінці технічного стану конструкцій.

Аннотация. Разработана комплексная методика оценки технического состояния эксплуатируемых строительных конструкций после различных воздействий. Предложены методики определения физико-механических характеристик материалов неразрушающими методами. Показана целесообразность использования полученных характеристик материалов при оценке технического состояния конструкций.

Abstract. Complex methodology of estimation of the technical state of in-service building constructions after different influences is worked out. Methodologies of determination of physical and mechanical descriptions of materials by non-destructive methods are offered. Expediency for use of the got descriptions of materials is shown while estimating the technical state of constructions.

Ключові слова. Будівельні конструкції, впливи, характеристики матеріалів, технічний стан.

Вступ. Постановка проблеми. Як основна мета робіт з обстеження конструкцій розглядається визначення виду поточного технічного стану та відповідності встановленого технічного стану вимогам нормативної та проектної документації для забезпечення подальшої безпечної експлуатації конструкцій і устаткування, а також захисту персоналу та навколишнього середовища. Згідно з Постановою Кабінету Міністрів України № 409 від 5 травня 1997 р. «Про забезпечення надійності та безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж» будівельні конструкції повинні піддаватися регулярному технічному огляду.

Оцінка технічного стану будівель та споруд проводиться шляхом визначення стану окремих елементів, конструкцій і об'єкта в цілому на основі аналізу технічної документації за весь експлуатаційний період,

результатів обстеження елементів і конструкцій, виконання перевірочних розрахунків [1, 2, 3 та ін.].

Методи технічного обстеження будівельних конструкцій – візуальний і/або інструментальний. Візуальним методом виявляються видимі дефекти. Інструментальним методом визначаються механічні характеристики матеріалів конструкцій, проводяться вимірювання параметрів виявлених дефектів і пошкоджень (наприклад, тріщин), розкриття конструкцій для встановлення складу, а також причин виникнення дефектів і пошкоджень.

При проведенні робіт із визначення технічного стану необхідно враховувати особливості будівель, наприклад:

- наявність футерованих конструкцій (стосується, в основному, виробничих та допоміжних будівель та споруд);
- наявність і стан захисних покриттів для конструкцій, що експлуатуються в умовах агресивних середовищ;
- необхідність обстеження й оцінки технічного стану гідроізоляційних покриттів;
- необхідність визначення існуючого НДС будівель за умов розвитку нерівномірних деформацій основи.

Методичні принципи врахування особливостей конструкцій будівель та споруд і організаційно-технічні заходи, що забезпечують проведення робіт на експлуатованих об'єктах, повинні бути відбиті у відповідних методиках проведення обстеження, які розробляються для кожної будівлі окремо.

Напрямок досліджень відповідає пп. 6.4, 6.5 напрямів з удосконалення заходів забезпечення надійності та безпечної експлуатації споруд, конструкцій, обладнання та інженерних мереж Державної науково-технічної програми «Ресурс» (№ ДР 0107U005865). Дослідження виконано в рамках науково-дослідної роботи кафедри будівельних конструкцій ДонДТУ за темою «Вплив локальних термічних дій на міцність і стійкість елементів металевих будівельних конструкцій» (№ ДР 0109U008624).

Мета роботи. Мета досліджень полягає в розробці взаємопов'язаних заходів щодо визначення контрольованих параметрів матеріалів залізобетонних і сталевих конструкцій при спільній дії різних впливів із подальшим використанням отриманих даних для обґрунтування можливості продовження терміну експлуатації або необхідності ремонту (заміни) конструкцій.

Основна частина

Оцінка технічного стану будівельних конструкцій здійснюється в такій послідовності:

- аналіз технічної документації;
- попереднє встановлення параметрів і критеріїв технічного стану, чинних і прогнозних силових, деформаційних і високотемпературних впливів;
- аналіз відмов і пошкоджень;
- візуальне обстеження стану будівельних конструкцій, визначення видимих дефектів та пошкоджень;
- попередня оцінка технічного стану конструкцій, будівлі (споруди) в цілому на основі аналізу технічної документації та візуального обстеження;
- інструментальне обстеження стану будівельних конструкцій, визначення параметрів технічного стану конструкцій і будівлі в цілому;
- аналіз результатів візуального й інструментального обстеження;
- виконання перевірочних розрахунків;
- підготовка висновку про технічний стан будівельних конструкцій будівель і споруд.

Таким чином, для конструкцій будівель та споруд різного призначення необхідно розробити комплекс взаємозв'язаних заходів щодо визначення параметрів напружено-деформованого стану (НДС) і технічного стану конструкцій при різних впливах. Розроблений комплекс повинен на основі аналізу технічної та нормативної документації встановити параметри та критерії технічного стану конструкцій, виявити механізми старіння, проаналізувати можливі відмови та пошкодження, зробити прогноз подальшого розвитку деформацій ґрунтової основи та фундаментів, виконати розрахунки на прогнозні деформації та можливі високотемпературні впливи, за необхідності розробити проект підсилення конструкцій і реалізувати його в натурі. Стосовно залізобетонних конструкцій виконання повного комплексу заходів неможливе без визначення характеристик міцності арматури. Надійними методами визначення характеристик міцності арматури можуть бути лише методи, засновані на отриманні реальних характеристик арматурної сталі, наприклад, шляхом випробування вилучених із конструкцій зразків

Для будівельних конструкцій встановлюється єдина класифікація (номенклатура) можливих технічних станів у кількості чотирьох відповідно до [1].

Конструкції й елементи з самого початку своєї експлуатації, впродовж всього життєвого циклу, внаслідок старіння та деградації можуть послідовно перебувати в кожному з чотирьох технічних станів. Встановлення того, в якому із зазначених технічних станів перебуває дана конструкція й елемент, є завданням комплексу робіт з оцінки їхніх технічних станів.

Елементи конструкції або споруди можуть опинитися в різних станах. В цьому випадку стан конструкції або споруди в цілому приймається за гіршим станом у згідно з [1].

Відповідно до вимог проектної та нормативної документації визначаються критерії (кількісні й якісні показники) оцінки технічного стану конструкцій та елементів. Ці критерії для кожної обстежуваної конструкції встановлюються спеціалізованою організацією на основі проведеного аналізу наявної технічної та чинної нормативної документації.

Достовірність отриманих результатів має бути забезпечена застосуванням нормованих методів проведення досліджень і визначення контрольованих параметрів, відповідних приладів, устаткування і засобів вимірювальної техніки, занесених у Державний реєстр України і таких, що пройшли перевірку в органах Держспоживстандарту або в організаціях, акредитованих на виконання цих робіт.

За нормальних умов експлуатації на конструкції діють силові, деформаційні та високотемпературні впливи. Незважаючи на те, що пожежа являє собою особливий вид навантаження, її виникнення можливе у будь-який проміжок часу.

Як критерії відмов і пошкоджень повинні бути розглянуті граничні величини параметрів технічного стану (наявність або відсутність тріщин, ширина розкриття тріщин, прогини, переміщення тощо), які зазвичай встановлюються проектною або нормативною документацією.

На основі встановлених ознак з використанням прогнозної зміни їх у часі визначаються критерії вичерпання несучої здатності конструкцій із зазначенням наслідків такого виду відмови, а також розробляються рекомендації щодо запобігання вичерпанню несучої здатності конструкцій.

Візуальне обстеження технічного стану виконується шляхом проведення технічного огляду конструкцій. Технічний огляд, у поєднанні з

інформацією, отриманою від експлуатуючої організації, дозволяє встановити [1, 2, 3 та ін.]:

- фактичні схеми розташування елементів і відповідність їх проекту;
- фактичні навантаження і впливи (включаючи особливі);
- дефекти конструкцій.

Візуальним методом виявляються видимі дефекти будівельних конструкцій, а також визначаються явні та передбачувані причини їхнього виникнення. Остаточні причини появи дефектів уточнюються після вивчення технічної документації, а також у процесі інструментального обстеження.

Візуальне обстеження включає оцінку технічного стану конструкцій за зовнішніми ознаками й відбір конструкцій для інструментального обстеження.

При візуальному обстеженні виконуються наступні види робіт:

- огляд конструкцій з метою перевірки відповідності фактичної і проектної конструктивних схем;
- визначення стану зварних швів, болтових і заклепувальних з'єднань, вузлів сполучення елементів і конструкцій;
- виявлення недоробок, неякісного виконання робіт при будівництві та ремонтах, що призводять до зниження несучої здатності конструкцій;
- оцінка фактичних умов експлуатації конструкцій, виявлення порушень умов нормальної експлуатації (впливів технологічних і атмосферних вод на конструкції, температурних впливів, що перевищують проектні);
- визначення ділянок із пошкодженнями та дефектами;
- огляд зовнішньої поверхні конструкцій на наявність тріщин, ділянок руйнувань поверхневих прошарків, оголення та корозії арматурних стрижнів і закладних деталей;
- огляд зовнішньої поверхні стін, перекриттів, фундаментів, які облицьовані плиткою, на наявність тріщин, механічних пошкоджень, відшаровувань облицювання від бетону і кладки (визначаються шляхом простукування молотком);
- вибір конструкцій, що мають дефекти, та місць для подальшого вилучення зразків кладки, арматури та бетону в ході

інструментальних досліджень (не менше трьох зразків на одну конструкцію).

Результати візуального обстеження зазвичай оформлюються у вигляді актів обстеження та відомостей дефектів з описом видів дефектів конструкцій і місць їхнього розташування. Розташування дефектів фіксують на схемах і фотографіях.

За відсутності або наявності незначних дефектів конструкцій, параметри яких не перевищують граничних величин, на основі результатів аналізу технічної документації та візуального обстеження може даватися остаточна оцінка технічного стану конструкцій. Оцінка технічного стану будівельних конструкцій оформляється у вигляді Висновку про технічний стан будівельних конструкцій відповідної будівлі [1, 2, 3].

За наявності дефектів, після аналізу технічної документації та візуального обстеження робиться попередня оцінка технічного стану будівельних конструкцій, яка надається у вигляді розділу Висновку про технічний стан будівельних конструкцій. Після цього розробляється програма інструментального обстеження.

Інструментальне обстеження проводиться з метою збору інформації для остаточної оцінки технічного стану конструкцій [1, 2, 3]. За спеціалізованими організаціями залишається право вибору приладів і устаткування для проведення інструментального обстеження.

Основною задачею при проведенні інструментальних обстежень залишається визначення фізико-механічних характеристик матеріалів. Як правило, визначення фізико-механічних характеристик матеріалів проводиться:

- вибірково в декількох однотипних конструкціях;
- у дефектних зонах конструкцій у місцях, встановлених у результаті аналізу даних візуального обстеження.

Міцність бетону методами неруйнівного контролю згідно з ГОСТ 22690-88 [4] визначається по заздалегідь установлених градувальних залежностях між міцністю бетонних зразків і непрямими характеристиками міцності.

Градувальні залежності повинні мати середнє квадратичне відхилення, яке не перевищує 12% при використанні серії зразків і 15% – при використанні окремих зразків від середнього значення міцності.

Визначення параметрів армування необхідно виконувати магнітним методом відповідно до ДСТУ Б В.2.6-4-95 (ГОСТ 22904-93) [5] з

використанням приладу типу ИЗС-10Н. Перед виконанням вимірювань необхідно виконати тарування приладу з побудовою індивідуальних градувальних залежностей.

На ділянках конструкцій з розкритим захисним шаром, а також у місцях, де можливо провести вилучення арматури, необхідно виконати контроль встановлених параметрів армування з вимірюванням діаметру арматури штангенциркулем згідно з ГОСТ 166-89 [6]. Коли вилучити арматуру для досліджень неможливо, її клас необхідно встановлювати за візуальними ознаками.

Контрольовані параметри технічного стану арматури та сталевих конструкцій в експлуатованих конструкціях, як перше наближення, визначаються за допомогою твердомірів різного призначення. Використання методу локального руйнування дозволяє визначити характеристики міцності з доволі високою точністю [7].

Визначення характеристик міцності арматури в експлуатованих конструкціях методом «зрізу різьби» необхідно виконувати в такій послідовності.

1. Вибір місць проведення випробувань. Для цього необхідно виконати візуальне обстеження конструкцій, визначити зони із зруйнованим захисним шаром або зони, де необхідно виконати руйнування захисного шару для розкриття арматури. При виборі зон, де будуть виконані випробування арматури, необхідно враховувати наступні вимоги:

- зони випробувань арматури слід вибирати таким чином, щоб було зручно виконувати свердлення отворів, нарізання різьби і випробування;
- де можливо, має бути оголена арматура з торців конструкцій для визначення характеристик міцності в поздовжньому напрямку;
- при розкритті захисного шару бетону, де можливо, повинні бути оголені стрижні робочої арматури всіх діаметрів, що входять до складу робочої арматури;
- зони випробувань мають бути розташовані в тих частинах конструкцій, де за результатами аналізу або розрахунку діють незначні за величиною зусилля (наприклад, при випробуваннях робочої арматури згинних статично визначених елементів – це приопорні зони).

2. Роботи підготовчого періоду. Для знаходження за допомогою методу «зрізу різьби» характеристик міцності необхідно просвердлити отвори, в яких згодом нарізується різьба. За всіх умов буде бажаним проведення

випробувань арматури в напрямку довжини, тобто в торцях арматури. За неможливості проведення таких випробувань виконати свердлення отворів і знаходження характеристик міцності поперек довжини арматури.

Перед тим, як свердлити отвір у стрижні для визначення характеристик міцності поперек довжини, його поверхня на тому місці має бути вирівняна шляхом зрізання деякої частини металу. Це необхідно для того, щоб випробувальний гвинт угвинчувався в зразок до упору й знаходився перпендикулярно поверхні, що випробовується, протягом усього експерименту. Для цього у конструкції гвинтів зроблено упорне кільце (розмір кільця залежить від діаметру випробувального гвинта).

3. Проведення випробувань. Для проведення випробувань після тарування відбирається один гвинт. Він угвинчується до упору в отвір із різьбою і виконується випробування до руйнування різьби шляхом прикладання до гвинта розтягувального зусилля. Випробування в кожному отворі виконуються по черзі.

Кожне з перелічених з'єднань по черзі доводиться до руйнування шляхом прикладання до випробувального гвинта розтягувального зусилля.

Отримана після проведення експерименту стружка (в тому числі й витки, зрізані у випробувальному матеріалі) використовується як матеріал для проведення хімічного аналізу для визначення марки сталі.

4. Аналіз отриманих результатів. За отриманими результатами з проведених випробувань знаходять зусилля зрізу різьби. Проводиться порівняльний аналіз отриманих зусиль вздовж та поперек зразка для виявлення анізотропних властивостей матеріалу, що досліджувався (якщо була можливість проведення досліджень уздовж та впоперек арматури).

5. Оброблення отриманих результатів дослідження. Оброблення отриманих результатів починається із знаходження максимальної розтягувальної сили, яка прикладалася до гвинта. Далі виконується статистичний аналіз із метою визначення достовірності отриманих результатів і методу «зрізу різьби» в цілому.

Статистичний аналіз передбачає:

- виключення грубих помилок, оцінку розкиду отриманих даних за допомогою коефіцієнта варіації, побудову полігонів розподілу кожної зі знайдених характеристик, виявлення належності отриманих даних нормальному закону розподілу (для визначення достовірності отриманих результатів);
- виконання за отриманими залежностями розрахунків тимчасового опору розриву і межі текучості випробуваного матеріалу.

Виключення грубих помилок і оцінка розкиду даних виконуються для кожного виду арматури окремо.

За результатами аналізу технічної документації, візуального й інструментального обстеження виконується попередня оцінка технічного стану конструкцій, будівель та споруд в цілому та робиться висновок про необхідність проведення математичного моделювання НДС або спрощених розрахунків конструкцій. Попередня оцінка технічного стану проводиться на основі критеріїв оцінки. Прогноз зміни технічного стану при подальшій експлуатації виконується на основі аналізу деградаційних процесів і виявлення відповідності фактичних параметрів технічного стану вимогам проектної та нормативної документації.

Технічний стан конструкцій за відсутності дефектів може вважатися нормальним або задовільним, якщо не виконуються [3 та ін.]:

- умова відмови конструкцій (умова досягнення конструкцією граничних станів першої групи)

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

де F , F_u – величини відповідно найбільш можливого за час експлуатації зусилля в елементі від розрахункових навантажень і найменшої несучої здатності;

- умова досягнення конструкцією граничних станів другої групи

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

де f , f_u характерне переміщення конструкції (прогин, кут повороту, крен тощо), які визначено відповідно в результаті розрахунку або обстеження, а також граничне, встановлене нормами.

Як параметри граничних станів другої групи, досягнення яких розглядається як відмова-перешкода, розглядаються надмірне або тривале розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях, а також досягнення граничних величин прогинів.

Граничні стани цієї групи викликають тимчасове припинення або часткове порушення умов нормальної експлуатації, але разом із тим чітка межа переходу в граничний стан відсутня.

Функції визначення несучої здатності приймаються за СНиП 2.03.01–84* [8]. Допускається застосовувати прямі обмеження наступного типу на зміну конструктивних, міцнісних або інших визначальних параметрів:

$$\delta_{\min} \leq \delta, \quad (3)$$

$$R_{\min} \leq R, \quad (4)$$

де δ_{\min} – мінімально допустима величина параметра перетину залізобетонного елемента (висота, ширина, площа арматури тощо); δ – дійсна величина параметра перетину; R_{\min} – мінімально допустимий розрахунковий опір матеріалу (бетону, арматури); R – дійсний розрахунковий опір матеріалу.

Оцінка технічного стану проводиться зіставленням контрольованих параметрів із відповідними проектними параметрами або визначеними в результаті обстежень і розрахунків. Конструкції можуть перейти в граничний стан, якщо досягли граничних величин такі параметри, як геометричні розміри (зменшення внаслідок корозійного зносу арматури, бетону, сталевих прокату), міцність бетону, встановлена арматура не відповідає проекту, а вузли сполучення, закладні деталі й елементи кріплення зруйновано або пошкоджено.

Мінімально допустимі величини контрольованих (визначальних) параметрів у формулах (3) і (4) встановлюють за наслідками розрахунків будівельних конструкцій відомими методами будівельної механіки й опору матеріалів для визначення несучої здатності та порівняння її з максимальним діючим зусиллям:

$$F_{cr}[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)] > F, \quad (5)$$

де $F_{cr}[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)]$ – функція несучої здатності; F – визначається за результатами спрощених розрахунків або математичного моделювання НДС конструкцій і будівлі в цілому.

Як параметри $x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)$ приймаються розміри поперечного перетину, міцність матеріалів, в т. ч. і як функції часу, деформації ґрунтової основи тощо. Визначення величини діючого зусилля F для статично визначених конструкцій не являє ускладнень з принципової точки зору. Для статично невизначених конструкцій величина F визначається за наслідками математичного моделювання НДС, встановленого за результатами обстеження.

Перехід нерівності (5) в рівняння свідчить про вичерпання несучої здатності (ресурсу) конструкції. Подальша експлуатація можлива після проведення робіт із підсилення (заміни) або ремонту.

Розрахунок залишкового ресурсу виконується в такій послідовності [1, 3].

1. Проводиться обстеження конструкцій і встановлюються контрольовані параметри: розміри поперечного перетину, характеристики міцності матеріалів, уточнюються величина та характер навантажень і впливів.

2. Визначається несуча здатність конструкції за даними проведених обстежень $F_{cr}[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)]$. За наслідками розрахунку встановлюються максимальні зусилля F . Порівнюються:

$$F_{cr} \geq F. \quad (6)$$

Якщо нерівність виконується, несуча здатність не вичерпана.

3. Визначають залишковий ресурс t_R із використанням допущення щодо лінійної залежності зміни контрольованих параметрів від часу:

$$t_R = \Delta t \cdot \frac{F_{cr} - F}{F_{pr} - F_{cr}}; \quad (7)$$

$$\Delta t = t_1 - t_0, \quad (8)$$

де t_0 – дата початку експлуатації конструкції (після виготовлення, підсилення або заміни) або попереднього обстеження, рік; t_1 – дата виконання обстеження та встановлення змін контрольованих параметрів, рік; F_{pr} – несуча здатність елемента, яка визначена за проектними даними.

Визначення залишкового ресурсу доцільно виконувати по можливості на більшій базі (8). Точніше рішення щодо величини ресурсу може бути отримане за умови наявності результатів регулярних спостережень і визначень контрольованих параметрів і технічного стану. Якщо нерівність (6) не виконується, елемент знаходиться в стані, не придатному для експлуатації, або аварійному. У разі наявності нерівномірних осідань основи, а також при високотемпературних впливах доцільним буде виконання математичного моделювання за результатами проведеного обстеження НДС конструкцій і будівлі в цілому.

Висновки

1. Для будівель та споруд різного призначення розроблено комплекс взаємопов'язаних заходів щодо визначення контрольованих параметрів і технічного стану конструкцій при різних впливах. Комплекс дозволяє на основі аналізу технічної та нормативної документації встановити параметри і критерії технічного стану, проаналізувати можливі відмови та пошкодження. Наявність таких даних дозволить якісно підійти до процесу обстеження, обґрунтовано вибрати конструкції для детального обстеження та встановити контрольовані параметри експлуатованих конструкцій та

будівлі в цілому методами неруйнівного контролю. Для арматури експлуатованих залізобетонних конструкцій вперше розроблено методику визначення характеристик міцності методом локального руйнування.

2. У межах розробленого комплексу заходів встановлено можливість виконання діагностики технічного стану та визначення залишкового ресурсу конструкцій і будівель у цілому з урахуванням встановлених за результатами обстеження контрольованих параметрів і НДС.

Література

- [1] Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К.: Держбуд України, 1999. – 152 с.
- [2] Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений : ДБН 362-92. – К.: Государственный комитет Украины по делам архитектуры, строительства и охраны исторической среды, 1993. – 47 с.
- [3] 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.
- [4] Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля : ГОСТ 22690–88. – Введ. с 01.01.91. – М.: Изд-во стандартов, 1988. – 26 с.
- [5] Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры : ДСТУ Б В.2.6-4-95 (ГОСТ 22904-93). – К.: Укрархбудинформ, 1995. – 15 с.
- [6] Штангенциркули. Технические условия : ГОСТ 166-89. – М.: Госкомитет СССР по управлению качеством продукции и стандартов, 1989. – 15 с.
- [7] Иванов А. П. Визначення міцнісних характеристик арматурної сталі методом «зрізу різьби» після температурного впливу / А. П. Иванов, Ю. А. Отрош // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 2. – С. 16–19.
- [8] Бетонные и железобетонные конструкции : СНиП 2.03.01–84* / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 76 с.

Надійшла до редколегії 18.07.2011 р.

УДК 624.072.002.2

Определение остаточного ресурса стальных конструкций в условиях действующих предприятий с учетом наличия остаточного напряженного состояния

Иванов Б. В.

Луганский национальный аграрный университет, Украина

Аннотация. Предложена комплексная методика оценки технического состояния и расчета остаточного ресурса строительных конструкций, которые эксплуатируются на предприятиях в условиях агрессивной среды. 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. Определение остаточного ресурса конструкций позволяет сделать окончательные выводы об их техническом состоянии и рекомендовать, при необходимости, усиление или защиту от действия агрессивной среды.

Анотація. Запропоновано комплексну методику оцінки технічного стану та розрахунку залишкового ресурсу будівельних конструкцій, що експлуатуються на підприємствах в умовах агресивного середовища. Визначення технічного стану виконується в порядку, рекомендованому чинними нормативними документами. Основним етапом виконання робіт є проведення розрахунків конструкцій з моделюванням визначеного технічного стану для визначення розрахункових зусиль. Розрахунок виконується методом скінченних елементів. Визначення залишкового ресурсу конструкцій дозволяє зробити остаточні висновки щодо технічного стану і рекомендувати, за необхідності, підсилення або захист від дії агресивного середовища.

Abstract. The complex technique for estimation of technical state and calculation of a residual resource of reinforced building structures maintained at the enterprises under aggressive environment conditions is offered. The definition of a technical state is carried out in the order recommended by normative documents in force. Calculation of structures and modelling of the determined technical state for definition of project efforts is the main work stage. The calculation is carried out by the finite-element method. The definition of a residual resource of structures allows making final conclusions about their technical state and to recommend, if necessary, strengthening or protection against action of aggressive environment.

Ключевые слова. Строительные конструкции, повреждения, техническое состояние, остаточный ресурс.

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

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.

Анализ последних достижений и публикаций. Анализ последних достижений и публикаций (решению таких проблем посвящены регулярно проводимые конференции как в нашей стране, так и за рубежом) свидетельствует о необходимости продолжения исследований в области продления срока службы строительных конструкций и определению их остаточного ресурса [1, 2, 3, 4, 5 и др.]. Решение этой задачи возможно различными методами, в т. ч. и путем моделирования напряженно-деформированного состояния (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.

Цель работы. Разработка комплексной методики оценки технического состояния и расчета остаточного ресурса строительных конструкций, эксплуатирующихся на предприятиях с агрессивной средой, с учетом наличия остаточного напряженного состояния.

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]:

нормальное (I), когда фактические усилия в элементах и сечениях не превышают допустимых 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 эксплуатации, на протяжении всего жизненного цикла, по мере старения и деградации могут последовательно находиться в любом с 4-х технических состояний. Состояние конструкции или сооружения в целом принимается по худшему состоянию элементов [1].

В соответствии с требованиями проектной, нормативной и эксплуатационной документации устанавливаются критерии (количественные и качественные показатели) оценки технического состояния конструкций (параметры сечения, площадь арматуры, характеристики материалов, характер и ширина раскрытия трещин, прогибы). Эти критерии необходимы для сравнения с ними фактических значений определяющих параметров, получаемых в ходе работ по оценке технического состояния конструкций [7, 8, 9 и др.].

Основная цель оценки технического состояния – определение возможности дальнейшей эксплуатации конструкций при реализованных режимах и условиях. Этапами работ по оценке технического состояния являются [9 и др.]:

- 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 [9]:

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 элементов II группы, достижение которых рассматривается как отказ-препятствие, являются чрезмерное или продолжительное раскрытие трещин в железобетонных конструкциях.

Пределные 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 геометрические параметры (уменьшение вследствие коррозионного износа размеров стального проката, арматуры и т. п.) и прочностные характеристики стали и 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 материалов 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 вычислительных комплексов типа ЛИРА, SCAD и др. [8, 9, 10 и др.].

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

Таким образом, предельное состояние для конструкции не достигнуто, если для контролируемых параметров выполняются неравенства:

$$\delta > \delta_{\min}; \quad (4)$$

$$R > R_{\min}, \quad (5)$$

где δ_{\min}, δ – соответственно минимально допустимый и действительный размер поперечного сечения элементов (ширина, высота, толщина стального проката, диаметр арматуры и т. п.); R_{\min}, R – соответственно минимально допустимая и действительная прочность материала (бетона, арматуры, стального проката).

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

Расчет остаточного ресурса выполняют в такой последовательности.

1. Выполняют обследование конструкций и устанавливают контролируемые параметры: размеры поперечного сечения, прочность стали, бетона и арматуры, а также уточняют величину и характер действующей нагрузки.

2. Определяют несущую способность конструкции по данным проведенных обследований $F_{cr}[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)]$. По результатам расчета устанавливают максимальные усилия F . Сравнивают:

$$F_{cr} \geq F. \quad (6)$$

Если неравенство выполняется, ресурс не исчерпан.

3. Определяют остаточный ресурс t_R , условно допуская линейную зависимость изменения контролируемых параметров от времени:

$$t_R = \Delta t \cdot \frac{F_{cr} - F}{F_{pr} - F_{cr}}; \quad (7)$$

$$\Delta t = t_1 - t_0, \quad (8)$$

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

Определение остаточного ресурса целесообразно выполнять, по возможности, на большей базе (8). Более точное решение относительно величины ресурса может быть получено при условии наличия результатов регулярных наблюдений и определений контролируемых параметров и

технического состояния. Если неравенство (6) не выполняется, элемент находится в состоянии, непригодном к эксплуатации, или аварийном. Особое внимание следует обратить на наличие остаточного напряженного состояния (ОНС) в стальных элементах. Как известно, при изготовлении стальных конструкций неизбежно появление ОНС, по-разному влияющего на работу сжатых элементов под нагрузкой. Так, наличие остаточных напряжений (ОН) растяжения, обусловленных сваркой поясных швов, вызывает появление уравнивающих сжимающих напряжений в остальной части сечения, в т. ч. и на кромках поясов. Появление ОН сжатия на кромках приводит к снижению величин критических сил [10 и др.].

Экспериментально [10 и др.] подтверждено снижение несущей способности сжатых двутавровых элементов с остаточными сжимающими напряжениями на кромках до 40%. Неблагоприятное влияние ОН определяет разграничение коэффициентов продольного изгиба для расчета сжатых элементов одного профиля. Различие в величинах коэффициентов продольного изгиба для стальных конструкций двутаврового и Н-образного сечения без ОН и с ОН сжатия на кромках поясов свыше 49 МПа может достигать 15...17 % (см. ДБН В.2.3-14:2006 [11]). В нормах проектирования стальных конструкций (СНиП II-23-81* [12]) методика определения коэффициента продольного изгиба не учитывает технологию изготовления конструкций, т. е. наличие ОНС.

Изменение характера распределения ОН в сечениях сварных двутавровых элементов и исправление структурных изменений, вызванных технологическими процессами, возможно двумя способами. Во-первых, ОН могут быть сведены к минимуму после отжига изделия при температуре около 600 °С, как минимум, в течение 4 часов с последующим остыванием образцов вместе с печью. Этот способ весьма энергоемок (получаемый результат не соизмерим с затратами). Во-вторых, ОН могут быть оптимизированы путем регулирования ОНС, по сути, – предварительного напряжения локальными термическими воздействиями (ЛТВ). Сущность такого регулирования заключается в разогреве кромок поясов до температуры на 30...50 °С выше критической точки Ас3 или наплавке холостых валиков по кромкам поясов. Появление зон ОН растяжения, изменение структуры и повышение механических характеристик на кромках поясов определяет переход кромок в пластическое состояние на более высоких этапах нагружения и приводит к повышению несущей способности сжатых элементов.

Регулирование ОНС предлагаемыми способами возможно в условиях заводов металлоконструкций. В то же время изношенные конструкции должны быть усилены в условиях, как правило, действующего

производства. Перед усилением необходимо выполнить разгрузку или временное усиление, поскольку проведение сварочных работ на конструкциях, находящихся под нагрузкой, может вызвать их обрушение.

Усиление выполняется путем присоединения (с помощью болтов или прихваток) к стенке с двух сторон или к поясам металлических полос шириной 0,7...0,8 высоты стенки или ширины пояса с последующим разогревом кромок до температуры выше критической точки A_{c3} или наплавкой сварных швов обратноступенчатым способом. Способ усиления защищен авторским свидетельством СССР [13].

Требования к несущей способности, деформативности, долговечности и надежности элементов и конструкций при одновременном уменьшении металлоемкости возрастают и вызывают необходимость анализа их ОНС с учетом технологии изготовления и условий эксплуатации. Несмотря на успехи в развитии современных методов строительной механики, теории упругости и пластичности, механики разрушения и численных методов с использованием вычислительной техники, число задач, имеющих точное решение, ограничено и не удовлетворяет запросам инженерной практики. Для усиливаемых конструкций такое решение отсутствует.

В качестве иллюстрации необходимости учета ОНС при определении технического состояния и остаточного ресурса стальных конструкций можно рассмотреть следующий пример. Колонна (сварной двутавр 50Ш1-С) расчетной длины в плоскости меньшей жесткости 4,2 м была запроектирована под нагрузку $F=2000$ кН. В эксплуатации колонна находится с $t_0=1991$ года. Первоначальное сечение: пояса – 300 x 16 мм, стенка – 450 x 12 мм, катет шва $k_f=8$ мм, $i_y=6,93$ см, площадь поперечного сечения $A=150$ см², гибкость $\lambda_y=60$. Расчетное сопротивление стали $R_y=240$ МПа. Величина ОН сжатия на кромках поясов $\sigma_{res,com}^{(f)} = 49$ МПа.

За время эксплуатации колонна получила коррозионный износ поясов и стенки. По состоянию на $t_1=2011$ год сечения поясов составили 300 x 14 мм, стенки – 450 x 10 мм, $i_y=6,97$ см, площадь поперечного сечения $A=129$ см², гибкость $\lambda_y=60$. Временная база $\Delta t=20$ лет. Расчет остаточного ресурса с применением различных методик определения коэффициента продольного изгиба приведен в таблице 1.

Таблиця 1

Расчет остаточного ресурса колонны

Определяемые параметры	Вычисление коэффициента продольного изгиба φ		
	По методике [12]	По методике [11]	По методике [10]
Площадь сечения, A , см ²	150	150	150
Коэффициент продольного изгиба, φ	0,805	0,73	0,694
Несущая способность по проектным данным, F_{pr} , кН	2900	2630	2500
Площадь сечения после 20 лет эксплуатации, A , см ²	129	129	129
Коэффициент продольного изгиба после 20 лет эксплуатации, φ	0,805	0,73	0,668
Несущая способность по данным обследования, F_{cr} , кН	2490	2260	2070
Остаточный ресурс, t , лет	23,9	14,1	3,3

Таким образом, при такой скорости коррозионного износа остаточный ресурс колонны, с учетом влияния ОНС, составляет 3,3 года. Без учета влияния ОНС остаточный ресурс составляет 23,9 лет.

Выводы

1. Предложена методика определения технического состояния и расчета остаточного ресурса конструкций. Методика не противоречит основным положениям действующих нормативных документов по вопросам обследований, паспортизации и т. п. и дополняет их в части определения остаточного ресурса и учета ОНС стальных конструкций.
2. Предложенная методика позволяет выполнить расчет остаточного ресурса стальных конструкций с учетом наличия ОНС. Показано, что наличие неблагоприятного ОНС может привести к преждевременному отказу конструкций.
3. Предложенная методика позволяет сделать окончательные выводы о техническом состоянии и разработать обоснованные рекомендации по усилению, замене или защите конструкций.

Литература

- [1] Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К. : Держбуд України, 1999. – 153 с.
- [2] Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений : ДБН 362-92. – Офіц. изд. – К. : Государственный комитет Украины по делам архитектуры, строительства и охраны исторической среды, 1993. – 47 с. – (Государственные строительные нормы)
- [3] Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж : матеріали наук.-практ. конф. (м. Донецьк, 9-12 червня 2003 р.). – Донецьк: УАМК, 2003. – С. 472.
- [4] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин : збірник наукових статей за результатами, отриманими в 2004–2006 рр. / Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України; наук. кер. акад. Б.Є. Патон. – К. : ІЕЗ ім. Є.О. Патона НАН України, 2006. – 589 с.
- [5] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин : збірник наукових статей за результатами, отриманими в 2007–2009 рр. / Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України; наук. кер. акад. 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. – 92 с.
- [7] 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. – 32 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми)

- [8] Голоднов А. И. Несущая способность железобетонных конструкций, получивших повреждения в результате агрессивных воздействий окружающей среды / А. И. Голоднов // Строительство. Материаловедение. Машиностроение : сб. науч. тр. / ПГАСиА. – Днепропетровск : ПГАСиА, 2002. – Вып. 18. – С. 31–36.
- [9] 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.
- [10] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов – К. : Сталь, 2008. – 150 с.
- [11] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми)
- [12] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [13] А.с. 1523647 СССР, МКИ³ Е 04 С 3/10, Е 04 G 23/02. Способ усиления металлических колонн двутаврового сечения / И. И. Набоков, А. И. Голоднов, А. И. Филатов, В. П. Голоднова (СССР). № 4252411; заявл. 29.05.1987 ; опубл. 23.11.89, Бюл. № 43.

Надійшла до редакції 11.08.2011

УДК 69.059.22:699.8

Зміна характеристик міцності арматури та бетону при високотемпературних впливах

¹Голоднов О.І., д.т.н., Гордіюк М.П., ²Ткачук І.А., ³Семиног М.М.

¹ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», Україна

²Випробувальний центр ТОВ «ТЕСТ», Україна

³Броварське управління ГУ МНС, Україна

Анотація. Викладено методичні підходи щодо визначення характеристик арматури та бетону в процесі високотемпературних впливів. Вказано на важливість вирішення цього питання стосовно будівель для оцінки їхньої вогнестійкості і можливості подальшої експлуатації після пожежі.

Аннотация. Изложены методические подходы к определению характеристик арматуры и бетона в процессе высокотемпературных воздействий. Показана важность решения этого вопроса применительно к зданиям для оценки их огнестойкости и возможности дальнейшей эксплуатации после пожара.

Abstract. The methodical approach is expounded concerning determination of properties of armature and concrete under high temperature influences. Importance to solve this problem is pointed as it applies to buildings for estimating their fire-resistance and possibility of further exploitation after a fire.

Ключові слова. Арматура, бетон, міцність, високотемпературні впливи.

Вступ. Постановка проблеми. Залізобетонні елементи залишаються основними складовими частинами житлових і громадських будинків. Останнім часом у зв'язку зі значним зростанням об'ємів будівництва монолітно-каркасних будівель підвищеної поверховості актуальним стає питання пожежної безпеки при експлуатації, в першу чергу, колон і пілонів, що працюють на стиск, оскільки виключення з роботи таких елементів може призвести до руйнування будинку в цілому.

Досвід експлуатації залізобетонних конструкцій свідчить про їхній достатній запас несучої здатності за умови відсутності непередбачуваних високотемпературних впливів. Як одна з найбільш істотних причин підвищеної небезпеки для таких конструкцій розглядається нерівномірний нагрів і зміна характеристик міцності і деформативності бетону та арматури під час і після пожежі. При цьому необхідно вирішувати питання, пов'язані із забезпеченням тривалої та надійної експлуатації будівельних конструкцій, в тому числі, при дії високих температур, за рахунок прийняття відповідних матеріалів або захисних покриттів, визначення напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій при

різних впливах і виконання робіт із продовження терміну експлуатації як окремих конструкцій, так і будівель у цілому [1, 2, 3, 4, 5 тощо].

Мета роботи – виявлення особливостей роботи і зміни характеристик міцності арматури та бетону за наявності високотемпературних впливів.

Основна частина. Згідно з ДСТУ Б В.1.1-4-98* [6], фактичні межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначаються при дії нормативних навантажень (приймаються характеристичні значення величин навантажень згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [7]). Величини нормативних навантажень встановлюються залежно від призначення конструкцій і умов їх експлуатації.

Класифікація навантажень, що використовується в ДБН В.1.2-2:2006 [7], дозволяє віднести випадок пожежі до особливих впливів. У відповідності з цим, для оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій використовуються постійні та тривалі навантаження.

Межею вогнестійкості будівельних конструкцій називають показник вогнестійкості конструкцій, який визначається часом від початку вогневого випробування за стандартним температурним режимом до настання одного з нормованих для даної конструкції граничних станів із вогнестійкості [6]. Межа вогнестійкості знижується зі збільшенням навантажень, що діють на конструкції.

На несучу здатність і деформативність будівельних конструкцій, що знаходяться в умовах пожежі, впливають фізико-механічні властивості матеріалу конструкції, які змінюються залежно від температури нагріву. Зокрема, такі властивості визначаються межею міцності (R) і модулем пружності (E) матеріалу, з якого виконані конструкції. При зміні температури від 20 °С до 200...300 °С межа міцності деяких марок сталей і бетону збільшується: в першому випадку за рахунок зниження технологічних напружень, а в другому – за рахунок зменшення вільної вологи в порах бетону.

Збільшення температури матеріалу сприяє зниженню його модуля пружності, тобто деформативність конструкції при цьому збільшується. Модуль пружності конструкційних матеріалів при збільшенні температури знижується. За температуру, при якій арматура не може виконувати свої функції, приймають температуру 500 °С. Деформації температурного розширення арматурних сталей зростають із зростанням температури до 700 °С. Стосовно сталевих арматур в залізобетонних конструкціях, значення загальної деформації при пожежі залежить від деформації температурного розширення, зміни модуля пружності, а також деформації повзучості. Під поняттям «температурна повзучість» мається на увазі

зміна деформацій в часі постійних значень температури та прикладеного навантаження.

Основними чинниками, які впливають на величину та швидкість повзучості, вважаються величини напружень, температура, а також тривалість їхньої дії. Серед цих чинників основним залишається рівень напружень, що впливає на швидкість повзучості при певній температурі. Із збільшенням величини напружень швидкість температурної повзучості зростає.

Настання граничного стану для колон із покриттям та облицюванням, які випробовують без навантаження, контролюють за показниками термопар. Якщо випробовують зразки залізобетонних колон без навантаження, то для визначення межі вогнестійкості необхідно встановити не менше як 10 термопар рівномірно по товщині у центрі зразка. Для зразків залізобетонних колон, які випробовуються без навантаження, час досягнення граничного стану за ознакою втрати несучої здатності визначають за даними вимірювань температури по товщині зразка розрахунковим методом, який має відповідати вимогам ДБН В.1.1-7-2002 [5].

Усе вищезгадане свідчить, що визначення характеру деформування, міцності арматурної сталі та бетону при високотемпературних впливах являє собою дуже складну задачу. Зокрема, прийняття за граничну температуру 500 °С для арматурної сталі не може бути обґрунтованим: при такій температурі арматурна сталь може опиратись і досить суттєво, про що свідчать дані, наведені у розділі 4 проекту ДСТУ-Н Б В.2.6-XX:200X [8].

Для отримання експериментальних даних, які б свідчили про характер деформування і руйнування сталеві арматури під час впливу високих температур, були проведені дослідження зразків арматурної сталі різних класів (A240, A400, A500, A600) за ДСТУ 3760:2006 [9]. Зразки, які були виготовлені з одного прута арматурної сталі, мали однакове маркування.

Програмою випробувань передбачалось:

- виготовлення зразків з арматурної сталі для подальших випробувань при термічних впливах;
- проведення хімічного аналізу металу для уточнення класу арматурної сталі;
- визначення магнітних властивостей металу для виявлення однорідності матеріалу і бракування зразків;
- проведення випробувань виготовлених зразків при термічних впливах;
- проведення стандартних випробувань зразків на розтяг;

- визначення за результатами проведених випробувань класу арматурної сталі.

Випробувалися зразки 4 серій, які були вилучені з прутів арматурної сталі класів А240, А400, А500, А600 відповідно. Довжина кожного із зразків, які були взяті з прутів, становила 400 мм. Частина зразків (2 шт.) були випробувані в стані постачання при кімнатній температурі на розривній машині ГРМ-2М. Для проведення випробувань при термічних впливах з арматурної сталі $\varnothing 12$ мм на токарному верстаті виготовлялися зразки згідно з вимогами ГОСТ 1497-84 [10] (Додаток 2, тип II), які мали вигляд гантелей із стовщеннями на кінцях. Довжина зразків становила 100 мм, діаметр робочої частини становив 6 мм (рис. 1). Випробування проводилися на розривній машині УМ-4Р, яка може розвивати максимальне зусилля розтягу 40 кН. Нагрівання зразків до максимальної температури 1000 °С виконувалося за допомогою трубчастої електропечі. Температура нагріву контролювалася за допомогою термопар «платина-родій-платина» і фіксувалася за допомогою приладу КСП-3П. Після встановлення зразка в розривну машину виконувався розігрів до фіксованої температури (100 °С, ..., 700 °С з інтервалом 100 °С). Після витримки при фіксованій температурі протягом 30 хв. виконувалося випробування на розтяг протягом 2-3 хв. Вигляд обладнання для проведення випробувань наведено на рис. 2.



Рис. 1. Виготовлення експериментальних зразків з арматури періодичного профілю



Рис. 2. Загальний вигляд обладнання для проведення випробувань при термічних впливах

У ході проведення випробувань отримані такі наукові результати.

1. Для всіх випробуваних зразків залежність межі міцності від температури має схожий характер: при зміні температури від 20 °С до 200...300 °С межа міцності збільшується, а потім починає зменшуватися. При температурі 700 °С межа міцності дорівнює приблизно 0,1 від величини межі міцності при 20 °С (рис. 3).

2. Межа текучості для всіх випробуваних зразків зі збільшенням температури зменшується і має вигляд пологої кривої (рис. 4).

3. Коефіцієнт зниження нормативного опору арматурної сталі зі збільшенням температури зменшується і має вигляд пологої кривої. Наведені в проекті ДСТУ-Н Б В.2.6-XX:200X [8] криві (рис. 4.2а, 4.2б) суттєво відрізняються від кривих, які були отримані в ході проведення експерименту.

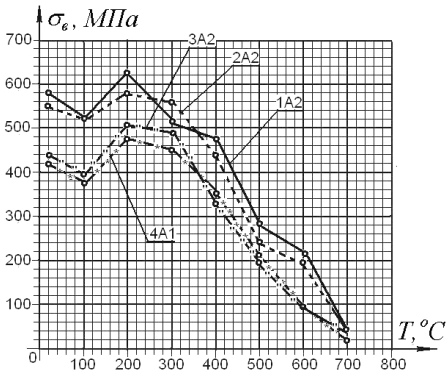


Рис. 3. Залежності межі міцності від температури

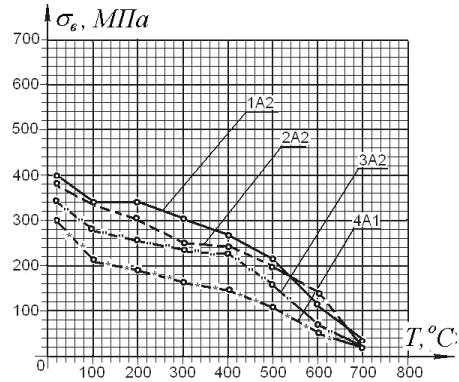


Рис. 4. Залежність межі текучості від температури

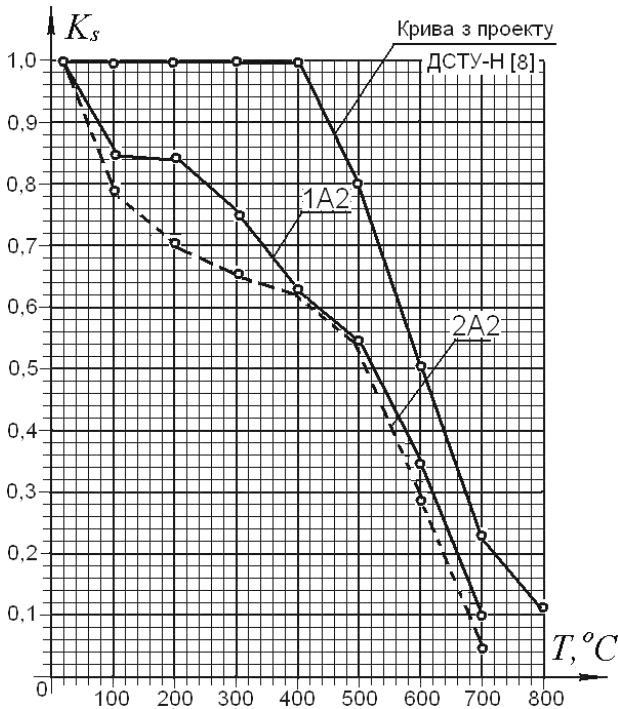


Рис. 5. Залежність коефіцієнта зниження нормативного опору від температури

Бетон при нагріванні також втрачає свої властивості. Це відбувається за рахунок зменшення вільної води в порах бетону (рис. 6). На цьому

рисунку: $R_{b,tem}$ – призмova міцність у залежності від температури, %;
 $R_{bt,tem}$ – міцність на розтяг у залежності від температури, %.

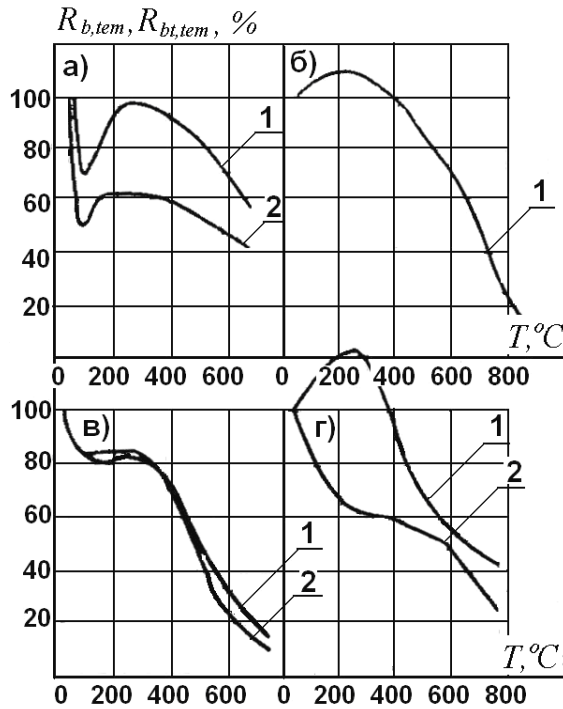


Рис. 6. Вплив нагрівання на призмovu міцність (крива 1) і міцність на розтяг (крива 2) [1]: а) звичайного важкого бетону; б) керамзитобетону; в) високоміцного бетону; г) керамзитоперлитобетону

Залежності зміни характеристик міцності можуть бути отримані безпосередньо з рис. 6 або розраховані будь-яким відомим методом, наприклад, методом найменших квадратів. Формули, отримані із застосуванням методу найменших квадратів для призмовой міцності, мають вигляд:

для керамзитобетону

$$\frac{R_{b,tem}}{R_b} = 0,98 + 0,102 \cdot \left(\frac{T}{100}\right) - 0,02555 \cdot \left(\frac{T}{100}\right)^2; \quad (1)$$

для важкого бетону на ділянці від 60 °C до 700 °C

$$\frac{R_{b,tem}}{R_b} = 0,6184 + 0,232 \cdot \left(\frac{T}{100}\right) - 0,03608 \cdot \left(\frac{T}{100}\right)^2. \quad (2)$$

Графіки залежності « $R_{b,tem} / R_b - T$ » для керамзитобетону і важкого бетону, побудовані за формулами (1) і (2), наведено на рис. 7. На цьому рисунку: криві 1 побудовано за даними А.Ф. Мілованова [1] і рис. 6; теоретичні криві 2 побудовано відповідно за формулою (1) для керамзитобетону і формулою (2) для важкого бетону.

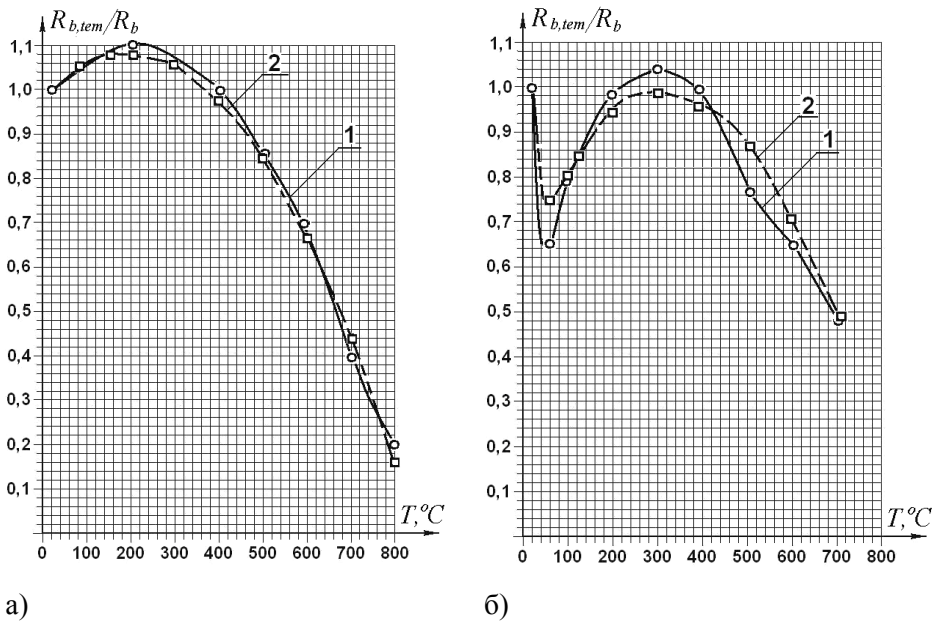


Рис. 7. Графіки залежності « $R_{b,tem} / R_b - T$ » для керамзитобетону (а) і важкого бетону (б)

Як видно з цього рисунку, теоретичні криві 2 доволі близько співпадають з експериментальними кривими 1, що дозволяє зробити висновок про можливість використання формул (1) і (2) для подальших розрахунків конструкцій.

Збільшення температури матеріалу сприяє зниженню його модуля пружності, тобто деформативність конструкції при цьому збільшується.

Модуль пружності конструкційних матеріалів при збільшенні температури знижується. Загальний вигляд зміни модуля пружності бетону від температури наведений на рис. 8.

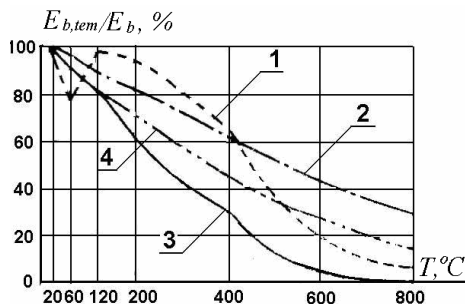


Рис. 8. Залежності « $E_{b,tem} / E_b - T$ » [1]:
крива 1 – для звичайного важкого бетону;
крива 2 – для керамзитобетону;
крива 3 – для високоміцного бетону;
крива 4 – для керамзитоперлітобетону

Залежності зміни модуля пружності бетону від температури можуть бути отримані по аналогії із залежностями для міцності бетону методом найменших квадратів. Формули, отримані із застосуванням методу найменших квадратів для модуля пружності, мають вигляд:

для керамзитобетону

$$\frac{E_{b,tem}}{E_b} = 1,025 - 0,121 \cdot \left(\frac{T}{100}\right) + 0,00367 \cdot \left(\frac{T}{100}\right)^2; \quad (3)$$

для важкого бетону на ділянці від 120 °C до 800 °C

$$\frac{E_{b,tem}}{E_b} = 1,2 - 0,14 \cdot \left(\frac{T}{100}\right) - 0,0012 \cdot \left(\frac{T}{100}\right)^2. \quad (4)$$

Графіки залежності « $E_{b,tem} / E_b - T$ » для керамзитобетону і важкого бетону, побудовані за формулами (3) і (4), наведені на рис. 9. На цьому рисунку: криві 1 побудовані за даними А.Ф. Мілованова [1] і рис. 8; теоретичні криві 2 побудовані відповідно за формулою (3) для керамзитобетону і формулою (4) для важкого бетону.

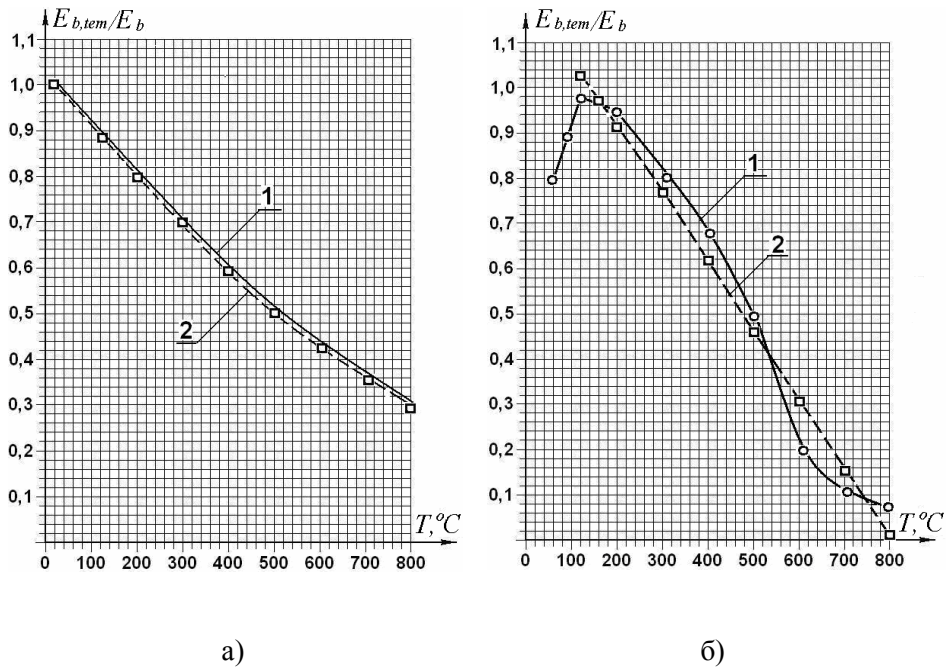


Рис. 9. Графіки залежності « $E_{b,tem} / E_b - T$ » для керамзитобетону (а) і важкого бетону (б)

Як видно з цього рисунку, теоретичні криві 2 доволі близько співпадають з експериментальними кривими 1, що дозволяє зробити висновок про можливість використання формул (3) і (4) для подальших розрахунків конструкцій.

Для визначення межі вогнестійкості з умови настання граничного стану по несучій здатності необхідно виконати статичну (міцнісну) частину розрахунку. У статичній частині обчислюють несучу здатність конструкцій, що нагріваються при пожежі, з урахуванням зміни характеристик міцності матеріалів при високих температурах.

Висновки. На основі проведених досліджень зроблено наступні висновки. Встановлено характер зміни міцності арматури від високотемпературних впливів. Для всіх випробуваних зразків залежність межі міцності від температури має схожий характер: при зміні температури від $20\text{ }^\circ C$ до $200\dots 300\text{ }^\circ C$ межа міцності збільшується, а потім починає зменшуватися. Межа текучості для всіх випробуваних зразків зі збільшенням температури зменшується і має вигляд пологої кривої.

Коефіцієнт зниження нормативного опору арматурної сталі зі збільшенням температури зменшується. Наведені в проекті ДСТУ-Н Б В.2.6-XX:20XX [8] криві суттєво відрізняються від кривих, які були отримані в ході проведення експерименту.

Запропоновано залежності, які дозволяють враховувати зміну модуля пружності та призмової міцності різних бетонів у залежності від температури як для проєктованих конструкцій, так і тих, що знаходяться в експлуатації.

Література

- [1] Милованов А. Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций / А. Ф. Милованов. – М. : Стройиздат, 1986. – 224 с.
- [2] Мосалков И. Л. Огнестойкость строительных конструкций / И. Л. Мосалков, Г. Ф. Плюснина, А. Ю. Фролов. – М. : Спецтехника, 2001. – 484 с.
- [3] Фомин С.Л. Огнестойкость железобетонных плит, работающих в двух направлениях / С. Л. Фомин // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К. : НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 361–372.
- [4] Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур : СНиП 2.03.04–84 / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 54 с.
- [5] Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В.1.1-7-2002. – Офіц. вид. – К. : Держбуд України, 2003. – 41 с. – (Захист від пожежі. Державні будівельні норми)
- [6] Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги : ДСТУ Б В.1.1-4-98* – Офіцію вид. – К. : Держбуд України, 2005. – 18 с. – (Захист від пожежі. Державний стандарт України)
- [7] Навантаження і впливи. Норми проєктування 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)
- [8] Проєктування залізобетонних конструкцій. Основні положення. Вогнестійкість : ДСТУ-Н Б В.2.6-XX:20XX. – Проєкт / Мінрегіонбуд України, 20XX. – 75 с.
- [9] Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2006. – [Чинний від 11.12.2006]. – К. : Держспоживстандарт України, 2007. – 26 с.
- [10] Металлы. Методы испытания на растяжение : ГОСТ 1497–84*. – Введ. с 01.01.86. – М. : ИПК Изд-во стандартов, 1986. – 36 с.
- [11] Металлы. Методы испытаний на растяжение при повышенных температурах : ГОСТ 9651–84*. – Введ. с 01.01.86. – М. : Изд-во стандартов, 1985. – 6 с.

Надійшла до редколегії 21.07.2011 р.

УДК 624.015.5

Расчет стержневых элементов с учетом изменения жесткости по длине и условий закрепления

¹Голоднов А.И. д.т.н., ²Балашова О.С., ³Скребцов С.И.

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

²Донбасский государственный технический университет, Украина

³Луганский национальный аграрный университет, Украина

Аннотация. Разработана методика расчета стержневых элементов, у которых при нагружении изменяются жесткостные характеристики сечений и условия закрепления. Предложены критерии исчерпания несущей способности. Показана целесообразность регулирования остаточного напряженного состояния на части длины сжатых стальных элементов.

Анотація. Розроблено методику розрахунку стрижньових елементів, у яких при навантаженні змінюються характеристики жорсткості перетинів і умови закріплення. Запропоновано критерії вичерпання несучої здатності. Доведено доцільність регулювання залишкового напруженого стану на частини довжини стиснутих сталевих елементів.

Abstract. The method of calculation of the cored elements, which inflexibility sections' descriptions and fixing condition change at loading is developed. The criteria of exhausting of bearing strength are offered. Expediency of the remaining tense state adjusting on a part of length of the compressed steel elements is shown.

Ключевые слова. Стержневой элемент, жесткость, несущая способность, остаточное напряженное состояние.

Введение. Постановка проблемы. Деформирование элементов с изменяющимися в процессе нагружения жесткостными характеристиками (например, слабоармированных железобетонных) издавна привлекало внимание исследователей, поскольку они имеют широкое распространение. Методики расчета, рекомендованные действующими нормативными документами, не всегда дают возможность правильно оценить напряженно-деформированное состояние (НДС) и реальный запас несущей способности конструкции или сооружения (в дальнейшем – системы), поскольку в их основу положены предпосылки об упругой работе материала. Положение усугубляется еще и тем, что расчеты ведутся в большинстве случаев с применением недеформированных схем [1, 2 и др.]. Это в полной мере относится и к стальным конструкциям, особенно тем, что находятся в эксплуатации и подверглись коррозионному и абразивному износу [3, 4 и др.].

Изменение условий закрепления рассматривается как воздействия со стороны основания: вертикальные или горизонтальные перемещения и

углы поворота опор. Учет нелинейной работы и изменения условий закрепления позволит более обоснованно подойти к оценке НДС сооружения.

Анализ последних достижений и публикаций. Анализ последних достижений и публикаций (решению таких проблем посвящены регулярно проводимые конференции как в нашей стране, так и за рубежом) свидетельствует о необходимости продолжения исследований, направленных на решение важной народно-хозяйственной задачи – оценки НДС и возможности продления срока службы конструкций зданий и сооружений [5, 6 и др.]. Решение этой задачи возможно различными методами. При этом учет упругопластических свойств материалов конструкций и изменения условий закрепления производится не всегда адекватно, что не дает возможности сделать правильные выводы о несущей способности и остаточном ресурсе сооружения. Один из способов решения этой задачи приведен в настоящей статье.

Цель работы. разработка методики расчета систем, состоящих из стержневых элементов с резко изменяющимися жесткостными характеристиками, с учетом упругопластических свойств материалов и изменения условий закрепления для решения практических задач, в т. ч. для определения возможности регулирования остаточного напряженного состояния на части длины стального элемента.

Основная часть. Деформирование любого стержневого элемента можно описывать с помощью уравнений метода начальных параметров, полученных на основе аппроксимации уравнения изогнутой оси кубическим сплайном [3, 4 и др.]. Прогобы и углы поворота определяются по следующим формулам:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 \cdot L \cdot \frac{i-1}{n} + \frac{L^2}{6 \cdot n^2} \cdot [(3 \cdot i - 4) \cdot \kappa_1 + 6 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} (i-j) \cdot \kappa_j + \kappa_i] + (\delta_1 - \delta_i); \quad (1)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2 \cdot n} \cdot (\kappa_1 + 2 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} \kappa_j + \kappa_i), \quad (2)$$

где y_i – совместное перемещение i -й точки оси балки и i -й опоры (рис. 1), которое определяется как разность полного перемещения указанной точки балки и вынужденного перемещения опоры δ_i (для точек балки в пролете $\delta_i = 0$); φ_i – угол поворота i -го сечения балки; κ_i – кривизна i -го сечения балки; n – количество участков, на которые разбита длина балки L (при выборе числа участков следует учитывать, что точность

повышается при $n \rightarrow \infty$. Для практических целей $n \geq \frac{L}{h}$, где h – высота балки).

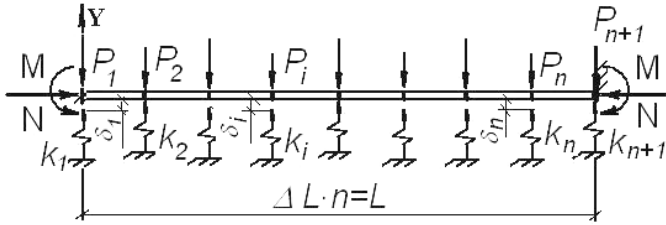


Рис. 1. Расчетная схема системы

Значения кривизны сечений определяются по формулам:

$$\kappa_{s,i} = \kappa_{H,i} + \kappa_{p,i}; \quad (3)$$

$$\kappa_{p,i} = \frac{M_i}{B_i}; \quad (4)$$

$$M_i = M_1 + \frac{L^2}{n^2} \cdot \sum_{j=1}^{i-1} (i-j) \cdot R_j - M_{p,i}; \quad (5)$$

$$R_j = k_j \cdot y_j, \quad (6)$$

где $\kappa_{p,i}$ – кривизна сечения от внешней нагрузки; M_i , B_i – соответственно, изгибающий момент и жесткость в i -м сечении балки; $\kappa_{H,i}$ – начальная кривизна i -го сечения, обусловленная наличием предварительного напряжения или усадкой бетона; R_j – реакция j -й опоры балки (при отсутствии опор в сечениях балки $R_j = 0$); y_j , k_j – соответственно, совместное перемещение j -й точки балки с опорой и коэффициент жесткости j -й опоры; M_1 – изгибающий момент в первом сечении балки (при шарнирном опирании $M_1 = 0$); $M_{p,i}$ – изгибающий момент от внешней нагрузки.

Величину изгибающего момента от внешней нагрузки находят для всех сечений от сил, расположенных слева от сечения, на основании общих правил строительной механики. В процессе расчетов они не изменяются, за исключением тех случаев, когда по условию задачи изменяется характер нагружения.

Как видно, для расчетов по предложенным формулам необходимо обладать информацией об изменении кривизны в сечениях по длине элемента. Зависимости «момент-кривизна» определяются заранее. Для железобетона такие зависимости могут быть определены по известным методикам [1, 2 и др.], для стальных элементов – по методикам [3 и др.]. Жесткостные характеристики опор определяются по известным методикам НИИСК и рекомендациям нормативных документов [7, 8 и др.].

Несущая способность системы считается исчерпанной, если:

- разрушено хотя бы одно сечение элемента (в качестве критериев разрушения сечения рассматриваются достижение на сжатой фибре бетона величин предельных деформаций, разрыв арматуры и т. п.);
- достигнут максимум на кривой состояний [3, 4 и др.];
- разрушена хотя бы одна опора балки;
- прогибы и перемещения превысили предельные величины, оговоренные нормативными документами.

Подстановка уравнений (3)...(6) в уравнения (1) и (2) позволяет получить систему линейных алгебраических уравнений вида:

$$\left. \begin{aligned}
 & y_1 \cdot \left\{ \frac{L^4}{6 \cdot n^4} \cdot k_1 \cdot \left[\sum_{k=2}^{i-1} 6 \cdot \frac{(i-k) \cdot (k-1)}{B_k} + \frac{(i-1)}{B_i} \right] - 1 \right\} + \\
 & \frac{L^4}{6 \cdot n^4} \cdot \left\{ \sum_{j=2}^{i-1} y_j \cdot k_j \cdot \left[\sum_{k=j+1}^{i-1} 6 \cdot \frac{(i-k) \cdot (k-j)}{B_k} + \frac{(i-j)}{B_i} \right] \right\} + y_i - \\
 & - \varphi_1 \cdot L_1 \cdot \frac{i-1}{n} + M_1 \cdot \left(\frac{L^2}{6 \cdot n^2} \right) \cdot \left[\frac{(3 \cdot i - 4)}{B_1} + 6 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} \frac{i-j}{B_j} + \frac{1}{B_i} \right] = \\
 & = (\delta_i - \delta_1), \quad (i = 2, \dots, n+1); \\
 & \frac{L}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n+1} y_i \cdot k_i = \bar{Y}; \\
 & \left(\frac{L}{n} \right)^2 \cdot \sum_{i=1}^n (n-i+1) \cdot y_i \cdot k_i + M_1 - M_{n+1} = \bar{M}_{n+1}; \\
 & \Phi(y, k, \delta, M_1, \varphi_1) = 0,
 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

В этих формулах: \bar{Y} – сумма проекций всех сил на ось Y; M_1 – изгибающий момент в сечении $i=1$ (при шарнирном опирании $M_1 = 0$); M_{n+1} – изгибающий момент в сечении $i=n+1$ (при шарнирном опирании $M_{n+1} = 0$); \bar{M}_{n+1} – изгибающий момент в сечении $i=n+1$ от внешней нагрузки; $\Phi(y, k, \delta, M_1, \varphi_1) = 0$ – при отсутствии заделки в сечении $i=n+1$; φ_1 – угол поворота сечения $i=1$ (при жестком защемлении $\varphi_1 = 0$, при наличии заданного или прогнозируемого угла поворота $\varphi_1 = \theta_1$). Если в сечении $i=n+1$ расположена заделка, функция $\Phi(y, k, \delta, M_1, \varphi_1)$ имеет вид:

$$\Phi(y, k, \delta, M_1, \varphi_1) = \left(\frac{L^3}{2 \cdot n^3} \right) \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{n-1} y_j \cdot k_j \cdot \left[2 \cdot \sum_{k=j+1}^n \frac{(k-j)}{B_k} + \frac{n-j+1}{B_{n+1}} \right] + \frac{y_n \cdot k_n}{B_{n+1}} \right\} +$$

$$+ M_1 \cdot \left(\frac{L}{2 \cdot n} \right) \cdot \left(\frac{1}{B_1} + 2 \cdot \sum_{j=2}^n \frac{1}{B_j} + \frac{1}{B_{n+1}} \right) - \left(\frac{L}{2 \cdot n} \right) \cdot \left(\frac{M_{p,1}}{B_1} + 2 \cdot \sum_{j=2}^n \frac{M_{p,j}}{B_j} + \frac{M_{p,n+1}}{B_{n+1}} \right) = \theta_{n+1}, \quad (8)$$

где θ_{n+1} – заданный (прогнозируемый) угол поворота $i=n+1$ сечения.

Расчеты по определению несущей способности и прогнозу ресурса сооружения выполняются как для эксплуатируемых, так и для проектируемых конструкций.

Для конструкций, находящихся в эксплуатации, устанавливаются параметры технического состояния (геометрические размеры, армирование, прочностные и деформативные характеристики материалов, схемы действующих нагрузок, реальные прогибы и перемещения и т. п.). На основании собранных материалов определяются зависимости «момент-кривизна». При наличии данных (в том числе и прогнозных) о характере деградации материала (разрушении бетона, изменении физико-механических характеристик, коррозии арматуры и т. п.) определяют зависимости «момент-кривизна» для определенных моментов времени с учетом деградации. Используя систему уравнений (7) и формулу (8), формируется система линейных алгебраических уравнений с количеством неизвестных, равным количеству уравнений. Кроме этого, неизвестными являются также жесткости (кривизны) сечений и жесткостные характеристики.

Задача решается итерационным путем по следующему алгоритму.

1. Задаются исходные данные: параметры сечения, прочностные и деформативные характеристики материалов, схема приложения нагрузки и т. п.
2. Определяют зависимости «момент-кривизна» для сечений и жесткостные характеристики опор в первом приближении.
3. Формируют систему уравнений. На первом этапе задают упругие жесткостные характеристики сечений и опор.
4. По результатам выполненных расчетов уточняют величины действующих усилий и жесткостные характеристики сечений и опор.
5. Расчет по пунктам 3...4 продолжают до тех пор, пока для двух смежных итераций расчета распределение жесткостей и кривизн определится с достаточной для практических целей точностью.
6. При наличии информации о деформировании эксплуатируемой конструкции, последовательно уточняя жесткостные характеристики опор, добиваются соответствия реальной конструкции и модели. Оценивают состояние конструкции, полученное по результатам расчета. При наличии данных о прогнозе деградации материала и/или развития осадок основания выполняют расчет на прогнозные воздействия.
7. Расчеты по пп. 3...6 производят до тех пор, пока не выполнится любой из критериев исчерпания несущей способности. На основании выполненных расчетов делают выводы о возможности дальнейшей эксплуатации, необходимости усиления или замены как отдельных элементов, так и сооружения в целом.

Проектируемые конструкции рассчитываются по предложенной выше расчетной схеме с той, однако, разницей, что в процессе расчета имеется возможность моделировать деградацию элемента и уже на стадии проектирования внести коррективы (подобрать сечения элементов с запасом, предусмотреть защитные мероприятия и т. п.).

Как показывают результаты расчета, в наиболее нагруженной части элементов происходит падение жесткости вследствие развития пластических деформаций в бетоне, стали и трещинообразования. Ужесточение железобетонных конструкций выполняется за счет дополнительного армирования, предварительного напряжения и т. п. Для сжатых стальных элементов такое ужесточение может быть достигнуто за счет применения регулирования остаточного напряженного состояния (ОНС) на части длины [3]. Регулирование позволяет увеличить предел упругой работы стальных элементов за счет появления на кромках поясов двутавровых сечений зон остаточных растягивающих напряжений (ОРН).

Устойчивость сжатых элементов с наплавкой валиков на части длины можно оценить по приведенному ниже алгоритму в такой последовательности.

1. Задаются исходные данные: параметры сечения, технологические параметры (катет шва, глубина проплавления основного металла), прочностные и деформативные характеристики материалов поясов и стенки или уголков, длина элемента L и начальный эксцентриситет приложения сжимающей силы e , условия на концах.
2. Определяют ОНС сечений на участках с наплавкой валиков (прогревом) по кромкам поясов и на участках, где швы по кромкам не наплавлялись, по алгоритмам, приведенным в монографии [3].
3. Длину сжатого элемента L разбивают на $n = 2 \cdot k$ участков (где k – любое целое число больше 3) в соответствии с рис. 2.

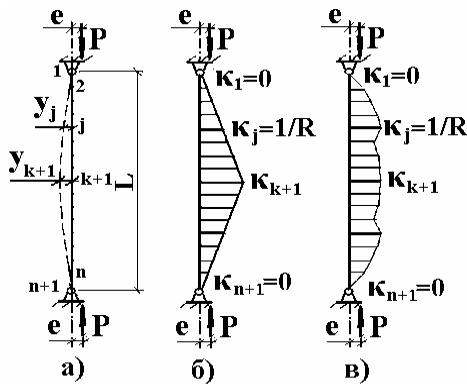


Рис. 2. Схемы деформирования и изменения кривизны по длине сжатого элемента:

- а) схема приложения усилий и деформирования;
- б) условная схема распределения величин кривизны;
- в) фактическая схема распределения величин кривизны

4. Для наиболее загруженного j –го сечения на m –ом этапе расчета принимают величину радиуса кривизны $R^m = R_0$ и шага по радиусу кривизны ΔR .

5. Определяют значения кривизны в сечениях элемента. Для сечений $i = 1$ и $i = n + 1$ на первой итерации принимают $\kappa_1 = \kappa_{n+1} = 0$. Для j –го

сечения принимают $\kappa_j = 1/R^m$, а для остальных – изменяющимися по линейному закону в соответствии с рис. 2.

6. По формулам (1) и (2) находят прогибы элемента во всех точках y_i ($i = 1, 2, \dots, j-1, j+1, \dots, n+1$) с учетом условий на концах. Условия на концах учитываются с помощью формулы (2).

7. На каждом этапе расчета определяют величину нагрузки P_k (k – номер итерации расчета) в наиболее загруженном сечении при заданной кривизне K_j .

8. По известной величине продольной силы P_k с использованием специально разработанных алгоритмов СЕЧЕНИЕ-1 (при изгибе двутавровых элементов в плоскости меньшей жесткости) или СЕЧЕНИЕ-2 (при изгибе двутавровых элементов в плоскости большей жесткости) определяют НДС и величины кривизны во всех сечениях по длине элемента (на участках с наплавкой валиков или прогревом и без наплавки). Алгоритмы СЕЧЕНИЕ-1 и СЕЧЕНИЕ-2 приведены в монографии [3]. Распределение величин кривизны по длине колонны (с учетом имеющихся участков с наплавкой валиков и без наплавки) показано на рис. 2.

9. Выполняют расчеты по пунктам 6...8 алгоритма, постепенно уточняя кривизны сечений на каждой итерации. Расчет считается оконченным, если для определенного этапа расчета значения продольных сил на смежных итерациях:

$$\left| \frac{P_{k+1}^m - P_k^m}{P_{k+1}^m} \right| < \eta, \quad (9)$$

где η – малая величина (примерно 0,001), обусловленная точностью расчета.

10. Изменяют величину радиуса кривизны для j -го сечения $R^{m+1} = R^m - \Delta R$ и продолжают расчет по пунктам 6...9. Величины кривизны во всех точках задаются по результатам расчета на предыдущей итерации, т. е. $\kappa_i^{m+1} = \kappa_i^m$ ($i = 1, \dots, j-1, j+1, \dots, n+1$), с последующим их уточнением на каждой итерации по пункту 8.

11. Сравнивают величины продольных сил, полученные на смежных ($m+1$, m) этапах расчета:

$$P^{m+1} - P^m > 0. \quad (10)$$

Если условие (10) удовлетворяется, продолжают расчет по пункту 10.

Если условие (10) не удовлетворяется, выполняют расчет по пункту 12.

12. Возвращаются на предыдущее значение радиуса кривизны $R^m = R^{m+1} + \Delta R$, изменяют шаг по радиусу кривизны $\Delta R = 0,5 \cdot \Delta R$ и продолжают расчет по пункту 10.

13. При достижении максимального значения P_{\max}^m при заданной точности расчет считается оконченным. Дальнейшее уменьшение радиуса кривизны и, соответственно, расчеты по пунктам 6...12 позволят получить точки на кривой состояния «P-f» в закритической (после потери устойчивости) области.

По результатам выполненных расчетов строят графики функций «P-f» элемента.

Экспериментальные исследования элементов двутаврового профиля с регулированием на части длины были выполнены с получением положительного результата [9], что позволяет сделать вывод о возможности применения такого способа повышения несущей способности.

Выводы

Предложена методика деформационного расчета любых стержневых элементов с учетом упругопластических свойств материалов и возможности их деградации. Рассматривается возможность учета изменения параметров элементов и физико-механических свойств материалов. Методика расчета распространяется на стержневые железобетонные и стальные элементы. Определены критерии исчерпания несущей способности. Показана возможность увеличения несущей способности сжатых стальных элементов за счет регулирования ОНС на части длины, что подтверждается данными экспериментальных исследований.

Литература

- [1] Бетонные и железобетонные конструкции : СНиП 2.03.01-84* / Минстрой России. – М. : ГП ЦПП, 1996. – 76 с.

- [2] Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 24 с.
- [3] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [4] Голоднов А. И. Расчет конструкций с резко изменяющимися жесткостными характеристиками / А. И. Голоднов, О. С.Балашова // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2. – С. 18–24.
- [5] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин : зб. наук. статей за результ., отрим. в 2004–2006 рр. / Наук. кер. академік Б.Є. Патон / Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України. – К. : ІЕЗ ім. Є.О. Патона НАН України, 2006. – 589 с.
- [6] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин : зб. наук. статей за результ., отрим. в 2007–2009 рр. / Наук. кер. академік Б.Є. Патон / Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України. – К. : ІЕЗ ім. Є.О. Патона НАН України, 2009. – 709 с.
- [7] Методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений /НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 32 с.
- [8] Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах : ДБН В.1.1-5-2000 : в 2 ч. / Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины. – Часть 2. Здания и сооружения на просадочных грунтах. – Офиц. изд. – К., 2000. – 87 с.
- [9] Скребцов С. И. Экспериментальные исследования сжатых стальных элементов после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины / С. И. Скребцов // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 3. – С. 130–135.

Надійшла до редколегії 15.07.2011 р.

УДК 624.072.002.2

Деформативность изгибаемых элементов при наличии остаточных напряжений

Селифонов Е. А.

Луганский национальный аграрный университет, Украина

Аннотация. Предложена методика определения напряженно-деформированного состояния стальных изгибаемых элементов при наличии остаточных напряжений. Рассматриваются остаточные напряжения, возникающие при сварке поясных швов или при регулировании локальными термическими воздействиями. Методика позволяет определить прогибы в процессе возрастания нагрузки. Определены критерии исчерпания несущей способности.

Анотація. Запропоновано методику визначення напружено-деформованого стану сталевих елементів, що згинаються, за наявності залишкових напружень. Розглядаються залишкові напруження, що виникають при зварюванні поясних швів або при регулюванні локальними термічними впливами. Методика дозволяє визначити прогини в процесі зростання навантаження. Визначено критерії вичерпання несучої здатності.

Abstract. The method of determination of the tensely deformed state of the steel bent elements is offered at presence of residual stress. Residual stresses, arising up at welding of half-length guy-welds or at adjusting local thermal influences, are examined. The method allows defining deflections in process of loading growth. The criteria of exhausting of bearing strength are determined.

Ключевые слова. Стальные балки, остаточные напряжения, регулирование остаточного напряженного состояния, прогиб, предельное состояние.

Введение. Постановка проблемы. Остаточные напряжения (ОН) возникают в элементах стальных конструкций в процессе изготовления с применением высокотемпературных воздействий на локальных участках (сварки, резки и т.п.). Получаемое в результате этого остаточное напряженное состояние (ОНС) не всегда способствует повышению несущей способности и снижению деформаций конструкций, поэтому зачастую приходится прибегать к регулированию ОНС.

В связи с этим деформирование стальных балок с учетом наличия ОН издавна привлекало внимание исследователей, поскольку такие конструкции имеют широкое распространение. Это, в первую очередь, ригели каркасных зданий, стропильные и подкрановые конструкции и т.п. Методики расчета, рекомендуемые действующими нормативными документами, не всегда дают возможность правильно оценить реальный запас несущей способности, поскольку в их основу положены предпосылки об упругой или упругопластической работе материала в

експлуатаційної стадії. Положення усугубляється ще і тим, що розрахунки ведуться, як правило, з застосуванням недеформованих схем.

Робота являється одним із етапів досліджень, виконуваних в межах науково-дослідницької роботи кафедр будівельних конструкцій ДонГТУ і ЛНАУ по темі «Вплив локальних термічних впливів на міцність і стійкість елементів металевих будівельних конструкцій» № ГР 0109U008624 (НІР № 21К).

Аналіз останніх досягнень і публікацій. Аналіз останніх досягнень і публікацій (розв'язанню таких проблем присвячені регулярно проводимі конференції як в нашій країні, так і за кордоном) свідчить про необхідність продовження досліджень, направлених на розв'язання важливої народно-господарської задачі, яка полягає в проектуванні будівель і споруд для нового будівництва і продовженні терміну служби будівельних конструкцій експлуатованих будівель і споруд з оцінкою їх ресурсу [1, 2, 3, 4 і др.]. Розв'язання цієї задачі можливо різними методами. При цьому врахування ОНС, еластопластических властивостей матеріалів конструкцій і змін умов закріплення проводиться не завжди адекватно, що не дозволяє зробити правильні висновки про можливість подальшої експлуатації і оцінці залишкового ресурсу.

Ціль роботи – розробка методики розрахунку вигнутих елементів з врахуванням еластопластических властивостей матеріалів і змін умов закріплення для розв'язання практичних завдань визначення ресурсу конструкцій.

Основна частина. Деформування вигнутого елемента можна описувати з допомогою рівнянь методу початкових параметрів, отриманих на основі апроксимації рівняння вигнутої осі кубічним сплайном. Прогни і кути повороту визначаються за наступними формулами [5]:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 \cdot L \cdot \frac{i-1}{n} + \frac{L^2}{6 \cdot n^2} \cdot [(3 \cdot i - 4) \cdot \kappa_1 + 6 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} (i-j) \cdot \kappa_j + \kappa_i] + (\delta_1 - \delta_i); \quad (1)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2 \cdot n} \cdot (\kappa_1 + 2 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} \kappa_j + \kappa_i), \quad (2)$$

де y_i – спільне переміщення i -ї точки осі балки і i -ї опори (рис. 1), яке визначається як різниця повного переміщення вказаної точки балки і примусового переміщення опори δ_i (для точок балки в

пролете $\delta_i = 0$); φ_i – угол поворота i -го сечения балки; K_i – кривизна i -го сечения балки; n – количество участков, на которые разбита длина балки L (при выборе числа участков следует учитывать, что точность повышается при $n \rightarrow \infty$. Для практических целей достаточно, если $n \geq L/h$, где h – высота балки).

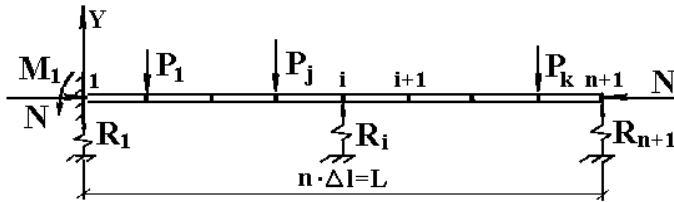


Рис. 1. Расчетная схема изгибаемой системы

Значения полных кривизн сечений определяются по формулам:

$$K_{s,i} = K_{H,i} + K_{p,i}; \quad (3)$$

$$K_{p,i} = \frac{M_i}{B_i}; \quad (4)$$

$$M_i = M_1 + \frac{L^2}{n^2} \cdot \sum_{j=1}^{i-1} (i-j) \cdot R_j - M_{p,i}; \quad (5)$$

$$R_j = k_j \cdot y_j, \quad (6)$$

где $K_{p,i}$ – кривизна сечения от внешней нагрузки; M_i , B_i – соответственно, изгибающий момент и жесткость в i -м сечении балки; $K_{H,i}$ – начальная кривизна i -го сечения, обусловленная наличием предварительного напряжения или усадкой бетона; R_j – реакция j -й опоры балки (при отсутствии опор в сечениях балки $R_j = 0$); y_j , k_j – соответственно, совместное перемещение j -й точки балки с опорой и коэффициент жесткости j -й опоры; M_1 – изгибающий момент в первом

сечении балки (при шарнирном опирании $M_i = 0$); $M_{p,i}$ – изгибающий момент от внешней нагрузки.

Величина изгибающего момента от внешней нагрузки ищется для всех сечений от сил, расположенных слева от сечения, на основании общих правил строительной механики. В процессе расчетов они не изменяются, за исключением тех случаев, когда по условию задачи изменяется характер нагружения.

Как видно, для расчетов по предложенным формулам необходимо обладать информацией об изменении кривизны в сечениях по длине элемента. Зависимости «момент-кривизна» определяются заранее по методикам [6, 7]. Жесткостные характеристики опор определяются в первом приближении по известным методикам НИИСК, нормативных документов [8, 9 и др.].

Несущая способность считается исчерпанной, если:

- разрушено хотя бы одно сечение элемента (в качестве критериев разрушения сечения рассматриваются достижение на сжатой фибре величин предельных деформаций, разрыв арматуры, потеря местной устойчивости сжатого пояса или стенки металлического элемента и т. п.);
- достигнут максимум на кривой состояний [6, 7 и др.];
- разрушена хотя бы одна опора балки;
- прогибы и перемещения превысили предельные величины, оговоренные нормативными документами.

Подстановка уравнений (3)...(6) в уравнения (1) и (2) позволяет получить систему линейных алгебраических уравнений вида:

$$\left. \begin{aligned}
 & y_1 \cdot \left\{ \frac{L^4}{6 \cdot n^4} \cdot k_1 \cdot \left[\sum_{k=2}^{i-1} 6 \cdot \frac{(i-k) \cdot (k-1)}{B_k} + \frac{(i-1)}{B_i} \right] - 1 \right\} + \\
 & \frac{L^4}{6 \cdot n^4} \cdot \left\{ \sum_{j=2}^{i-1} y_j \cdot k_j \cdot \left[\sum_{k=j+1}^{i-1} 6 \cdot \frac{(i-k) \cdot (k-j)}{B_k} + \frac{(i-j)}{B_i} \right] \right\} + y_i - \\
 & - \varphi_1 \cdot L_1 \cdot \frac{i-1}{n} + M_1 \cdot \left(\frac{L^2}{6 \cdot n^2} \right) \cdot \left[\frac{(3 \cdot i - 4)}{B_1} + 6 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} \frac{i-j}{B_j} + \frac{1}{B_i} \right] = \\
 & = (\delta_i - \delta_1), \quad (i = 2, \dots, n+1); \\
 & \frac{L}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n+1} y_i \cdot k_i = \bar{Y}; \\
 & \left(\frac{L}{n} \right)^2 \cdot \sum_{i=1}^n (n-i+1) \cdot y_i \cdot k_i + M_1 - M_{n+1} = \bar{M}_{n+1}; \\
 & \Phi(y, k, \delta, M_1, \varphi_1) = 0,
 \end{aligned} \right\}; \quad (7)$$

В этих формулах: \bar{Y} – сумма проекций всех сил на ось Y; M_1 – изгибающий момент в сечении $i=1$ (при шарнирном опирании $M_1 = 0$); M_{n+1} – изгибающий момент в сечении $i=n+1$ (при шарнирном опирании $M_{n+1} = 0$); \bar{M}_{n+1} – изгибающий момент в сечении $i=n+1$ от внешней нагрузки; $\Phi(y, k, \delta, M_1, \varphi_1) = 0$ – при отсутствии заделки в сечении $i=n+1$; φ_1 – угол поворота сечения $i=1$ (при жестком защемлении $\varphi_1 = 0$, при наличии заданного или прогнозируемого угла поворота $\varphi_1 = \theta_1$). Если в сечении $i=n+1$ расположена заделка, функция $\Phi(y, k, \delta, M_1, \varphi_1)$ имеет вид:

$$\begin{aligned}
 \Phi(y, k, \delta, M_1, \varphi_1) = & \left(\frac{L^3}{2 \cdot n^3} \right) \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{n-1} y_j \cdot k_j \cdot \left[2 \cdot \sum_{k=j+1}^n \frac{(k-j)}{B_k} + \frac{n-j+1}{B_{n+1}} \right] + \frac{y_n \cdot k_n}{B_{n+1}} \right\} + \\
 & + M_1 \cdot \left(\frac{L}{2 \cdot n} \right) \cdot \left(\frac{1}{B_1} + 2 \cdot \sum_{j=2}^n \frac{1}{B_j} + \frac{1}{B_{n+1}} \right) - \left(\frac{L}{2 \cdot n} \right) \cdot \left(\frac{M_{p,1}}{B_1} + 2 \cdot \sum_{j=2}^n \frac{M_{p,j}}{B_j} + \frac{M_{p,n+1}}{B_{n+1}} \right) = \theta_{n+1},
 \end{aligned} \quad (8)$$

где θ_{n+1} – заданный (прогнозируемый) угол поворота $i=n+1$ сечения.

Расчеты по определению несущей способности и прогнозу ресурса сооружения выполняются как для эксплуатируемых, так и для проектируемых конструкций.

Для конструкций, находящихся в эксплуатации, устанавливаются параметры технического состояния (геометрические размеры, армирование, прочностные и деформативные характеристики материалов, схемы действующих нагрузок, реальные прогибы и перемещения и т. п.). На основании собранных материалов определяются зависимости «момент-кривизна», обосновывается возможность потери местной устойчивости поясов или стенки металлических балок вследствие износа. При наличии данных (в том числе и прогнозных) о характере деградации материала (разрушении бетона, изменении физико-механических характеристик, коррозии арматуры, стали поясов и стенок и т. п.) определяют зависимости «момент-кривизна» для определенных моментов времени с учетом деградации. Используя систему уравнений (7) и формулу (8), формируется система линейных алгебраических уравнений с количеством неизвестных, равным количеству уравнений. Кроме этого, неизвестными являются также жесткости (кривизны) сечений и жесткостные характеристики.

Задача решается итерационным путем по следующему алгоритму.

- Задают исходные данные: параметры сечения, прочностные и деформативные характеристики материалов, схему приложения нагрузки и т. п.
- Определяют зависимости «момент-кривизна» для сечений и жесткостные характеристики опор в первом приближении.
- Формируют систему уравнений. На первом этапе задают упругие жесткостные характеристики сечений и опор.
- По результатам выполненных расчетов уточняют величины действующих усилий и жесткостные характеристики сечений и опор.
- Расчет по пунктам 3...4 продолжают до тех пор, пока для двух смежных итераций расчета распределение жесткостей и кривизн определится с достаточной для практических целей точностью.
- При наличии информации о деформировании эксплуатируемой конструкции, последовательно уточняя жесткостные характеристики опор, добиваются соответствия реальной конструкции и модели. Оценивают состояние конструкции, полученное по результатам расчета. При наличии данных о прогнозе деградации материала

и/или развития осадок основания выполняют расчет на прогнозные воздействия.

- Расчеты по пунктам 3...6 производят до тех пор, пока не выполнится любой из критериев исчерпания несущей способности. На основании выполненных расчетов делают выводы о ресурсе сооружения, необходимости усиления или замены как отдельных элементов, так и сооружения в целом.

Проектируемые конструкции рассчитываются по предложенной выше расчетной схеме с той, однако, разницей, что в процессе расчета имеется возможность моделировать деградацию элемента и уже на стадии проектирования внести коррективы (подобрать сечения элементов с запасом, предусмотреть защитные мероприятия и т. п.).

Выводы

Предложена методика деформационного расчета изгибаемых элементов с учетом упругопластических свойств стали и опор и возможности их деградации. Рассматривается возможность учета изменений геометрических параметров сечений элементов и физико-механических свойств материалов.

Методика расчета распространяется на элементы из упругопластических материалов. Определены критерии исчерпания несущей способности.

Результатами расчетов по данной методике могут быть не только определение напряженно-деформированного состояния системы, но и прогноз ее поведения во времени и оценка остаточного ресурса, т. е. суммарной наработки элемента от момента контроля его технического состояния до перехода в предельное состояние.

Литература

- [1] Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж : матеріали міжнародної конференції / Українська асоціація металевих конструкцій. – Донецьк : УАМК, 2003. – 550 с.
- [2] Науковий вісник будівництва: збірник наукових праць / Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури. – Харків : ХДТУБА, 2003. – Вип. 23/2003. – 266 с.
- [3] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин : зб. наук. стат. за результ., отрим. в 2004–2006 рр. / Наук. кер. академік Б. Є. Патон / Інститут електродварювання ім. Є.О. Патона НАН України. – К. : ІЕЗ ім. Є. О. Патона НАН України, 2006. – 589 с.

- [4] Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин : зб. наук. стат. за результ., отрим. в 2007–2009 рр. / Наук. кер. академік Б. Є. Патон / Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона НАН України. – К. : ІЕЗ ім. Є. О. Патона НАН України, 2009. – 709 с.
- [5] Голоднов А. И. Расчет конструкций с резко изменяющимися жесткостными характеристиками / А. И. Голоднов, О. С.Балашова // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2. – С. 18–24.
- [6] Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [7] Голоднов А. И. Зависимость «момент-кривизна» для сварных двутавровых балок / А. И. Голоднов // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. тр. / Одесская государственная академия строительства и архитектуры. – Одесса : ОГАСА, 2003. – С. 55–63.
- [8] Методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 32 с.
- [9] Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах : ДБН В.1.1-5-2000 : в 2 ч. / Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины. – Часть 2. Здания и сооружения на просадочных грунтах. – Офиц. изд. – К., 2000. – 87 с.

Надійшла до редколегії 21.07.2011 р.

УДК 624.072.002.2

Регулирование остаточного напряженного состояния в прокатных швеллерах

Иванова И. А.

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

Аннотация. Изложены результаты исследований изменения остаточного напряженного состояния в сечениях швеллеров (поперек и вдоль испытываемых образцов) в зависимости от положения сварных швов.

Анотація. Викладено результати досліджень зміни залишкового напруженого стану в перетинах швелерів (упоперек і уздовж випробовуваних зразків) залежно від положення зварних швів.

Abstract. The results of researches of the residual stresses state change are expounded in the sections of channels (broadwise and along the tested specimens) depending on the position of the welds.

Ключевые слова. Швеллер, сварной шов, остаточные напряжения.

Введение. Постановка проблемы. В настоящее время накоплен большой научный потенциал, посвященный исследованиям возможных напряженно-деформированных состояний в твердых телах.

В нормативных документах (ДБН В.2.3-14:2006 [1]) приведено разграничение коэффициентов продольного изгиба для двутавровых элементов с остаточными напряжениями и без них, причем коэффициенты для одного и того же профиля могут отличаться до 15...17%.

Однако изменения, происходящие при распределении остаточных напряжений в элементах конструкций после применения локальных температурных воздействий (ЛТВ), остаются проблемными из-за недостаточной изученности [2, 3, 4, 5 и др.]. Для швеллеров таких исследований не проводилось, что позволило сделать вывод о необходимости проведения исследований в области определения остаточного напряженного состояния, возникающего в прокатных швеллерах после наплавки холостых валиков.

Анализ последних достижений и публикаций. Проведенный анализ последних достижений и публикаций позволил сделать вывод о том, что изучение остаточных напряжений началось еще с середины XIX в. [5] с работ В. И. Родмана (1857 г.) и И. А. Умова (1871 г.).

В 1887 г. Н. В. Калакуцким впервые был разработан метод расчета остаточных напряжений. Систематические исследования остаточных

напряжений начали проводиться в 30-е годы XX столетия после появления сварки как основного вида соединений стальных конструкций. Толчком к их развитию послужила, с одной стороны, разработка расчетных методов определения остаточных напряжений в работах Н. Н. Давиденкова и Г. Закса [5], а с другой стороны – участившиеся случаи проявления остаточных напряжений при короблении и разрушении различных конструкций.

Большой вклад в изучение остаточного напряженного состояния, возникающего в элементах металлических конструкций после изготовления, и его влияния на работу конструкций внесли К. П. Большаков, В. Н. Васылев, В. А. Винокуров, А. И. Голоднов, А. Г. Григорьянц, В. С. Игнатьева, А. А. Казимиров, Б. С. Касаткин, Л. М. Лобанов, А. Я. Недосека, Г. А. Николаев, Н. О. Окерблом, Е. О. Патон и др. [2].

Как уже говорилось выше, по изученным материалам видно, что недостаточно внимания уделялось вопросам, связанным с распределением остаточных напряжений в элементах конструкций, особенно при изучении локальных температурных воздействий (ЛТВ). То что эти проблемы остаются мало изученными, свидетельствует о необходимости продолжения исследований в данном направлении для усовершенствования методов решений, чтобы сделать правильные выводы о несущей способности элементов конструкций и остаточном ресурсе всего сооружения.

В работе предлагается один из способов решения задачи о распределении остаточных напряжений в элементах конструкций швеллерного сечения, в частности, после регулирования ЛТВ.

Цель работы. Экспериментальное определение величины остаточных напряжений в элементах конструкций швеллерного сечения после регулирования ЛТВ.

Основная часть. Поставленная цель достигалась экспериментальным путем в лабораторных условиях. Определение остаточного напряженного состояния в элементах конструкций было выполнено разрушающим методом. Решение задачи в такой постановке выполнено впервые [2, 3 и др.].

Испытания проводились на образцах швеллерного сечения, которые отличались друг от друга местом расположения сварных холостых валиков, а именно:

- образец 1 – без наплавки холостых валиков (в состоянии поставки);

- образец 2 – наплавлены холостые валики на перьях;
- образец 3 – наплавлены холостые валики посередине полков;
- образец 4 – наплавлены холостые валики посередине стенки.

После наплавки валиков определение остаточных напряжений проводилось экспериментально разрушающим методом, сущность которого заключается в том, что при разрезке элемента в оставшихся частях освобождаются деформации обратного знака по отношению к остаточным.

Для регистрации получаемых при эксперименте изменений остаточных напряжений применялись тензодатчики, подключенные к информационной системе СИИТ-3.

Тензодатчики располагались на внешней стороне полков, а также на внешней и внутренней стороне стенок исследуемых образцов. Расположение датчиков на каждом образце было одинаковым.

Для получения полной картины распределения остаточных напряжений в исследуемых образцах были сделаны два реза – поперечный и продольный. Разрез испытываемых образцов проводился угловой шлифовальной машиной (круг для резки толщиной 1,2 мм). Схема расположения датчиков приведена на рис. 1.

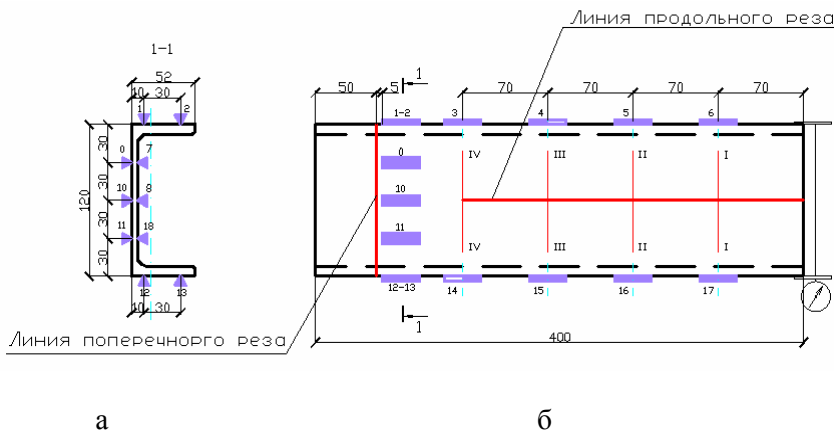


Рис. 1. Схема расположения датчиков на исследуемых образцах:
а – расположение датчиков при поперечном резе;
б – расположение датчиков при продольном резе

Первым выполнялся поперечный рез. Показания с прибора СИИТ снимались до начала реза и после его завершения. На рис. 2 – вид одного из образцов после поперечного реза.

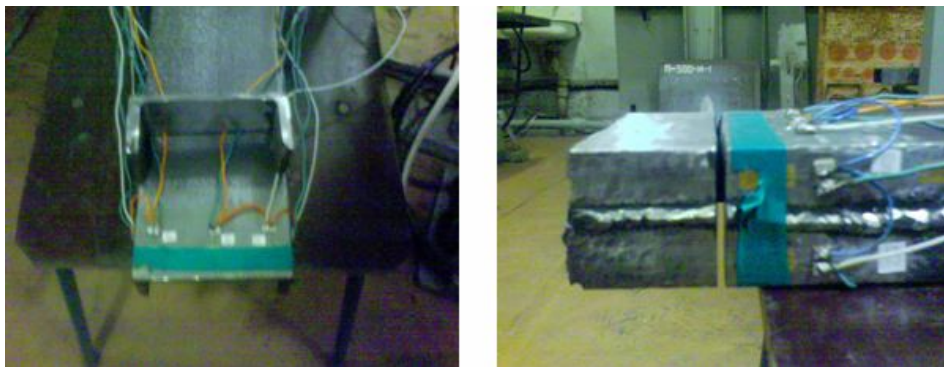


Рис. 2. Общий вид одного из образцов после поперечного реза

Полученные результаты были обработаны и на их основе построены эпюры остаточных напряжений, которые приведены на рис. 3.

Из приведенных эпюр остаточных напряжений видно, что в зависимости от места термического воздействия на элементы швеллера изменяется остаточное напряженное состояние. Наиболее существенные изменения остаточного напряженного состояния произошли после наплавки валика посередине стенки. Здесь изменился не только уровень напряжений, но и знак остаточных напряжений. Сжимающие напряжения в стенке швеллера в состоянии поставки оказались равными $1,51 \text{ кН/см}^2$, а при наплавке валика стали растягивающими и составили $24,91 \text{ кН/см}^2$. При наплавке валиков на полки швеллера также произошли изменения по уровню и по знаку напряжений. На одной полке растягивающие напряжения повысились с $1,31 \text{ кН/см}^2$ (в состоянии поставки) до $11,49 \text{ кН/см}^2$ (с валиками на полках), а на другой полке растягивающие напряжения были $5,22 \text{ кН/см}^2$ (в состоянии поставки), а стали сжимающими величиной $8,23 \text{ кН/см}^2$ (с валиками на полках).

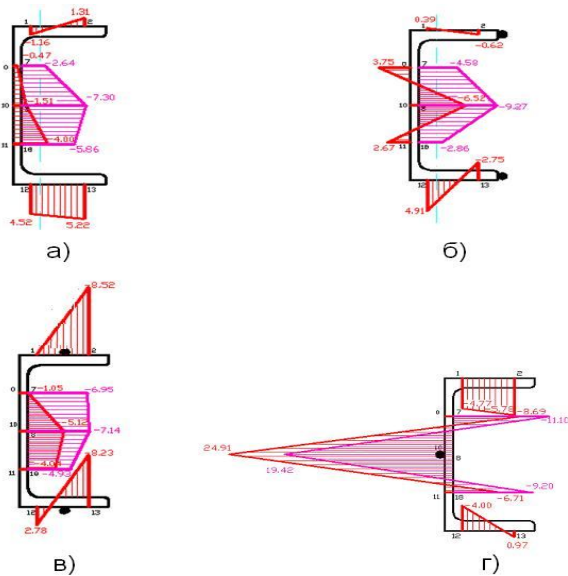


Рис. 3. Распределение остаточных напряжений по сечению образцов с различным расположением валиков:
 а) без наплавки валиков (в состоянии поставки);
 б) с наплавкой валиков на перьях;
 в) с наплавкой валиков посередине полки;
 г) с наплавкой валиков посередине стенки

Затем был сделан продольный рез. До конца ни один из образцов не разрезался, потому что на противоположном краю (противоположный тому краю, с которого начинали делать продольный рез) располагался ряд датчиков.

В этом случае показания прибора также снимались перед началом реза и после разрезки каждой зоны (длина зон 70 мм, края этих зон совпадали с серединой датчиков), на которые условно был поделен образец (рис. 4а). При разрезке в начале каждой зоны замерялась ширина раскрытия краев реза. Такой подход позволил определить не только влияние расположения сварных швов в профиле на распределение остаточных напряжений по длине образца, но и на раскрытие краев реза. По полученным данным можно сделать вывод об изменении уровня и знака остаточных напряжений. Вид швеллера после продольного реза приведен на рис. 4б).

По результатам експеримента були побудовані графіки залежності розкриття країв реза і змінення рівня остаточної напруженості від місця наплавки валиків.

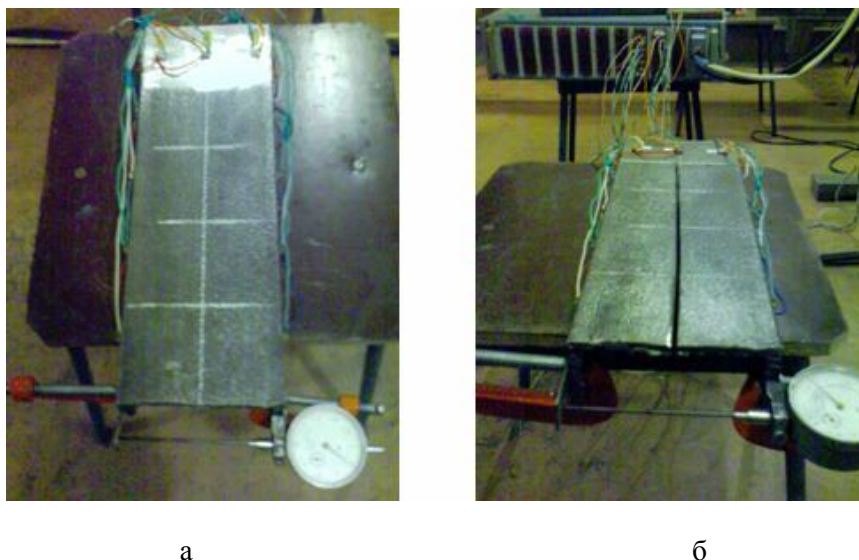


Рис. 4. Продольна розрезка швеллеров:
а – вид образця до розрезки;
б – вид образця после розрезки

Ширина розкриття країв реза во многом залежить від місця нанесення сварного шва на окремих елементах швеллера (перо, середина полки або стінки). При наплавці сварних швів краю реза розширилися на величину від 0,9 мм (образец в стані поставки) до 2,55 мм (образец з наплавленим валиком посередині полки). Змінення ширини розкриття країв реза і кінцевий рівень остаточної напруженості після продольного реза приведені на рисунках 5, 6 і в таблицях 1, 2.

На основі проведених експериментальних досліджень отримані дані про остаточно напружене стан швеллерів в стані поставки і після різних видів регулювання. Змінення остаточно напруженого стану досліджувалися як в продольному, так і в поперечному напрямках шляхом продольного і поперечного резов випробовуваних образців. Найбільш суттєві змінення спостерігалися при наплавці валиків посередині полки і посередині стінки. В випадку с

наплавкой валиков посередине полки в ней появлялись растягивающие напряжения, а в случае с наплавкой валиков посередине стенки – сжимающие, при этом в стенке возникали растягивающие напряжения.

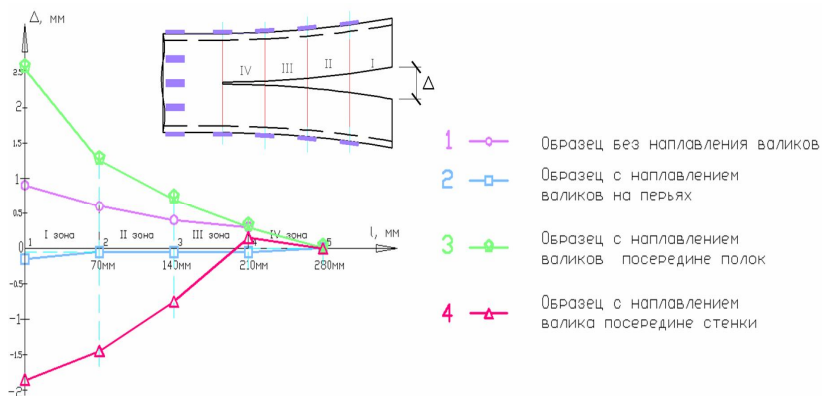
Таким образом, характер остаточного напряженного состояния после регулирования зависит от места наплавки валиков. В зоне сварных швов возникают остаточные растягивающие напряжения высокого уровня, соизмеримого с пределом текучести стали, которые существенно меняют характер суммарной эпюры остаточных напряжений.

В заключение можно отметить следующее. Особенность распределения остаточных напряжений по сечению, когда в зоне сварного шва возникают остаточные растягивающие напряжения высокого уровня, планируется использовать для повышения несущей способности сжатых элементов из швеллеров.

Таблица 1

Ширина раскрытия краев при продольном разрезе у образцов с различными видами регулирования остаточного напряженного состояния, мм

Образцы	Номера точек, в которых делаем замеры ширины				
	1	2	3	4	5
	0,9	0,6	0,4	0,3	0
	- 0,15	-0,05	-0,05	0,05	0
	2,55	1,25	0,7	0,3	0
	-1,85	-1,45	-0,75	0,15	0



l – расстояние между точками, в которых измерялись остаточные напряжения при продольной разрезке; Δ – ширина раскрытия краев реза без учета толщины режущего круга, мм

Таблица 2
Изменения остаточных напряжений в зависимости от положения валиков при продольном резе образцов, кН/см²

Образцы	Номера точек, в которых снимали отсчеты			
	2	3	4	5
[-1,489	-2,417	-2,94	-3,558
[•	0,387	0,541	0,561	1,624
[•	-6,094	-7,852	-8,084	-7,581
[•	9,244	10,521	11,449	12,726

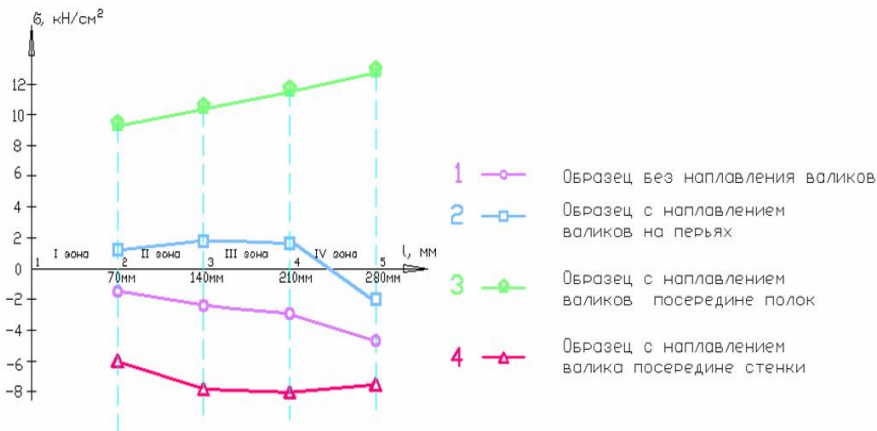


Рис. 6. Графік залежності змінення залишкових напружень по довжині профілю від положення валиків:

l – відстань між точками, в яких снималися показання з тензодатчиків с помощью інформаційної системи СІІТ-3; σ – залишкові напруження в досліджуваних профілях

В першу чергу, це стосується до стиснутих елементів із швеллерів коробчатого сечення. Зварка двох продольних швів створює зони залишкових розтягуючих напружень по перьям і урівноважуючі їх зони залишкових розтягуючих і стискаючих напружень в остальній частині сечення. Зміна залишкового напруженого стану може статися і при приварці з'єднательних пластин в колоннах сквзного сечення.

Выводы

1. Розроблена методика експериментальних досліджень залишкового напруженого стану, виникаючого в сеченні швеллера після різних видів регулювання (наплавки холостих валиків). Дослідження залишкового напруженого стану проводилися руйнівним методом шляхом розрізки експериментальних зразків з наклеєними тензодатчиками в продольному і поперечному напрямках. Після розрізки відбувалося звільнення елементів з залишковими напруженнями, що фіксувалося тензодатчиками і системою СІІТ-3.

2. Дослідження проводилися як в продольному, так і в поперечному напрямках, що дозволило встановити найбільш суттєві зміни залишкового напруженого стану, виникаючі після наплавки валиків в полках і посередині стінки.

3. Встановлено, що після наплавки валиків посередині полки в ній виникають залишкові розтягуючі напруження, а після наплавки

валиков посередине стенки – остаточные сжимающие. В стенке после такого вида регулювання виникають остаточные растягивающие напряжения.

4. Установлено, что в местах наплавки холостых валиков виникають остаточные растягивающие напряжения высокого уровня, соизмеримого с пределом текучести стали, которые существенно меняют характер суммарной эпюры напряжений. Подобное обстоятельство позволит выполнить такое регулювання остаточного напряженного состояния, которое будет способствовать повышению несущей способности сжатых элементов стальных конструкций, изготовленных из швеллеров.

Литература

- [1] Мости та труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – Офіц. вид. – К. : Мінбуд України, 2006. – 359 с. – (Споруди транспорту. Державні будівельні норми)
- [2] Голоднов А. И. Регулювання остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках / А. И. Голоднов. – К. : Сталь, 2008. – 150 с.
- [3] Голоднов А. И. Распределение остаточных напряжений в сечениях прокатных уголков при предварительном напряжении локальными термическими воздействиями / А. И. Голоднов, С. В. Козлов // Вісн. Придніпр. Держ. академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ : ПДАБтаА, 2003. – № 10–11. – С. 37–41.
- [4] Биргер И. А. Остаточные напряжения / И. А. Биргер. – М. : Машгиз, 1963. – 232 с.
- [5] Давиденков Н. Н. Избранные труды : в 2 т. / Н. Н. Давиденков. – Т. 2. Механические свойства материалов и методы измерения деформаций. – К. : Наукова Думка, 1981. – 704с.

Надійшла до редколегії 19.08.2011 р.

УДК 624.014

Вопросы нормативного обеспечения качества и безопасности конструкций зданий и сооружений при подготовке специалистов в области архитектуры на базе Санкт-Петербургского Государственного академического института живописи, скульптуры и архитектуры имени И. Е.Репина Российской академии художеств

Остапчук-Петровская Л.Б., к.т.н., Париков В.И., к.т.н.,

Российская Федерация, СГАИЖСА РАХ

Аннотация. Рассмотрены вопросы обеспечения качества и безопасности конструкций зданий и сооружений при подготовке специалистов в области архитектуры на базе Санкт-Петербургского государственного академического института живописи, скульптуры и архитектуры имени И.Е. Репина Российской академии художеств.

Анотація. Розглянуто питання забезпечення якості й безпеки конструкцій будівель і споруд при підготовці спеціалістів у сфері архітектури на базі Санкт-Петербурзького державного академічного інституту живопису, скульптури і архітектури імені І. Ю. Рєпіна Російської академії художеств.

Abstract. In article the questions of ensuring quality and safety of constructions in process of training of specialists in the field of architecture on the base of St. Petersburg Repin State Academic Institute of Painting, Sculpture and Architecture of the Russian Academy of Arts are considered.

Прежде всего, имея ввиду проблемы состояния качества конструкций зданий и сооружений и безопасности строительства в целом в рыночных экономических условиях, необходимо сказать несколько слов об основательности и незыблемости сформировавшихся приоритетов в этих вопросах на кафедре инженерно-строительных дисциплин (ИСД) архитектурного факультета Санкт-Петербургского государственного академического института живописи, скульптуры и архитектуры им. И. Е. Репина.

Исторически научно-педагогический потенциал кафедры составляли преподаватели, имевшие большой практический и научный стаж. К заведыванию кафедрой приступали лица, имена которых были связаны в вначале пути с окончанием института гражданских инженеров, учрежденным Императором Николаем I в 1832 году (выпускником именно этого института в 1934 году был профессор М.М. Жербин). Позднее этот вуз (ЛИСИ) закончили большинство заведующих кафедрой ИСД.

Некоторые были выпускниками строительного факультета ВИТКУ (Военно-инженерный Институт). В настоящее время кафедрой заведует выпускник Ленинградского Института Железнодорожного Транспорта. Все имели стаж работы на строительной площадке. Их имена хорошо известны в сфере строительства: Райлян В. Ф., Авиром Л. С., Панфилов П. Ф., Клинов С. И., Коркин В. Д., Яковлев Е. А. Зав. кафедрой Райлян В. Ф. и Панфилов П. Ф. до прихода на кафедру ИСД занимали в разное время должность главного инженера Государственного проектного института ЛенНИИпроект. Их заслуги были отмечены с формулировкой «За выдающийся труд в деле гражданского и промышленного строительства, а также многолетнюю трудовую деятельность по подготовке и воспитанию молодых специалистов-архитекторов».

В части кадрового потенциала для обучения молодых специалистов кафедра ИСД продолжает традиции пополнения преподавательского состава из числа специалистов и научных сотрудников ЛенНИИпроекта (к.т.н. Париков В. И., к.т.н., доц. Кочнев А. П.), из других ведущих организаций в сфере строительства – это совместители, например, Ф.Д. Задачин, к.т.н., доцент (Госучреждение «Центр экспертно-технического сопровождения»).

При подготовке архитекторов на кафедре большое внимание уделяется вопросам безопасности конструкций зданий и сооружений, нормативно-инструктивной грамотности и культуре авторского надзора, как на стадии изготовления, так и на стадии строительного-монтажных работ. Помимо этого отмечается значение нормативного проектирования инженерных систем зданий и сооружений как залог их нормального функционирования при эксплуатации зданий.

В России система нормативной документации в строительстве регламентируется СНиП 10-01-94 [1]. При этом нормативные документы подразделяются на федеральные нормативные документы (СНиПы, ГОСТ Р, СП, РДС), нормативные документы субъектов РФ, территориальные строительные нормы – ТСН; производственно-отраслевые нормативные документы (СТП) и стандарты общественных объединений (СТО).

Структура системы нормативных документов в строительстве включает восемь комплектов документов, из них – комплект 5 «Нормативные документы на строительные конструкции и изделия», комплект 6 «Нормативные материалы на строительные материалы и конструкции». В случае отсутствия строительных норм в редакции Минстроя России переиздаются и продолжают действовать нормативы Госстроя СССР.

Усилия ответственных проектировщиков по соблюдению норм и правил в практике при изготовлении конструкций и выполнении СМР зачастую при отсутствии регламентов контроля выполняются с нарушениями, что приводит к аварийным ситуациям. Переход строительных организаций на саморегулируемый контроль качества выполняемых работ в условиях рынка только усугубит положение вещей. Поэтому кафедра ИСД поддерживает организацию в Санкт-Петербурге Государственного учреждения «Центр экспертно-технического сопровождения» и создание при нем мобильной испытательной строительной лаборатории (ИСЛ). В ИСЛ согласно области ее аттестации разработаны технологические регламенты и методические рекомендации по контролю и испытаниям неразрушающими методами в условиях строительной площадки [2].

Следует отметить, что на федеральном уровне было встречено с пониманием отрицательное мнение архитектурной общественности России о предполагаемой отмене в отношении закупаемых иностранных проектов таких обязательных правил, как соблюдение российских строительных норм и правил, технических регламентов строительства. Интеграция в мировую систему необходима. Россия принимает участие в этом процессе и стоит на позициях системного последовательного и тщательно подготовленного процесса интеграции. Вопросы интеграции со странами СНГ – тем более актуальны.

В настоящее время кафедра ИСД принимает непосредственное участие в разработке Программы подготовки архитекторов в соответствии с образовательным стандартом третьего поколения по двухуровневой подготовке (бакалавр, магистр архитектуры), учитывая требования Болонской декларации, которую Россия подписала в 2003 году. Цель стандартизации отечественного образования – двигаться вперед к будущему образованию не в одиночку, а вместе с мировым сообществом, в частности с европейским. Как отметил председатель УМО по образованию в области архитектуры, по ряду параметров российские стандарты адекватны европейским. Однако, как показывает мировая практика, узкая прикладная исполнительская подготовка бакалавров оказалась недостаточной, и бакалавры стали вытесняться магистрами. Процент выпуска магистров вырос. В нашем законодательстве заложен прежний подход, следствием которого является отставание от американской образовательной практики на 20 лет.

Выводы

Имея ввиду вышеизложенное, кафедра ИСД подготовила учебные планы для магистров архитектуры (2 года) с акцентом на будущую проектную

практику, в частности, по проектированию уникальных и высотных, а также большепролетных зданий и сооружений.

При этом установление концептуальных принципов и разработку предложений по формированию научно-методического и нормативно-технического обеспечения процессов управления качеством, технологической безопасностью конструкций зданий и сооружений считаем весьма актуальной.

Литература

- [1] Система нормативных документов в строительстве. Основные положения : СНиП 10-01-94. – М. : Минстрой России, 1994. – 22 с.
- [2] Задачин Ф. Д. Влияние оперативно-технического контроля на качество строительно-монтажных работ, надежность и долговечность зданий и сооружений (на примере С.-Петербурга) / Ф. Д. Задачин // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2011. – № 4. – С. 13–16.

Надійшла до редколегії 22.07.2011 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 у сфері 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 реконструкції будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в 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 у роздрукованому виді (в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті) та в електронному виді на магнітному носіїві звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 7 сторінок форматом А4 (210 x 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 11 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 абзаца 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 10–15 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, 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	О. Л. Ніколайчук
Комп'ютерна верстка	О. І. Кордун
	Я. В. Левченко
	Г. В. Ленда
Технічне редагування	В. П. Гаврилова

Рекомендовано до друку вченою радою
ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського»
(протокол № 4 від 25.08.2011)

Підписано до друку 23.09.2011
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Ум. друк. арк. 13,37. Тираж 120 прим.

Видавництво «Сталь».
02660, ГСП-660, м. Київ, просп. Визволителів, 1,
тел. 229-83-51; 543-95-56
www.isdat.com.ua
