



ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського науково-дослідного
та проектного інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського



Під редакцією заслуженого діяча науки і техніки України,
доктора технічних наук,
професора О.В. Шимановського

Науково-технічний збірник

Випуск 2

Видавництво «Сталь»
Київ – 2008

УДК 061.62+624.014
ББК 30.4
З-415

З-415 Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Відп. ред. О.В. Шимановський. – К.: Вид-во «Сталь», 2008, вип. 2 – 160 с.

ISBN 978-966-1555-14-2

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

УДК 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.; Васильченко В.В.; 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.; Перельмутер А.В., д.т.н.

АДРЕСА КОЛЕГІЇ:

просп. Визволителів, 1,
Київ 02660,
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»
тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

Світодство про державну реєстрацію
КВ №12628-1512Р від 03.05.2007 р.

ISBN 978-966-1555-14-2

**© ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»**

ЗМІСТ

Иванов А.П., Иванова И.А.

Распределение остаточных напряжений в горячекатаных прокатных профилях..... 5

Козлов С.В.

Управление остаточными напряжениями в стальных конструкциях с использованием плазменной сварки..... 13

Голоднов А.И., Балашова О.С.

Расчет конструкций с резко изменяющимися жесткостными характеристиками..... 18

Москаленко В.И., Губанов В.В., Гибаленко А.Н.

Технологическое обеспечение строительно-монтажных работ при возведении дымовой трубы высотой 75 м..... 25

Ciurej H., Kawecki J., Maslowski R.

Application of dampers to tower-type structures vibratin reduction. Hitherto experiences and new proposals..... 31

Голоднов А.И., Риблов В.В.

Расчет железобетонных плит, опирающихся на деформируемый контур..... 43

Маркосян С.Р.

Сравнение результатов численного моделирования на ЭВМ работы диска из панельных конструкций с экспериментальными данными..... 49

Сиянов А.И.

Численные исследования металлических ребристо-кольцевых куполов..... 54

Губанов В.В., Голиков А.В.

Методика определения краевых напряжений в оболочках дымовых труб..... 65

Зюлко Е., Микульски Т., Супэрнак Э.

Напряжения в зоне придонного очистного люка в стальном цилиндрическом резервуаре..... 69

Pisarek Z., Kozłowski A. Effective length of end plate in moment connections with four bolts in the row.....	77
Голоднов А.И., Червинский А.Я., Лебедич И.Н. О совместном деформировании стальных балок и железобетонной плиты перекрытия.....	87
Москаленко В.И., Гибаленко А.Н., Губанов В.В. Продление ресурса решетчатых металлоконструкций рудного перегружателя.....	96
Колесниченко С.В., Сулима Ю.Г. Методика определения технологической безопасности пролетных строений транспортерных галерей.....	104
Матченко Т.І. Визначення і вдосконалення правил та норм в атомній енергетиці з продовження залишкового ресурсу будівельних металевих конструкцій.....	110
Губанов В.В. Принципы оценки технического состояния стальных высотных сооружений.....	129
Пічугін С.Ф., Семко О.В., Семко В.О. Оцінка технічного стану сталевих балок із дефектами на основі теорії ризиків.....	135
Голоднов А.И., Полишко С.Н., Иванов А.П. Результаты обследования конструкций перекрытия корпуса 3-4 стадии дробления ДФ-1 ОАО "СевГОК".....	144
Губанов В.В., Пчельников С.Б. Планирование мероприятий по обслуживанию несущих конструкций одноэтажных промышленных зданий.....	151
Тулєбаєв К.Р., Байнатов Ж.Б., Тулєбаєв Г.К. Исследование модели сборного арочного селезащитного сооружения со сквозными отверстиями.....	159
Вимоги до оформлення статей.....	170

УДК 624.072.002.2

Распределение остаточных напряжений в горячекатаных прокатных профилях

¹Иванов А.П., к.т.н., ²Иванова И.А., аспирант

¹Донбасский государственный технический университет, Украина

²ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Залишкове напруження істотно впливає на надійність, довговічність і металоємність конструкцій, а також на норму витрати металу на виробництво одиниці продукції. Цей вплив неоднозначний, тому необхідно вирішити питання про розподіл залишкового напруження в перерізах різних профілів будівельних конструкцій при різних технологіях виготовлення.

Необхідність проведення справжніх досліджень виникла у зв'язку з відсутністю в нормативній літературі рекомендацій щодо визначення залишкового напруженого стану прокату та його врахування при розрахунках конструкцій.

Аннотация. Остаточные напряжения существенно влияют на надежность, долговечность и металлоемкость конструкций, а также на норму расхода металла на производство единицы продукции. Это влияние неоднозначно, поэтому необходимо решить вопрос о распределении остаточных напряжений в сечениях различных профилей строительных конструкций при различных технологиях изготовления.

Необходимость проведения настоящих исследований возникла в связи с отсутствием в нормативной литературе рекомендаций по определению остаточного напряженного состояния проката и его учета при расчетах конструкций.

Abstract. Residual stresses substantially affect on reliability, durability and metal consumption of the structures, as well as on the metal consumption norm to produce one output unit. This influence is ambiguous, therefore it is necessary to solve a problem concerning distribution of residual stresses in the sections of various constructional types with the use of different production technologies.

The need to conduct these researches has emerged in connection with an absence of recommendations in normative reference sources concerning determination of rolling stock's residual stress state and its consideration when calculating the structures.

Ключевые слова: остаточные напряжения, правка, изгиб, эпюры распределения остаточных напряжений.

Введение. Постановка проблемы. Напряжения, существующие в конструкциях при отсутствии внешних воздействий, в литературе называют по-разному. Наиболее распространенное в странах СНГ название – остаточные напряжения (ОН), хотя встречаются и другие определения: собственные, внутренние, технологические, сварочные или закалочные. ОН практически всегда возникают при литье, ковке, прокатке, сварке, термообработке и других процессах, а также при жестком соединении разных материалов. В существующих нормативных доку-

ментах отсутствуют методики определения остаточного напряженного состояния (ОНС) и его влияния на прочность и устойчивость конструкций.

Опыт эксплуатации конструкций и результаты многочисленных экспериментов показывает, что остаточные напряжения существенно влияют на надежность и долговечность конструкций и оборудования, их технологичность и металлоемкость, а также на нормы расхода металла при производстве единицы продукции. Чтобы сделать вывод о том, как именно они влияют, необходимо сначала определить форму и величину ОН в различных профилях, которые наиболее часто применяются в строительных конструкциях.

Анализ последних достижений и публикаций. Разработка методов измерения ОН в настоящее время является насущной и актуальной задачей. За последние десятилетия в результате усилий ученых России, Украины, США, Японии, Англии и др. стран положение с измерительными методами и средствами существенно улучшилось, что позволило проводить экспериментальное изучение напряженно-деформированного состояния (НДС) различных конструкций на более высоком уровне. Но многое еще не сделано: для получения общих выводов о влиянии ОН на прочность элементов и конструкций в целом необходимо исследовать ОНС для различных профилей.

В настоящее время существует целый комплекс экспериментальных методов определения ОНС. К ним относятся разрушающие, малоразрушающие, неразрушающие и косвенные.

К разрушающим относятся такие методы исследования, которые подразумевают разрушение (разрезку) конструкции с целью освобождения связей, препятствующих свободному перемещению фрагментов. Это позволяет получить распределение ОН в элементах путем измерения деформаций после разрезки и переводом показаний прибора в напряжения умножением на коэффициент тензочувствительности. При измерениях получаются напряжения обратного знака, равные по абсолютной величине ОН.

Малоразрушающие методы основаны на использовании поверхностного слоя (припуска на механическую обработку) для сравнительного контроля ОН путем выполнения на поверхности отверстий, пропилов, столбиков и контроля деформации в зоне разрушения.

Неразрушающие методы – рентгеновские, акустические (ультразвуковые), голографические, магнитошумовые [1 – 6].

Косвенные методы (иногда их называют сравнительными) составляют значительную группу неразрушающих методов, непосредственно не связанных с такими методами, как рентгеновский и ультразвуковой.

Косвенные методы обычно дают возможность лишь качественно оценить ОН. Вместе с тем большинство косвенных методов применимы для сравнительных оценок ОН при серийном и массовом производстве путем экспресс-анализа.

Любой из экспериментальных методов измерения ОН имеет вполне определенную область применения, в которой он максимально эффективен. Наиболее универсальными являются механическая тензометрия, рентгеновские и ультразвуковые методы.

Цель работы. Целью работы является определение остаточного напряженного состояния, возникающего в прокатных профилях, после прокатки, остывания и правки.

Основная часть. В качестве экспериментальных образцов были использованы фрагменты проката различного сечения (швеллеры, двутавры), изготовленного на стане 600 ОАО "Алчевский металлургический комбинат" нормальной поставки. Исследования ОНС были выполнены в нескольких фрагментах двутаврового профиля (два двутавра № 12 и два № 20) и в нескольких фрагментах швеллерного профиля (по паре швеллеров № 12у, № 14у, № 18у, № 20у). Для каждого профиля принимались два образца – один до правки, другой после правки. Это было необходимо для выявления влияния правки на форму и величину ОН.

Правка холодного металла производилась механическим путем. После этого возникали следы пластического деформирования в виде линий Людерса–Чернова.



Рис. 1. Следы правки на полках швеллеров № 20у

Распределение ОН определялось экспериментально разрушающим методом.

Для регистрации получаемых при эксперименте деформаций была использована система СИИТ-3, в состав которой входят: блок дистанционного релейного переключения (БДРП), измерительный блок (БИ) и блок печати (БП). Схема подключения показана на рис. 2, где RA_j – активные (тензометрические) датчики, установленные на исследуемой балке, а R_K – компенсационный датчик, установленный вне балки, но на таком же материале, с которого изготовлена балка.

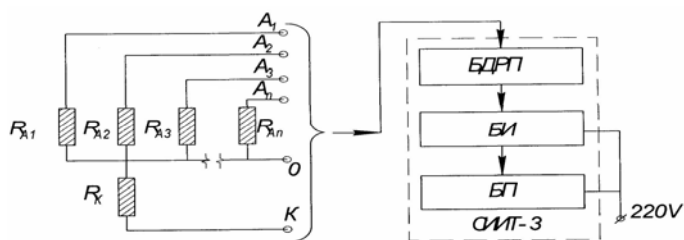


Рис. 2. Схема подключения тензорезисторов

Активные тензодатчики наклеивались на внешней стороне полок и с двух сторон стенки. Причем расположение датчиков было выполнено симметрично относительно плоскости реза, что позволило получить более достоверный результат. Расположение тензодатчиков было одинаковым для каждого вида профиля. На рис. 3 и рис. 4 приведены схемы расположения датчиков, на рис. 5 – общий вид фрагмента швеллера № 18 после разрезки.

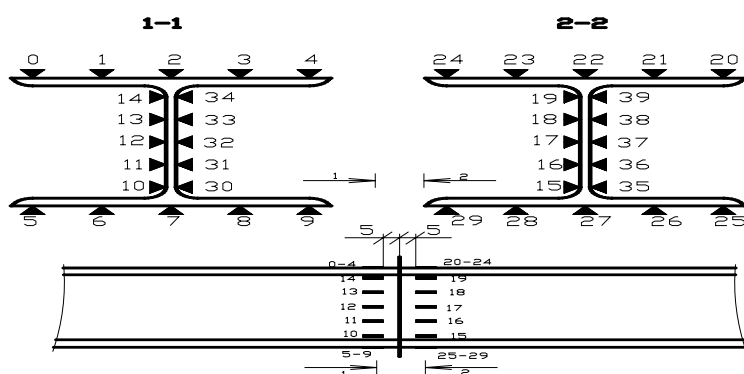


Рис. 3. Расположение датчиков на двутавровых балках

Существенное изменение ОН было зарегистрировано сразу после разрезки. Результаты измерений были получены в делениях прибора. Показания прибора в напряжения были переведены путем умножения на коэффициент тензочувствительности.

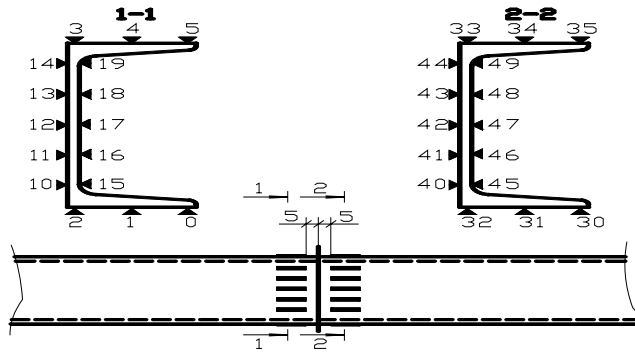


Рис. 4. Расположение датчиков на швеллерах

Полученные результаты измерений были обработаны и по ним построены эпюры напряжений, которые представлены на рис. 6, 7, 8, 9, 10, 11.

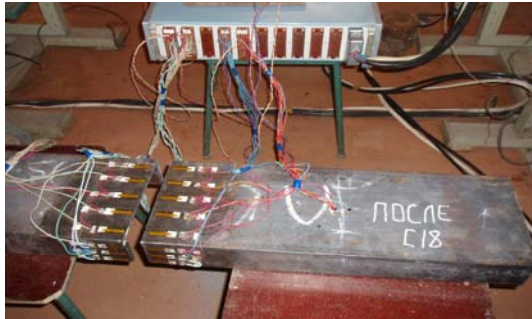


Рис. 5. Общий вид фрагмента из швеллера № 18 после разрезки

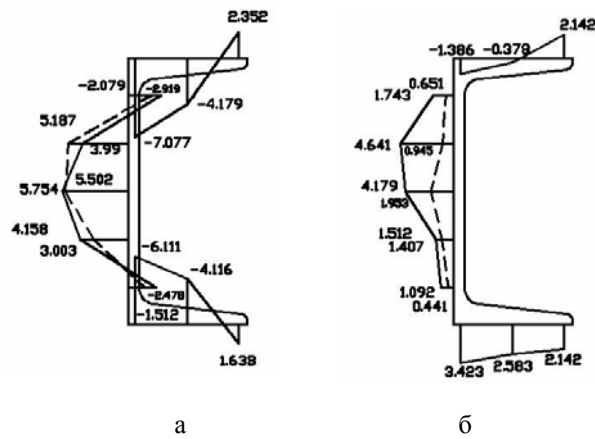


Рис. 6. Эпюры ОН после разрезки фрагментов из швеллеров № 12у:
а – до правки; б – после правки

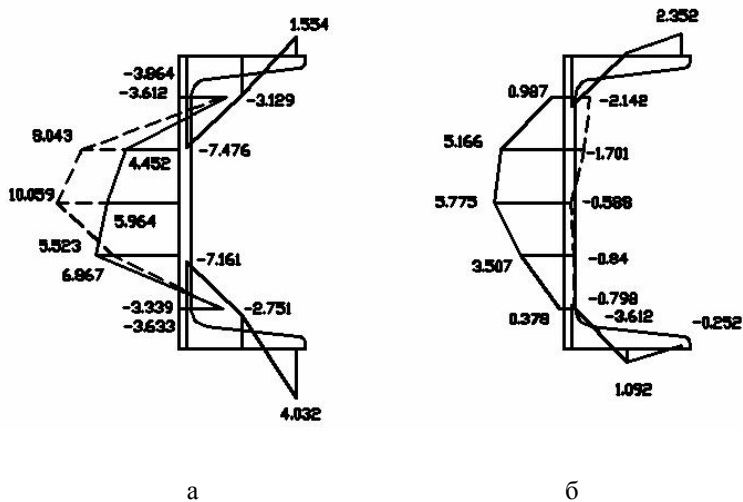


Рис. 7. Эпюры ОН после разрезки фрагментов из швеллеров № 14у:
а – до правки; б – после правки

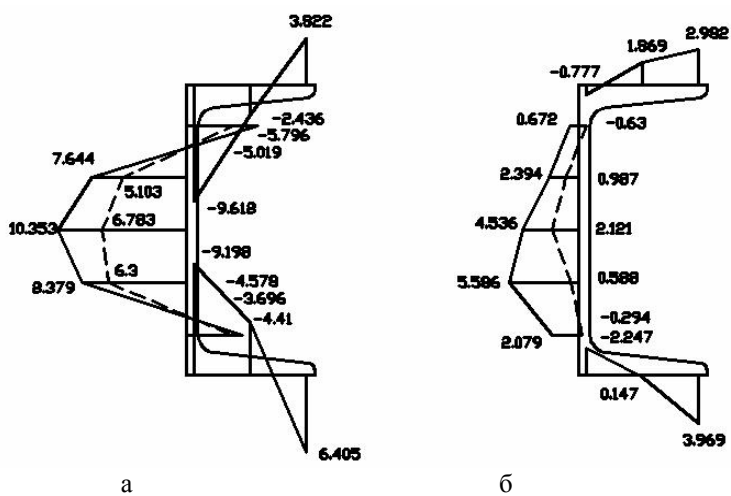


Рис. 8. Эпюры ОН после разрезки фрагментов из швеллеров № 18у:
а – до правки; б – после правки

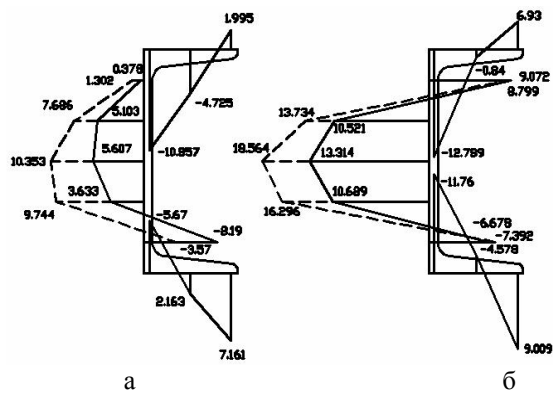


Рис. 9. Епюри ОН после разрезки фрагментов из швеллеров № 20у:
а – до правки; б – после правки

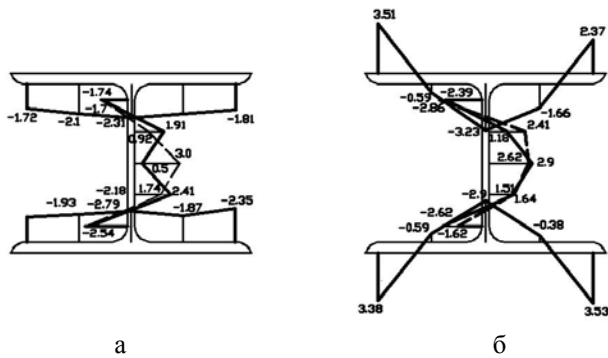


Рис. 10. Епюри ОН после разрезки фрагментов из двутавров № 20:
а – до правки; б – после правки

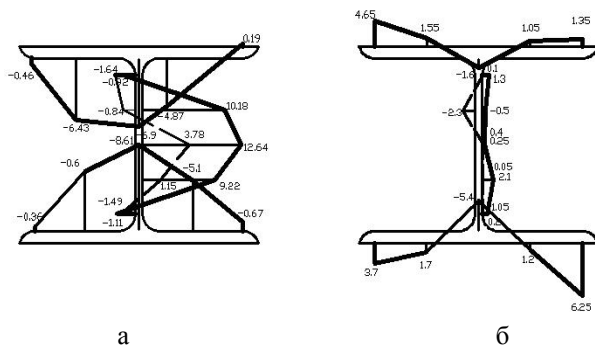


Рис. 11. Епюри ОН после разрезки фрагментов из двутавров № 12:
а – до правки; б – после правки

Выводы

Механическая правка проката сопровождается пластическим деформированием металла, в результате чего происходит изменение ОНС.

Распределение ОН по сечению до и после правки отличается по величине и по форме. После правки на краях полок швеллеров и двутавров формируются зоны остаточных растягивающих напряжений.

В зависимости от размеров профиля меняется и величина ОН: чем больше профиль, тем больше уровень ОН.

Литература

- [1] Остаточные напряжения в деформируемых твердых телах / Г.Н. Чернышев, А.Л. Попов, В.М. Козинцев, И.И. Пономарев. – М.: Наука, 1996. – 240 с.
- [2] Residual stress determination by single-axis holographic interferometry and hole drilling. Pt.2. Experiments / D. Neison, E. Fuchs, A. Makiro, D. Williams // Exper. Mech. – 1994. – V. 34, № 1. – P. 79–82.
- [3] Hernandez J., Dehaudt P., Vannes A.B. Determination des contraintes residuelles streees par rechargement par plasma a arc transfere. Etude de l'influence d'un post-traitement // Revue de metallurgie. Memoires et etudes scientifiques. – 1987. – V. 84, № 7–8. – P. 387–395.
- [4] Roy G. Orientation of prinsipal stress component // Exper. Mech. – 1994. – V. 18, № 1. – P. 37–40.
- [5] Lin S.-T., Hsieh C.-T., Hu C.-T. Two holographic blindhole methods for measuring residual stress // Exper. Mech. – 1994. – V. 34, № 2. – P. 141–147.
- [6] Остаточные напряжения в профилях и способы их снижения / А.Н. Скороходов, Е.Г. Зудов, А.А. Киричков, Ю.П. Петренко. – М: Металлургия, 1985. – 184 с.

Надійшла до редколегії 15.07.2008 р.

УДК 624.072.002.2

Управление остаточными напряжениями в стальных конструкциях с использованием плазменной сварки

Козлов С.В., к.т.н.

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкций им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Для управління залишковим напруженням у сталевих конструкціях як джерело термічного впливу запропоновано використання плазмового зварювання.

Аннотация. Для управления остаточными напряжениями в стальных конструкциях в качестве источника термических воздействий предложено использование плазменной сварки.

Abstract. Application of plasma welding is proposed to deal with residual stresses in steel constructions as a source of thermal effects.

Ключевые слова: плазменная сварка, дуга, металлоконструкции, плазма.

Актуальность работы. В настоящее время все более острой становится проблема продления остаточного ресурса существующих, а также изготовления новых, эффективных по расходу металла стальных конструкций. Одним из способов повышения устойчивости является регулирование остаточного напряженного состояния на стадии изготовления и эксплуатации стальных конструкций с помощью локальных термических воздействий (ЛТВ).

Анализ последних достижений и публикаций. Этот способ достаточно широко изложен в ряде публикаций и диссертационных работ [1-7]. Основной причиной создания эффективного остаточного напряженного состояния является высококонцентрированное локальное термическое воздействие, за счет чего и происходит перераспределение остаточных напряжений в сечениях стальных конструкций. Методики определения остаточного напряженного состояния и его влияния на устойчивость сжатых элементов металлоконструкций [4, 5] отражают принципиальный подход в решении этого вопроса при использовании электродуговой сварки. На основе выполненного анализа последних отечественных и зарубежных достижений и публикаций установлено, что плазменная сварка в качестве источника термических воздействий для регулирования остаточных напряжений в сечениях стальных строительных конструкций еще не применялась. Хотя, свойства плазменной сварки как источника нагрева в подобных целях эффективно используют в машиностроительной отрасли для создания плазменного упрочнения поверхностного слоя инструментальных материалов [8].

Постановка проблеми в общем виде. В качестве источника термических воздействий в работах [1–7] использовалась газовая и электродуговая сварка. При использовании электродуговой сварки прикосновение электрода к изделию приводит к образованию дуги с температурой $t_{\max} = 5000 - 6000 \text{ }^\circ\text{C}$.

Научной новизной в решении проблемы регулирования остаточного напряженного состояния стальных конструкций является применение плазменной сварки как источника локальных термических воздействий, позволяющей получить качественно и количественно иное распределение остаточных напряжений, поскольку температура при такого рода сварке достигает $t_{\max} = 30000 \text{ }^\circ\text{C}$.

Изложение основного материала. Плазма – ионизированный газ, содержащий электрически заряженные частицы и способный проводить ток. Ионизация газа происходит при его нагреве. Степень ионизации тем выше, чем выше температура газа, он имеет высокую электропроводность, ярко светится и представляет собой типичную плазму. Плазменная сварка – это та же сварка плавлением. Здесь также действует электрическая дуга. Но это уже сжатая дуга, которую позволяет получить специальная горелка – плазмотрон, схематично изображенный на рис. 1 [9]. В среде ионизированного газа он позволяет получить сжатую дугу с температурой до $30000 \text{ }^\circ\text{C}$. Вдуваемый в камеру газ (рис. 1), сжимая столб дуги в канале сопла плазмотрона и охлаждая его поверхностные слои, повышает температуру столба. В результате струя проходящего газа, нагреваясь до высоких температур, ионизируется и приобретает свойства плазмы. Увеличение при нагреве объема газа в 50 – 100 и более раз приводит к истечению плазмы.

Для производства плазменной и микроплазменной сварки в настоящее время применяются следующие установки: УПС-501, УПС-804, УПС-301 и А-1342.

При оценке эффективности источников энергии необходимо учитывать ряд определенных факторов, основными из которых являются: техническая возможность применения процесса; качество выполнения ЛТВ; энергетическая и экономическая эффективность выполнения термических воздействий.

Для правильного и обоснованного учета факторов технологичности, качества и одновременно со степенью эффективности применяемого источника термических воздействий нужна единая методика их количественной оценки.

Эффективность процессов сварки плавлением оценивают обычно по таким показателям, как эффективный и термический к.п.д., коэффициенты расплавления и наплавки и т.п. Источники сварочного нагрева характеризуют обычно удельным тепловым потоком в пятне нагрева q_{\max} [Вт/см²], и коэффициентом сосредоточенности k .

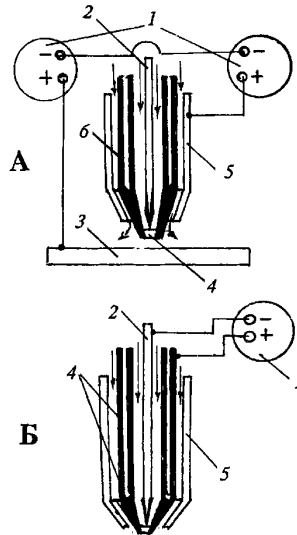


Рис. 1. Работа плазмотрона в режиме:

А — прямой полярности; Б — дуги косвенного действия (сопло 4 выполняет одновременно роль анода); 1 — источник питания; 2 — электрод; 3 — изделие; 4 — сопло плазмотрона; 5 — защитное сопло плазмотрона; 6 — каналы плазмотрона

Основная характеристика плазменной струи как источника теплоты – это эффективная тепловая мощность, т. е. количество теплоты, вводимой при сварке источником в элемент конструкции в единицу времени [10]:

$$q = 0,24\eta_u UI, \quad (1)$$

где η_u – эффективный КПД плазменного нагрева изделия; 0,24 – коэффициент, учитывающий влияние, оказываемое несинусоидальностью кривых напряжения и тока на мощность дуги при сварке на переменном токе; U и I – соответственно напряжение и ток дуги.

Часть энергии дуги расходуется на нагрев сопла (η_c), канала (η_k) и электрода (η_e), а также теряется в результате лучеиспускания и конвекции. Эффективную тепловую мощность плазменной струи можно регулировать изменением тока и напряжения дуги, расхода и состава газа, диаметра канала и сопла, расстояния между соплом и нагреваемым изделием.

Сравнение термических источников энергии для сварки показывает, что наибольшую удельную мощность в пятне нагрева имеют лучевые источники, для которых $q_{\max} \approx 1 \times 10^{10}$ Вт/см². Однако их применение для сварки ограничено верхним пределом 1×10^7 Вт/см², поскольку при более высоких плотностях энергии в пятне нагрева сварка невозможна – происходит испарение материала. В качестве сравнения приведены параметры, характеризующие разновидность сварочных процессов (см. таблицу) [10].

Таблица 1

Параметры сварочных процессов в функции концентрации энергии, приложенной к единице площади

Способ сварки	Концентрация энергии, Вт/см ²
Газовая	6×10^2
Электродуговая	4×10^4
Плазменная	1×10^7

Анализ вышеприведенных справочных данных и сравнения тепловых параметров процесса газовой, электродуговой и плазменной сварки показывают, что при использовании плазменной сварки происходит в значительной степени более концентрированный нагрев металла, чем при электродуговой и газовой.

Применение плазменной сварки в качестве источника термических воздействий возможно, при этом скорость движения плазмотрона в процессе термических воздействий на элементы конструкции должна быть в 10 – 12 раз выше, чем скорость наплавки холостого сварного шва.

Выводы

При газовой и электродуговой сварке происходит менее концентрированный нагрев металла, чем при плазменной сварке. Это приводит к более обширной зоне теплового воздействия, что ухудшает эффект создания и регулирования остаточных напряжений в сечениях стальных конструкций.

Для предварительного напряжения ЛТВ стальных конструкций в качестве источника высокотемпературных воздействий целесообразно применять плазменную сварку, которая позволит осуществить термические воздействия более локально, отражая тем самым саму суть применяемого метода.

Литература

- [1] *Шелестенко Л.П.* Влияние собственных остаточных напряжений на общую устойчивость сжатых сварных Н-образных элементов // Железнодорожное строительство. – 1954. – № 2. – С. 22–24.
- [2] *Кихара Х., Фуджита Ю.* Влияние остаточных напряжений на проблемы неустойчивости / XIII Конгресс Международного института сварки (13–19 июня 1960 г. в г. Льеже). – М.: Гос. Изд-во машиностр. Лит-ры, 1962. – С. 240–251.
- [3] *Васильев В.Н., Писарский А.М.* Горячекатаные уголки с гарантированной эпюрой внутренних напряжений / Международная конференция "Теория и практика металлических конструкций", Донецк – Макеевка, 2 – 4 декабря 1997 года: Сб. трудов. Том 1 / Ред. кол.: Горохов Е.В., Королев В.П., Югов А.М., Колесниченко С.В. – Донецк – Макеевка, 1997. – С. 139–142.
- [4] *Голоднов А.И.* К вопросу учета остаточных напряжений в сечениях сжатых двутавровых стержней при их расчетах // Автоматическая сварка. – 2001. – № 5. – С. 8–10.
- [5] *Голоднов А.И., Козлов С.В.* Распределение остаточных напряжений в сечениях прокатных уголков при предварительном напряжении локальными термическими воздействиями на кромках // Вісник Придніпровської державної академії будівництва і архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2003. – № 10 – 11. – С. 37 – 41.
- [6] *Козлов С.В.* Повышение устойчивости сжатых элементов ферм из уголкового профиля локальными термическими воздействиями: Дис. канд. техн. наук: 05.23.01. – Киев, 2004. – 168 с.
- [7] *Голоднов А.И.* Предельное состояние стальных колонн и балок при наличии остаточных напряжений: Дис. докт. техн. наук: 05.23.01. – Днепропетровск, 2006. – 390 с.
- [8] *Тополянский П.А.* Влияние финишного плазменного упрочнения на остаточные напряжения поверхностного слоя инструментальных материалов // Технологии ремонта, восстановления и упрочнения деталей машин, механизмов, оборудования, инструмента и технологической оснастки / Материалы 7-й Международной практической конференции-выставки (г. Санкт-Петербург 12–15 апреля 2005 г.) – Санкт-Петербург: СПбГПУ, 2005, С. 334 – 340.
- [9] *Справочник сварщика / Под ред. В.В. Степанова.* – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Машиностроение, 1982. – 560 с.
- [10] *Сварка и свариваемые материалы: В 3-х т. Т. 1. Свариваемость материалов.* Справ. изд. / Под. ред. Э.Л. Макарова – М.: Металлургия, 1991. – 528 с.

Надійшла до редколегії 23.07.2008 р.

УДК 624.131.54

Расчет конструкций с резко изменяющимися жесткостными характеристиками

Голоднов А.И., д.т.н., Балашова О.С., аспирант

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Запропонована методика визначення прогинів стрижневих елементів з різко змінюваними жорсткісними характеристиками. Методика дозволяє визначити прогини в процесі зростання навантаження з урахуванням зміни умов закріплення. Визначені критерії вичерпання несучої здатності.

Аннотация. Предложена методика определения прогибов стержневых элементов с резко изменяющимися жесткостными характеристиками. Методика позволяет определить прогибы в процессе возрастания нагрузки с учетом изменения условий закрепления. Определены критерии исчерпания несущей способности.

Abstract. The technique is suggested for definition of deflections of compressed and bent elements with sharply changing rigidity features. The technique allows to define deflections during increase of loading taking into account alterations in fastening conditions. The limit of load-carrying capacity criteria is determined.

Ключевые слова: стержень, жесткость, несущая способность, остаточный ресурс.

Введение. Постановка проблемы. Деформирование элементов с резко изменяющимися жесткостными характеристиками (например, слабоармированных железобетонных) издавна привлекало внимание исследователей, поскольку они имеют широкое распространение. Это, в первую очередь, колонны и ригели каркасных зданий, пояса ферм и т.п. 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.

Между тем, согласно п. 1.15 СНиП 2.03.01-84* [1] усилия в статически неопределенных железобетонных конструкциях от нагрузок и вынужденных перемещений необходимо определять, как правило, с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры. Для конструкций, методика расчета которых с учетом неупругих свойств железобетона не разработана, а также для промежуточных стадий расчета усилия в статически неопределенных конструкциях разрешается определять в предположении их линейной работы. Нелинейная работа железобетона может быть учтена с

помощью экспериментально полученных зависимостей « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » [2], которые пока еще не включены в действующие нормативные документы.

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 стране, так и за рубежом) свидетельствует о необходимости продолжения исследований, направленных на решение важной народнохозяйственной задачи – оценке НДС и возможности продления срока службы конструкций зданий и сооружений [3–6]. 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 рассмотрен в данной статье.

Цель работы. 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 том числе и для определения несущей способности и остаточного ресурса сооружения.

Основная часть. Деформирование любого стержневого элемента можно описывать с помощью уравнений метода начальных параметров, полученных на основе аппроксимации уравнения изогнутой оси кубическим сплайном [7]. Прогибы и углы поворота определяются по следующим формулам:

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

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

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 достаточно, если $n \geq L/h$, где h – высота балки).

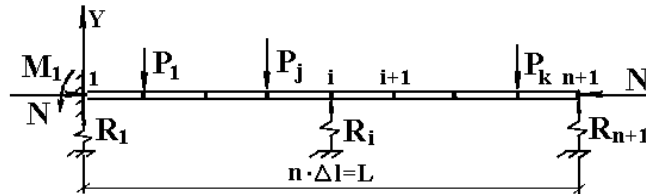


Рис. 1. Расчетная схема системы

Значения кривизны сечений определяются по формулам:

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

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

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

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

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_i – 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 рассчитывается 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

елемента. Зависимости «момент–кривизна» определяются заранее. Для железобетона такие зависимости могут быть определены по известным методикам [1, 2, 7]. Жесткостные характеристики опор определяются в первом приближении по известным методикам НИИСК и рекомендациям нормативных документов [8, 9].

Для металлических элементов определяют зависимости «момент–кривизна» с использованием идеализированной (Прандтля) или унифицированной (условно-точной) диаграмм деформирования стали [10, 11]. Это позволит определить НДС системы с достаточной для практических целей точностью.

Несущая способность системы считается исчерпанной, если:

- а) 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.);
- б) достигнут максимум на кривой состояний [2, 7];
- в) разрушена хотя бы одна опора балки;
- г) 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:

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

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

$$\begin{aligned} \Phi(y, k, \delta, M_1, \varphi_1) = & \left(\frac{L^3}{2 \cdot n^3} \right) \left\{ \sum_{j=1}^{n-1} y_j \cdot k_j \left[2 \sum_{k=j+1}^n \frac{(k-j)}{B_k} + \frac{n-j+1}{B_{n+1}} \right] + \frac{y_n \cdot k_n}{B_{n+1}} \right\} + \\ & + M_1 \left(\frac{L}{2 \cdot n} \right) \left(\frac{1}{B_1} + 2 \sum_{j=2}^n \frac{1}{B_j} + \frac{1}{B_{n+1}} \right) - \left(\frac{L}{2 \cdot n} \right) \left(\frac{M_{p,1}}{B_1} + 2 \cdot \sum_{j=2}^n \frac{M_{p,j}}{B_j} + \frac{M_{p,n+1}}{B_{n+1}} \right) = \quad (8) \\ & = \theta_{n+1}, \end{aligned}$$

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 определяют 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 исходными данными: параметрами сечения прочностными и деформативными характеристиками материалов, схемой приложения нагрузки и т.п.
2. Определяют зависимости «момент–кривизна» для сечений и жесткост

ные характеристики опор в первом приближении.

3. Формируют систему уравнений. На первом этапе задаются упругими жесткостными характеристиками 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 пунктам 3 – 6 производят до тех пор, пока не выполнится любой из критериев исчерпания несущей способности. На основании выполненных расчетов делают выводы об остаточном ресурсе сооружения, необходимости усиления или замены как отдельных элементов, так и сооружения в целом.

8. 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 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.

Результатами расчетов по данной методике могут быть не только определение напряженно-деформированного состояния, но и прогноз поведения конструкции во времени и оценка остаточного ресурса, т.е. суммарной наработки элемента от момента контроля его технического состояния до перехода в предельное состояние.

Литература

- [1] СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / 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. – Киев, 1987. – 24 с.
- [3] Современные проблемы совершенствования и развития металлических, деревянных, пластмассовых конструкций в строительстве и на транспорте: Сборник научных трудов Международной научно-технической конференции. – Самара: СамГАСА, 2002. – 303 с.
- [4] Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж: Матеріали міжнародної конференції. – Донецьк: УАМК, 2003. – 550 с.
- [5] Науковий вісник будівництва: Збірник наукових праць. – Харків: ХДТУБА, 2005. – Вип. 33/2005. – 266 с.
- [6] Збірник наукових праць Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки. – Луганськ: Видавництво ЛНАУ, 2007. – № 71 (94). – 415 с.
- [7] *Голоднов А.И.* Исчерпание несущей способности железобетонных стержневых элементов существующих зданий и сооружений // Збірник наукових праць Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки. – Луганськ: вид-во ЛНАУ, 2007. – № 71 (94). – С. 64–69.
- [8] Методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений /НИИСК Госстроя СССР. – Киев. 1987. – 32 с.
- [9] ДБН В.1.1-5-2000. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Часть 2. Здания и сооружения на просадочных грунтах / Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины. – Киев, 2000. – 87 с.
- [10] Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для ВУЗов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Веденников и др./ Под общ. ред. Е.И. Белени. - 6 изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.
- [11] *Голоднов А.И.* Зависимость «момент–кривизна» для сварных двутавровых балок // Соврем. строит. конструкции из металла и древесины: Сб. науч. тр. / Одес. гос. академия стр-ва и архитектуры. – Одесса: ОГАСА, 2003. – С. 55–63.

Надійшла до редколегії 15.07.2008 р.

УДК 697.8:624.042.4

Технологическое обеспечение строительного-монтажных работ при возведении дымовой трубы высотой 75 м

¹Москаленко В.И., ²Губанов В.В., к.т.н., ³Гибаленко А.Н., к.т.н.

¹ООО фирма "Промбударемонт", Украина

²Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

³Донбасский центр технологической безопасности УкрНИИПСК
им. В.Н. Шимановского, Украина

Анотація. Проаналізований досвід виконання будівельно-монтажних робіт із зведення металевої димової труби в умовах виробництва, що діє, із застосуванням нетрадиційних методів ведення монтажу.

Анотация. Проанализирован опыт выполнения строительного-монтажных работ по возведению металлической дымовой трубы в условиях действующего производства с применением нетрадиционных методов ведения монтажа.

Abstract. The experience gained during execution of building and erection work of steel chimney under conditions of operating enterprise, using unconventional erection methods is described.

Ключевые слова: металлическая труба, технология строительства, монтажные приспособления.

Металлическая дымовая труба высотой $H = 75$ м мартеновского цеха ОАО "Донецкий металлургический завод" построена на месте разрушенной кирпичной дымовой трубы (рис. 1) и служит для отвода газов мартеновской печи № 5.

Строительство осуществлялось строительным-монтажным участком ООО фирма "Промбударемонт" при участии стройцеха завода, который выполнял устройство фундаментов под трубу и якоря оттяжек.

Ствол дымовой трубы выполнен в виде оболочки высотой $H = 75$ м из металлических листов. Оболочка трубы в нижней части имеет вид усеченного конуса с нижним наружным диаметром 5,024 м и верхним – 2,824 м; в средней и верхней частях – оболочка выполнена в виде цилиндра.

Для крепления футеровки внутри трубы предусмотрены горизонтальные кольцевые ребра, установленные с шагом 600 мм и соединенные с оболочкой трубы с внутренней стороны.

Футеровка ствола трубы выполнена из кирпича, теплоизоляционная прослойка между стволом и футеровкой – засыпка песком переменной

толщины. Теплоизоляционная прослойка между стволом и футеровкой – воздушный зазор 36 мм.



Рис. 1. Общий вид трубы в проектном положении

Опираение ствола трубы осуществляется на монолитный фундамент, который выполнен в виде стакана с наружным диаметром 5,8 м высотой 4,85 м. Стакан установлен на круглую плиту диаметром 12,0 м, которая расположена поверх фундамента от ранее стоящей кирпичной дымовой трубы диаметром 11,5 м. Общая высота фундамента 5,75 м.

Грунтовые воды в месте возведения трубы – агрессивные. Для защиты бетона предусмотрена двойная гидроизоляция боковой поверхности стакана горячим битумом.

Возведение трубы осложнялось рядом факторов:

- сжатыми сроками возведения конструкций трубы, что не позволяло в полном объеме выполнить изыскательские работы, необходимые для строительства сооружения;
- наличием сложных грунтовых условий фундаментов под оттяжки;
- сложностью конструктивных решений трубы, включающей металлические несущие конструкции и гибкие оттяжки, которые требуют проведения наблюдений за работой конструкций;

– необхідністю розробки документації по експлуатації труби.

Роботи по возведенню труби були начаты на месте "незавершеного" (приостановленного строительства) на этапе неполного монтажа конической части.

Основная трудность – невозможность использования механизма с требуемой высотой подъема. Существующее место установки трубы характеризовалось стесненными условиями застройки действующего предприятия (район мартеновского цеха) и отсутствием автомобильных подъездных путей перемещения (доставки) к месту выполнения работ монтажного крана.



Рис. 2. Монтаж верхней части трубы краном СКГ-100

Перевозка единственно возможного (соответствующего требованиям габаритных размеров) монтажного крана СКГ-100 (рис. 2) была выполнена частями в стесненных условиях по железной дороге. Поворотная платформа, стрела и кабина доставлялись на монтажную площадку поочередно.

Планировка монтажной площадки размещения крана позволила обеспечить высоту подъема на 68 м при требовании 75 м.

Несовпадение геометрии конической и цилиндрической части потребовало демонтажа части конструкций для обеспечения их монтажного

соединения.

Кроме того, поставка конструкций трубы осуществлялась частями в виде листовых цилиндрических отправочных марок. Геометрические отклонения в местах сопряжения монтажных стыковых швов достигали 120 мм.

По технологии выполнения работ для ускорения процесса монтажа и в связи с крайне стесненными условиями строительной площадки в заводских условиях предварительной монтажной укрупнительной сборки и выверки конструкций предусмотрено не было. В связи с этим для устранения неточностей изготовления были разработаны мероприятия и изготовлены приспособления по обеспечению центровки монтажных элементов непосредственно в момент их установки на нижележащие конструкции.

Одновременно в процессе выполнения монтажных и футеровочных работ осуществлялись постоянные геодезические работы по геометрическому контролю для обеспечения проектного положения (вертикальности) ствола трубы.

С целью сокращения сроков строительства и скорейшего ввода в эксплуатацию мартеновской печи № 5 применена технология совмещения работ по возведению наружной металлической части трубы, внутренней футеровки и установки монтажно-эксплуатационных устройств.

Сложность совместного ведения монтажных и футеровочных работ была обусловлена технологией подачи материала "снизу". Поскольку работы осуществлялись круглосуточно на участках, расположенных друг над другом, необходимо было разработать дополнительные мероприятия по соблюдению требований техники безопасности и производственной санитарии – защиты работников от возможного падения предметов, обеспечения вентиляции и воздухообмена в зоне выполнения работ внутри трубы.

Участок выполнения работ по устройству футеровки и теплоизоляции был снабжен мобильным защитным экраном, который обеспечил защиту работников от возможного падения предметов с высоты, удобство монтажа металлической оболочки трубы и одновременно – пропуск канатов грузоподъемных обслуживающих лебедок.

Указанные требования и специфика выполнения работ были учтены при разработке проекта производства работ на стадии подготовки строительства.

Планировка монтажной (подсыпка шлаком и обустройство дорожными плитами) площадки размещения крана обеспечила высоту подъема на 68 м

(при требовании 75 м), что не позволяло осуществить монтаж верхней части трубы имеющимся в распоряжении монтажным краном.

В процессе выполнения работ было принято решение устройства монтажного проема в верхнем монтируемом блоке для пропуска конструкции стрелы крана для обеспечения строповки устанавливаемого участка трубы в месте, максимально приближенном к центру тяжести (рис. 3, 4).



Рис. 3. Верхняя часть трубы в момент центровки перед подъемом
в монтажное положение

Для обеспечения необходимой строповки и жесткости конструкции (в условиях отсутствия части листовой обшивки) монтажный блок оборудован строповочным приспособлением. Часть наружной обшивки монтажного проема была поднята и установлена в проектное положение с помощью обслуживающей лебедки после обустройства монтажного стыка.

После выполнения монтажа наружной обшивки и внутренней футеровки трубы были выполнены операции по установке тросовых оттяжек.

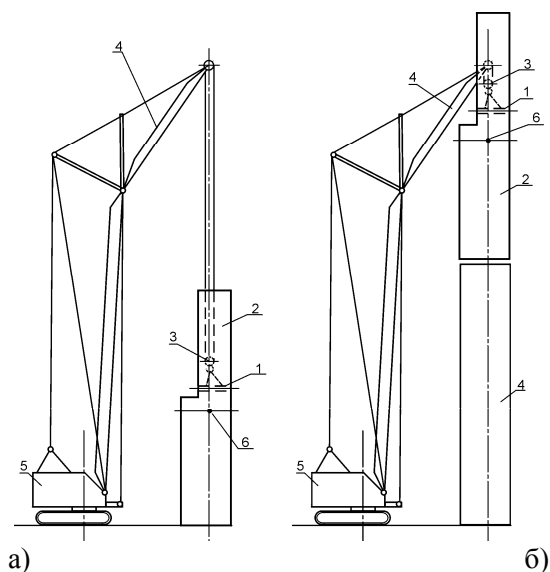


Рис. 4. Схема подъема верхней части трубы в проектное положение:

а – строповка монтажного блока; б – проектное положений верхней части трубы;
1 – конструкция для строповки; 2 – укрупненный монтажный блок; 3 – полиспаст;
4 – установленная часть трубы; 5 – монтажный кран; 6 – центр тяжести
монтажного блока.

Установка оттяжек в проектное положение и обеспечение требуемого натяжения канатов осуществлялись такелажной оснасткой с использованием динамометров. Контроль натяжения канатов (кроме показаний динамометров) выполнен геодезическим способом путем замеров фактических провисов тросовых оттяжек (определенных расчетом).

Общая продолжительность строительства трубы составила 93 рабочие смены. Это обеспечило возможность ввода печи № 5 мартеновского цеха в технологический заводской цикл выплавки стали в кратчайшие сроки.

Надійшла до редколегії 10.07.2008 р.

УДК 624.97

Application of dampers to tower-type structures vibratin reduction. Hitherto experiences and new proposals

Ciurej H., Kawecki J., Masłowski R.

Cracow University of Technology, Poland

Анотація: У доповіді досліджується ефективність технічних впливів протягом робочої експлуатації. Розглядається метод оптимізації, що використовує алгоритм оптимізації частинок, розташованих у концентричних колах. Даний метод дозволяє визначити оптимальні параметри окремих механічних гасників вібрації, що працюють спільно з конструкцією.

Аннотация: В докладе исследуется эффективность технических воздействий в течение рабочей эксплуатации. Рассматривается метод оптимизации, использующий алгоритм оптимизации частиц, расположенных в концентрических окружностях. Данный метод позволяет определить оптимальные параметры отдельных механических гасителей вибрации, работающих совместно с конструкцией.

Abstract. This paper deals with examination of the efficiency of technical effects, during the structure operation. The method of optimization, that utilizes PSO algorithm, is given. This method enables to determine the optimum parameters of several MVD-s operating simultaneously with a structure.

Key words: damper, tower-type structure, vibration, MVD (mechanical vibration damper), PSO (particle swarm optimization).

Introduction. Steel tower-type structures are particularly susceptible for dynamic actions. This susceptibility comes mostly from the low values of the parameters characterising the damping of the structures. Action of the wind is one of basic dynamic actions on the tower-type structures and the susceptibility of this structures to the vortex shedding, substantially effects their dimensioning (e.g. fatigue effect). Improved models of the phenomena of vortex shedding, better and better describing the situations observed on the objects in natural scale, are being introduced into the design codes [6]. There are also special conditions, fulfilment of which ensures, that the vortex shedding effect is not accompanied with substantial load of the analysed structure.

The reduction of the excessive vibrations of tower-type structures, one can reach by the means of applying mechanical vibration dampers (MVD) to mate with these structures [7, 8]. Mechanical vibration dampers (MVD) are being installed on the tower-type structures in Poland, since the early 80'es. The authors of the work have been participating in the solving of theoretical and design problems, concerning the MVD mating with the tower type structures. First, in [1], the method of determination of the optimum parameters of a MVD, has been worked out. Experimental investigations of the elastic-damping

elements, which are a part of the MVD, have been carried out next [9, 10]. Finally – in cooperation with designers – the concrete technical solution of such MVD has been proposed [11, 12].

Due to the structural solutions, MVD may be characterised by three parameters: M_t , C_t , K_t (fig. 1). The first of the parameters (M_t - mass of the damper) is usually accepted on the base of technical conditions of MVD realization. The two remaining parameters, i.e.: C_t – damping and K_t – stiffness of the damper, are subjected to the procedure of optimization.

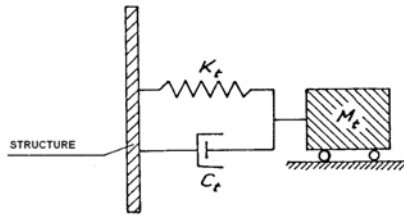


Fig. 1. Model of a MVD mating with a structure

Taking into consideration the influence of the dynamic characteristic of a structure subjected to a dynamic action, on the reaction of the structure, it was assumed that the optimum parameters of MVD should lead to minimization of the maximum value of amplitude-frequency characteristics of the structure (fig. 2). Due to the type of a structure (tower), the analysis that have been carried out, concerned the amplitude-frequency characteristic $|H_{n,n}|$, where n indicates the point at the top of the structure. In this type of the structure the biggest values of $|H_{n,n}|$ correspond usually with the first or the second natural frequency of a structure. Taking into consideration the above assumptions, an algorithm of determination of optimum damper parameters C_t and K_t has been worked out [1].

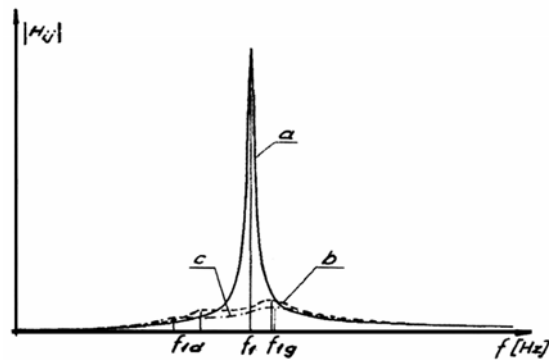


Fig. 2. The result of the task of calculating optimum parameters of a MVD (line „a” – without MVD, line „b” – with optimum MVD and the mass M_{t1} , line „c” – with optimum MVD and the mass $M_{t2} > M_{t1}$)

However, there are some situations, when it is necessary to reduce the dynamic reaction of a structure by means of minimization of the dynamic characteristics values corresponding with several different natural frequencies of the structure. This effect can not be reached by means of a single MVD. On the other hand, the application of several dampers efficiently reducing several different maxims of an amplitude-frequency characteristics, takes not only the necessity of determination of their parameters C_t and K_t but also their appropriate localization. To solve this problem it is not enough to apply the methodics an the algorithm described in [1]. In particular, it is necessary to chose a new optimization tool. It was decided to check out the possibility of application of the particle swarm optimization (PSO) method described e.g. in [3, 4, 5].

Application of MVD – general information. Multiple MVD-s mating with tower-type structures have been already realized. The MVD-s mating with transmitting antennas installed on the tops of guyed masts and less frequently on the tops of steel towers constitute a substantial group of them. In the set of the realized MVD-s there are also dampers mating with steel chimneys. Exemplary information concerning the structures with MVD-s and the design parameters of the MVD have been given in the table 1.

Evaluation of MVD-s exploitation. The basic evaluation of MVD-s efficiency was carried out after fixing MVD-s to the structures and making them operational. The program of such dynamic examinations assumes the application of controlled dynamic excitation and the registration of dynamic response of a structure, to this dynamic action. Coordinated action of a group of people (3-4 persons), positioned on a platform close to the top of a structure, and is the most frequently used type of excitation of the structure vibration. After the initial excitation of the structure vibration, the action is stopped and the structure performs free damped vibration. Utilizing the recording of this vibration, it is possible to determine the value of the parameter describing the damping of a structure mating with a MVD and to compare it with the previously measured value of this parameter for the structure without a MVD.

During the experimental examination of the actual rate of vibration reduction, it would sometimes happened, that it was impossible to reach oscillatory vibration, using the procedure described above [7]. It meant that the optimum effect of the vibration reduction, after activating the realized MVD, had been achieved.

The opinions of the users of the objects with MVD-s have been an additional factor in the evaluation of MVD-s efficiency. These opinions have been collected in the form of answers of the users of the objects, to the questions contained in a specially prepared questionnaire [12].

The opinions from the inquiry constituted an important factor in the process of evaluation the efficiency of a MVD mating with the evaluated structure. In this

process of evaluation, it is vital to collect the data concerning the behavior of the structure-MVD system, in the time when the phenomena of vortex shedding takes place (at the critical wind speed). It is the user of the object, who has in his disposal, all the information concerning the behavior of the object during the entire time of the object exploitation. If any excessive structural vibration happened during this time, it could be observed by the technical service of the object's owner. If it does not happen in a long enough period of time, it can be treated the evidence of the MVD's efficiency. More complete conclusions concerning this problem could be drawn only, if one checked whether and how often, in the considered period of time, the wind speed equal to the critical value had occurred.

Table 1

Information concerning exemplary structures with MVD-s

Type of structure	Height [m]	Point of MVD installation	MVD parameters			Calculated vibration reduction rate
			M_t [kg]	K_t [kN/m]	C_t [kg/s]	
Guyed mast, 4 levels of guys	243,7	Antenna, height 19,6 m at the top	300	24788	660	8,3
Guyed mast, 5 levels of guys	293,9	Antenna, height 19,6 m at the top	300	12288	656	6,4
Guyed mast, 5 levels of guys	317,3	Antenna, height 19,6 m at the top	300	15038	624	10,0
Guyed mast, 4 levels of guys	290,75	Antenna, height 21,7 m at the top	450	19224	1459	10,0
Tower	41,75	Antenna, height 15,62 m at the top	365,5	635	485	9,8
Chimney	120,0	At the top	2000	14875	1700	8,9
Chimney	76,8	At the top	2000	14311	1519	7,0
Tower	116,2	Antenna, height 20 m, at the top	500	3445	512	14,0
Tower	77,0	Antenna, height. 13 m, at the top	300	26508	1015	7,4
Chimney with intermediate support	100,0	At the top	2000	23943	2989	13,8
Chimney	75,0	At the top	2000	46658	2473	14,6

Taking into consideration the described above sets of information, it can be stated that, the MVD-s attached to the tower-type structures, have proven to be an efficient technical means of the structures' vibration reduction.

Particle swarm optimization (PSO) algorithm. The following nomenclature is introduced: S – a set of the model nodes numbers, in which the transmittance function is determined, N_S – number of elements of the set S . So:

$$S := \{S_1, \dots, S_{N_S}\}, \quad S_i \in \{1, \dots, N_w\}, \quad (1)$$

Where N_w – number of nodes in FEM.

Let \mathbf{p} mean a vector of dampers' parameters:

$$\mathbf{p} = [c_1, k_1, \dots, c_{N_T}, k_{N_T}]^T, \quad (2)$$

where $c_i = p_{2i-1}$, $c_i \in R_+$, $k_i = p_{2i}$, $k_i \in R_+$ and $i = 1, \dots, N_T$.

Direct constrictions of the \mathbf{p} vector elements are also introduced: \mathbf{p}_{lb} – the vector of lower bound constrictions and \mathbf{p}_{ub} – the vector of upper bound constrictions. In detail notation it can be written as follows:

$$\mathbf{p}_{lb} = [c_1^{lb}, k_1^{lb}, \dots, c_{N_T}^{lb}, k_{N_T}^{lb}]^T; \quad (3)$$

$$\mathbf{p}_{ub} = [c_1^{ub}, k_1^{ub}, \dots, c_{N_T}^{ub}, k_{N_T}^{ub}]^T. \quad (4)$$

Taking into consideration the above, it can be written:

$$\mathbf{p}_{lb} \leq \mathbf{p} \leq \mathbf{p}_{ub}. \quad (5)$$

To make the vector of dampers parameters dimensionless, it is also assumed:

$$p_i = (1 - \xi_i) p_i^{lb} + \xi_i p_i^{ub}, \quad \forall_{i=1, \dots, 2N_T}, \quad (6)$$

where $\xi_i \in [0, 1]$ and $\xi = [\xi_1, \dots, \xi_{2N_T}]^T$.

The inverse dependence will be written as follows:

$$\xi_i = \frac{p_i - p_i^{lb}}{p_i^{ub} - p_i^{lb}}, \quad \forall_{i=1, \dots, 2N_T}. \quad (7)$$

The vector of parameters $\mathbf{p} \in D \subset R_+^{2N_T}$ where D – the admissible domain, and $\xi \in R_{[0,1]}^{2N_T}$.

In the process of the algorithm formulation the following observations have been taken into account. A swarm N_R of particles (each of them represented by the

vector of dampers' parameters p), is taken into consideration. The position \mathbf{p}^i of a particle i , in the domain of design variables is updated in the following manner:

$$\mathbf{p}_{k+1}^i = \mathbf{p}_k^i + \mathbf{v}_{k+1}^i \Delta t, \quad i=1, \dots, N_R, \quad (8)$$

where: k – iteration number, Δt – pseudo-time (here $\Delta t = 1$).

The velocity of the particle i is calculated by the formula:

$$\mathbf{v}_{k+1}^i = w_k \mathbf{v}_k^i + c_1 r_1 \frac{\mathbf{l}_k^i - \mathbf{p}_k^i}{\Delta t} + c_2 r_2 \frac{\mathbf{g}_k - \mathbf{p}_k^i}{\Delta t}, \quad i=1, \dots, N_R, \quad (9)$$

where: \mathbf{l}_k^i represents the best ever position of particle i during iteration k , \mathbf{g}_k represents the global best position of the swarm during all k iterations, $r_j \in [0,1]$ represent random numbers in the interval from 0 to 1, $j = 1, 2$. The numbers c_1 and c_2 are so called cognitive and social parameters. Kennedy and Eberhard [3,4] have proposed, that, $c_1 = c_2 = 2$, in order to allow a mean of 1 (when multiplied by the random numbers r_1 and r_2).

The number w_k is the weight factor denominating the participation of the previous position of the particle (comp. [3]) in the final modification of its position. It is calculated by the formula:

$$w_{k+1} = w_k f_w, \quad \text{where } f_w = \begin{cases} 0,988 & \text{when } w_k > 0,4 \\ 1,000 & \text{when } w_k \leq 0,4 \end{cases} \quad (10)$$

While $w_0 = 1.4$.

The optimization is considered in two cases.

1. Only the dampers' parameters ordered in the vector p are subjected to the optimization procedure. The problem before making it dimensionless and introducing restrictions:

$$\min_{\mathbf{p} \in D \subset R_+^{2N_T}} \max_{i \in S} \max_{\omega \in \Omega} |H_{ii}(\mathbf{p}, \omega)|, \quad (11)$$

where $|H_{ii}(\mathbf{p}, \omega)|$ – module of transmittance function in the node i .

After making it dimensionless and introducing restrictions the problem can be written as follows:

$$\min_{\xi \in R} \max_{i \in S} \max_{\omega \in \Omega} L_i(\xi, \omega), \quad (12)$$

$$\text{where } L_i(\xi, \omega) = \begin{cases} |H_{ii}(\mathbf{p}, \omega)| & \text{while } \forall_{k=1, \dots, 2N_T} \xi_k \in [0, 1] \\ 1E5(100r + 10) & \text{while } \exists_{k=1, \dots, 2N_T} \xi_k \notin [0, 1] \end{cases}, \quad (13)$$

where $r \in [0,1]$ – is a random number.

2. Not only the dampers' parameters ordered in the vector p are subjected to the optimization procedure, but also the positions of the dampers installation.

The additional notation is introduced: Π – a set of the model nodes numbers, in which the dampers can be added.

$$\Pi = [j_1, \dots, j_{N_\Pi}], \quad (14)$$

where $j_k \neq j_l \quad \forall_{k \neq l, k, l = 1, \dots, N_\Pi}$ and $j_k \in \{1, \dots, N_w\}$.

Further, let n mean vector of the indexes of the vector Π i.e.

$$n := [n_1, \dots, n_{N_T}], \quad (15)$$

where $n_l = 1, \dots, N_\Pi, \quad l = 1, \dots, N_T$.

To make the vector n dimensionless and continues in the interval $[0,1]$, the below formula has been applied:

$$n_l = f(\bar{n}_l N_\Pi) + 1, \quad \forall \quad l = 1, \dots, N_T, \quad (16)$$

where $\bar{n}_l \in [0,1]$ and f – is the function that rounds real numbers down to integer (*floor function*).

The problem of the optimization can be formulated as follows:

One should find:

$$\min_{\substack{p \in D \subset R_+^{2N_T} \\ n \in [1, \dots, N_T]}} \max_{i \in S} \max_{\omega \in \Omega} |H_{ii}(p, n, \omega)|. \quad (17)$$

This, after making the problem dimensionless, leads to the condition:

$$\min_{\substack{\xi \\ \bar{n}}} \max_{i \in S} \max_{\omega \in \Omega} L_i(\xi, \bar{n}, \omega), \quad (18)$$

where

$$L_i(\xi, \bar{n}, \omega) = \begin{cases} |H_{ii}(p, n, \omega)| & \text{when } \forall_{k=1, \dots, 2N_T} \xi_k \in [0,1] \text{ and } \forall_{l=1, \dots, N_T} \bar{n}_l \in [0,1] \\ 1E5(100r + 10) & \text{when } \exists_{k=1, \dots, 2N_T} \xi_k \notin [0,1] \text{ or } \exists_{l=1, \dots, N_T} \bar{n}_l \notin [0,1] \end{cases} \quad (19)$$

The above algorithm has been implemented in MATLAB environment.

Example. A 40 m long beam ($a = 5$ m), the pictorial diagram of which is presented in the fig. 3, has been taken into consideration. It is a steel beam ($E = 2,1 \times 10^{11}$ Pa), with constant stiffness ($I = 0,0259324$ m⁴) and with seven concentrated masses in the points from 2 to 8 ($m_2 = m_4 = m_6 = m_8 = 1900$ kg, $m_3 = m_7 = 9900$ kg and $m_5 = 1200$ kg). The model of the beam's damping was described by the formula:

$$C = \alpha M + \beta K, \quad (20)$$

where: $\alpha = 3,7058$ and $\beta = 1,506 \cdot 10^{-5}$.

The two initial natural frequencies of the beam are: $f_1 = 2,65$ Hz and $f_2 = 8,41$ Hz.

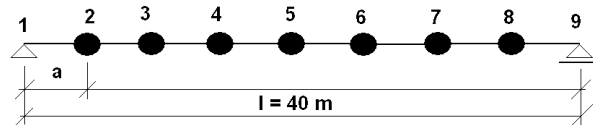


Fig. 3. Pictorial diagram of the beam

The graphs of the transmittance function modules, in the points 5 (the point in the middle of the beam) and 7, are shown in the fig. 4. The extreme values of $|H_{5,5}|$ (at f_1) and $|H_{7,7}|$ (at f_1 and f_2) are clearly visible.

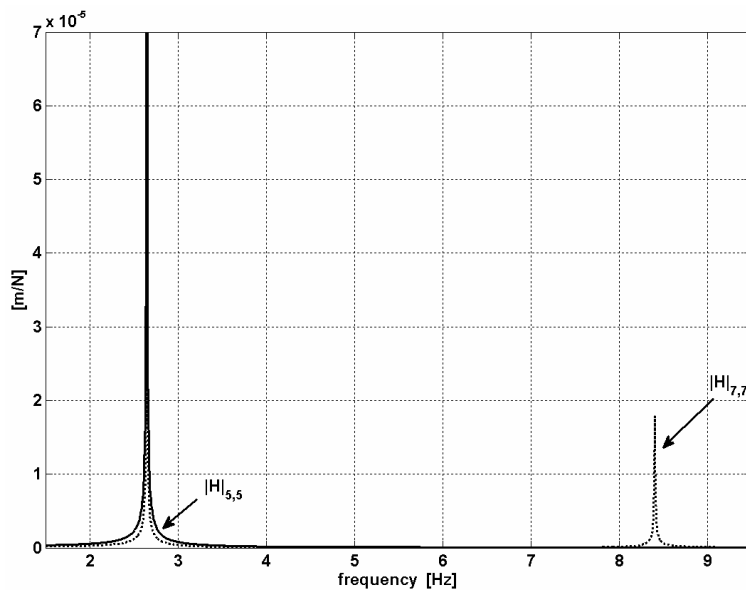


Fig. 4. Graphs of $|H_{5,5}|$ and $|H_{7,7}|$ - the beam without MVD

Two cases of optimization have been considered. Identical masses ($M_i = 500$ kg)

of MVD-s have been assumed in the both considered cases. In the first case, the parameters of a MVD, fixed in the point 5, have been determined. The optimum parameters, that minimize the maximum value of $|H_{i,i}|$ in the close vicinity of the first natural frequency f_1 (the optimization interval from 1,5 Hz to 4 Hz has been adopted), have been calculated. In the second case, the parameters of a MVD, fixed in the point 7, have been determined. The optimum parameters, that minimize the maximum value of $|H_{i,i}|$ in the close vicinity of the second natural frequency f_2 (the optimization interval from 7,5 Hz to 9,5 Hz has been adopted), have been calculated. The optimum parameters C_t і K_t of MVD-s, have been of course different in each of the considered cases. The graphs of $|H_{7,7}|$, corresponding with the first case optimization (line „b”) and the second case (line „a”), are depicted in fig. 5.

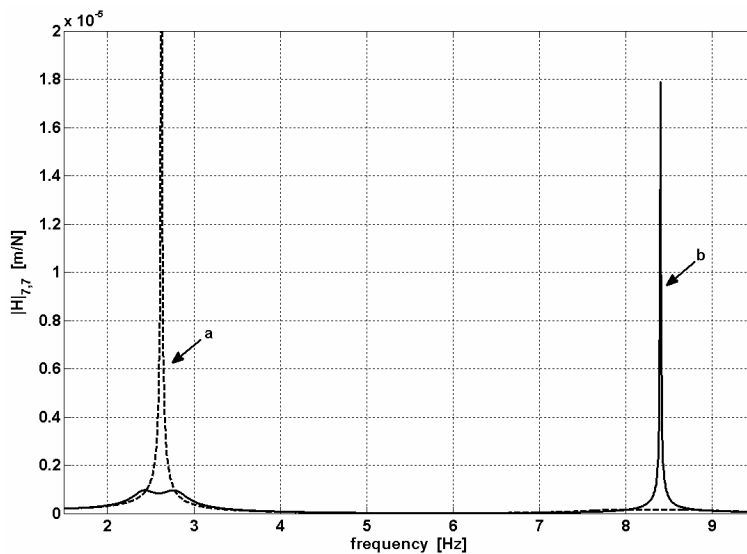


Fig. 5. Graphs of $|H_{7,7}|$ corresponding with the optimum MVD positioned in the point 5 (line „b”) and the optimum MVD positioned in the point 7 (line „a”).

The optimization of two MVD-s mating simultaneously with the beam has been also considered. Not only the optimum parameters of the dampers, but also their optimum positions have been analyzed. The aim was to determine the positions and the parameters of the MVD-s, that would ensure the minimization of the maximum values of the transmittance functions modules $|H_{5,5}|$ and $|H_{7,7}|$, in the vicinity of the natural frequencies f_1 and f_2 . The optimum parameters of the two MVD-s, simultaneously mating with the beam and their optimum fixing points (5 and 7), have been calculated. The graphs of $|H_{5,5}|$ and $|H_{7,7}|$, corresponding with the analyzed situation, are presented in fig. 6. It is visible, that the maximum ordinate of $|H_{7,7}|$ at the frequency f_2 is equal to the maximum ordinate

of $|H_{5,5}|$ at the frequency f_1 , which can be treated as a proof that the optimization algorithm works properly.

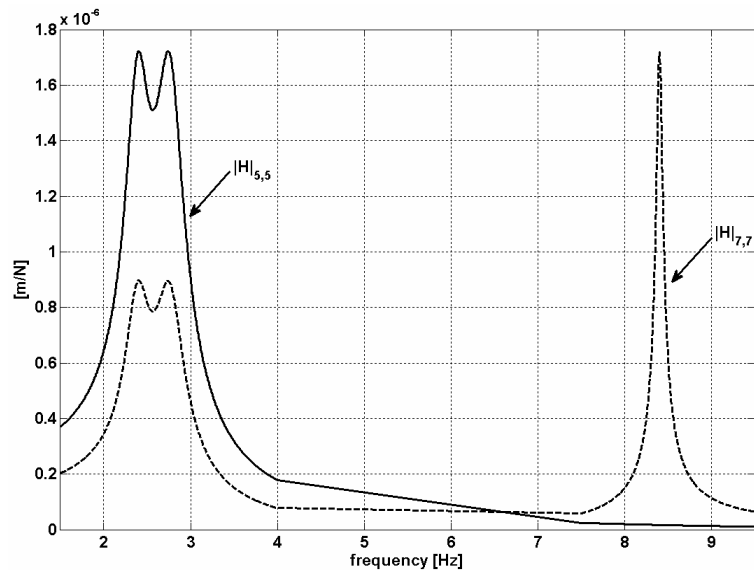


Fig. 6. Graphs $|H_{5,5}|$ and $|H_{7,7}|$ with the two optimum MVD-s positioned in the points 5 and 7

To sum up the results obtained in the present example, the optimum parameters and fixing points of MVD-s, have been set together in table 2.

Table 2

**Optimum parameters of MVD-s obtained in the considered situations
 (always: $M_t = 500$ kg)**

Optimization interval	Fixing points of MVD-s	Optimum values	
		C_t [N·s/m]	K_t [N/m]
1,5 Hz- 4,0 Hz	5	1756,06	129662
7,5 Hz- 9,5 Hz	3 (7)	4830,36	1314400
1,5 Hz- 9,5 Hz	5	1738,76	126176
	7 (3)	8991,61	162007

All the optimization calculations described in this chapter have been carried out using the PSO algorithm, described in the chapter 4.

Conclusions

Participating in the technical activities that are supposed to lead to the reduction of excessive vibrations of tower-type structures, the authors have made also efforts to examine the efficiency of these activities, during a structure exploitation. That is why it was decided to participate in the experimental

examination of structure-MVD systems. The authors consider that the survey of the opinions concerning the behavior of these structures during their exploitation, carried out among the users of structures, has provided an important supplementary part of the relevant information.

On the grounds of the information collected from the users of objects with MVD-s, it is possible to state, that the dampers described in the present paper, have proven to be an efficient technical means, leading to the reduction of tower-type structures' vibrations.

The presented in the paper method of optimization, that utilizes PSO algorithm, enables to determine the optimum parameters of several MVD-s simultaneously matting with a structure. Each of the dampers is "tuned" to reduce the vibrations of the structure corresponding with another natural frequency. The method enables also to determine the optimum location of the MVD-s. The method has been verified on several examples, one of which has been presented in the here. It was proven that the method can be useful in design practice. In this way, the scope of possible applications of the methodic described in [1], was broadened out into the objects, where it may be necessary to apply several MVD-s fixed in several different points.

References

- [1] *J. Kawecki, R. Masłowski* Estimation of the optimum parameters of mechanical vibration damper mating with tower type structure, (in polish), *Archiwum Inżynierii Łądowej*; vol. 34, nr 4, pp. 467–488.
- [2] *J. Kawecki, R. Masłowski* Examples of application of mechanical vibration damper mating with tower type structures, *Proceedings of 3rd East European Conference on Wind Engineering* , 21–25 May 2002, Kyiv, Ukraine
- [3] *R.C. Eberhart, J. Kennedy* New optimizer using particle swarm theory, *Proc. of the 6th International Symposium on Micro Machine and Human science*, str. 39–43, 1995.
- [4] *R.C. Eberhart, J. Kennedy* Particle swarm optimization, *Proc. of the IEEE International Conference on Neural Networks*, vol. 4, Perth (Australia), str. 1942–1948, 1995.
- [5] *G. Venter, J. Sobieszczański* Particle swarm optimization, 43rd AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC structures, Structural Dynamics and Materials Conference, April 22–25, 2002, Denver, Colorado.
- [6] CICIND, *Model Code for Steel Chimneys*, revision 1–1999, amendment A-March 2002.
- [7] *Hirsch G.* Kritischer Vergleich von aktiven und passiven Dämpfungssystemen zur Unterdrückung winderregter Schwingungen Schlanker Strukturen, *Beiträge zur Anwendung der Aeroelastik im Bauwesen*, München, 1980.
- [8] *Masłowski R.* Zastosowanie tłumików mechanicznych do zmniejszania drgań budowli wieżowych, (in polish) *Inżynieria i Budownictwo*, nr 1, 1983.

- [9] *Kawecki J.* Doświadczalna weryfikacja skuteczności mechanicznego tłumika drgań budowli wieżowej, (in polish) Rozprawy z mechaniki konstrukcji i materiałów, Monografia nr 302, Seria Inżynieria lądowa. Politechnika Krakowska, Kraków 2004.
- [10] *Kawecki J., Masłowski R., Pieronek M.* Doświadczalne wyznaczanie parametrów mechanicznego tłumika drgań stalowej budowli wieżowej, (in polish) Mat. XXXV Konferencji Naukowej KILiW PAN oraz KN PZITB, Wrocław- Krynica, t. 1, 1989.
- [11] *Kawecki J.* Doświadczalna weryfikacja skuteczności mechanicznego tłumika drgań budowli wieżowej, (in polish) Rozprawy z mechaniki konstrukcji i materiałów, Monografia nr 302, Seria Inżynieria lądowa. Politechnika Krakowska, Kraków 2004.
- [12] *Kawecki J., Masłowski R., Świątek R.* Eksploatacja mechanicznych tłumików drgań konstrukcji wieżowych, (in polish), Księga IX Międzynarodowej Konferencji: Konstrukcje Metalowe, Kraków 1995, t. 3.

Надійшла до редколегії 27.07.2008 р.

УДК 624.015.5

Расчет железобетонных плит, опирающихся на деформируемый контур

Голоднов А.И., д.т.н., Риблов В.В.

ОАО «УкрНИИПроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского»,
Украина

Анотація. У чинних нормативних документах відсутні практичні методики розрахунку залізобетонних плит з урахуванням властивостей залізобетону, що не дозволяє правильно оцінити прогини плит. Можливість роботи залізобетонних плит, що вільно спираються на пружні опори, взагалі не розглядається. Запропоновані методи розрахунку таких конструкцій.

Аннотация. В действующих нормативных документах отсутствуют практические методики расчета железобетонных плит с учетом свойств железобетона, что не позволяет правильно оценить прогибы плит. Возможность работы железобетонных плит, свободно опирающихся на упругие опоры, вообще не рассматривается. Предложены методы расчета таких конструкций.

Abstract. In current standards no practical methods are available concerning calculation of reinforced concrete slabs with regard to reinforced concrete characteristics. This fact does not allow assessing plate deflections correctly. Possible work of concrete slabs simply resting on elastic supports is not considered at all. Calculation methods of such constructions are suggested.

Ключевые слова: железобетонные пластины, жесткость, прогиб.

Введение. Постановка проблемы. Несмотря на то, что железобетонные плиты представляют собой достаточно широкий класс строительных конструкций объектов жилищного, общественного и промышленного назначения, в нормативной литературе отсутствуют практические методики их расчета с учетом свойств железобетона. Возможность работы железобетонной плиты, свободно опирающейся на упругие опоры, вообще не рассматривается.

При такой ситуации необходимо разрабатывать методы расчета пластинчатых конструкций, в т.ч. и с применением стандартных вычислительных комплексов МКЭ (ЛИРА, SCAD). При выполнении расчетов необходимо учитывать требования нормативных документов [1], а также предложения [2, 3, 4].

Цель работы. Цель работы – разработка методики расчета железобетонных пластинчатых конструкций с учетом неупругих свойств железобетона.

Основная часть. Как известно, основное дифференциальное уравнение для прогиба пластинки W под действием сил, находящихся в ее срединной плоскости, записывается в виде [3]

$$D \left(\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} \right) = p(x, y), \quad (1)$$

где $D = \frac{E \cdot t^3}{12(1-\nu^2)}$ – цилиндрическая жесткость пластинки; t – толщина пластинки.

Выражения, связывающие усилия и перемещения в пластинке, записываются в виде

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right); \\ M_y &= -D \left(\nu \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right); \\ M_{x,y} &= -M_{x,y} = D(1-\nu) \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= -D \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right); \\ Q_y &= -D \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Вместо уравнения (1) можно использовать уравнение, непосредственно вытекающее из предыдущих

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = p(x, y). \quad (4)$$

В случае неупругой работы материала пластинки (1) принимает вид [5]

$$D \left(\theta_x \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \sqrt{\theta_x \theta_y} \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \theta_y \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} \right) = p(x, y), \quad (5)$$

где $\theta = E_t / E$ – отношение касательного модуля к модулю упругости.

Решение уравнения (5) должно удовлетворять граничные условия на всех четырех краях пластинки. Граничные условия определяются конструктивными особенностями перекрытия. Например, при условии свободного опирания по краям b прогиб W и момент на краях $x = 0$, $x = a$ равны нулю.

Так как, по предположению, края $x = 0$ и $x = a$ остаются прямыми, выражение $\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} = 0$, отсюда граничные условия будут:

$$W = 0; \quad \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} = 0. \quad (8)$$

Выражения для моментов и поперечных сил могут быть записаны с учетом коэффициентов θ и $\sqrt{\theta}$ следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -D \left(\theta_x \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \nu \sqrt{\theta_x \theta_y} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right); \\ M_y &= -D \left(\nu \sqrt{\theta_x \theta_y} \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \theta_y \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right); \\ M_{x,y} &= -M_{y,x} = D \sqrt{\theta_x \theta_y} (1-\nu) \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= -D \frac{\partial}{\partial x} \left(\theta_x \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \sqrt{\theta_x \theta_y} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right); \\ Q_y &= -D \frac{\partial}{\partial y} \left(\sqrt{\theta_x \theta_y} \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \theta_y \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

При использовании метода конечных разностей область интегрирования разбивается сеткой с постоянным шагом Δ_x , Δ_y соответственно по осям x и y таким образом, чтобы делящие прямые были параллельны осям координат (рис. 1).

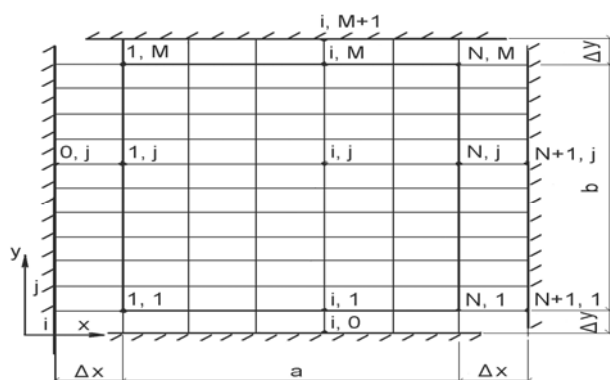


Рис. 1. К решению задачи изгиба пластины методом конечных разностей

Значения прогибов в узлах пластинки обозначены $W_{i,j}$, где i, j – нумерация узлов сетки в направлении соответственно x и y .

Приближенные значения производных функций прогибов W в узлах сетки с координатами (i, j) могут быть записаны через значения этих функций в узлах сетки по следующим формулам:

$$\left[\frac{\partial W}{\partial x} \right]_{i,j} \cong \frac{W_{i+1,j} - W_{i-1,j}}{2\Delta_x}, \quad (9)$$

$$\left[\frac{\partial W}{\partial y} \right]_{i,j} \cong \frac{W_{i,j+1} - W_{i,j-1}}{2\Delta_y}, \quad (10)$$

$$\left[\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right]_{i,j} \cong \frac{W_{i+1,j} - 2W_{i,j} + W_{i-1,j}}{2\Delta_x^2}, \quad (11)$$

$$\left[\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right]_{i,j} \cong \frac{W_{i,j+1} - 2W_{i,j} + W_{i,j-1}}{2\Delta_y^2}, \quad (12)$$

$$\left[\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right]_{i,j} \cong \frac{W_{i+1,j+1} - W_{i-1,j+1} - W_{i+1,j-1} + W_{i-1,j-1}}{4\Delta_x \Delta_y}, \quad (13)$$

$$\left[\frac{\partial^4 W}{\partial^4 x} \right]_{i,j} \cong \frac{W_{i+2,j} - 4W_{i+1,j} + 6W_{i,j} - 4W_{i-1,j} + W_{i-2,j}}{\Delta_x^4}, \quad (14)$$

$$\left[\frac{\partial^4 W}{\partial^4 y} \right]_{i,j} \cong \frac{W_{i,j+2} - 4W_{i,j+1} + 6W_{i,j} - 4W_{i,j-1} + W_{i,j-2}}{\Delta_y^4}, \quad (15)$$

$$\left[\frac{\partial^4 W}{\partial^2 x \cdot \partial^2 y} \right]_{i,j} \cong \frac{W_{i+1,j+1} + W_{i+1,j-1} - 2W_{i+1,j} - 2W_{i,j+1} +}{\Delta_x^2 \Delta_y^2} \times$$

$$\times \frac{+4W_{i,j-1} - 2W_{i,j-1} - 2W_{i-1,j} + W_{i-1,j+1} + W_{i-1,j-1}}{\Delta_x^2 \Delta_y^2}, \quad (16)$$

где $W_{i,j}$, $W_{i-1,j}$ и т.д. – значения прогибов пластинки в точках (i, j) , $(i-1, j)$ и т.д. Для всех внутренних узлов пластинки значения производных подставляются в уравнение (1) или (5), в результате чего получаются конечноразностные уравнения относительно значений $W_{i,j}$. При составлении конечноразностных уравнений для приграничных узлов сетки в качестве известных величин прогибов на конце используются граничные условия (8) или другие, учитывающие реальные условия на контуре.

Значения прогибов пластинки в законтурных точках определяются следующим образом: выбираются законтурные точки, для которых принимаются фиктивные значения прогибов W_{0j} , $W_{N+1,j}$, $W_{i,0}$, $W_{i,M+1}$, где N и M – количество узлов сетки соответственно по оси x и y .

Первое граничное условие ($W = 0$) в граничных узлах имеет вид

$$\left. \begin{aligned} W_{i,1} = 0, W_{i,M} = 0, i = 1, \dots, N; \\ W_{1,j} = 0, W_{N,j} = 0, j = 1, \dots, M. \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

При наличии данных о прогибах контура (например, прогибах стальных или железобетонных ригелей, определенных путем непосредственных измерений в натуре) величины прогибов подставляются в уравнения (17). Если такие данные отсутствуют, выполняется расчет контурных элементов с построением зависимостей «нагрузка–прогиб», а величины прогибов подставляются в уравнения (17).

При шарнирном опирании пластинки изгибающие моменты на кромках равны нулю, а значит, должно соблюдаться условие (8), т.е.

$$\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = 0, \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} = 0 \quad (18)$$

на соответствующих кромках.

Подстановкой в формулы (11) и (12) соответствующих значений функций прогибов и с учетом условий (18) получены значения прогибов пластины в законтурных точках, т.е.

$$\left. \begin{aligned} W_{0j} = -W_{2j}, \quad j = 2, \dots, M-1; \\ W_{N+1,j} = -W_{N-1,j}, \quad j = 2, \dots, M-1; \\ W_{i,0} = -W_{i,2}, \quad i = 2, \dots, N-1; \\ W_{i,M+1} = -W_{i,M-1}, \quad i = 2, \dots, N-1. \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Таким образом, на основании исходного дифференциального уравнения (1) или (5) получена замкнутая система линейных алгебраических уравнений относительно прогибов, решение которой позволяет определить прогибы плиты во всех точках разбиения. Неупругая работа железобетона учитывается путем введения коэффициента $\theta = E_t/E$. Касательный модуль может быть определен из диаграммы «момент–кривизна» железобетонного элемента, которая строится заранее по известным методикам [1 – 4].

Выводы

Предложена методика расчета железобетонных пластинчатых элементов с учетом упругопластических свойств материалов путем введения коэффициента $\theta = E_t/E$. Прогибы контурных точек пластинки считаются либо заданными, либо определяются дополнительно при расчетах контурных элементов.

При расчетах пластинчатых конструкций по данной методике можно определить не только напряженно-деформированное состояние, но и дать прогноз развития осадок и прогибов во времени.

Предложенная методика расчета может быть распространена и на комбинированные сталежелезобетонные изгибаемые элементы, состоящие из стальных балок и монолитной железобетонной плиты, работающие за пределами упругой стадии.

Литература

- [1] СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / 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. – Киев, 1987. – 24 с.
- [3] Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, А.В. Харченко, И.В. Руденко; Под ред. А.Б. Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.
- [4] *Голоднов А.И.* Исчерпание несущей способности железобетонных стержневых элементов существующих зданий и сооружений // Збірник наукових праць Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки. – Луганськ: Вид-во ЛНАУ, 2007. – № 71 (94). – С. 64–69.
- [5] *Блейх Ф.* Устойчивость металлических конструкций. – М.: Гос. изд-во физ.-мат. лит., 1959. – 544 с.

Надійшла до редколегії 15.07.2008 р.

УДК 624.012.25

Сравнение результатов численного моделирования на ЭВМ работы диска из панельных конструкций с экспериментальными данными

Маркосян С.Р., к.т.н.

ЗАО «ПОЗНЯКИЖИЛСТРОЙ», Украина

Анотація. Приведені результати експериментально-теоретичних досліджень стиків і фрагментів дисків при дії сил, прикладених у площині останніх. Отриманий задовільний збіг дослідних і розрахункових даних щодо тріщиностійкості і хорошому наближенню по деформативності і міцності конструкції.

Анотация. Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований стыков и фрагментов дисков при действии сил, приложенных в плоскости последних. Получено удовлетворительное совпадение опытных и расчетных данных по трещиностойкости и хорошее приближение по деформативности и прочности конструкции.

Abstract. The results are given concerning experimental and theoretical works considering butt connections and fragments of discs under the action of forces applied in the flatness of the latter ones. Satisfactory coincidence of experimental and design data on crack resistance is obtained, as well as good approximation by deformability and strength of the structure.

Ключевые слова: панельные здания, стыки, моделирование.

Введение. Крупнопанельные здания были широко распространены в практике строительства в середине и конце XX века. Строительство таких зданий было оправдано в условиях развитой базы крупнопанельного домостроения, что позволяло строить дома для различных условий строительства. В работах [1, 2] дано описание конструкций сборно-монолитных стыков и дисков из панельных элементов, соединенных ими. Приведены также результаты экспериментально-теоретических исследований стыков и фрагментов дисков при действии сил, приложенных в плоскости последних.

Цель работы. Проведение экспериментальных исследований и численного моделирования на ЭВМ фрагмента диска БССМ-2 при монотонно возрастающей нагрузке.

Основная часть. Для оценки результатов проведенных экспериментальных исследований модели перекрытия проведено численное моделирование на ЭВМ работы фрагмента диска БССМ-2 при монотонно возрастающей нагрузке. Расчеты выполнены с использованием ПК ЛИРА.

Для моделирования работы конструкции использованы следующие конечные элементы (КЭ):

- КЭ-222 – плоский конечный элемент, предназначенный для расчета железобетонных континуальных конструкций с учетом физической нелинейности бетона и арматуры, а также интенсивного трещинообразования вплоть до исчерпания несущей способности. В основу алгоритма создания этого КЭ положены: дилатационная модель деформирования бетона (нелинейная квазиизотропная модель бетона, рекомендованная для использования в соответствии с пп. 1.31 – 1.34 СНиП 2.03.01-84*) и элементы теории деформирования железобетона с трещинами Н.И. Карпенко;
- КЭ-209 – стержневой конечный элемент, предназначенный для шагового расчета пространственных стержневых конструкций с учетом изменения геометрии на каждом шаге моделирования включающей связи в зависимости от знака усилия.

Так как наименьшие деформации и перемещения на первой ступени нагружения, связанные с уплотнением контактных зон монолитных швов стыков, зафиксированы во втором испытании первой серии, в расчете моделировалась работа фрагмента БССМ-2.

Фрагмент БССМ-2 (рис. 1) состоит из трех многопустотных панелей размерами (2,1×0,68) м, имеющими с одной стороны паз, а с другой – выступ размерами (0,1×0,7) м, сверху и снизу – монолитные пояса – (0,075×2,04) м. Толщина всей конструкции – 0,1 м. В расчете сохранены все геометрические размеры. Приведенная толщина многопустотных панелей принята равной 0,07 м.

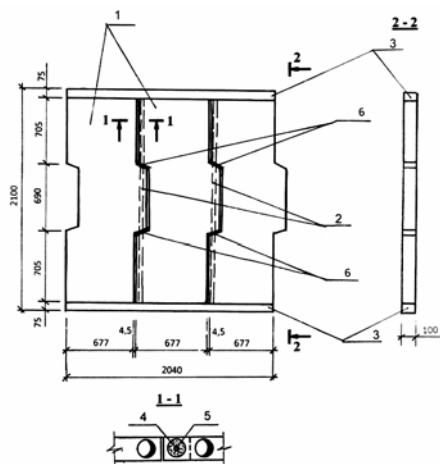


Рис. 1. Фрагмент БССМ-2:

- 1 – многопустотные плиты; 2 – замоноличенные стволы; 3 – монолитные пояса;
- 4 – арматурный стержень; 5 – бетон замоноличивания ствола; 6 – монолитные швы в зоне контакта выступов панелей

Фактический начальный модуль упругости материала КЭ принят равным $E_с = 27200$ МПа. Прочностные характеристики бетона:

- на одноосное сжатие $R_s = 15,3$ МПа;
- растяжение $R_{ст} = 1,4$ МПа. Начальный модуль поперечной относительной деформации $\nu = 0,2$.

Армирование фрагмента выполнено из арматуры класса Вр-I. Для расчета принят модуль упругости арматуры $E_s = 2 \times 10^5$ МПа, предел текучести $\sigma_y = 420$ МПа, временное сопротивление $\sigma_s = 680$ МПа.

Расчетная схема БССМ-2 приведена на рис. 2. Она состоит из 99 плоских КЭ-222, моделирующих работу фигурных панелей и монолитных поясов, и 12 стержневых КЭ-209, моделирующих выключающиеся связи при растяжении между отдельными панелями.

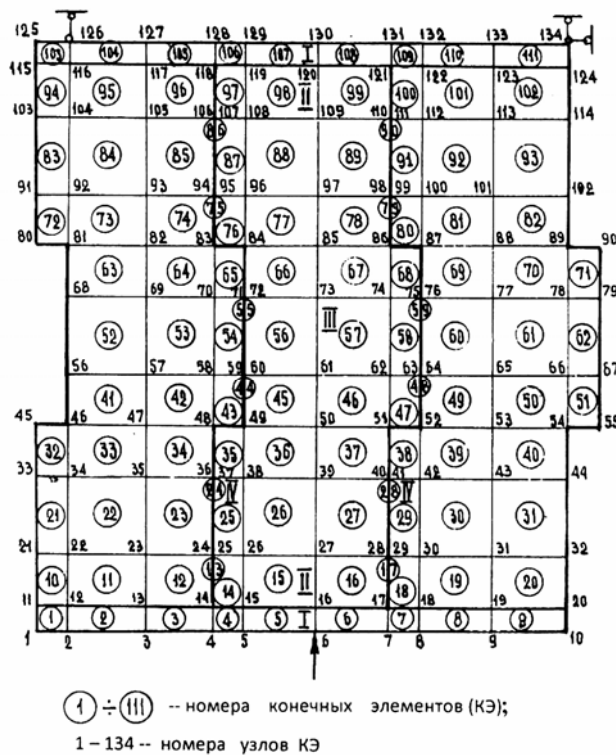


Рис. 2. Расчетная схема БССМ-2

Граничные условия – шарнирно подвижная опора в узле 126 (запрещены вертикальные перемещения) и шарнирно неподвижная опора в узле 134 (запрещены горизонтальные и вертикальные перемещения).

Сосредоточенная нагрузка прикладывалась в узле 6 параллельно оси U .

В соответствии с армированием и толщиной конструкция разделена на зоны:

- зона I – монолитные пояса с коэффициентами погонного армирования $f_x = 0,0041 \text{ м}^2/\text{м}$; $f_y = 0,0001 \text{ м}^2/\text{м}$ и толщиной $t = 0,1 \text{ м}$;
- зона II – приопорная $f_x = 0,00063 \text{ м}^2/\text{м}$; $f_y = 0,00033 \text{ м}^2/\text{м}$;
- зона III – многпустотные панели $f_x = 0,00016 \text{ м}^2/\text{м}$; $f_y = 0,00033 \text{ м}^2/\text{м}$, приведенная толщина $t = 0,07 \text{ м}$;
- зона IV – замоноличенные стволы $f_x = 0,0004 \text{ м}^2/\text{м}$; $f_y = 0,00075 \text{ м}^2/\text{м}$, $t = 0,1 \text{ м}$.

Расчет фрагмента БССМ-2 с рассмотренными геометрическими, физическими и конструктивными характеристиками проведен на ЭВМ шаговым методом. Нагрузка прикладывалась в соответствии с принятым в эксперименте режимом нагружения – 11 шагов по 40 кН. На каждом шаге расчета определялись: перемещения узлов в мм, нормальные и касательные напряжения в $\text{т}/\text{м}^2$ и состояние материала в элементах, напряжения в арматуре, текучесть, разрыв арматуры, разрушение элементов от сжатия.

Появление первых трещин зафиксировано уже на 2-м шаге расчета – при нагрузке 80 кН в растянутых волокнах верхнего монолитного пояса. В эксперименте первая трещина появлялась в верхней зоне правого стыка при нагрузке 180 кН. Первая трещина на нижнем поясе зафиксирована при 240 кН, а при 280 (7-й шаг) – на верхнем поясе. Характер расположения трещин в конструкции на 10 шаге расчета представлен на рис. 3.

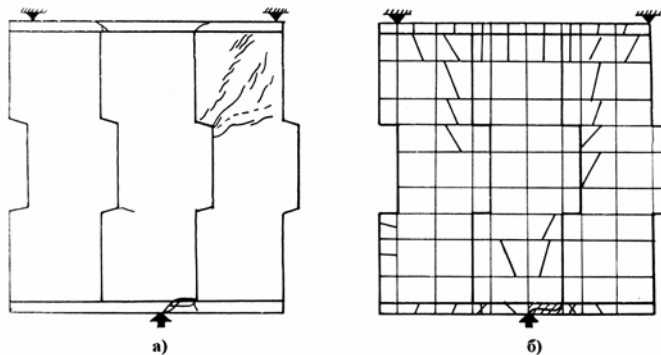


Рис. 3. Схема развития трещин на 10-м шаге нагружения:
а – при эксперименте; б – при расчете

График вертикальных перемещений точки в середине между опорами в верхнем монолитном поясе представлен на рис. 4. Сплошная кривая соответствует экспериментальным данным, а пунктирная построена по значениям вертикальных перемещений узла 130 в ходе шагового расчета. Как видно из рисунка, наблюдается достаточно хорошее совпадение результатов расчета и опытных данных на всем протяжении приложения нагрузки.

Ввиду того, что разрушающая нагрузка была известна, расчет производился по заведомо известной программе. На последнем шаге в расчете зафиксировано разрушение приопорных конечных элементов и элемента б в месте приложения нагрузки. Отмечен разрыв арматуры в верхнем монолитном поясе и текучесть арматуры в КЭ в зоне приложения нагрузки.

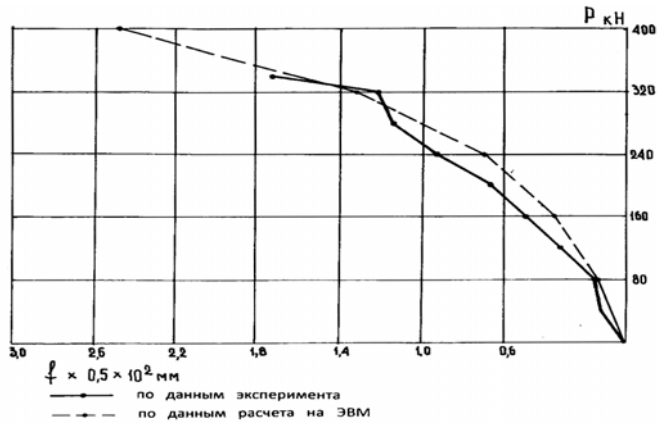


Рис. 4. Прогибы фрагмента БССМ-2

Выводы

1. Проведены экспериментальные исследования и моделирование с помощью современных ВК напряженно-деформированного состояния, трещиностойкости и несущей способности фрагмента перекрытия на нагрузки, действующие в плоскости.
2. Получено удовлетворительное совпадение опытных и расчетных данных по трещиностойкости и хорошее совпадение данных определения прогибов и прочности конструкции.

Литература

- [1] Маркосян С.Р. Конструкции стыковых соединений панельных элементов сейсмостойких зданий // Нові технології в будівництві. – № 2 (14). – К.: НИИСП, 2007. – С. 23–29.
- [2] Маркосян С.Р. Крупнопанельные здания для строительства в сейсмических районах. // Строительное производство: Межвед. научно-техн. сб. – Вып. 47. – К.: НИИСП, 2006. – С. 54–61.
- [3] Маркосян С.Р. Расчет перемещений сборно-монолитных дисков и податливости стыковых соединений панельных конструкций // Ресурсоeкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць / НУВГтаП. – Рівне: НУВГтаП, 2008. – Ч. 2. – С. 247–257.

Надійшла до редколегії 12.08.2008 р.

УДК 624.074.2

Численные исследования металлических ребристо-кольцевых куполов

Сиянов А.И., к.т.н.

Винницкий национальный технический университет,
Украина

Анотація. За допомогою ПК ЛІРА змодельовані, розраховані і чисельно досліджені металеві ребристо-кільцеві куполи заданого діаметра, але з різною кількістю секторів і рівнів розташування кілець. Отримані і проаналізовані параметри напружено-деформованого стану досліджуваних конструкцій, як від дії власної ваги, так і від сумісного впливу власної ваги і прикладеного експлуатаційного навантаження. Проаналізований характер деформації досліджуваних куполів, визначені їх небезпечні зони.

Аннотация. С помощью ПК ЛИРА смоделированы, рассчитаны и численно исследованы металлические ребристо-кольцевые купола заданного диаметра, но с разным количеством секторов и уровней расположения колец. Получены и проанализированы параметры напряженно-деформированного состояния исследуемых конструкций как от действия собственного веса, так и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки. Проанализирован характер деформирования исследуемых куполов, определены их опасные зоны.

Abstract. By means of software complex LIRA the metal ribbed and circular domes of specified diameter are simulated, calculated and numerically investigated with different quantity of sectors and circle location levels. The parameters of residual deflected mode of investigated structures are obtained and analysed, both caused by their empty weight and by common influence of their empty weight and applied operational load. The deformation nature of investigated domes is analysed, their dangerous zones are determined.

Ключевые слова: металлические ребристо-кольцевые купола, моделирование, расчет, численные исследования, параметры напряженно-деформированного состояния.

Среди большого многообразия металлических пространственных конструкций ребристо-кольцевые купола [1–3] заслуживают особого внимания, так как при строительстве современных объектов они являются максимально востребованными. Их форма позволяет обеспечить выполнение условий по предельным состояниям, способствует созданию архитектурной выразительности и является приемлемым нестандартным решением для реализации идей проектировщиков. Часто такие купола используются как большепролетные пространственные конструкции [4], являющиеся завершающей частью здания или сооружения. Однако они получили довольно широкое распространение еще и в качестве конструкций средних и малых форм. Им отдают предпочтение при возведении

торговых центров, объектов сферы экономики, религии, частного сектора, реконструкции существующей застройки.

Круглая форма в плане предполагает такое конструктивное решение купола, которое максимально удовлетворяло бы весь комплекс современных требований. Особенно целесообразно учитывать этот принцип когда речь идет о металлических ребристо-кольцевых куполах средних и малых форм. В этом случае стремление получить оптимальную конструкцию, отвечающую известным критериям, еще более возрастает. Исходя из того, что геометрия куполов и их материал играют определяющую роль, можно с уверенностью утверждать, что варьирование именно этими параметрами позволит достичь желаемого результата.

В статье рассматривается конкретный круглый размер в плане и, следуя архитектурным соображениям и условиям минимизации всех затрат, выполнены численные исследования металлических ребристо-кольцевых куполов заданного диаметра. В качестве переменных параметров приняты высота конструкции, количество секторов и уровней расположения колец, форма и размеры прокатного профиля для элементов, материал. Моделирование и расчет выполнены с помощью ПК ЛИРА.

Построение куполов осуществлялось стержневыми конечными элементами (рис. 1). Исходя из этого, нагрузка к конструкциям прикладывалась в узлах. Каждая сосредоточенная сила определялась по грузовым площадям (формула трапеции) и фиксированному значению эксплуатационной нагрузки ($0,2 \text{ т/м}^2$).

Заружение 1

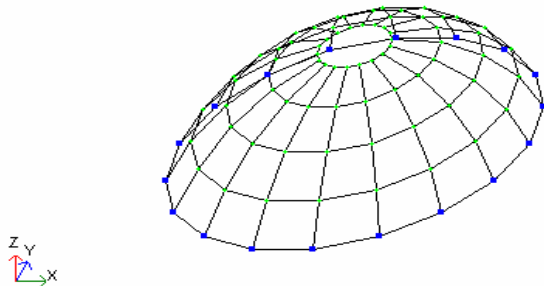


Рис. 1. Конечно-элементная модель ребристо-кольцевого купола

Конструкции куполов опирались по контуру в узлах. Геометрическая неизменяемость расчетной схемы от действия приложенной нагрузки

обеспечивалась при условии, что на один из опорных узлов накладывались связи по направлению X, Y, Z, а на остальные опорные узлы – по направлению X, Z. Такое решение контурных узлов способствовало уменьшению горизонтального давления на опорные конструкции. Элементом присваивались прокатные профили замкнутого сечения.

Исходным параметром служил заданный диаметр куполов (10 м), по которому определялись приемлемые высота, количество секторов и уровней расположения колец, форма и размеры прокатного профиля для элементов, материал (табл. 1).

Таблица 1

Геометрические параметры исследуемых куполов диаметром 10 м

Номера вариантов	Высота, м	Количество		Форма и размеры прокатного профиля для элементов, мм	Материал
		секторов	уровней расположения колец		
1	2,83	8	4	Ø 50×3,0	ВстЗпс
2	2,91	10	4	Ø 45×3,0	ВстЗпс
3	3,02	12	4	Ø 45×2,8	ВстЗпс
4	3,13	14	5	Ø 42×2,8	ВстЗсп
5	3,19	16	5	Ø 38×2,8	ВстЗсп
6	3,26	18	5	Ø 32×2,8	ВстЗсп

Безусловно, для куполов малых форм изменения полученных вариантов геометрических параметров не столь заметны. Тем более если говорить о материале, выбор которого в значительной степени зависит от многих определяющих факторов. Однако, учитывая сравнительно небольшие размеры куполов, можно использовать сталь широко применяемых марок (ВстЗпс, ВстЗсп). Впрочем, если рассматривать особые условия и требования, предъявляемые к куполам, то необходимо следовать иным принципам, отвечающим в каждом конкретном случае логике проектирования.

Из расчетов видно, что с увеличением количества секторов в пределах от 8 до 18 с шагом 2 при заданном диаметре 10 м высота куполов увеличивается, а размеры прокатного профиля для элементов уменьшаются. К тому же, с переходом количества секторов от 12 до 14 возникает необходимость в единичном от 4 до 5 увеличении количества уровней расположения колец. Такая закономерность позволяет заказчикам проанализировать собственные возможности и определить затраты, необходимые для реализации выбранного варианта купола.

Исследовались параметры напряженно-деформированного состояния металлических ребристо-кольцевых куполов как от действия собственного веса, так и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки в виде сосредоточенных сил в узлах. Кроме того, анализировался характер деформирования исследуемых куполов.

Результаты расчета получены в виде деформированных схем, эпюр внутренних силовых факторов с числовым указанием минимальных и максимальных значений, цветных мозаик перемещений узлов и усилий в элементах, позволяющих оценить как общее состояние куполов, так и их опасные зоны.

В качестве примера представлены расчетные данные куполов с минимальным, максимальным и средним количеством секторов. Продемонстрированы те схемы визуализации, которые являются наиболее наглядными для описания тенденций поведения исследуемых куполов.

Если анализировать полученные мозаики перемещений узлов, то можно отметить достаточно объяснимую картину изменения геометрических форм куполов, так как, например, с увеличением количества секторов естественно растет число элементов, а, следовательно, и узловых точек на поверхности. В данном случае оказалось оправданным введение в трех вариантах дополнительных колец, принимающих на себя действие приложенных нагрузок.

На рис. 2 показаны мозаики наиболее опасных вертикальных перемещений узлов исследуемых конструкций с характерным количеством секторов от действия собственного веса.

Максимальное количество сравнительно больших вертикальных перемещений узлов было зафиксировано для 6-го варианта купола, имеющего 18 секторов, минимальное – для 1-го варианта, имеющего 8 секторов. Что же касается общих закономерностей, то следует отметить, что, несмотря на разницу в количестве секторов для конструкций 2-го, 4-го и 6-го вариантов, было выявлено одинаковое количество сравнительно больших вертикальных перемещений узлов (восемь). Причем в 1-м варианте таких узлов было два, в 3-м и 5-м – по четыре. Из восьми узлов, характеризующихся максимальными прогибами, во 2-м варианте четыре оказались на верхнем кольце, что не наблюдалось для других вариантов. Еще заметим, что сравнительно большие вертикальные перемещения узлов были либо на двух, либо на четырех ребрах, расположенных во взаимно противоположных направлениях. Очевидно, что такой характер вертикальных перемещений узлов и схем деформирования объясняется пространственной структурой конструкций и действием нагрузки от собственного веса.

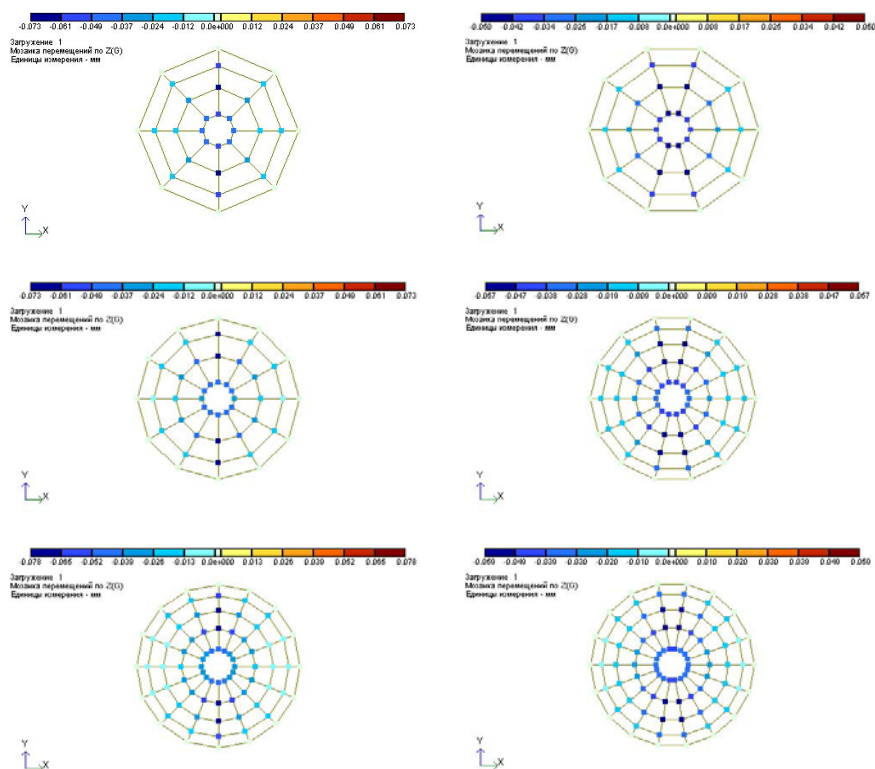


Рис. 2. Мозаики вертикальных перемещений узлов исследуемых конструкций от действия собственного веса

Проанализирован и силовой фактор, определяющий загруженность каждой конструкции. В качестве схем визуализации выбраны мозаики продольных сил (рис. 3), которые позволили оценить характер распределения усилий в элементах исследуемых куполов от действия собственного веса.

По результатам анализа определено, что аналогично вертикальным перемещениям узлов максимальное количество сжатых и растянутых элементов характерно для 6-го варианта купола, имеющего 18 секторов, минимальное – для 1-го варианта, имеющего 8 секторов. Естественно для всех вариантов наиболее сжатыми оказались элементы ребер у опорного контура. Однако по мере приближения к верхнему кольцу наблюдалось снижение величин сжатия в реберных элементах. Анализируя усилия в кольцах, можно сказать, что самым сжатым оказалось верхнее кольцо. В других кольцах по мере приближения к опорному контуру значение величин сжатия уменьшалось, и для некоторых вариантов элементы даже

изменили свой знак на противоположный. Опорный контур, за исключением двух элементов 2-го, 4-го и 6-го вариантов, был растянут. Предпоследнее кольцо опорной зоны для элементов 4-го, 5-го и 6-го вариантов также оказалось растянутым. Как видим, распределение усилий в элементах существенно зависит от схемы конструкций и действия собственного веса.

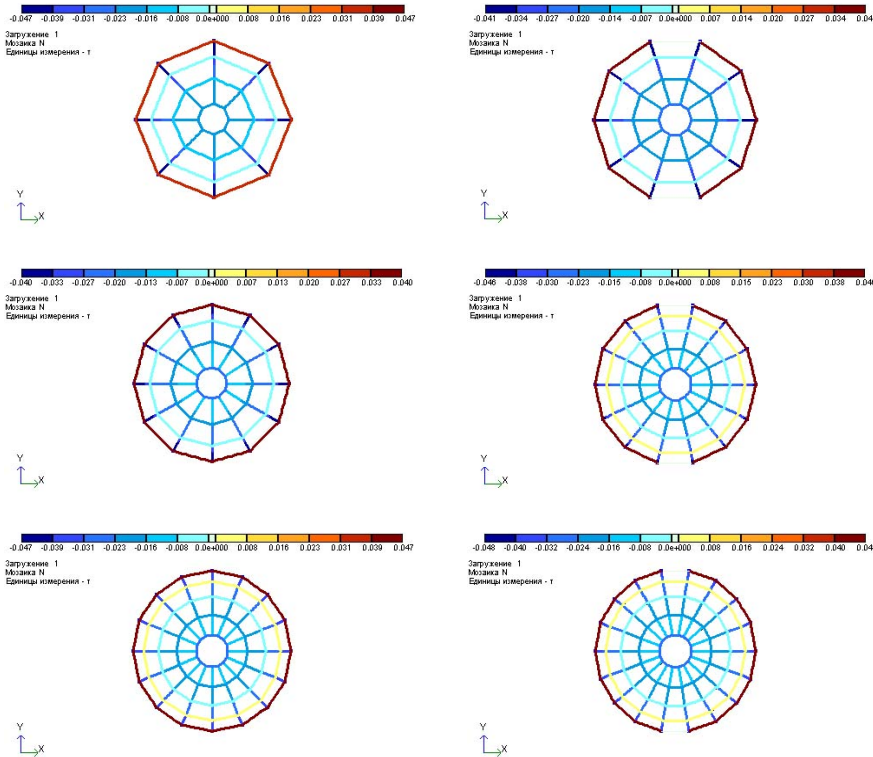


Рис. 3. Мозаики продольных сил в элементах исследуемых конструкций от действия собственного веса

После приложения к вариантам куполов эксплуатационной нагрузки с учетом действия собственного веса были получены новые мозаики наиболее опасных вертикальных перемещений узлов (рис. 4).

Наиболее неблагоприятным оказался 2-й вариант купола, имеющий 10 секторов, наименее – 3-й вариант, имеющий 12 секторов. Соответственно 2-й вариант характеризовался максимальным (четырнадцать), а 3-й – минимальным (два) количеством узлов со сравнительно большими вертикальными перемещениями. Кроме того, практически все варианты

получили видимые изменения. В частности активно включились в работу верхние кольца, к которым добавилось количество существенно переместившихся в вертикальном направлении узлов. Так в 1-м варианте – два, во 2-м – шесть, в 4-м и 6-м – по четыре узла. Предпоследнее кольцо опорной зоны в 3-м варианте освободилось от двух узлов со сравнительно большими вертикальными перемещениями. Лишь 5-й вариант не претерпел подобных изменений. В результате наиболее деформированным оказался 2-й вариант, наименее – 3-й и 5-й. Безусловно, полученный характер вертикальных перемещений узлов и схем деформирования отвечает пространственной форме исследуемых конструкций при совместном действии собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки.

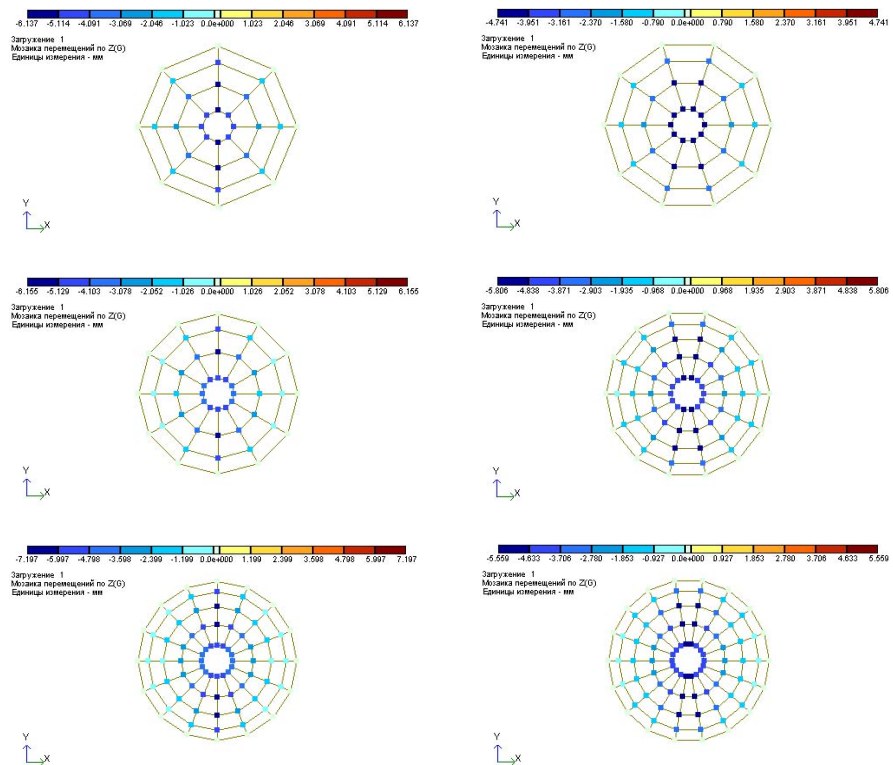


Рис. 4. Мозаики вертикальных перемещений узлов исследуемых конструкций от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки

Проанализированы также новые мозаики продольных сил (рис. 5), определяющие характер распределения усилий в элементах исследуемых

куполов от совместного действия собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки.

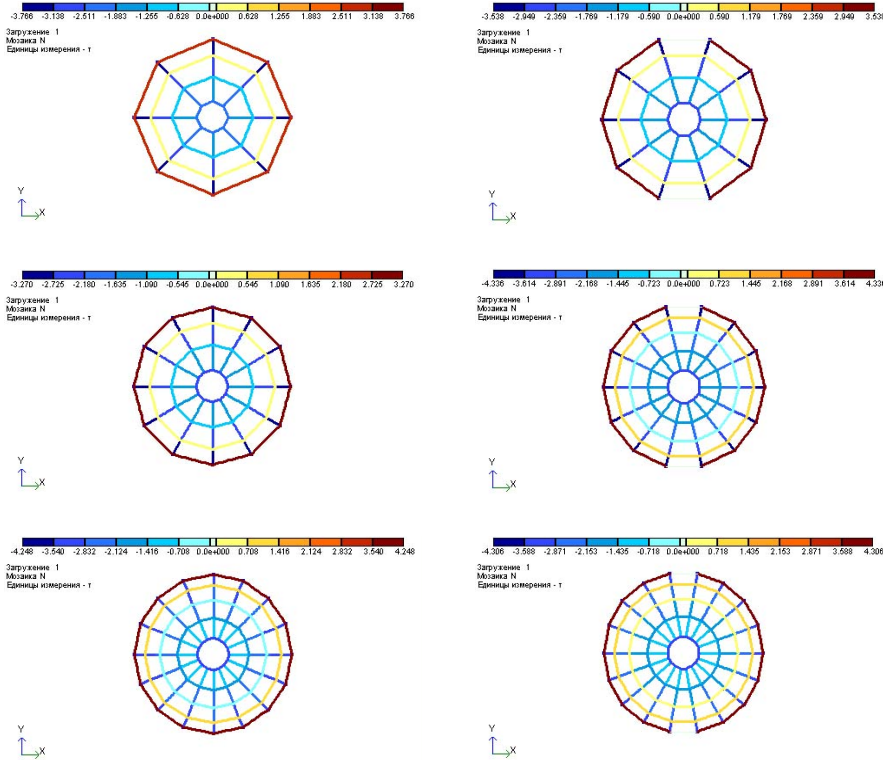


Рис. 5. Мозаики продольных сил в элементах исследуемых конструкций от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки

Из полученных результатов можно сделать вывод, что максимальное количество сжатых элементов было зафиксировано для 5-го варианта купола, имеющего 16 секторов, минимальное – для 1-го варианта, имеющего 8 секторов. Причем 6-й вариант купола, имеющий 18 секторов, характеризовался максимальным количеством растянутых элементов, 1-й вариант – минимальным. Общая картина распределения усилий по реберным элементам практически не изменилась. Однако в окружном направлении элементы стали работать по-другому: для каждого варианта купола сильнее сжалось верхнее кольцо, растянутым оказалось предпоследнее кольцо, а в 6-м варианте получили растяжение среднее и предпоследнее кольцо. Другие закономерности в работе кольцевых

элементов остались без изменений. Оценивая полученные результаты, можно с уверенностью сказать, что для исследуемых куполов характер распределения усилий в элементах определен конструктивным решением и совместным действием собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки.

С целью сравнения параметров напряженно-деформированного состояния исследуемых конструкций для каждого варианта купола представлены максимальные значения вертикальных перемещений узлов и усилий в элементах, как от действия собственного веса, так и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки (табл. 2). Как видим, максимальные вертикальные перемещения узлов от действия собственного веса и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки для всех вариантов купола в основном изменяются по одной и той же закономерности.

Таблица 2

Максимальные параметры напряженно-деформированного состояния исследуемых куполов диаметром 10 м

Варианты	От действия собственного веса			От совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки		
	Вертикальные перемещения узлов, мм (max)	Сжимающие усилия в элементах, т (max)	растягивающие усилия в элементах, т (max)	Вертикальные перемещения узлов, мм (max)	Сжимающие усилия в элементах, т (max)	Растягивающие усилия в элементах, т (max)
1	-0,073	-0,047	+0,039	-6,137	-3,766	+3,014
2	-0,050	-0,041	+0,039	-4,741	-3,538	+3,414
3	-0,073	-0,037	+0,040	-6,155	-2,962	+3,270
4	-0,057	-0,040	+0,046	-5,806	-3,735	+4,336
5	-0,078	-0,037	+0,047	-7,197	-3,321	+4,248
6	-0,059	-0,035	+0,048	-5,559	-3,451	+4,306

Несколько по-другому дело обстоит с усилиями в элементах. В данном случае существенную роль играет вид действующей нагрузки. Так, если от действия собственного веса еще заметны общие закономерности изменения максимальных усилий в элементах для сравнения всех исследуемых конструкций, то совсем иная картина изменения максимальных, особенно растягивающих, усилий в элементах наблюдается от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки.

Отметим также, что для заданных двух видов действующей нагрузки только 1-й и 2-й варианты купола имели превышающие по величине сжимающие максимальные усилия в элементах, что объясняется сравнительно небольшим количеством ребер и колец. В остальных 4-х вариантах изменение конструктивной формы привело к превышению максимальных растягивающих усилий в элементах.

Выводы

Проведенный комплекс численных исследований позволил сделать вывод о том, что на характер деформирования и общее состояние исследуемых куполов заданного диаметра существенное влияние оказывает конструктивное решение и учет вида действующей нагрузки.

Расчеты показали не только общие закономерности, но и отличия в поведении рассмотренных вариантов купола. Переход от действия собственного веса до совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки серьезно изменил картину напряженно-деформированного состояния исследуемых конструкций. В большей степени включилось в работу верхнее кольцо, в котором заметно увеличились вертикальные перемещения узлов и сжимающие усилия в элементах. В некоторых вариантах нижние кольца стали растянутыми. Распределение усилий по реберным элементам практически не изменилось.

Картина максимальных параметров напряженно-деформированного состояния исследуемых конструкций показала не однозначный результат. Расхождения в максимальных вертикальных перемещениях узлов от действия собственного веса и от совместного влияния собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки для всех вариантов купола имело закономерный характер. Изменения же максимальных усилий в элементах зависело от вида действующей нагрузки. В частности некоторая неопределенность наблюдалась для растянутых элементов при совместном влиянии собственного веса и приложенной эксплуатационной нагрузки. Большинство из рассмотренных вариантов купола характеризовались превышением максимальных растягивающих усилий в элементах для заданных двух видов действующей нагрузки.

Литература

- [1] *Беленя Е.И., Гениев А.Н., Балдин В.А.* Купольные покрытия.– В кн.: *Металлические конструкции. Учеб. для вузов / Под общ. ред. Е.И. Беленя.* – М.: Стройиздат, 1976. – С. 463–469.
- [2] *Голосов В.Н., Ермолов В.В., Лебедева Н.В. и др.* Купола ребристые, сетчатые и панельные. – В кн.: *Инженерные конструкции. Учеб. для вузов по спец. "Архитектура" / Под ред. В.В. Ермолова.* – М.: Высш. шк., 1991. – С. 233–235.
- [3] *Савельев В.А.* Металлические купола. – В кн.: *Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево, пластмассы): Справочник / Под ред. Ю.А. Дыховичного, Э.В. Жуковского.* – М.: Высш. шк., 1991. – С. 187–204.
- [4] *Гохарь-Хармандарян И.Г.* Большепролетные купольные здания. – М.: Стройиздат, 1972. – 150 с.

Надійшла до редколегії 15.07.2008 р.

УДК 624.074.4

Методика определения краевых напряжений в оболочках дымовых труб

Губанов В.В., к.т.н., Голиков А.В., аспирант

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры,
Украина

Анотація. Виконаний аналіз і систематизація існуючих методів обліку крайового напруження при розрахунку оболонок димових труб. Запропонована інженерна методика розрахунку. Методика дозволяє, не вдаючись до трудомістких розрахунків, визначити приведенне напруження в оболонці на ділянці, що випробовує вплив крайового ефекту.

Аннотация. Выполнен анализ и систематизация существующих методов учета краевых напряжений при расчете оболочек дымовых труб. Предложена инженерная методика расчета. Методика позволяет, не прибегая к трудоемким расчетам, определить приведенные напряжения в оболочке на участке, испытывающем влияние краевого эффекта.

Abstract. The analysis and systematisation are implemented on the existing edge stresses methods when calculating chimney shells. Engineering calculation method is suggested. The method allows to avoid laborious calculations and to determine reduced stresses in the shell section being influenced by the edge effect.

Ключевые слова: цилиндрические тонколистовые оболочки, моментное напряженно-деформированное состояние, краевые напряжения, методики расчета.

Формулировка проблемы. В нормативной [1, 4] и справочной литературе [2, 3] по расчету и конструированию дымовых труб и газоотводящих стволов указано на необходимость проверки прочности с учетом влияния краевого эффекта на НДС конструкций, однако методика расчета не представлена.

Методы решения краевых задач достаточно полно освещены в работах, посвященных исследованию НДС резервуаров и сосудов, работающих под давлением. Для данных задач имеются отдельные упрощенные инженерные методики расчета [2].

Цель исследования. Разработать инженерные методики учета напряжений от краевого эффекта при расчете дымовых труб и газоотводящих стволов.

Листовые конструкции оболочек дымовых труб и газоотводящих стволов на участках, подверженных влиянию краевого эффекта, находятся в моментном НДС.

Для определения в каждом конкретном случае напряжений от краевого эффекта необходимо выполнять расчет системы из 17 уравнений равновесия, что не всегда возможно.

Для облегчения расчета были разработаны упрощенные инженерные методики учета напряжений от краевого эффекта для наиболее характерных дымовых труб и газоотводящих столов участков – участок сопряжения конуса с цилиндром и участок сопряжения опорного ребра футеровки с цилиндром.

В общем виде методика определения приведенных напряжений на участке, подверженном влиянию краевого эффекта, представлена формулой

$$\sigma_{\text{пр}} = \sigma_{\text{м}} + \sigma_{\text{кр}}, \quad (1)$$

где $\sigma_{\text{м}}$ – меридиональные напряжения в оболочке; $\sigma_{\text{кр}}$ – напряжения на исследуемом участке, вызванные влиянием краевого эффекта.

Меридиональные напряжения в оболочке определяются по известной формуле:

$$\sigma_{\text{пр}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}. \quad (2)$$

Напряжения от влияния краевого эффекта в общем виде – это функция

$$\sigma_{\text{кр}} = \sum F_i(\gamma_f; q_y; S_y; \psi), \quad (3)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке; q_y – соответствующая нагрузка; S_y – геометрическая характеристика рассчитываемого сечения; ψ – коэффициент сочетания.

Методы исследования. Для определения значений влияющих факторов были выполнены численные экспериментальные исследования на моделях участков труб. Моделирование производилось при помощи 4-х узловых конечных элементов в программных комплексах SCAD Soft и Lira Soft.

Сетка сгущалась до размера 10 толщин при разнице в погрешности приближения менее 3 % [5].

Участок сопряжения конуса с цилиндром.

Напряжения от влияния краевого эффекта определяются по формуле

$$\sigma_{\text{кр}} = \sigma(d, \alpha) \cdot k_o \cdot k_p, \quad (4)$$

где $\sigma(d, \alpha)$ – напряжение краевого эффекта, определяемое по номограмме (рис. 1) в зависимости от диаметра трубы и угла наклона образующей

конусной части к вертикали; k_0 – коэффициент влияния толщины оболочки (см. таблицу); k_p – коэффициент значения нагрузки.

Коэффициент значения нагрузки определяется по формуле

$$k_p = \frac{N_{np}}{1000}, \quad (5)$$

где
$$N_{np} = N_B + N_M, \quad (6)$$

$$N_M = \frac{M}{d}, \quad (7)$$

где N_{np} – приведенная сила на участке; N_B – вертикальная сила; N_M – сила, определяемая путем разложения момента; d – диаметр цилиндрической части.

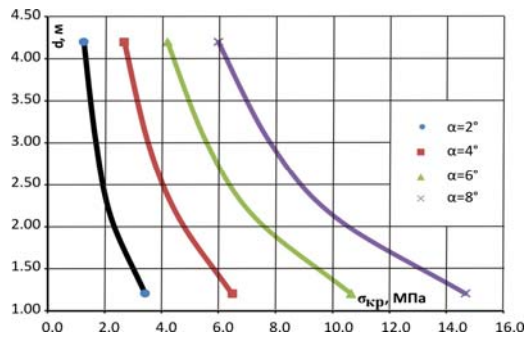


Рис. 1. Напряжения краевого эффекта для различных углов наклона образующей конусной части к вертикали

Таблица 1

Коэффициент влияния толщины оболочки					
t_0	4,0	6,0	8,0	10,0	12,0
k_0	4,43	1,94	1,00	0,60	0,36

Участок сопряжения опорного ребра футеровки с цилиндром.

Напряжения от влияния краевого эффекта определяются по формуле

$$\sigma_{np} = \sigma(d, h_f) \cdot k_0, \quad (8)$$

где $\sigma(d, h_f)$ – напряжение краевого эффекта, определяемое по номограмме (рис. 2) в зависимости от диаметра трубы и шага опорных колец (высоты футеровки); k_0 – коэффициент влияния толщины оболочки (см. таблицу).

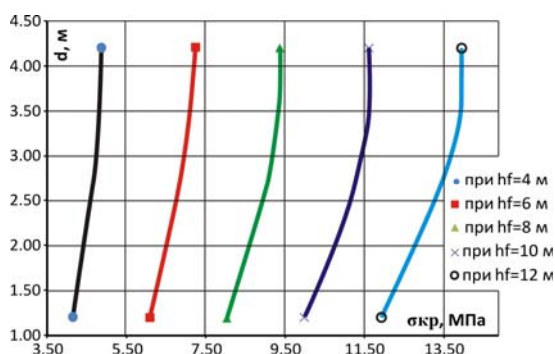


Рис. 2. Напруження краєвого ефекта от влияния опорных ребер футеровки

Выводы

1. В результате проведенных численных исследований установлено, что напряжения от краевого эффекта составляют от 5 до 30 % приведенных напряжений.
2. Предложены инженерные методики учета напряжений от краевого эффекта при расчете дымовых труб, позволяющие без применения сложных расчетов определить приведенные напряжения на участках, наиболее подверженных влиянию краевого эффекта.
3. Полученные численным путем номограммы необходимо подтвердить натурным или лабораторным экспериментом.
4. На следующем этапе необходимо разработать методику расчета краевых напряжений на участках: сопряжения оболочки с газоходом; опорных участках труб и стволов.

Литература

- [1] СНиП 2.09.03–85 Сооружения промышленных предприятий / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 56 с.
- [2] Лессиг Е.Н., Лилеева А.Ф., Соколов А.Г. Листовые металлические конструкции. – М.: Изд-во лит. по строит., 1970. – 488 с.
- [3] Солодарь М.Б., Кузнецова М.В., Плишкин Ю.С. Металлические конструкции вытяжных башен. – Л.: Стройиздат, 1975. – 186 с.
- [4] СНиП П–23–81* Стальные конструкции/ Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [5] Губанов В.В., Голиков А.В. Уточнение методик расчета локальных напряжений в оболочках дымовых труб. Сборник "Будівельні металеві конструкції: сьогодні та перспективи розвитку". К.: "Сталь", 2006. – С. 118–121.

Надійшла до редколегії 17.03.2008 р.

УДК 624.95:621.324.39

Напряжения в зоне придонного очистного люка в стальном цилиндрическом резервуаре

Зюлко Е., д.т.н., Микульски Т., к.т.н., Супэрнак Э., магистр

Гданский политехнический институт, Польша

Анотація. У даній роботі запропонована методика розрахунку сталевих конструкцій із застосуванням тонкостінних зварних двутаврів з поперечно-гофрованими стінками. Розглядаються три форми гофрування стінки, використовуються в практиці будівництва, які а також приведений розрахунок міцності і стійкості гофрованої стінки.

Аннотация. В данной работе предложена методика расчета стальных конструкций с применением тонкостенных сварных двутавров с поперечно-гофрированными стенками. Рассматриваются три формы гофрирования стенки, используемых в практике строительства, а также приведен расчет прочности и устойчивости гофрированной стенки.

Abstract. In this paper the method is suggested for calculation of steel structures by application of thin-wall welded double-T beams with corrugated transverse webs. Three forms of web corrugation are considered, which are practiced in construction activity, as well as calculation of strength and rigidity of corrugated web is reviewed.

Ключевые слова: стальные конструкции, двутавры, гофрированные стенки, методика расчета, устойчивость, прочность.

Введение. Во время хранения в резервуарах большинство сортов нефти имеет склонность к расслоению на тяжелые и легкие углеводороды. Этому способствуют низкие температуры, статическое состояние нефти при долговременном хранении и освобождение ее летучих компонентов. Тяжелые углеводороды осаждаются из нефти в виде лохмотьев и опадают на дно резервуара, превращаясь в гель, из которого со временем испаряются легкие компоненты и осадок становится все более густым и вязким. Особенно досаждают осадки нефти, содержащей соединения парафина, которые залегают на дне резервуара очень неравномерным слоем. Самый тонкий слой образуется вблизи входа в резервуар продуктовых трубопроводов. На рис. 1 показан резервуар диаметром 55,0 м в Эдмонтоне (Канада) [1], на дне которого примерно после десяти лет эксплуатации выявлено 1670 м³ осадков слоем толщиной примерно от 25 см до более 2,5 м.

Осадки не только уменьшают эксплуатационную емкость резервуара и затрудняют обслуживание плавающей крыши, особенно при ее опускании на днище, но и вместе с подпродуктовой водой являются причиной интенсивной коррозии днища и нижнего пояса корпуса. Поэтому нефть в

резервуаре следует периодически вводить в состояние вращательного движения, чтобы не допустить чрезмерного накопления и затвердевания осадков. Это производится различными способами [2], с помощью которых, однако, нельзя достичь полного удаления осадков с дна. Во время ремонта резервуара дно должно быть абсолютно чистым, поэтому на стыке корпуса и дна резервуара изготавливаются придонные очистные люки (рис. 2).

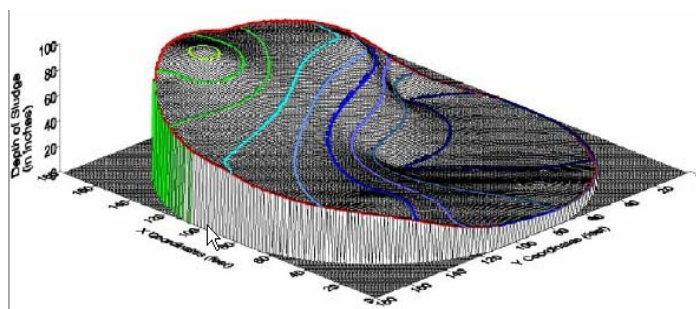


Рис. 1. Распределение и толщина слоя осадков на дне нефтяного резервуара [1]
(толщина слоя осадков подана в дюймах, диаметр резервуара – в футах)

Их конструкция позволяет удалять из резервуара осадки, которые предварительно растворяются впрыскиваемой под давлением нефтью. Чтобы быть эффективными, придонные очистные люки должны находиться непосредственно в месте соединения корпуса с дном резервуара, а это ведь зона краевых эффектов максимальной величины.



Рис. 2. Вид придонного очистного люка в резервуаре

Данная работа посвящена определению распределения и значения напряжений в описываемой зоне резервуара.

Характеристика конструкции резервуара и исходные данные для числового анализа. Проанализировано состояние напряжения материала в районе придонного очистного люка в корпусе и днище стального вертикального цилиндрического резервуара емкостью $V = 75000 \text{ м}^3$.

Ниже представлены основные параметры конструкции, принятые для статистических расчетов:

- диаметр корпуса $D = 84000 \text{ мм}$, высота корпуса $H = 15000 \text{ мм}$;
- корпус резервуара состоит из поясов листового металла высотой 2500 мм , изготовленных из различных сортов стали и различной толщины, которые поочередно, начиная снизу, имеют следующие значения (поданы старые обозначения сортов стали в соответствии с технической документацией резервуара):
 - 23 мм – сталь 18G2AV $f_y = 430 \text{ МПа}$
 - 18 мм – сталь 15G2ANNb $f_y = 380 \text{ МПа}$
 - 14 мм – сталь 18G2A $f_y = 355 \text{ МПа}$
 - 11 мм – сталь 18G2A $f_y = 355 \text{ МПа}$
 - 11 мм – сталь St3WC $f_y = 235 \text{ МПа}$
 - 11 мм – сталь St3WC $f_y = 235 \text{ МПа}$;
- центральная часть днища резервуара имеет толщину 10 мм , сталь St3WC, $f_y = 235 \text{ МПа}$;
- обрамляющее кольцо днища шириной 1000 мм имеет толщину 22 мм (расположение $R = 41080$ до 42080 мм), сталь 18G2AV, $f_y = 430 \text{ МПа}$;
- плавающая крыша;
- максимальный уровень нефти в резервуаре установлен на высоте $H_{\max} = 13540 \text{ мм}$;
- основание резервуара – на железобетонном фундаменте под корпусом резервуара принята постоянная упругость основания на железобетонном кольце $k = 600 \text{ МН/м}^3$;
- центральная часть днища расположена на песке с постоянной упругостью основания $k = 150 \text{ МН/м}^3$;
- в зоне придонного очистного люка утолщен металл обрамляющего кольца днища до 32 мм и применена накладка, усиливающая корпус, толщиной 23 мм (рис. 3);
- крышка придонного очистного люка изготовлена из листового металла толщиной 32 мм и прикрепляется к фланцу винтами М24.

Исходные данные для числовых расчетов следующие:

геометрия резервуара – в соответствии с поданной выше характеристикой;

$E = 205 \text{ ГПа}$ – модуль Юнга для сталі;

$\nu = 0,3$ – коефіцієнт Пуассона для сталі.

Приняты следующие нагрузки:

$\gamma_c = 10,0 \text{ кН/м}^3$ – об'ємний вес хранимой жидкости;

$\gamma_s = 78,5 \text{ кН/м}^3$ – об'ємний вес сталі.

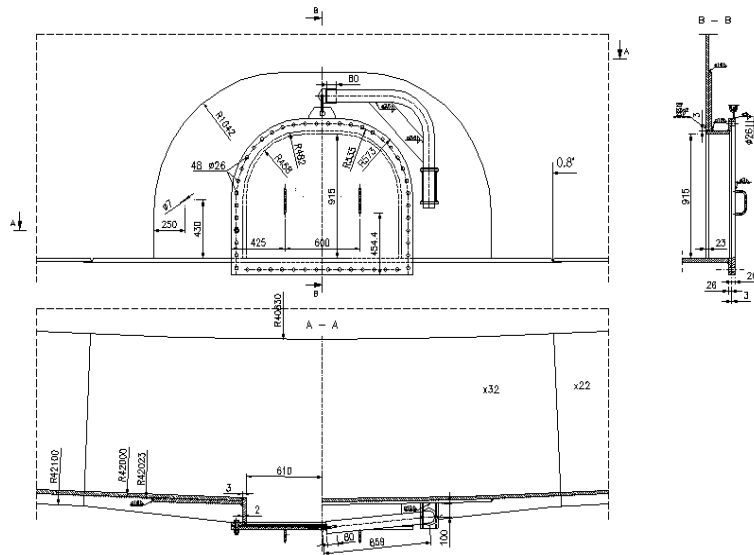


Рис. 3. Схема конструкции придонного очистного люка резервуара
 $V = 75000 \text{ м}^3$

Статический анализ произведен при использовании метода законченных элементов с помощью программы MSC/Nastran. При моделировании конструкции резервуара использованы следующие элементы (рис. 4):

- элементы оболочки – корпус и днище резервуара;
- массивные – грунтовое основание;
- контактные – соединение днища с грунтом, а также металл накладки с корпусом – односторонние связи, передающие только сжатие;
- прутковые – винты M24, крепящие крышку люка.

В расчетах использована осевая симметрия резервуара и осевая симметрия схемы нагрузки давления жидкости.

Результаты представлены в графической форме на рис. 5÷8.

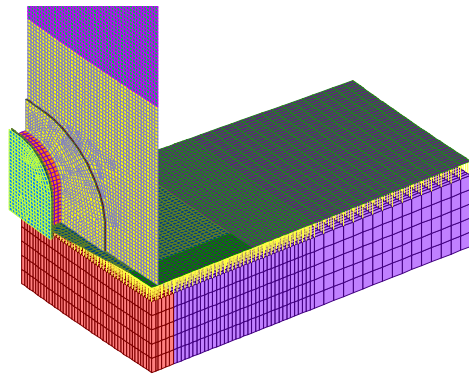


Рис. 4. Расчетная модель MES – система MSC/Nastran – модель построена из 25483 элементов и 25720 узлов

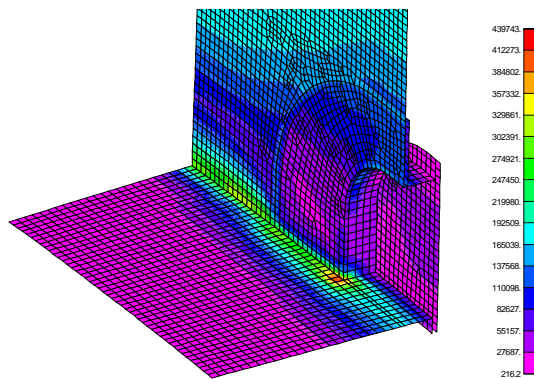


Рис. 5. Распределение редуцированных напряжений согласно гипотезе Hubera – Misesa σ_R [кПа] – вид изнутри резервуара

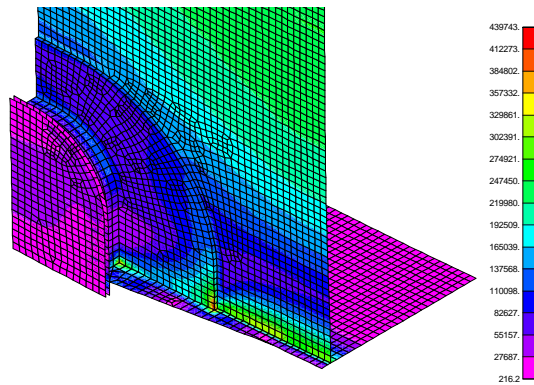


Рис. 6. Распределение редуцированных напряжений согласно гипотезе Hubera – Misesa σ_R [кПа] – вид снаружи

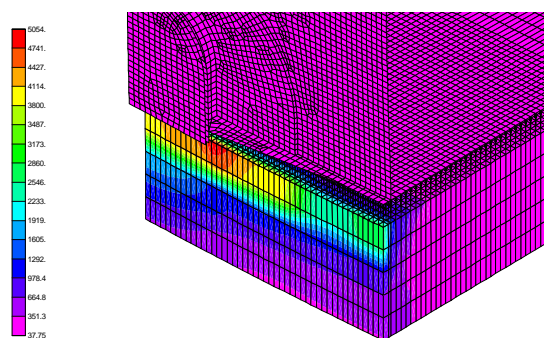


Рис. 7. Распределение редуцированных напряжений в основании согласно гипотезе Hubera – Misesa σ_R [кПа] – вид снаружи

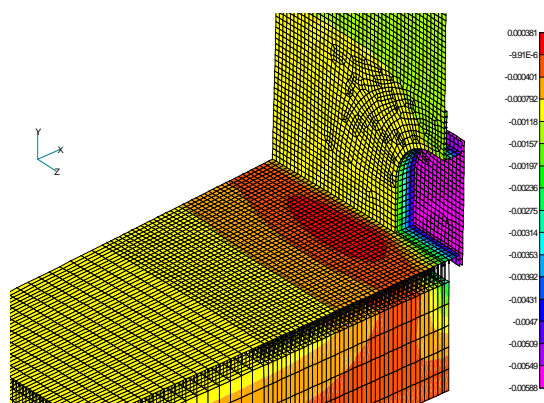


Рис. 8. Вертикальные перемещения s_y [м]

Выводы

1. Произведенный числовой анализ показал концентрацию напряжений:

- в днище резервуара в зоне угла придонного очистного люка (рис. 5);
- в усилительной накладке на корпусе резервуара в зоне ее соединения с днищем (рис. 6).

В указанных выше зонах уровень напряжений локально достигает границы пластичности стали.

2. Нарушение целостности корпуса резервуара в его нижнем поясе, вызванное вырезкой отверстия для придонного очистного люка, приводит к неравномерным давлениям конструкции резервуара на железобетонное фундаментное кольцо (рис. 7). Значение напряжений под углом придонного очистного люка примерно в два раза больше, чем на остальной части фундамента.

3. Вертикальные перемещения практически одинаковые в крышке придонного очистного люка и на фланце, а также в днище. Они составляют от 5,5 до 5,9 мм (рис. 8), поэтому нет опасности овализации отверстий.

4. Произведенный анализ состояния напряжений в корпусе, днище и фундаменте резервуара показал, что необходима незначительная коррекция используемой до сих пор конструкции придонного очистного люка (приведенная в API 650 и PN-B-03210:1997) в зонах концентраций напряжений. На первом этапе увеличена толщина металла днища в районе придонного очистного люка с 32 мм на 34 мм. Значения напряжений уменьшились и не превышают границы пластичности стали (рис. 9 и 10).

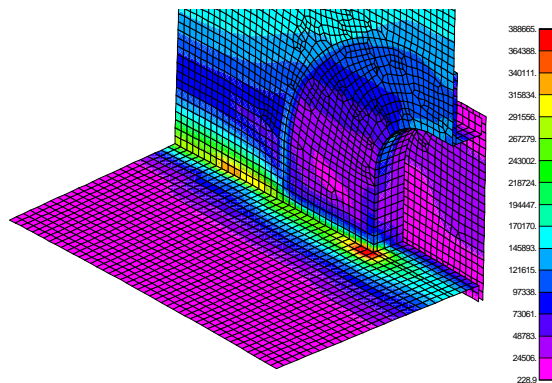


Рис. 9. Распределение редуцированных напряжений согласно гипотезе Hubera – Misesa σ_R [кПа] – увеличена толщина металла днища в районе придонного очистного люка с 32 мм на 34 мм (вид изнутри)

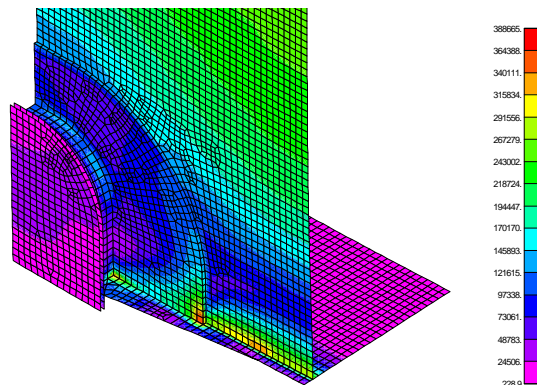


Рис. 10. Распределение редуцированных напряжений согласно гипотезе Hubera – Misesa σ_R [кПа] – увеличена толщина металла днища в районе придонного очистного люка с 32 мм на 34 мм (вид снаружи)

Литература

- [1] *Heath G.M., Heath R.A., Dundy Z.* Paraffinic sludge reduction in crude oil storage tanks through the use shearing and resuspension. International Conference "Design, inspection, maintenance and operation of cylindrical steel tanks and pipelines", Prague – Kralupy nad Vltavou, Czech Republic, 8÷11 October 2003.
- [2] *Зюлко Е.* Прогресс в стальных резервуарах и обшивочных конструкциях. Рабочая лаборатория проектировщика конструкции "Новые конструкционные материалы и технологические решения. Металлическое, деревянное строительство, легкие корпуса и промышленные полы", ПЗИТБ Отдел в Катовицах, Том III, Устронь, 2004.
- [3] *Зюлко Е.* Металлические резервуары для жидкости и газа, Аркады, 1986.
- [4] MSC Nastran for Windows, Version 2001, MSC Software Corporation, Los Angeles, US
- [5] API STANDARD 650 Welded Steel Tanks for Oil Storage.
- [6] PN-B-03210:1997 Стальные конструкции. Вертикальные цилиндрические резервуары для жидкостей. Проектирование и производство.

Надійшла до редколегії 16.06.2008 р.

УДК 624.94

Effective length of end plate in moment connections with four bolts in the row

Pisarek Z., Kozlowski A.

Rzeszow University of Technology, Poland

Анотація. У сталевих каркасних конструкціях часто використовуються торцеві болтові з'єднання, розраховані на сприйняття згинального моменту. Цей тип з'єднань широко застосовується балок і колон, а також для з'єднання елементів балки і колони між собою. У випадках впливу великих навантажень на сталеві каркаси застосовують торцеві з'єднання на чотирьох болтах в одному ряду. Використовуються різні методи розрахунку з'єднань балок із колонами на чотирьох болтах у кожному ряду, однак правилами проектування згідно з Єврокодом 3 передбачено болтові з'єднання тільки з двома болтами в кожному ряду.

У цій роботі представлено аналітичну модель двутаврового торця з чотирма болтами, яку можна використовувати з метою прогнозування стійкості з'єднання та початкової жорсткості. Розроблено формули для визначення ефективної довжини торцевої плити в момент з'єднання на чотирьох болтах в одному ряду та наведено порівняння з результатами випробувань.

Аннотация. В стальных каркасных конструкциях часто применяются торцевые болтовые соединения, рассчитанные на восприятие изгибающего момента. Этот тип соединений широко используется для соединения балок и колонн, а также для соединения элементов балки и колонны между собой. В случаях воздействия больших нагрузок на стальные каркасы применяются торцевые соединения на четырех болтах в одном ряду. Используются различные методы расчета соединений балок с колоннами на четырех болтах в каждом ряду, хотя правила проектирования согласно Еврокоду 3 предусматривают стыковые болтовые соединения только с двумя болтами в каждом ряду.

В данной работе представлена аналитическая модель двутаврового торца с четырьмя болтами, которую можно применять с целью прогнозирования устойчивости соединения и первоначальной жесткости. Разработаны формулы для определения эффективной длины торцевой плиты в момент соединения на четырех болтах в одном ряду и приведены сравнения с результатами испытаний.

Abstract. End-type bolted joints in order to perceive bending moment are often applied in steel framed structures. These types of joints are widely used to connect beams to columns as well as beam and column elements together. In case of heavy loads action on steel frames end-type joints with the use of four bolts in the row are applied. Different methods are employed for the calculation of beam-to-column joints with four bolts in each row, however design rules given in Eurocode 3 relate to bolted end-type joints with only two bolts in each bolt row.

In this paper an analytical model for T-stub with four bolts, which can be used for prediction of the joint resistance and initial stiffness, has been presented. A formulas for determination of effective length of end plate in moment connections with four bolts in the row were elaborated, and compared with tests results.

Key words: bolted extended connections, beam-to-column joints, T-stub, effective length.

Introduction. Steel framed structures are often used nowadays because of their advantage, like low self weight, quick erection time, easy to recycling. In case of unbraced steel framed structures, bolted end-plate moment connections are applied. These types of joints are widely applied to connect beams to columns and as beam and column splices. The most common end-plate connections utilize only two bolt rows in the tension zone with two bolts in each row. When the depth of the beam is large, the moment capacity of the joint with only two bolt rows in tension is not sufficient to carry the external moment. Increase of the resistance of the joint can be achieved by applying additional bolt rows; however additional bolt rows have a rather small participation in the resistance of the whole joint, because of their reduced associated lever arm. The triangular stiffeners connected beam flange with column are also used, but from the architectural point of view they are not accepted. When greater resistance of joints is required, designers apply joints with four bolts in each row (fig. 1). Design rules given in Eurocode 3 [1] relate to bolted end-plate joints with only two bolts in each bolt row.

The analytical models used to predict the resistance of the multiple rows end-plate joints are generally based on experimental tests. In practice, three main methods are applied: yield line theory, bolt force determination and mechanical models using component method [2].

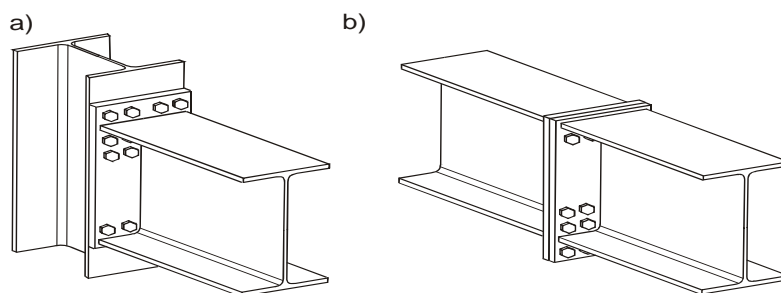


Fig. 1. Multiple rows extended end-plate joints with four bolts in each row:
a – beam to column joint, b – beam splices

Proposed analytical model. Analytical model for calculation the resistance and stiffness of end plate joint, presented in Eurocode [1], use component method. In component method, the moment resistance of the joints is based on the lowest resistance of the joint components such as column web, column flange, beam flange, bolts and end-plate. The resistance of such joints is determined by the resistance of the tension, compression and/or shear zones of the connection. Resistances of the shear and compression zones of joints with four bolts in each row can be predicted according to the European Standard [1] like for joints with two bolts in each row. Influence of the bolts number in the row is considered only in calculation of the column flange and end plate in bending. These

components can be predicted by the use of the equivalent T-stub model. In case of joints with four bolts in the row, the T stub with four bolts should be applied.

Based on the observed behaviour of the test specimens, a model was developed to determine the behaviour of the T-stub. For this model, a simply beam with additional spring supports in place of the bolts was adopted. The resistance of the T-stub depends on the resistance of the bolts, thickness of the end-plate and geometrical dimensions of the specimen. The possible models of failure are presented in fig. 2.

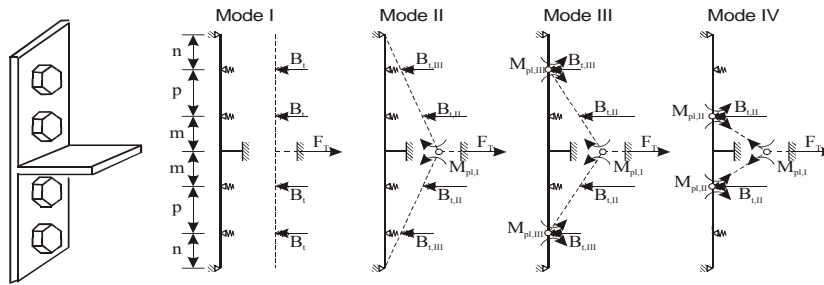


Fig. 2. T-stub model for end – plate with four bolts

Final resistance of the equivalent T-stub in tension is the minimum value of the resistances obtained for each failure modes. The bolt forces are determined by static conditions, admitting elastic distribution of internal forces to the beam.

The effective resistance of the equivalent T – stub can be received from:

$$F_{T,eff,Rd} = \min(F_{T.1,Rd}; F_{T.2,Rd}; F_{T.3,Rd}; F_{T.4,Rd}), \quad (1)$$

where: $F_{T.1,Rd}$ – the resistance due to bolt failure; $F_{T.2,Rd}$ - the resistance due to bolt failure with partial yielding of the T-stub flange. $F_{T.3,Rd}$ – the resistance due to bolt failure with yielding of the T-stub flange; and $F_{T.4,Rd}$ – the resistance due to the complete yielding of the T-stub flange.

The component method can also be applied to determine the rotational stiffness of the joint. The mechanical model for calculation of the initial stiffness is based on a flexibility of the components.

The stiffness of the joint can be predicted from [1], as:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}}, \quad (2)$$

where: E – the elastic modulus; z – the level arm; μ – the stiffness ratio and k_i – the stiffness coefficient for basic joint component i .

The stiffness coefficients for column web in tension, compression and in shear can be taken as for joint with two bolts in the row. The flexibilities of the column flange, end-plate in bending and bolts in tension should be modelled differently. In the component method procedure, as introduced by Eurocode 3 [1], the end-plate and bolts are considered separately. Because of different loading of the particular bolts in T-stub with four bolts, a modified model considering both bending of the end-plate and elongation of the bolts should be applied. The stiffness coefficients are obtained separately for each of the modes of failure [3]. The exemplary scheme for analysis of the T-stub deformation is shown below (fig. 3).

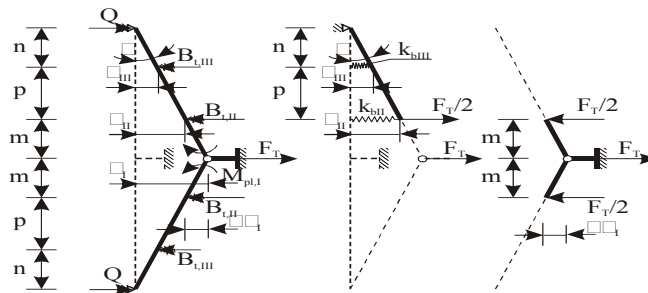


Fig. 3. The mechanical model for calculation of the T-stub deflection

The formulae for calculation of the resistance and stiffness coefficients of equivalent T-stub with four bolts are collected in table 1. Genesis of this formulae was presented in [3].

Table 1

Formulae for calculation of the resistance and stiffness coefficients

Mode of failure	resistance	stiffness coefficient
I	$F_{T,1,Rd} = \sum B_{t,Rd}$	$k_{T,1} = 3,2 \cdot \frac{A_s}{L_b^p}$
II	$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd} + (4 \cdot n + 2 \cdot p) \cdot B_{t,Rd}}{m + p + n}$	$k_{T,2} = \frac{1}{\frac{(n+p) \cdot L_b^p}{1,6 \cdot (2 \cdot n + p) \cdot A_s} + \frac{m^3}{0,9 \cdot I_{eff} \cdot t^3}}$
III	$F_{T,3,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd} + 2 \cdot M_{pl,III,Rd} + 2 \cdot p \cdot B_{t,Rd}}{m + p}$	$k_{T,3} = \frac{1}{\frac{L_b^p}{1,6 \cdot A_s} + \frac{m^3}{0,9 \cdot I_{eff} \cdot t^3}}$
IV	$F_{T,4,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd} + 2 \cdot M_{pl,II,Rd}}{m}$	$k_{T,4} = \frac{0,9 \cdot I_{eff} \cdot t^3}{m^3}$

where B_t , R_d – the bolt tensile resistance, considering tensile resistance of the bolt shank and punching shear resistance of the bolt head, $M_{pl,I,Rd}$, $M_{pl,II,Rd}$, $M_{pl,III,Rd}$, – the yielding moment of T-stub flange; m – reduced distance between the bolts and the T-stub web; p – the bolt spacing; n – minimum distance between the bolt and the edge of the T-stub flange limited to $1,25 \cdot m$; A_s – the tensile stress area of the bolt; L_{bp} – the bolt elongation length, taken as a sum of the thickness of plate and washer, plus half of the heights of the bolt head or nut; t – the thickness of the T-stub flange; f_y – the yield resistance of T-stub; γ_{M0} – partial safety factor; and l_{eff} – the effective length (assumed as the width of the T-stub flange for examined T-stubs);

The yielding moments can be determined as:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \sum l_{eff} \cdot t^2 \cdot f_y / \gamma_{M0}, \quad (3)$$

where: l_{eff} , t , f_y , γ_{M0} – as above.

Parametric study. On the basis of the developed model, a wide parametric study of the resistance and stiffness of the simply T-stub with four bolts in the row has been conducted [4].

Constant values of the following parameters were established:

- steel grade S235;
- bolts M20 grade 10.9;
- thickness of the flange plate of T-stub $t = 20$ mm;
- distance between center of inner bolts and web $m = 30$ mm;
- bolt spacing $p = 50$ mm;
- distance between center of end bolts and end of the T stub flange $n = 30$ mm;
- T-stub flange width $l_{eff} = 100$ mm.

To receive the influence of any parameters on the resistance and stiffness of the T-stub, only investigated parameter was changed. The example of the influence of the T-stub flange width on resistance of T-stub is presented on fig. 4. In this figure, the range of modes of the failure is presented too.

Main conclusions from parametric study are as follows:

- thickness of the T-stub flange t and its width l_{eff} have a big influence on the resistance of the T-stub;
- web spacing m influences the resistance less than end plate thickness;
- bolt grade have an influence on resistance and stiffness of the joint when the failure is govern by II, III and IV mode;
- bigger thickness of the end plate t and web distance m decrease the stiffness of the T-stub;

- stiffness of the joint is depended on the failure mode (leaps on the diagram).

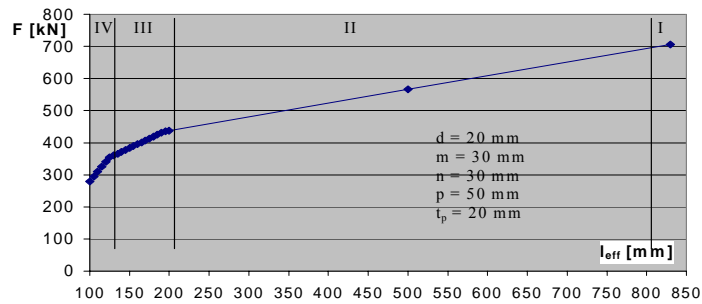


Fig. 4. Influence of the plate width l_{eff} on the resistance of the T-stub

Effective length for one bolt and group of bolt row

During calculations of the joint resistance, when an II, III and IV mode of failure is governing, the main role plays an effective length. According to Eurocode 3 [1], the effective length should be determined for one bolt and a bolts group. Based on the yield line pattern, the effective length, for T-stub with two bolts, can be obtained according to [5]. Based on these assumptions, and on the experimental tests for simply T-stubs, the effective length was predicted for two bolts on one side of the T-stub web [6].

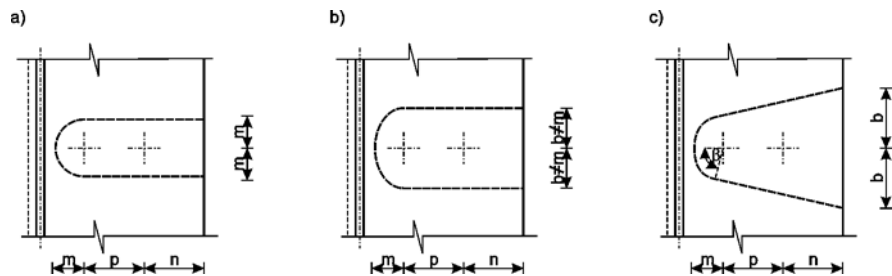


Fig. 5. Circular yield line pattern for two bolts

For the circular yield line pattern (fig. 5) the effective length can be obtain as follows:

$$l_{eff} = \pi \cdot m + 2 \cdot (p + n); \quad (4)$$

$$l_{eff} = \sqrt{\pi \cdot m \cdot (\pi \cdot m + 4 \cdot p + 4 \cdot n)}; \quad (5)$$

$$l_{eff} = 2 \cdot (m \cdot \beta + m \cdot \text{ctg}\beta + (p + n) / \sin \beta), \quad (6)$$

where: l_{eff} ; m ; n , p – as above and β – in [rad]. Usually, value of $\beta = 54^\circ$

For a non-circular yield line pattern (fig. 6) the effective length can be obtain from:

$$l_{eff} = 4 \cdot \sqrt{m^2 / 2 + p \cdot m + n \cdot m} ; \quad (7)$$

$$l_{eff} = 2 \cdot \sqrt{3 \cdot m^2 + 4 \cdot p \cdot m + 4 \cdot n \cdot m} , \quad (8)$$

where: l_{eff} ; m , n , p – as above.

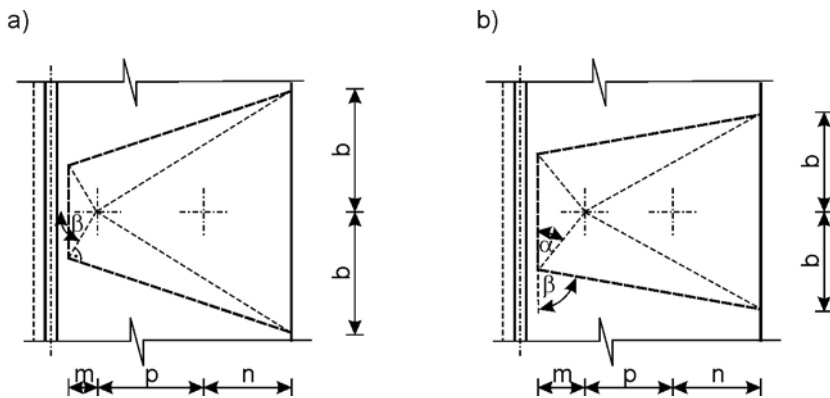


Fig. 6. Non-circular yield line pattern for two bolts

In case of the big spacing of the bolts in the row, yield line pattern can be taken as for bolt separately (fig. 7). It can happen only in III and IV mode of failure.

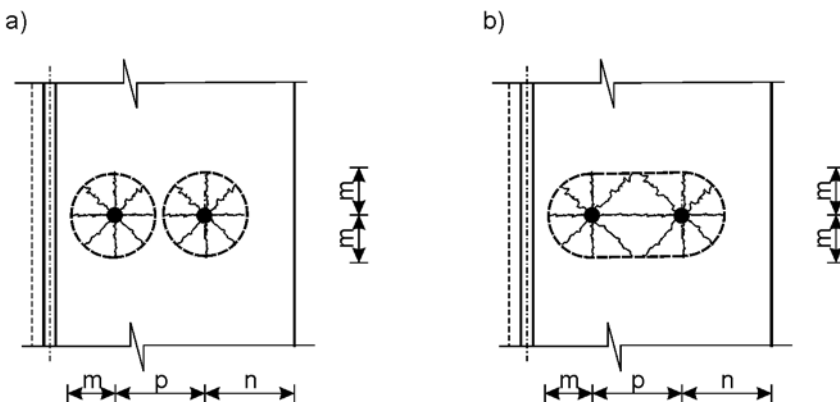


Fig. 7. Yield line pattern separately for each bolt

$$l_{eff} = 4 \cdot \pi \cdot m ; \quad (9)$$

$$l_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot m + 2 \cdot p . \quad (10)$$

In case of bolt row adjacent to the stiffener, the effective length can be obtained similarly, considering distances between bolt and perpendicular stiffeners. Yield line pattern for bolt row adjacent to the stiffener are presented in fig. 8. Appropriate effective length can be obtain according to formulae (11–16).

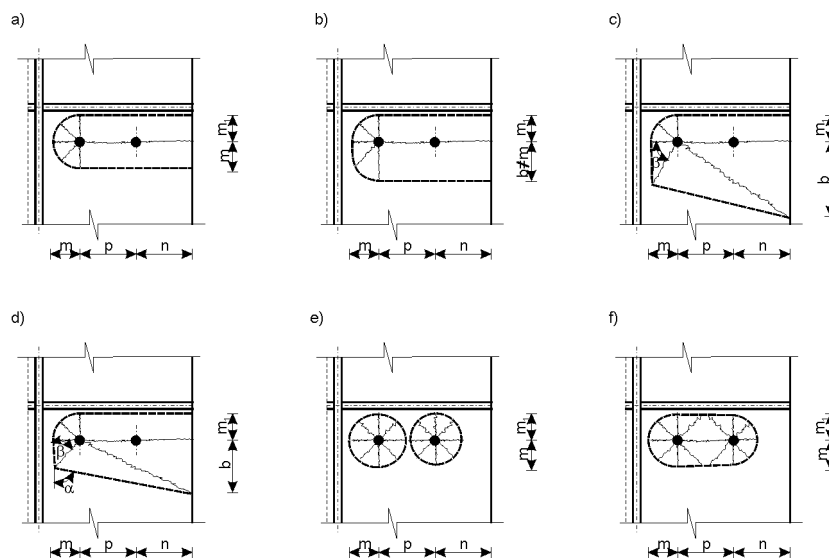


Fig. 8. Yield line pattern separately for bolt row adjacent to the stiffener

$$l_{eff} = \alpha \cdot m + 2 \cdot (p + n) ; \quad (11)$$

$$l_{eff} = \frac{\alpha \cdot m}{2} + 2 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot (p + n)}{4 \cdot m} + 1} ; \quad (12)$$

$$l_{eff} = \frac{\alpha \cdot m}{2} + 2 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{(p + n)}{m} + \frac{1}{2}} ; \quad (13)$$

$$l_{eff} = \frac{\alpha \cdot m}{2} + 2 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot (p + n)}{m} + 3} ; \quad (14)$$

$$l_{eff} = \alpha \cdot m + 2 \cdot \pi \cdot m_1 ; \quad (15)$$

$$l_{eff} = \frac{\alpha \cdot m}{2} + \pi \cdot m + 2 \cdot p , \quad (16)$$

where l_{eff} , m , n , p – as above, and α – according to [1].

Verification of the analytical model. The verify proposed analytical model, comparison with experiment for B6 specimen was conducted [6]. The specimen was made of HEA 240 profile steel grade S235, and screwed by 8 bolts M12 grade 10.9. Geometrical dimensions of the specimen are presented in fig. 9. The ultimate strength of the specimen obtained from experimental test was $F = 694,1$ kN.

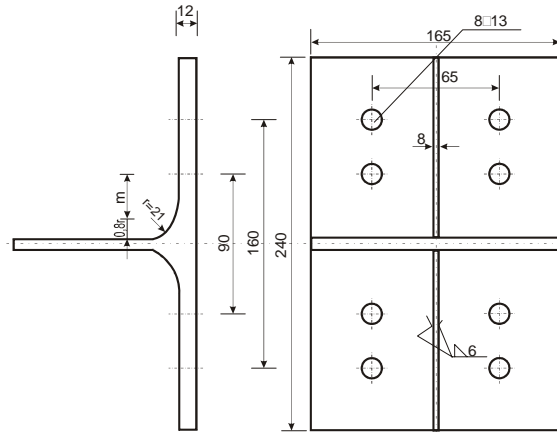


Fig. 9. Geometrical dimensions of the specimen [6]

Calculation according to proposed model gave the following results: the failure of the specimen was govern by III mode, minimum value of the effective length for bolts was obtained from equation (12) and equals $l_{eff} = 188,7$ mm, resistance of the T-stub received from analytical model was $F_{T,3,Rd} = 449,25$ kN.

The result obtained from experimental test and analytical model differ about 40 %. This difference can result of the material properties taken to calculation of resistance according to proposed model (nominal values) and influence of bolts head on effective length of the yield line pattern.

Conclusions

The design methods existing up to now for determination of the resistance of the joint with four bolts in each row give results which differ very much [2]. Design rules given in Eurocode 3 [1] relate to bolted end-plate joints with only two bolts in each bolt row.

The analytical model for assessment of the resistance and stiffness of T-stub with four bolts presented in the paper is based on the component method, and can be adopted in Eurocode procedures. Comparison of the resistance of the T-stub from proposed method and test results shows that analytical models rather well agree with experimental results.

The effective length for one bolt and a group bolts mainly depend on the joint configuration. In case of joints with four bolts in the row, perpendicular unstiffened T-stubs can be adopted for column flange and end plate and yield pattern line used for bolt rows apart from stiffeners. For bolt rows adjacent to stiffener or beam flange the interaction between perpendicular T-stub and T-stub not adjacent to the web should be considered in determination of the effective length of this bolt row.

References

- [1] PN-EN 1993-1-8. Eurokod 3. Design of steel structures – Part 1–8: Design of joints. CEN, Brussels, 2005.
- [2] *Pisarek Z., Kozłowski A.* End - plate steel joint with four bolts in the row. Proc. XIth Int. Conf. on Metal Structures (ICMS-2006), Rzeszów, Poland, 2006, pp. 257-266.
- [3] *Kozłowski A., Pisarek Z.* Characteristics of bolted end-plate joints with four bolts in the row. Proc. of 10th Scient. Conf. Rzeszow-Lviv-Kosice, State of Art, Trends of Development and Challenges in Civil Engineering, 11-13 September, 2005, Kosice, Slovakia.
- [4] *Pisarek Z., Kozłowski A.* Analysis of the steel joint with four bolts in the row. Theory and practice in Civil Engineering, Book of National University "Polytechnic of Lviv" No 600, 2007, Lviv, Ukraine.
- [5] *Zoetemeijer P.* A design method for the tension side of statically loaded bolted beam to column connections. Heron, Vol. 20, No 1, Delft 1974.
- [6] *Sedlacek G.* Plastische Bemessung von Stirnplate-Anschlüssen mit 4 Schrauben in einer Reihe. DAST 5/2000, RWTH Aachen 2000.

Надійшла до редколегії 26.06.2008 р.

УДК 624.015.5

О совместном деформировании стальных балок и железобетонной плиты перекрытия

Голоднов А.И., д.т.н., Червинский А.Я., Лебедич И.Н., к.т.н.

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. У чинних нормативних документах розглядаються варіанти спільної роботи ригелів і балок сталевого каркаса будівлі із залізобетонною плитою. Це забезпечується за рахунок анкерів і упорів. Можливість роботи залізобетонних плит, що вільно спираються на сталеві ригелі, не розглядається. Запропоновані методи розрахунку для таких конструкцій.

Аннотация. В действующих нормативных документах рассматриваются варианты совместной работы ригелей и балок стального каркаса здания с железобетонной плитой. Это обеспечивается за счет анкеров и упоров. Возможность работы железобетонных плит, свободно опирающихся на стальные ригели, не рассматривается. Предложены методы расчета для таких конструкций.

Abstract. In current standards the alternatives of collaboration between collar-beams and girders of the steel framework of the building with concrete slab are under consideration. It is provided by means of anchors and stops. Possible work of concrete slabs simply resting on steel collar-beams was not considered. Calculation methods for such constructions are offered.

Ключевые слова: деформация, балки, перекрытия, плиты.

Ведение. Постановка задачи. В практике многоэтажного жилищно-гражданского строительства перекрытия, как правило, выполняют из железобетона. Со второй половины XX века для перекрытий широко применялись сборные железобетонные панели массового изготовления. Такие конструкции с трудом включались в работу каркаса и учитывались в качестве жестких дисков при расчетах на горизонтальные воздействия и для обеспечения общей устойчивости.

В последние годы находят широкое применение здания с монолитным железобетонным каркасом или со стальным каркасом и монолитными железобетонными перекрытиями. Такие перекрытия имеют ряд преимуществ перед сборными, например, возможность включения дисков перекрытий в работу совместно с конструкциями каркаса. Особенно это актуально для высотных зданий, возводимых с несущими стальными каркасами. Включение железобетонных перекрытий в работу каркаса позволяет добиться существенной экономии стали.

Обеспечение совместной работы железобетонных плит со стальными балками осуществляется путем постановки соответствующих анкеров или упоров. Возможность работы железобетонной плиты, свободно опираю-

шейся на стальные балки, мало освещена в научной и технической литературе. Решение такой задачи полностью зависит от квалификации проектировщиков и принятых предпосылок. При выполнении расчетов должны учитываться требования нормативных документов [1 – 4], а также предложения [5, 6].

Ниже предлагаются результаты численных исследований в этом направлении, выполненные для одного из строящихся объектов в г. Киеве.

Объект исследования – стальной каркас здания «Комплекс по предоставлению услуг населению на перекрестке Столичного шоссе и проспекта Академика Заболотного в Голосеевском районе г. Киева», на ригели которого свободно опираются неразрезные монолитные железобетонные плиты перекрытий. Здание запроектировано и построено ООО «Современные технологии строительства».

Задачи исследования:

- математическое моделирование и расчеты конструкций с помощью метода конечных элементов (МКЭ);
- анализ полученных результатов расчетов с использованием разных типов КЭ на предмет соответствия требованиям нормативных документов;
- обоснование возможности применения предложенного проекта или необходимости его корректировки.

Цель работы. Цель работы – расчетно-теоретическое обоснование (с помощью проведенных вариантных расчетов компьютерных моделей) возможности применения сталежелезобетонного перекрытия со свободным опиранием плит на ригели.

Основная часть. Общественное здание предназначено для предоставления услуг населению и представляет собой трехэтажное, прямоугольное в плане многопролетное в обоих направлениях сооружение. Шаг колонн в продольном и поперечном направлениях составляет 9 м, высота этажа – 5,25 м (рис. 1).

Здание каркасное, со стальным каркасом. Конструктивно каркас представляет собой пространственную рамную систему, состоящую из жестко сопряженных между собой стальных колонн и ригелей. Ригели располагаются в двух направлениях (рис. 2). Колонны жестко сопрягаются с монолитными железобетонными фундаментами.

В каждой ячейке посередине пролета установлена вспомогательная балка такого же сечения, что и ригели. Вспомогательные балки шарнирно соединяются с ригелями и располагаются по площади перекрытия ортогональ-

но одна к другой в сопредельных ячейках.

Каркас рассчитан с учетом совместной работы стальных ригелей, вспомогательных балок и неразрезных железобетонных монолитных плит перекрытий толщиной 160 мм. При этом учтено, что плиты перекрытий опираются на систему металлических ригелей и балок сверху без анкеровки, т.е. ригели, по сути, являются упругими опорами для плит.

Пространственная жесткость и устойчивость каркаса обеспечиваются совместной работой жестко соединенных между собой элементов каркаса (колонн и ригелей) и горизонтальных дисков перекрытий и покрытия.

Колонны стальные, сварные, из листового проката, квадратного сечения размерами (268x268) мм с толщиной стенки 10 мм. На оголовок колонны в уровне низа железобетонной плиты приварена стальная пластина толщиной 12 мм, к которой приварены ригели. На эту пластину опирается колонна верхнего этажа и железобетонная плита перекрытия.

Ригели и вспомогательные балки запроектированы из прокатного двутавра № 45 по ГОСТ 8239-89. К верхнему поясу каждой стальной балки приварены дополнительные элементы из прокатных профилей с шагом 3 м для обеспечения пространственной устойчивости металлических балок и частично – для обеспечения совместной работы железобетонной плиты, ригелей и балок.

На систему металлических балок опирается монолитная железобетонная плита толщиной 160 мм. Защитный слой бетона для арматуры составляет 10 мм.

Адекватная существующей конструкции модель МКЭ должна учитывать все свойства конструктивных элементов, которые входят в состав сооружения, в частности, железобетона.



Рис. 1. Фрагменты главного и бокового фасадов здания



Рис. 2. Общий вид стальных балок и колонн каркаса

Поскольку при проверке проектных решений необходимо выполнять расчеты по двум группам предельных состояний, были разработаны две расчетные модели:

- упрощенная – для определения армирования плиты (модель 1);
- усложненная – практически адекватная существующей конструкции, для определения прогибов, перемещений и т.п. (модель 2).

В модели 1 железобетонная плита смоделирована плоскими КЭ, деформируемыми по линейному закону. Для бетона железобетонной плиты задан расчетный модуль упругости в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84* [3], умноженный на коэффициент 0,85, т.е. $E_b = 2600000 \text{ т/м}^2$.

Для определения прогибов конструкций перекрытия разработана модель 2 плиты с использованием объемных КЭ с нелинейной зависимостью деформирования бетона. Нелинейная работа железобетона учитывалась с помощью экспериментально полученных зависимостей « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » [5] для бетона класса по прочности В30. Арматура моделировалась стержневыми КЭ приведенной площади для принятого шага дискретизации КЭ. Выполнен ряд расчетов для определения оптимального шага дискретизации исследуемой области плиты перекрытия на КЭ. В обеих моделях балки и колонны моделировались плоскими КЭ типа оболочки.

Поскольку характер деформирования ригелей, балок и железобетонной плиты различный, в местах контакта железобетонной плиты с ригелями и балками введены КЭ односторонней связи между узлами, которые работают только на сжатие и позволяют железобетонной плите отрываться от ригелей и балок.

Общие виды моделей 1 и 2 приведены на рис. 3 и 4. Узел примыкания ригеля и плиты к колонне в модели 2 изображен на рис. 5.

В расчетной схеме заданы три загрузки:

1. Собственный вес конструкций. Плотность железобетона принята 2500 кг/м^3 . Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,1$.
2. Собственный вес пола, перегородок и подвешеного потолка. Характеристическое значение равномерно распределенной нагрузки принято равным $q = 0,12 \text{ т/м}^2$. Коэффициент надежности по нагрузке – $\gamma_{fm} = 1,3$. Предельное значение нагрузки составило $q = 0,156 \text{ т/м}^2$.
3. Полезная нагрузка. Характеристическое значение равномерно-распределенной нагрузки согласно табл. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006 [1] принято равным $q = 0,40 \text{ т/м}^2$. Коэффициент надежности по нагрузке – $\gamma_{fm} = 1,2$. Предельное значение нагрузки составило $q = 0,48 \text{ т/м}^2$.

При обосновании конструктивного решения учтены требования п. 6.8 б) ДБН В.1.2-2:2006 [1], в соответствии с которым при расчетах балок, ригелей, плит и т.п., воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, характеристические значения нагрузок следует снижать на коэффициент сочетаний, который определяется по формуле

$$\psi_{A_2} = 0,5 + 0,5 / \sqrt{A / A_2} = 0,5 + 0,5 / \sqrt{81 / 36} = 0,833. \quad (1)$$

Модель 2 использована при расчетах на характеристические величины нагрузок. Получены численные величины деформаций конструкций. Изополя вертикальных перемещений ригелей и балок приведены на рис. 6. Максимальное вертикальное перемещение для балки составило $15,23 \text{ мм}$, что значительно меньше предельной величины 36 мм . Изополя вертикальных перемещений плиты приведены на рис. 7. Максимальное вертикальное перемещение плиты составило $15,26 \text{ мм}$, а в соответствии с п. 2а табл. 1 ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [5] предельный прогиб плит перекрытий и покрытий, открытых для обзора, при пролете 6 м не должен превышать $L/250 = 4500/200 = 22,5 \text{ мм}$. Как видно из приведенных результатов, максимальные перемещения ригелей и плиты не превышают предельных величин, установленных ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [5].

Деформированная схема плиты со вспомогательной балкой изображена на рис. 8, на котором видно, что вследствие разной деформативности конструкций железобетонная плита при рассмотренных загрузках фактически опирается по торцам балки и в середине пролета.

Армирование плиты определялось для проектного класса А400С и продольной рабочей арматуры. Расчет выполнен на полную нагрузку. С учетом коэффициента сочетаний $\psi_{A_2} = 0,833$ характеристическое значение полезной нагрузки составляет $p_{A_2} = 0,333 \text{ т/м}^2$, а предельное – $p = 0,400 \text{ т/м}^2$.

По результатам выполненных расчетов было принято решение о корректировке первоначального проекта путем установки дополнительных стальных балок.

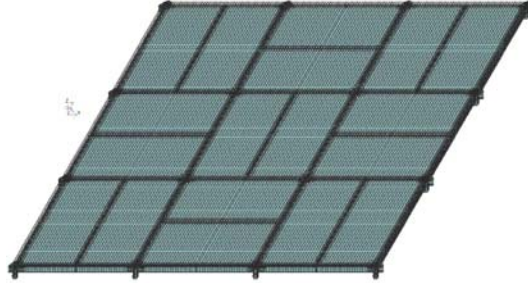


Рис. 3. Общий вид модели 1

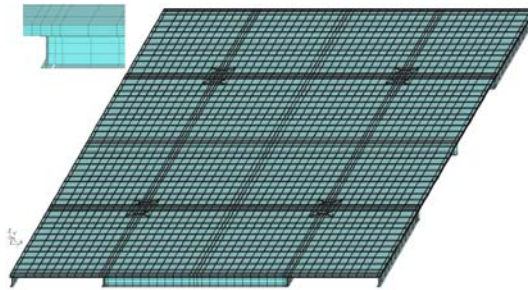


Рис. 4. Общий вид модели 2

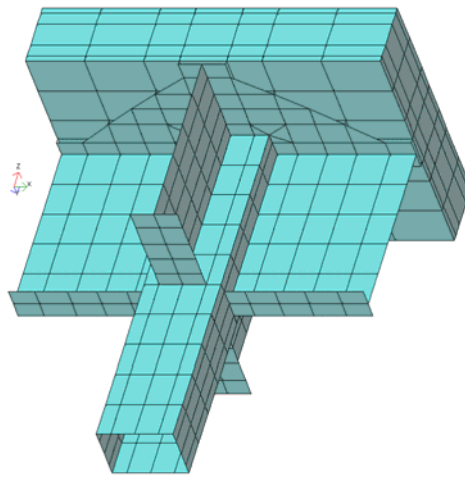


Рис. 5. Узел примыкания ригелей и плиты перекрытия к колонне в модели 2

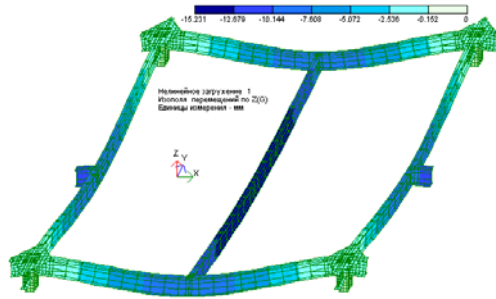


Рис. 6. Деформации ригелей и балок вдоль оси OZ

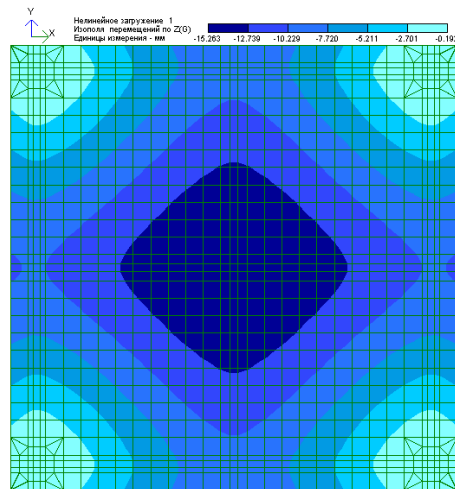


Рис. 7. Деформации железобетонной плиты вдоль оси OZ

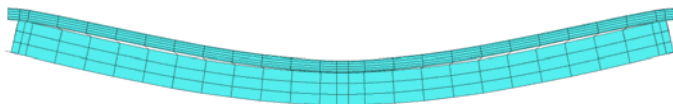


Рис. 8. Деформированная схема железобетонной плиты
и вспомогательной балки

Выводы

1. По результатам расчета модели 2 определен характер деформирования ригелей, вспомогательных балок и железобетонной плиты. Для основной части плиты в пролете, в т.ч. и над ригелями и балками, наблюдается деформирование под действием положительного изгибающего момента с появлением сжатой зоны в верхней части бетона плиты и растягивающих напряжений в нижней арматуре. В частях плиты возле колонн

наблюдается деформирование под действием отрицательных изгибающих моментов с появлением растягивающих напряжений в верхней арматуре и сжимающих напряжений в бетоне нижней зоны плиты и нижней арматуре. Таким образом, принятая в проекте схема армирования железобетонной плиты в целом соответствует установленному по результатам расчета нелинейной модели 2 напряженно-деформированному состоянию. Принятая толщина плиты 160 мм соответствует общим принципам конструирования. В соответствии с табл. 6.31 [6] для плит, работающих в двух направлениях при упругом опирании, толщина не должна быть меньше, чем $h = (1/50) l_1 = (1/50) 4500 = 90$ мм, где l_1 – меньшая сторона плиты (табл. 6.38 [6]).

2. Деформативность стальных ригелей, вспомогательных балок и плиты перекрытия по результатам расчетов модели 2 находится в допустимых пределах. Максимальное вертикальное перемещение ригелей и балок составляет 15,23 мм, что меньше предельной величины 36 мм. Максимальное вертикальное перемещение плиты составляет 15,26 мм, что меньше предельного прогиба 22,5 мм.

3. Учитывая требования п. 6.8 б) и табл. 6.2 ДБН В.1. 2-2:2006 [1], а также возможность перераспределения усилий вследствие нелинейной работы железобетона, сделан вывод о достаточности проектного армирования плиты для восприятия усилий от ее собственного веса, веса перегородок, пола, подвесного потолка и полезной предельной равномерно распределенной нагрузки $0,400$ т/м². Таким образом, конструирование плиты выполнено с учетом требований действующих нормативных документов [3, 6] относительно расчетов железобетонных конструкций.

4. При расчетах на полезную предельную равномерно-распределенную нагрузку $0,480$ т/м² установлено, что армирование плиты вдоль оси ОУ (вдоль вспомогательных балок) недостаточное.

5. При необходимости конструирования перекрытия на полезную предельную нагрузку $0,480$ т/м² необходимо установить дополнительные стальные балки между ригелями и вспомогательными балками в середине пролета для тех участков, где бетонирование закончено. Технологически выполнение такого усиления при условиях монтажа конструкций и выполненного бетонирования плиты возможно. Дополнительную балку необходимо подвести под плиту и включить в работу путем подклинивания или прижать с помощью монтажных стоек. Эти балки практически не окажут воздействия на несущую способность существующих ригелей и вспомогательных балок, но повысят общую жесткость стального каркаса и позволят уменьшить усилия в железобетонной плите.

6. Главные напряжения в стальных пластинах узловых элементов каркаса, ригелях и вспомогательных балках после расчета на полную характеристическую равномерно распределенную нагрузку $0,400 \text{ т/м}^2$ не превышают предела текучести стали.

Литература

- [1] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
- [2] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [3] СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 76 с.
- [4] ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Введено вперше (із скасуванням в Україні розділу 10 СНиП 2.01.07-85); Введ. 01.01.2007. – К.: Мінбуд України, 2006. – 10 с.
- [5] Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – Киев, 1987. – 24 с.
- [6] Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Гольшев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук, А.В.Харченко, И.В.Руденко; Под ред. А.Б.Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.

Надійшла до редколегії 12.08.2008 р.

УДК 624.041

Продление ресурса решетчатых металлоконструкций рудного перегружателя

¹Москаленко В.И., ²Гибаленко А.Н., к.т.н., ³Губанов В.В., к.т.н.

¹ООО фирма "Промбудремонт", Украина

²Донбасский центр технологической безопасности УкрНИИПСК
им. В.Н. Шимановского, Украина

³Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Анотація. На підставі вивчення режиму експлуатації, дійсного стану конструкцій розроблена методика діагностики, призначення ремонтних заходів щодо продовження залишкового ресурсу рудно-грейферного крана перевантажувача.

Аннотация. На основании изучения режима эксплуатации, действительного состояния конструкций разработана методика диагностики, назначения ремонтных мероприятий по продлению остаточного ресурса рудно-грейферного крана перегружателя.

Abstract. On the basis of examination of operation mode, actual state of constructions the method is developed to implement diagnostics, determination of repair works in order to extend the residual life period of the ore-grab re-loader crane.

Ключевые слова: рудно-грейферный кран-перегрузатель, агрессивность среды эксплуатации, коррозионный износ, решетчатые несущие металлоконструкции, заклепочные соединения, продление ресурса эксплуатации.

Обеспечение нормального функционирования доменного производства связано с перемещением значительных объемов сырья и материалов для обеспечения непрерывного технологического процесса выплавки чугуна металлургического производства.

Рудно-грейферный кран-перегрузатель РГК-2 грузоподъемностью 30 т пролетом 76,2 м (рис. 1) обеспечивает технологический процесс работы рудного двора доменного цеха Донецкого металлургического завода и от качества его работы в высокой степени зависит эффективность функционирования всего обслуживаемого производственного цикла.

Кран изготовлен фирмой "Блейхер" (Германия), установлен на рудном дворе завода и эксплуатируется с 1954 г. Пространственная металлическая решетчатая конструкция выполнена из главных мостовых ферм (установленных на жесткой и гибкой опорах). Кран оборудован грейферной тележкой, перемещающейся по ездовым балкам, примыкающим к нижним поясам мостовых ферм. Соединения металлоконструкций – на заклепках.

Металлоконструкції перегружача експлуатуються в складних виробничих умовах значительних динамічних впливів робочих операцій технологічного процесу, перевищують розрахункові через необхідність сортировки при погрузке-разгрузке слежавшихся (піддаються періодичному промерзанню в зимніх умовах) складируємих і перемещаемых сирових матеріалів і шихты доменного виробництва. Крім цього, значительна корозійна агресивність атмосферних впливів середовища експлуатації обумовлена:

- наявністю пилових відкладень на металоконструкціях;
- періодичним зволоженням конструкцій атмосферними опадками;
- впливом корозійно-агресивних виділень розташованого поруч коксохімічного виробництва, утворення яких відбувається при мокрому тушенні кокса.



Рис. 1. Общий вид РГК-2 со стороны шарнирной опоры

Это явилось причиной значительного (более 20 % от проектного) уменьшения толщины сечения основных несущих элементов решетчатых несущих металлоконструкций крана в пределах 0,3...0,5 мм в год. Отмечены очаги сквозных коррозийных поражений, а также коррозии в наиболее опасных формах проявления – щелевой и питтинговой (рис. 2).

В течение всего периода эксплуатации проводились планово-предупредительные ремонты металлоконструкций мостовых ферм, опор и технологического оборудования крана, осуществлялись мероприятия по их противокоррозийной защите.

Специалистами НИИПТМАШ (г. Краматорск), в ходе проведения научно-исследовательских работ по оценке технического состояния металлоконструкций [1], был выявлен значительный коррозийный износ головок заклепок. Величина износа превышает предельно допустимый, что создает

условия для достижения предельного состояния работы узловых соединений при существующих (паспортных) эксплуатационных нагрузках.



Рис. 2. Разрушение узлового соединения в результате коррозионного износа

Проведенные экспериментальные исследования моделей (рис. 3) восстановления заклепочных соединений позволили разработать методику ремонта головок заклепок постановкой дополнительных шайб на электросварке (рис. 4).

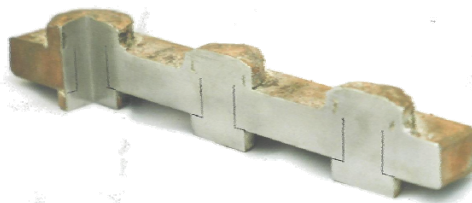


Рис. 3. Экспериментальный образец восстановления заклепочного соединения

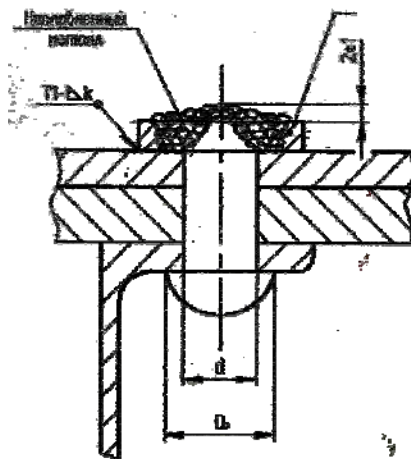


Рис. 4. Схема ремонтного восстановления головки заклепки постановкой шайбы

Подразделением ООО фирма "Промбудремонт" проведены работы по восстановлению заклепочных соединений, выполнен ремонт около 2 тыс. заклепок, тем самым восстановлена несущая способность узловых соединений решетки мостовых ферм, связей и мест крепления ездовых балок (рис. 5).



Рис. 5. Восстановление головки заклепки постановкой шайб на электросварке

С целью оптимизации эксплуатационных затрат на проведение ремонтно-восстановительных работ по поддержанию работоспособного состояния крана-перегрузателя разработана методика проведения исследовательских работ по выявлению действительного состояния металлоконструкций и оценке влияния величины износа на долговечность всего сооружения.

При выполнении комплекса мероприятий было исследовано техническое состояние следующих металлоконструкций:

- главных ферм моста крана (фасонки узловых соединений, элементы нижнего и верхнего пояса, элементы решетки);
- ветровой фермы (фасонки узловых соединений, элементы решетки);
- поперечных ферм;
- ездовых балок и элементов их крепления к фермам;
- горизонтальных связевых ферм.

На основании анализа данных натурных исследований определена необходимость разработки проектных решений (для обеспечения требуемых паспортных характеристик и режимов работы крана-перегрузателя).

Программа проведенных исследований включала:

- выполнение геодезического контроля планово-высотного положения несущих конструкций крана и ориентации его в пространстве;
- определение размеров прогибов консолей и величины фактического строительного подъема, а также основных размеров конструкции;

- контроль коррозийного стану металоконструкцій;
- уточнення розрахункової схеми і перерахунок конструкцій з урахуванням виявлених дефектів і пошкоджень, розробка варіантів усунювання недоліків;
- конструкторсько-технологічні роботи по проектуванню елементів посилення і розробка технологічного регламенту проведення відновлювальних робіт;
- експериментальна перевірка конструкторських проработок;
- авторський нагляд за ходом виконання ремонтно-відновлювальних робіт, якістю застосовуваних матеріалів;
- проведення прийомо-сдаточних випробувань і введення в експлуатацію крана;
- наступний оперативний і систематичний контроль стану конструкцій.

Для забезпечення діагностики стану елементів конструкцій і можливості визначення їх дійсного технічного стану (проведення робіт по виміру геометричних характеристик, визначення планово-висотного положення основних конструкцій, оцінки стану захисту від корозії) розроблена і обґрунтована технологія виконання робіт по підготовці поверхні, включаючи:

- гідроструйну очистку конструкцій від пилу, шарів ржавчини і старої фарби;
- механічну очистку конструкцій від щільнозчеплених (з основним металом) продуктів корозії і старої фарби (з допомогою скребок, щіток, механізованого інструмента, пневматичних молотків);
- обдув поверхні стиснутим повітрям.

Складена карта-схема місць очищення і передбачені обсяги виконання робіт дозволили зробити обґрунтований вибір заходів захисту металоконструкцій від корозії.

На основі даних натурного огляду очищених поверхней призначені заходи по визначенню стану з'єднань вузлових з'єднань шляхом вибору контрольних зразків несущих конструкцій і з'єднань (рис. 6).

З урахуванням отриманих даних і наданих рекомендацій спеціалістами ДонЦТБ УкрНІІПСК ім. В.М. Шимановського розроблено проект посилення металоконструкцій консольної частини моста крана з боку жорсткої опори [2].

Виявлене дійсне стану елементів конструкцій при виборі проб контрольних зразків і дослідження стану фрагмента вузлового з'єднання дозволило розробити оптимальні конструкторсько-

технологические решения по восстановлению несущих конструкций консольного участка моста крана со стороны жесткой опоры.



Рис. 6. Проба оценки состояния заклепочных соединений

Разработанные рекомендации по усилению конструкций реализованы специалистами ремонтно-монтажного участка фирмы ООО "Промбудремонт" в предельно сжатые строки, без остановки основного технологического процесса доменного производства (рис. 7, 8).



Рис. 7. Коррозионный износ элементов узла



Рис. 8. Восстановление несущей способности узлового соединения

На основе нормативных данных, опыта эксплуатации [3] и результатов проведенных исследований разработаны предложения по оптимальному назначению технологических режимов работы крана для обеспечения его безопасной эксплуатации, где предусмотрено:

- ограничения выезда на консоль жесткой опоры;
- снижение скорости движения тележки в два раза в случае отсутствия или значительных уменьшения величин строительного подъема и понижения температуры наружного воздуха ниже -20°C ;
- контроль смерзания складуемых, перемещаемых сырьевых материалов и шихты доменного производства, находящихся на хранении в складе, при отрицательных температурах наружного воздуха;
- ограничение высоты складирования угольного концентрата до 9...11 м в зимний период для предотвращения глыбообразования складуемого материала.

Для поддержания эксплуатационной пригодности перегружателя необходим контроль состояния его элементов.

Металлоконструкции перегружателя включают тысячи элементов и десятки тысяч заклепок, подверженных значительному износу. В объеме работ по периодическому контролю состояния конструкций выполнение детального обследования всех элементов невозможно без длительного вывода их эксплуатации перегружателя. Для обеспечения контроля состояния без остановки основного производства разработаны необходимые рекомендации по диагностике технического состояния, целью которых является:

- обеспечение работоспособности перегружателя путем своевременного предупреждения процесса износа и устранения его возможных последствий;
- предотвращение возникновения аварийных ситуаций.

Основные положения рекомендуемой методики заключаются в следующем:

1. Работоспособное состояние рудно-грейферного крана в целом характеризуется обобщающими показателями действительного состояния конструкций.
2. Устанавливается функциональная зависимость между работоспособностью перегружателя и значениями обобщающих показателей.
3. При выполнении контроля осуществляется проверка нахождения в допустимых пределах величин значений показателей.

На основании анализа конструктивных решений и результатов численных расчетов установлены такие показатели:

- планово-высотное положение пролетного строения и консолей;
- величины смещений в заклепочных соединениях;
- величины вертикальных деформаций ездовых балок относительно главных ферм;
- остаточная толщина фасонок главных ферм.

Решение указанных задач осуществляется при выполнении следующих мероприятий:

- осмотр конструкций и выявление недопустимых повреждений основных элементов конструкций моста и опорных частей;
- контроль состояния второстепенных конструкций – лестниц, площадок, ограждений и т.д.;
- проведение процедуры определения величин обобщающих показателей и принятия решений на основании их фактических значений;
- зонирование конструкций по степени интенсивности износа и назначение мероприятий по результатам контроля.

На основании разработанной методики выполнялся ежемесячный контроль состояния перегружателя с составлением документации на выполнение ремонтных работ. По документации осуществлялось планирование ремонтных работ с учетом загрузки перегружателя в остановочный период и выполнялись периодические ремонты. Это позволило обеспечить безопасную гарантированную работу крана и значительно продлить срок его эксплуатации (на период 7...9 лет) после выработки расчетного ресурса.

Литература

- [1] "Техническая документация для восстановления работоспособности перегружателя РГК-2" от 7 декабря 1999 г., разработанная НПП "ЭНО" ОАО "НИИПТМАШ" г. Краматорск.
- [2] "Разработка комплекса мероприятий по восстановлению эксплуатационной пригодности рудно-грейферного крана РГК-2. Металлические конструкции. Усиление металлоконструкций консольного участка со стороны жесткой опоры". Альбом № 39-04-1 КМД1, апрель 2004 г., г. Макеевка.
- [3] Письмо ВНИИПТМАШ, СибПСК и ЦНИИПСК № 11/731 от 24.04.2001 г. "Повышение безопасной работы трубчатых мостовых перегружателей".

Надійшла до редколегії 10.07.2008 р.

УДК 624.014:620.193

Методика определения технологической безопасности пролетных строений транспортерных галерей

¹Колесниченко С.В., к.т.н., ²Сулима Ю.Г.,

¹Донбасский центр технологической безопасности УкрНИИПСК
им. В.Н. Шимановского, Украина

²Днепропетровский комплексный отдел, Украина

Анотація. Розглядається методика технологічної безпеки прогонових будов транспортерних галерей. Надані експериментальні дослідження і результати на динамічні навантаження для транспортерних галерей.

Аннотация. Рассматривается методика технологической безопасности пролетных строений транспортерных галерей. Представлены экспериментальные исследования и результаты на динамические нагрузки для транспортерных галерей.

Abstract. The method is considered to provide technological safety of conveyor galleries' framework. Experimental investigation results are presented concerning dynamic loads for conveyor galleries.

Ключевые слова: пролетные строения, транспортерные галереи, динамические нагрузки, методика безопасности.

Основной задачей технологической безопасности является сохранение или улучшение эксплуатационных свойств конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей при их эксплуатации, а также во время модернизации, техническом переоснащении и реконструкции. Технологическая безопасность является частной составляющей безопасности предприятия (наряду с экономической, финансовой, экологической и т.д.) и характеризует систему мер для сохранения допустимого уровня его функционирования в условиях истощения строительными конструкциями и инженерными сетями своего нормативного ресурса.

Технологическая безопасность требует процессного подхода, который заключается в создании организационно-технических средств, основанных, прежде всего, на стремлении руководства предприятия системно реализовывать принципы управления качеством и надежностью продукции. Надежность объекта должна быть рассчитана на всех стадиях его жизненного цикла и соответствующих этим стадиям этапам видов работ. Необходимость расчета надежности, цели и задачи, номенклатуру рассчитываемых показателей, сроки и порядок оформления результатов устанавливаются в программе обеспечения надежности (ПОН). В свою очередь, ПОН должна базироваться не только на проектных или предварительных теоретических расчетах, но и на результатах натурных

испытаний конструкций, которые выполняются для уточнения реального поведения здания (сооружения) с целью прогнозирования его дальнейшей работы и проведения технического перевооружения.

Транспортерные галереи являются ответственными сооружениями предприятий горно-металлургического комплекса, обеспечивающими неразрывность технологических функций предприятия. Выход из строя галереи, часто имеющий длительный характер, может нанести серьезный экономический ущерб. Для предприятий горно-металлургического комплекса транспортерные галереи являются основными сооружениями технологического процесса, но в то же время на сегодняшний день они одни из самых аварийноопасных сооружений в связи со значительной изношенностью конструкций и используемого в них технологического оборудования.

Особенностью галерей является их работа на динамические нагрузки, которые возникают при работе транспортеров во время транспортирования технологических продуктов. Динамические нагрузки, генерируемые ленточными конвейерами, передаются через стойки-опоры станины конвейера непосредственно на поддерживающие конструкции пролетного строения и вызывают их колебания в вертикальной плоскости. При этом возможны как изгибные, так и крутильные колебания пролетного строения, которые необходимо учитывать при расчете сооружения на динамические воздействия. Важной задачей является определение возможного резонанса сооружения при совпадении частот собственных и вынужденных колебаний во время работы транспортера галереи.

Несмотря на достаточно известные методы расчета галерей [1, 2, 4], выполнение динамического расчета таких сооружений является достаточно сложной задачей, требующей не только специальной подготовки, но и значительных временных ресурсов. Даже использование уже ставших традиционными программных комплексов типа SCAD тоже не всегда является выходом из положения. Остаются те же проблемы профессиональной подготовки, правильного понимания задачи расчета, умения достаточно точно детализировать расчетную схему и приложить все эквивалентные сосредоточенные массы. Но и это не всегда дает ожидаемые результаты, так как определение форм и частот вынужденных колебаний может быть затруднено, в случае, когда возбуждающая нагрузка (двигатели привода транспортера) находятся за пределами сооружения.

Выходом из создавшейся ситуации может быть проведение не только теоретических, но и экспериментальных исследований таких сооружений для выполнения ПОН и анализа возможной работы при ремонте или замене технологического оборудования (ленточных транспортеров). В

спеціальних дослідженнях [3] рекомендується в процесі проведення робіт по діагностиці складати спеціальний динамічний паспорт для такого типу споруджень.

В якості прикладу, що підтверджує необхідність виконання таких робіт, можна привести деякі результати віброиспытаний транспортної галереї під транспортери У3 і У4 Макеєвського коксохімічного заводу. В даній публікації не ставилась задача відобразити всі особливості роботи саме цього спорудження, а проілюструвати проблему забезпечення достовірних результатів реального поведіння спорудження при впливі експлуатаційних навантажень.

Галерея представляє собою шестипролетне спорудження. Встановлено два транспортери, що працюють як окремо, так і спільно. Загальна довжина галереї – 97,72 метри, висота транспортування продукту – 35 метри. Загальний вигляд галереї представлено на рис. 1.

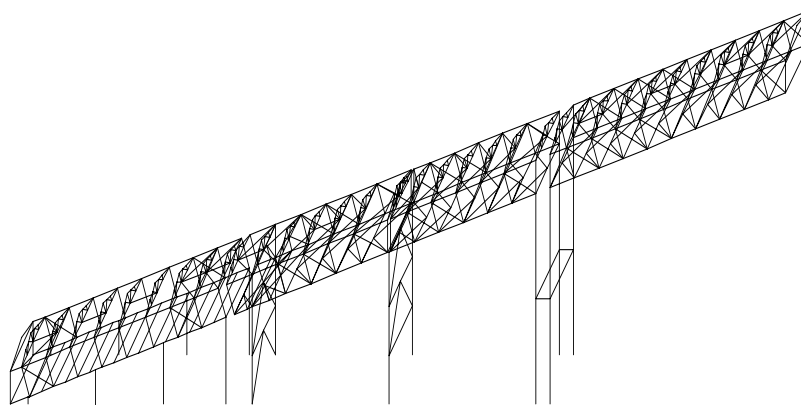


Рис. 1. Загальний вигляд розрахункової схеми транспортної галереї У3-У4

На першому етапі було проведено динамічний розрахунок галереї як єдиної системи на вплив вертикальних навантажень: без транспортуваного продукту – власні коливання, з одним і двома працюючими транспортерами. Розрахунок виконувався з допомогою програмного комплексу SCAD по просторовій розрахунковій схемі. В результаті розрахунку були визначені перші три форми власних коливань при транспортуванні вантажу по двом транспортерам одночасно:

- перша форма власних коливань (частота 0,267 Гц) спорудження відповідає поступальному русу 4-го і 5-го пролетів галереї в площині спорудження;

- вторая форма собственных колебаний (частота 0,287 Гц) соответствовала поступательному движению части сооружения преимущественно с 1-го по 3-й пролеты из плоскости ферм;
- третья форма собственных колебаний (частота 0,497 Гц) соответствовала движению по синусоиде части сооружения преимущественно 4-го и 5-го пролетов из плоскости ферм.

Учитывая сложность сооружения, было проведено членение его на отдельные независимые блоки. После этого для каждого из блоков также были проведены расчеты на динамические воздействия. Так, например, для шестого пролета (30,537 м) были получены следующие формы трех низших форм собственных колебаний (груз находится на двух транспортерах):

- первая форма собственных колебаний (частота 1,032 Гц) сооружения соответствовала поступательному движению пролета галереи из плоскости сооружения;
- вторая форма собственных колебаний (частота 1,9897 Гц) соответствовала движению по синусоиде в плоскости пролета галереи;
- третья форма собственных колебаний (частота 2,16 Гц) соответствовала изгибно-крутильной форме в плоскости пролета.

Как видно, результаты теоретических расчетов имеют принципиальные отличия и по значениям, и по форме колебаний. Аналогичное несоответствие между расчетом сооружения как единого целого и его отдельных частей было выявлено и для других пролетов. Таким образом, открытым остается вопрос: какие результаты теоретических расчетов являются правильными и соответствуют ли они реальному поведению сооружения.

Были проведены динамические испытания галереи с помощью анализатора спектра вибрации 795 М. Производилось измерение параметров: виброперемещение, виброскорость и виброускорение. Вибрационные данные собирались с помощью датчика, установленного на магните. При этом была использована функция взвешивания Ханнига, спектр БПФ вычислялся при разрешении 1600 линий в частотном диапазоне $2 \div 10000$ Гц и динамическом диапазоне СКЗ $0,01 \div 500$ м/с². Погрешность определения амплитуды гармонической составляющей спектра не более 1,5 дБ.

Данные сохранялись в памяти прибора, а затем обрабатывались на персональном компьютере с помощью программы КонСпект (версия БД 3.6). Испытания проводились для четвертого, пятого и шестого пролетов галереи при следующих режимах работы транспортера:

- транспортеры выключены;
- работает один транспортер;
- работают оба транспортера.

При этом измерения проводились в двух точках: на опоре и посередине каждого пролета. Датчики устанавливались в плоскости и из плоскости несущих ферм галереи. Каждое измерение выполнялось двух видов: спектральный анализ сигнала вибрации – частотная область (производилось определение амплитудно-частотных характеристик – АЧХ) и анализ формы сигнала вибрации – временная область.

Экспериментальные значения частот собственных колебаний в плоскости и из плоскости сооружения серьезно не отличались и составили приблизительно (2,15÷2,53) Гц (первая форма). Как видно, существует серьезное расхождение с теоретическими расчетами, что можно объяснить неучетом в расчетной схеме отдельных сосредоточенных масс кровли, конструкций пола и стоек-опор с роликоопорами транспортеров.

АЧХ для шестого пролета при двух работающих транспортерах (в плоскости и из плоскости сооружения) показаны на рис. 2 а,б,в. При этом проводился анализ формы сигнала вибрации для возможного определения резонансов и определение АЧХ.

Данные эксперимента, представляющие реальные значения форм собственных колебаний галереи, отличаются от теоретических значений.

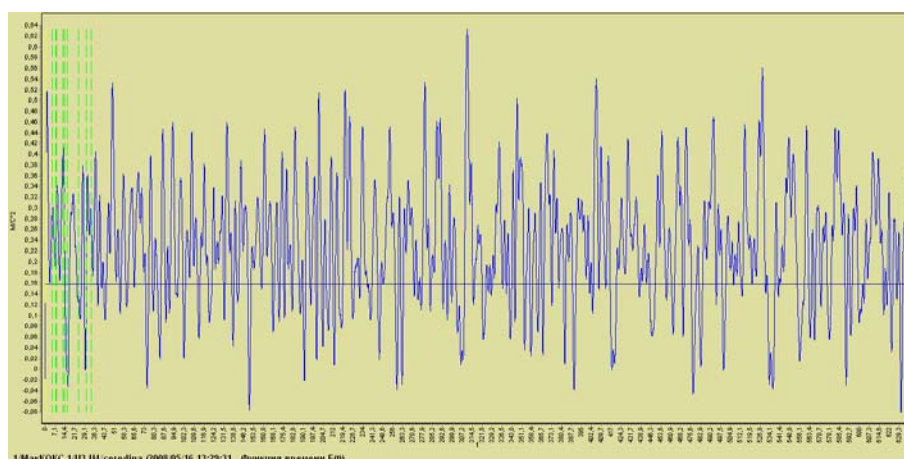


Рис. 2а. Анализ формы сигнала вибрации пролетной части при работе одного транспортера

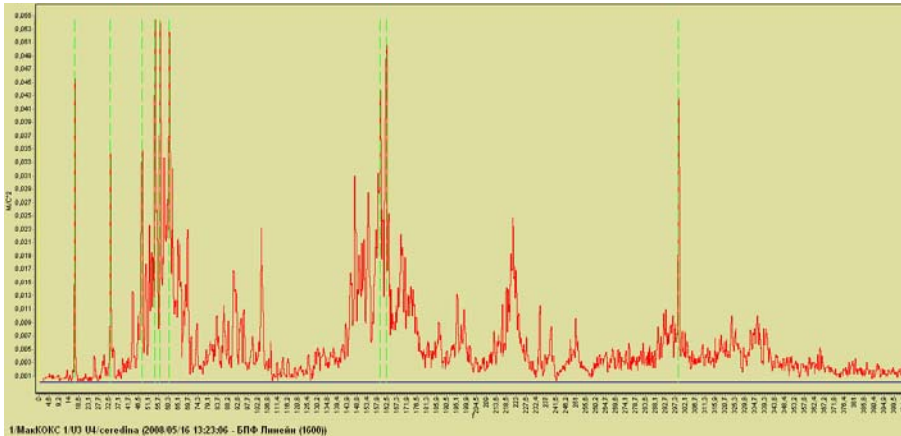


Рис. 26. Анализ АЧХ из плоскости фермы посередине пролета галереи при работе одного транспортера (частота первой формы – 55,7 Гц, второй – 88,2 Гц, третьей – 157,9Гц)

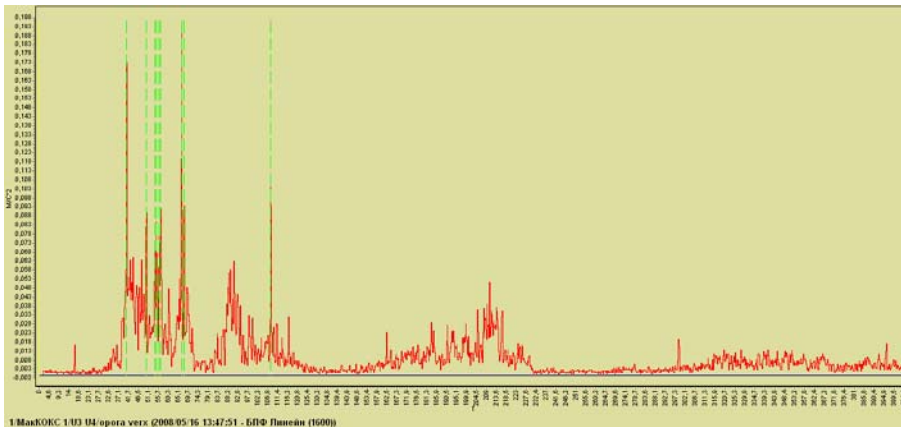


Рис. 27. Анализ АЧХ в плоскости фермы на опоре галереи при работе одного транспортера (частота первой формы – 51,1 Гц, второй – 92,8 Гц, третьей – 106,8Гц)

Выводы

1. Результаты теоретических расчетов на динамические нагрузки для транспортерных галерей могут рассматриваться как предварительная информация для выбора их конструктивной схемы и технологического оборудования.

2. Проведение экспериментальных исследований на динамические нагрузки для транспортерных галерей обязательные, полученные результаты являются основой для анализа реальной работы сооружения, прогнозирования появления резонансных явлений. Эти результаты должны быть учтены при техническом перевооружении и составлении ПОН.

3. Результаты всех динамических исследований должны входить либо в технический паспорт сооружения, либо оформляться специальным динамическим паспортом.

Литература

- [1] Пособие по проектированию конвейерных галерей (к СНиП 2.09.03-85). – М.: Стройиздат, 1989.
- [2] Пасынков В.П. Методические указания по расчету несущих металлоконструкций конструкций транспортерных галерей-эстакад на динамические нагрузки. УЭМИИТ, Свердловск, 1984. – С. 38.
- [3] Кулябко В.В., Ермак Е.М., Исмагилов А.О., Масловский А.В. Динамическая паспортизация и диагностика технического состояния зданий с новым виброактивным технологическим оборудованием. // Промислове будівництво та інженерні споруди. – № 1, 2008 р., – С. 10-19.
- [4] Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин. – Москва: Ассоциация строительных вузов.

Надійшла до редколегії 12.06.2008 р.

УДК 620.193:624.014.2.04

Визначення і вдосконалення правил та норм в атомній енергетиці з продовження залишкового ресурсу будівельних металевих конструкцій

Матченко Т.І., к.т.н.

ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. Виконаний аналіз існуючих ПНАЕ щодо визначення технічного стану та залишкового ресурсу будівельних металокожструкцій АЕС 1 і 2 категорії відповідальності. Визначені відсутні ПНАЕ для оцінки стану і ресурсу будівельних металокожструкцій, розглянуті складові для вирішення цієї проблеми.

Аннотация. Выполнен анализ существующих ПНАЕ по определению технического состояния и остаточного ресурса строительных металлокожструкций АЭС 1 и 2 категории ответственности. Определены отсутствующие ПНАЕ для оценки состояния и ресурса строительных металлокожструкций, рассмотрены составляющие для решения этой проблемы.

Abstract. The analysis is made of the existing PNAE on determination of the technical state and residual service life of building metal constructions, used at NPP with categories of responsibility 1 and 2. The absent PNAE parameters for estimation of the state and service life of metal constructions are determined. Components for the decision of this problem are analyzed also.

Ключові слова: ПНАЕ, ресурс, довговічність, технічний стан, металокожструкції.

У 2004 р. набув чинності нормативний документ Держатомрегулювання НП 306.2.009-2004 "Общие требования к продлению эксплуатации АЭС в сверхпроектный срок по результатам осуществления периодической переоценки безопасности".

Розпорядженням Кабінету Міністрів України № 263-р від 29 квітня 2004 року була узгоджена комплексна програма робіт із продовження строку експлуатації діючих енергоблоків атомних електростанцій.

НАЕК "Енергоатом" розробив "План действий ГП НАЭК "Энергоатом" по реализации мероприятий Комплексной программы работ по продлению срока эксплуатации действующих энергоблоков атомных электростанций".

План дій ДП НАЕК "Енергоатом" з реалізації "Комплексной программы работ по продлению срока эксплуатации действующих энергоблоков атомных станций" ПН-Д.0.08.341-04.

Метою огляду є аналіз правил та норм для оцінки технічного стану і перерозподіл ресурсу будівельних кожструкцій, що відносяться до 1 та 2 категорії за умовами їх відповідальності за радіаційну та ядерну безпеку та

забезпечення функціонування розміщеного в них обладнання і систем згідно з ПиН АЭ-5.6.

Основні положення і принципи класифікації будівельних конструкцій АЕС. У відповідності з [1] була розроблена класифікація будівель та споруд, що містять системи, важливі для безпеки, узгоджена листом АЯР № 07/2-11-4/827 від 01.11.96. З 01.07.2000 р., замість [1] введено в дію [2], який є обов'язковим для усіх юридичних і фізичних осіб, які здійснюють діяльність, яка пов'язана з проектуванням, будівництвом, введенням в експлуатацію, експлуатацією та зняттям з експлуатації атомних станцій України.

У зв'язку з введенням в дію [2] документ НАЕК "Мероприяття, забезпечуючі виконання вимог НП 306.1.02/1.034-2000 "Общие положения обеспечения безопасности атомных станций" – 05.17.632.06.00, узгоджені Міністерством екології і природних ресурсів України листом № 13/2-11/1134 від 06.11.2000 р., передбачає уточнення існуючої класифікації в частині відношення до системи, важливої для безпеки (СВБ), проводити за результатами розробки за технічним обґрунтуванням безпеки (ТОБ) або звіт з аналізу безпеки (ЗАБ). До цього, враховуючи більш консервативний підхід до СВБ, прийнятий у [1], в порівнянні з [2] підтверджуються рішення з віднесення до класів безпеки, які були прийняті в існуючій класифікації [1]. З урахуванням викладеного в наведених документах з класифікації прийняті наступні положення.

Класифікація будівель та споруд за умовами їх відповідальності за радіаційну і ядерну безпеку і забезпечення функціонування розташованого в них обладнання і систем виконується на підставі [1–6] та листа [6].

При визначенні класу безпеки будівельних конструкцій будівель та споруд АЕС та їх окремих елементів враховується залежність конструкцій від ступеня їх відповідальності щодо забезпечення радіаційної та ядерної безпеки, забезпечення функціонування розташованого в них обладнання і систем.

За основу приймався клас найбільш відповідальної технологічної системи, розташованої у приміщеннях відповідної будівлі або споруди, в окремих або примикаючих до даних конструкцій приміщеннях. У випадку віднесення частини будівлі або споруди до іншого класу, дається інформація із указанням рядів, осей та відміток у частині будівлі або споруди, яка відрізняється від загального класу.

У класифікацію включаються системи 1, 2 і 3 класів безпечності. Елементи і конструкції 4 класу, як такі, що не впливають на безпечність, в класифікацію не включаються.

Споруди та конструкції будівельної частини, важливі для безпеки, повинні виконувати функції у встановленому проектному обсязі з урахуванням можливих в районі АЕС екстремальних природних впливів і класифікуватися на підставі [3, 4].

Доцільно класифікацію будівель та споруд АЕС представляти в таблиці 1.

Таблиця 1

Найменування будівель та споруд АЕС	Класифікація за призначенням і впливом на безпечність *	Клас безпечності за [2]	Категорія за [4]	Категорія сейсмостійкості за [3]	Класифікаційне позначення [2] **
*Можливі варіанти: нормальна експлуатація (НЕ); локалізуюча система (ЛС); захисний елемент безпечності (ЗЕБ); поєднання функцій системи безпеки та нормальної експлуатації (НЕВБ).					
**Можливі варіанти: локалізуюча – Л; нормальна – Н; споруди, в яких знаходяться елементи управління системою безпеки – У.					

Вимоги до виконання науково-дослідних робіт (НДР) з визначення залишкового ресурсу будівельних металоконструкцій. При проведенні НДР виконавець повинен дотримуватися вимог законодавства України та української НТД у галузі використання атомної енергії щодо поводження з радіоактивними відходами, радіаційної безпеки, захисту людини і навколишнього природного середовища від дії іонізуючих випромінювань.

Наказом МНС України від 16.08.05 за № 140, зареєстрованим у Міністерстві юстиції 01.09.05, введено в дію "Положение о паспортизации потенциально опасных объектов". Це положення замінює одноіменний документ, затверджений наказом МНС України від 18.12.00 за № 338 і встановлює "общие условия паспортизации потенциально опасных объектов (ПОО), порядок её осуществления для обеспечения государственного учета ПОО, а также накопления и актуализации (обновления) соответствующей информации в базе данных Государственного реестра потенциально опасных объектов".

Для проектних аварій в ПНАЕ має бути сформульоване поняття захисту від аварії, визначені функції захисту і перелік обладнання, на яке покладене виконання цих функцій, систем безпечності. Системи безпечності повинні задовольняти вимогам ГОСТ 12.4.011.

Якщо аварія може супроводжуватися виникненням пожежі або вибуху, то при розробці ПНАЕ стосовно систем безпеки необхідно враховувати вимоги ГОСТ 12.1.004. Надійність будівельних конструкцій АЕС у відповідності з міжнародними вимогами Директиви 89/106/ЕЕС і стандарту ISO 2001/МЕК 300-1 повинна забезпечуватися шляхом структури показників, які встановлюють гарантовані довірні межі конструктивних ризиків. Наприклад, усі впливи (сейсмічні, радіаційні, кліматичні, термічні, хімічні, електричні, магнітні) повинні мати градацію по 10-бальній шкалі.

Швидкість процесів за 6 ступенями. Технічний стан, надійність та довговічність конструкцій за 4 категоріями.

Робочі ПНАЕ узгоджуються і затверджуються у відповідності із "Положением о порядке согласования и утверждения производственной и проектной документации" ПЛ-Д.0.06.007-04.

Для будівельних металоконструкцій, перепризначення ресурсу котрих виконується в рамках ТО та Р, роботи виконуються у відповідності з КНД 95.1.08.01.55-2004.

Оцінка технічного стану і перепризначення ресурсу елементів інформаційно-обчислювальних систем, систем релейного захисту та автоматики має виконуватися у відповідності з вимогами НП 306.5.02/2.068-2003 "Вимоги до порядку та змісту робіт для продовження терміну експлуатації інформаційних та керуючих систем". ПНАЕ для перепризначення ресурсу вищезазначених систем, розроблювані згідно з вимогами НП 306.5.02/2.068-2003, мають передбачати аналіз експлуатаційної надійності цих систем, їх елементів та проводитися з використанням статичних методів і охоплювати наступні напрямки:

- оцінка зміни надійності елементів/систем або їх складових частин у часі з метою виявлення тенденцій до зниження надійності;
- статистична оцінка показників експлуатаційної надійності елементів/систем або їх складових частин та встановлення відповідності отриманих показників показникам надійності, що приведені в технічній документації;
- аналіз причин відмов металоконструкцій або їх складових частин;
- оцінка впливу відмов на роботу АЕС.

На основі висновку адміністрацією ОП АЕС має бути підготовлено рішення про переназначення ресурсу/строку служби та умови подальшої експлуатації або заміну елементу. До рішення має бути прикладена довідка про внесені зміни у доповідь з аналізу безпеки енергоблока АЕС, якщо необхідність у таких змінах з'являється в результаті прийнятого рішення.

Висновки та рішення про перепризначення ресурсу/строку служби елемента оформлюються у відповідності з "Положенням о порядке продления срока эксплуатации/службы оборудования систем, важных для безопасности" ПЛ-Д.0.08.126-04 та "Положением о порядке согласования и утверждения производственной и проектной документации" ПЛ-Д.0.06.007-04.

Рішення про перепризначення ресурсу елементів оформлюються згідно з "Положением о порядке согласования и утверждения производственной и проектной документации" ПЛ-Д.0.06.007-04 та "Положением о порядке продления срока эксплуатации/службы оборудования систем важных для безопасности" ПЛ-Д.0.08.126-04.

При проведенні НДР виконавець повинен враховувати рекомендації МАГАТЕ щодо використання атомної енергії, поводження з радіоактивними відходами та радіаційної безпеки. При розробці документа ПНАЕ слід враховувати рекомендації МАГАТЭ та інших закордонних організацій, викладені у наступних документах [79–89].

Методики і програми обстеження будівельних МК, що розробляються, повинні бути узгоджені з Державним комітетом ядерного регулювання України.

Загальні положення. Будівельні конструкції, що відносяться до першого класу, мають запобігати шкідливому впливу на населення, персонал і довкілля як за нормальних умов експлуатації (НУЕ), так і при проектних аваріях (ПА), які розглядаються в проекті, а також проектних землетрусах (ПЗ) і максимальних розрахункових землетрусах (МРЗ) і при динамічних впливах, таких як ударна хвиля, падіння літака.

Будівельні конструкції АЕС, що відносяться до першого класу, мають витримувати всі проектні навантаження з урахуванням накопичених пошкоджень до повного вичерпання проектного ресурсу. Після навантаження в процесі ПА або ПЗ, МПЗ будівельні конструкції мають зберігати свою подальшу роботоздатність.

Граничні стани першої групи характеризуються:

- руйнуванням будь-якого характеру (1a);
- втратою стійкості форми, що призвело до певної непридатності до експлуатації (1b);
- втратою стійкості положення (1c);
- переходом в систему, що змінюється (1d);
- якісною зміною конфігурації (1e);
- іншими явищами, за яких виникає необхідність припинення експлуатації (1f).

Граничні стани другої групи характеризуються:

- досягненням критичних деформацій конструкцій (2a);
- досягненням критичних рівнів коливань конструкцій (2b);
- виникненням тріщин (2c);
- досягненням критичних розкриттів або довжин тріщин (2d);
- втратою стійкості форми, що призводить до обмежень нормальної експлуатації (2e);
- іншими явищами, за яких виникає необхідність тимчасового обмеження експлуатації (2f).

Граничні стани третьої групи характеризуються:

- проектною аварією – стан будівельного об'єкта, при якому виникає порушення експлуатації, пов'язане з перевищенням нормованих обмежень впливів на персонал підприємства, населення і оточуюче середовище. Аварія характеризується початковою подією, шляхами протікання і наслідками (3a);
- запроектною аварією, включає невраховані для проектних аварій початкові події, відмови систем безпеки, технологічного обладнання або помилки персоналу, які мають наслідки техногенного масштабу (3b).

Відповідно до [8] перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації (аварійна розрахункова ситуація або стабільна чи перехідна розрахункова ситуація, що може реалізуватись обмежене число разів за строк служби), що відповідає перевірці граничних станів 1a, 1b, 1c, 1d, 1e і 1f, необхідно виконувати [9]: перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація), що відповідає перевірці граничних станів 2a, 2b, 2c і 2e; перевірку витривалості при повторних навантаженнях (стабільна розрахункова ситуація), що відповідає перевірці граничних станів 1a і 2b; урахувати повзучість матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і довготривалих навантажень (стабільна розрахункова ситуація), що відповідає перевірці граничних станів 1f, 2a і 2d за [9].

Слід зауважити, що положення [9] не точно враховує такі види впливів, як ударна хвиля, падіння літака, нестационарні теплові навантаження.

Зміст роботи. У процесі виконання НДР із визначення залишкового ресурсу будівельних металоконструкцій повинні виконуватись наступні роботи:

- розроблено технічне завдання на виконання НДР;
- розроблені та узгоджені з Державним комітетом ядерного регулювання України методики оцінки технічного стану і залишкового ресурсу МК. У разі використання існуючих методик,

- можливість їх використання також підлягає узгодженню з Державним комітетом ядерного регулювання України;
- розроблені та узгоджені з Державним комітетом ядерного регулювання України робочі програми виконання робіт із оцінки технічного стану і визначення залишкового ресурсу МК;
 - розроблені технологічні процеси на вирізання зразків металу МК;
 - проведений відбір проб згідно з робочими програмами і технологічними процесами;
 - виконані роботи за програмами оцінки та визначення залишкового ресурсу, включаючи дослідження металу неруйнівними і руйнівними методами контролю;
 - визначений ступінь деградації та старіння МК;
 - виконані розрахунки на міцність МК;
 - виконані розрахунки на сейсмостійкість МК;
 - визначений залишковий ресурс МК;
 - видані рекомендації щодо подальшої експлуатації МК.

Розроблені або існуючі методики оцінки стану та залишкового ресурсу повинні бути в обов'язковому порядку узгоджені з Державним комітетом ядерного регулювання України.

У програмі робіт із технічного стану і залишкового ресурсу необхідно передбачити:

- аналіз проектної та експлуатаційно-технічної документації;
- аналіз умов експлуатації МК;
- порядок оцінки і контролю технічного стану МК;
- визначення кількості відібраних зразків (за можливості з вказівкою місць відбору зразків) і обґрунтування необхідності та достатності кількості зразків, що пропонуються;
- порядок відбору проб матеріалів МК, а також їх підготовки до досліджень і транспортування;
- опис методів і обсягів випробувань та оформлення результатів;
- встановлення параметрів та критеріїв граничного стану;
- опис критеріїв оцінки залишкового ресурсу;
- оформлення висновку;
- виконання розрахунків металоконструкцій на міцність із урахуванням пошкоджень;
- розрахунок на статичну міцність для визначення напружено-деформованого стану металоконструкцій;
- розрахунок на стійкість;
- розрахунок на опір крихкому руйнуванню з тріщинами і виразками слід виконувати у відповідності з [7] стосовно сталевих захисних оболонок. Для інших будівельних металоконструкцій АЕС правила та норми відсутні. Методи прогнозу технічного стану та ресурсу

повинні бути достатньо консервативними для того, щоб компенсувати невизначеність початкової інформації;

– розрахунок на сейсмічність слід виконувати у відповідності з [3].

Інструментальне обстеження має проводитись із виконанням правил охорони праці та техніки безпеки, що викладені в [40], а також правил, що діють на підприємстві (організації), будинки (споруди) котрого обстежуються. Інструментальне обстеження будівельних металоконструкцій виконують для уточнення технічного стану конструкцій з урахуванням деградації металу, з'єднань та конструкцій в цілому. Інструментальні обстеження МК необхідно виконувати на підставі існуючих нормативних документів [62–69, 20–21, 90–119]. Контроль вимірювальної апаратури необхідно виконувати у відповідності з ГОСТ 23349-84. При виконанні робіт із інструментального обстеження і пов'язаною з цим необхідністю перебування персоналу в зоні строгого режиму слід керуватися нормативними документами, що визначають вимоги з охорони праці та проведення радіаційно-небезпечних і ядерно-небезпечних робіт [22, 38–47].

Для забезпечення безпеки умов праці при проведенні робіт із інструментального обстеження, слід враховувати законодавчі акти, а також здійснювати попереджувальні та регламентовані соціально-економічні, організаційні, технічні, санітарно-гігієнічні та лікувально-профілактичні заходи. Деякі заходи описані у [48].

Герметичність газових та водяних пустот металоконструкцій технологічного обладнання та реактора визначається у відповідності з вимогами документа [67] за окремою програмою робіт, затвердженою головним інженером АЕС. Відповідного ПНАЕ для будівельних конструкцій не існує.

Уточнені (додаткові) розрахунки напружено-деформованого стану (НДС) металоконструкцій. Мета уточнених розрахунків напружено-деформованого стану – отримання додаткової (а також відсутньої в технічній документації) інформації про номінальні та місцеві напруження та деформації, що необхідна для встановлення механізмів пошкодження та (або) розрахунків залишкового ресурсу. Уточнені розрахунки мають проводитися з урахуванням усіх режимів і фактичних навантажень за період експлуатації (включаючи температурний вплив та взаємодію з навколишнім середовищем), з урахуванням корозії, а також можливою зміною характеристик металів. Методи визначення розрахункових навантажень, внутрішніх зусиль, деформацій, напружень та переміщень не регламентуються. Обрані методи мають враховувати усі сполучення розрахункових навантажень для всіх розрахункових випадків і дати можливість визначити всі необхідні розрахункові групи категорій напружень. Відповідальність за вибір того чи іншого методу розрахунку несе організація, що виконує відповідний розрахунок.

Для технічного обладнання та елементів реактора при розрахунку на статичну міцність та стійкість перевіряється виконання умов міцності, що вказані в розділах 3, 5.4 та 5.11 [61]. Статичний розрахунок виконується з урахуванням усіх розрахункових навантажень, що вказані у п. 5.1.3, та всіх розрахункових режимів експлуатації, що вказані в п. 5.1.4 [61]. Відповідного ПНАЕ для будівельних конструкцій не існує. Для технічного обладнання та елементів реактора розрахунок на циклічну міцність виконується відповідно до розділу 5.6 [61]. Для технічного обладнання та елементів реактора розрахунок на опір крихкому руйнуванню виконується згідно з розділом 5.8 [61] та 8 [61]. Відповідних ПНАЕ для будівельних конструкцій не існує.

Оцінка технічного стану металоконструкцій. Якщо фактичний стан елементів та матеріалу металоконструкцій відповідає вимогам ПКД та ТУ на поставку, а параметри навантаження елементів металоконструкцій не перевищують проектних та нормованих параметрів, то приймається рішення щодо продовження строку служби металоконструкції до наступної оцінки технічного стану.

Якщо фактичний стан елементів та матеріалу конкретної металоконструкції (або декількох металоконструкцій) не відповідає вимогам ПКД та ТУ на поставку, необхідно виконати розрахунок на міцність у відповідності з вимогами [61] з урахуванням фактичних або переглянутих режимів навантаження, реальної товщини і гарантованих властивостей металу для визначення технічного стану металоконструкції (або металоконструкцій) за всіма визначальними параметрами і залишкового строку служби до досягнення критеріальних значень, але не більше ніж ЯУ в цілому.

При невідповідності якогось значення визначального параметра стану металу (елемента) металоконструкції критеріальному значенню, експертна комісія, призначена наказом експлуатуючої організації, проводить експертну оцінку впливу даного значення параметра на ресурс металоконструкції. На основі аналізу результатів розрахунку експертна комісія приймає рішення щодо можливості та доцільності проведення робіт із технічного обґрунтування продовження строку служби металоконструкції за умови зміни режимів навантаження або підсилення елемента металоконструкції.

Розрахунки на міцність, пов'язані з механізмами пошкодження, що не охоплюються діючими нормами, мають виконуватися за методиками, узгодженими ГКЯР.

Критерії оцінки залишкового ресурсу металоконструкцій. Оцінка залишкового ресурсу конструкцій містить наступні розрахункові операції:

- в умовах статичного навантаження та корозійного середовища, коли основним пошкоджуючим фактором є загальна корозія, параметрами, що визначають строк служби можуть бути товщина стінки МК, лінійна швидкість корозії або час проникнення корозії на допустиму глибину. гранично допустимі значення вказаних параметрів слід визначати за НТД або із досвіду експлуатації;
- в умовах циклічного навантаження при відсутності корозії параметром, що визначає строк служби, можуть бути експлуатаційне число циклів "розігрів-охолодження" металоконструкцій та накопичене втомлюване пошкодження, що характеризується величинами, гранично допустимі значення яких задаються в конструкторській документації та НТД;
- в умовах крихкого руйнування за наявності дефектів, що виявлені в процесі обстеження технічного стану металоконструкцій, параметрами, що визначають строк служби, можуть бути параметри, що характеризують геометрію виявлених дефектів та їх кількість, а також швидкість розвитку дефектів та тріщин.

Вищеприведенні розрахунки для елементів МК, що працюють при опроміненні, проводяться із урахуванням зміни властивостей матеріалу в результаті його впливу. В основу оцінки залишкового ресурсу мають бути покладені:

- індивідуальний підхід до прогнозування стану металоконструкцій та їх елементів на необхідний строк;
- принцип "безпечної експлуатації за технічним станом";
- експертна оцінка технічного стану та залишкового ресурсу технологічного обладнання та елементів реактора (за РД-ЭО-00141-98);
- фізична (детерміністична) модель накопичення необоротних змін у конструкційних матеріалах або складових елементах (за відсутністю експлуатаційної інформації щодо досягнення елементами граничного стану).

Для проведення робіт із контролю та оцінки технічного стану металоконструкцій АЕС складаються робочі програми, котрі узгоджуються головним інженером (технічним директором – головним інженером) АЕС. Відповідальність на виконання робіт в обсягах, передбачених програмами, несе головний інженер АЕС. Зміст робочих програм має бути аналогічним переліку, вказаному у п. 7.5. правил ПНАЭ Г-7-008-89.

У зв'язку з відсутністю ПНАЕ із визначення технічного стану і перепризначення ресурсу металоконструкцій будівель та споруд, що містять системи, важливі для безпеки, тимчасово застосовують наступні документи:

- "Программа оценки технического состояния и переназначения ресурса зданий и сооружений атомных станций, содержащих системы, важные для безопасности" ПМ-Т.0.08.169-06;
- "Программа оценки технического состояния и переназначения ресурса строительных конструкций АЭС. Шахта реактора" ПМ-Т.0.08.127-04;
- "Программа оценки технического состояния и переназначения ресурса бассейна выдержки со всеми конструкциями, включая стеллажи" ПМ-Т.0.08.125-04;
- "Программа оценки технического состояния и переназначения ресурса строительных конструкций АЭС. Основания, стены и перекрытия реакторного отделения" ПМ-Т.0.08.126-04;
- "Программа оценки технического состояния и переназначения ресурса фундаментов, закладных деталей и элементов раскрепления оборудования реакторного отделения АЭС" ПМ-Т.0.08.170-06;
- "Типовая программа по управлению старением элементов блока АЭС" ПМ-Д.0.08.222-04.

Вимоги щодо виконання оцінки та прогнозування залишкового ресурсу конструкцій містяться у нормативній документації [2, 4, 10, 12, 13, 37].

У відповідності з [10] для оцінки залишкового ресурсу будівельних конструкцій рекомендується застосовувати статистичні та розрахунково-експериментальні методи [71–75].

При виконанні роботи на ЧАЕС необхідно враховувати дані, викладені в документації [50–58]. Необхідно розробити правила та норми для атомної енергетики (ПНАЕ), які б включали:

- аналіз видів, наслідків і критичності відмов будівельних конструкцій АС;
- надійність будівельних конструкцій і основ будівель і споруд АС. Основні положення з розрахунку;
- правила технічної експлуатації будівель і споруд АС;
- систему технічного обслуговування і ремонту будівельних конструкцій АС;
- склад і основні правила задання вимог до надійності будівельних конструкцій АС;
- методи розрахунку показників надійності будівельних конструкцій АС;
- навантаження та впливи на будівлі та споруди АС;
- загальні правила класифікації відмов і критичних станів будівельних конструкцій АС;
- методику визначення ризиків та їх прийнятих рівнів для будівель та споруд АС для декларування об'єктів підвищеної небезпеки;
- нормативні документи з питань обстеження, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації будівель та споруд АС;

- положення з проведення планово-попереджувального ремонту будівель і споруд АС;
- положення з контролю стану будівельних металоконструкцій АС в агресивних середовищах, проведення обстеження і проектування поновлення захисту конструкцій від корозії;
- методичні вказівки щодо організації технічного нагляду за станом будівель та споруд АС;
- методичні рекомендації щодо технічного освідчення будівельних конструкцій будівель, споруд та інженерних мереж АС;
- положення з розслідування причин аварій будівельних конструкцій будівель і споруд АС та їх конструктивних елементів;
- оцінку технічного стану сталевих конструкцій будівель і споруд АС, що експлуатуються.

Відсутні ПНАЕ для розрахунків будівельних металоконструкцій з дефектами на: статичну міцність; стійкість; опір крихкому руйнуванню; циклічну міцність; довгострокову міцність; сейсмостійкість; динамічну міцність (ударна хвиля); термошокове навантаження; герметичність.

Висновки

Для визначення залишкового ресурсу металоконструкцій АС в цілому необхідно розробити документ аналогічний РД ЭО 0447-03 "Методика оценки состояния и остаточного ресурса железобетонных конструкций АЭС, важных для безопасности".

Література

- [1] ПНАЭ Г-1-011-89(ОПБ-88) Общие положения обеспечения безопасности атомных станций.
- [2] НП 306.1.02/1.034-2000 Общие положения обеспечения безопасности атомных станций.
- [3] ПНАЭ Г-5-006-87 Нормы проектирования сейсмостойких АС. Утверждены ГАЭН СССР, 1987.
- [4] ПиН АЭ-5.6 Нормы строительного проектирования АС с реакторами разного типа. Правила и нормы в атомной энергетике.
- [5] "Решение Коллегии Госатомнадзор Украины по классификации систем и элементов АЭС с реакторами ВВЭР" № 30 от 08.12.93 г.
- [6] Письмо-разъяснение ГАНУ № 01-09/175 от 11.02.94 г.
- [7] ПНАЭ Г-10-012-89 Атомные станции. Стальные защитные оболочки. Нормы расчета на прочность.
- [8] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування
- [9] ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету. – М.: Государственный строительный комитет СССР, 1988.

- [10] ГОСТ 26291-84 Надежность атомных станций и их оборудования. Основные положения и номенклатура показателей. – М.: Госкомитет СССР по стандартам, переиздание, 1987.
- [11] ДСТУ 2860-94 Надійність техніки. Терміни та визначення
- [12] ДСТУ 2861-94 Надійність техніки. Аналіз надійності. Основні положення
- [13] ДСТУ 2862-94 Надійність техніки. Методи розрахунку показників надійності. Загальні вимоги
- [14] ДСТУ 3004-95 Надежность техники. Методы оценки показателей надежности по экспериментальным данным
- [15] ДСТУ 2941-94 Системы обработки информации. Разработка систем. Термины и определения
- [16] ДСТУ 2850-94 Программные средства ЭВМ. Показатели и методы оценки качества
- [17] Рішення Колегії Держатомнагляду України № 4/1 от 25.02.1994 г. "О назначении ресурса оборудования, важного для ядерной безопасности".
- [18] КНД "Организация технического обслуживания и ремонта систем и оборудования атомных электростанций. Основные положения".
- [19] ПЛ-Д.0.08.126-04 Положение о порядке продления срока эксплуатации/службы оборудования систем, важных для безопасности.
- [20] ВУ-1С-83 Временные указания по подготовке производства к проведению работ по сварке и контролю сварных соединений герметизирующих облицовок защитных оболочек и помещений системы локализации аварий АЭС, подконтрольных Госгортехнадзору СССР, 1983.
- [21] ВУ-2С-83 Временные указания по методам и нормам контроля сварных соединений герметизирующих облицовок защитных оболочек и помещений системы локализации аварий АЭС, подконтрольных Госгортехнадзору СССР, 1983.
- [22] ПНАЭ Г-1-024-90 (ПБЯ РУ АС-89) Правила ядерной безопасности реакторных установок атомных станций. ГАЗН СССР, 1990.
- [23] ПНАЭ Г-10-021-90 Правила устройства и эксплуатации локализирующих систем безопасности атомных станций. – М.: Госпроматомнадзор СССР, 1991.
- [24] ПНАЭ Г-7-030-91 Унифицированные методики контроля основных материалов (полуфабрикатов), сварных соединений и наплавки оборудования и трубопроводов АЭУ. Ультразвуковой контроль. Часть II. Контроль сварных соединений и наплавки, М.: ЦНИИАтоминформ, 1992.
- [25] ПНАЭ Г-7-031-91 Унифицированные методики контроля основных материалов (полуфабрикатов), сварных соединений и наплавки оборудования и трубопроводов АЭУ. Ультразвуковой контроль. Часть III. Измерение толщины монометаллов, биметаллов и антикоррозионных покрытий. ГПАН СССР 31.10.91 № 14; НАЭК 16.05. 2002 №354.
- [26] Нормативные документы по вопросам обследования, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений. – К.: Госстрой Украины, 2003.

- [27] Правила обследования, оценки технического состояния и паспортизации производственных зданий и сооружений.
- [28] Положение о безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений.
- [29] НП 306.1.02/1.034-2000 Общие положения обеспечения безопасности атомных станций, ГКЯР Украины, 2000.
- [30] ПН-Д.0.08.341-04. План действий ГП НАЭК "Энергоатом" по реализации "Комплексной программы работ по продлению срока эксплуатации действующих энергоблоков атомных станций." – К.: ГП НАЭК "Энергоатом" 2004.
- [31] ПМ-Д.0.08.222-04 Типовая программа по управлению старением элементов блока АЭС. – К.: ГП НАЭК "Энергоатом" 2005.
- [32] ПМ-Т.0.08.127-05 Типовая программа оценки технического состояния и переназначения ресурса строительных конструкций АЭС. Шахта реактора.
- [33] ПМ-Т.0.08.126-06 Типовая программа оценки технического состояния и переназначения ресурса строительных конструкций АЭС. Основания, стены и перекрытия реакторного отделения. – К.: ГП НАЭК "Энергоатом" 2006.
- [34] ПМ-Т.0.08.169-06 Типовая программа оценки технического состояния и переназначения ресурса общестанционных зданий атомных станций, содержащих системы, важные для безопасности. – К.: ГП НАЭК "Энергоатом" 2006.
- [35] ПМ-Т.0.08.170-06 Программа оценки технического состояния и переназначения ресурса фундаментов, закладных деталей и элементов раскрепления оборудования реакторного отделения АЭС – К.: ГП НАЭК "Энергоатом" 2006.
- [36] 1-ПМ-СНРиПЭ Программа мероприятий по продлению сроков эксплуатации энергоблоков Ровенской АЭС (на период 2005–2010 гг.).
- [37] ПНАЭ Г-5-006-87 Нормы проектирования сейсмостойких АС. Утверждены ГАЭН СССР, 1987.
- [38] СТО 22-04-02 Руководство по отбору микропроб, проб и определению механических свойств сталей в металлических конструкциях зданий неразрушающим методом. – М.: Научно-промышленный консорциум Ресурс, 2002.
- [39] НД 306.711-96 Надежность АЭС и оборудования. Продление ресурса средств контроля и управления, входящих в системы, важные для безопасности. Общие требования к порядку и содержанию работ.
- [40] ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Взамін СНиП 2.01.02-85.
- [41] НАПБ А.01.001-2004 Правила пожарной безопасности в Украине (с изменениями), ГУПО МВД Украины, 2002.
- [42] СНиП III-4-80 (ДНАОП 0.07.-1.01-80) Техника безопасности в строительстве. – М.: ЦТП Госстроя СССР, 1989.
- [43] ДНАОП 0.00-1.03-02 Правила устройства и безопасности эксплуатации грузоподъемных кранов. МПСУ 20.08.2002.

- [44] СП АС-88 (ДНАОП 0.03-1.73-88) Санитарные правила проектирования и эксплуатации атомных станций. Минздрав СССР, 1998.
- [45] ДНАОП 0.03-1.76-89 (ПРБ АС-89) Правила радиационной безопасности при эксплуатации атомных станций. МЗ СССР 09.01.89.
- [46] ГКД 34.20.507-2003 Технічна експлуатація електричних станцій і мереж. Правила. МПЕ України від 13.06.2003.
- [47] ДНАОП 1.1.10-1.04-01 Правила безпечної роботи з інструментом та пристроями. МПСПУ 05.06.2001.
- [48] ВБН В.1.1-034-03.307-2003 (НАПБ 03.005-2002) Защита от пожара. Противопожарные нормы проектирования атомных электростанций с водяными электрическими реакторами. Министерство топлива и энергетики Украины. – К.:, 2004.
- [49] НРБУ-97 (ДНАОП 0.03-3.24-97) Норми радіаційної безпеки України. Державні гігієнічні норми. МОЗ України, 2000.
- [50] ДСТУ 2293-99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять. – К.: Держстандарт України, 1998.
- [51] Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой. В.В.Петров, И.Т.Овчинников, Ю.М.Шихов. – Изд-во Саратовского университета, 1987.
- [52] Комплексная программа снятия с эксплуатации Чернобыльской АЭС, затверджена постановою КМ України від 29.11.2000 № 1747.
- [53] Концепция снятия с эксплуатации Чернобыльской АЭС от 20.08.2004.
- [54] Заходи з реалізації "Програми робіт із встановлення терміну експлуатації блоків ЧАЕС на етапах припинення експлуатації та зняття з експлуатації", введені в дію наказом від 01.08.06 № 581.
- [55] Технічне рішення "О назначении критических элементов для установления нового срока эксплуатации блоков Чернобыльской АЭС на этапах прекращения эксплуатации и снятия с эксплуатации", інв. № 127-ТО від 12.12.2006.
- [56] Загальні вимоги до продовження експлуатації енергоблоків АЕС у понад проектний строк за результатами здійснення періодичної переоцінки безпеки, НП 306.2.099-2004.
- [57] Правила обстежень, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель і споруд.
- [58] Основні нормативні вимоги та розрахункові характеристики землетрусів для промайданчиків Чорнобильської АЕС, затверджені листом Держбуду України від 08.07.05 № 3/19-19.
- [59] Основні нормативні вимоги та розрахункові характеристики смерчів для майданчика Чорнобильської АЕС, затверджені наказом Держбуду України від 21.10.02 № 64".
- [60] Технічне рішення "О назначении критических элементов для установления нового срока эксплуатации блоков Чернобыльской АЭС на этапах прекращения эксплуатации и снятия с эксплуатации", інв. № 127-ТО від 12.12.2006.

- [61] ПНАЭ Г-7-01-011-97 (ОПБ-88/97) Общие положения обеспечения безопасности атомных станций. Госатомнадзор России, Москва 1997.
- [62] РД ЭО 0141-98 Технические требования к методикам оценки технического состояния и остаточного ресурса элементов энергоблоков АС. ГОСЭНЕРГОАТОМ, Москва, 1998.
- [63] ПНАЭ Г-7-002-86 Нормы расчета на прочность оборудования и трубопроводов атомных энергетических установок. 1986.
- [64] ПНАЭ Г-7-010-89 Оборудование и трубопроводы атомных энергетических установок. Сварные соединения и наплавки. Правила контроля. 1990.
- [65] ПНАЭ Г-7-014-89 Унифицированные методики контроля основных материалов (полуфабрикатов), сварных соединений и наплавки оборудования и трубопроводов атомных энергетических установок (АЭУ). Ультразвуковой контроль. Часть 1. Контроль основных материалов (полуфабрикатов).
- [66] ПНАЭ Г-7-016-89 Унифицированные методики контроля основных материалов (полуфабрикатов), сварных соединений и наплавки оборудования и трубопроводов АЭУ. Визуальный и измерительный контроль.
- [67] ПНАЭ Г-7-017-89 Унифицированные методики контроля основных материалов (полуфабрикатов), сварных соединений и наплавки оборудования и трубопроводов АЭУ. Радиографический контроль.
- [68] ПНАЭ Г-7-018-89 Унифицированные методики контроля основных материалов (полуфабрикатов), сварных соединений и наплавки оборудования и трубопроводов АЭУ. Капиллярный контроль.
- [69] ПНАЭ Г-7-019-89 Унифицированные методики контроля основных материалов (полуфабрикатов), сварных соединений и наплавки оборудования и трубопроводов АЭУ. Контроль герметичности. Газовые и жидкостные методы.
- [70] ПНАЭ Г-7-030-91 Унифицированные методики контроля основных материалов (полуфабрикатов), сварных соединений и наплавки оборудования и трубопроводов АЭУ. Ультразвуковой контроль. Часть 2. Контроль сварных соединений и наплавки для ручного контроля.
- [71] ПНАЭ Г-7-031-91 Унифицированные методики контроля основных материалов (полуфабрикатов), сварных соединений и наплавки оборудования и трубопроводов АЭУ. Ультразвуковой контроль. Часть 3. Измерение толщины монометаллов, биметаллов и антикоррозионных покрытий.
- [72] РД ЭО 0027-94 Инструкция "Определение характеристик механических свойств металла оборудования атомных станций безобразцовыми методами по характеристикам твердости", ВНИИАЭС, 1994.
- [73] МИ-01-2006 Методика расчета необходимого количества испытаний при контроле по количественному признаку.
- [74] МИ-03-2006 Общая методика статической обработки результатов испытаний.

- [75] МИ-05-2006 Методика определения глубины карбонизации бетона железобетонных конструкций.
- [76] МИ-07-2006 Методика оценки степени коррозионного повреждения арматуры в железобетонных конструкциях по толщине продуктов коррозии.
- [77] МИ-08-2006 Методика построения градуировочных зависимостей при испытании железобетонных конструкций при отсутствии контрольных образцов.
- [78] Коментарі ліцензійного консультанта (Додаток 2 до "Документу з прийняття рішення щодо наданого НАЕК "Енергоатом" "Технічного рішення № 4/00 ОУ "Про робоче проектування для стабілізаційних заходів на об'єкті "Укриття" (регулююче рішення Р1 в рамках Плану Здійснення Заходів на об'єкті "Укриття") від 09.01.2001", "Повідомлення про зміни (зміна В1 від 05.01.01) до документа Завдання 1: "Проектні критерії для інтегрованого проекту стабілізації" WBS A01 13000-Дос. 1.4", "Обґрунтування зміни навантажень від смерчу на навантаження від "сильного вітру" для Чорнобильської зони при проектуванні заходів стабілізації. WBS A01 13000-Дос. 1.4 доповнення (редакція 0 від 08.01.01р.)", "Обґрунтування зміни навантажень від смерчу на навантаження від "сильного вітру" для Чорнобильської зони при проектуванні заходів стабілізації. WBS A01 13000-Дос. 1.4 доповнення (редакція 0 від 08.01.01р.)". – Київ: ДНТЦЯРБ/RISKAUDIT/SCIENTECH, 2001).
- [79] РД 95 10444-91 Рекомендации по определению расчетных характеристик смерчей при размещении атомных станций. - Москва: Минатомэнергопром СССР, 1991.
- [80] Оценка расчетных характеристик вероятного смерча в зоне расположения объекта "Укрытие". Книга 1. Отчет о научно-исследовательской работе (инв. № 1229и). – Киев КИИЗИ "Энергопроект", 1996.
- [81] Руководство МАГАТЭ по безопасности № 50-SG-S11A. Учет экстремальных метеорологических явлений при выборе площадок АЭС (без учета тропических циклонов). – Вена: Изд-во МАГАТЭ, 1983. – 73 с.
- [82] Руководство МАГАТЭ по безопасности № 50-G-S. Безопасность атомных электростанций. Выбор площадок для АЭС. Свод положений. Нормы МАГАТЭ по безопасности. – Вена: Изд-во МАГАТЭ, 1979. – 44 с.
- [83] Руководство МАГАТЭ по безопасности № 50-SG-D5. Учет внешних событий, вызванных деятельностью человека при проектировании атомных станций. – Вена: Изд-во МАГАТЭ, 1981. – 50 с.
- [84] Руководство МАГАТЭ по безопасности № 50-SG-S1. Анализ и проверка сейсмичности атомных станций. – Вена: Изд-во МАГАТЭ, 1981. – 62 с.
- [85] Руководство МАГАТЭ по безопасности № 50-SG-S5. Учет чрезвычайных ситуаций, возникающих в результате деятельности человека, при выборе площадок для атомных станций. – Вена: Изд-во МАГАТЭ, 1981. – 70 с.

- [86] INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY, Methodology for the Management of Ageing of Nuclear Power Plant Components Important to Safety, Technical Reports Series No. 338, IAEA, Vienna (1992).
- [87] INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY, Data Collection and Record Keeping for the Management of Nuclear Power Plant Ageing, Safety Series No. 50-P-3, IAEA, Vienna (1992).
- [88] INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY, Implementation and Review of a Nuclear Power Plant Ageing Management Programme, Safety Reports Series No. 15, IAEA, Vienna (1999).
- [89] INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY, AMAT guidelines – IAEA Services Series №4, IAEA, Vienna, 1999.
- [90] INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY, Periodic Safety Review of Nuclear Power Plants, Safety Guide – Safety Standards Series No. NS-G-2.10 2003, IAEA, Vienna, 2003.
- [91] Glossary of Nuclear Power Plant Ageing, OECD/NEA, 2001.
- [92] ГОСТ 5639-82 Стали и сплавы. Методы выявления и определения величины зерна.
- [93] ГОСТ 5640-68 Сталь. Металлографический метод оценки микроструктуры листов и ленты.
- [94] ГОСТ 6996-66 Сварные соединения. Методы определения механических свойств.
- [95] ГОСТ 7122-81 Швы сварные и металл наплавлений. Методы отбора проб для определения химического состава.
- [96] ГОСТ 7268-82 Сталь. Метод определения склонности к механическому старению по испытанию на ударный изгиб.
- [97] ГОСТ 7564-73 Сталь. Общие правила отбора проб, заготовок и образцов для механических и технологических испытаний.
- [98] ГОСТ 7565-81 Чугун, сталь и сплавы. Метод отбора проб для химического состава.
- [99] ГОСТ 9012-59 Металлы. Методы испытаний. Измерение твердости по Бринеллю.
- [100] ГОСТ 9013-59 Металлы. Метод измерения твердости по Роквеллу.
- [101] ГОСТ 9454-78 Металлы. Метод испытаний на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах.
- [102] ГОСТ 10243-75 Металлы. Метод испытаний и оценка макроструктуры.
- [103] ГОСТ 12503-75 Сталь. Методы ультразвукового контроля. Общие требования.
- [104] ГОСТ 1497-84 Металлы. Методы испытаний на растяжение.
- [105] ГОСТ 1778-70 Сталь. Металлографические методы определения металлических включений.

- [106] ГОСТ 2999-75 Металлы и сплавы. Методы измерения твердости по Виккерсу.
- [107] ГОСТ 14019-90 Металлы и сплавы. Методы испытаний на изгиб.
- [108] ГОСТ 14782-86 Контроль неразрушающий. Соединения сварные. Методы ультразвуковые.
- [109] ГОСТ 20415-82 Контроль неразрушающий. Методы акустические. Общие положения.
- [110] ГОСТ 22536.0-87 Сталь углеродистая и чугун нелегированный. Общие требования и методы анализа.
- [111] ГОСТ 22536.1-88 Сталь углеродистая и чугун нелегированный. Методы определения общего углерода и графита.
- [112] ГОСТ 22536.2-87 Сталь углеродистая и чугун нелегированный. Методы определения серы.
- [113] ГОСТ 22536.3-88 Сталь углеродистая и чугун нелегированный. Методы определения фосфора.
- [114] ГОСТ 22536.4-88 Сталь углеродистая и чугун нелегированный. Методы определения кремния.
- [115] ГОСТ 22536.5-88. Сталь углеродистая и чугун нелегированный. Методы определения марганца.
- [116] ГОСТ 22536.6-88. Сталь углеродистая и чугун нелегированный. Методы определения мышьяка.
- [117] ГОСТ 22761-77. Металлы и сплавы. Метод измерения твердости по Бринеллю переносными твердомерами статического действия.
- [118] ГОСТ 22762-77. Металлы и сплавы. Метод измерения твердости на пределе текучести вдавливанием шара.
- [119] ГОСТ 23055-78. Контроль неразрушающий. Сварка металлов плавлением. Классификация сварных соединений по результатам радиографического контроля.
- [120] ГОСТ 23240-78. Конструкции сварные. Метод оценки хладостойкости по реакции на ожог сварочной дугой.
- [121] ГОСТ 23273-78. Металлы и сплавы. Измерение твердости методом упругого отскока бойка (по Шору).

Надійшла до редколегії 14.07.2008 р.

УДК 69.032:624.014.27

Принципы оценки технического состояния стальных высотных сооружений

Губанов В.В., к.т.н.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры,
Украина

Анотація. У статті викладаються принципи оцінки технічного стану висотних споруд із урахуванням специфіки їх конструктивних рішень, роботи, зносу, обстеження. Пропонуються методи визначення технічного стану, взаємозв'язані з характеристиками надійності і економічної ефективності. Обґрунтовується необхідність ув'язування методів експлуатації і оцінки технічного стану з проектним рівнем надійності.

Аннотация. В данной работе излагаются принципы оценки технического состояния высотных сооружений с учетом специфики их конструктивных решений, работы, износа, обследования. Предлагаются методы определения технического состояния, взаимосвязанные с характеристиками надежности и экономической эффективности. Обосновывается необходимость увязывания методов эксплуатации и оценки технического состояния с проектным уровнем надежности.

Abstract. In the paper the principles for evaluation of high-rise installations behaviour with consideration of technical condition and specific features are stated taking into account particular design solutions, wear, examination and so on. The methods are proposed to determine technical conditions in correlation with safety characteristics and cost efficiency. The conclusion is drawn about a need of coordination with methods of operation and evaluation of technical condition with design reliability level.

Ключевые слова: оценка технического состояния, высотные сооружения, обследование, надежность.

Объектом данной работы являются высотные промышленные сооружения с металлическим каркасом: решетчатые башни, дымовые трубы, вытяжные башни, мачты, градирни. Общие особенности, которые позволяют рассматривать данные сооружения в рамках единого подхода к оценке технического состояния:

- основная нагрузка на сооружения – ветровая;
- совмещение несущих и технологических функций стальными конструкциями сооружений;
- сложные условия обслуживания, ремонта и усиления конструкций в силу специфичности конструкции.

Имеется значительное количество нормативных документов и указаний в справочной литературе, которые позволяют выполнять:

- оценку состояния отдельных элементов сооружений [1];

- оценку состояния зданий в целом [2];
- обследование таких сооружений, как дымовые трубы [3].

Однако в вышеуказанных документах отсутствует учет многих конкретных особенностей высотных сооружений, не позволяющих перейти от состояния элемента к состоянию сооружения в целом. Все это не дает возможности добиться точности и однозначности в оценке технического состояния. Это приводит к тому, что в реальной оценке большее влияние имеет опыт такого рода работ и экспертные методы.

Оценка технического состояния в данной статье понимается как совокупность натурных, расчетных и конструкторских работ, направленных на обеспечение работоспособного состояния объекта.

Особенностями оценки технического состояния строительных конструкций высотных сооружений, которые непосредственно влияют на методы оценки, являются:

- повышенные требования к безопасности конструкций зданий и сооружений, поскольку последствия возможной аварии высотных сооружений могут оказать влияние на строительные и технологические объекты, расположенные в непосредственной близости;
- трудность выполнения непосредственной проверки работоспособности в отличие, например, от проверки работы машин и механизмов. Это происходит из-за следующих причин: размера сооружений, их использования на действующих предприятиях, вероятностных характеристик нагрузок, невозможности, чаще всего, проведения крупномасштабных испытаний. Сама формулировка пригодности конструкций в методе предельных состояний выражена отрицательно, как "ненаступление предельного состояния";
- неопределенность параметров, которые влияют на работоспособность реальной конструкции. Увеличение объема натурных и расчетных работ может уменьшить степень этой неопределенности, но не исключить ее полностью. Это придает оценке о техническом состоянии сооружения вероятностный характер;
- разнородность элементов, составляющих здание и сооружение, и наличие сложной структурной взаимосвязи между ними. Эта связь обычно не учитывается при проектировании, но играет определяющую роль при отклонениях работы конструкций от проектных;
- при выполнении оценки приходится проецировать множество параметров, описывающих сооружение, на множество немногих дискретных состояний. Поэтому при таком подходе суждение о техническом состоянии сооружения имеет оценочный характер.

Цели оценки технического состояния высотных сооружений.

Выполнение оценки предусматривает достижение различных, качественно отличающихся между собой целей, которые обычно не дифференцируются:

- безопасность – заключается в обеспечении безопасной эксплуатации здания как для непосредственно работающих, так и для окружающей среды;
- эксплуатационная пригодность – для высотных сооружений это свойство не исчерпывается ограничением деформаций и вибраций, наиболее важным является обеспечение выполнения технологических функций;
- экономичность – сведение к минимуму затрат на ремонт и обслуживание конструкций, в том числе на работы по осмотру и обследованию конструкций.

Естественно, определяющими являются требования по безопасности, остальные принимаются лишь постольку, поскольку они им не противоречат. Соблюдение безопасности является законодательным требованием в области эксплуатации строительных конструкций. Другие цели являются важными для предприятия – владельца сооружения. Однако в нормативных документах эти цели не разграничиваются. Обеспечение безопасности или качественной эксплуатации требует различного объема, детальности и глубины обследований, тщательности обработки данных, а также различного подхода к оценке технического состояния. Поэтому, например, важно выделить различные виды аварийного состояния в зависимости от характера нагрузок – постоянные, ветровые, технологические или другие, при которых не обеспечивается несущая способность.

Методы оценки. В настоящее время существуют следующие основные методы оценки:

1. Сопоставление дефектов и повреждений конструктивной формы с допустимыми значениями, зафиксированными в нормах или проектах.
2. Проверочный расчет и проверка обеспечения несущей способности с учетом влияния дефектов и повреждений.

Применение первого метода возможно для ограниченного типа конструкций, в основном, для промышленных зданий. При этом для многих случаев значения параметров повреждений выходит за допустимые пределы и приходится применять второй, более универсальный метод. Для высотных сооружений значения допустимых параметров практически отсутствуют. Применение второго метода затруднено из-за

его трудоемкости и необходимости наличия большого количества исходных данных, определяемых при обследовании.

Наиболее перспективным является использование метода, совмещающего достоинства вышеперечисленных. Его суть сводится к следующему:

- На основании анализа конструктивных решений определяются основные параметры, которые достаточно несложно определить при обследовании и на основании которых можно судить о работоспособности сооружения в целом. Для сооружений с расчетной схемой в виде консольного стержня это выполнить проще, чем для пространственных систем (например, башенных градирен). Перспективным для консольных систем является использование методов вибродиагностики.
- Посредством расчетов определяются значения данных характеристик для конкретных объектов. Для существующих сооружений это выполняется с учетом имеющихся дефектов и повреждений. На основании расчетов также определяются технические решения, которые позволяют привести конструкции в работоспособное состояние.
- При выполнении технического надзора с заданной периодичностью выполняется контроль основных параметров по единой методике. Это позволяет оперативно определять состояние объекта и принимать соответствующие решения.

Для дымовых труб этот подход реализован – см. [4].

В общем виде решать задачу оценки технического состояния для новых сооружений необходимо на стадии проектирования, рассчитывая и конструируя сооружение с точки зрения всего "жизненного цикла" (life cycling design). Для этого необходимо рассматривать специальные высотные сооружения как:

- единое целое, включающее разнородные элементы как по их месту в конструкции, так и по их взаимосвязи с технологическим процессом;
- систему, функционирующую в условиях отрицательных воздействий процессов износа и положительных обслуживающих воздействий;
- систему, надежность которой зависит от: методов расчета; системы коэффициентов надежности; особенностей нагрузок и технологических процессов; конструктивных решений; методов обслуживания.

Наиболее важным является учет вышеуказанных характеристик в рамках единой модели с учетом экономических факторов. Это позволяет

рассмотреть роль каждого фактора в обеспечении необходимой надежности и долговечности конструкций, а также разработать эффективные методы расчета, системы коэффициентов надежности и увязанные с ними допуски при изготовлении и правила эксплуатации.

Экономические факторы, которые необходимо учитывать при разработке методики оценки технического состояния для конкретного сооружения:

- Стоимость технологического оборудования и выпускаемой продукции, а также потери от остановки производства. Следует предусмотреть возможность корректировки способов и методов оценки состояния, особенно при оценке технического состояния, для уникальных сооружений и дорогостоящих производств путем выполнения более детального анализа НДС, прогнозных и надежностных расчетов и т.д.
- Стоимость работ по обследованию и диагностике и, соответственно, детальность, объем и методики обследования и анализа. Для выбора параметров обследования следует выполнять технико-экономические расчеты экономической эффективности диагностики, учитывая при этом стоимость сооружения, допустимый остаточный срок службы, возможную модернизацию технологического процесса и другие факторы.
- Стоимость работ по обустройству средств доступа к наружной и внутренней поверхностям объекта. Очень часто стоимость таких монтажных работ значительно превышает стоимость работ по обследованию и обработке результатов. Поэтому, при соответствующем обосновании, необходимо предусматривать такие средства при проектировании и тем самым уменьшать общую стоимость объекта в рамках его жизненного цикла.

Достоверность, или степень точности результатов оценки технического состояния, должна оговариваться в результатах оценки технического состояния. Достоверность должна быть взаимосвязана с уровнем надежности сооружения, заложенном при его проектировании и строительстве.

Определяется степень достоверности вероятностными методами в зависимости от объема обследования и вероятностных характеристик величин, входящих в неравенства предельных состояний. Возможно также применение статистических методов оценки получаемых уровней надежности.

В зависимости от требуемой степени точности должны корректироваться состав работ по натурному исследованию объекта и методы обработки результатов обследования.

Выводы

1. Оценка технического состояния является частью более общей проблемы управления надежностью высотных сооружений на стадиях расчета, проектирования, изготовления, строительства и обслуживания в рамках единой модели.
2. Для обеспечения эффективности процедуры оценки технического состояния необходимо решать вопросы достоверности результатов, экономической эффективности процесса обслуживания, выполнения технологических функций с заданной надежностью.

Литература

- [1] ДБН 362–92 Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації / Держбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 1995.
- [2] Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд / Держкомітет будівництва, архітектури та житлової політики України. – Київ, 1997.
- [3] Руководство по эксплуатации промышленных дымовых и вентиляционных труб / Российский комитет по металлургии – М., 1993.
- [4] *Губанов В.В.* Инструкции по эксплуатации металлических дымовых труб // Вестник ДонГАСА, Вып. 2003–2 (39), т. 1. – С. 126–130.

Надійшла до редколегії 19.07.2008 р.

УДК 624.023.93

Оцінка технічного стану сталевих балок із дефектами на основі теорії ризиків

Пічугін С.Ф., д.т.н., Семко О.В., д.т.н., Семко В.О., к.т.н.

Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка,
Україна

Анотація. Розглядається питання оцінки технічного стану сталевих балок із дефектами. Наведені коефіцієнти умов роботи для врахування додаткових напружень від дефектів у вигляді однобічних вирізів у полиці, а також від загального горизонтального вигину балки.

Аннотация. Рассматривается вопрос оценки технического состояния стальных балок с дефектами. Приведены коэффициенты условий работы для учета дополнительных напряжений от дефектов в виде односторонних вырезов в полке, а также от общего горизонтального изгиба балки.

Abstract. The article deals with the problem concerning assessment technical condition of faulty steel beams. Operation condition factors are presented in order to take into account additional stresses caused by defects in the form of single-sided notches in the flange, as well as by total horizontal bending of the beam.

Ключові слова: сталеві балки, дефекти, технічний стан, ризики.

Теорія ризиків набуває все ширшого застосування для аналізу надійності будівельних конструкцій [1, 2, 3], особливо з чисто економічною відповідальністю, тобто без врахування імовірності людських жертв.

Розглядаються сталеві балки з дефектами, для яких розроблена інженерна методика розрахунку на основі досліджень [4, 5]. Для цього в формулу перевірки міцності введемо коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = \gamma'_c \cdot \gamma''_c$. Цей коефіцієнт буде враховувати складову напружень кручення при постійному рівні надійності. Таким чином, умова міцності буде мати наступний вид

$$\frac{M}{W_g} \leq R_y \cdot \gamma'_c \cdot \gamma''_c, \quad (1)$$

де W_g – мінімальний момент опору пошкодженого вирізом перерізу сталеві балки; γ'_c – коефіцієнт умов роботи, який для дефекту у вигляді однобічного вирізу в полиці визначається за формулою (2); γ''_c – коефіцієнт умов роботи, що залежить від параметру економічних втрат.

$$\gamma'_c = \frac{\sigma_{згин}}{\sigma_{згин} + k_\ell \cdot \sigma_\sigma}, \quad (2)$$

$\sigma_{згин}$ – напруження, які виникають від дії згинального моменту; σ_{ω} – напруження, які виникають від кручення перерізу; k_{ℓ} – коефіцієнт, який характеризує ступінь розвитку напружень кручення в пошкодженій балці.

$$k_{\ell} = 0,12 \cdot \ln\left(\frac{\ell_e}{\ell}\right) + 1, \quad (3)$$

де ℓ_e – довжина вирізу; ℓ – прогін балки; b_e – глибина вирізу.

Розкриємо вираз (2) для випадку зосередженої сили

$$\begin{aligned} \sigma_{згин} &= \frac{M}{W_e}; & \sigma_{\omega} &= -E \cdot \frac{F \cdot e \cdot k}{GI_k} \cdot \frac{sh^2\left(k \frac{\ell}{2}\right)}{sh(k\ell)} \cdot \omega, \\ F &= \frac{4M}{\ell}; & \frac{E}{G} &\approx 2,5; & A &= \frac{e \cdot k}{I_k} \cdot \omega, \\ \gamma'_c &= \frac{\frac{M}{W_e}}{\frac{M}{W_e} + 10 \cdot k_{\ell} \cdot \frac{A \cdot M}{\ell} \cdot \frac{sh^2\left(k \frac{\ell}{2}\right)}{sh(k\ell)}}, \end{aligned} \quad (4)$$

де ω – секторіальна площа в місці визначення напружень; $sh(\dots)$ – гіперболічний синус; $k = \sqrt{\frac{GI_k}{EI_{\sigma}}}$ – згинно-крутильна характеристика балки; I_k, I_{σ} – момент інерції при вільному крученні та секторіальний момент інерції відповідно; e – ексцентриситет прикладання зовнішнього навантаження (відстань від центра кручення до осі $y-y$ непошкодженого перерізу балки).

Помножимо всі складові правої частини виразу (4) на $\frac{W_e}{M} \cdot \ell \cdot sh(k\ell)$:

$$\gamma'_c = \frac{\ell \cdot sh(k\ell)}{\ell \cdot sh(k\ell) + 10 \cdot k_{\ell} \cdot A \cdot W_e \cdot sh^2\left(k \frac{\ell}{2}\right)}.$$

Запишемо $B = AW_B$, тоді:

$$\gamma'_c = \frac{\ell \cdot sh(k\ell)}{\ell \cdot sh(k\ell) + 10 \cdot k_{\ell} \cdot B \cdot sh^2\left(k \frac{\ell}{2}\right)}. \quad (5)$$

Як видно, коефіцієнт умов роботи γ'_c не залежить від величини навантаження, а залежить лише від геометрії дефекту, перерізу та прогону сталеві балки.

Згідно з формулою (5) були підраховані коефіцієнти γ'_c для п'яти типів прокатних перерізів сталевих двотаврових балок (табл. 1÷5).

Таблиця 1

**Коефіцієнт умов роботи γ'_c для прокатного двотавра № 10
(прогін 3–9 м)**

$\begin{matrix} b_v/b \\ \ell_v/\ell \end{matrix}$	0,1	0,2	0,3	0,4
0,1	0,936	0,874	0,842	0,835
0,3	0,926	0,854	0,818	0,810
0,5	0,921	0,845	0,808	0,800
0,8	0,916	0,837	0,798	0,790
1,0	0,914	0,833	0,794	0,785

Таблиця 2

**Коефіцієнт умов роботи γ'_c для прокатного двотавра № 12
(прогін 3–9 м)**

$\begin{matrix} b_v/b \\ \ell_v/\ell \end{matrix}$	0,1	0,2	0,3	0,4
0,1	0,937	0,876	0,847	0,839
0,3	0,926	0,856	0,824	0,816
0,5	0,921	0,848	0,813	0,805
0,8	0,917	0,840	0,804	0,795
1,0	0,914	0,836	0,800	0,791

Таблиця 3

**Коефіцієнт умов роботи γ'_c для прокатного двотавра № 16
(прогін 3–9 м)**

$\begin{matrix} b_v/b \\ \ell_v/\ell \end{matrix}$	0,1	0,2	0,3	0,4
0,1	0,944	0,890	0,866	0,857
0,3	0,935	0,873	0,846	0,836
0,5	0,930	0,865	0,836	0,826
0,8	0,926	0,858	0,828	0,817
1,0	0,925	0,854	0,824	0,813

Таблиця 4

Коефіцієнт умов роботи γ'_c для прокатного двотавра № 20
(прогін 3–9 м)

$\begin{matrix} b_v/b \\ \ell_v/\ell \end{matrix}$	0,1	0,2	0,3	0,4
0,1	0,948	0,897	0,873	0,865
0,3	0,939	0,880	0,853	0,844
0,5	0,934	0,872	0,844	0,834
0,8	0,931	0,866	0,836	0,826
1,0	0,929	0,862	0,832	0,822

Таблиця 5

Коефіцієнт умов роботи γ'_c для прокатного двотавра № 30
(прогін 3–9 м)

$\begin{matrix} b_v/b \\ \ell_v/\ell \end{matrix}$	0,1	0,2	0,3	0,4
0,1	0,959	0,919	0,906	0,896
0,3	0,952	0,906	0,891	0,879
0,5	0,949	0,900	0,884	0,872
0,8	0,946	0,894	0,878	0,865
1,0	0,945	0,891	0,875	0,862

Таблиця 6

Усереднені значення коефіцієнта γ'_c для випадку однобічного вирізу
(прогін 3–9 м)

$\begin{matrix} b_v/b \\ \ell_v/\ell \end{matrix}$	0,1	0,2	0,3	0,4
0,1	0,94	0,89	0,87	0,86
0,3	0,94	0,87	0,85	0,84
0,5	0,93	0,87	0,84	0,83
0,8	0,93	0,86	0,83	0,82
1,0	0,93	0,86	0,83	0,81

Було також визначено коефіцієнт умов роботи γ'_c для випадку розрахунку сталевих балок з горизонтальним вигином. Коли на балку діє рівномірно-розподілене навантаження, складова напружень кручення буде дорівнювати

$$\sigma_\omega = -E \cdot q \cdot f \cdot \frac{\nu}{GI_k} \cdot \omega; \quad q = \frac{8M}{\ell^2}; \quad \frac{E}{G} \approx 2,5;$$

$$\gamma'_c = \frac{\frac{M}{W_B}}{\frac{M}{W_B} + 20 \frac{M}{l^2} f \frac{\nu}{I_k} \omega}. \quad (6)$$

Помножимо кожен складову правої частини рівняння (6) на $\frac{W_g}{M}$:

$$\gamma'_c = \frac{1}{1 + 20 \cdot \frac{W_g}{l^2} \cdot f \cdot \frac{\nu}{I_k} \cdot \omega},$$

де f – стріла погину; $\nu = 1 - \frac{\text{th}(k \ell/2)}{k \ell/4} \cdot \frac{\text{th}(k \ell/2)}{k \ell/4}$; $\text{th}(\dots)$ – гіперболічний тангенс.

Запишемо $C = \frac{W_g}{l} \cdot \frac{\nu}{I_k} \cdot \omega$, тоді:

$$\gamma'_c = \frac{1}{1 + 20 \cdot \frac{f}{l} \cdot C}. \quad (7)$$

Згідно з формулою (7) були підраховані коефіцієнти γ'_c для п'яти типів прокатних перерізів сталевих двотаврових балок (табл. 7).

Для визначення коефіцієнта γ''_c був використаний запропонований А.В. Перельмутером [2] параметр економічних витрат – ПЕВ, який становить співвідношення між вартістю конструкції B_k та сумою можливих збитків $B_{зб}$. Для аналізу конструкцій з дефектами Пичугіним С.Ф. та Семком О.В. [6, 7] була запропонована методика базової точки та чисельного аналізу ризиків при підсиленні.

Запропонована нижче методика аналізу ризиків розвиває ці методи та дозволяє дати кількісну розрахункову оцінку не лише надійності, а і стану дефектної конструкції: відрізнити стан 2 (задовільний) від стану 3 (непридатний) до нормальної експлуатації та стану 4 (аварійний).

Основним критерієм, за яким балка з дефектом переходить зі стану 2 до стану 3, тобто такого, що потребує планового ремонту, будемо вважати перевищення збитків при відмові балки $R_{зб}$ над ризиком витрат при підсиленні балки R_n . Ризик витрат при підсиленні балки, яке виконується з імовірністю $P_{відс}$, буде становити:

$$R_n = P_{\text{відс}} \cdot B_{\text{відс}}, \quad (8)$$

де $B_{\text{відс}} = k \cdot B_k$ (B_k – вартість балки, а k – перехідний коефіцієнт від вартості балки до вартості конструкцій підсилення).

Таблиця 7

**Коефіцієнт умов роботи γ'_c для балок із горизонтальним вигином
(прогін 3-9 м)**

f/l	№10	№12	№16	№20	№30
0,01	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97
0,02	0,89	0,90	0,92	0,93	0,95
0,03	0,84	0,86	0,88	0,90	0,93
0,04	0,79	0,82	0,85	0,88	0,90
0,05	0,76	0,78	0,82	0,85	0,88
0,06	0,72	0,75	0,79	0,83	0,86
0,07	0,69	0,72	0,77	0,80	0,84
0,08	0,66	0,69	0,74	0,78	0,83
0,09	0,63	0,67	0,72	0,76	0,81
0,10	0,61	0,64	0,70	0,74	0,79
0,11	0,58	0,62	0,68	0,72	0,77
0,12	0,56	0,60	0,66	0,70	0,76

За даними дослідного проектування, виконаного авторами на Кременчуцькому сталеливарному заводі, Запорізькому заводі важкого кранобудування, Кременчуцькій ТЕЦ та інших об'єктах України, можна прийняти такі значення k :

- для вирізів та місцевих погинів полиць $k = 0,1$;
- для загального погину та значного корозійного зносу $k = 1$, що відповідає заміні пошкодженої балки.

Коефіцієнт k для інших об'єктів може мати інші значення, що не впливає на суть запропонованого методу.

Ризик втрат $R_{зб}$ при відмові балки визначається за формулою

$$R_{зб} = B_{зб} \cdot Q_{б}, \quad (9)$$

де $Q_{б}$ – імовірність відмови балки, яку можна визначити за будь-якою загальною методикою, причому $Q_{б}$ може складатись з $Q_{бр}$ – початкової імовірності відмови та $Q_{бд}$ – імовірності відмови балки з дефектами.

Отже, при порівнянні значень $R_{зб}$ та R_n можна визначити стан конструкції.

Для стану 2 – задовільного:

$$R_n > R_{зб}, \quad (10)$$

тобто, ризик витрат на підсилення перевищує ризик від можливих збитків при відмові балки. З економічної та страхової точки зору підсилення балки з таким дефектом – недоцільне.

Для стану 3 – непридатного до нормальної експлуатації:

$$R_n \leq R_{зб}, \quad (11)$$

тобто, ризик втрат на підсилення менший, ніж ризик від можливих збитків при відмові балки, значить підсилення доцільне і необхідне.

Для стану 4 – аварійного:

$$R_n \ll R_{зб}. \quad (12)$$

Ризик втрат на підсилення значно (в 10^2 - 10^3 і більше разів) менший, ніж ризик збитків при відмові балки. Слід терміново виконати підсилення, адже при врахуванні фактору часу ризик від збитків значно збільшується.

Розкриємо граничне рівняння між станами 2 та 3 з формули (11):

$$P_{нідс} \cdot B_{нідс} = B_{зб} \cdot Q_6, \quad (13)$$

при $P_{нідс} = 1$, а $B_{зб} = B_k \cdot ПЕВ$; $B_{нідс} = k \cdot B_k$, отримаємо

$$k = ПЕВ \cdot Q_6. \quad (14)$$

При відомих різновидах дефектів $k \approx const$, на розмежування станів балки з дефектом впливатиме імовірність відмови Q_6 та параметр економічних витрат, який може змінюватись від 1 (балки робочих майданчиків допоміжних підприємств) до 10^4 і більше (балки покриття АЕС і т.п.).

Якщо відомі апріорі для об'єкта та дефектної балки значення k і $ПЕВ$, можна отримати граничне значення імовірності відмови

$$Q_{2-3}: Q_{2-3} = \frac{k}{ПЕВ} \quad (15)$$

і за таблицями нормального розподілу визначити відповідно характеристику безпеки за Ржаніциним β_{2-3} .

Порівняння середньої граничної несучої здатності балки з дефектом

$$\bar{M}_{2-3} = \beta_{2-3} \left(\sqrt{\hat{M}_R^2 + \hat{M}_q^2} \right) + \bar{M}_q \quad (16)$$

та балки без дефектів $\bar{M}_0 = \bar{W}_0 \cdot \bar{\sigma}$ дозволяє визначити граничні значення коефіцієнта умов роботи γ_c'' :

$$\gamma_{c,2-3}'' = \frac{\bar{W}_0 \cdot \bar{\sigma}}{\beta_{2-3} \left(\sqrt{\hat{M}_R^2 + \hat{M}_q^2} \right) + M_q} \quad (17)$$

Значення цього коефіцієнта для кожного конкретного об'єкта залежать від відносної вартості підсилення k та параметра економічних втрат ПЕВ.

Чисельні значення коефіцієнтів γ_c'' представлені в табл. 8÷9.

Таблиця 8

**Коефіцієнт умов роботи γ_c'' для балок із вирізами в полицях
(прогін 3-9 м)**

ПЕВ b_v/b	1	10	100	1000
0,01	1,10	1,0	0,95	0,90
0,02	1,15	1,01	0,94	0,85
0,03	1,20	1,02	0,92	0,80
0,04	1,25	1,03	0,93	0,75

Таблиця 9

**Коефіцієнт умов роботи γ_c'' для балок із загальним вигином γ_c''
(прогін 3-9 м)**

ПЕВ f/l	1	10	100	1000
0,01	1,05	0,97	0,89	0,80
0,02	1,10	0,97	0,84	0,70
0,03	1,15	0,98	0,80	0,60
0,04	1,25	0,99	0,75	0,50
0,05	1,40	1,01	0,68	0,40

Висновок

Розроблена методика оцінки технічного стану сталевих балок перекриттів, а також визначення значення коефіцієнта умов роботи на основі теорії ризиків. Значення додаткового коефіцієнта умов роботи γ_c' для балок із однобічними вирізами знаходиться в межах від 0,81 до 0,94, для балок із горизонтальним вигином – від 0,56 до 0,97. Значення коефіцієнта умов роботи γ_c'' для балок із однобічними вирізами знаходиться в межах від 0,75 до 1,25, для балок із горизонтальним вигином – від 0,40 до 1,40.

Література

- [1] *Корчак М.Д.* Влияние геометрических несовершенств на несущую способность легких металлических конструкций: Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.01 / Московский государственный университет. – Москва: МГСУ, 1993. – 39 с.
- [2] *Перельмутер А.В.* Избранные проблемы надежности строительных конструкций.-К: Изд-во УкрНИИпроектстальконструкция, 1999. – 212 с.
- [3] *Семко О.В.* Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. – К.: Сталь. – 2004. – 316 с.
- [4] *Пичугин С.Ф., Семко В.А.* Расчет стальных балок с односторонним вырезом в полке // Предотвращение аварий зданий и сооружений: Сб. науч. тр. – Выпуск 7. – Магнитогорск: ООО «МиниТип». – 2007. – С.96-105.
- [5] *Семко В.О.* Оцінка надійності сталевих балок з дефектами. Автореф. дис. кандидата техн. наук / ПолтНТУ. – Полтава., 2007. – 20 с.
- [6] *Пичугин С.Ф., Семко А.В., Махинько А.В.* К определению коэффициента надежности по назначению с учетом рисков в строительстве // Известия вузов. Строительство. – № 11–12. – С. 104 – 109.
- [7] *Семко О.В.* Надійність сталезалізобетонних конструкцій: Автореф. дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 / ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – 34 с.

Надійшла до редколегії 20.06.2008 р.

УДК 624.015.5

Результаты обследования конструкций перекрытия корпуса 3-4 стадии дробления ДФ-1 ОАО "СевГОК"

¹Голоднов А.И., д.т.н., ²Полишко С.Н., ³Иванов А.П., к.т.н.

¹ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина,

²ООО «НПП Гормаш», Украина,

³Донбасский государственный технический университет, Украина

Анотація. Необхідність у проведенні робіт із обстеження несучих будівельних конструкцій перекриття, виявленню технічного стану і розробленню рекомендацій щодо підсилення їх незадовільним станом.

Анотация. Необходимость в проведении работ по обследованию несущих строительных конструкций перекрытия, установлению технического состояния и разработке рекомендаций по усилению их неудовлетворительным состоянием.

Abstract. The necessity to undertake operations for examination of floor load carrying building constructions, determination of the technical condition and development of recommendations on reinforcement is emerged in connection with their unsatisfactory condition.

Ключевые слова: железобетонные ригели, дефекты, техническое состояние, восстановление эксплуатационной пригодности.

Введение. Постановка проблемы. Необходимость в проведении работ по обследованию несущих строительных конструкций перекрытия, установлению технического состояния и разработке рекомендаций по усилению возникла в связи с тем, что за время более чем 40-летней эксплуатации железобетонные ригели получили опасные для дальнейшей работы повреждения. Замена железобетонных ригелей невозможна по конструктивным и технологическим соображениям, в связи с чем было принято решение об их обследовании, установлении технического состояния и разработке рекомендаций по восстановлению эксплуатационной пригодности.

Объект исследования – конструкции перекрытия (железобетонные предварительно-напряженные ригели) на отм. +32,100 корпуса 3 – 4 стадии дробления ДФ-1 ОАО "СевГОК".

Методы исследования:

- визуально-инструментальное обследование строительных конструкций перекрытия на отм. +32,100 в осях 8–16;
- анализ технической документации и полученных результатов обследования, установление технического состояния конструкций в

соответствии с требованиями действующих на территории Украины нормативных документов [1 – 4];

- разработка рекомендаций по восстановлению эксплуатационной пригодности конструкций, включая проект усиления конструкций.

Результаты НТР использованы при проведении работ по восстановлению эксплуатационной пригодности конструкций.

Прогнозные предложения по развитию объекта обследования – проведение работ по обследованию и установлению технического состояния аналогичных конструкций на других участках перекрытия.

Цель работы. Цель работы – обследование, установление технического состояния конструкций перекрытия на отм. +32,100 в осях 8 – 16 корпуса 3 – 4 стадии дробления ДФ-1 ОАО "СевГОК" и разработка рекомендаций по усилению.

Основная часть. Производственный корпус 3–4 стадии дробления ДФ-1 ОАО "СевГОК" расположен в г. Кривом Роге.

В обследуемой части в осях 8-16/А-Б производственный корпус представляет собой прямоугольное в плане здание с железобетонным каркасом.

В качестве несущих элементов перекрытия на отм. +32,100 использованы железобетонные предварительно-напряженные ригели РН-1 двутаврового сечения постоянной по длине высоты. Ригели опираются на консоли железобетонных колонн. Поверху на ригели опираются сборные железобетонные элементы перекрытия и пути для перемещения автоматизированного конвейера подачи руды в бункер.

Документация на конструкции здания, в т.ч. ригели РН-1, разработана Приднепровским Промстройпроектом в 1962 году.

Железобетонные ригели имеют высоту 1500 мм и пролет 13930 мм. Ригели изготовлены из бетона М400. Ненапрягаемая арматура гладкая и периодического профиля. Предварительное напряжение пучковой арматуры производилось на бетон с помощью гидравлических домкратов. После предварительного напряжения должно было быть выполнено инъектирование каналов цементно-песчаным раствором.

Обследование конструкций девяти ригелей перекрытия на отм. +32,100, оценка их технического состояния и подготовка заключения о возможности дальнейшей эксплуатации проведены в соответствии с требованиями действующих нормативных документов [1 – 4].

В состав работ по оценке технического состояния девяти ригелей перекрытия вошли:

- анализ технической документации;
- визуальное и инструментальное обследования технического состояния строительных конструкций;
- оценка технического состояния конструкций на основании анализа технической документации, визуального и инструментального обследования;
- подготовка заключения о техническом состоянии конструкций;
- разработка рекомендаций по обеспечению длительной и безопасной эксплуатации ригелей перекрытия на отм. +32,100, включая проект усиления конструкций.

Для строительных конструкций ригелей перекрытия на отм. +32,100 установлена единая классификация (номенклатура) возможных технических состояний, количество которых принято четыре в соответствии с [4]. Описание видов технических состояний приведено в табл. 1.

Таблица 1

Виды технических состояний конструкций и элементов

Состояние конструкции	Характеристика состояния
1. Нормальное – I	Конструкция или элемент находится в работоспособном состоянии. Отсутствуют дефекты и повреждения, препятствующие нормальной эксплуатации или снижающие несущую способность или долговечность
2. Удовлетворительное – II	Конструкция или элемент находится в работоспособном состоянии. Имеются дефекты и повреждения, которые могут снизить долговечность конструкции. Необходимы мероприятия по обеспечению долговечности
3. непригодное к эксплуатации – III	Конструкция перегружена или имеются дефекты и повреждения, свидетельствующие о снижении ее несущей способности. На основании поверочных расчетов и анализа повреждений можно гарантировать целостность конструкции на время усиления
4. Аварийное – IV	То же, что и в состоянии III. Но на основании поверочных расчетов и анализа дефектов и повреждений нельзя гарантировать целостность конструкции на время усиления, особенно, если возможен «хрупкий» характер разрушения

При проведении обследований конструкций был использован визуальный осмотр и инструментальный контроль. Визуальный осмотр участков конструкций позволил:

- выполнить оценку состояния поверхностей ригелей;
- выявить разрушения защитного слоя бетона, разрывы предварите-

льно-напряженої арматури і інші дефекти;

- розробити і погодити з замовником схеми посилення конструкцій.

Інструментальний контроль дозволив:

- визначити параметри і сечення конструкцій;
- провести всі вимірювання конструкцій для наступного проектування посилення.

Візуальні ознаки технічного стану залізобетонних конструкцій наведені в табл. 2.

Визначення міцності бетону поверхневих шарів приладами невідрушувального контролю, вибір проб і випробування зразків арматури і бетону на цьому етапі не визначалися, оскільки причини пошкодження конструкцій (абразивний знос, руйнування бетону шаром, розрив арматури) були встановлені візуальним методом.

В результаті проведених досліджень було встановлено наступне:

1. Частина ригелів перекриття (P1, P4, P7, P9) мають незначительні дефекти і пошкодження, які не знижують несучу здатність конструкцій, але можуть викликати зниження довговічності. В наявності корозійний знос сталевих футеровок, місцеві руйнування бетону конструкцій. Технічний стан цих ригелів оцінюється як задовільний (II).

2. В інших ригелях (P2, P3, P5, P6, P8) перекриття мають місце абразивний знос і руйнування бетону шаром, корозійний знос футеровок, руйнування захисного шару, оголення і розриви окремих прядей попередньо напруженої арматури і інші пошкодження, свідчать про зниження несучої здатності (табл. 2). Встановлено, що в процесі виготовлення ригелів було виконано неякісне ін'єктування каналів з попередньо напруженою арматурою (рис. 1, 2). Наявність таких дефектів дозволяє зробити висновок про те, що технічний стан ригелів оцінюється як непридатний до експлуатації (III).

Отримані в ході проведеного дослідження результати дозволили розробити рекомендації по забезпеченню тривалої і безпечної експлуатації конструкцій ригелів, включаючи проект посилення конструкцій.

Таблиця 2

**Визуальные признаки технического состояния
железобетонных конструкций**

Техническое состояние конструкции	Дефекты и повреждения	Возможные причины появления	Возможные последствия
Нормальное – I	Волосяные трещины, не имеющие четкой ориентации	Усадка вследствие нарушения режима твердения бетона	На несущую способность не влияют, могут снизить долговечность
Удовлетворительное – II	Волосяные трещины вдоль арматуры, следы ржавчины на поверхности бетона	Коррозия арматуры (слой коррозии до 0,5 мм) при потере бетоном защитных свойств	Снижение несущей способности до 5 % (примерно), возможное снижение долговечности
		Начальная фаза разрушения бетона вследствие давления продуктов коррозии арматуры и нарушения сцепления с арматурой	Снижение несущей способности (степень снижения оценивается с учетом наличия других дефектов и результатов расчетов)
Непригодное к эксплуатации – III	Повреждения арматуры и закладных деталей (надрезы, вырывы и т.п.) в сочетании с иными дефектами	Механические воздействия	Снижение несущей способности пропорционально площади сечения
	Сколы бетона	Механические воздействия	При расположении в сжатой зоне снижение несущей способности за счет уменьшения площади сечения
	Трещины вдоль арматурных стержней шириной до 3 мм. Явные следы коррозии арматуры	Развиваются вследствие коррозии арматуры. Толщина слоя коррозии до 3 мм	Снижение несущей способности в зависимости от уменьшения площади арматуры и бетона
Аварийное – IV	Нормальные трещины с шириной раскрытия 0,4 – 0,5 мм	Перегрузка конструкций, смещение арматуры от проектного положения при изготовлении	Степень опасности устанавливается в зависимости от наличия других дефектов и причин, которые вызвали повышенное раскрытие трещин



Рис. 1. Коррозионний износ футеровки нижней полки одного из ригелей



Рис. 2. Разрушение бетона нижней полки и разрыв пучковой арматуры ригеля Р8

Выводы

1. Причинами появления дефектов и повреждений в ригелях перекрытия являются:

- нарушения технологии изготовления конструкций;
- длительный срок эксплуатации конструкций в условиях регулярного замачивания и абразивного воздействия со стороны технологического оборудования.

2. Часть ригелей (P1, P4, P7, P9) имеют незначительные дефекты и повреждения. Техническое состояние конструкций оценивается как удовлетворительное. Необходимы мероприятия по обеспечению долговечности.

3. Часть ригелей (P2, P3, P5, P6, P8) имеют дефекты и повреждения, которые снижают несущую способность конструкций: абразивный износ и разрушения бетона полков, коррозионный износ футеровки, разрушение защитного слоя, оголение и разрывы отдельных прядей предварительно-напряженной арматуры и др.

4. Ригели P2, P3, P5, P6, P8 необходимо усилить. Усиление конструкций выполнить по специально разработанному проекту.

5. После выполнения работ по усилению конструкций необходимо проводить регулярные осмотры (не реже 2 раз в год) и технические освидетельствования (не реже 1 раза в 5 лет) с целью недопущения деградации конструкций и своевременного восстановления их эксплуатационной пригодности.

Литература

- [1] СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
- [2] СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой России. – М.: ГИ ЦПП, 1996. – 76 с.
- [3] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
- [4] Методичні рекомендації з питань обстежень деяких частин будівель (споруд) та їх конструкцій / Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – Київ: Держбуд України, 1999. – 153 с.

Надійшла до редколегії 12.08.2008 р.

УДК 624.074

Планирование мероприятий по обслуживанию несущих конструкций одноэтажных промышленных зданий

Губанов В.В., к.т.н., Пчельников С.Б., к.т.н.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры,
Украина

Анотація. У статті розглядається порядок планування заходів щодо контролю дійсного стану конструкцій і їх поточного ремонту з використанням принципів попереджувальної експлуатації. Пропонований підхід дозволяє оптимізувати витрати на обслуговування конструкцій шляхом урахування їх поточного технічного стану і необхідних показників стану конструкцій в конкретний момент часу.

Аннотация. В статье рассматривается порядок планирования мероприятий по контролю текущего состояния конструкций и их текущему ремонту с использованием принципов предупредительной эксплуатации. Предлагаемый подход позволяет оптимизировать затраты на обслуживание конструкций путем учета их действительного технического состояния и требуемых показателей состояния конструкций в конкретный момент времени.

Abstract. In the article the procedure is considered on planning the measures regarding evaluation of technical condition of constructions and their current repairs having applied the principles of preventive operation. The suggested approach allows to optimize the costs for construction maintenance by means of consideration of their current technical condition and required structure state indices at the particular point in time.

Ключевые слова: несущие конструкции, эксплуатация, вероятность безотказной работы.

Введение. Состояние строительных конструкций промышленных зданий в настоящее время требует проведения мероприятий по поддержанию конструкций в работоспособном состоянии. Такими мероприятиями являются осмотры, обследования и ремонты. Проведение этих мероприятий регламентируется нормативными документами в четко определенные промежутки времени и практически не зависит от текущего состояния конструкций. Такой плановый подход к проведению эксплуатационных мероприятий является недостаточно эффективным, поскольку:

- существует риск не отследить вовремя изменение состояния конструкции в период интенсивного накопления повреждений;
- в период нормальной работы плановая периодичность проведения эксплуатационных мероприятий может оказаться завышенной, что приводит к нерациональным затратам трудовых ресурсов, а в случае привлечения для проведения таких мероприятий посторонних организаций – и экономическим затратам.

Наиболее эффективно использование принципов предупредительной эксплуатации при планировании эксплуатационных мероприятий, которая позволяет гибко регулировать сроки и объем проводимых мероприятий либо планировать эксплуатационные мероприятия на конкретный период времени в зависимости от изменения состояния конструкций.

Рассматривается порядок планирования мероприятий по контролю текущего состояния и ремонту конструкций с использованием принципов предупредительной эксплуатации.

Нормативные документы регламентируют периодичность проведения осмотров и объем контролируемых конструкций при каждом осмотре. Таким образом, для каждого типа конструкций можно выделить цикл осмотров $t_{ц}$ т.е. время, за которое происходит осмотр каждой конструкции данного вида в цеху. Величину цикла можно определить по формуле

$$t_{ц} = \frac{t_{осм}}{V_{осм}}, \quad (1)$$

где $t_{осм}$ – периодичность проведения осмотра конструкций данного типа;
 $V_{осм}$ – объем осматриваемых конструкций за один раз.

Устанавливая в качестве цели контроль показателей работоспособности конструкций, можно планировать объем и сроки проведения осмотров различного типа конструкций. Показателями работоспособности конструкций могут быть: показатели НДС элементов; показатели надежности отдельных элементов или конструкций; оценка технического состояния конструкций по различным критериям, выраженная количественно. В работе в качестве показателя работоспособности конструкций рассматривается вероятность безотказной работы отдельных элементов и конструкций.

В качестве возможных критериев технического состояния конструкций при разработке графика проведения осмотров можно рассматривать:

- требуемое (допустимое) значение вероятности безотказной работы;
- допустимую точность определения показателей надежности конструкций (максимально допустимый разброс).

Предлагается порядок планирования текущих осмотров и ремонтов:

1. Определение требуемых значений вероятности безотказной работы элементов и конструкций.
2. Определение зависимости изменения вероятности безотказной работы элементов и конструкций в процессе эксплуатации и прогнозирование величин вероятности безотказной работы на весь срок службы здания.

3. Определение граничных сроков проведения осмотров различных конструкций.

4. Корректировка графика по мере проведения мероприятий по надзору.

Рассмотрим более подробно каждый пункт.

Требуемые значения вероятности безотказной работы элементов и конструкций определяются, исходя из двух принципов:

- требуемое значение вероятности безотказной работы назначается собственником объекта с учетом требований нормативных документов по безопасной эксплуатации строительных конструкций;
- требуемое значение вероятности безотказной работы не может быть меньше минимально допустимой вероятности безотказной работы.

Определение зависимости изменения вероятности безотказной работы элементов и конструкций в процессе эксплуатации и прогнозирование величин вероятности безотказной работы на весь срок службы здания.

Вероятность безотказной работы элемента (конструкции, здания в целом) в любой момент времени определяются в виде $P = P_{\min} \dots P_{\max}$, где P_{\min} и P_{\max} определяются с учетом максимально и минимально возможных значений повреждений. Прогнозирование изменения вероятности безотказной работы в процессе эксплуатации выполняются в следующем порядке:

1. Первоначально изменение вероятности безотказной работы в процессе эксплуатации предлагается считать линейно-зависимым от времени и характеризующимся скоростью износа $V_{\text{изн}}$. Первоначально скорость износа принимается равной нормативной скорости износа. Нормативная скорость износа $V_{\text{изн}}$ определяется по формуле

$$V_{\text{изн}} = \frac{P_{\text{нач}} - P_{\text{кон}}}{t}, \quad (2)$$

где $P_{\text{нач}}$ – начальное значение вероятности безотказной работы; $P_{\text{кон}}$ – конечное значение вероятности безотказной работы; t – нормативная продолжительность эксплуатации объекта.

Поскольку вероятность безотказной работы элемента зависит от уровня напряжений в нем, то можно записать:

$$P_{\text{нач}} = f(N_{\text{нач}}); \quad (3)$$

$$P_{\text{кон}} = f(N_{\text{кон}}), \quad (4)$$

где $N_{\text{нач}}$, $N_{\text{кон}}$ – несущая способность в начале периода и в конце эксплуатации.

Учитывая, что несущая способность является функцией нагрузок и сопро

тивлення материала и считая нагрузку неизменной (3) и (4) можно записать в виде

$$P_{\text{нач}} = f(R_{\text{нач}}); \quad (5)$$

$$P_{\text{кон}} = f(R_{\text{кон}}). \quad (6)$$

2. На основании полученных результатов строится зависимость изменения вероятности безотказной работы от времени эксплуатации – кривые $P_{\text{min}} = P - \Delta P$ и $P_{\text{max}} = P + \Delta P$ (рис. 1). Зависимости изменения показателей надежности во времени описывается формулами:

$$P_M = P_0 - P_t \frac{t_k - t_n}{t_0}; \quad (7)$$

$$P_{\text{min}} = (P_0 - \Delta P) - (P_t - \Delta P) \frac{t_k - t_n}{t_0}; \quad (8)$$

$$P_{\text{max}} = (P_0 + \Delta P) - (P_t + \Delta P) \frac{t_k - t_n}{t_0}, \quad (9)$$

где P_M – среднее значение величины показателя надежности в момент времени t_k ; P_{max} – максимально возможное значение величины показателя надежности в момент времени t_k ; P_{min} – минимально возможное значение величины показателя надежности в момент времени t_k ; P_t – среднее значение величины показателя надежности в момент времени t_n ; ΔP – прирост величины за время t_0 .

3. Корректировка зависимости производится на основании результатов проведенных мероприятий – уточнения величин $R_{\text{кон}}$ и, соответственно, $P_{\text{кон}}$. Вид скорректированной зависимости определяется путем аппроксимации имеющихся данных по наиболее соответствующему закону (как один из вариантов – применение метода наименьших квадратов).

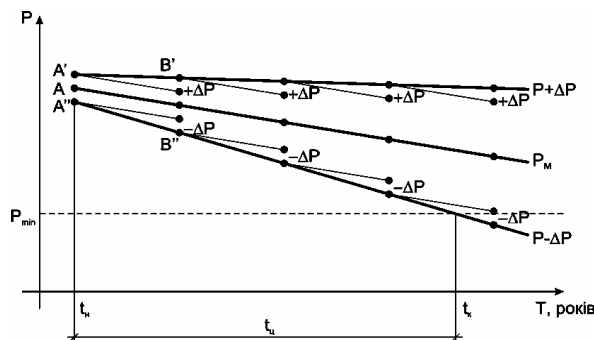


Рис. 1. Снижение вероятности безотказной работы объекта

Определение граничных сроков проведения осмотров различных конструкций предлагается выполнять с использованием значения вероятности безотказной работы P_{\min} (с позиции крайней осторожности), т.е. $t_{\text{ц}}$ предлагается находить из условия $P_{\min} = P_{\text{тр}}$. Соответственно (рис. 1) граничный срок проведения осмотров можно определить по формуле

$$t_{\text{ц}} = t_0 \cdot \frac{(P_{\text{нач}} - \Delta P) - P_{\text{тр}}}{Pt - \Delta P}, \quad (10)$$

где $P_{\text{нач}}$ – вероятность безотказной работы здания в начале рассматриваемого периода; t_0 – период, для которого определяется P_t .

Данную формулу можно преобразовать для определения граничного срока проведения i -го цикла осмотров:

$$t_{\text{ци}} = t_0 \cdot \frac{(P_{i-1} - \Delta P) - P_{\text{тр}}}{Pt - \Delta P}, \quad (11)$$

где P_{i-1} – вероятность безотказной работы конструкции после проведения $(i-1)$ -го цикла осмотров.

Используя формулу (1) возможно определить сроки и объем проведения отдельных осмотров, задаваясь одной из этих величин.

Рассматривая данный принцип разработки графика проведения осмотра, можно увидеть, что граничные сроки проведения осмотров постепенно уменьшаются, т.е. появляется вопрос: "А какое минимально допустимое значение граничного срока проведения осмотров?". Наиболее простым является следующий подход: промежуток времени между двумя последовательными циклами осмотров не может быть меньше, чем время, затрачиваемое на его проведение, и, при необходимости проведения ремонта, не может быть меньше, чем время подготовки к проведению ремонта, т.е.:

$$\begin{cases} t_{\text{ц}} \geq t_{\text{осм}}; \\ t_{\text{ц}} \geq t_{\text{подг.рем.}} \end{cases} \quad (12)$$

Или

$$\begin{cases} t_{\text{ц}} \geq \frac{T_p}{n}; \\ t_{\text{ц}} \geq t_{\text{подг.рем.}} \end{cases} \quad (13)$$

где T_p – трудоемкость проведения осмотра; n – количество человек в бригаде; $t_{\text{подг.рем.}}$ – время, необходимое на подготовительные работы по ремонту конструкций.

Корректировка графика проведения осмотров осуществляется в процессе их проведения путем уточнения кривой износа.

Как и осмотры, текущие ремонты предлагается планировать с учетом изменения вероятности безотказной работы конструкций. Срок проведения j -го текущего ремонта определяется по формуле

$$t_{p,i} = t_0 \cdot \frac{(P_{i-1} - \Delta P) - P_{тр}}{dP - \Delta P}. \quad (14)$$

В приведенном алгоритме очень важным является проблема определения вероятности безотказной работы после проведения эксплуатационных мероприятий. В конкретном случае эта проблема решается расчетным путем, однако данный подход неприменим при прогнозировании износа и планировании мероприятий по обслуживанию. Поэтому в данной работе предлагается принять следующие предположения:

- в первом приближении считать, что после проведения текущих осмотров вероятность безотказной работы принимает значение $P = P_M - \Delta P$;
- после проведения текущих ремонтов считать, что вероятность безотказной работы определяется без учета повреждений и зависит только от значения сопротивления материала в конкретный момент времени.

Графический процесс планирования текущих осмотров и ремонтов (рис. 2).

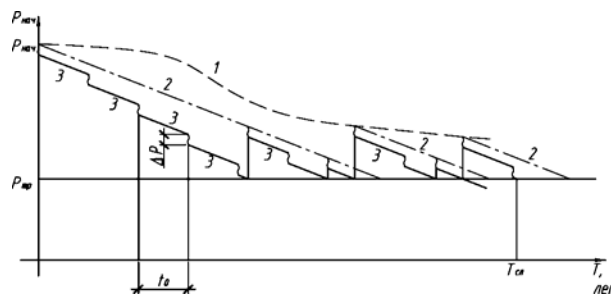


Рис. 2. График проведения текущих осмотров и ремонтов:

- 1 – кривая изменения вероятности безотказной работы вследствие усталости материала (снижения сопротивления материала);
- 2 – кривая изменения вероятности безотказной работы с учетом средних значений параметров повреждений;
- 3 – кривая изменения вероятности безотказной работы с учетом отклонений значений параметров повреждений от средних значений

Таким образом, в предложенной модели эксплуатации мероприятия проводится в случае снижения уровня безотказной работы до минимально допустимого значения.

Данный подход к планированию мероприятий по обслуживанию направлен на оптимизацию затрат по поддержанию конструкций в работоспособном

состоянии. Основными положениями предложенного подхода являются:

- Обеспечение заданного уровня надежности как отдельных конструкций, так и здания в целом.
- Учет особенностей эксплуатационного процесса и повреждаемости конструкций при составлении графиков проведения надзора за состоянием конструкций и графиков проведения ремонта конструкций.
- Оптимизация затрат на эксплуатацию конструкций путем учета индивидуальных особенностей повреждаемости для здания.

Использование данной методики позволяет упорядочить процесс обслуживания строительных конструкций, снизить трудозатраты и стоимость проведения эксплуатационного процесса.

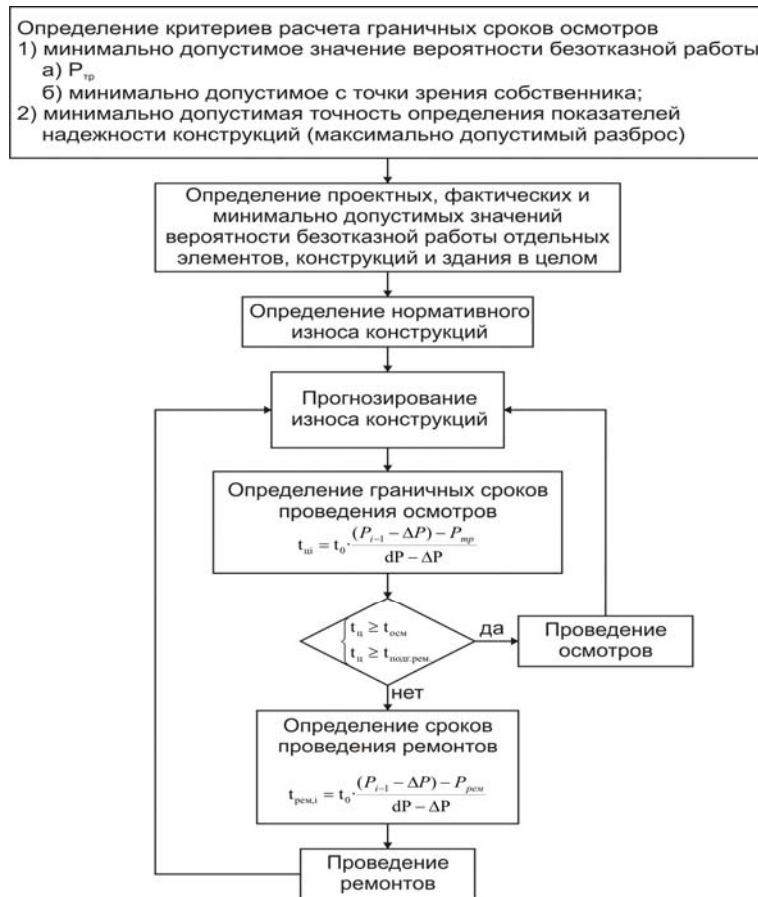


Рис. 3. Алгоритм планирования эксплуатационных мероприятий

Надійшла до редакції 19.07.2008 р.

УДК 624.04.001.37

Исследование модели сборного арочного селезащитного сооружения со сквозными отверстиями

¹Тулєбаєв К.Р., к.т.н., ²Байнатов Ж.Б., д.т.н., ³Тулєбаєв Г.К., инж.

¹Проектный институт «Алматыгипрогор-1», Казахстан

²КазАТК им.Тынышпаева, Казахстан

³ТОО «Ниистром-проект», Казахстан

Аннотация. Приводятся данные экспериментального исследования бетонной модели, представляющей собой пространственную арочную конструкцию и состоящей из двенадцати сборных клинообразных блоков. В процессе эксперимента устанавливались несущая способность, схемы образования пластических шарниров пяти вариантов модели арочного сооружения на действие центрального и внецентренного сжатия. На основе анализа результатов предложены новые схемы расположения блоков, т.е. сооружение может быть выполнено полностью сквозным с устройством по верху монолитного железобетонного пояса. Для определения опасного варианта механизма разрушения конструкции применяется кинетический метод теории предельного равновесия.

Анотація. Наводяться дані експериментального дослідження бетонної моделі, що є просторовою арочною конструкцією і складається з дванадцяти збірних клиноподібних блоків. У процесі експерименту визначались несуча здатність, схеми утворення пластичних шарнірів п'яти варіантів моделі арочної споруди на дію центрального і позацентрального стиснення. На основі аналізу результатів запропоновані нові схеми розташування блоків, тобто споруда може бути виконана повністю накрісною з улаштуванням по верху монолітного залізобетонного поясу. Для визначення небезпечного варіанта механізму руйнування конструкції застосовується кінетичний метод теорії граничної рівноваги.

Abstract. The article gives the data of experimental investigation of the concrete model representing a space arch frame and consisting of twelve prefabricated V-shaped blocks. In the course of experiment the problems were set to identify load-carrying capacity, plastic hinge – forming scheme in five model options of an arched construction under the impact of direct and eccentrically compression. On the basis of the analysis results new schemes of layout of the blocks were proposed, i.e. the construction can be made fully framed with monolithic ferroconcrete belt on top. The kinetic method of the limit equilibrium theory is applied to identify the most dangerous out of various options of mechanism of construction damage.

Ключевые слова: арочная конструкция, бетонная модель, эксперимент, анализ результатов, несущая способность, пластический шарнир, механизм разрушения.

Исследуемая бетонная модель представляет собой пространственную конструкцию, состоящую из двенадцати сборных клинообразных блоков двутаврового сечения. Общие размеры: пологость $f/l = 22/96 = 1/4,4$, длина $l = 96$ см, ширина – 12 см. С конструктивной стороны различают свод: пологий, у которого $f \leq 0,3l$, и подъемистый с большим отношением f/l и особенно с большим, чем 0,5. Геометрические параметры блока модели в

масштабе М 1:10 составляют: высота 10 см, ширина 12 см, радиус полуцилиндра (отверстия) $r=5$ см, толщина полок двутавра 1,5 см.

Для изготовления блоков модели была разработана металлическая опалубка, позволяющая бетонировать одновременно по 8 двутавровых блоков. Элементы модели изготовлены из мелкозернистого бетона состава 1:3 (цемент марки 400, В/Ц = 0,4). Для каждой партии блоков одновременно были изготовлены по 3 кубика и призмы. По данным испытания кубиков (5x5x5) см и призм (5x5x15) см в 28-дневном возрасте получены следующие характеристики: $R = 220 \text{ кг/см}^2$; $R_{np} = 160 \text{ кг/см}^2$, объемный вес $\gamma = 1650 \text{ кг/м}^3$.

При эксперименте ставились задачи установления несущей способности и схемы образования пластических шарниров на действие центрального и внецентренного сжатия.

Для проведения испытания изготовлен силовой стенд в виде замкнутой жесткой металлической рамы с винтовым нагрузочным устройством (ручной домкрат). Нагрузки измерялись двухтонным динамометром, перемещения – индикатором часового типа с ценой давления 0,01 мм.

Испытано несколько вариантов модели арочного сооружения.

Первая однополосная арка состоит из клинообразных блоков со сквозными отверстиями. Монтаж осуществляется на сухом трении между блоками. Центральная сосредоточенная нагрузка передавалась ступенями по 50 кг. Прогибы определялись в середине арки.

Первые трещины появились в верхней и нижней зонах между четвертым и пятым блоками от правой пяты при нагрузках 300 кг и 320 кг и развивались в дальнейшем, даже при нагрузке 300 кг модель превращались в механизм вследствие наличия больших трещин с шириной раскрытия 5,2 мм.

Во второй арке, также состоящей из сквозных блоков, вертикальная сила была приложена на расстоянии 1/4 от левой пяты, т.е. нагрузка приложена несимметрично. Нагружение передавалось ступенями по 50 кг и измерялось динамометром. Прогиб определялся в замке (точка С) индикатором часового типа. При нагрузке 150 кг точка С поднялась на 8,31 мм, а при усилении 200 кг модель арки превратилась в механизм вследствие образования пластических шарниров в сечениях, где была приложена вертикальная сила и в верхней зоне между четвертым и пятым блоками от правой пяты арки (рис. 1 и 2).

Третья и четвертая арки были изготовлены из тех же сквозных блоков с заполнением пустоты бетоном соответствующей марки, т.е. арки были

собраны из беспустотных блоков.

Третья арка была испытана на центрально приложенную сосредоточенную силу. Нагружение передавалось ступенями по 50 кг. Несущая способность данной арки при симметрично приложенной сосредоточенной силе оказалось очень высокой.

При $P_1 = 700$ кг вертикальное перемещение точки С составляло 4 мм и в дальнейшем арка работала в пластическом состоянии. Причем даже при $P_2 = 1100$ кг и перемещении, равном 7,63 мм, в арке не появились трещины (рис. 1 и 2). Испытания показали, что сборная арка работала как монолитная конструкция, а возникающие небольшие монтажные трещины не влияли на несущую способность всей модели.

Четвертая арка, собранная из беспустотных блоков, была испытана на несимметричную нагрузку (сосредоточенная сила была приложена на расстоянии 1/4 от левой пяты арки). Нагружение создавалось гидравлическим домкратом ступенями по 50 кг. Непосредственно перед разрушением в нижней зоне под силой появилась первая трещина и вторая трещина – в верхней зоне между третьим и четвертыми блоками от правой пяты. Предельной нагрузкой для данной схемы явилась величина 700 кг при перемещении точки С вверх на 3,20 мм.

Пятое сооружение состояло из трех арок, собранных из сквозных блоков. Предварительное обжатие обеспечило совместную работу трех арок. Вертикальная сила, передаваемая домкратом, была приложена в средней арке посередине пролета. Нагружение передавалось ступенями по 50 кг, а величина силы измерялась динамометром. Прогиб определялся в замке, т.е. в точке С соседней арки индикатором часового типа. Первые трещины в средней арке появились в четвертом блоке от правой пяты при нагрузках 350 кг и 400 кг. Непосредственно перед разрушением в блоке под силой появились трещины шириной 3 – 4 мм, а предельной нагрузкой для данной схемы явилась величина $\approx 1000 \div 1100$ кг.

Разрушение модели началось в результате раскрытия швов, т.е. появилась деформация растяжения. В модели ключевой шов раскрывается снизу, а пятовые швы – сверху (снаружи). В некоторых моделях наблюдались разрушения в форме сдвига блоков в промежуточных швах.

Анализ обобщенных результатов проведенных экспериментов и теоретических данных показывает, что требования прочности и устойчивости, предъявляемые к сборным аркам из типовых блоков, таковы:

1. В кладке не должно возникать напряжение растяжения во избежание раскрытия швов – для выполнения этого требования необходимо чтобы

равнодействующая R_0 всех сил R не выходила за пределы средней трети толщины стены в основании.



Рис. 1. Схемы загрузки модели: а – симметричная; б – несимметричная

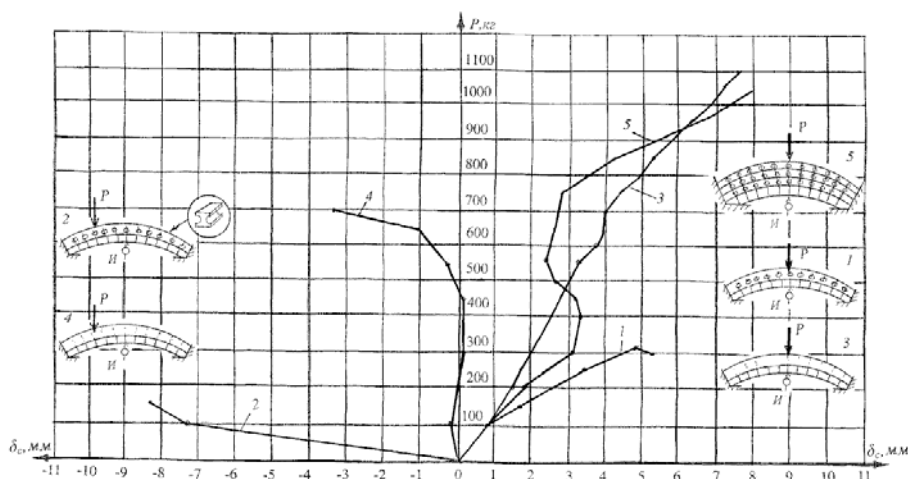


Рис. 2. Прогибы моделей арки при центральном и внецентренном сжатии

2. Сооружение должно противостоять напору грязекаменных потоков, стремящихся сдвинуть его в горизонтальном направлении. Обычно требуют чтобы это условие обеспечивалось трением в подошве сооружения

$$f = tq\varphi, \quad (1)$$

где φ_1 – угол трения между стеной и ее основанием.

Направление равнодействующей R_0 определим углом β с вертикалью. Тогда горизонтальная составляющая напора равна: $R_0 \sin \varphi_1$, а вертикальная – $R_0 \cos \beta$. Условие прочности запишется в виде

$$R_0 \sin \varphi_1 < fR_0 \cos \beta, \quad (2)$$

откуда $tg\beta < tg\varphi_1$.

Таким образом, условие устойчивости против скольжения выполняется, если угол отклонения направления силы R_0 от вертикали не превышает угла трения между стеной и ее основанием.

3. Напряжения сжатия в кладке и смятия в подошве стены не должны превышать допустимых. Здесь надо учитывать, что вследствие эксцентрисности силы R_0 по отношению к поперечному сечению стены эти напряжения распределены в сечениях неравномерно: если ширина стены e , то средняя величина давления в подошве равна

$$\sigma_d = \frac{R_0 \cos \beta}{e \cdot 1}, \text{ [т/м]}. \quad (3)$$

Известно, что в случаях, когда сжимающая сила проходит через край ядра сечения, напряжения сжатия заключаются в пределах от нуля у одного края сечения до $2\sigma_d$ у другого. И, соответственно, расчетной формулой в этом случае является (при измерении в тоннах и метрах)

$$\frac{2R_0 \cos \beta}{e} \leq R_{cm}, \quad (4)$$

где R_{cm} – допустимое напряжение смятия, определяемое качеством грунта в тех случаях, когда стена опирается непосредственно на грунт. Чтобы удовлетворить условие, необходимо чтобы напряжение сжатия в любом сечении было не больше допустимого, а практически – в ключевом и пятовых. Если примем толщину арки в ключе h и в пяте e , допустимое напряжение сжатия R_d , наклон реакции A к опорной плоскости через β и распор H , то условие прочности при эксцентричном сжатии будет

$$\frac{2H}{h \cdot 1} \leq R_d, \quad (5)$$

$$\frac{2A \cdot \sin \beta}{e \cdot 1} \leq R_d. \quad (6)$$

Из эксперимента и сказанного выше видно, что расчет по способу предельного равновесия является более простым и достаточно надежным.

Проведенные испытания арок из сборных клинообразных блоков дали возможность проследить этапы образования пластических шарниров по швам в зависимости от нарастания и точки приложения нагрузок.

Далее, используя теорию профессора Г.Е. Паукера [2], составляем условия прочности, чтобы не раскрылись швы как сверху, так и снизу. Паукер ввел в уравнения Кулона два однородных неизвестных, и в качестве таковых он выбрал две параллельные составляющие распора u и v , приложенные в верхней и нижней точках замкового сечения (рис. 3).

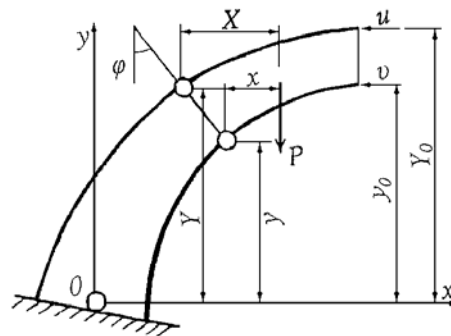


Рис. 3. К методу расчета Паукера

Наметим продольный шов разрушения, наклоненный под углом φ к вертикали, и пусть P – вес части свода, расположенной между этим швом и замком, K – коэффициент трения в шве, Y и y – ординаты верхней и нижней точек шва, Y_0 и y_0 – то же, для замка, X и x – плечи силы P относительно верхней и нижней точек шва.

Для того чтобы шов не раскрылся сверху, должно быть

$$u(Y_0 - y) + v(y_0 - y) > P \cdot x; \quad (7)$$

снизу

$$u(Y_0 - Y) + v(y_0 - Y) < P \cdot X; \quad (8)$$

чтобы верхняя часть свода не сползала вниз

$$u + v > \frac{P}{\sin \varphi + K \cos \varphi}; \quad (9)$$

не сдвинулась кверху

$$u + v < \frac{P}{\sin \varphi - K \cos \varphi}. \quad (10)$$

Неравенства (7) – (10) для симметричных арок содержат два неизвестных. Для решения задачи Паукер принимает составляющие распора u , v за координаты точки на плоскости. При этом каждое из неравенств (7) – (10) обращается в уравнение точек полуплоскости, лежащих по одну сторону от прямых, определяемых равенствами:

$$\left. \begin{aligned} u(Y_0 - y) + v(y_0 - y) &= Px; \\ u(Y_0 - Y) + v(y_0 - Y) &= PX; \\ u + v &= \frac{P}{\sin \varphi + K \cos \varphi}; \\ u + v &= \frac{P}{\sin \varphi - K \cos \varphi}. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Каждому положению шва разрушения соответствуют четыре прямых (11), выделяющие из плоскости некоторую область (рис. 4); внутри этой области лежат точки, координаты u, v которых удовлетворяют неравенствами (7) – (10). При изменении положения шва эти прямые смещаются, а ограниченная ими область меняет форму. Наложим друг на друга все такие области, соответствующие всевозможным положениям шва разрушения. Если не найдется ни одной общей точки для всех этих областей, то свод не может быть устойчив; если общей является только одна точка, то свод находится в состоянии мгновенного равновесия; если же имеется целая область ω , входящая в состав всех частных областей, то свод будет устойчив, причем возможно бесчисленное множество решений u, v , удовлетворяющим неравенствам (7) – (10) для любого шва разрушения. Из этих решений Паукер выбирает то, для которого сумма $u + v$ имеет наименьшее значение. Очевидно, ему соответствует та точка области ω , которая лежит на ближайшей к началу координат прямой, отсекающей на положительных направлениях осей равные отрезки (рис. 5).

Сравнительные результаты показали, что несущие способности монолитных полос арки и многослойной сквозной арки одинаковы – первые трещины в зоне контакта блоков появились при нагрузке $P = 900$ кг, а прогиб середины арки составил 6 мм, т.е. $f/l = 6/960 = 1/160$, что соответствует нормативным требованиям для защитных и складских сооружений.

На основе анализа результатов предложены новые схемы расположения блоков, т.е. натурные сооружения могут быть выполнены полностью

сквозными за исключением верхних 2-3 рядов поясов или по верху сооружения устроен монолитный железобетонный пояс (ростверк). Армирование блоков не требуется за исключением монтажных арматур. Предложенный вариант сквозности (50 %) вполне обеспечивает условие прочности бетона.

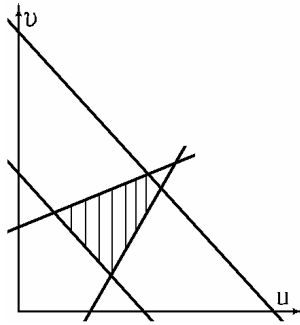


Рис. 4. К определению положения шва разрушения

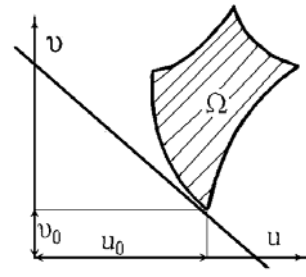


Рис. 5. К решению уравнений Паукера

При несимметричном нагружении несущая способность элементов сооружения снижается на 40 %. Это означает, что сооружение необходимо установить на прямоугольном участке русла и распределить нагрузку равномерно по всей длине.

Для повышения несущей способности всего сооружения швы по стыкам двутавровых блоков необходимо замонолитить. Места появления пластических шарниров в эксперименте полностью соответствуют теоретическим предположениям [3].

Условие образования пластического шарнира в i -м сечении можно записать в виде

$$M_i \leq M, \quad (12)$$

где M_i – момент левых или правых сил относительно точки O .

Пластический шарнир возникает при обращении данного неравенства в равенство.

Применим к рассматриваемой задаче кинетический метод теории предельного равновесия, который заключается в отыскании самого опасного из различных вариантов механизма разрушения конструкции.

Чтобы представить перемещения некоторого механизма разрушения арки, нужно знать расположение осей пластических шарниров как вдоль оси арки, так и по высоте сечений. Между тем, во втором случае внецентрен-

ного сжатия расположение осей вращения по высоте сечений неизвестно. Поэтому, при составлении уравнений предельного равновесия в кинематической форме рассмотрим некоторый воображаемый «виртуальный» механизм, отличающийся от обычных вариантов механизма разрушения произвольным расположением центра взаимного вращения звеньев.

Совместим эти центры с центрами тяжести растянутой или менее сжатой арматуры сечений с пластическими шарнирами. Тогда при бесконечно малом повороте звеньев виртуального механизма относительно друг друга работа, выполняемая внутренними силами в каком-либо одном i -м сечении, равна $M_i \varphi_i$, где φ_i – угол поворота. Суммарная работа внутренних сил во всех сечениях с пластическими шарнирами определяется выражением

$$M_0 \sum \lambda_i \varphi_i, \quad (13)$$

где M_0 – предельный момент в замке, а $\lambda_i = M_i / M_0$.

Уравнение работ на возможных перемещениях виртуального механизма запишем так:

$$PT_p + GT_q = M_0 \sum \lambda_i \varphi_i, \quad (14)$$

где P, G – параметры, определяющие величину временной и постоянной нагрузок; T_p – виртуальная работа временной нагрузки при $P=I$; T_q – виртуальная работа постоянной нагрузки при $G=I$.

Когда требуется найти пределы несущей способности данной арки, уравнение (14) решается относительно P и находится такое расположение виртуальных шарниров вдоль оси арки, при котором P принимает экспериментальные значения.

Рассмотрим образование пластических шарниров при действии распределенных нагрузок. Предельное состояние полосы арки из бетонных блоков может наступить при образовании в ее верхней части трех пластических шарниров (рис. 6). Предельная интенсивность равномерной вертикальной нагрузки

$$q_{в.пр.} = \frac{N_D \cdot f_1}{r \cdot \sin^2 \alpha_D \left(\frac{f+r}{2} + e_B \right)}, \quad (15)$$

где r – радиус срединной поверхности полосы арки; f_1 – расстояние по вертикали между центрами пластических шарниров; f – геометрическая стрела подъема арки между сечениями D и B ; e_B – эксцентриситет

нормальной силы (распора H) в сечении B ; N_B – нормальная сила в пластическом шарнире D ;

$$N_D = 0,67mv\delta R_{сж.};$$

$$e_B = \frac{\delta}{2} \left[1 - \left(\frac{H}{mv\delta R_{сж.}} \right)^4 \right];$$

$$H = mv\delta R_{сж.} \left(1 - \frac{2e_B}{\delta} \right);$$

m – коэффициент условия работы; δ – толщина блока; v – ширина блока; $R_{сж.}$ – расчетное сопротивление блоков при сжатии.

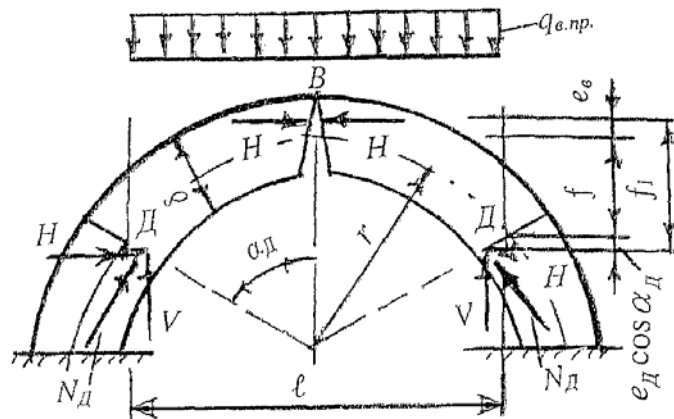


Рис. 6. К определению предельного состояния арки

Угол α_0 , определяющий положение пластических шарниров, находится из условия минимума величины предельной нагрузки.

Эксперименты и выполненные расчеты арок различных очертаний показывают, что круговое очертание арок не всегда обеспечивает наилучшую их работу в статическом состоянии. В круговой арке линия давления от статической нагрузки совпадает с линией оси (безмоментное состояние) лишь для случая свободно опертой арки. Защемление пяти арок в берега приводит к возникновению изгибающих моментов, неравномерному распределению напряжений по сечению арки и ее длине. В круговой арке постоянной толщины напряжения возрастают к пятам, поэтому толщина арки иногда увеличивается на участке ее сопряжения с основанием.

Последнее устраивается также и при недостаточно прочной скале для уменьшения напряжений, передаваемых на основание.

Круговое очертание арки не всегда обеспечивает благоприятное примыкание арок к берегам; в ряде случаев, особенно при больших центральных углах, примыкание круговых арок происходит при острых углах к горизонталям рельефа, что неблагоприятно для устойчивости береговых склонов.

Литература

- [1] *Ахведиани Н.В.* О несущей способности железобетонных арок, разрушающихся вследствие раздавливания бетона // Расчет и испытание железобетонных конструкций. Сб. статей. – Тбилиси: Мецниереба, 1966. – С. 43-47
- [2] *Бернштейн С.А.* Избранные труды по строительной механике. – М.: Госстройиздат, 1961, 452 с.
- [3] *Тулбаев К.Р.* Методика расчета блочного селезащитного сооружения на силовые нагрузки и осадки опор // Вестник КазГАСА, 2006.

Надійшла до редакції 22.07.2008 р

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ

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

Наукові статі 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 розв'язання 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 у даному напрямку.

Статі 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 10 сторінок форматом А4 (210x297 мм), включаючи рисунки, таблиці та перелік використаної літератури. Статтю необхідно супроводжувати короткою анотацією, надрукованою українською, російською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

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

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

Формули в тексті набираються в редакторі Word Microsoft Equation або у програмі MathType шрифтом Times New Roman, розміром 12 пт., текст та змінна формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотокартки 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 ГОСТ 7.1-84 і наводиться наприкінці статті за алфавітом. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання й видавництво, рік видання, том (підкреслити), кількість сторінок. Не дозволяється робити посилання на неопубліковані роботи.

Кожна стаття підлягає рецензуванню, у випадку повернення статті на доробку датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після дороблення стаття знову розглядається редколегією.

Виконання зазначених вимог дозволить скоротити термін опрацювання та підготовки до друку матеріалів, що надійшли до редакції збірника.

Розраховуємо на співпрацю.

Наукове видання

ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського науково-дослідного
та проектного інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського

Відповідальний редактор	О.В. Шимановський
Дизайн	А.В. Кучер
Комп'ютерна верстка та технічне редагування	Т.І. Лукашевич Т.І. Цапро В.С. Обрезанова

Рекомендовано до друку вченою радою ВАТ
«УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»

Підписано до друку 27.11.2008
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Умовн. друк. арк. 12,96. Обл.-вид. арк. 7,46
Тираж 120 прим.

Видавництво «Сталь»
02660, ГСП-660, м. Київ, просп. Визволителів, 1
тел. 516-95-56
