



ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція  
ім. В.М. Шимановського»

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



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

Науковий збірник

---

Випуск 3

Видавництво «Сталь»  
Київ – 2009

**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 / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, д.т.н., професора О.В. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2009, вип. 3 – 268 с.

**ISBN 978-966-1555-32-6**

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.; Гайдайчук В.В., д.т.н.; Голоднов О.І., д.т.н. (відп. секретар); Гордеев В.М., д.т.н. (заст. відп. редактора); Гром А.А., к.т.н.; Гуляєв В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.; Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.; Оглобля О.І., д.т.н.; Цихановський В.К., д.т.н.

**АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:**

просп. Визволителів, 1,  
Київ 02660,  
ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»  
тел. 543-97-40, e-mail: [icbmc@urdisc.com.ua](mailto:icbmc@urdisc.com.ua)

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

Постановою президії ВАК України від 27.05.2009 р. № 1-05/2  
збірник внесено до переліку наукових фахових видань із технічних наук

**ISBN 978-966-1555-32-6**

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

## ЗМІСТ

<b>Фурсов В.В., Ковлев Н.Н.</b> К вопросу о национальных нормативных документах Украины в деревянном строительстве.....	6
<b>Шимановский А.В., Колесниченко С.В.</b> Назначение срока проведения первого обследования для определения остаточного ресурса стальных конструкций.....	13
<b>Королёв В.П., Филатов Ю.В.</b> Организационные и нормативно-правовые вопросы обеспечения технологической безопасности на региональном и объектном уровнях.....	21
<b>Гордеев В.Н.</b> Элементарные задачи оптимизации двутавра.....	27
<b>Харченко Р.Б., Царик А.В.</b> Оптимальное проектирование металлоконструкций зданий с вантовым покрытием.....	49
<b>Пелешко І. Д., Пальчик М. М., Юрченко В. В., Біляєв М. А.</b> Оптимальне проектування двохшарових поперечних рам з елементами наскрізного перерізу для критого складу зі збереженням технічної сірки.....	55
<b>Шалінський В.В.</b> Особенности стійкості ниток скінченної жорсткості при спеціальних завантаженнях.....	71
<b>Ленда А.В., Лисицын Б.М., Цыхановский В.К.</b> Прочностной расчет большепролетного комбинированного вантового покрытия на упругоподатливом контуре.....	85
<b>Железняк Г.С., Солдатов К.И.</b> К вопросу о жесткости упругих опор (подвесок) висячего моста при расчете по схеме гибкой и жесткой нитей.....	95

<b>Козлов С.В., Кириллов Ю. В.</b> Применение плазменной сварки как способа снижения остаточных деформаций и напряжений в сварных стальных конструкциях.....	102
<b>Полишко С.Н.</b> Влияние остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах на их устойчивость при действии момента в плоскости большей жесткости.....	108
<b>Магунова Н.Г.</b> Экспертная оценка уровня коррозионной опасности технических решений по защите от коррозии стальных конструкций.....	116
<b>Козлова О.Н.</b> Методика экспериментальных исследований сжатых элементов из труб.....	122
<b>Скребцов С.И.</b> Экспериментальные исследования сжатых стальных элементов после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины.....	130
<b>Бєлов І.Д., Глітін О.Б., Юрченко В.В., Дєдов О.П., Джаубасєв М.М.</b> Випробування конструкції ферми із гнутих тонкостінних елементів відкритого профілю.....	136
<b>Иванов А.П., Голоднов А.И.</b> Определение прочности стали в эксплуатируемых конструкциях путем локального разрушения .....	146
<b>Антошина Т.В.</b> Экспериментальное определение напряженно-деформированного состояния стальных пластин, предварительно напряженных локальным термическим воздействием.....	152
<b>Редченко В.П.</b> Визначення розподілу зусиль між балками прогонової будови за результатами її випробування імпульсним навантаженням.....	165

<b>Pichugin S., Makhinko A.</b> Features of probabilistic design of steel communication structures.....	172
<b>Евзеров И.Д., Лазнюк М.В.</b> Применение ПК ЛИРА для решения сложных геометрически нелинейных динамических задач.....	192
<b>Морозова Е.В.</b> Исследование работы системы «здание-надстройка» при сейсмических воздействиях расчетной интенсивности.....	200
<b>Кириленко В.Ф.</b> Применение видоизмененного решения Файлона в пространственных расчетах коробчатых балок.....	210
<b>Соболевская М.Б., Сирота С.А., Клык Ю.А.</b> Нелинейный динамический анализ деформирования металлических конструкций защиты железнодорожных экипажей при аварийных столкновениях.....	221
<b>Голоднов А.И., Балашова О.С.</b> Расчет стержневых элементов при сжатии с эксцентриситетом в двух плоскостях.....	232
<b>Колчунов В.И., Яковенко И.А.</b> Разработка методики расчета ширины раскрытия трещин составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций...	245
<b>Риблов В.В.</b> Моделирование шатровых плит перекрытий жилых зданий с применением МКЭ.....	260
<b>Вимоги до оформлення статей.....</b>	265

УДК 624.011

## **К вопросу о национальных нормативных документах Украины в деревянном строительстве**

**Фурсов В.В.**, д.т.н., **Ковлев Н.Н.**, аспирант

Харьковский государственный технический университет  
строительства и архитектуры, Украина

**Анотація.** У статті розглянуті питання національного нормування дерев'яних конструкцій з урахуванням європейських стандартів ЄС-5 Дерев'яні конструкції. Використання клеєної деревини в Україні ще не отримало широкого розвитку, проте цілий ряд вітчизняних фірм завозить її зі Скандинавії або Росії в готовому вигляді і здійснює будівництво, а точніше складання, як правило, заміських будівель (дачі, особняки, сауни) в східній частині нашої країни. Незначна кількість вітчизняної клеєної деревини пояснюється відсутністю виробничої бази. Заводи в Коростишеві і Калуші – малопотужні і оснащені застарілим устаткуванням. Використання клеєних дерев'яних конструкцій дуже перспективне в житловому і сільськогосподарському будівництві.

**Аннотация.** В статье рассмотрены вопросы национального нормирования деревянных конструкций с учетом европейских стандартов ЕС-5 Деревянные конструкции. Использование клееной древесины в Украине еще не получило широкого развития, однако целый ряд отечественных фирм завозит ее из Скандинавии либо России в готовом виде и осуществляет строительство, а точнее сборку, как правило, загородных построек (дачи, особняки, сауны) в восточной части нашей страны. Незначительное количество отечественной клееной древесины объясняется отсутствием производственной базы. Заводы в Коростышеве и Калуше – маломощные и оснащены устаревшим оборудованием. Использование клееных деревянных конструкций весьма перспективно в жилом и сельскохозяйственном строительстве.

**Abstract.** The paper deals with problems related with national standardization of wooden structures with taking into consideration European Standards EC-5 The Wooden structures. The application of glued wood has not been widely spread in Ukraine yet, nevertheless some domestic companies supply glued wood from Scandinavia countries or from Russia in readiness for use, and carry out construction or, more precisely, assembly as a rule of country houses, (summer cottages, private residences, saunas) in the Eastern part of our land. Insignificant use of domestic may be explained by unavailability of production capacities. The plants, located in cities Korostyshev and Kaluch are of low power and provided with outdated equipment. The application of glued wood is very promising idea, especially in residential and agricultural buildings.

**Ключевые слова:** деревянные конструкции, Еврокод-5, ЕС-5, клееные деревянные конструкции, КДК, национальное нормирование, стандарты, узловые соединения.

**Основная часть.** После распада СССР Украина, как и другие союзные республики, ставшие независимыми самостоятельными государствами, наравне с Россией, объявили себя правопреемниками нормативной базы

бывшего СССР. Поскольку национальные нормы являются атрибутикой государственности, такой шаг следует признать правильным, однако это потребовало членства Украины в межгосударственной научно-технической комиссии СНГ по стандартизации и техническому нормированию [1,2]. Межгосударственный договор позволил создавать свою независимую нормативную базу вместо права разработки разрешенных в составе СССР, региональных либо ведомственных нормативных документов. Стремительное развитие строительной науки, в том числе и в области деревянного строительства, требовало пересмотра СНиПов примерно через каждые 10 лет (1955, 1962, 1974, 1980 гг.). В 1990 г. была подготовлена первая редакция нового СНиПа [3], который так и не вышел в свет в связи с распадом СССР.

Анализ целей и форм технического нормирования был проведен в Украине в ряде публикаций [1, 2, 11, 12, 14]. Государственное нормирование характерно для СНиПов советского периода и ДБН в Украине. Так называемое общественное нормирование, осуществленное группой специалистов, первоначально начиналось с Еврокодов, однако, когда работа по их созданию была близка к завершению весь проект был передан в Европейский комитет стандартов (CEN), который и завершил работу по их созданию.

Использование деревянных конструкций в строительной практике Украины пока еще не достигло широкого развития, однако с 80-х годов прошлого столетия усилиями многих специалистов Киева, Харькова, Одессы, Полтавы и др. проводились значительные теоретические и экспериментальные исследования клееной древесины, а также сооружен ряд уникальных объектов.

Поскольку на правительственном уровне Украина приняла направление на вхождение в Европейский Союз, Еврокоды должны служить в качестве базовых документов как средство соответствия строительно-монтажных работ требованиям директивы Европейского Совета 89/106 ЕЕС по механическим сопротивлениям и устойчивости – требование № 1, а также безопасности в случае возникновения пожара – требование № 2. Эти требования являются основополагающими для ссылок на контракты, связанные со строительными работами и инженерными сооружениями. Они также являются базисом для составления технических условий и спецификаций на строительные изделия, приведенные в соответствие с требованиями сегодняшнего дня (EN и ETA).

Стандарты Еврокодов должны обеспечивать правила проектирования для повседневной работы при расчете всего спектра традиционных сооружений и их элементов. Исключение составляют уникальные сооружения и

условия эксплуатации, требующие дополнительных экспертных заключений специалистов и дополнительных исследований.

Согласно статусу и области применения Еврокодов национальные стандарты, в которые вводится Еврокод (включая все приложения) должны содержать полный текст Еврокода в опубликованном CEN виде, которому предшествует национальная титульная страница. Возможно и желательно составление национальных приложений, однако тут имеется ряд ограничений.

ЕС-5 [4] состоит из двух основных разделов: общие правила и мосты. В системе Еврокодов используется предложенный в СССР в середине 50-х годов расчет по предельным состояниям, получивший название «Метод частных коэффициентов надежности». Два названия отечественный – «Метод предельных состояний» и «Метод частных коэффициентов надежности», введенный в Еврокоды, в сущности одно и то же. Оба подхода более точно отражают отличия от применявшегося ранее метода допускаемых напряжений, который действовал практически во всех странах Западной Европы до введения Еврокодов. Взамен одного коэффициента запаса принимается произведение нескольких (так называемых частных коэффициентов), каждый из которых связан либо с характером нагрузки, либо со степенью ответственности здания, либо свойствами строительных материалов и т.п. Комбинации частных коэффициентов надежности должны обеспечить состояние конструкции либо системы, близкое к предельному.

В истекших двух столетиях отечественная школа проектирования деревянных конструкций занимала передовые позиции, в том числе и первой в Европе, как уже указывалось, осуществила переход на расчет по предельным состояниям. Целый ряд решений по соединениям и конструкциям опережал нормы ведущих североамериканских и европейских стран. Например, современные соединения на металлических зубчатых пластинах (МЗП) типа генк-найл, бульдог и другие имеют явные отечественные довоенные прототипы (когтевые металлические шайбы Леннова – Котова). До настоящего времени их расчеты во всех отечественных нормах не регламентировались и лишь в проекте СНиП 90-го года (1-я редакция) [3] они были впервые упомянуты. Металлические зубчатые пластины при соединении деревянных элементов отрицательно реагируют на изменения температурно-влажностного режима, а также на наличие вибрационных нагрузок. Это требует разработки дополнительных мероприятий для обеспечения надежности соединений. Соединения на пластинчатых нагелях, исключенные из норм 1974 г., вновь появились в ныне действующих нормах [5], что представляется не совсем обоснованным, хотя и объяснялось в те времена стратегическими целями. Весьма перспективные



соединения на клеенных стержнях, разработанные и введенные в раздел 5 проекта норм [5] и в практику строительства сотрудниками ЦНИИСКА (Москва), в европейских нормах вообще отсутствуют. После распада СССР были в 2000 г. разработаны нормы по деревянным конструкциям в Белоруссии [7], а в 2006 г. Государственные стандарты России [9], гармонизированные с ЕС-5 по части обозначений, а также с использованием некоторых положений Еврокодов. По всей видимости, Россия не намерена в ближайшие годы полностью переходить на Еврокоды, а удовлетворяется упомянутыми выше нормативными документами. Однако на последней конференции в Бресте [15] белорусские коллеги сообщили о возможном введении в ближайшее время ЕС-5. В Украине была подготовлена первая редакция ведомственных норм по деревянным конструкциям, используемым в сельском хозяйстве [8], однако по ряду причин, в первую очередь из-за отсутствия финансирования, в окончательном виде не была принята. Не подлежит сомнению, что существующие нормы [5] по деревянным конструкциям, а также правила приемки работ [6] устарели и требуют пересмотра.

Разработанная НИИСКом (г. Киев) 1-я редакция норм по расчету деревянных конструкций, согласно статусу Европейского сообщества, является переводом основной части ЕС-5 с предшествующей переводу национальной титульной страницей. Деревянные мосты в этот раздел не вошли. По переводу имеется целый ряд редакционно-терминологических замечаний, на что автор статьи указал в рецензии на первую редакцию норм. В связи с этим необходимо организовать редактирование текста специалистами рабочей группы с привлечением всех заинтересованных организаций и ученых.

Нельзя не согласиться с авторами статьи [12], указавшими на ряд существенных различий в терминологии. Даже по аббревиатурам КДК (клееные деревянные конструкции) или ДКК (деревянные клееные конструкции), что в сущности одно и то же, как указал в [10] профессор Ковальчук Л.М., до сих пор не существует однозначного толкования. Отечественные нормы всех лет в разделе назначения расчетных сопротивлений ориентированы на результаты исследований пиломатериалов из цельной древесины. С этим связаны сложности в назначении расчетных сопротивлений по сжатию и изгибу ([5], табл. 3 пп. 1), где приведены расчетные сопротивления для различных ширин и высот поперечных сечений. Как известно, механические характеристики зависят от ряда факторов: температуры, влажности, места произрастания древесины, размеров поперечных сечений, скорости нагружения и т.п. Ведущие страны Европы закупают бревна и пиломатериалы, как правило, в России или в Скандинавии. Причем в основном – это высокосортная древесина. В

своей монографии [13] доктор В. Монк разделяет понятия цельной и клееной древесины, уделяя конструкциям каждой из них отдельный том.

Недостатки нормирования должны были быть устранены в так и не вышедшем новом СНиПе [6], где предполагалось перейти на классы прочности и расширить группы соединений.

Условно клееные конструкции делят на два вида: массового и индивидуального изготовления. При этом для последних прочностные характеристики каждой поставки древесины должны быть экспериментально проверены. Методы испытаний у нас в стране и за рубежом существенно отличаются. Из основного текста ЕС-5 за последние годы выпал раздел соединений на лобовых врубках и упорах, широко используемых в отечественной практике. Он выведен в prEN 13271. Клеевые соединения рассмотрены в prEN 14080, а классы прочности в EN 338. В ЕС-5 – стальные крепежные скобы – расчетные, а у нас в СНиПе они относятся к нерасчетным соединениям. При определении масштабного фактора в ЕС-5 в качестве аргумента принят линейный размер, что в наших нормах было отменено еще в 1962 г. Для сжатия и скалывания в качестве аргумента принята площадь, а для изгиба эффективный объем и т.п.

В связи с этим группой специалистов в области деревянных конструкций под эгидой КНУБА был разработан проект ДБН, гармонизированный с ЕС-5, но сохранивший особенности отечественного нормирования [14]. При его составлении использованы все наиболее значимые разработки в области деревянных конструкций отечественных научных работников за последние 20 лет. Представляется целесообразным скорейшее введение этого документа в строительную практику.

### **Выводы**

Резюмируя выше сказанное, а также учитывая направление развития нашей страны на европейскую интеграцию, представляется целесообразным проведение работ по национальному нормированию деревянных конструкций в двух направлениях: а) пересмотреть существующие нормы, создав национальные ДБН, гармонизировав их с ЕС-5, б) завершить редактирование полного перевода ЕС-5 со всеми приложениями. При этом, перечисленные работы могут выполняться независимо друг от друга. На определенном адаптационном этапе могут использоваться оба нормативных документа. Это позволит более точно оценить какие разделы из вновь разработанного ДБН могут войти впоследствии в национальное приложение к ЕС-5. Переводы ЕС-5 должны быть завершены в полном объеме с учетом дополнительных EN, в которые должны входить в первую очередь:

1. Данные по расчетным сопротивлениям, сортам, классам прочности.
2. Прочностные и упругие характеристики по цельной и клееной древесине с методами их испытаний.
3. Данные по древесным пластикам с методами их испытаний.
4. Данные по соединениям, в том числе и клеевым, с рекомендованными клеевыми составами и методами их испытаний.
5. Защита конструкций от биоповреждений и пожароопасности.

Разработанные ДБН [14], после соответствующего редактирования, представляется целесообразным ввести в практику строительства на переходной период, необходимый для подготовки и переподготовки инженерных кадров.

Кроме того, представляется важным рассмотреть вопросы испытаний для назначения прочностных и упругих показателей древесины. Если для цельной древесины испытания малых «чистых» образцов служили основой для нормирования, то для клееной древесины потребуются испытания крупномасштабных образцов и узловых соединений.

### **Литература**

- [1] Барзилович Д.В., Кривошеев П.И., Тарасюк В.Г. Про розвиток нормативної бази будівельного комплексу України та її адаптації до міжнародних та регіональних норм В-во № 1, 2006. – С. 7-11.
- [2] Перельмутер А.В. Нормативное обеспечение для стальных конструкций. «Металеві конструкції» т. № 1, 1998. – С. 11-16.
- [3] СНиП 2. 03.08-90. Деревянные конструкции (проект).
- [4] ЕС-5. Деревянные конструкции.
- [5] СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.
- [6] СНиП III-16-79. Деревянные конструкции. Правила приемки работ.
- [7] СНБ 5.05.01-2001. Деревянные конструкции. Минск 2001.
- [8] ВБН-СНіП II-46-9-97. Деревянные конструкции (проект).
- [9] Стандарт ФГУП «НИЦ Строительство». Деревянные клееные и цельно-деревянные конструкции. Методы проектирования и расчета. СТО 36554501-002, М., 2006 – 74 с.
- [10] Ковальчук Л.М. Производство деревянных клееных конструкций. – М., 2005. – 334 с.
- [11] Славик Ю.Ю. О техническом регулировании. / Сб. науч. тр. Современные строительные конструкции из металла и древесины, т. 1, Одесса, 2006. – С. 178-186.
- [12] Стоянов В.В., Клименко В.З. Концепція системи нормативних документів по дерев'яним конструкціям I ДБН по проектуванню. Сб. науч. тр. Современные строительные конструкции из металла и древесины», т. 2, Одесса, 2008. – С. 48-55.
- [13] W.Monk Holzbau. Neu mit EC-5. Berlin. 1998. – 368 s.

- [14]** Проект державних будівельних норм України. Конструкції з цільної і клеєної деревини. КНУБА, Будівельний факультет, Кафедра металевих та дерев'яних конструкцій, Київ, 2009. – 121 с.
- [15]** Феофилов Ю.В. Нормативное обеспечение вопросов проектирования и строительства металлических и деревянных конструкций // Сб. трудов международного симпозиума в г. Брест-2009 г. Современные металлические и деревянные конструкции. – С. 326-329.

*Надійшла до редколегії 30.06.2009 р.*

УДК 624.014:620

## **Назначение срока проведения первого обследования для определения остаточного ресурса стальных конструкций**

<sup>1</sup>Шимановский А.В., д.т.н., <sup>2</sup>Колесниченко С.В., к.т.н.

<sup>1</sup>ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина  
<sup>2</sup>Донбасский центр технологической безопасности ОАО  
«УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

**Анотація.** В статті викладена необхідність виконання незалежною організацією первинного обстеження будівель і споруд до їх введення в експлуатацію. Отримані параметри технічного стану конструкцій з урахуванням існуючих дефектів та пошкоджень можуть стати початковою інформацією для розробки програми забезпечення надійності і повинні враховуватися під час визначення ресурсу та залишкового ресурсу об'єкта.

**Аннотация.** В статье излагается необходимость выполнения независимой организацией первичного обследования зданий и сооружений до их ввода в эксплуатацию. Полученные параметры технического состояния конструкций с учетом существующих дефектов и повреждений могут стать исходной информацией для разработки программы обеспечения надежности, должны учитываться при определении ресурса и остаточного ресурса объекта.

**Abstract.** Necessity of independent investigation for new constructed buildings before its launching in operation process is presented in the paper. Obtained results of technical conditions of the constructions, included real defects and damages, is initial information for elaboration of reliability support program and must be taking into consideration for useful and residual life estimation.

**Ключевые слова:** обследование, здание, повреждение, остаточный ресурс.

**Описание проблемы.** В связи со значительным износом парка строительных металлических конструкций проблема определения их остаточного ресурса становится все более актуальной. В соответствии с [1] остаточный ресурс является суммарной продолжительностью работы (наработкой) объекта от момента контроля его технического состояния до перехода в предельное состояние. Исходя из этого определения понятно, что назначение момента контроля является важнейшей задачей дальнейшей безопасной эксплуатации строительной системы.

Для большинства промышленных предприятий на основании действующих правил технической эксплуатации контроль за состоянием конструкций зданий (сооружений) можно представить в виде следующих мероприятий [2-6]:

- **Обследование.** Самостоятельный, комплексный вид работ, проводимый специализированной организацией для оценки технического состояния и разработки паспорта технического состояния здания (сооружения). На основании обследования должны быть получены качественные и количественные показатели дальнейшей эксплуатационной пригодности объекта – параметры технического состояния (ПТС), сформирована база обнаруженных дефектов и повреждений, разработаны прогнозные модели (диагностика).
- **Осмотры** (текущие, плановые, периодические). Как правило, осмотры проводятся сотрудниками соответствующих служб технического надзора (содержания) и собственником объекта. Задачами осмотра является определение текущего состояния, фиксирование обнаруженных повреждений, контроль за развитием дефектов и повреждений, обнаруженных в процессе ранее проведенного обследования. В случае, если при регулярных осмотрах оценивается несущая способность конструкций, такой процесс называется мониторингом [2].

Как видно, обследование – это первичная процедура, результаты его являются основой для оценки технического состояния. База (ведомость) дефектов и повреждений служит основным документом не только для выполнения ремонтных работ, но и для проведения в последующем регулярных осмотров и формирования прогнозных моделей для оценки остаточного ресурса конструкций.

Несмотря на важность работ по обследованию, сроки его проведения четко не определены ни в одном из действующих нормативных документов [3, 4]. Проблема состоит из двух частей:

- назначение первого обследования;
- назначение последующих обследований.

**Анализ исследований и публикаций.** Что касается назначения сроков проведения последующих после первого обследования, то здесь в целом всё понятно. Во-первых, уже имеются все данные по состоянию объекта, результаты проверочных расчетов, данные по нагрузкам и материалам. Зная срок эксплуатации, качественные и количественные значения дефектов и повреждений и ПТС, для специалиста в большинстве случаев не составит труда определить скорость протекания деградиционных процессов и установить сроки контроля для определения прогнозного расчёта соответствующих параметров. Собственно, для этого и проводятся дальнейшие осмотры.

Кроме этого, приложение 1.2 [3] «Порядок определения сроков первых плановых обследований и паспортизации технического состояния зданий

(сооружений)» содержит рекомендации по проведению плановых обследований, представленных в виде формулы

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

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

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

где  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению (ответственности), изменяется от 0,8 до 1,25;  $K_{EK}$  – коэффициент экологической опасности, изменяется от 0,8 до 1,0;  $K_{AG}$  – коэффициент влияния агрессивности среды, изменяется от 0,7 до 1,0.

Как видно из формулы (1), назначение плановых (второго и далее) обследований зависит от времени  $T_B$ , которое согласно рекомендации [3] должно назначаться исходя из опыта эксплуатации, особенностей объекта, факторов, влияющих на параметры надежности.

Конкретные рекомендации по  $T_B$  для зданий с металлическим каркасом (для других типов зданий определение  $T_B$  в нормативных документах отсутствует) можно найти в табл. 9 [2]. Здесь срок до первого обследования дифференцирован в зависимости от конструкций, их режима работы, агрессивности среды. Несмотря на достаточно подробную классификацию, с позиции [3] данная таблица не является удачной, так как в паспорте технического состояния необходимо указывать срок обследования для всего объекта, а не для его отдельных конструкций. Вместе с тем, если результаты таблицы коррелировать на здание (сооружение), то в среднем срок до первого обследования для условий эксплуатации его конструкций в сильноагрессивной среде составляет 8-10 лет после ввода объекта в эксплуатацию. Для менее опасных условий  $T_B$  составит уже 15-20 лет.

Проблема назначения  $T_B$  является особенно актуальной для объектов нового строительства, так как большинство конструкций зданий и сооружений, находящихся сейчас в эксплуатации, уже прошли процедуру первичного обследования. Для новых зданий и сооружений – завершённых строительством объектов – назначение первого обследования можно рассматривать с нескольких позиций.

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

Во-вторых, даже гарантийные обязательства по архитектурно-техническому паспорту не могут исключить аварийную ситуацию. Как известно, более 30 % аварий строительных конструкций происходит именно в первые 10 лет эксплуатации [9]. Объясняется это так называемой «приработкой» конструкций и авариями во время строительства.

В-третьих, назначение  $T_B$  нигде в явном виде не связано с уровнем ответственности здания (сооружения). В документах [3, 8] ответственность объекта имеет отраслевую принадлежность или определяется экологической опасностью. Однако, с точки зрения возможных экономических и социальных потерь авария административного здания крупного производственного предприятия или транспортной галереи основного производственного цикла коксохимического производства не менее опасна, чем резервуара для нефти или участка магистрального трубопровода (повышенный уровень ответственности по [8]).

**Нерешенные ранее части общей проблемы, которые отражены в исследовании.** Анализ всех вышеуказанных исследований позволяет сделать вывод о том, что для новых, впервые вводимых в эксплуатацию зданий и сооружений, назначение срока до первого планового обследования  $T_B$  осуществляется достаточно произвольно и четко не регламентировано. Таким образом, целью данного исследования является определение и назначение срока первого обследования для нового законченного строительством объекта.

**Изложение основного материала исследования.** Реальная практика позволяет выделить два основных способа назначения  $T_B$  для новых объектов: по истечении гарантийного срока, определенного в архитектурно-техническом паспорте, и до его ввода в эксплуатацию.

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

В связи с отсутствием времени при вводе объекта в эксплуатацию заниматься количественным анализом, перерасчетом систем (особенно при заменах марок стали, изменении первоначальных проектных решений и расчетных схем, дефектов конструкций, полученных во время транспортирования, монтажа, пусконаладочных работах) никто не будет. Проектировщики и строители в одинаковой степени не заинтересованы в выполнении таких работ: первым возможно придется признавать и исправлять свои ошибки, а вторым – в «авральном режиме» устранять выявленные



дефекты как проекта, так и строительно-монтажных работ. Очевидно, что именно по этой причине, которую называют «приработкой», в первые годы и происходит значительное количество аварий. Наиболее эффективным способом решения может стать привлечение специализированной организации для выполнения работ по обследованию и определению причин возникновения дефектов или неудовлетворительного поведения объекта.

Сейчас возникла еще одна проблема, которая может увеличить число аварий на ранних стадиях эксплуатации. Новые фасадные системы и системы внутренней отделки (вентилируемые фасады, «КНАУФ», системы утепления и др.) полностью закрывают несущие конструкции, не позволяя проводить осмотр и выполнять оценку их технического состояния. Опыт обследования промышленных и гражданских зданий показывает, что провести обследование несущих конструкций в полном объеме после установки систем отделки невозможно. Вместе с тем, при проведении обследований ряда объектов на отдельных участках конструкций, открытых для осмотра, были зафиксированы изменения типов и размеров поперечных сечений колонн и балок перекрытия, изменения марок сталей, неудовлетворительное состояние закладных деталей и узлов сопряжения, превышение значений перемещений по сравнению с нормативными.

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

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

Что касается объектов, которые вводятся в эксплуатацию после проведения работ по реконструкции, то здесь сложилась следующая ситуация. По «Правилам...» [3] и согласно требованиям ДБН А.2.2-3-2004 для выпол-

нения проектных работ необходимо провести предварительное обследование здания с оценкой его технического состояния. Такие работы, как правило, выполняются, но с одной немаловажной особенностью: производится оценка технического состояния существующего здания без перерасчета его основных конструкций на новые нагрузки и воздействия, которые могут быть полностью неизвестны на стадии выполнения обследования. В последующем, в проекте реконструкции реальные нагрузки учитываются в перерасчетах при проверках существующих поперечных сечений, но при формировании окончательных результатов из поля зрения могут выпасть деградиационные процессы в материале, влияние изменения отдельных конструктивных решений на поведение системы в целом, другие особенности. Все это также указывает на то, что после окончания строительных работ по реконструкции перед вводом объекта в эксплуатацию необходимо проведение его дополнительного обследования для сравнения полученных результатов с предыдущими и определения ПТС с учетом обнаруженных повреждений и дефектов.

Так как одной из задач обследования является расчет остаточного ресурса, и определение сроков до следующего обследования, полученные ПТС могут отличаться от проектных, они становятся основой для последующего мониторинга объекта с учетом фактического состояния его отдельных конструкций и создания прогнозных моделей эксплуатации такой сложной системы.

ПТС объекта, определенные до ввода его в эксплуатацию (время  $T_0$ ), принимаются как исходные –  $Y_0$  при расчете ресурса. Прогнозирование остаточного ресурса для невозстанавливаемых систем (сюда можно отнести некоторые конструкции, восстановление эксплуатационных свойств которых полностью невозможно или нецелесообразно) может быть представлено графиком, изображенным на рис. 1, для восстанавливаемых систем (такими является большинство стальных конструкций) – на рис. 2.

Полученные начальные значения ПТС являются исходной информацией для разработки программы обеспечения надежности (ПОН) в соответствии с требованиями [10]. На основании этой информации в процессе эксплуатации конструкции можно определить необходимые значения  $Y_1^0$ ;  $Y_i^0$ ;  $Y(t_1)^0$ ;  $Y(t_i)^0$ ;  $\Delta t$  (обозначения см. на рис. 2) для расчета как проектного, так и остаточного ресурса на всех этапах жизненного цикла объекта.

ПТС для законченных строительством объектов целесообразно вносить в архитектурно-технический паспорт (АТП). Поскольку на сегодня не существует четкой связи между этим паспортом и паспортом технического состояния (ТП) объекта, разрабатываемого по требованиям [3], после проведения повторных обследований, логично было бы ввести в АТП допол-

нительные разделы, которые в дальнейшем стали бы основой для заполнения ТП.

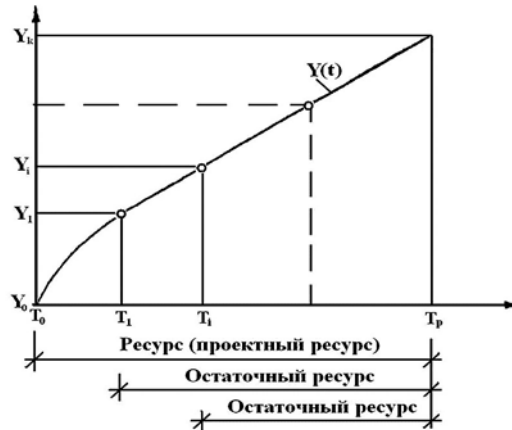


Рис. 1. Прогнозирование остаточного ресурса:

$T_0$  – начало эксплуатации системы;  $T_1$  – время первого осмотра системы;  
 $T_i$  – время  $i$ -го осмотра системы;  $T_p$  – ресурс (проектный, расчетный);  
 $Y_0$  – ПТС в момент начала эксплуатации системы;  $Y_1$  – первичное измеренное значение ПТС;  $Y_i$  –  $i$ -е измеренное значение ПТС;  $Y_k$  – предельное значение ПТС;  
 $Y(t)$  – зависимость изменения ПТС отказа во времени

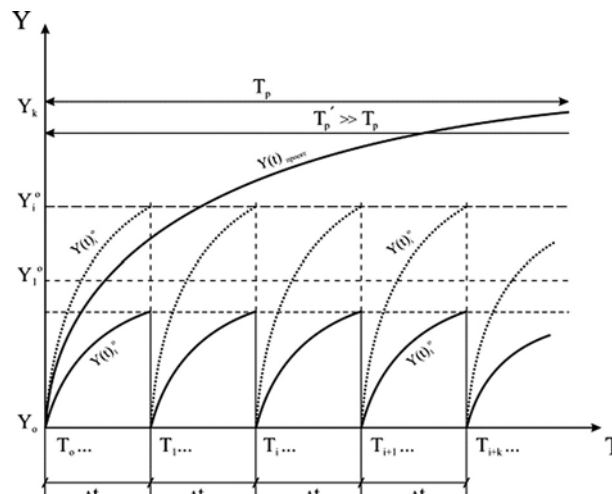


Рис. 2. Остаточный ресурс восстанавливаемых стальных конструкций:

$T_i$  – время  $i$ -го осмотра конструкции;  $T_p'$  – остаточный ресурс;  $Y_0$  – ПТС в момент начала эксплуатации конструкции;  $Y_{10}$  – предельное значение 1-го ПТС;  
 $Y_{i0}$  – предельное значение  $i$ -го ПТС;  $Y_{(t)0}$  – зависимость изменения ПТС 1-го отказа;  $Y_{(i)0}$  – зависимость изменения ПТС  $i$ -го отказа;  $\Delta t$  – назначенный ресурс (плановый период обследований или осмотров)

## **Выводы**

Для законченных строительством объектов (новое строительство) и объектов после проведенных работ по реконструкции первое обследование строительных конструкций зданий и сооружений должно быть проведено до ввода объекта в эксплуатацию.

Обследование несущих конструкций должно выполняться до устройства фасадных систем и систем отделки. И проводиться независимой проектной организацией. По результатам обследования формируется исходная база ПТС с учетом наличия начальных дефектов конструкций с фиксированием их основных параметров. Результаты обследования должны заноситься в архитектурно-технический паспорт и (или) паспорт технического состояния объекта. На основании базы повреждений определяются гарантийные обязательства генпроектной и генподрядной организаций, сроки дальнейших плановых обследований, устанавливаются начальные параметры для последующих расчетов ресурса.

## **Литература**

- [1] ДСТУ 2860-94. Надійність техніки. Терміни та визначення.
- [2] ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів.
- [3] Правила обстежень, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель та споруд. / Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, Держнаглядохоронпраці України. К., 1997.
- [4] ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації.
- [5] Правила технической эксплуатации коксохимических предприятий / Гипрококс, УХИН, Укркокс // Утверждены Министерством промышленной политики Украины 5 июля 2002 г., № 305, г. Харьков, 2001 – 309 с.
- [6] Правила технической эксплуатации производственных зданий и сооружений предприятий горно-металлургического комплекса Украины / Минпромполитики Украины (текущие осмотры в зависимости от агрессивности среды). Днепропетровск, 2003. – 92 с.
- [7] Положення про архітектурно-технічний паспорт об'єкта архітектури. Наказ Держбуду України № 220 від 9 вересня 1999 р.
- [8] ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87) Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
- [9] Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні / А.В. Перельмутер, В.М. Гордеев, Е.В. Горохов та ін. – К.: УІНСіЗР, 2002. – 92 с.
- [10] ГОСТ 27.301-95. Надежность в технике. Расчет надежности. Основные понятия.

*Надійшла до редколегії 02.06.2009 р.*

УДК 624.014:620.193

## **Организационные и нормативно-правовые вопросы обеспечения технологической безопасности на региональном и объектном уровнях**

<sup>1</sup>Королёв В.П., д.т.н., <sup>2</sup>Филатов Ю.В.

<sup>1</sup>Донбасский центр технологической безопасности  
ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина  
<sup>2</sup>ЗАО «Донецксталь» – металлургический завод», Украина

**Анотація.** Систематизовано вимоги технологічної безпеки, що включають додаткові заходи з підтримки працездатності, попередження зниження експлуатаційних властивостей конструкцій будівель та споруд, які повністю або в значній мірі вичерпали свій нормативний ресурс. Розглянуті питання розвитку нормативно-правових і методичних документів, що визначають порядок виконання робіт з підвищення надійності та безпеки експлуатації конструкцій будівель, споруд на регіональному і об'єктному рівнях.

**Аннотация.** Систематизированы требования технологической безопасности, включающие дополнительные меры по поддержанию работоспособности, предупреждению снижения эксплуатационных свойств конструкций зданий и сооружений, которые полностью или в значительной мере исчерпали свой нормативный ресурс. Рассмотрены вопросы развития нормативно-правовых и методических документов, определяющих порядок выполнения работ по повышению надежности и безопасности конструкций зданий и сооружений на региональном и объектном уровнях.

**Abstract.** Authors systematized the technological safety requirements involving additional measures on serviceability maintenance, prevention of decrease in service performance of structures of buildings and constructions which had considerably or completely exceeded their standard service life. Problems of improving of standard-legal and procedural documents specifying the procedure of carrying out the works on increase of reliability and safety of buildings and construction structures on regional and facility-oriented levels are examined.

**Ключевые слова:** стальные конструкции, долговечность, ремонтпригодность, расчет по предельным состояниям, продление ресурса, технологическая безопасность, уровень риска.

**Введение. Постановка проблемы.** Обеспечение технологической безопасности связано с регламентацией подходов по предупреждению аварийных ситуаций на основе методов программно-целевого управления надежностью конструкций зданий и сооружений. Технологическая безопасность представляет важную структурную составляющую безопасности предприятия, характеризующую систему мер для поддержания работоспособности, повышения эксплуатационных свойств конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей, которые полностью или в значительной степени исчерпали свой нормативный ресурс. Такие объекты рассматриваются

как источники потенциальной опасности при модернизации (техническом переоснащении), реконструкции и продлении срока их эксплуатации. В настоящее время при резком падении уровня экономики, отсутствии возможности своевременно выполнять ремонтные работы важное значение приобретают методы управления технологической безопасностью при эксплуатации объектов по фактическому состоянию.

Обсуждение задач создания эффективной региональной системы обеспечения технологической безопасности конструкций зданий и сооружений состоялось на Международной научно-практической конференции – выставке «ДОНБАС–РЕСУРС-2003. Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж», которая прошла в г. Донецке с 8 по 12 июня 2003 г. при участии ведущих ученых и специалистов научно-технологической комиссии Совета национальной безопасности и обороны, межведомственного Совета по проблеме коррозии и противокоррозионной защиты металлов при президиуме Национальной академии наук Украины, Госстроя Украины, Государственного комитета Госгортехнадзора Украины, Донецкого научного центра НАН и МОН Украины, Украинской ассоциации коррозионистов, Украинской ассоциации по металлическим конструкциям.

**Цель работы.** Формирование организационных и нормативно-правовых вопросов обеспечения технологической безопасности на региональном и объектном уровнях.

**Основная часть.** Для совершенствования организационной системы, нормативно-правового и методического обеспечения работ по повышению надежности и безопасности эксплуатации конструкций зданий и сооружений на региональном и объектом уровнях, проведения работ по диагностике и мониторингу объектов повышенной опасности руководством ОАО «УкрНИИпроектстальконструкции им. В.Н. Шимановского» в 2003 г. принято решение об образовании Донбасского центра технологической безопасности. В структуре ДонЦТБ созданы испытательные лаборатории:

- технической диагностики строительных конструкций;
- средств и методов противокоррозионной защиты (ИЛ “Антикор-Дон”) для выполнения контроля показателей коррозионной стойкости и долговечности строительных металлоконструкций по требованиям стандартов ISO 12944:1998.

Важное значение для анализа региональных особенностей предупреждения разрушения и остановки ответственных объектов в основных отраслях экономики Донбасса имела работа Бюро Донецкого научного центра НАН и МОН Украины по координации научного потенциала организаций и

предприятий региона для совершенствования системы регулирования и контроля безопасной эксплуатации производственных объектов. На заседании Донецкого научного центра НАН и МОН Украины (постановление от 03.11.2003 г.) рассмотрены первоочередные меры, связанные с созданием региональной составляющей обеспечения надежности и безопасной эксплуатации сооружений, конструкций, оборудования и инженерных сетей:

- формирование организационной структуры управления технологической безопасностью на базе внедрения региональных нормативных документов, научно-технического сопровождения проблем оценки и продления ресурса объектов различного назначения;
- разработка требований по снижению материалоемкости, внедрению ресурсосберегающих технологий на основе мониторинга коррозионного состояния и мер противокоррозионной защиты, учета коррозионных потерь в промышленности, транспорте, сельском хозяйстве и на предприятиях жилищно-коммунального хозяйства;
- организация системы повышения квалификации специалистов по направлению «Безопасность и надежность эксплуатации конструкций, технологического оборудования, зданий и сооружений»;
- создание правовой, методической и организационной основы для страховой защиты государственных инвестиций, связанных с модернизацией, реконструкцией и продлением ресурса эксплуатации объектов повышенной опасности;
- создание регионального инвестиционного фонда обеспечения технологической безопасности и предупреждения аварийных ситуаций в основных отраслях экономики Донбасса.

Реализация намеченных подходов по научно-техническому сопровождению объектов промышленного, гражданского, коммунального, социального назначения, которые в значительной степени или полностью исчерпали нормативный ресурс, производилась при взаимодействии с ведущими предприятиями при поддержке Регионального Совета по вопросам науки и технологий Донецкой облгосадминистрации.

Задача оценки остаточного ресурса конструкций зданий и сооружений по критериям технологической безопасности сформулирована для объектов металлургической, коксохимической, горно-рудной промышленности в решении технического совещания «Обеспечение технологической безопасности производственных объектов предприятий Сети», ОАО «Донецк-сталь-металлургический завод» от 12 февраля 2004 г. Программа работ по оценке остаточного ресурса разработана Донбасским центром технологической безопасности (ДонЦТБ) с участием специалистов ЗАО «Донецк-сталь-МЗ», рассмотрена и утверждена на научно-техническом совете ОАО

«УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского». Разработаны и внедряются стандарты предприятий (далее по тексту СТП) ЗАО «Макеевкокс» и ЗАО «Донецксталь – металлургический завод»: СТП «Система контроля и управления технологической безопасностью при эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений». СТП связаны с формированием программ обеспечения надежности на основе анализа возможных причин и последствий отказов. Разработанный СТП определяет функциональное взаимодействие структурных подразделений и специалистов, в обязанности которых входит наблюдение, контроль и надзор за техническим состоянием конструкций производственных объектов. Сформулированы требования к квалификационной подготовке эксплуатационного персонала, определен необходимый объем знаний и навыков для специалистов цеховых служб, отдела технического надзора, руководителей структурных подразделений предприятия. По данным контроля процессов технического освидетельствования, технического надзора и технического диагностирования внедрена система мониторинга технического состояния строительных конструкций, позволяющая производить регулярное отслеживание параметров эксплуатационного состояния зданий и сооружений с использованием автоматизированной системы – базы данных «Ресурс».

Эффективным органом управления для предупреждения аварийных ситуаций стала координационная комиссия по проведению мониторинга результатов обследования технического состояния жилых зданий, объектов общественного назначения, созданная в структуре управления Донецкой облгосадминистрации.

Разработанный специалистами ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» методический подход предусматривает основные этапы оценки уровня риска по показателям технологической безопасности конструкций зданий и сооружений:

- выбор плана контроля параметров режима эксплуатации конструкций в зависимости от результатов оценки повреждаемости конструкций;
- определение уровня уязвимости стальных конструкций в зависимости от относительной частоты и степени критичности (категории) дефектов и повреждений;
- количественную оценку показателя ремонтпригодности на основании расчета стальных конструкций на коррозионную стойкость и долговечность;
- оценивание угроз (категории технического состояния) при эксплуатации по фактическому состоянию и продлению ресурса при установленных значениях ремонтпригодности стальных конструкций;



— оценивание уровней рисков для обоснования мероприятий программы обеспечения надежности зданий и сооружений.

Неопределенность и вероятностные характеристики объектно-субъектных взаимосвязей при техническом обслуживании и ремонтных работах по фактическому состоянию требуют создания организационной структуры, обеспечивающей построение управленческой информации с учетом коэффициента обратной связи. Для мониторинга, оценки, контроля и надзора, определения характеристик рисков используется информационная база данных «Ресурс», состав и функции которой регламентированы положениями «Интегрированной системы управления качеством, экологией и охраной труда» стандарта предприятия ОАО «Донецкий металлургический завод» СТП «Обеспечение технологической безопасности при эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений».

Разработанная система показателей для оценивания риска при продлении ресурса стальных конструкций включает характеристики уровня уязвимости и угроз, групп ответственности объектов по технологической безопасности. Для принятия решения о возможности дальнейшей эксплуатации за расчетным сроком службы обоснована методика диагностики и мониторинга стальных конструкций в агрессивных средах по результатам определения ремонтпригодности и послеремонтной несущей способности.

Сформулированы условия подтверждения соответствия гарантированных показателей долговечности требованиям технологической безопасности типовой модели эксплуатации и обслуживания по фактическому состоянию. Предложена расчетная модель коэффициента готовности стальных конструкций по параметрам конструктивных и технологических мер противокоррозионной защиты. Сформулированы требования к формированию спецификации показателей качества по результатам контроля средств первичной и вторичной защиты от коррозии в зависимости от уровня коррозионной опасности объекта. Процессный подход к менеджменту качества противокоррозионной защиты по признакам предельных состояний позволяет при соблюдении установленных допусков на отклонения показателей коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности устанавливать значения коэффициента технологической безопасности для стальных конструкций в коррозионных средах.

### **Выводы**

1. Предложена система управления надежностью и безопасностью эксплуатации конструкций зданий и сооружений, включающая требования региональных и объектных нормативных положений, расчетную оценку показателей технологической безопасности и анализ рисков расчетных

ситуаций по коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности при моделировании чрезвычайных ситуаций, аварий в производственном цикле деятельности производственных объектов.

2. Методика регистрационной оценки уровня риска по показателям ремонтпригодности использована при разработке базы данных «Ресурс», состав и функции которой регламентированы положением «Интегрированной системы управления качеством, экологией и охраной труда» и стандартом предприятия СТП 101С-6.3-05-2007 Обеспечение технологической безопасности при эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений.

*Надійшла до редколегії 01.07.2009 р.*

УДК 624.014: 519.61

## **Элементарные задачи оптимизации двутавра**

**Гордеев В.Н.**, д.т.н.

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

**Анотація.** У строгій постановці сформульована і розв'язана низка простих задач оптимізації сталевого складеного двутавру. Розв'язки всіх задач наведені у виді комплектів замкнених формул. Результати праці можуть бути використані як при реальному проектуванні, так і в навчальному процесі у складі курсів металевих конструкцій та математичного програмування.

**Аннотация.** В строгой постановке сформулирована и решена серия простых задач оптимизации стального составного двутавра. Решения всех задач приведены в виде комплектов замкнутых формул. Результаты работы могут быть использованы как при реальном проектировании, так и в учебном процессе в составе курсов металлических конструкций и математического программирования.

**Abstract.** In rigorous setting up a variety of simple problems related with optimization of composite I-section made of steel were formulated and solved. The solution of all problems in the form of set of closed formulae is presented. The results of an investigation may be used both in real designing and educational process at the training courses for metalwork research and mathematical programming as well.

**Ключевые слова:** оптимизация двутавра, математическое программирование, пространство исходных данных.

**Введение.** По-видимому, впервые идея об изгибаемом двутавре, как о балке рационального сечения, была высказана в работе Ходкинсона [1], появившейся в первой половине XIX века. Тогда же возникла и оптимизационная задача о распределении металла между стенкой и поясами балки. Интуитивно понятно, что чем больше металла поместить в пояса и чем более тонкой сделать стенку, тем более рациональным окажется профиль. Однако, уменьшению толщины стенки препятствует ряд факторов. При создании ранних сортов прокатных двутавров на первом месте стояли технологические проблемы изготовления, мешающие сделать стенку достаточно тонкой. Но, кроме этого, стенка не может быть очень тонкой, поскольку она должна воспринимать поперечную силу, быть устойчивой, коррозионностойкой и иметь возможность противостоять случайным повреждениям. Эти факторы становятся определяющими для крупногабаритных листовых двутавров.

Задача о рациональной компоновке составного двутавра из трех листов является классической и рассматривается практически во всех курсах металлических конструкций. При этом, как правило, задача заключается в определении оптимальной высоты балки с заданным моментом сопротив-

ления из условия минимума площади ее поперечного сечения. Много внимания решению такой задачи уделил В.М. Вахуркин [2, 3]. При заданном отношении высоты стенки к ее толщине эта задача решена К.К. Мухановым [4]. Приближенные приемы решения подобных задач, в ряде случаев с использованием эмпирических коэффициентов, приводятся во многих работах [5 – 8]. Одновременно с оптимальной там обычно рассматривают и так называемую минимальную высоту балки, которая определяется из условия максимально допустимого прогиба балки. При этом для целей практики рекомендуется принимать высоту, лежащую в интервале между минимальной и оптимальной.

В работе [10] задача о двутавре минимальной массы поставлена как задача математического программирования с ограничениями-неравенствами: по прочности при изгибе, по прочности при сдвиге и по прогибу. Приводятся решения этой задачи для отдельных частных случаев.

В данной работе в строгой постановке рассмотрен и решен более широкий класс оптимизационных задач для идеализированного двутавра.

**Объект оптимизации.** Рассматривается идеализированный двутавр (рис. 1), состоящий из стенки и двух поясов, изгибаемый в плоскости стенки и раскрепленный от выпучивания из этой плоскости. Поперечное сечение двутавра имеет две оси симметрии:  $x - x$  и  $y - y$ . Предполагается, что пояса двутавра имеют малую толщину по сравнению с высотой балки и характеризуются лишь одним параметром  $A_f$  – площадью поперечного сечения пояса. Стенка характеризуется двумя параметрами – высотой  $h$  и толщиной  $\delta$ . Высота стенки, расстояние между центрами тяжести поясов и высота балки считаются равными.

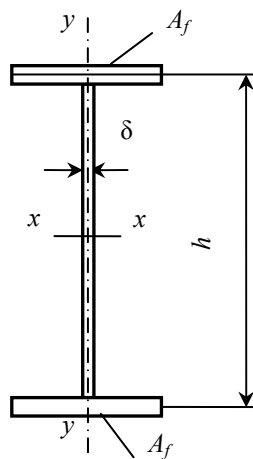


Рис. 1. Поперечное сечение двутавра

Геометрические характеристики поперечного сечения двутавра выражаются формулами:

$$A = 2A_f + \delta h; \quad I = \frac{h^2}{4} \left( 2A_f + \frac{\delta h}{3} \right); \quad W = \frac{h}{2} \left( 2 \cdot A_f + \frac{\delta \cdot h}{3} \right); \quad S = \delta h; \quad \mu = \frac{S}{A}, \quad (1)$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения;  $I$  – момент инерции поперечного сечения относительно оси  $x - x$ ;  $W$  – момент сопротивления поперечного сечения относительно оси  $x - x$ ;  $S$  – площадь поперечного сечения стенки;  $\mu$  – доля стенки в составе общей площади поперечного сечения.

Площадь поперечного сечения стенки позволяет определять касательные напряжения  $\tau$  в опорном сечении балки при помощи элементарной формулы:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{S}, \quad (2)$$

где  $Q$  – поперечная сила.

**Балки с заданным отношением высоты стенки к ее толщине.** Как уже упоминалось, эффективность двутавровой балки во многом определяется толщиной ее стенки. Чем тоньше стенка, тем большей экономии металла можно добиться, сохраняя требуемые величины момента инерции или момента сопротивления поперечного сечения балки. Наиболее важным препятствием к уменьшению толщины стенки является ее устойчивость. Последняя может быть обеспечена путем укрепления стенки балки системой ребер жесткости. Достаточно хорошим обобщенным параметром, учитывающим мероприятия по обеспечению устойчивости стенки балки, является безразмерный коэффициент:

$$k = \frac{h}{\delta}, \quad (3)$$

где  $h$  – высота стенки;  $\delta$  – ее толщина.

Ориентировочно этот коэффициент можно назначать в диапазоне 50÷100 для стенок, не укрепленных ребрами жесткости, в диапазоне 100÷150 для стенок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, в диапазоне 150÷250 для стенок, укрепленных системой поперечных и продольных ребер жесткости.

Формулы (1) для балок с заданным отношением высоты стенки к ее толщине приобретают следующий вид:

$$A = 2A_f + \frac{h^2}{k}; \quad I = \frac{h^2}{4} \left( 2A_f + \frac{h^2}{3k} \right); \quad W = \frac{h}{2} \left( 2A_f + \frac{h^2}{3k} \right); \quad S = \frac{h^2}{k}. \quad (4)$$

Рассмотрим задачу минимизации площади поперечного сечения составного двутавра  $A$  с заданным отношением высоты стенки к ее толщине  $k$  при соблюдении условий жесткости:  $I \geq I_r$ ; прочности по изгибу:  $W \geq W_r$  и прочности по срезу на опоре:  $S \geq S_r$ .

Заданы:  $k$  – отношение высоты стенки к ее толщине;  $I_r$  – требуемый момент инерции сечения из условий жесткости;  $W_r$  – требуемый момент сопротивления из условия прочности при изгибе;  $S_r$  – требуемая площадь сечения стенки из условия прочности по срезу на опоре.

Надо определить высоту стенки двутавра  $h$  и площадь поперечного сечения пояса  $A_f$ .

Формулировка в виде задачи математического программирования выглядит так:

— минимизировать

$$A = 2 \cdot A_f + \frac{h^2}{k}; \quad (5)$$

— при ограничениях

$$F_A = A_f \geq 0; \quad F_I = \frac{h^2}{4} \left( 2A_f + \frac{h^2}{3k} \right) - I_r \geq 0; \quad F_W = \frac{h}{2} \left( 2A_f + \frac{h^2}{3k} \right) - W_r \geq 0; \quad (6)$$
$$F_S = \frac{h^2}{k} - S_r \geq 0.$$

Это задача нелинейного математического программирования в пространстве двух переменных  $h$  и  $A_f$  с целевой функцией (5) и четырьмя ограничениями-неравенствами (6). Первое из ограничений-неравенств – требование неотрицательности площади поперечного сечения поясов двутавра, второе – ограничение по жесткости, третье – ограничение по прочности при изгибе, четвертое – ограничение по срезу стенки на опоре.

Задача несложная, и ее решение представим в виде формул. Однако задачи с ограничениями-неравенствами по своей сути являются комбинаторными, и формулы для определения искомым переменных будут различными для различных наборов активных ограничений, то есть тех ограничений-неравенств, которые выполняются как равенства.

Набор активных ограничений для конкретной задачи зависит от исходных данных, коими являются требуемые значения  $I_r$ ,  $W_r$  и  $S_r$ . Пространство

этих параметров можно разбить на области, каждая из которых соответствует определенному набору активных ограничений. Зная, в какую область попала точка с координатами  $I_r$ ,  $W_r$ ,  $S_r$ , будем знать набор активных ограничений и, соответственно, формулы для определения искомых величин  $h$  и  $A_f$ .

Для того, чтобы разбить пространство  $I_r$ ,  $W_r$ ,  $S_r$  на области с фиксированным набором активных ограничений, запишем условия Куна – Таккера [12].

В соответствии с этими условиями координаты точки решения оптимизационной задачи (5), (6) должны удовлетворять системе уравнений и неравенств:

$$\lambda_A \cdot \frac{\partial F_A}{\partial h} + \lambda_I \cdot \frac{\partial F_I}{\partial h} + \lambda_W \cdot \frac{\partial F_W}{\partial h} + \lambda_S \cdot \frac{\partial F_S}{\partial h} = \frac{\partial A}{\partial h}; \quad (7)$$

$$\lambda_A \cdot \frac{\partial F_A}{\partial A_f} + \lambda_I \cdot \frac{\partial F_I}{\partial A_f} + \lambda_W \cdot \frac{\partial F_W}{\partial A_f} + \lambda_S \cdot \frac{\partial F_S}{\partial A_f} = \frac{\partial A}{\partial A_f}; \quad (8)$$

$$F_A \geq 0; \quad F_I \geq 0; \quad F_W \geq 0; \quad F_S \geq 0; \quad (9)$$

$$\lambda_A \geq 0; \quad \lambda_I \geq 0; \quad \lambda_W \geq 0; \quad \lambda_S \geq 0; \quad (10)$$

$$\lambda_A \cdot F_A = 0; \quad \lambda_I \cdot F_I = 0; \quad \lambda_W \cdot F_W = 0; \quad \lambda_S \cdot F_S = 0, \quad (11)$$

где  $\lambda_A$ ,  $\lambda_I$ ,  $\lambda_W$ ,  $\lambda_S$  – множители Лагранжа – новые переменные, подлежащие определению.

Уравнения (7) и (8) с учетом формул (5), (6) имеют такой вид:

$$\lambda_I \cdot h \cdot \left( A_f \cdot h + \frac{h^2}{3 \cdot k} \right) + \lambda_W \cdot \left( A_f + \frac{h^2}{2 \cdot k} \right) + (\lambda_S - 1) \cdot \frac{2 \cdot h}{k} = 0; \quad (12)$$

$$\lambda_A + \lambda_I \cdot \frac{h^2}{2} + \lambda_W \cdot h = 2. \quad (13)$$

Равенства (11) называются условиями дополняющей нежесткости. Каждое из них требует, чтобы, по крайней мере, одна из переменных, присутствующих в равенстве, была равна нулю. Если задаться набором активных ограничений, станет известно, какие из неравенств (9) выполняются как равенства. Соответствующие им (по индексу) ограничения из группы (10) остаются неравенствами. Зато остальные ограничения из группы (10) обязаны выполняться как равенства, а соответствующие им ограничения из группы (9) – как неравенства. В результате из зависимостей (7) – (10)

сформувалась система из 6-ти уравнений и 4-х неравенств. Из 6-ти уравнений надо определить шесть неизвестных:  $h$ ,  $A_f$ ,  $\lambda_A$ ,  $\lambda_I$ ,  $\lambda_W$ ,  $\lambda_S$ , выразив их через заданные величины  $I_r$ ,  $W_r$ ,  $S_r$ . Оставшиеся четыре неравенства определяют в пространстве параметров  $I_r$ ,  $W_r$ ,  $S_r$  область, соответствующую избранному набору активных ограничений. Противоречивость системы уравнений и неравенств говорит о том, что выбранный набор активных ограничений нереализуем.

Решения системы уравнений и неравенств (7) – (10) для всех реализуемых наборов активных ограничений приведены в табл. 1. Ограничения обозначены буквами  $A$ ,  $I$ ,  $W$ ,  $S$  соответственно индексам в формулах для ограничений (6). В столбце  $h$  приведены формулы для определения оптимальной высоты стенки балки, в столбце  $A_f$  – формулы для определения оптимальной площади пояса двутавра, а в столбце  $\mu$  – доля стенки в составе общей площади поперечного сечения (для отдельных наборов активных ограничений).

Таблица 1

**Формулы для определения оптимальных параметров составного двутавра с заданным отношением высоты стенки к ее толщине и неравенства, определяющие области с заданным набором активных ограничений**

Активные ограничения	$h$	$A_f$	$\mu$	Область в пространстве $I_r, W_r, S_r$	Область в пространстве $\kappa_I, \kappa_S$
$I$	$4\sqrt{6 \cdot I_r \cdot k}$	$\frac{\sqrt{6 \cdot I_r \cdot k}}{6 \cdot k}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{\sqrt{6 \cdot I_r \cdot k}}{6} \geq 0$	–
				$\frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt{6 \cdot I_r \cdot k}}{I_r \cdot k} > 0$	–
				$\frac{(6 \cdot I_r \cdot k)^{\frac{3}{4}}}{3 \cdot k} \geq W_r$	$\kappa_I \geq \sqrt[3]{2}$
				$\frac{\sqrt{6 \cdot I_r \cdot k}}{k} \geq S_r$	$\kappa_I \geq \kappa_S$
$W$	$\frac{\sqrt[3]{12 \cdot W_r \cdot k}}{2}$	$\frac{\sqrt[3]{18 \cdot W_r^2 \cdot k^2}}{4 \cdot k}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{\sqrt[3]{18 \cdot W_r^2 \cdot k^2}}{4 \cdot k} \geq 0$	–
				$\frac{W_r \sqrt[3]{12 \cdot W_r \cdot k}}{4} \geq I_r$	$\sqrt[4]{2} \geq \kappa_I$



Продолжение таблицы 1

Активные ограничения	$h$	$A_f$	$\mu$	Область в пространстве $I_r, W_r, S_r$	Область в пространстве $\kappa_I, \kappa_S$
$W$	$\frac{\sqrt[3]{12 \cdot W_r \cdot k}}{2}$	$\frac{\sqrt[3]{18 \cdot W_r^2 \cdot k^2}}{4 \cdot k}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt[3]{18 \cdot W_r^2 \cdot k^2}}{W_r \cdot k} > 0$	–
				$\frac{\sqrt[3]{18 \cdot W_r^2 \cdot k^2}}{2 \cdot k} \geq S_r$	$1 \geq \kappa_S$
$AS$	$\sqrt{S_r \cdot k}$	0	1	$2 > 0$	–
				$\frac{k \cdot S_r^2}{12} \geq I_r$	$\kappa_S \geq \sqrt[4]{2} \cdot \kappa_I$
				$\frac{S_r \cdot \sqrt{S_r \cdot k}}{6} \geq W_r$	$\kappa_S \geq \sqrt[3]{4}$
				$1 > 0$	–
$IW$	$2 \cdot \frac{I_r}{W_r}$	$\frac{W_r^2}{2 \cdot I_r} - \frac{2 \cdot I_r^2}{3 \cdot k \cdot W_r^2}$		$\frac{W_r^2}{2 \cdot I_r} \geq \frac{2 \cdot I_r^2}{3 \cdot k \cdot W_r^2}$	–
				$\frac{16 \cdot I_r}{3 \cdot W_r^2 \cdot k} > \frac{W_r^2}{I_r^2}$	$\kappa_I > \sqrt[4]{2}$
				$\frac{2 \cdot W_r}{I_r} > \frac{16 \cdot I_r^2}{3 \cdot W_r^3 \cdot k}$	$\sqrt[3]{2} > \kappa_I$
				$\frac{4 \cdot I_r^2}{k \cdot W_r^2} \geq S_r$	$\kappa_I^4 \geq 2 \cdot \kappa_S$
$IS$	$\sqrt{S_r \cdot k}$	$\frac{2 \cdot I_r}{S_r \cdot k} - \frac{S_r}{6}$		$\frac{2 \cdot I_r}{S_r \cdot k} \geq \frac{S_r}{6}$	$\sqrt[4]{2} \cdot \kappa_I \geq \kappa_S$
				$\frac{4}{S_r \cdot k} > 0$	–
				$\frac{2 \cdot I_r \cdot \sqrt{S_r \cdot k}}{S_r \cdot k} \geq W_r$	$\kappa_I^4 \geq 2 \cdot \kappa_S$
				$\frac{2}{3} > \frac{4 \cdot I_r}{k \cdot S_r^2}$	$\kappa_S > \kappa_I$

Окончание таблицы 1

Активные ограничения	$h$	$A_f$	$\mu$	Область в пространстве $I_r, W_r, S_r$	Область в пространстве $\kappa_I, \kappa_S$
WS	$\sqrt{S_r \cdot k}$	$\frac{W_r \cdot \sqrt{S_r \cdot k}}{S_r \cdot k} - \frac{S_r}{6}$		$\frac{W_r \cdot \sqrt{S_r \cdot k}}{S_r \cdot k} \geq \frac{S_r}{6}$	$\sqrt[3]{4} \geq \kappa_S$
				$\frac{W_r \cdot \sqrt{S_r \cdot k}}{2} \geq I_r$	$2 \cdot \kappa_S \geq \kappa_I^4$
				$\frac{2 \cdot \sqrt{S_r \cdot k}}{S_r \cdot k} > 0$	–
				$\frac{2}{3} > \frac{W_r \cdot \sqrt{S_r \cdot k}}{S_r^2 \cdot k}$	$\kappa_S > 1$

В столбце "Область в пространстве  $I_r, W_r, S_r$ " для каждого набора активных ограничений приведены неравенства, ограничивающие указанную область в трехмерном пространстве заданных параметров. Однако можно перейти к другим переменным  $\kappa_I$  и  $\kappa_S$ , позволяющим сократить размерность рассматриваемого пространства до двух. Эти переменные безразмерны и определяются так:

$$\kappa_I = \frac{h_I}{h_W}; \quad \kappa_S = \frac{h_S}{h_W}, \quad (14)$$

где

$$h_I = \sqrt[4]{6 \cdot I_r \cdot k}; \quad h_W = \frac{\sqrt[3]{12 \cdot W_r \cdot k}}{2}; \quad h_S = \sqrt{S_r \cdot k}. \quad (15)$$

Нетрудно заметить, что  $h_I, h_W, h_S$  – оптимальная высота балки соответственно: по жесткости, по прочности при изгибе и по прочности по срезу на опоре.

В столбце "Область в пространстве  $\kappa_I, \kappa_S$ " таблицы приведены неравенства, ограничивающие двухмерные области с заданными наборами активных ограничений. В этом столбце прочерками заменены неравенства, выполняемые тождественно или являющиеся следствиями остальных.

В графическом виде области показаны на рис. 2.

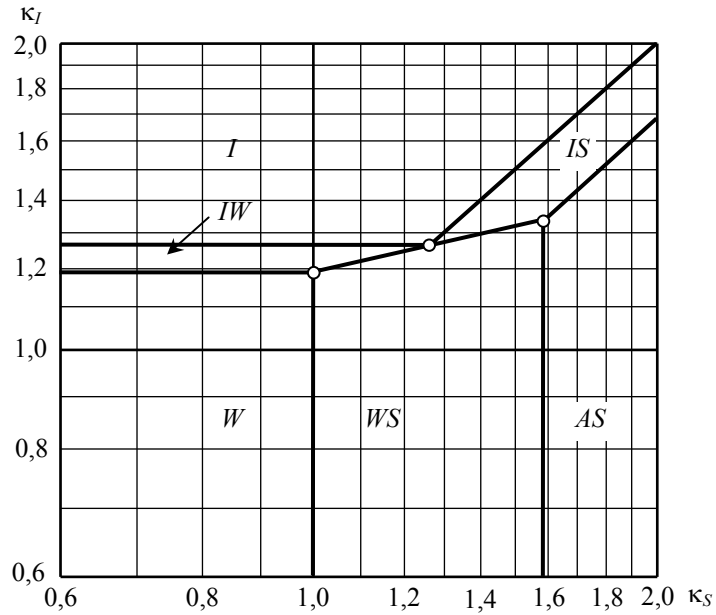


Рис. 2. Разбивка плоскости  $k_I, k_S$  на области  $I, IW, W, IS, WS, AS$  для балок с заданным отношением высоты стенки к ее толщине

Следует заметить, что при построении графиков использованы логарифмические шкалы, благодаря чему границы всех областей оказались прямыми линиями.

Задачу об оптимальном двутавре с заданным отношением высоты стенки к ее толщине надо решать в такой последовательности:

- найти вспомогательные величины по формулам (15);
- определить параметры  $k_I$  и  $k_S$  по формулам (14);
- определить, пользуясь неравенствами из табл. 1 или по рис. 2, в какую из областей попадает точка  $(k_I, k_S)$ ;
- пользуясь формулами из соответствующего столбца табл. 1, вычислить оптимальные значения  $h$  и  $A_f$ ;
- определить другие характеристики оптимального двутавра по формулам (4).

Следует отметить, что при попадании точки с координатами  $k_Q, k_F$  в область  $Q$  оптимальное решение вырождено: двутавр состоит из одной стенки.

Заметим, что описанная в учебниках методика проектирования сварных двутавров не всегда приводит к оптимальному решению. Ошибки наибо-

лее вероятны в зонах  $IW$ ,  $IS$ ,  $WS$ , в которых происходит резкое перераспределение материала между стенкой балки и поясами.

**Балки с постоянной толщиной стенки.** В предыдущем разделе рассматривались задачи оптимизации двутавровых балок в предположении, что размеры стенок и площади поясов могут принимать любые значения. На самом деле металлургическая промышленность поставляет на рынок стальные листы лишь из определенного сортамента. Если высоту стенки или ширину пояса балки можно сделать какой угодно, вырезая их из листов большего размера, то толщину стенки или пояса следует принимать только из набора стандартных толщин. Обычно толщина стенки балки выбирается кратной 2 мм или, в крайнем случае, кратной 1 мм. Это соображение порождает задачу об оптимальном двутавре с заданной толщиной стенки, которую следует решать для уточнения решения задачи с заданным отношением высоты стенки к ее толщине.

Как и в предыдущем разделе будем решать задачу минимизации площади поперечного сечения составного двутавра  $A$  при соблюдении условий жесткости:  $I \geq I_r$ ; прочности по изгибу:  $W \geq W_r$  и прочности по срезу на опоре:  $S \geq S_r$ . Толщину стенки в данной задаче будем считать постоянной.

Заданы:  $\delta$  – толщина стенки;  $I_r$  – требуемый момент инерции сечения из условий жесткости;  $W_r$  – требуемый момент сопротивления из условия прочности при изгибе;  $S_r$  – требуемая площадь сечения стенки из условия прочности по срезу на опоре. Необходимо определить высоту стенки двутавра  $h$  и площадь поперечного сечения пояса  $A_f$ .

Формулировка в виде задачи математического программирования выглядит так:

— минимизировать

$$A = 2 \cdot A_f + \delta \cdot h ; \quad (16)$$

— при ограничениях:

$$\begin{aligned} F_A = A_f \geq 0; \quad F_I = \frac{h^2}{4} \left( 2A_f + \frac{\delta \cdot h}{3} \right) - I_r \geq 0; \\ F_W = \frac{h}{2} \left( 2A_f + \frac{\delta \cdot h}{3} \right) - W_r \geq 0; \quad F_S = \delta \cdot h - S_r \geq 0. \end{aligned} \quad (17)$$

Обозначения те же, что и ранее.

Путь решения задачи примем таким же, как и в случае заданного отношения высоты стенки балки к ее толщине, т.е. будем искать области в прост-

ранстве  $I_r, W_r, S_r$ , в которых реализуется фиксированный набор активных ограничений.

Условия Куна – Таккера для этой задачи имеют вид (7) – (11), только лишь функции  $A, F_A, F_I, F_W, F_S$  следует взять из формул (16), (17).

Уравнения (7) и (8) с использованием формул (16), (17) расшифровываются следующим образом:

$$\lambda_I \cdot \left( A_f \cdot h + \frac{\delta \cdot h^2}{4} \right) + \lambda_W \cdot \left( A_f + \frac{\delta \cdot h}{3} \right) + \lambda_S \cdot \delta = \delta; \quad (18)$$

$$\lambda_A + \lambda_I \cdot \frac{h^2}{2} + \lambda_W \cdot h = 2. \quad (19)$$

Решения системы уравнений и неравенств (7) – (11) для всех реальных наборов активных ограничений приведены в табл. 2. В столбце  $h$  приведены формулы для определения оптимальной высоты стенки балки, в столбце  $A_f$  – формулы для определения оптимальной площади пояса двутавра, а в столбце  $\mu$  – доля стенки в составе общей площади поперечного сечения (для отдельных наборов активных ограничений).

Таблица 2

**Формулы для определения оптимальных параметров составного двутавра с постоянной толщиной стенки и неравенства, определяющие области с заданным набором активных ограничений**

Активные ограничения	$h$	$A_f$	$\mu$	Область в пространстве $I_r, W_r, S_r$	Область в пространстве $\kappa_I, \kappa_S$
$I$	$\frac{\sqrt[3]{12\delta^2 I_r}}{\delta}$	0	1	$0 \geq 0$	–
				$\frac{\sqrt[3]{12 \cdot \delta^2 \cdot I_r}}{3 \cdot I_r} > 0$	–
				$\frac{\sqrt[3]{18 \cdot \delta \cdot I_r^2}}{3} \geq W_r$	$\kappa_I \geq \sqrt{2}$
				$\sqrt[3]{12 \cdot \delta^2 \cdot I_r} \geq S_r$	$\kappa_I \geq \kappa_S$
$W$	$\frac{\sqrt{3 \cdot \delta \cdot W_r}}{\delta}$	$\frac{\sqrt{3 \cdot \delta \cdot W_r}}{6}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{\sqrt{3 \cdot \delta \cdot W_r}}{6} \geq 0$	–
				$\frac{W_r \cdot \sqrt{3 \cdot \delta \cdot W_r}}{2 \cdot \delta} \geq I_r$	$\sqrt[3]{2} \geq \kappa_I$

Окончание таблицы 2

Активные ограничения	$h$	$A_f$	$\mu$	Область в пространстве $I_r, W_r, S_r$	Область в пространстве $\kappa_I, \kappa_S$
$W$	$\frac{\sqrt{3 \cdot \delta \cdot W_r}}{\delta}$	$\frac{\sqrt{3 \cdot \delta \cdot W_r}}{6}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{2 \cdot \sqrt{3 \cdot \delta \cdot W_r}}{3 \cdot W_r} > 0$	–
				$\sqrt{3 \cdot \delta \cdot W_r} \geq S_r$	$1 \geq \kappa_S$
$AS$	$\frac{S_r}{\delta}$	0	1	$2 > 0$	–
				$\frac{S_r^3}{12 \cdot \delta^2} \geq I_r$	$\kappa_S \geq \kappa_I$
				$\frac{S_r^2}{6 \cdot \delta} \geq W_r$	$\kappa_S \geq \sqrt{2}$
				$1 > 0$	–
$IW$	$\frac{2 \cdot I_r}{W_r}$	$\frac{W_r^2}{2 \cdot I_r} - \frac{\delta \cdot I_r}{3 \cdot W_r}$		$\frac{W_r^2}{2 \cdot I_r} \geq \frac{\delta \cdot I_r}{3 \cdot W_r}$	$\sqrt{2} \geq \kappa_I$
				$\frac{4 \cdot \delta}{3 \cdot W_r} > \frac{W_r^2}{I_r^2}$	$\kappa_I > \sqrt[3]{2}$
				$\frac{2 \cdot W_r}{I_r} > \frac{4 \cdot \delta \cdot I_r}{3 \cdot W_r^2}$	–
				$\frac{2 \cdot \delta \cdot I_r}{W_r} \geq S_r$	$\kappa_I^3 \geq 2 \cdot \kappa_S$
$WS$	$\frac{S_r}{\delta}$	$\frac{\delta \cdot W_r}{S_r} - \frac{S_r}{6}$		$\frac{\delta \cdot W_r}{S_r} \geq \frac{S_r}{6}$	$\sqrt{2} \geq \kappa_S$
				$\frac{S_r \cdot W_r}{2 \cdot \delta} \geq I_r$	$2 \cdot \kappa_S \geq \kappa_I^3$
				$\frac{2 \cdot \delta}{S_r} > 0$	–
				$\frac{2}{3} > \frac{2 \cdot \delta \cdot W_r}{S_r^2}$	$\kappa_S > 1$

Как и в предыдущей задаче в столбце "Область в пространстве  $I_r, W_r, S_r$ " для каждого набора активных ограничений приведены неравенства, ограничивающие указанную область в трехмерном пространстве заданных параметров. Введены безразмерные переменные  $\kappa_I$  и  $\kappa_S$ , позволяющие

сократить размерность рассматриваемого пространства до двух. Эти переменные определяются формулами:

$$\kappa_I = \frac{h_I}{h_W}; \quad \kappa_S = \frac{h_S}{h_W}, \quad (20)$$

где

$$h_I = \frac{\sqrt[3]{12 \cdot \delta^2 \cdot I_r}}{\delta}; \quad h_W = \frac{\sqrt{3 \cdot \delta \cdot W_r}}{\delta}; \quad h_S = \frac{S_r}{\delta}. \quad (21)$$

Геометрический смысл переменных  $h_I$ ,  $h_W$ ,  $h_S$  – оптимальные высоты балки: по жесткости, по прочности при изгибе, по прочности при срезе на опоре – соответственно.

В столбце "Область в пространстве  $\kappa_I$ ,  $\kappa_S$ " табл. 2 приведены неравенства, ограничивающие двухмерные области с заданными наборами активных ограничений. Прочерками заменены неравенства, выполняемые тождественно или являющиеся следствиями остальных.

Области в графическом виде представлены на рис. 3.

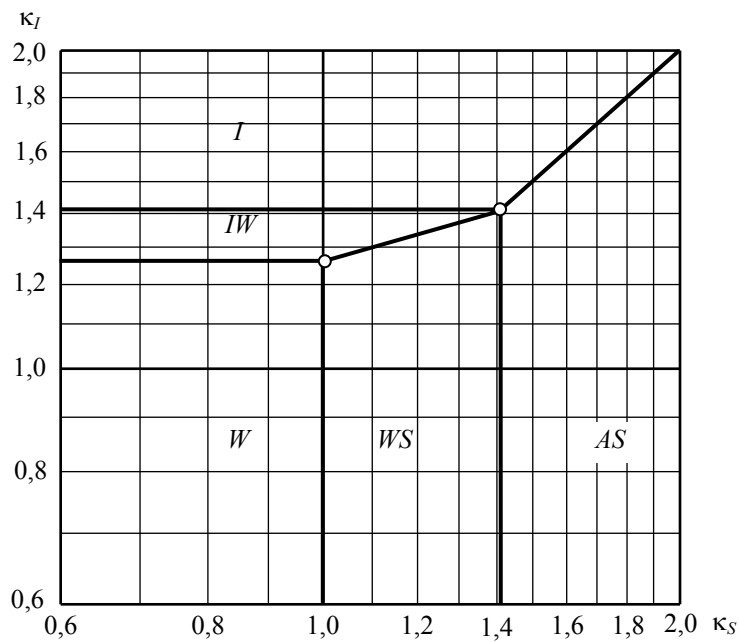


Рис. 3. Разбивка плоскости  $\kappa_I$ ,  $\kappa_S$  на области  $I$ ,  $IW$ ,  $W$ ,  $WS$ ,  $AS$  для балок с заданной толщиной стенки

Последовательность решения задачи такая же, как и для балок с заданным отношением высоты стенки к ее толщине.

Выполненные алгебраические преобразования привели к достаточно неожиданным результатам. Оказывается, двутавр, оптимальный по жесткости, и двутавр, оптимальный по прочности при срезе на опоре, – вырождены и состоят из одной стенки.

**Задача В.М. Вахуркина.** Ряд соображений, упомянутых выше, не позволяет применять слишком тонкие стенки балок. Поэтому у проектировщиков существует правило: чем меньше высота балки, тем меньшее отношение высоты стенки к ее толщине следует принимать. Некоторые учебники по стальным конструкциям [4 – 5] рекомендуют пользоваться эмпирической формулой для определения толщины стенки в зависимости от высоты балки

$$\delta = 3 + 7 \cdot h, \quad (22)$$

где  $\delta$  – толщина стенки в миллиметрах;  $h$  – высота балки в метрах.

Эти соображения привели В.М. Вахуркина к мысли о том, что "оптимальные" балки, выбранные из множества балок с постоянным отношением высоты стенки к ее толщине или из множества балок с постоянной толщиной стенки, не в полной мере отвечают потребностям практики, поскольку в первом случае излишне тонкостенными оказываются высокие балки, а во втором случае – низкие балки. Он предложил пользоваться степенной зависимостью между толщиной стенки балки и ее высотой

$$k \cdot \delta = h^m, \quad (23)$$

где  $k$  и  $m$  – эмпирические коэффициенты.

Коэффициент  $m$  следует брать из диапазона  $0 \leq m \leq 1$ . Что касается коэффициента  $k$ , то выбор его значительно сложнее. Это связано с тем, что коэффициент  $k$  не имеет явно выраженного физического смысла и, кроме того, он – величина размерная, а именно – единица длины в степени  $m - 1$ .

В этой работе зависимость (23) представляется в следующем виде:

$$\frac{\delta}{\delta_0} = \left( \frac{h}{h_0} \right)^m, \quad (24)$$

где в качестве эмпирических коэффициентов, кроме безразмерного  $m$ , выступают величины  $\delta_0$  и  $h_0$ , имеющие размерность длины. Тождественность зависимостей (23) и (24) становится ясной при рассмотрении формулы



$$k = \frac{h_0^m}{\delta_0}. \quad (25)$$

Формула (24), помимо прочего, дает ключ к определению эмпирического коэффициента  $k$ . При этом  $h_0$  и  $\delta_0$  следует считать высотой и толщиной стенки одного из представителей множества балок, среди которых выбирается оптимальная.

Именем В.М. Вахуркина в этой работе названа задача минимизации площади поперечного сечения составного двутавра  $A$ , у которого высота стенки и ее толщина связаны зависимостью (24), при соблюдении условий жесткости:  $I \geq I_r$ ; прочности по изгибу:  $W \geq W_r$  и прочности по срезу на опоре:  $S \geq S_r$ .

Заданы:  $m$  – показатель степенной зависимости;  $h_0$  и  $\delta_0$  – высота стенки и ее толщина для одного из представителей множества балок, среди которых выбирается оптимальная;  $I_r$  – требуемый момент инерции сечения из условий жесткости;  $W_r$  – требуемый момент сопротивления из условия прочности при изгибе;  $S_r$  – требуемая площадь сечения стенки из условия прочности по срезу на опоре. Необходимо определить высоту стенки оптимального двутавра  $h$  и площадь поперечного сечения его пояса  $A_f$ .

Формулировка в виде задачи математического программирования выглядит так:

— минимизировать

$$A = 2 \cdot A_f + \delta_0 \cdot h_0 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{m+1}; \quad (26)$$

— при ограничениях

$$\begin{aligned} F_A = A_f \geq 0; \quad F_I = \frac{h^2}{4} \left( 2A_f + \frac{\delta_0 h_0}{3} \left(\frac{h}{h_0}\right)^{m+1} \right) - I_r \geq 0; \\ F_W = \frac{h}{2} \left( 2A_f + \frac{\delta_0 h_0}{3} \left(\frac{h}{h_0}\right)^{m+1} \right) - W_r \geq 0; \quad F_S = \delta_0 h_0 \left(\frac{h}{h_0}\right)^{m+1} - S_r \geq 0. \end{aligned} \quad (27)$$

Обозначения те же, что и ранее.

Путь решения задачи примем таким же, как и в предыдущих случаях.

Условия Куна – Таккера для этой задачи также имеют вид (7) – (11), но функции  $A$ ,  $F_A$ ,  $F_I$ ,  $F_W$ ,  $F_S$  следует взять из формул (26), (27).

Уравнения (7) и (8) с использованием формул (26), (27) приобретают следующий вид:

$$\lambda_I h \left( A_f + \frac{\delta_0 h_0 (m+3)}{12} \left( \frac{h}{h_0} \right)^{m+1} \right) + \lambda_W \left( A_f + \frac{\delta_0 h_0 (m+2)}{6} \left( \frac{h}{h_0} \right)^{m+1} \right) + (\lambda_S - 1) \frac{\delta_0 h_0 (m+1)}{h} \left( \frac{h}{h_0} \right)^{m+1} = 0; \quad (28)$$

$$\lambda_A + \lambda_I \cdot \frac{h^2}{2} + \lambda_W \cdot h = 2. \quad (29)$$

Решения системы уравнений и неравенств (7) – (11) для всех реальных наборов активных ограничений приведены в табл. 3. В столбце  $h$  приведены формулы для определения оптимальной высоты стенки балки, в столбце  $A_f$  – формулы для определения оптимальной площади пояса двутавра, а в столбце  $\mu$  – формулы для определения доли стенки в общей площади поперечного сечения двутавра.

Таблица 3

**Формулы для определения оптимальных параметров составного двутавра в задаче В.М. Вахуркина**

Активные ограничения	$h$	$A_f$	$\mu$
$I$	$h_0 \left( \frac{12 I_r}{\delta_0 h_0^3 (m+1)} \right)^{\frac{1}{m+3}}$	$\frac{\delta_0 \cdot h_0 \cdot m}{6} \left( \frac{12 \cdot I_r}{\delta_0 \cdot h_0^3 \cdot (m+1)} \right)^{\frac{m+1}{m+3}}$	$\frac{3}{m+3}$
$W$	$h_0 \left( \frac{3 W_r}{\delta_0 h_0^2 (m+1)} \right)^{\frac{1}{m+2}}$	$\frac{\delta_0 h_0 (2m+1)}{6} \left( \frac{3 W_r}{\delta_0 h_0^2 (m+1)} \right)^{\frac{m+1}{m+2}}$	$\frac{3}{2(m+2)}$
$AS$	$h_0 \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{\frac{1}{m+1}}$	0	1
$IW$	$\frac{2 I_r}{W_r}$	$\frac{W_r^2}{2 I_r} - \frac{\delta_0 h_0}{6} \left( \frac{2 I_r}{h_0 \cdot W_r} \right)^{m+1}$	

Окончание таблицы 3

Активные ограничения	$h$	$A_f$	$\mu$
$IS$	$h_0 \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{\frac{1}{m+1}}$	$\frac{2I_r}{h_0^2} \left( \frac{\delta_0 \cdot h_0}{S_r} \right)^{\frac{2}{m+1}} - \frac{S_r}{6}$	
$WS$	$h_0 \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{\frac{1}{m+1}}$	$\frac{W_r}{h_0} \left( \frac{\delta_0 \cdot h_0}{S_r} \right)^{\frac{1}{m+1}} - \frac{S_r}{6}$	

Неравенства, определяющие области, соответствующие заданному набору активных ограничений, приведены в табл. 4.

Таблица 4

**Неравенства, определяющие области, соответствующие заданному набору активных ограничений в задаче В.М. Вахуркина**

Активные ограничения	Область в пространстве $I_r, W_r, S_r$	Область в пространстве $\kappa_I, \kappa_S$
$I$	$\frac{\delta_0 \cdot h_0 \cdot m}{6} \cdot \left( \frac{12 \cdot I_r}{\delta_0 \cdot h_0^3 \cdot (m+1)} \right)^{\frac{m+1}{m+3}} \geq 0$	–
	$\frac{4}{h_0^2} \cdot \left( \frac{12 \cdot I_r}{\delta_0 \cdot h_0^3 \cdot (m+1)} \right)^{-\frac{2}{m+3}} > 0$	–
	$\frac{2 \cdot I_r}{h_0} \cdot \left( \frac{12 \cdot I_r}{\delta_0 \cdot h_0^3 \cdot (m+1)} \right)^{-\frac{1}{m+3}} \geq W_r$	$\kappa_I \geq 2^{\frac{1}{m+2}}$
	$\delta_0 \cdot h_0 \cdot \left( \frac{12 \cdot I_r}{\delta_0 \cdot h_0^3 \cdot (m+1)} \right)^{\frac{m+1}{m+3}} \geq S_r$	$\kappa_I \geq \kappa_S$
$W$	$\frac{\delta_0 \cdot h_0 \cdot (2 \cdot m + 1)}{6} \cdot \left( \frac{3 \cdot W_r}{\delta_0 \cdot h_0^2 \cdot (m+1)} \right)^{\frac{m+1}{m+2}} \geq 0$	–
	$\frac{\delta_0 \cdot h_0^3 \cdot (m+1)}{6} \cdot \left( \frac{3 \cdot W_r}{\delta_0 \cdot h_0^2 \cdot (m+1)} \right)^{\frac{m+3}{m+2}} \geq I_r$	$\frac{1}{2^{m+3}} \geq \kappa_I$

Продовжение таблицы 4

Активные ограничения	Область в пространстве $I_r, W_r, S_r$	Область в пространстве $\kappa_I, \kappa_S$
$W$	$\frac{2}{h_0} \cdot \left( \frac{3 \cdot W_r}{\delta_0 \cdot h_0^2 \cdot (m+1)} \right)^{-\frac{1}{m+2}} > 0$	–
	$\delta_0 \cdot h_0 \cdot \left( \frac{3 \cdot W_r}{\delta_0 \cdot h_0^2 \cdot (m+1)} \right)^{\frac{m+1}{m+2}} \geq S_r$	$1 \geq \kappa_S$
$AS$	$2 \geq 0$	–
	$\frac{\delta_0 \cdot h_0^3}{12} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{\frac{m+3}{m+1}} \geq I_r$	$\kappa_S \geq (m+1)^{\frac{1}{m+3}} \cdot \kappa_I$
	$\frac{\delta_0 \cdot h_0^2}{6} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{\frac{m+2}{m+1}} \geq W_r$	$\kappa_S \geq (2 \cdot (m+1))^{\frac{1}{m+2}}$
	$1 \geq 0$	–
$IW$	$W_r \geq \frac{\delta_0 \cdot h_0^2}{6} \cdot \left( \frac{2 \cdot I_r}{h_0 \cdot W_r} \right)^{m+2}$	–
	$\frac{\delta_0 \cdot h_0^2 \cdot (m+1)}{3} \cdot \left( \frac{2 \cdot I_r}{h_0 \cdot W_r} \right)^{m+2} > W_r$	$\kappa_I > 2^{\frac{1}{m+3}}$
	$W_r > \frac{\delta_0 \cdot h_0^2 \cdot (m+1)}{6} \cdot \left( \frac{2 \cdot I_r}{h_0 \cdot W_r} \right)^{m+2}$	$\frac{1}{2^{m+2}} > \kappa_I$
	$\delta_0 \cdot h_0 \cdot \left( \frac{2 \cdot I_r}{h_0 \cdot W_r} \right)^{m+1} \geq S_r$	$\kappa_I^{m+3} \geq \kappa_S$
$IS$	$I_r \geq \frac{\delta_0 \cdot h_0^3}{12} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{\frac{m+3}{m+1}}$	$(m+1)^{\frac{1}{m+3}} \cdot \kappa_I \geq \kappa_S$
	$\frac{4}{h_0^2} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{-\frac{2}{m+1}} > 0$	–

Окончание таблицы 4

Активные ограничения	Область в пространстве $I_r, W_r, S_r$	Область в пространстве $\kappa_I, \kappa_S$
IS	$\frac{2 \cdot I_r}{h_0} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{-\frac{1}{m+1}} \geq W_r$	$\kappa_I^{m+3} \geq 2 \cdot \kappa_S$
	$\frac{\delta_0 \cdot h_0^3 \cdot (m+1)}{12} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{\frac{m+3}{m+1}} \geq I_r$	$\kappa_S > \kappa_I$
WS	$W_r \geq \frac{\delta_0 \cdot h_0^2}{6} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{\frac{m+2}{m+1}}$	$(2 \cdot (m+1))^{\frac{1}{m+2}} \geq \kappa_S$
	$W_r \geq \frac{2 \cdot I_r}{h_0} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{-\frac{1}{m+1}}$	$2 \cdot \kappa_S \geq \kappa_I^{m+3}$
	$\frac{2}{h_0} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{-\frac{1}{m+1}} > 0$	–
	$\frac{\delta_0 \cdot h_0^2 \cdot (m+1)}{3} \cdot \left( \frac{S_r}{\delta_0 \cdot h_0} \right)^{\frac{m+2}{m+1}} \geq W_r$	$\kappa_S > 1$

В этой таблице в столбце "Область в пространстве  $I_r, W_r, S_r$ " для каждого набора активных ограничений приведены неравенства, ограничивающие указанную область в трехмерном пространстве заданных параметров. Как и в предыдущих задачах введены безразмерные переменные  $\kappa_I$  и  $\kappa_S$ , позволяющие сократить размерность рассматриваемого пространства до двух. Эти переменные определяются формулами:

$$\kappa_I = \frac{h_I}{h_W}; \quad \kappa_S = \frac{h_S}{h_W}, \quad (30)$$

где

$$h_I = h_0 \cdot \left( \frac{12 \cdot I_r}{\delta_0 \cdot h_0^3 \cdot (m+1)} \right)^{\frac{1}{m+3}} ; \quad h_W = h_0 \left( \frac{3W_r}{\delta_0 h_0^2 (m+1)} \right)^{\frac{1}{m+2}} ;$$

$$h_S = h_0 \left( \frac{S_r}{\delta_0 h_0} \right)^{\frac{1}{m+1}} .$$
(31)

Геометрический смысл переменных  $h_I$ ,  $h_W$ ,  $h_S$  – как и ранее, оптимальные высоты балки: по жесткости, по прочности при изгибе, по прочности при срезе на опоре – соответственно.

В столбце "Область в пространстве  $\kappa_I$ ,  $\kappa_S$ " табл. 4 приведены неравенства, ограничивающие двумерные области с заданными наборами активных ограничений. Прочерками заменены неравенства, выполняемые тождественно или являющиеся следствиями остальных.

Области в графическом виде для частного случая  $m = 0,5$  представлены на рис. 4.

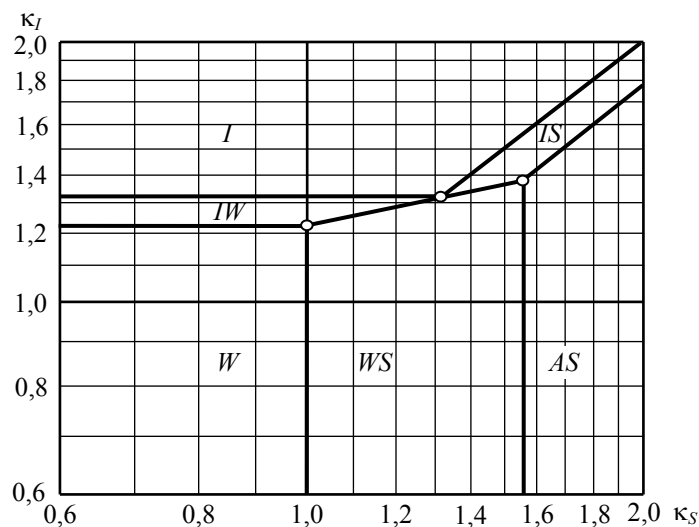


Рис. 4. Разбивка плоскости  $\kappa_I$ ,  $\kappa_S$  на области  $I$ ,  $IW$ ,  $W$ ,  $IS$ ,  $WS$ ,  $AS$  для  $m = 0,5$

В данном случае последовательность решения задачи такая же, как и для балок с заданным отношением высоты стенки к ее толщине.

Следует отметить, что две первых задачи являются частными случаями задачи В.М. Вахуркина. При  $m = 0$  реализуется случай постоянной толщины стенки. При этом надо принять  $\delta_0 = \delta$ . От  $h_0$  результат не зависит. При  $m = 1$  реализуется случай постоянного отношения высоты стенки к ее

толщине, причем в качестве этого отношения выступает частное  $\frac{h_0}{\delta_0}$ .

Абсолютные значения этих величин значения не имеют.

В качестве примера эмпирической зависимости между толщиной стенки и ее высотой можно принять соотношение (24) при следующих значениях коэффициентов:  $m = 0,5$ ;  $\delta_0 = 1$  см;  $h_0 = 100$  см. Сделанный выбор эмпирических коэффициентом достаточно разумен, поскольку в число балок, среди которых выбирается оптимальная, попадают балки со стенками, размеры которых приведены в следующей таблице:

$\delta$ , см	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6
$h$ , см	36	64	100	144	196	256

Как видно из таблицы, отношение высоты стенки к ее толщине увеличивается вместе с увеличением размеров стенки.

### Выводы

Таким образом, в этой работе получены точные решения нескольких простых оптимизационных задач в области металлических конструкций. Они сформулированы в виде задач математического программирования с ограничениями-неравенствами, что делает эти задачи комбинаторными.

Приведены решения всех задач в виде комплектов формул. Комплекты выбираются в зависимости от набора активных ограничений, который в свою очередь определяется исходными данными задачи. Большое внимание уделено пространству исходных данных, в частности, разбиению его на области, в каждой из которых реализуется один и тот же набор активных ограничений. Результаты этого разбиения представлены как в аналитическом, так и в графическом виде.

Работа, помимо практического, имеет и научное значение. В ней показана качественная картина распределения оптимальных решений двутавровых балок по видам предельных состояний, а также продемонстрирована форма, в которой может быть представлено точное решение задачи математического программирования.

Работа может быть использована как в реальном проектировании, так и в учебном процессе в составе курсов металлических конструкций и математического программирования.

### Литература

- [1] Hodgkinson E. Theoretical and experimental researches to ascertain, the strength and best forms of iron beams. // Memoirs of the Literary and Philosophical Society of Manchester. – 1831. – V. 5. – P. 407 – 544.

- [2] Вахуркин В.М. Наивыгоднейшая форма двутавровых балок // Бюллетень строительной техники: 1949, № 21.
- [3] Вахуркин В.М. Форма двутавровой балки в условиях наименьшего расхода металла и в условиях наименьшей стоимости // Вестник инженеров и техников: 1951, № 5.
- [4] Муханов К.К. Металлические конструкции – М.: Стройиздат, 1976. – 504 с.
- [5] Стрелецкий Н.С., Гениев А.Н., Балдин В.А. и др. Стальные конструкции.– М.: Стройиздат, 1952. – 852 с.
- [6] Беленя Е.И., Балдин В.А., Ведеников Г.С. и др. Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
- [7] Горев В.В., Уваров Б.Ю., Филиппов В.В. и др. Металлические конструкции. В 3-х т. Т.1. Элементы стальных конструкций. – М.: Высшая школа, 1997. – 527 с.
- [8] Пермяков В.А., Перельмутер А.В., Юрченко В.В. Оптимальное проектирование стальных стержневых конструкций.– Киев: Сталь, 2008. – 538 с.
- [9] Бельский Г.Е. Методика определения размеров сечений стальных балок минимальной массы // Новые формы и прочность металлических конструкций: Сб. науч. тр. / ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко – М., 1989. – С. 116 – 129.
- [10] Лобанов Л.М., Шимановский В.Н., Гордеев В.Н. и др. Сварные строительные конструкции. В 3-х т. Т. 3. – Киев: ИЭС им. Е.О.Патона, 2003.
- [11] Окрайнец Г.А. Обобщенная методика выбора оптимальной высоты металлических конструкций балок // Труды ХИСИ: 1962, вып. 19.
- [12] Химмельблау Д. Прикладное нелинейное программирование. - М.: Мир, 1975. - 534 с.

*Надійшла до редколегії 01.07.2009 р.*



УДК 624.014

## **Оптимальное проектирование металлоконструкций зданий с вантовым покрытием**

**Харченко Р.Б.**, к.т.н., **Царик А.В.**, аспирант

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

**Анотація.** Розглядається розв'язок задачі оптимального проектування несучих металлоконструкцій споруд із покриттям вантового типу. Наводяться розрахункові співвідношення, схема чисельного рішення, способи врахування фізичних особливостей задачі, чисельні результати.

**Аннотация.** Рассматривается решение задачи оптимального проектирования несущих металлоконструкций здания с покрытием вантового типа. Приводятся расчетные соотношения, схема численного решения, способы учета физических особенностей задачи, численные результаты.

**Abstract.** The task of optimal design of carrying iron building's with cable-stayed structure is considered. Calculated relation, plan of numerical solution, devices of accounting physical singularity of the task, numerical results are given.

**Ключевые слова:** несущие металлоконструкции, ванты, проектирование, анкерные рамы.

**Постановка задачі.** Рассматривается пространственная несущая система протяженного в плане однопролетного здания, состоящего из установленных с определенным шагом несущих элементов в виде предварительно напряженных жестких нитей (прогонов), кровельных элементов, концевых анкерных рам, воспринимающих продольные усилия от прогонов-нитей. Рамы приняты из сварных двутавров, прогоны-нити – из высокопрочной оцинкованной проволоки, кровля – из листов профилированного настила. Материал конструкций работает в упругой стадии. Схема здания приведена на рис. 1.

Считаем заданными все геометрические параметры здания (пролет, длина здания, высота рамы), кроме шага рам. Заданы также нагрузка, прочностные и физические характеристики материалов. Сечения всех несущих элементов (т.е. количество проволок в вантах, площадь сечений ригелей, колонн и оттяжек рам) считаем искомыми параметрами проектирования. Задача несколько упростится, если величину неизвестного шага рам примем в виде ряда дискретных значений:  $l_0 = 3$  м, 6 м, 9 м, 12 м. Задачу проектирования металлоконструкций здания рассмотрим как задачу оптимального проектирования на основе критерия стоимости конструкции в деле:

$$C_g(X_1, X_2, \dots, X_n) \rightarrow \min \quad (1)$$

при ограничениях по прочности:

$$\sigma = (X_1, X_2, \dots, X_n) \leq [\sigma] \quad (2)$$

и перемещениям:

$$u = (X_1, X_2, \dots, X_n) \leq [u], \quad (3)$$

а также условия устойчивости по Эйлеру и ограничениях дискретности, где  $X_1, X_2, \dots, X_n$  – неизвестные задачи, а именно:  $X_1$  – шаг рам;  $X_2$  – количество проволок в ванте;  $X_3, X_4$  – площадь сечения соответственно ригеля и колонн промежуточной рамы;  $X_5, X_6$  – площадь сечения соответственно ригеля и колонн концевых анкерных рам;  $X_7$  – площадь сечения оттяжек концевых рам;  $X_8$  – площадь сечения настила кровли.

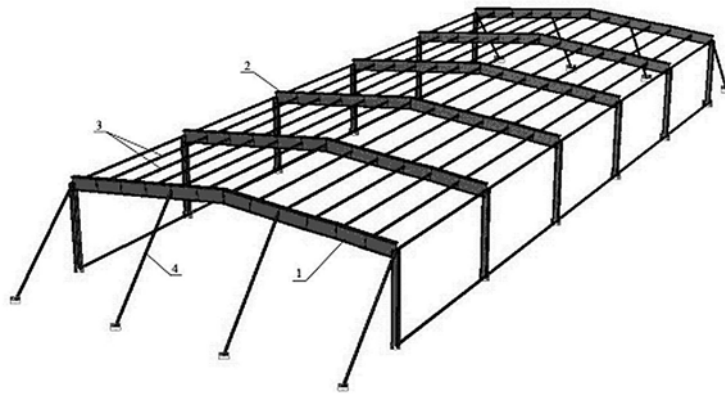


Рис. 1. Конструкция схемы здания:  
1 – торцовая рама; 2 – промежуточная рама каркаса;  
3 – нити-струны; 4 – оттяжка торцовой рамы

**Расчетные соотношения.** Расчетные схемы основных несущих элементов здания приведены на рис. 2.

Функция стоимости представляется в виде

$$C = C_{np} A_{np} X_2 \left[ X_1 + \frac{1}{2} \int_l (y')^2 dx \right] \frac{L}{X_1} \gamma + C_{cm} (X_3 L_p + 2X_4 h) \left( \frac{L}{X_1} - 1 \right) \gamma + C_{cm} (X_5 L_p + 4X_6 h) \cdot 2\gamma + C_n X_7 L_p \frac{L}{X_1} \gamma, \quad (4)$$

где  $C_{пр}$ ,  $C_{ст}$ ,  $C_{н}$  – удельная цена стали соответственно высокопрочной проволоки вант, стали металлоконструкций рам и настила кровли;  $A_{пр}$  – площадь сечения одной проволоки диаметром 6 мм;  $L$  – длина здания;  $y(x)$  – функция провисания вант;  $\gamma$  – удельная масса стали;  $I$  – момент инерции сечения одной проволоки вант;  $E$  – модуль упругости проволоки вант.

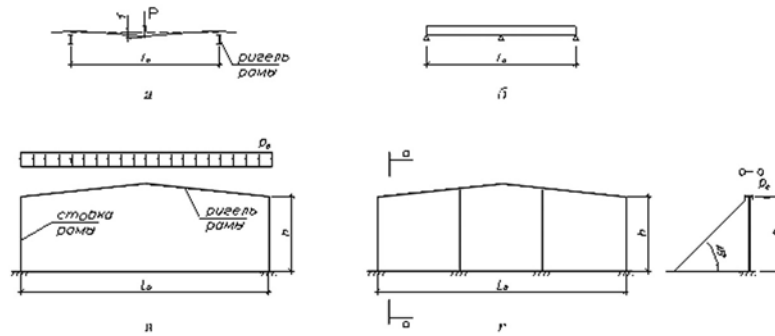


Рис. 2. Расчетные схемы  
а – вант-прогона; б – настила кровли; в – промежуточной рамы;  
г – концевой анкерной рамы

**Параметрами расчета являются:** для многопролетного ванты-прогона  $y_0(x), y(x)$  – функции провисания ванты соответственно в начальном и расчетном состояниях;  $u_0, u$  – безразмерные параметры;  $H_0, H$  – усилия в ванте соответственно в начальном и расчетном состояниях;  $f_0, f$  – стрела провисания в начальном и расчетном состояниях;  $M$  – момент в сечении, где приложена сосредоточенная нагрузка;  $g$  – начальная нагрузка на вант (от собственного веса),  $g_p$  – расчетная нагрузка на ванту.

Расчетные соотношения для ванты, рассматриваемой как нить конечной жесткости [1], при этом продольное усилие определяется как для гибкой нити:

$$y_0 = \frac{gl_0^4}{384EI} \cdot \frac{48}{u_0} \left( \frac{u_0^2}{4} - 2th \frac{u_0}{2} \right); \quad (5)$$

$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_p l_0^4}{EI} \cdot \frac{48}{5u^4} \left\{ \frac{u^2}{4} - u \left[ \frac{u^2}{u_0^2} \left( 1 - \frac{thu_0}{u_0} \right) \right] \frac{th \frac{u}{2}}{2} \right\} + \frac{pl^3}{192EI} \cdot \frac{4}{u^3} \left( \frac{u^2}{u} \cdot \frac{chu - shu}{uchu - shu} - th \frac{u}{2} \right); \quad (6)$$

$\omega = y - y_0$  – прогиб ванты в расчетном сечении от расчетной нагрузки;

$$y'_0 = \frac{dy_0}{dx_0} = -\frac{32}{u_0^3} \left[ u_0 \xi - u_0 \frac{shu_0 \xi \cdot chu_0 (1 - \xi)}{chu_0} \right]; \quad (7)$$

$$y' = \frac{dy}{dx_0} = \frac{g_p l_0^3}{24EI} \frac{6}{u^3} \left[ u(0,5 - \xi) - u \left( 0,5 - \frac{shu \xi \cdot chu(1 - \xi)}{shu} \right) \right] + \frac{pl^2}{16EI} \cdot \frac{8}{u^2} \left[ \frac{shu}{2} \cdot \frac{shu \xi \cdot shu(0,5 - \xi)}{shu} \right]; \quad (\xi = 0; 0,1; 0,2 \dots, 1); \quad (8)$$

$$M_{\xi=0,5} = \frac{g_p l_0^2}{12} \cdot \frac{6}{u^2} \left[ 0,5 - u \left( \frac{1}{2thu} - th \frac{u}{2} \right) \right] + \frac{pl_0}{8} \cdot \frac{8}{u} \left( sh \frac{u}{2} - \frac{1}{4} th \frac{u}{2} \right). \quad (9)$$

Параметр  $u_0$  определяется решением трансцендентного уравнения

$$\frac{384 f_0 EI}{g l_0^4} = 24 \left( \frac{1}{2u_0^2} - \frac{chu_0 - 1}{u_0^3 shu_0} \right); \quad (10)$$

$$H_0 = \frac{4u_0^2 EI}{l_0^2}. \quad (11)$$

Усилие нити определяется уравнением

$$H^3 - H_0 H^2 - \frac{EFD}{2l_0} = 0, \quad (12)$$

где 
$$D = \frac{g^2 l_0^2}{12} + \frac{gpl_0}{4} + \frac{p^2}{4}. \quad (13)$$

Параметр  $u$  определяется по формуле

$$u = \frac{l_0}{2} \sqrt{\frac{H}{EI}}. \quad (14)$$

Для ригелей и колонн промежуточной рамы принимаем соотношения, приведенные в [2] при условии  $\frac{I_p}{I_k} = 1,785$ , соответствующее условию равенства пролетного и опорного изгибающих моментов в ригеле. Тогда,

$$M_{\text{риг}}^{\text{расч}} = \frac{qL_p^2}{16}.$$

Определение усилия в колоннах рамы и максимальный прогиб ригеля не вызывает затруднений. Также не вызывает затруднений определение величин напряженно-деформированного состояния в элементах концевых рам [3]. Сечение профилированного настила кровли принято рассмотрением его по двухпролетной расчетной схеме. Для каждого из рассмотренных несущих элементов с искомыми параметрами проектирования приняты ограничения (2) – (3), соответствующие условиям прочности, устойчивости и деформативности, а также конструктивным требованиям.

Приведем алгоритм численного решения, сводящийся к методу прямого поиска [3]:

1 шаг. Ввод начальных значений конструктивных и оптимизируемых параметров системы.

2 шаг. Решение задачи определения напряженно-деформированного состояния системы. Проверка ограничений.

3 шаг. Если ограничения не соблюдаются – вводятся поправки на применение вектора  $\vec{x}$ . Повторяется проверка ограничений.

4 шаг. Вычисление целевой функции в базовой точке  $x^{(0)}$ . Запоминание величины  $f(x^{(0)})$ .

5 шаг. Изменение значений искоемых переменных в цикличном порядке. Задание новой точки  $x^{(6)}$ .

6 шаг. Повторная проверка ограничений.

7 шаг. Вычисление  $f(x^{(6)}) = f(x)$ .

8 шаг. Проверка, меньше ли стрела  $f(x)$ , чем  $f(x^{(0)})$  в исходной базисной точке.

Если нет, то задать новую базисную точку. Проверка ограничений, повторное вычисление функции цели. Если да, то проверка: является ли величина  $\Delta x$  меньше некоторого наперед заданного числа  $\varepsilon$ . Если «да», то «останавливаем». Если «нет», то уменьшается параметр возмущения по минимально допустимым значениям оптимизируемых параметров.

### Пример

Заданные параметры:

$L = 90$  м; нагрузка  $q = 0,2$  т/м<sup>2</sup>;  $R_{np} = 9000$  кг/м<sup>2</sup>;  $R_{cm} = 3000$  кг/м<sup>2</sup>;  
 $E_{np} = 1,9 \cdot 10^7$  т/м<sup>2</sup>;  $E_{cm} = 2,1 \cdot 10^7$  т/м<sup>2</sup>;  $d_{np} = 6$  мм;  $L_p = 18,0$  м;

В результате решения получено:

$X_1 = l_0 = 6,0$  м;  $X_2 = n = 12,0$  м;  $X_3 = A_p = 276$  см<sup>2</sup>;  $X_4 = A_k = 198$  см<sup>2</sup>;  
 $X_5 = A_p^{анк} = 380$  см<sup>2</sup>;  $X_6 = A_k^{анк} = 85$  см<sup>2</sup>;  $X_7 = A_{omm}^{анк} = 18$  см<sup>2</sup>.

Минимальное значение целевой функции  $C^{min} = 357417$  грн.

### **Выводы**

В изложенной задаче нелинейного оптимального проектирования присутствует нелинейная целевая функция, 7 неизвестных параметров и 15 ограничений, уравнения состояний с трансцендентными функциями. Физический смысл задачи позволяет свести ее к системе с одним независимым неизвестным параметром и шестью зависимыми от него параметрам, причем искомое независимое может быть представлено в виде дискретного ряда величин. Таким образом, задача сводится к простой и достаточно легко решаемой (на калькуляторе), без применения сложных методов математического программирования

### **Литература**

- [1] В.Н. Шимановский, Ю.В. Смирнов, Р.Б. Харченко. Расчет висячих конструкций. – К.: Будівельник, 1973.
- [2] Г.С. Глушков и др. Формулы для расчета рам. – М.: Госстройиздат, 1958.
- [3] Методические рекомендации по проектированию и монтажу покрытий струнного типа для зданий сельскохозяйственного назначения. Киев, НИИСК, 1982.

*Надійшла до редколегії 12.06.2009 р.*

УДК 624.014

## **Оптимальне проектування двохшарових поперечних рам з елементами наскрізного перерізу для критого складу для збереження технічної сірки**

<sup>1</sup>Пелешко І.Д., к.т.н., <sup>2</sup>Пальчик М.М., <sup>3</sup>Юрченко В.В., к.т.н.,  
<sup>3</sup>Біляєв М.А., магістр

<sup>1</sup>Національний університет «Львівська політехніка», Україна  
<sup>2</sup>ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкция ім. В.М. Шимановського», Україна  
<sup>3</sup>Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** У статті представлені формулювання та результати розв'язку задачі параметричної оптимізації двохшарових поперечних рам з елементами наскрізного перерізу з труб, що працюють в складі каркаса критого складу для зберігання гранульованої сірки. В якості змінних проектування розглядалися параметри геометричної схеми поперечної рами і розміри поперечних перерізів її елементів. Як критерій оптимізації було розглянуто мінімум маси конструкції, а також мінімум кошторисної вартості для її зведення. У математичній моделі задачі оптимізації враховані технологічні обмеження, обумовлені технологічним завданням на проектування, нормативні обмеження, які висуваються до шарнірно-стержневих систем при їх перевірці за двома групами граничних станів, а також обмеження на тонкостінність несучих елементів та умови конструювання бесфасоночних вузлів із труб. Задача параметричної оптимізації розв'язана з використанням програмного забезпечення ([www.optcad.com](http://www.optcad.com)), що реалізовує пошукову методологію на базі градієнтного методу. Отримані оптимальні проектні рішення поперечних рам каркаса забезпечують суттєву економію маси конструкції та кошторисної вартості її зведення.

**Аннотация.** В статье представлены формулировка и результаты решения задачи параметрической оптимизации двухшарнирных поперечных рам с элементами сквозного сечения из труб, работающих в составе каркаса крытого склада гранулированной серы. В качестве переменных проектирования рассматривались параметры геометрической схемы поперечной рамы и размеры поперечных сечений ее элементов. Критерием оптимизации рассматривались минимум массы конструкции, а также минимум стоимости ее возведение. В математической модели задачи оптимизации были учтены технологические ограничения, описанные в техническом задании на проектирование объекта строительства, нормативные ограничения, регламентированные для шарнирно-стержневых систем при их проверке по двум группам предельных состояний, а также ограничения на тонкостенность несущих элементов и условия конструирования бесфасоночных узлов из труб. Задача параметрической оптимизации была решена с использованием программного обеспечения ([www.optcad.com](http://www.optcad.com)), реализующего поисковую методологию на базе градиентного метода. Полученные оптимальные проектные решения поперечных рам каркаса обеспечивают существенную экономию массы конструкции и ее стоимости при возведении.

**Abstract.** In this paper formulation and results of parametric optimization task for steel portal frames with lattice structural members were presented. The portal frames are the bearing construction of the storage warehouse for granulated sulfur with further shipment in merchant ship. Parameters of the geometric scheme of the portal frames and cross-sectional sizes of the structural members from tubes were considered

as design variables. The minimum weight of the transverse frame as well as the minimum cost on fabrication and erection were considered as the criteria of optimality. All technological constraints described in requirements specification were taken into account. Additionally, verifications of bearing capacity of structural members at the ultimate limit state (namely, stresses checks, overall and local buckling checks for structural members subject to central tension and compression) as well as displacement checks at the serviceability limit state were included into the constraint system. The parametric optimization task was solved using software ([www.optcad.com](http://www.optcad.com)) based on gradient method for searching the optimum design decisions. New optimal layouts of steel portal frames by the criterion of minimum weight as well as minimum costs on fabrication and erection were presented.

**Ключові слова:** металева поперечна рама каркаси, параметрична оптимізація, градієнтний метод, програмне забезпечення.

**Вступ.** Прикладні задачі оптимального проектування металевих конструкцій формулюють як задачі пошуку таких значень невідомих параметрів системи, які забезпечують найменше (або найбільше) значення вибраного критерію оптимальності в області допустимих проектних рішень.

Математична модель задачі оптимального проектування конструкцій об'єднує критерій якості, множину незалежних змінних проектування та обмеження, які відображають у загальному випадку нелінійні взаємозв'язки між змінними. У випадках, коли критерій якості та обмеження математичної моделі є неперервно диференційованими функціями, а область пошуку є гладкою, параметричні задачі оптимізації металевих стержневих систем успішно вирішують за допомогою градієнтних методів.

Покажемо застосування методів оптимізації при проектуванні конструкції поперечної рами з елементами наскрізного перерізу. Базуючись на виборі конструктивного рішення об'єкта, прийнятого на стадії технічного проекту, оптимізація заданої конструктивної форми поперечної рами здійснювалась варіюванням її параметрів при заданих топології конструкції, умовах закріплення системи на опорах, статичному характері спряжень несучих елементів у вузлах та діючих навантаженнях.

**Технічна характеристика об'єкта будівництва.** Об'єкт будівництва розташований у морському порту Усть-Луга Російської Федерації та призначений для зберігання гранульованої сірки з подальшим відвантаженням її на морські торгові кораблі. Район будівництва належить до III-го снігового району, II-го вітрового району, тип місцевості – А.

Генеральні габарити будівлі складу: довжина – 247,25 м, ширина – 69,0 м. Несучий каркас будівлі представляє собою систему поперечних двохсхилих рам прогоном 69,0 м, розміщених по довжині будівлі з кроком 7,5 м. По довжині будівля складу поділена на дві температурні секції деформацій-



ним швом. Поперечні перерізи несучих елементів рам прийняті з круглих гарячедеформованих труб, виконаних зі сталі марки Ст20. Спряження елементів у вузлах прийняті безфасоночними.

Будівля складу є холодною, конструкції огороження виконані з профільованого настилу, вкритого полімерним покриттям, який влаштовується по прогонах покриття і конструкціях фахверка поздовжніх та торцевих стін.

Просторова жорсткість каркаса будівлі в цілому забезпечується влаштуванням жорстких блоків із системою в'язей, яка містить вертикальні в'язі між стояками поперечних рам та горизонтальні і вертикальні в'язі по покриттю.

На відмітці +28,25 м у будівлі складу передбачена технологічна площадка, яка підвішується до конструкції поперечної рами і призначена для обпірання крана-перевантажувача та транспортера, призначеного для подачі сірки. Зварні балки технологічної площадки виконуються з універсальної листової сталі класу С245.



Рис. 1. Зведення поперечних рам каркаса складської будівлі

**Розроблення математичної моделі задачі оптимізації.** Математична модель задачі параметричної оптимізації поперечних рам з елементами наскрізних перерізів формулювалась як задача нелінійного програмування, до складу якої увійшли набір змінних проектування, система обмежень та детермінований критерій якості проектного рішення.

*Вибір змінних проектування.* Змінними геометричними параметрами конструкції поперечної рами були обрані висота будівлі у карнизному вузлі рами  $H_{zdk}$  та у гребеневому вузлі рами  $H_{zd}$ ; відстань між поясами наскрізного ригеля поперечної рами у карнизному вузлі  $h_{op}$  та у монтажних вуз-

лах ригеля  $h_2$ ,  $h_4$ ,  $h_6$  і  $h_7$ , а також відстань між поясами наскрізної колони у карнизному вузлі  $b_{op}$  і розмір  $b_7$  (рис. 2). Окрім того, як змінні проектування розглядались розміри перерізів наскрізних елементів поперечної рами для кожного типу жорсткості конструкції (табл. 1). Початкові значення змінних параметрів поперечної рами були прийняті відповідно до вихідного проекту каркаса будівлі, розробленого відділом просторових споруд ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського». Початкові значення геометричних змінних проектування:  $H_{zd} = 39,58$  м,  $H_{zdk} = 10,63$  м,  $h_2 = h_4 = h_6 = h_7 = h_{op} = b_{op} = 2,6$  м,  $b_7 = 0,55773$  м.

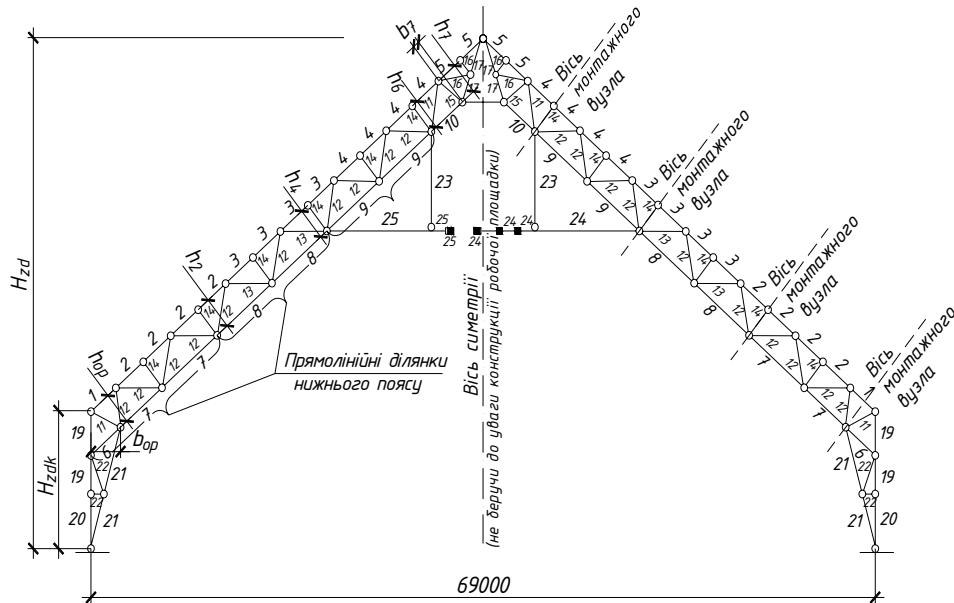


Рис. 2. Розрахункова схема поперечної рами із зазначенням геометричних змінних проектування та нумерацією типів жорсткості

*Опис розрахункової схеми та збір навантажень.* Статична схема поперечної рами була прийнята як шарнірно-стержньова система із шарнірним обпиранням колон поперечних рам на фундаменти.

Геометрична схема поперечної рами описувалась сукупністю вузлів та стержнів при орієнтації на виконання статичного аналізу конструкції методом скінченних елементів. Координати вузлів розрахункової схеми поперечної рами задавались у системі координат Декарта і були представлені виразами, що описують функціональні залежності від геометричних змінних проектування задачі оптимізації.

Таблиця 1

**Змінні розміри поперечних перерізів  
несучих елементів поперечної рами каркаса**

Призначення та розташування конструктивного елемента	Номер типу жорсткості	Ім'я змінних, діаметр×товщина	Початкові розміри, мм×мм	Номер типу жорсткості	Ім'я змінних, діаметр×товщина	Початкові розміри, мм×мм
Пояси наскрізних елементів поперечної рами	1	$d_1 \times t_1$	299×25	7	$d_6 \times t_7$	299×16
	2	$d_1 \times t_2$	299×14	8	$d_8 \times t_8$	299×10
	3	$d_1 \times t_3$	299×10	9	$d_9 \times t_9$	299×10
	4	$d_1 \times t_4$	299×14	10	$d_{10} \times t_{10}$	299×14
	5	$d_1 \times t_5$	299×14	11	$d_{11} \times t_{11}$	180×12
	6	$d_6 \times t_6$	299×10	–	–	–
Решітка наскрізного ригеля	12	$d_{12} \times t_{12}$	152×8	14	$d_{14} \times t_{14}$	102×5
	13	$d_{13} \times t_{13}$	121×8	–	–	–
Гребінь поперечної рами	15	$d_{15} \times t_{15}$	152×8	17	$d_{17} \times t_{17}$	180×12
	16	$d_{16} \times t_{16}$	102×5	18	$d_{18} \times t_{18}$	180×12
Решітка наскрізних колон	19	$d_{19} \times t_{19}$	299×10	21	$d_{21} \times t_{21}$	299×25
	20	$d_{19} \times t_{20}$	299×25	22	$d_{22} \times t_{22}$	102×5
Підвіски робочої площадки	23	$d_{23} \times t_{23}$	180×12	–	–	–

Постійні навантаження включали власну вагу поперечної рами, прогонів покрівлі, в'язей шатра покрівлі, пожежних драбин і площадок, профільованого настилу, який влаштовується в якості огорожувальної конструкції вздовж зовнішнього контуру будівлі, а також корисне навантаження на пожежні драбини і площадки. Коефіцієнт надійності для розрахункових значень навантажень, а також коефіцієнт надійності за призначенням приймалися відповідно до [6], що обумовлено розташуванням об'єкта будівництва.

Технологічні навантаження, які діють на поперечну раму каркаса, приймалися відповідно до технологічного завдання на проектування (рис. 3). Збір кліматичних навантажень виконувався відповідно до вимог [6]. Так, при оптимізаційному розрахунку поперечної рами розглядалось три типи снігового навантаження та два типи вітрового навантаження конструкції.

Розрахункові навантаження об'єднувались у розрахункові комбінації з врахуванням коефіцієнтів їх поєднань. Загальна кількість комбінацій розрахункових навантажень для оптимізаційного розрахунку рами склала 16.

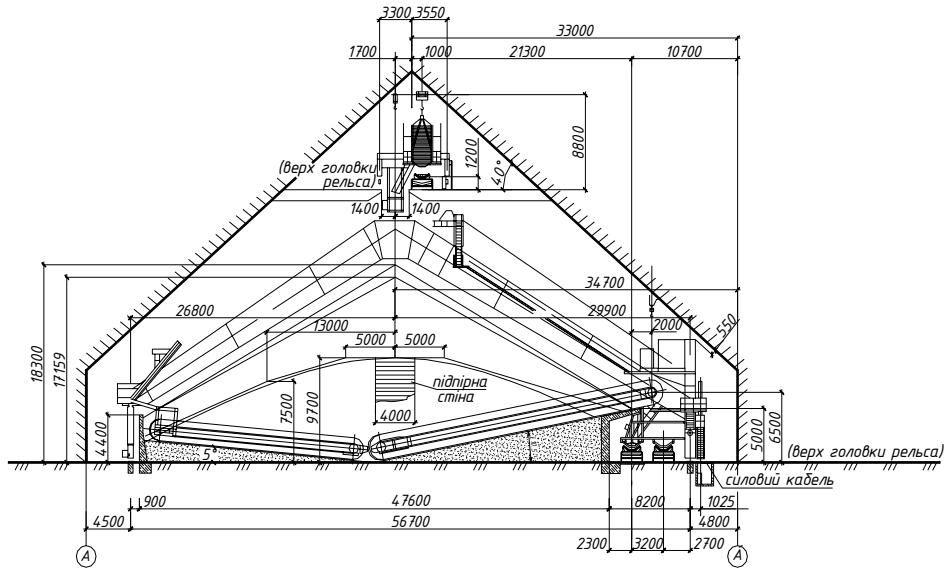


Рис. 3. Схема розміщення технологічного обладнання

Усі навантаження зводились до вузлових, а числові значення навантажень представлялись за допомогою виразів, у яких закладалась функціональна залежність від змінних параметрів геометричної схеми розглядуваної конструкції.

*Система обмежень.* До системи обмежень були залучені нормативні обмеження, які висуваються до шарнірно-стержневих систем при їх перевірці за двома групами граничних станів, а також технологічні обмеження, обмеження тонкостінності несучих елементів із труб та умови конструювання бесфасоночних вузлів із труб.

Нормативні обмеження включали:

1) обмеження міцності центрально-розтягнутих та центрально-стиснутих елементів:

$$\frac{N_{j,k}}{A_{n,j} R_{y,j} \gamma_c} - 1, 0 \leq 0; \quad j=1 \dots N_E; \quad k=1 \dots N_{LC}^{ULS}; \quad (1)$$

2) обмеження стійкості центрально-стиснутих елементів:

$$\frac{N_{j,k}}{\varphi_{xz,j} A_j R_{y,j} \gamma_c} - 1, 0 \leq 0; \quad \frac{N_{j,k}}{\varphi_{xy,j} A_j R_{y,j} \gamma_c} - 1, 0 \leq 0; \quad j=1 \dots N_E; \quad k=1 \dots N_{LC}^{ULS}; \quad (2)$$

3) обмеження граничної гнучкості:

$$\frac{l_{ef,xz,j}}{i_{xz,j}[\lambda]_j} - 1, 0 \leq 0; \quad \frac{l_{ef,xy,j}}{i_{xy,j}[\lambda]_j} - 1, 0 \leq 0; \quad j=1 \dots N_E; \quad (3)$$

4) обмеження лінійних переміщень:

$$\frac{\delta_{x,i,k}}{[\Delta]_x} - 1, 0 \leq 0, 0; \quad \frac{\delta_{z,i,k}}{[\Delta]_z} - 1, 0 \leq 0, 0; \quad i=1 \dots N_N; \quad k=1 \dots N_{LC}^{SLS}. \quad (4)$$

У формулах (1) – (4) позначено:  $i$  і  $j$  – номери відповідно вузла і стержня стержневої системи;  $N_N$  і  $N_E$  – загальна кількість відповідно вузлів і стержнів;  $k$  – номер розрахункової комбінації навантажень;  $N_{LC}^{ULS}$  і  $N_{LC}^{SLS}$  – загальна кількість комбінацій відповідно за першою та другою групами граничних станів;  $N_{j,k}$  – розрахункове зусилля, що діє в перерізі  $j$ -го елемента при дії  $k$ -ї комбінації розрахункових граничних навантажень;  $A_{n,j}$  і  $A_j$  – площі поперечного перерізу  $j$ -го елемента відповідно нетто і брутто;  $R_{y,j}$  – розрахунковий опір сталі на розтяг, стиск і згин  $j$ -го елемента, який приймається згідно з табл. 51\* [5];  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, прийнятий за табл. 6\* [5];  $i_{xz,j}$  і  $i_{xy,j}$  – радіуси інерції поперечного перерізу  $j$ -го елемента відносно осей  $x-x$  та  $z-z$  відповідно;  $l_{ef,xz,j}$  і  $l_{ef,xy,j}$  – розрахункові довжини  $j$ -го елемента поперечної рами відповідно в площині рами  $xOz$  та з площини рами  $xOy$ ;  $[\lambda]_j$  – гранична гнучкість  $j$ -го елемента;  $\varphi_{xz,j}$  і  $\varphi_{xy,j}$  – коефіцієнти поздовжнього згину при центральному стиску, які обчислюються за табл. 72\* [5] залежно від значень гнучкостей відповідно  $\lambda_{xz,j} = l_{ef,xz,j} / i_{xz,j}$  та  $\lambda_{xy,j} = l_{ef,xy,j} / i_{xy,j}$ ;  $\delta_{x,i,k}$  і  $\delta_{z,i,k}$  – лінійні переміщення  $i$ -го вузла поперечної рами при  $k$ -й комбінації розрахункових експлуатаційних навантажень відповідно вздовж осей  $x-x$  та  $z-z$ ;  $[\Delta]_x$  і  $[\Delta]_z$  – граничні горизонтальне і вертикальне переміщення вузлів стержневої конструкції.

Розрахункові довжини елементів  $l_{ef,xz,j}$  і  $l_{ef,xy,j}$  приймалися відповідно до [5] як: для поясів, опорних розкосів та опорних стояків наскрізних елементів поперечної рами –  $l_{ef,xz,j} = l_j$ ;  $l_{ef,xy,j} = l_{1,j}$ ; для інших елементів решітки наскрізних елементів –  $l_{ef,xz,j} = 0,85l_j$ ;  $l_{ef,xy,j} = 0,85l_{1,j}$ ; тут  $l_j$  – геометрична довжина  $j$ -го стержня наскрізного елемента поперечної

рами;  $l_{1,j}$  – відстань між закріпленнями елемента від горизонтальних переміщень з площини поперечної рами.

Гранична гнучкість стержнів наскрізних елементів поперечної рами приймалась відповідно до [5] як:  $[\lambda]_j = 400$  – для розтягнутих стержнів;  $[\lambda]_j = 180 - 60\alpha$  – для стиснутих стержнів.

Граничні значення лінійних переміщень вузлів поперечної рами з елементами наскрізного перерізу приймалися за табл. 4 [6] з врахуванням примітки 4 до цієї ж таблиці як  $[\Delta]_x = H_{zd} / 210$  і  $[\Delta]_z = L / 300$ .

Додатково відповідно до вимог [4] на розміри поперечних перерізів елементів поперечних рам із труб були висунуті обмеження мінімальної товщини та максимальної тонкостінності елемента, а саме:

$$1,0 - \frac{t_l}{t_{\min,l}} \leq 0,0; \quad l = 1 \dots N_{ST}; \quad (5)$$

$$\frac{D_l}{t_l \delta_{\max,l}} - 1,0 \leq 0,0; \quad l = 1 \dots N_{ST}, \quad (6)$$

де  $l$  – номер типу жорсткості;  $N_{ST}$  – кількість типів жорсткості конструкції;  $t_l$  і  $D_l$  – відповідно товщина і діаметр перерізу труби  $l$ -го типу жорсткості (див. табл. 1);  $t_{\min,l}$  – мінімальна товщина перерізу труби, яка приймалась відповідно до п. 18.14 [4] рівною 3 мм для поясів, опорних розкосів і опорних стоек наскрізних елементів та 2,5 мм для інших елементів решітки;  $\delta_{\max,l}$  – максимальна тонкостінність елемента трубчастого перерізу, яка приймалась згідно з п. 18.15 для значень нормативного опору сталі  $R_{yn} = 245 \text{ МПа} < 295 \text{ МПа}$  рівною 30 для поясів та контурних елементів поперечної рами і 90 для прилеглих елементів.

До складу системи обмежень також були залучені обмеження, що описують необхідні умови конструювання безфасоночних вузлів елементів із труб, сформульовані відповідно до вимог [4] з врахуванням розташування монтажних стиків:

$$0,3d_m \leq d_l \leq d_m; \quad m, l = 1 \dots N_{ST}, \quad (7)$$

де  $m$  і  $l$  – номери типів жорсткостей елементів у вузлі.

*Критерій якості.* Критерієм оптимізації було розглянуто мінімум маси конструкції, а також мінімум кошторисної вартості її зведення. Аналітич-

ний вираз маси конструкції у залежності від змінних розмірів поперечних перерізів запишемо як

$$M(D_j, t_j) = \varphi \rho \sum_{j=1}^{N_E} A_j l_j = 4\pi \varphi \rho \sum_{j=1}^{N_E} t_j (D_j - t_j) l_j \rightarrow \min, \quad (8)$$

де  $A_j$  і  $l_j$  – відповідно площа поперечного перерізу і довжина  $j$ -го елемента конструкції;  $\rho$  – густина сталі,  $\rho = 7850$  кг/м<sup>3</sup>;  $\varphi$  – будівельний коефіцієнт, що враховує збільшення маси конструкції за рахунок наявності допоміжних конструктивних елементів і прийнятий відповідно до повної специфікації сталі, наведеної у вихідному проекті будівлі складу,  $\varphi = 1,1$ .

Кошторисна вартість двохарнірної поперечної рами з елементами наскрізного перерізу з врахуванням кошторисної вартості робочих площадок, влаштованих на відмітці +28,25, може бути представлена як

$$K = C_{\text{виг}}^n + C_{\text{виг}}^c + C_{\text{мон}} + C_{\text{мон}}^{\text{ок}} + C_{\text{к.з.}} + C_{\text{к.я.}} + C_m,$$

де  $C_{\text{виг}}^n$  – вартість виготовлення елементів наскрізного перерізу;  $C_{\text{виг}}^c$  – вартість виготовлення несучих елементів робочої площадки;  $C_{\text{мон}}$  – вартість зведення поперечної рами;  $C_{\text{мон}}^{\text{ок}}$  – вартість зведення огорожувальних конструкцій;  $C_{\text{к.з.}}$  – вартість виконання комплексу робіт з антикорозійного захисту конструкцій;  $C_{\text{к.я.}}$  – вартість контролю якості зварних з'єднань;  $C_m$  – вартість матеріалів несучих елементів поперечної рами.

Вартість матеріалів несучих елементів поперечної рами  $C_m$  складається з вартості матеріалів елементів наскрізного перерізу поперечної рами  $C_m^{\text{нн}}$ , вартості несучих конструкцій робочої площадки  $C_m^{\text{пн}}$  та вартості огорожувальних конструкцій (профільованого настилу)  $C_m^{\text{ок}}$ , тобто:

$$C_m = C_m^{\text{нн}} + C_m^{\text{пн}} + C_m^{\text{ок}};$$

$$C_m^{\text{нн}} = 1,035 k_{\text{ex}} (k_{\text{нр}} m_{\text{нр}} + 1,5) c_{1,м}^{\text{нн}} = 1,035 \times 1,078 \times (1,14 \times 1,089 M(D_j, t_j) + 1,5) \times 6983,03 = 9747,4 M(D_j, t_j) + 20899 \text{ грн};$$

$$C_m^{\text{пн}} = 1,035 k_{\text{ex}} (k_{\text{нр}} m_{\text{нр}} + 1,5) c_{1,м}^{\text{пн}} = 1,035 \times 1,035 (1,11 \times 0,011 M(D_j, t_j) + 1,5) \times 5733,03 = 75 M(D_j, t_j) + 9210 \text{ грн};$$

$$C_M^{ок} = C_M^{ок.см} + C_M^{ок.нок} = 1,035k_{ex} (k_{np} (m_{np}^{см} + m_{np}^{нок}) + 1,5(c_{1,м}^{ок.см} + c_{1,м}^{ок.нок})) =$$

$$1,035 \times 1,035 \times (1,13 \times (7,5 \times 2,0 \times (53,50H_{zdk} + 65,59\sqrt{(0,5L)^2 + (H_{zd} - H_{zdk})^2})) +$$

$$+ 1,5 \times 119,09) = 970H_{zdk} + 1190\sqrt{(0,5L)^2 + (H_{zd} - H_{zdk})^2} + 190 \text{ грн},$$

де вартості одиниці маси елементів наскрізного перерізу, виготовлених із труб,  $c_{1,м}^{пн}$  та листової сталі  $c_{1,м}^{пн}$ , прийняті усередненими в цінах 2008 р.  $c_{1,м}^{пн} = 6983,03$  грн/т;  $c_{1,м}^{пн} = 5733,03$  грн/т. Вартість одиниці маси профільованого настилу для огорожувальних конструкцій стін  $c_{1,м}^{ок.см}$  та покрівлі  $c_{1,м}^{ок.нок}$  прийняті як для профільованого настилу з полімерним покриттям виробництва СеверСталь (Росія) в розмірі: для покрівельного огороження (марка Н 57-750-0.8) –  $c_{1,м}^{ок.нок} = 65,59$  грн/т; для стінового огороження (марка НС 44-1000-0.7) –  $c_{1,м}^{ок.см} = 53,50$  грн/т;  $k_{np}$  – коефіцієнт приплат до гуртових цін на металеві конструкції, що враховує додаткові витрати на обмірювання та випробування конструкцій, числове значення цього коефіцієнта приймалось у залежності від марки сталі, з якої виготовлені конструкції, за рекомендаціями [1] як:  $k_{np} = 1,14$  – для елементів трубчастого перерізу, виготовлених із низьколегованої сталі;  $k_{np} = 1,11$  – для несучих конструкцій робочої площадки, виготовлених із маловуглецевої сталі звичайної міцності;  $k_{np} = 1,13$  – для профільованого настилу завтовшки 7 мм і 8 мм;  $k_{ex}$  – коефіцієнт, що враховує збільшення вартості матеріалу через наявні при виготовленні конструкції відходи, який приймався за рекомендаціями [1], як: для конструкцій з прокатних, холодногнутих профілів, товстолистої і універсальної сталі рівним  $k_{ex} = 1,035$ , для елементів трубчастого перерізу –  $k_{ex} = 1,078$ . Інші показники були визначені на основі локальних кошторисів на окремі види робіт. Остаточний аналітичний вираз кошторисної вартості виготовлення та зведення конструкції поперечної рами у залежності від змінних проектування представлено як

$$K = 20670M(D_j, t_j) + 1525D_{ov} + 1300H_{zdk} + 110A_s + 21120 \rightarrow \min, \quad (9)$$

де  $D_{ov}$  – довжина напівригеля рами,  $D_{ov} = \sqrt{(0,5L)^2 + (H_{zd} - H_{zdk})^2}$ ;  $L$  – прогін рами.



### Параметрична оптимізація конструкції на базі градієнтного методу

Для розв'язку задачі параметричної оптимізації поперечних рам з елементами наскрізного перерізу використано градієнтний метод, докладно описаний у працях [2, 3, 8]. Цей метод базується на ітераційній побудові послідовності проектних рішень конструкції, яка забезпечує збіжність до оптимального проектного рішення  $\bar{x}^*$ , що характеризується мінімальним значенням функції мети  $f^*$ :

$$\bar{x}_{k+1} = \bar{x}_k + \Delta\bar{x}_k, \quad (10)$$

де  $\bar{x}_k = (x_1^k, x_2^k, \dots, x_n^k)^T$  – поточне наближення до розв'язку задачі оптимізації;  $\Delta\bar{x}_k = (\Delta x_1^k, \Delta x_2^k, \dots, \Delta x_n^k)^T$  – приріст вектора змінних проектування;  $k$  – номер кроку.

У початковій точці, яка представляє собою інженерну оцінку раціонального проекту, на основі аналізу локальної поведінки функції мети визначається напрям, уздовж якого відбувається найшвидше її зменшення. Потім даний напрям проектується на лінеаризовану у цій точці поверхню активних обмежень і здійснюється невеликий крок у напрямку цієї проекції при одночасній ліквідації порушень лінеаризованих обмежень.

На кожній ітерації розглядаються лише активні обмеження, множина номерів яких  $\mathbf{A}$  у поточній точці  $\bar{x}_k$  (для поточного проектного рішення) визначається як:

$$\mathbf{A} = \mathbf{I} \cup \mathbf{J}, \quad \mathbf{I} = \left\{ \kappa \mid \kappa = \overline{1, n_{ec}} \right\}, \quad \mathbf{J} = \left\{ \eta \mid \varphi_\eta(\bar{x}_k) \geq -\varepsilon, \eta = \overline{n_{ec} + 1, n_{ic}} \right\},$$

де  $\varepsilon$  – мале додатне число.

Приріст вектора змінних проектування  $\Delta\bar{x}_k$  обчислюється відповідно до рівняння

$$\Delta\bar{x}_k = \Delta\bar{x}_\perp^k + \Delta\bar{x}_\parallel^k, \quad (11)$$

де  $\Delta\bar{x}_\perp^k$  та  $\Delta\bar{x}_\parallel^k$  – вектори, які визначаються відповідно з умови ліквідації нев'язок у порушених обмеженнях та покращення значення функції мети.

Компонента  $\Delta\bar{x}_\perp^k$  визначається як

$$\Delta\bar{x}_\perp^k = \mathbf{\Gamma} \times \bar{\mu}_\perp, \quad (12)$$

де  $\mathbf{\Gamma}$  – матриця градієнтів активних обмежень;  $\bar{\mu}_\perp$  – вектор-стовпець, правила обчислення якого наводяться нижче.

Значення нев'язок у порушених обмеженнях у поточному проектному рішенні  $\bar{x}_k$  представляється вектором нев'язок

$$\vec{\phi} = \left( \psi_\kappa(\bar{x}) \quad \forall \kappa \in \mathbf{I}; \quad \varphi_\eta(\bar{x}) \quad \forall \eta \in \mathbf{J} \mid \varphi_\eta(\bar{x}) > 0; \quad 0 \quad \forall \eta \in \mathbf{J} \mid \varphi_\eta(\bar{x}) \leq 0 \right)^T.$$

З метою ліквідації нев'язок в обмеженнях  $\vec{\phi}$  компонента  $\Delta\bar{x}_\perp^k$  у першому наближенні повинна задовольняти теорему Тейлора [7] для гладкої функції багатьох змінних в околі  $\bar{x}_k$  для усіх обмежень з множини  $\mathbf{A}$ , а саме:

$$-\vec{\phi} = \mathbf{\Gamma}^T \times \Delta\bar{x}_\perp^k. \quad (13)$$

При підстановці (12) в (13) отримаємо систему рівнянь для обчислення вектора-стовпця  $\bar{\mu}_\perp$ , як це представлено нижче:

$$\mathbf{\Gamma}^T \times \mathbf{\Gamma} \times \bar{\mu}_\perp = -\vec{\phi}. \quad (14)$$

Компонента  $\Delta\bar{x}_\parallel^k$  підраховується як

$$\Delta\bar{x}_\parallel^k = \xi \bar{p} = \xi \times (\nabla\vec{f} - \mathbf{\Gamma} \times \bar{\mu}_\parallel), \quad (15)$$

де  $\nabla\vec{f}$  – вектор градієнта функції мети у поточній точці  $\bar{x}_k$ ;  $\bar{p}$  – проекція вектора градієнта функції мети  $\nabla\vec{f}$  на поверхню активних обмежень у поточній точці  $\bar{x}_k$ ;  $\xi$  – параметр кроку;  $\bar{\mu}_\parallel$  – вектор-стовпець, який обчислюється з використанням методу найменших квадратів відповідно до залежності, наведеної нижче:

$$\mathbf{\Gamma} \times \bar{\mu}_\parallel \approx \nabla\vec{f} \quad (16)$$

$$\text{або } \mathbf{\Gamma}^T \times \mathbf{\Gamma} \times \bar{\mu}_\parallel = \mathbf{\Gamma}^T \times \nabla\vec{f}. \quad (17)$$

Використовуючи (12) та (15) рівняння (11) може бути представлено як

$$\Delta\bar{x}_k = \mathbf{\Gamma} \times \bar{\mu}_\perp + \xi \times (\nabla\vec{f} - \mathbf{\Gamma} \times \bar{\mu}_\parallel); \quad (18)$$

$$\Delta\bar{x}_k = \xi \times \nabla\vec{f} + \mathbf{\Gamma} \times (\bar{\mu} - \xi \times \bar{\mu}_\parallel), \quad (13)$$

де  $\bar{\mu}_\perp$  та  $\bar{\mu}_\parallel$  обчислюються відповідно за рівняннями (14) та (16) або (17).

**Результати оптимізаційного розрахунку поперечних рам каркаса.**  
Сформульована задача параметричної оптимізації поперечних рам каркаса

з елементами наскрізного перерізу розв’язана з використанням програмного забезпечення OptCAD ([www.optcad.com](http://www.optcad.com)), математичний апарат якого поєднує метод скінченних елементів для виконання статичного лінійного аналізу стержневих систем та градієнтний метод для вирішення задачі параметричної оптимізації [8]. Вимірність задачі оптимізації складала 50 змінних проектування та 14000 обмежень.

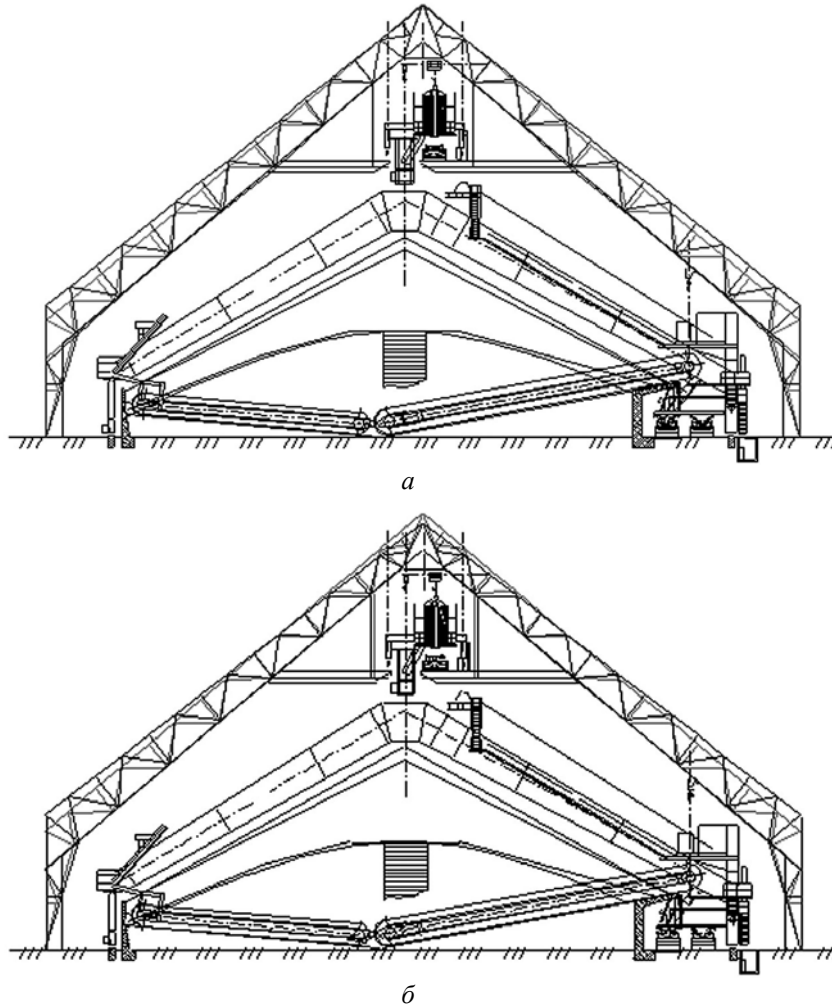


Рис. 3. Оптимальні проектні рішення поперечної рами з елементами наскрізного перерізу за критерієм мінімуму кошторисної вартості конструкції для випадків, коли нижній пояс ригеля:  
*a* – прямолінійний; *б* – полігональний

Таблиця 2

**Результати оптимального проектування поперечних рам каркасу**

Змінні проектування	Початкові значення	Оптимальні значення за критерієм мінімуму					
		маси конструкції			кошторисної вартості конструкції		
		для випадків, коли нижній пояс наскрізного ригеля рами					
		криволін.	прямолінійний	криволін.	прямолінійний	криволін.	прямолінійний
у просторі пошуку							
		неперервному	дискретн.	неперервному	дискретн.		
$H_{zd}$	39,580	39,55	38,82	38,97	38,74	39,44	38,91
$H_{zdk}$	10,630	11,84	11,92	11,68	12,08	12,03	11,80
$h_2$	2,600	3,23	–	–	–	3,31	–
$h_4$	2,600	3,21	–	–	–	3,23	–
$h_6$	2,600	2,68	–	–	–	2,70	–
$h_7$	2,600	2,68	2,18	2,26	2,13	2,61	2,24
$b_7$	0,55773	0,56	1,00	0,92	1,05	0,63	0,95
$h_{op}$	2,600	3,72	3,61	3,43	3,73	3,87	3,51
$b_{op}$	2,600	3,02	3,08	3,06	3,02	2,95	2,81
$d_1 \times t_1$	299×25	183,4×8,4	192,3×8,6	194×9,0	173,9×9,3	172,9×8,6	168×11,0
$d_1 \times t_2$	299×14	183,4×6,1	192,3×6,4	194×7,0	173,9×6,9	172,9×6,3	168×8,0
$d_1 \times t_3$	299×10	183,4×6,9	192,3×6,5	194×6,5	173,9×7,3	172,9×7,4	168×8,5
$d_1 \times t_4$	299×14	183,4×8,5	192,3×9,3	194×9,0	173,9×10,7	172,9×9,3	168×11,0
$d_1 \times t_5$	299×14	183,4×6,1	192,3×6,4	194×6,5	173,9×5,8	172,9×5,8	168×6,0
$d_6 \times t_6$	299×10	297,4×9,9	303,1×10,1	299×10,0	298,1×9,9	292,3×9,7	299×10,0
$d_6 \times t_7$	299×16	297,4×11,3	303,1×11,4	299×12,0	298,1×11,6	292,3×11,5	299×12,0
$d_8 \times t_8$	299×10	264,4×8,8	269,4×9,0	299×10,0	269,0×9,0	263,6×8,8	273×9,5
$d_9 \times t_9$	299×10	203,0×6,8	210,7×7,0	194×8,5	211,5×7,0	202,8×6,8	219×7,5
$d_{10} \times t_{10}$	299×14	143,5×4,8	147,1×4,9	152×5,5	148,1×4,9	143,3×4,8	146×5,5
$d_{11} \times t_{11}$	180×12	183,4×9,7	192,3×9,6	194×9,5	173,9×11,5	172,9×11,1	168×13,0
$d_{12} \times t_{12}$	152×8	161,2×4,5	165,6×4,6	152×5,5	164,9×4,6	160,8×4,5	168×5,0
$d_{13} \times t_{13}$	121×8	110,3×3,9	107,4×3,6	108×4,0	80,7×4,9	79,1×5,6	83×5,0
$d_{14} \times t_{14}$	102×5	89,2×3,5	90,9×3,5	95×3,5	89,4×3,5	87,7×3,5	95×3,5
$d_{15} \times t_{15}$	152×8	143,5×5,2	147,1×5,1	152×5,0	133,5×5,9	135,1×5,6	133×6,0
$d_{16} \times t_{16}$	102×5	55,0×3,5	57,9×3,5	60×3,5	52,2×3,5	51,9×3,5	54×3,5
$d_{17} \times t_{17}$	180×12	112,8×4,9	116,3×4,7	108×5,0	90,4×6,1	101,8×5,4	95×6,0

Закінчення таблиці 2

Змінні проектування	Початкові значення	Оптимальні значення за критерієм мінімуму					
		маси конструкції			кошторисної вартості конструкції		
		для випадків, коли нижній пояс наскрізного ригеля рами					
		криволін.	прямолінійний	криволін.	прямолінійний	криволін.	прямолінійний
у просторі пошуку							
		неперервному		дискретн.	неперервному		дискретн.
$d_{18} \times t_{18}$	180×12	143,5×6,3	147,1×6,6	152×6,5	148,1×6,6	143,3×6,4	146×7,5
$d_{19} \times t_{19}$	299×10	297,4×9,9	303,2×10,1	299×10,0	298,1×9,9	292,3×9,7	299×10,0
$d_{19} \times t_{20}$	299×25	297,4×9,9	303,2×10,1	299×10,0	298,1×9,9	292,3×9,7	299×10,0
$d_{21} \times t_{21}$	299×25	297,4×21,0	303,2×21,1	299×22,0	298,1×22,3	292,3×22,3	299×24,0
$d_{22} \times t_{22}$	102×5	89,2×3,5	90,9×3,5	95×3,5	89,4×3,5	87,7×3,5	95×3,5
$d_{23} \times t_{23}$	180×12	148,9×5,3	151,6×5,3	152×5,5	79,7×11,4	81,8×10,6	83×1,2
<b>Маса, т</b>	<b>30,78</b>	<b>18,45</b>	<b>18,98</b>	<b>19,70</b>	–	–	–
<b>Кошторисна вартість, грн</b>	<b>786681</b>	–	–	–	<b>534647</b>	<b>524257</b>	<b>552368</b>

Результати оптимізаційного розрахунку наведені у табл. 2. На рис. 3 представлені оптимальні проектні рішення поперечних рам за критерієм мінімуму кошторисної вартості на виготовлення і зведення. При цьому вихідне проектне рішення поперечної рами представлено червоним кольором, а оптимальне проектне рішення – синім.

Після оптимізаційного розрахунку поперечних рам каркаса був виконаний розрахунок безфасоночних вузлів несучих елементів ригелів і колон із труб, а також вузлів спряжень ригеля з колоною і монтажних вузлів ригеля із застосуванням фігурних накладок та болтових з'єднань. Несуча здатність безфасоночних вузлів елементів із труб великою мірою визначається розмірами поперечних перерізів елементів у вузлі. При розрахунку безфасоночних вузлів були уточнені розміри поперечних перерізів елементів поперечних рам, внаслідок чого загальна маса конструкції та її кошторисна вартість зросли і склали відповідно 21,78 т і 574102 грн. (для оптимального проектного рішення поперечної рами з прямолінійним нижнім поясом ригеля).

### Висновок

У статті наведені формулювання та результати розв'язку задачі параметричної оптимізації двошарнірних поперечних рам з елементами наскрізного перерізу з труб, які працюють у складі каркаса критого складу для зберігання гранульованої сірки. В якості змінних проектування

розглядалися параметри геометричної схеми поперечної рами і розміри поперечних перерізів її елементів. Критерієм оптимізації було розглянуто мінімум маси конструкції, а також мінімум кошторисної вартості її зведення. У математичній моделі задачі оптимізації були враховані технологічні обмеження, обумовлені технологічним завданням на проектування, нормативні обмеження, які висуваються до шарнірно-стержневих систем при їх перевірці за двома групами граничних станів, а також обмеження на тонкостінність несучих елементів та умови конструювання бесфасоночних вузлів із труб. Задача параметричної оптимізації розв'язана з використанням програмного забезпечення ([www.optcad.com](http://www.optcad.com)), що реалізовує пошукову методологію на базі градієнтного методу. Отримані оптимальні проектні рішення поперечних рам каркаса забезпечують суттєву економію маси конструкції та кошторисної вартості її зведення.

### **Література**

- [1] Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
- [2] Пелешко І.Д., Юрченко В.В. Про удосконалення одного з методів оптимізації сталевих конструкцій // Вісник Державного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва, 1988, № 360. – С. 166-174.
- [3] Пермяков В.А., Перельмутер А.В., Юрченко В.В. Оптимальное проектирование металлических конструкций. – Киев: Изд-во «Сталь», 2008.
- [4] Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНИП II-23-81\*) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП, 1989.
- [5] СНИП II-23-81\*. Металлические конструкции. – М., 1996. – 96 с.
- [6] СНИП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. – М., 1996. – 50 с.
- [7] Хог А., Арора Дж. Прикладное оптимальное проектирование: механические системы и конструкции. – М: Мир, 1983.
- [8] Peleshko I., Yurchenko V. An optimum structural computer-aided design using update gradient method. // Modern Building Materials, Structures and Techniques: Proceedings of 8<sup>th</sup> International Conference – Vilnius, VGTU, 2004.

*Надійшла до редколегії 30.06.2009*

УДК 539.3:624.071

## Особливості стійкості ниток скінченної жорсткості при спеціальних навантаженнях

Шалінський В. В., аспірант

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

**Анотація.** У роботі вказана задача вирішується за допомогою енергетичного критерію стійкості у формі Лагранжа-Діріхле. Представлені рівняння стійкості плоскої форми вигину ниток скінченної жорсткості при дії спеціальних практично важливих випадків їх навантаження. Виконана оцінка точності отриманих рішень.

**Аннотация.** В работе указанная задача решается с помощью энергетического критерия устойчивости в форме Лагранжа-Дирихле. Представлены уравнения устойчивости плоской формы изгиба нитей конечной жесткости при действии специальных практически важных случаев их загрузки. Выполнена оценка точности полученных решений.

**Abstract.** The indicated task decides in the work by the power criterion of stability in the form of Lagrange-Dirikhle. The stability equations of plane shape under bending of finite rigidity tendons is presented at action of the special practically important cases of loads. Precision estimation of the decisions is executed.

**Ключові слова:** форма Лагранжа-Діріхле, рівняння стійкості, стійкість ниток, оцінка точності.

При розгляді плоскої форми вигину як вихідний прийемо деформований стан нитки скінченної жорсткості, навантаженої початковим і додатковим вертикальними навантаженнями [6]. Крім цього, вважатимемо, що вісь нитки до втрати стійкості є плоскою кривою.

Нехай  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  є нерухомими, а  $x$ ,  $y$ ,  $z$  – рухомими координатними осями для викривленого стану нитки, при цьому осі  $y$  і  $z$  направлені по головних центральних осях інерції поперечного перерізу, а вісь  $x$  – по дотичній до осьової лінії нитки.

Якщо припустити, що під дією зростаючого додаткового навантаження нитка втрачає стійкість, то при цьому її поперечні перерізи отримують поступальні зміщення  $v$  у горизонтальній площині  $XOY$  і повернуться на кут  $\theta$  в площині перерізу (рис. 1). Зазначимо, що в нескінченно близькому викривленому стані нитки дані переміщення вважаються нескінченно малими величинами.

При такому викривленні осі нитки на повернуті поперечні перерізи будуть

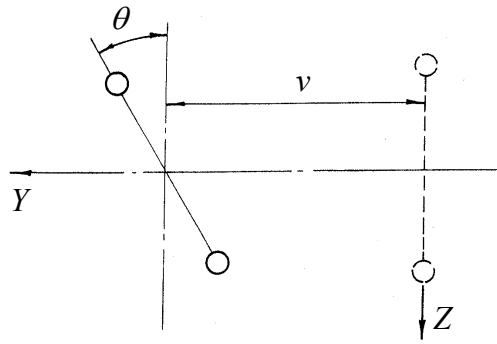


Рис. 1. Деформування поперечного перерізу нитки скінченної жорсткості при втраті нею стійкості плоскої форми вигину

діяти початкові напруження, тобто напруження, які виникають у нитці в момент втрати стійкості від початкового і додаткового навантажень. Складові початкових напружень мають наступний вид: поздовжні  $\sigma_N = N/F$ , нормальні  $\sigma_M = M_{yz}/I_y$  і дотичні  $\tau = Q_z S_y / I_y \delta$ .

Тут прийнято:  $Q_z$  – поперечна сила в перерізі;  $M_y$  – згинальний момент, який діє в нитці у площині  $XOZ$ ;  $I_y$  і  $S_y$  – момент інерції і статичний момент поперечного перерізу у площині  $XOZ$ . Очевидно, що  $\sigma_N$  постійні, а  $\sigma_M$  і  $\tau$  змінні по довжині нитки.

Виведемо рівняння стійкості плоскої форми вигину ниток скінченної жорсткості у випадку дії спеціальних додаткових навантажень, скориставшись для цього методикою, яка основана на використанні енергетичного критерію стійкості у формі Лагранжа-Діріхле [2, 6]. Нехай у всіх зазначених випадках на нитку діє початкове рівномірно розподілене навантаження  $q_1$  на всьому прогоні, при якому її стійкість плоскої форми вигину забезпечена. Також будемо вважати, що нитка працює з вигином від початкового і додаткового навантажень і її кінці закріплені шарнірно.

**Додаткове рівномірно розподілене навантаження  $q_2$  на всьому прогоні** (рис. 2). У цьому випадку при втраті ниткою скінченної жорсткості плоскої форми деформування в її поперечних перерізах початкові напруження дадуть горизонтальні складові в площині  $XOY$  і крутильні моменти відносно осі  $X$  [6]:



$$q_y = Hv'' - (M_y \theta)''; \quad (1)$$

$$m_x = -M_y v'' + Hr^2 \theta'' - q_1 e_1 \theta - q_2 e_2 \theta, \quad (2)$$

де  $r^2 = I_y / F$  – радіус інерції поперечного перерізу нитки;  $e_1$  і  $e_2$  – ексцентриситети прикладання рівномірно розподілених навантажень  $q_1$  і  $q_2$  відповідно.

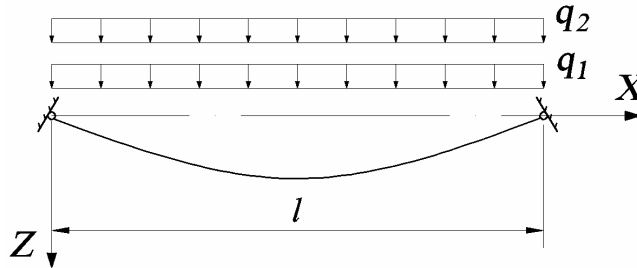


Рис. 2. Завантаження нитки додатковим рівномірно розподіленим навантаженням на всьому прогоні

При збільшенні додаткового навантаження  $q_2$  в певний момент нитка втрачає стійкість. Згідно [6] і у відповідності з [1, 2, 4, 7] енергію пружної деформації нитки скінченної жорсткості при втраті нею стійкості плоскої форми вигину можна записати у вид

$$W = \frac{1}{2} \int_0^l \left[ EI_{\omega} (\theta'')^2 + GI_d (\theta')^2 + EI_z (v'')^2 \right] dx, \quad (3)$$

де  $EI_{\omega}$  – секторіальна жорсткість поперечного перерізу нитки;  $GI_d$  – крутильна жорсткість;  $EI_z$  – згинальна жорсткість нитки в площині  $XOY$ .

Робота зовнішніх сил при втраті ниткою стійкості плоскої форми вигину визначається як

$$A = \frac{1}{2} \int_0^l (q_y v + m_x \theta) dx$$

або з урахуванням формул (1) і (2) отримаємо

$$A = \frac{1}{2} \int_0^l \left[ H v'' v - (M_y \theta)'' v - M_y v'' \theta + Hr^2 \theta \theta'' - q_1 e_1 \theta^2 - q_2 e_2 \theta^2 \right] dx. \quad (4)$$

Оскільки викривлений стан нитки скінченної жорсткості є врівноваженим, то у відповідності з енергетичним критерієм стійкості у формі Лагранжа-Діріхле рівняння стійкості з урахуванням співвідношень (3) і (4) прийме вид

$$\int_0^l \left[ EI_{\omega} (\theta'')^2 + GI_d (\theta')^2 + EI_z (v'')^2 - H v'' v + (M_y \theta)'' v + M_y v'' \theta - Hr^2 \theta \theta'' + q_1 e_1 \theta^2 + q_2 e_2 \theta^2 \right] dx = 0. \quad (5)$$

При шарнірному закріпленні кінців нитки на опорах граничними умовами будуть

$$\begin{aligned} \text{при } x=0 & \quad v = v'' = \theta = \theta'' = 0; \\ \text{при } x=l & \quad v = v'' = \theta = \theta'' = 0. \end{aligned} \quad (6)$$

В якості функцій  $v$  і  $\theta$ , які задовольняють граничні умови (6), приймаємо

$$v = A \sin \lambda x, \quad \theta = B \sin \lambda x, \quad (7)$$

де  $\lambda = \pi/l$ .

Підставляючи значення  $v$  і  $\theta$  із (7) в рівняння стійкості (5) та інтегруючи отриманий вираз, після деяких перетворень прийдемо до рівняння

$$\begin{aligned} (P_z + H) A^2 - \frac{4}{l} AB \int_0^l M_y \sin^2 \lambda x dx + \\ + \left[ P_{\omega} + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} (q_1 e_1 + q_2 e_2) \right] r^2 B^2 = 0, \end{aligned} \quad (8)$$

де  $P_z = EI_z \lambda^2$  – ейлерова сила при поздовжньому вигині в площині  $XOY$ ;  $P_{\omega} = (EI_{\omega} \lambda^2 + GI_d) / r^2$  – критична сила для чисто крутильної форми втрати стійкості.

Коефіцієнти  $A$  і  $B$  у формулі (8) підбираються такими, щоб додаткове навантаження, яке прикладене до нитки, мало найменше значення.

Позначаючи вираз, який стоїть у лівій частині рівняння (8), через  $\Pi$  і складаючи від нього похідні по кожному з коефіцієнтів, отримаємо систему однорідних рівнянь виду

$$\frac{\partial \Pi}{\partial A} = 2(P_z + H) A - \frac{4}{l} B \int_0^l M_y \sin^2 \lambda x dx = 0;$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial B} = -\frac{4}{l} A \int_0^l M_y \sin^2 \lambda x dx + 2r^2 \left[ P_\omega + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} (q_1 e_1 + q_2 e_2) \right] B = 0.$$

Втрата стійкості стає можливою, якщо ця система рівнянь дасть рішення для коефіцієнтів  $A$  і  $B$  відмінні від нуля. Цьому випадку відповідає рівність нулю визначника представленої системи рівнянь. Прирівнюючи його до нуля, маємо

$$\begin{vmatrix} P_z + H & -\frac{2}{l} \int_0^l M_y \sin^2 \lambda x dx \\ -\frac{2}{l} \int_0^l M_y \sin^2 \lambda x dx & r^2 \left[ P_\omega + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} (q_1 e_1 + q_2 e_2) \right] \end{vmatrix} = 0.$$

Розкриваючи цей визначник, отримаємо рівняння стійкості плоскої форми вигину ниток скінченної жорсткості для виду навантаження, що розглядається,

$$r^2 (P_z + H) \left[ P_\omega + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} (q_1 e_1 + q_2 e_2) \right] - \left[ \frac{2}{l} \int_0^l M_y \sin^2 \lambda x dx \right]^2 = 0. \quad (9)$$

Оскільки в даному випадку нитка працює з вигином від початкового навантаження, то згинальний момент, який діє в площині  $XOZ$ , можна представити у вид

$$M_y = \frac{M_y^0}{1 + kH}, \quad (10)$$

де  $M_y^0$  – згинальний момент у площині  $XOZ$  для балки з геометричними характеристиками нитки скінченної жорсткості;  $k = (EI_y \lambda^2)^{-1}$  – коефіцієнт.

Після підстановки (10) в (9) і виконання інтегрування, отримаємо рівняння

$$r^2 (P_z + H) \left[ P_\omega + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} (q_1 e_1 + q_2 e_2) \right] - \left( \frac{3 + \pi^2}{12 \lambda^2} \right)^2 \left( \frac{q_1 + q_2}{1 + kH} \right)^2 = 0. \quad (11)$$

Дане рівняння містить дві невідомі величини – критичне навантаження  $q_2$  і критичний розпір  $H$ . Для зв'язку між ними скористаємося рівнянням нерозривності деформацій

$$L = L_0 + \Delta L, \quad (12)$$

де  $L$  – довжина нитки після прикладання критичного навантаження;  $L_0$  – довжина нитки при початковому навантаженні;  $\Delta L$  – пружний приріст довжини нитки, який викликаний критичним навантаженням.

Після підстановки в (12) значень довжин нитки, отримаємо рівняння

$$\frac{17(q_1 + q_2)^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 + kH)^2} - H = \frac{17q_1^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 + kH_0)^2} - H_0. \quad (13)$$

Визначаючи з рівняння (13) величину  $q_2$  і підставляючи її значення у вираз (11), отримаємо рівняння відносно критичного розпору  $H$

$$r^2 (P_z + H) \left\{ P_\omega + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} \left[ q_1 (e_1 - e_2) + e_2 (1 + kH) \sqrt{a_1^2 H + a_2^2} \right] \right\} - \left( \frac{3 + \pi^2}{12 \lambda^2} \right)^2 (a_1^2 H + a_2^2) = 0, \quad (14)$$

$$\text{де } a_1^2 = \frac{40320(EI_y)^2}{17l^6 EF}; \quad a_2^2 = \frac{q_1^2}{(1 + kH_0)^2} - \frac{40320(EI_y)^2}{17l^6 EF} H_0.$$

Розв'язавши рівняння (14), знайдемо критичний розпір  $H$ , а підставивши його значення в рівняння (13) – критичне додаткове навантаження  $q_2$ .

**Додаткове рівномірно розподілене навантаження  $q_2$  на половині прогону** (рис. 3). В такому випадку вираз для додаткового погонного поперечного навантаження  $q_y$  і додаткового погонного крутильного моменту  $m_x$ , які виникають від заданого напруженого стану нитки при зміні її деформованого стану, можна представити у вид [6]

$$q_y = H v'' - (M_y \theta)'', \quad (0 \leq x \leq l); \quad (15)$$

$$m_x = -M_y v'' + H r^2 \theta'' - q_1 e_1 \theta - q_2 e_2 \theta, \quad (0 \leq x \leq l/2);$$

$$m_x = -M_y v'' + H r^2 \theta'' - q_1 e_1 \theta, \quad (l/2 \leq x \leq l). \quad (16)$$

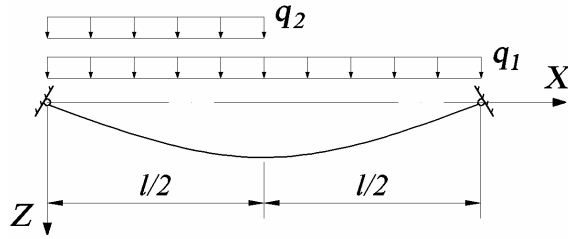


Рис. 3. Завантаження нитки додатковим рівномірним розподіленням навантаження на половині прогону

Використовуючи викладений вище підхід, отримуємо рівняння стійкості нитки скінченної жорсткості при несиметричному навантаженні:

$$\begin{aligned}
 & \int_0^{l/2} \left[ EI_{\omega} (\theta'')^2 + GI_d (\theta')^2 + EI_z (v'')^2 - H v'' v + (M_y \theta)'' v + \right. \\
 & \left. + M_y \theta v'' - H r^2 \theta \theta'' + q_1 e_1 \theta^2 + q_2 e_2 \theta^2 \right] dx + \\
 & + \int_{l/2}^l \left[ EI_{\omega} (\theta'')^2 + GI_d (\theta')^2 + EI_z (v'')^2 - H v'' v + (M_y \theta)'' v + \right. \\
 & \left. + M_y \theta v'' - H r^2 \theta \theta'' + q_1 e_1 \theta^2 \right] dx = 0.
 \end{aligned} \tag{17}$$

При шарнірному закріпленні кінців нитки на опорах граничні умови приймуть вид (6). В якості функцій  $v$  і  $\theta$ , які задовольняють граничні умови, приймемо

$$v = A \sin 2\lambda x, \quad \theta = B \sin 2\lambda x. \tag{18}$$

Підставляючи значення  $v$  і  $\theta$  з (18) у рівняння стійкості і виконуючи інтегрування отриманого виразу, прийдемо до залежності

$$\begin{aligned}
 & r^2 (P_z^* + H) \left[ P_{\omega}^* + H + \frac{1}{4r^2 \lambda^2} (q_1 e_1 + 0,5 q_2 e_2) \right] - \\
 & - \left[ \frac{2}{l} \int_0^l M_y \sin^2 2\lambda x dx \right]^2 = 0,
 \end{aligned} \tag{19}$$

де  $P_z^* = 4EI_z \lambda^2$ ;  $P_{\omega}^* = (4EI_{\omega} \lambda^2 + GI_d) / r^2$ .

Виражаючи згинальний момент, який діє в площині  $XOZ$ , за формулою (10) і підставляючи його значення, яке визначене для випадку несимет-

ричного навантаження, в рівняння (19), отримуємо наступний вираз:

$$r^2 (P_z^* + H) \left[ P_{\omega}^* + H + \frac{1}{4r^2 \lambda^2} (q_1 e_1 + 0,5 q_2 e_2) \right] - \left( \frac{3 + 4\pi^2}{48\lambda^2} \right)^2 \left( \frac{q_1 + 0,5 q_2}{1 + kH} \right)^2 = 0. \quad (20)$$

Для зв'язку між критичним додатковим навантаженням і критичним розпором використаємо рівняння нерозривності деформацій

$$\frac{17(q_1 + 0,5q_2)^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 + kH)^2} - H = \frac{17q_1^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 + kH_0)^2} - H_0. \quad (21)$$

Визначаючи з рівняння (21) значення додаткового навантаження  $q_2$  і підставляючи його у вираз (20), отримаємо рівняння для визначення критичного розпору  $H$

$$r^2 (P_z^* + H) \left[ P_{\omega}^* + H + \frac{e_1 - e_2}{4r^2 \lambda^2} q_1 + \frac{e_2}{4r^2 \lambda^2} (1 + kH) \sqrt{a_1^2 H + a_2^2} \right] - \left( \frac{3 + 4\pi^2}{48\lambda^2} \right)^2 (a_1^2 H + a_2^2)^2 = 0. \quad (22)$$

Після визначення з рівняння (22) критичного розпору  $H$  знаходимо критичне навантаження  $q_2$  з виразу (21).

**Додаткове зосереджене навантаження  $P$  у середині прогону** (рис. 4). У цьому випадку від заданого напруженого стану у нитці виникають додаткові навантаження

$$q_y = H v'' - (M_y \theta)''; \quad (23)$$

$$m_x = -M_y v'' + H r^2 \theta'' - q_1 e_1 \theta; \quad (24)$$

$$m_p = P e_p \theta, \quad (25)$$

де  $e_p$  – ексцентриситет прикладання зосередженого навантаження  $P$  від центра вигину перерізу;  $m_p$  – додатковий крутильний момент, який виникає в нитці від навантаження  $P$ , прикладеного з ексцентриситетом  $e_p$ ,

при повороті поперечного перерізу нитки в місці прикладання зазначеного навантаження на кут  $\theta$ .

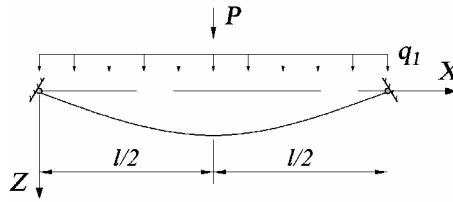


Рис. 4. Завантаження нитки додатковим зосередженим навантаженням у середині прольоту

Вчинивши так, як і при вище викладених навантаженнях, отримаємо рівняння стійкості нитки скінченної жорсткості при додатковому зосередженому навантаженні у середині прогону

$$\begin{aligned}
 & \int_0^{l/2} \left[ EI_{\omega} (\theta'')^2 + GI_d (\theta')^2 + EI_z (v'')^2 - H v'' v + (M_y \theta)'' v + \right. \\
 & \left. + M_y v'' \theta - H r^2 \theta \theta'' + q_1 e_1 \theta^2 \right] dx + \\
 & + \int_{l/2}^l \left[ EI_{\omega} (\theta'')^2 + GI_d (\theta')^2 + EI_z (v'')^2 - H v'' v + (M_y \theta)'' v + \right. \\
 & \left. + M_y v'' \theta - H r^2 \theta \theta'' + q_1 e_1 \theta^2 \right] dx + P e_p \theta^2 = 0.
 \end{aligned} \tag{26}$$

Функції  $v$  і  $\theta$ , які задовольняють граничні умови, будуть відповідати формулам (7). Тут необхідно зазначити, що при завантаженні нитки, яке розглядається, вказані формули дадуть похибку, величина якої не перевищить 1,50 % [5]. Вносячи (7) в рівняння стійкості (26), отримаємо

$$\begin{aligned}
 & r^2 (P_z + H) \left[ P_{\omega} + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} \left( q_1 e_1 + 2 \frac{P e_p}{l} \sin^2 \lambda x \right) \right] - \\
 & - \left[ \frac{2}{l} \left( \int_0^{l/2} M_y \sin^2 \lambda x dx + \int_{l/2}^l M_y \sin^2 \lambda x dx \right) \right]^2 = 0.
 \end{aligned} \tag{27}$$

Для вираження згинального моменту, який діє в площині  $XOZ$ , використаємо залежність (10). Підставивши значення згинального моменту, яке вираховане для випадку зосередженого навантаження в середині прогону в рівняння (27), отримаємо

$$r^2 (P_z + H) \left[ P_\omega + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} \left( q_1 e_1 + 2 \frac{Pe_p}{l} \sin^2 \lambda x \right) \right] - \left( \frac{2(3 + \pi^2)ql + 3(4 + \pi^2)P}{24\pi^2(1 + kH)} l \right)^2 = 0. \quad (28)$$

Рівняння нерозривності деформацій, яке пов'язує додаткове критичне навантаження і критичний розпір, має вид

$$\frac{(136q_1^2 l^2 + 427q_1 Pl + 588P^2) l^4 EF}{322560 (EI_y)^2 (1 + kH)^2} - H = \frac{17q_1^2 l^6 EF}{40320 (EI_y)^2 (1 + kH_0)^2} - H_0. \quad (29)$$

Розв'язуючи останнє рівняння спільно з рівнянням (28) знайдемо критичне додаткове навантаження  $P$  і критичний розпір  $H$ .

**Додаткове зосереджене навантаження  $P$  у чверті прогону** (рис. 5). У цьому випадку додаткові навантаження, які виникають від заданого напруженого стану у нитці, будуть відповідати (23) – (25).

Рівняння стійкості нитки скінченної жорсткості при додатковому зосередженому навантаженні у чверті прогону має вид

$$\int_0^{l/4} \left[ EI_\omega (\theta'')^2 + GI_d (\theta')^2 + EI_z (v'')^2 - H v'' v + (M_y \theta)'' v + M_y v'' \theta - Hr^2 \theta \theta'' + q_1 e_1 \theta^2 \right] dx + \int_{l/4}^l \left[ EI_\omega (\theta'')^2 + GI_d (\theta')^2 + EI_z (v'')^2 - H v'' v + (M_y \theta)'' v + M_y v'' \theta - Hr^2 \theta \theta'' + q_1 e_1 \theta^2 \right] dx + Pe_p \theta^2 = 0. \quad (30)$$

Функції  $v$  і  $\theta$ , які задовольняють граничні умови, виразимо наступним чином:



$$v = A \left( \frac{\sin \lambda x}{\sqrt{2}} + \frac{\sin 2\lambda x}{16} \right), \quad \theta = B \left( \frac{\sin \lambda x}{\sqrt{2}} + \frac{\sin 2\lambda x}{16} \right). \quad (31)$$

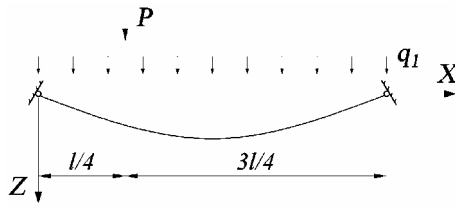


Рис. 5. Завантаження нитки додатковим зосередженим навантаженням у чверті прогону

Зазначимо, що формули (31) дають похибку, яка не перевищує 1,58 % [5].

Підставивши значення  $v$  та  $\theta$  з (31) у залежність (30) і виконавши інтегрування отриманого виразу, отримаємо

$$\begin{aligned} & 1089r^2 (P_z + H) \left[ P_\omega + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} \left( q_1 e_1 + \frac{Pe_p}{66l} (8\sqrt{2} \sin \lambda x + \sin 2\lambda x)^2 \right) \right] - \\ & - \left[ \frac{2}{l} \left( \int_0^{l/4} M_y (32 \sin^2 \lambda x + 10\sqrt{2} \sin \lambda x \sin 2\lambda x + \sin^2 2\lambda x) dx + \right. \right. \quad (32) \\ & \left. \left. + \int_{l/4}^l M_y (32 \sin^2 \lambda x + 10\sqrt{2} \sin \lambda x \sin 2\lambda x + \sin^2 2\lambda x) dx \right) \right]^2 = 0. \end{aligned}$$

Виразивши згинальний момент, який діє в площині  $XOZ$ , за формулою (10) і підставивши значення згинального моменту, вираховане для випадку зосередженого навантаження у чверті прогону, в рівняння (32) отримаємо

$$\begin{aligned} & 1089r^2 (P_z + H) \left[ P_\omega + H + \frac{1}{r^2 \lambda^2} \left( q_1 e_1 + \frac{Pe_p}{66l} (8\sqrt{2} \sin \lambda x + \sin 2\lambda x)^2 \right) \right] - \\ & - \left[ \frac{18(129 + 44\pi^2) q_1 l + (3730 + 891\pi^2) P}{288\pi^2 (1 + kH)} l \right]^2 = 0. \quad (33) \end{aligned}$$

Як і раніше, для зв'язку між критичним додатковим навантаженням і критичним розпором скористаємося рівнянням нерозривності деформацій

$$\begin{aligned} & \frac{\left(8704q_1^2l^2 + 19341q_1Pl + 11592P^2\right)l^4EF}{20643840\left(EI_y\right)^2\left(1+kH\right)^2} - H = \\ & = \frac{17q_1^2l^6EF}{40320\left(EI_y\right)^2\left(1+kH_0\right)^2} - H_0. \end{aligned} \quad (34)$$

Розв'язавши спільно рівняння (33) і (34), отримаємо критичне додаткове навантаження  $P$  і критичний розпір  $H$ .

Оцінку точності отриманих рівнянь стійкості можна виконати шляхом порівняння результатів розв'язків конкретної задачі, отриманих за допомогою запропонованого методу, з результатами, отриманими за методом І. М. Зотової [3]. Оскільки в [3] розглядається вплив на нитку скінченної жорсткості тільки рівномірно розподіленого навантаження, то виконується порівняння результатів тільки для такого виду навантаження.

Розглянемо ферму скінченної жорсткості прогоном  $l = 30$  м із початковою стрілою провисання  $z_0 = 2,1$  м, завантажену початковим  $q_1$  і додатковим  $q_2$  рівномірно розподіленими навантаженнями (рис. 6). Визначимо величину додаткового критичного рівномірно розподіленого навантаження при різних значеннях початкового навантаження за допомогою вище вказаних методів.

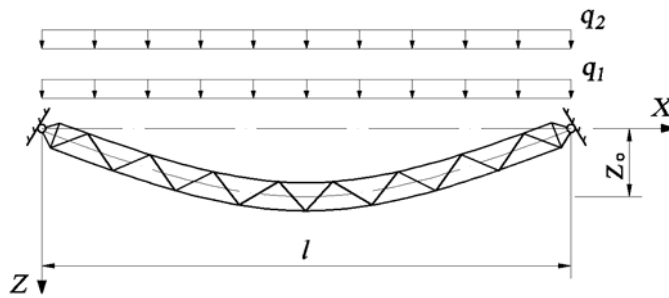


Рис. 6. Ферма скінченної жорсткості

На рис. 7 показана залежність додаткового критичного рівномірно розподіленого навантаження, при якому відбувається втрата стійкості плоскої форми вигину ферми, від початкового рівномірно розподіленого навантаження. З рисунка випливає, що результати, отримані за запропонованою методикою і методикою, викладеною в [3], достатньо близькі. Також зазначимо, що графік залежності, побудований із застосуванням запропонованого

методу розрахунку, носить більш виражений нелінійний характер, ніж наведений у роботі [3].

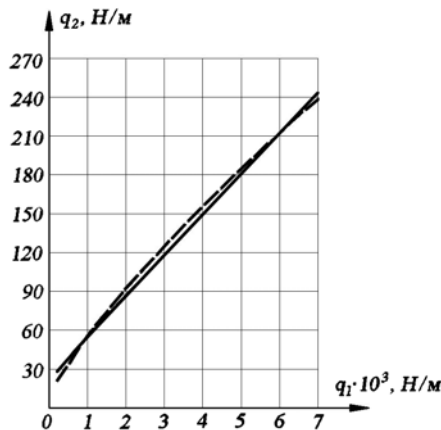


Рис. 7. Залежність додаткового критичного рівномірно розподіленого навантаження від початкового рівномірно розподіленого навантаження:

———— метод І. М. Зотової;  
- - - - - запропонований метод

На рис. 8 представлена залежність між похибкою визначення додаткового критичного рівномірно розподіленого навантаження  $\Delta q_2$  і початковим рівномірно розподіленим навантаженням  $q_1$ . З рисунка видно, що із збільшенням початкового навантаження похибка спочатку зростає і досягає максимального значення 9,3 % при  $q_1 = 2 \times 10^3$  Н/м. При подальшому зростанні початкового рівномірно розподіленого навантаження похибка  $\Delta q_2$  зменшується і при  $q_1 > 6 \times 10^3$  Н/м змінює знак на протилежний.

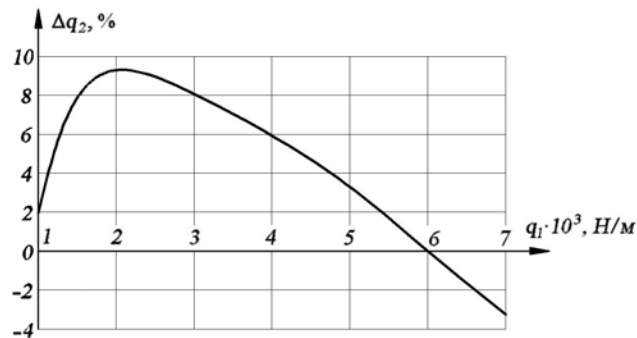


Рис. 8. Залежність між похибкою визначення додаткового критичного та початковим рівномірно розподіленими навантаженнями

## **Література**

- [1] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. – М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1959. – 544 с.
- [2] Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. – М.: Наука, 1967. – 984 с.
- [3] Зотова И.М. Исследование висячих систем покрытия типа «опрокинутых» арок: Дис. ... канд. техн. наук. – М.: 1979. – 216 с.
- [4] Пановко Я.Г., Губанова И.И. Устойчивость и колебания упругих систем. – М.: Наука, 1979. – 384 с.
- [5] Тимошенко С.П. Курс теории упругости. – К.: Издательство «Наукова думка», 1972. – 501 с.
- [6] Шимановский А.В., Оглобля А.И. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – К.: Издательство «Сталь», 2002. – 372 с.
- [7] Ягн Ю.И. Изгибно-крутильные деформации тонкостенных стержней открытого профиля. Теория и расчет. – М.: Гостехиздат, 1952. – 108 с.

*Надійшла до редколегії 12.03.2009 р.*

УДК539.3

## **Прочностной расчет большепролетного комбинированного вантового покрытия на упругоподатливом контуре**

**Ленда А.В.**, аспирант, **Лисицын Б.М.**, д.т.н., **Цыхановский В.К.**, д.т.н.

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

**Анотація.** Проведено дослідження напружено-деформованого стану комбінованого висячого покриття. Представлені результати і аналіз чисельних розрахунків.

**Аннотация.** Проведено исследование напряженно-деформированного состояния комбинированного висячего покрытия. Представлены результаты и анализ численных расчетов.

**Abstract.** The research of the stress-and-strain state of the combined guy shell is provided. The results and analysis of numerical calculations are presented.

**Ключевые слова:** комбинированное покрытие, трубобетонный контур, ванты, напряженно-деформированное состояние, метод конечных разностей, метод конечных элементов.

**Введение.** На современном этапе при строительстве общественных и производственных зданий широко используются вантовые комбинированные покрытия [1, 2]. К таким покрытиям относят системы, в которых основные несущие конструкции, перекрывающие пролет, работают на растяжение. Основным несущим элементом висячих конструкций, воспринимающим нагрузки в пролете, может быть нить, которая сопротивляется только растяжению (гибкая нить) или растяжению и изгибу (жесткая нить). Основные положения расчета таких элементов конструкции изложены в работах [3 – 5]. Гибкие нити, называемые вантами, выполняются, как правило, из стальных спиральных канатов – тросов, пучков и прядей высокопрочной проволоки, арматурных стержней. В качестве жестких нитей обычно применяются прокатные профили и составные сечения (сквозные и сплошностенчатые). Если в покрытия одновременно включаются гибкие нити и жесткие элементы, способные воспринимать усилия сжатия или изгиба, то такие системы называются комбинированными.

В состав висячих покрытий входят также опорные конструкции, которые кроме вертикальных нагрузок должны воспринимать горизонтальные силы натяжения висячих пролетных конструкций – т.е. воспринимать распор. Эта особенность значительно усложняет и делает более тяжелой конструкцию опорной части. Опорные конструкции висячих покрытий выполняют стальными или железобетонными. Основным способом восприятия распора является передача его на основание через оттяжки и

анкерные фундаменты, устройство замкнутого в плане опорного контура в уровне покрытия и др. Проектирование вантовых покрытий требует усовершенствования конструктивных решений, методов расчета, учета нелинейности при больших деформациях и условиях работы.

Объект исследования. Однопоясные покрытия с параллельными вантами используются для создания монолитных предварительно-напряженных оболочек. В качестве примера покрытия с параллельными вантами одного направления можно рассмотреть здание общественного назначения пролетом 80 м, длиной 144 м и высотой 19 м (рис. 1).

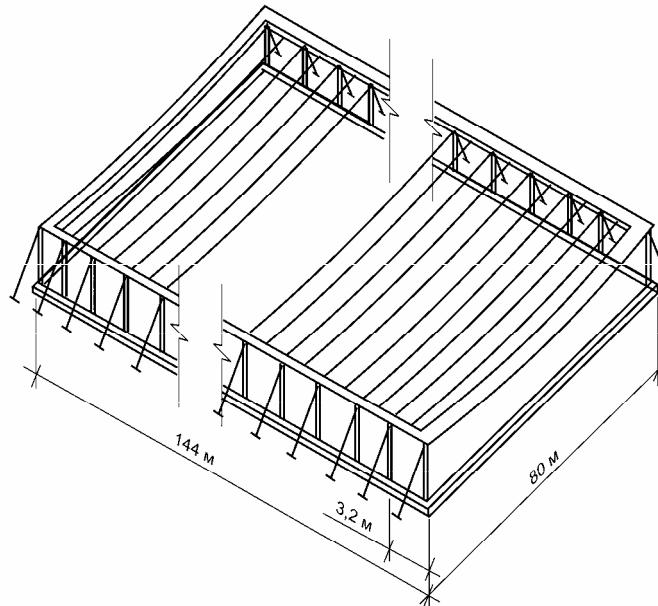


Рис. 1. Схема комбинированного вантового покрытия на упругоподатливом контуре

Ванты расположены с шагом 1,6 м. Покрытие выполнено из сборных железобетонных плит. Стабилизация покрытия достигается созданием монолитной железобетонной оболочки. Сборно-монолитные элементы тонкой железобетонной оболочки представлены в виде плит со спаренными трапециевидными ребрами. Ванты прикрепляются к опорному трубобетонному контуру, установленному на колонны, расположенные с шагом 3,2 м. Распор от пролетной части воспринимается контуром и оттяжками.

При расчетных воздействиях от собственного веса и снеговой нагрузки [6] выполнен численный анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) рассматриваемой конструкции. В качестве расчетных

значений нагрузки от собственного веса покрытия (мягкий ковёр, стяжка асфальтобетонная, утеплитель, пароизоляция, цементная стяжка, плита бетонная с ребрами, подвесное оборудование для электроосвещения) принято  $379 \text{ кг/м}^2$ , а снеговой –  $157 \text{ кг/м}^2$ .

**Методы исследования.** Расчет комбинированного вантового покрытия на упругоподатливом контуре представляет собой сложную, сильнонелинейную задачу. Для расчета таких конструкций в последнее время наряду с классическими аналитическими методами стали широко применяться численные методы, ориентированные на максимальное использование вычислительной техники [7]. К таким методам следует отнести метод конечных элементов (МКЭ) [8, 9], метод сеток (метод конечных разностей) [7, 10] и др. МКЭ отличается своей универсальностью, физической наглядностью и высокой алгоритмичностью. Основные соотношения МКЭ получены исходя из первого принципа виртуальной работы, который может быть представлен в общих криволинейных координатах с использованием соотношения нелинейной теории упругости и теории пластического течения. В качестве неизвестных дискретной конечно-элементной модели выступают обобщенные узловое перемещения КЭ в глобальной системе координат. Вводится местная нумерация узлов по каждому направлению, а также сквозная нумерация. В соответствии с процедурой МКЭ функции деформации и напряжений раскладываются в ряд Маклорена в центре конечного элемента. Для решения системы полученных нелинейных уравнений используется специальный алгоритм, который построен на комбинации методов продолжения по параметру возмущения и Ньютона-Конторовича.

Эффективным численным методом для определения напряженно-деформированного состояния вантовых конструкций является метод конечных разностей. Суть метода состоит в следующем. Область непрерывного изменения аргументов заменяется дискретным множеством точек (узлов), которое называется сеткой или решёткой. Вместо функции непрерывного аргумента рассматриваются функции дискретного аргумента, определённые в узлах сетки и называемые сеточными функциями. Производные, входящие в дифференциальное уравнение и граничные условия, заменяются разностными производными, при этом краевая задача для дифференциального уравнения заменяется системой линейных или нелинейных алгебраических уравнений (сеточных или разностных уравнений). Такие системы часто называют разностными схемами. Эти схемы решаются относительно неизвестной сеточной функции. Для рассматриваемого класса задач в работе [11] приведены уравнения равновесия для определения напряженно-деформированного состояния нитей при произвольном нагружении в пространстве с использованием метода конечных разностей.

В настоящей работе с помощью вышеописанных численных методов выполнен прочностной расчет большепролетного комбинированного вантового покрытия на упругоподатливом контуре. Определено напряженно-деформированное состояние конструкции (начальная и деформированная форма, напряжения и усилия в вантах, а также тангенциальные и поперечные изгибающие моменты в опорном контуре). Выполнено сравнение результатов НДС вантового покрытия, полученных с помощью МКЭ и метода конечных разностей. Сопоставление результатов, полученных с помощью обоих методов, свидетельствует о хорошем согласовании численных решений напряженно-деформированного состояния. Для некоторых частных случаев закрепления вант и условий их работы проведено сопоставление результатов с аналитическими решениями, полученными в работе [12].

**Результаты расчета.** Выполнен расчет большепролетного комбинированного покрытия пологой цилиндрической формы на упругоподатливом контуре. В качестве основных параметров напряженно-деформированного состояния рассматриваются перемещения узловых координат ванты в местах прикрепления к опорному контуру, закрепленного на колонне, форма нити в начальном и деформированном состоянии, напряжения и усилия в вантах, а также тангенциальные и поперечные изгибающие моменты в опорном контуре.

Для восприятия распора в опорном контуре в местах установки колонн предусмотрены раскосы в виде анкерных стержней. Для точек опорного контура, в которых размещается раскос, в качестве расчетной схемы конструкции выбирается нить, шарнирно прикрепленная к опоре. В промежуточных точках опорного контура, в которых возможны его деформации, в качестве расчетной схемы конструкции выбирается нить, упруго прикрепленная к контуру. Условия работы рамно-вантовой конструкции предусматривают в местах опирания на колонны упругоподатливые связи с единичной жесткостью, равной  $5 \cdot 10^3$  кг/см.

На основании полученных данных проведен анализ изменения формы тяжелой нити в деформированном состоянии при двух различных расчетных схемах:

- при шарнирно-неподвижном закреплении контура;
- при упругоподатливом закреплении контура.

Некоторые из полученных численных результатов расчета задачи нелинейного деформирования комбинированного вантового покрытия при симметричном нагружении для описанных расчетных схем приведены в таблицах 1, 2.



Таблиця 1

**Координаты начальной и деформированной формы нити и величины перемещений с учетом шарнирно-неподвижного закрепления**

№ точек	Координаты точек начальной формы, см		Координаты точек деформированной формы, см		Перемещения, см	
	Z, см	X, см	Z, см	X, см	W, см	U, см
1	2	3	4	5	6	7
1	1600,00	0,00	1508,90	0,00	91,10	0,00
2	1603,10	395,10	1512,80	396,10	90,21	1,00
3	1612,00	790,10	1524,60	792,10	87,43	1,93
4	1627,10	1185,00	1544,30	1187,70	82,80	2,74
5	1648,10	1579,50	1571,30	1582,90	76,34	3,36
6	1675,10	1973,10	1607,00	1977,40	68,09	3,72
7	1708,10	2367,40	1650,10	2371,20	58,08	3,77
8	1747,10	2760,60	1700,80	2764,10	46,35	3,45
9	1792,10	3153,20	1759,20	3155,90	32,95	2,71
10	1843,10	3545,00	1825,20	3546,50	17,93	1,50
11	1900,00	3936,00	1899,10	3935,70	0,89	0,33
12	1900,00	3967,00	1900,00	3967,00	0,00	0,00
13	1900,00	4000,00	1900,00	4000,00	0,00	0,00
14	1900,00	4033,00	1900,00	4033,00	0,00	0,00

В силу симметричности рассматриваемой конструкции и нагружения в табл. 1 приведены координаты точек Z, X половины нити от середины (точка 1) до опорного контура (точка 11) и точки, расположенные на опорном контуре (точки 12 – 14) в начальном и деформированном состояниях (столбцы 2 – 5). Столбцы 6 и 7 табл. 1 характеризуют перемещения точек нити в вертикальном и горизонтальном направлениях. Следует заметить, что при шарнирном опирании на опорном контуре перемещения равны 0.

На рис. 2 показаны начальная и деформированные формы вант при шарнирном и упругом опирании. Заметим, что в случае шарнирно-неподвижного закрепления опор форма деформирования имеет меньшую стрелу провисания по сравнению с упругоподатливым закреплением.

Следует отметить, что все графики качественно не изменяют форму конструкции – она остается цилиндрической поверхностью и описывается уравнением окружности в системе декартовых координат, начало которой расположено в центрах, лежащих на перпендикуляре, проведенном в центре пролета нити.

В таблице 2 приведены результаты численных расчетов (координаты точек начальной и деформированной формы, перемещения по вертикали) при упругом закреплении нити. Полученные результаты свидетельствуют, что перемещения точек опорного контура (№ 11-14) характеризуют его незначительные деформации.

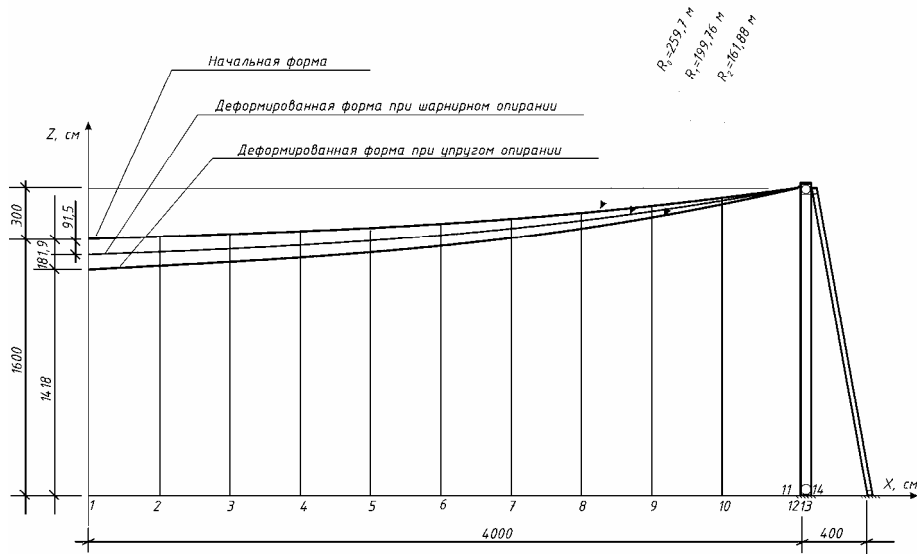


Рис. 2. Формы деформирования нити

Таблица 2

**Координаты начальной и деформированной формы нити и величины перемещений с учетом упругости закрепления контура**

№ точек	Координаты точек начальной формы, см	Координаты точек деформированной формы, см	Перемещения $W$ , см
1	1600,00	1418,00	181,99
2	1603,10	1422,90	180,11
3	1612,00	1437,60	174,45
4	1627,10	1462,00	165,06
5	1648,10	1496,10	151,96
6	1675,10	1539,90	135,22
7	1708,10	1593,20	114,91
8	1747,10	1656,00	91,11
9	1792,10	1728,20	63,92
10	1843,10	1809,60	33,46
11	1900,00	1899,00	1,05
12	1900,00	1900,00	0,051
13	1900,00	1900,00	0,025
14	1900,00	1900,00	0,0005

В качестве тестовой рассмотрена задача о деформировании нити (рис. 3), расположенной на шарнирно-неподвижных опорах, результаты которой приведены в работе [12]. В ней показано, что при расчете гибких однородных нитей в поле тяжести при малых стрелах провисания, когда

натяжение троса достаточно велико, необходимо учитывать растяжение тяжелой нити. Деформированная форма полой нити практически совпадает с формой параболы или окружности.

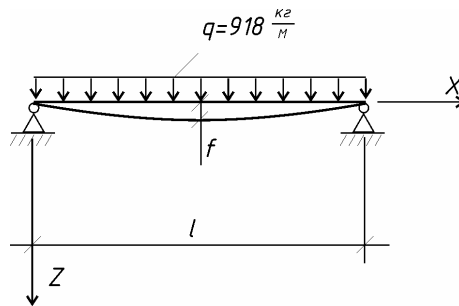


Рис. 3. Расчетная схема положения нити в деформированном состоянии

Для определения удлинения нити  $\Delta L$  и горизонтальной составляющей максимального натяжения  $H_{\max}$  используются формулы, приведенные в [12]. При принятых геометрических параметрах  $l = 78,72$  м и  $f = 3,0$  м имеем значение длины недеформированной нити  $L_0 = 79,025$  м.

В первом приближении определен максимальный распор  $H_{\max} = 139500$  кг, длина нити после деформирования  $79,175$  м, а затем уточнена стрела провисания

$$f^* = 3,66 \text{ м} \quad (f^* = \sqrt{\frac{3 \cdot l \cdot (L - L_0)}{8}}), \text{ распор } H_{\max}^* = 183000 \text{ кг}$$

и длина нити  $L^* = 79,215$  м. В результате сравнения получено, что разница по деформациям составляет 0,05 %, а по распору – 3,3 %.

Хорошее совпадение численных и аналитических результатов объясняется тем, что конструкция ванты соответствует полой тяжелой нити и изгибающие напряжения при шарнирно-неподвижном закреплении контура составляют 1,6 % от мембранных, а при упругоподатливом 4,6 %, т.е. в пределах точности задания исходных данных.

Для определения максимальных напряжений в опорном контуре от косоугольного изгиба используем формулу

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{F_0} \pm \frac{M_{\max}^{(ig)}}{W_y} \pm \frac{M_{\max}^{(p)}}{W_x},$$

где  $W_x, W_y$  – моменты сопротивления рассматриваемого сечения.

При заданих значеннях параметрів  $W_x = 1,6 \cdot 10^4 \text{ см}^3$ ,  $W_y = 1,64 \cdot 10^4 \text{ см}^3$  и  $F_0 = 1585,4 \text{ см}^2$  имеем максимальное напряжение в контуре  $\sigma_{\max} = 167,5 \text{ кг/см}^2$ , которое значительно меньше допускаемого  $286 \text{ кг/см}^2$  (для бетона марки В35). Отметим, что напряжения растяжения в сечении конструкции трубобетона воспринимаются металлическими элементами.

С использованием полученных численных результатов выполнен расчет колонн рассматриваемого сооружения в соответствии с расчетной схемой, приведенной на рис. 4.

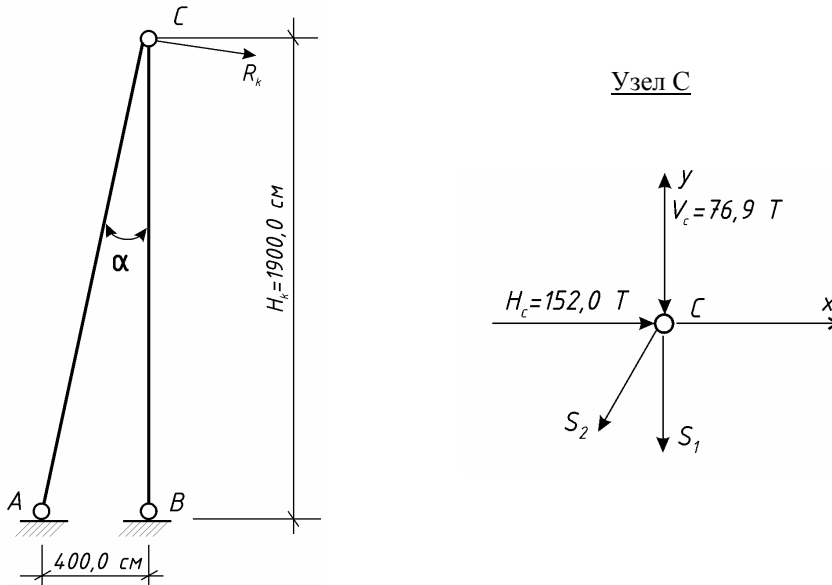


Рис. 4. Расчетная схема опорной рамы конструкции покрытия

Рассмотрев равновесие узла  $C$  ( $\alpha = 0,207 \text{ рад} \approx 11,9^\circ$ ), получены искомые значения расчетных усилий в анкерном стержне  $S_2 = 765,0 \text{ т}$  и колонне  $S_1 = 826,6 \text{ т}$ . Выполнен расчет колонны на центральное сжатие под действием соответствующего расчетного усилия. В качестве геометрических параметров сечения колонны и ее физико-механических характеристик принято: длина (высота) колонны  $l_0 = 19,0 \text{ м}$ ; сечение колонны  $800 \times 800 \text{ мм}$ ; материал – железобетон; сталь класса А300 (А-II); бетон класса В40;  $F_a = 147,8 \text{ см}^2$ . Армирование колонны принято конструктивно  $24\varnothing 28 \text{ А300 (А-II)}$  (рис. 5).

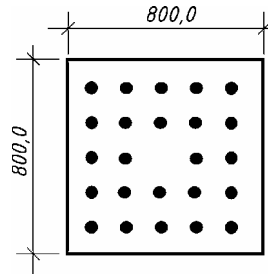


Рис. 5. Армирование сечения ж/б колонны

Расчет центрально-сжатой колонны выполняется с определением предельной продольной силы, которая может быть воспринята сечением центрально-сжатого элемента с поперечной арматурой в виде хомутов:  $N_n \leq [N]$ . Для определения приведенной расчетной продольной силы

имеем формулу  $N_n = \frac{N_{ол}}{m_{ол}}$ , где  $N_{ол} \approx S_1$ ;  $m_{ол}$  – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки (табл. 4.4 в [13]) –  $m_{ол} = 0,74$ .

С учетом полученных значений имеем  $N_n = \frac{826,6}{0,74} = 1117,0$  т.

В соответствии с [13]  $[N] = \phi \cdot (R_{np} \cdot F + R_{a.c.} \cdot F_a)$ , где  $\phi$  – коэффициент предельного изгиба, принимаемый по табл. 4.4, ( $\phi = 0,73$ ),  $R_{np}$  – призматическая прочность бетона соответствующего класса ( $R_{np} = R_b = 173,0$  кг/см<sup>2</sup> для бетона класса В30;  $F = 6400,0$  см<sup>2</sup>;  $R_{a.c.} = 3000,0$  кг/см<sup>2</sup> для класса стали А300 (А-II)), имеем  $F_a = 141,0$  см<sup>2</sup>. Принимаем 24Ø28 А400С (А-III)  $F_a = 147,8$  см<sup>2</sup>. При расчете анкерного стержня на растяжение при действии усилия  $765,0 \times 10^3$  кг принят прокат С46/33, для которого требуемая площадь сечения определяется по формуле  $F_{np} = \frac{R^a}{m_c \cdot \sigma_y}$ , где

$\sigma_y = 2900,0$  кг/см<sup>2</sup>;  $m_c$  – коэффициент условий работы, равный 0,9. Тогда при  $F_{np} = 293,0$  см<sup>2</sup> принимаем широкополочный профиль двутавра № 40Т7 с площадью сечения  $F_1 = 298,0$  см<sup>2</sup>.

### Выводы

Разработанная методика позволила определить параметры НДС (перемещения, напряжения и деформации) сооружения, а также выполнить расчет основных несущих элементов (колонны, анкерного стержня), удовлетворя-

ющих условиям прочности. Проведенный анализ напряженно-деформированного состояния рассматриваемой комбинированной конструкции показал высокую сходимость результатов численных исследований. Следует заметить, что использование методик, основанных на двух различных методах строительной механики (метод конечных элементов и метод конечных разностей), позволило провести качественное и количественное сравнение результатов решения поставленной задачи и продемонстрировать эффективность их применения для расчета рассматриваемого класса задач.

### **Литература**

- [1] Кирсанов Н.М. Висячие покрытия производственных зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 127 с.
- [2] Шимановский А.В., Цыхановский В.К. Теория и расчет сильнолинейных конструкций. – К.: Сталь, 2005. – 432 с.
- [3] Качурин В.К. Теория висячих систем. – Л.-М.: Госстройиздат, 1962. – 234с.
- [4] Шимановский В.Н., Соколов А.А. Расчет висячих конструкций за пределом упругости. – К.: Будівельник, 1975. – 104 с.
- [5] Теоретические и экспериментальные исследования новейших систем висячих покрытий//Сборник трудов под ред. Н.С. Москалева. – М.: Стройиздат, 1981. – 136 с.
- [6] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
- [7] Шимановский А.В., Лисицын Б.М. Моделирование строительных конструкций. – К.: Сталь, 2006. – 724 с.
- [8] Баженов В.А., Сахаров А.С., Цыхановский В.К. Моментная схема метода конечных элементов в задачах нелинейной механики сплошной среды // Прикладная механика. – К: Ин-т механики НАН Украины, 2002, – Т.38(48), № 6, июль. – С. 24–63.
- [9] Баженов В.А., Цыхановський В.К., Кислоокій В.М. Метод скінчених елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок. – К.: КНУБА, 2000. – 386 с.
- [10] Варвак П.М., Варвак Л.П. Метод сеток в задачах расчета строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1977. – 160 с.
- [11] Ленда Г.В., Лисицин Б.М. Новий підхід до побудови теорії розрахунку висячих систем скінченної жорсткості//Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – № 2. – С. 18-23.
- [12] Меркин Д.Р. Введение в механику гибкой нити. – М.: Наука, 1980. – 240 с.
- [13] СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 771 с.

*Надійшла до редколегії 02.03.2009 р.*

УДК 624.07.531.1, 624.5.071.232

## К вопросу о жесткости упругих опор (подвесок) висячего моста при расчете по схеме гибкой и жесткой нитей

<sup>1</sup>Железняк Г.С., <sup>2</sup>Солдатов К.И., к.т.н.

<sup>1</sup>Днепрпроектстальконструкция, Украина

<sup>2</sup>Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта,  
Украина

**Анотація.** В статті розглядаються дослідження жорсткості пружних опор (висячих консолей) висячого моста в області обчислення власних частот. В деяких випадках розрахунок власних частот балки жорсткості можливий на регулярній діаграмі.

**Аннотация.** В статье рассматриваются исследования жесткости упругих опор (висячих консолей) висячего моста в области вычисления собственных частот. В некоторых случаях расчет собственных частот балки жесткости возможен на регулярной диаграмме.

**Abstract.** A scientific paper is devoted to the research of inflexibility of resilient supports (suspension bracket) of suspension bridge at the calculation of eigen frequencies. It is routine that in certain cases the calculation of eigen frequencies of beam of inflexibility is possible on a regular chart.

**Ключевые слова:** жесткости упругих опор, гибкие и жесткие нити, упругие деформации подвесок, расчет собственных частот балки.

Доклад посвящен исследованию жесткости упругих опор (подвесок) висячего моста при расчете собственных частот балки жесткости, представленной расчетной схемой – балка на упругих опорах. Данная расчетная схема предложена в работе [1]. Общеизвестен тот факт, что усилия в подвесках висячего моста одинаковы. Французский ученый Навье А. в 1825 г. в своей работе, посвященной висячим мостам, установил, что при одинаковом отношении стрелы к длине пролета прогиб не зависит от величины пролета в том случае, если погонный вес пролетного строения постоянен по длине пролета [2]. В исследовании не учитывались упругие деформации подвесок ввиду их незначительного влияния на итоговую жесткость упругой опоры по сравнению с деформацией кабеля. При учете деформации подвески и кабеля, жесткость упругой опоры подвески висячего моста определилась бы по формуле [3]:

$$C_{\text{опоры}} = \frac{C_{\text{подвески}} C_{\text{кабеля}}}{C_{\text{подвески}} + C_{\text{кабеля}}}, \quad (1)$$

где  $C_{\text{подвески}}$  – упругая константа подвески, равная отношению усилия в подвеске к ее удлинению, кН/м;  $C_{\text{кабеля}}$  – упругая константа кабеля, рав-

ная отношению усилия в подвеске к относительной деформации кабеля, вызванной приложением данной нагрузки, кН/м.

Упругая константа подвески определяется по известным формулам из курса сопротивления материалов.

Как видно из формулы (1), значительная разница в жесткости одной из составляющих может привести к существенному изменению итоговой жесткости упругой опоры, что в свою очередь отразится на частоте собственных колебаний балки жесткости.

Согласно классификации, предложенной Качуриным [4], в зависимости от коэффициента  $\varphi$  различают следующие виды систем (см. табл.).

Таблица

Значения	Вид системы
$\varphi > 0,05$	Гибкая нить
$0,05 < \varphi < \infty$	Жесткая нить
$\varphi = \infty$	Балка
$\varphi < 0,05$	Арка

$$\varphi = \frac{Ffh \times 100}{\frac{ql^4}{38,4Ef} - 2l},$$

где  $f$  – стрела провисания нити, м;  $h$  – высота сечения нити, м;  $F$  – площадь сечения нити, м<sup>2</sup>.

В ранее опубликованных работах [5, 6] было принято, что жесткость упругих опор (подвесок) по длине моста одинакова на основании расчетов, выполненных только для подвески. Таким образом, сила является реакцией подвески, прикрепленной к кабелю соответственно в середине или в любом другом месте в пролете. Данная расчетная модель с силой, приложенной в середине пролета, опробована в диссертации [5] и показала хорошую сходимость результатов как с расчетами другими методами, так и экспериментом.

Ниже рассмотрено определение условной жесткости опоры для гибкой и жесткой нити. Расчетная схема для гибкой нити (рис. 1) представляет собой кабель висячего моста, нагруженный собственным весом и силой, приложенной к подвеске, расположенной в середине (первый случай), а также в произвольном месте пролета (второй случай).

$$H_0 = \frac{M_{B0}}{y_0} = \frac{ql^2}{8f_0}; \quad (2)$$



$$H_1 = \frac{M_{B1}}{y_1} = \frac{ql^2}{8f_1} + \frac{Fl}{4f_1}, \quad (3)$$

где  $f_0$  и  $f_1$  – стрелка нити соответственно до и после приложения дополнительной нагрузки.

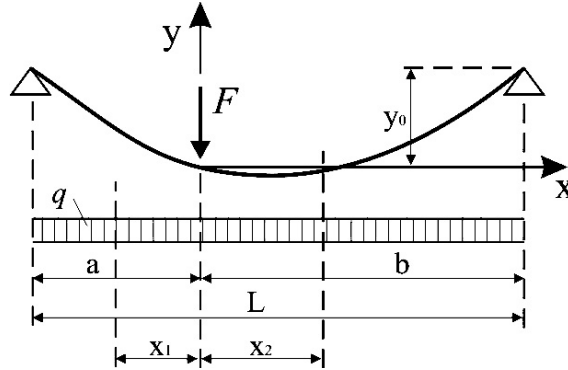


Рис. 1. Расчетная схема гибкой нити

Рассматривая нить нерастяжимой, т.е.  $\Delta f=0$ , после дополнительных преобразований получим результат, приведенный ранее в работе [6],

$$\Delta f = \frac{2f_0F}{ql} \rightarrow \frac{F}{\Delta f} = \frac{ql}{2f_0}. \quad (4)$$

Как видим формула (4) подтверждает высказывание Навье о зависимости прогиба от распределенной нагрузки. Аналогичные вычисления для силы, приложенной к подвеске, расположенной в четверти пролета (или в любом другом сечении), должны привести к аналогичному результату.

Для определения ординат нити в каком-либо сечении, воспользуемся уравнением оси нити

$$y = \frac{4fx}{l^2}(l-x).$$

Откуда ордината нити кабеля в четверти пролета равна

$$y_0 = \frac{3f_0}{4}. \quad (5)$$

Балочный момент соответственно для начальной (6) и дополнительной нагрузки (7) равен:

$$M_{B1} = \frac{3ql^2}{32}; \quad (6)$$

$$M_{B2} = \frac{3ql^2}{32} + \frac{3Pl}{16}. \quad (7)$$

Подставляя значения балочных моментов в формулы (5), (4), (3) и проводя алгебраические преобразования, получим результат, в точности совпадающий с (5). Таким образом, относительный прогиб для нерастяжимой гибкой нити одинаков независимо от места приложения сосредоточенной нагрузки.

Рассмотрим в аналогичных предположениях работу жесткой нити в случае с растяжимым кабелем. Расчетная схема для жесткой нити (рис. 2) представляет собой кабель висячего моста, нагруженный также собственным весом и силой, приложенной в произвольном месте пролета. Сосредоточенная сила заменена на распределенную на малой длине нагрузку ввиду неточностей, допущенных в [4]. В отличие от гибкой нити в жесткой нити возникает дополнительный изгибающий момент. Мосты с включенным в работу на изгибающий момент кабелем (в литературе обычно упоминаются с названием «цепной мост») встречаются гораздо реже, чем возведенные по схеме с гибкой нитью, ввиду сложности их монтажа.

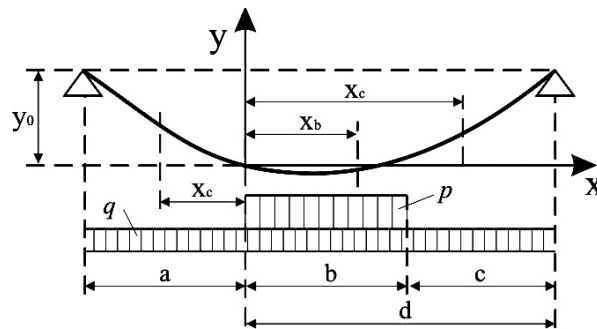


Рис. 2. Расчетная схема жесткой нити

Процесс определения изменения стрелы провисания кабеля под нагрузкой приведен ниже в виде блок-схемы (рис. 3). Исходные данные для расчета (данные для расчета жесткой нити взяты из примера работы [4]):

- пролет жесткой нити  $l = 200$  м;
- начальная стрела провисания  $f_0 = 4$  м;
- начальная равномерно – распределенная нагрузка по длине пролета,  $q = 1,5$  кН/м;
- дополнительная нагрузка  $p$ , распределенная на малой длине, соответст-

вует вертикальної сосредоточенної силе  $P = 8$  т, приложенної к подвеске в произвольном сечении пролета;  
— жесткость нити на изгиб  $EI = 112400$  т/м<sup>2</sup> и на растяжение  $EA = 888000$  т/м<sup>2</sup>.

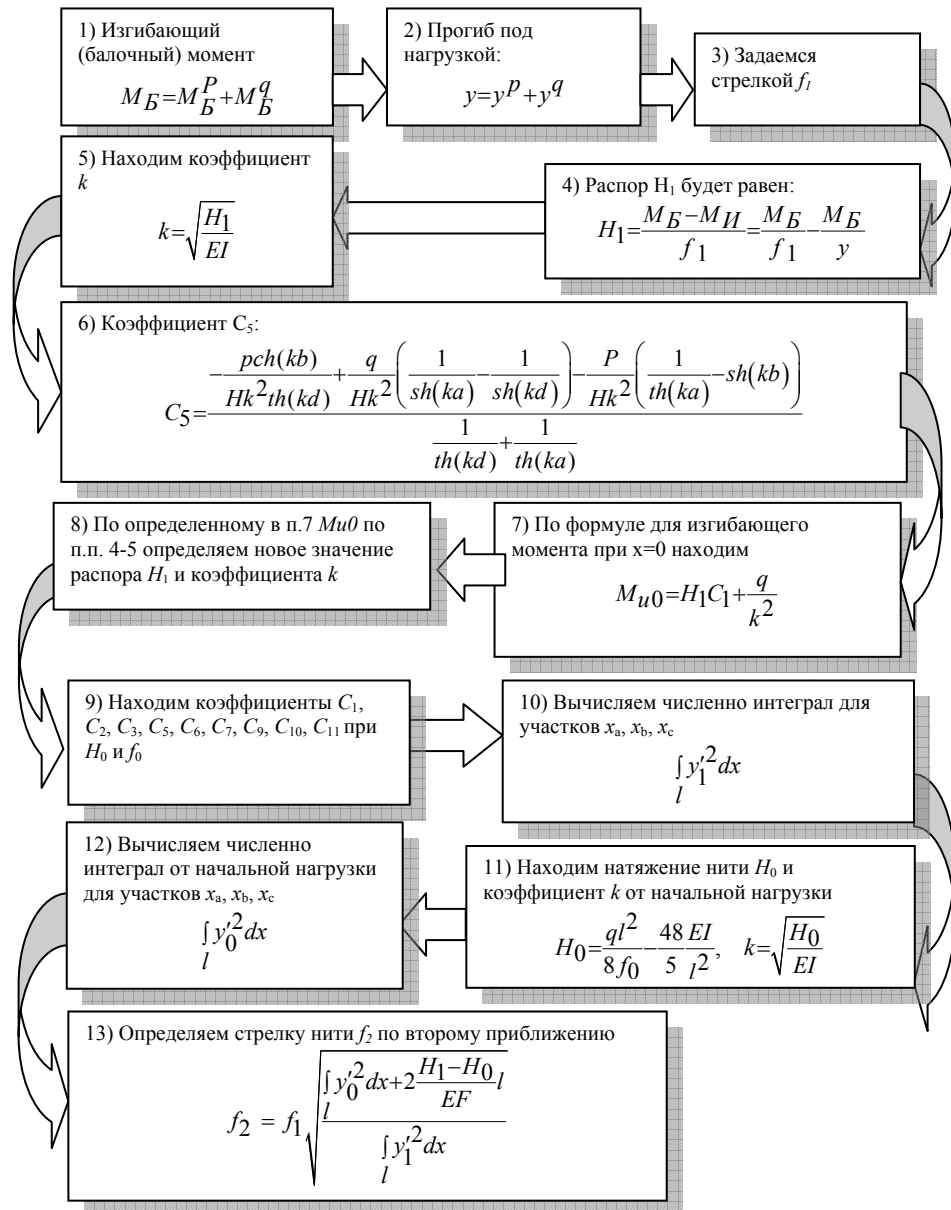


Рис. 3. Процесс определения изменения стрелы провисания кабеля под нагрузкой

Жесткость условной упругой опоры определится по формуле (11)

$$C = \frac{P}{f_2 - f_1}. \quad (8)$$

В результате расчета жесткость условной упругой опоры в любом из сечений жесткой нити была одинаковой, равной 22,68 т/м, ввиду равенства знаменателя для всех сечений нити. Исходя из чего можно утверждать, что относительная жесткость в случае жесткой нити одинакова для всех упругих опор.

При допущении нерастяжимости кабеля при расчете по теории гибких нитей, полученный результат для жесткости упругой опоры, расположенной в произвольном месте кабеля, аналогичен результату для середины пролета, что подтверждает правильность расчетной схемы в виде балки на равноупругих опорах.

Результат для жесткости упругой опоры при расчете по второму случаю, полученный из условия растяжимости кабеля по теории жестких нитей (по двум схемам, по первой схеме начальная нагрузка вызывает изгиб кабеля, по второй – изгиб отсутствует), оказался идентичным результату, полученному при нахождении силы в середине пролета. Таким образом, необходимо отметить, что жесткость упругих опор не зависит от их расположения по длине кабеля, что в дальнейшем позволяет значительно упростить расчет путем определения собственных частот балки жесткости по регулярной схеме.

Результаты данного исследования апробированы при расчете нескольких реально существующих висячих мостов и показали хорошую сходимость результатов при довольно простой методике расчета.

Основным достоинством данной расчетной схемы является то, что она дает правильный результат по частоте первой формы колебаний, что в других случаях достигается или путем очень сложных расчетов (большое количество приближений), или же дает результат с большими погрешностями.

### **Литература**

- [1] Солдатов К.И. Свободные колебания регулярных балок и некоторых мостовых конструкций на упругих опорах, дисс. 1971.
- [2] Передерий, Г. Курс мостов, часть II, Висячие мосты. Москва-Ленинград: Госжелдориздат, 1933.
- [3] Ананьев, И.В. Справочник по расчету собственных колебаний упругих систем. Москва-Ленинград: ОГИЗ, Государ. изд-во тех-теор. лит-ры, 1946.

- [4]** Качурин, В.К. Теория висячих систем. Статический расчет. Ленинград-Москва: Государ-ств. изд-во лит. по ст-ву, архит. и строит. материалам, 1962.
- [5]** Солдатов К.И. Об одном подходе к проектированию висячих мостов. Дн-ск: Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту, вип. 6., 2005. – С. 70-75.
- [6]** Солдатов К.И. Собственные колебания висячих трубопроводных переходов. Дн-ск: Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту, вип. 6., 2005. – С. 70-75.

*Надійшла до редколегії 01.06.2009 р.*

УДК 624.072.002.2

## Применение плазменной сварки как способа снижения остаточных деформаций и напряжений в сварных стальных конструкциях

<sup>1</sup>Козлов С.В., к.т.н., <sup>2</sup>Кириллов Ю.В., аспирант

<sup>1</sup>ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

<sup>2</sup>Мариупольское комплексное отделение

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

**Анотація.** Для управління залишковими напруженнями в 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.** For a management residual stresses in steel constructions as a source of thermal influences the use of the plasma welding is offered.

**Ключевые слова:** остаточные напряжения, сварные конструкции, плазменная сварка.

**Введение. Постановка проблемы.** При проектировании и изготовлении сварных конструкций необходимо считаться с возможностью появления в них остаточных деформаций и напряжений, а также принимать меры для их предотвращения или ограничения в таких пределах, при которых влияние их не будет опасным. Необходимо отметить, что появление деформаций и напряжений в результате воздействий, оказываемых при обработке металла, не является исключительной особенностью сварных конструкций.

По эксплуатационным условиям и по условиям прочности необходимо обеспечивать определенную точность изготовления конструкций, поэтому появление в них сварочных деформаций является нежелательным. В связи с этим разработка мер для предупреждения сварочных деформаций является одной из основных задач технологического процесса изготовления сварных строительных конструкций [4].

Уменьшение сварочных деформаций и напряжений может быть в большинстве случаев достигнуто соответствующим выбором последовательности сборки и сварки. Такое решение наиболее рационально, так как в этом случае отпадает необходимость применения дополнительных приемов, усложняющих технологический процесс изготовления сварных конструкций. Однако при изготовлении сварных конструкций не во всех

случаях удается избежать необходимости применения некоторых дополнительных мер [1, 2]. Учитывая выше изложенное, авторами рекомендуется использовать альтернативные виды сварки, которые по своим технологическим параметрам значительно превосходят параметры электродуговой сварки, традиционно применяемой для изготовления сварных строительных конструкций.

**Анализ последних достижений и публикаций.** При сварке остаточные напряжения возникают всегда, причем их величина в районе швов, как правило, достигает значений, равных пределу текучести. Искажение формы отдельных деталей сильно осложняет изготовление сварных конструкций дополнительными трудоемкими операциями по подгонке в местах сопряжений и приводит к увеличению непроизводительных затрат. Кроме того, искажение формы элементов конструкции может привести к недопустимым изменениям условий работы и вызвать перенапряжения в отдельных сечениях элементов конструкций [5].

К эффективным способам снижения негативного влияния остаточных сварочных деформаций и напряжений относятся:

- метод теплоотвода с применением теплоотводящих паст, понижающих влияние тепловых и деформационных процессов в зоне сварного шва;
- метод уменьшения тепловложений в свариваемую конструкцию, для чего используются высококонцентрированные источники сварочного нагрева и назначаются режимы сварки с малой погонной энергией и высокими скоростями движения источника тепла.

На практике широко применяют следующие способы сварки концентрированным источником нагрева: электронно-лучевой, плазменный, импульсно-дуговой, голым электродом, по слою флюса и др. По плотности энергии плазменный источник тепла находится в промежуточном, но наиболее выгодном положении между электродуговыми и лучевыми (электронно-лучевыми и лазерными) источниками тепла. Он позволяет получить более высокую температуру и плотность теплового потока на обрабатываемом изделии в сравнении с дугowymi источниками, хотя и уступает лучевым по концентрации энергии, но значительно дешевле и доступнее их по техническому воплощению [7].

Сварные соединения, выполненные плазменной дугой, характеризуются глубоким проваром и незначительной шириной шва, причем эти параметры шва обеспечиваются на скоростях, которые при одинаковой мощности дуги превышают скорости других дугowych способов. В этой связи термическая эффективность процесса выгодно отличается от показателей известных дугowych способов [6]. Такого эффекта удается достичь за счет дополнительного сжатия дуги, которую позволяет получить специальная

горелка – плазмотрон. В среде ионизированного газа он позволяет получить сжатую дугу с температурой до 30000 °С. 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 [3].

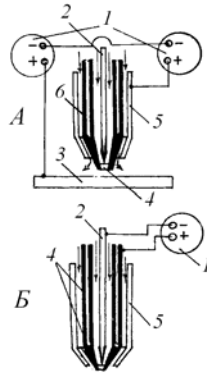


Рис. 1. Работа плазмотрона в режиме:  
*A — прямой полярности; Б — дуги косвенного действия*  
*(сопло 4 выполняет одновременно роль анода); 1 — источник питания;*  
*2 — электрод; 3 — изделие; 4 — сопло плазмотрона; 5 — защитное сопло*  
*плазмотрона; 6 — каналы плазмотрона*

При сварке угловых швов увеличивается глубина проплавления, что способствует более равномерному прогреву по толщине, уменьшению площади зоны остаточных пластических деформаций укорочения и, следовательно, снижению продольных и поперечных деформаций, а также угловых. При глубоком проплавлении можно выполнять сварку с меньшим значением катета, сохраняя требуемую прочность.

Другими словами, применение плазменной сварки позволяет получить качественное сварное соединение на более низких значениях удельной тепловой энергии. Это означает, что расплавляется меньший объем металла, а при условии сохранения глубины проплавления уменьшается ширина сварного шва. Снижение значений удельной тепловой энергии автоматически влечет за собой снижение энергоемкости и связанных с этим затрат на изготовление сварных стальных конструкций.

Изучение выше изложенной проблемы обусловлено решением важных государственных научно-технических программ, в частности, ГНТП 5.4. «Энергоэффективные и ресурсосберегающие технологии, оборудование и материалы для сварки и родственных процессов», которая утверждена



Постановлением Кабинета Министров Украины от 24.12.2001 г. № 1716 «Про затвердження науково-технічних програм з пріоритетних напрямків розвитку науки і техніки».

**Цель работы.** В данной работе рассматривается возможность изготовления стальных строительных конструкций с использованием плазменной сварки, что позволит значительно снизить негативное влияние сварочных напряжений и деформаций элементов конструкции за счет уменьшения околошовной зоны разогрева металла.

**Изложение основного материала.** На основе выполненного анализа последних отечественных и зарубежных публикаций установлено, что при изготовлении стальных строительных конструкций плазменная сварка еще не применялась. Хотя свойства плазменной дуги, как источника нагрева, эффективно используют для резки металлов, в машиностроительной отрасли для создания плазменного упрочнения поверхностного слоя инструментальных материалов, а также сварки элементов из алюминиевых, титановых и других сплавов.

Как уже отмечалось выше, концентрированные источники нагрева характеризуются повышенной проплавливающей способностью, что приводит к изменению параметров режима сварки, а именно, к снижению сварочного тока либо к повышению скорости сварки, поэтому применение плазменной сварки позволяет получить качественное сварное соединение на более низких значениях удельной тепловой энергии  $q_0$ . Это означает, что расплавляется меньший объем металла, а при условии сохранения глубины проплавления уменьшается ширина сварного шва.

Рассмотрим, как уменьшение удельной тепловой энергии  $q_0$  (следовательно и ширины шва) влияет на площадь эпюры остаточных продольных пластических деформаций укорочения, а также на величину остаточных деформаций и напряжений. Формирование остаточных продольных пластических деформаций укорочения происходит на двух этапах: при нагреве и охлаждении. Уменьшение значения  $q_0$  равносильно смещению линии  $\varepsilon_{I1}$  в положение  $\varepsilon_{I2}$  (рис. 2) и понижению линии  $\varepsilon_{пол}$ , что приводит при нагреве, во-первых, к уменьшению ширины зоны пластических деформаций  $b_n$  и, во-вторых, к увеличению степени пластического укорочения ( $b_{n2} < b_{n1}$ ), [1]:

$$\alpha T_2 - \varepsilon_{пол2} > \alpha T_1 - \varepsilon_{пол1}, \quad (1)$$

где  $\alpha$  – коэффициент теплоотдачи (теплоотвода) величина не постоянная, изменяется в широких пределах в зависимости от физических свойств теплоотводящей среды, формы и материала поверхности тела, ее положения в пространстве;  $T_1$  и  $T_2$  – начальная и конечная температуры;  $\varepsilon_{пол1}$  и

$\varepsilon_{пол 2}$  – тепловое удлинение (деформации) при нагреве и охлаждении соответственно.

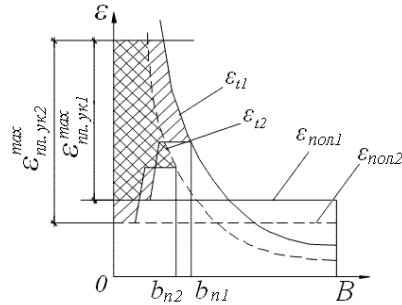


Рис. 2. Изменение площади эпюры пластических деформаций укорочения при сварке концентрированными источниками нагрева [1]

При охлаждении в зоне пластических деформаций  $b_n$  развиваются упругие деформации удлинения. Поскольку пластическая деформация укорочения на этапе нагрева значительно превышает  $\varepsilon_T$  ( $\varepsilon_{пл,ук1}^{max} > \varepsilon_T$ ,  $\varepsilon_{пл,ук2}^{max} > \varepsilon_T$ ), возникающая при охлаждении в зонах  $b_{n1}$  и  $b_{n2}$  упругая деформация удлинения при условии соблюдения гипотезы плоских сечений достигает значения  $\varepsilon_T$ . В остальной части сечения ( $B - b_n$ ) установятся соответствующие упругие деформации укорочения:

$$\varepsilon_{p1} = -\frac{\varepsilon_T b_{n1}}{B - b_{n1}}; \quad (2)$$

$$\varepsilon_{p2} = -\frac{\varepsilon_T b_{n2}}{B - b_{n2}}. \quad (3)$$

Учитывая, что  $b_{n2} < b_{n1}$ , получим  $\varepsilon_{p2} < \varepsilon_{p1}$ , т.е. из уравнения  $\varepsilon' = \varepsilon_T + |\varepsilon_p|$  следует, что  $\varepsilon'_2 < \varepsilon'_1$ . Следовательно, при сварке более узким швом происходит уменьшение площади эпюры остаточных пластических деформаций укорочения, так как  $b_{n2} < b_{n1}$  и  $\varepsilon'_2 < \varepsilon'_1$  (рис. 3).

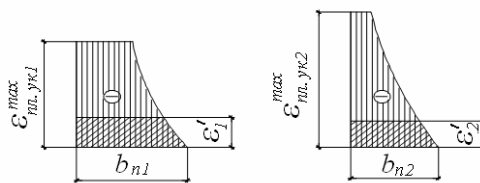


Рис. 3. Укорочения пластических деформаций при сварке широким и узким швом [1]

При смещении линии  $\varepsilon_i$  к координатным осям уменьшение площади эпюры остаточных пластических деформаций укорочения происходит в основном в результате уменьшения ширины зоны пластических деформаций  $b_n$ .

### **Выводы**

Концентрированные источники нагрева характеризуются повышенной проплавляющей способностью, что приводит к изменению параметров режима сварки, а именно, к снижению сварочного тока либо к повышению скорости сварки, поэтому применение плазменной сварки позволяет получить качественное сварное соединение на более низких значениях удельной тепловой энергии  $q_0$ . Это означает, что расплавляется меньший объем металла, а при условии сохранения глубины проплавления уменьшается ширина сварного шва, это позволит значительно снизить площадь пластических деформаций за счет уменьшения околошовной зоны разогрева металла.

Применение плазменной сварки позволит снизить негативное влияние остаточных деформаций и напряжений, возникающих в сечениях сварных соединений стальных конструкций со стыковыми и угловыми швами.

### **Литература**

- [1] Винокуров В.А., Григорьянц А.Г. Теория сварочных деформаций и напряжений – М.: Машиностроение, 1984. – 279 с.
- [2] Касаткин Б.С., Прохоренко В.М., Чертов И.М. Напряжения и деформации при сварке – К.: Наук. думка, 1987. – 246 с.
- [3] Козлов С.В. Управление остаточными напряжениями в стальных конструкциях с использованием плазменной сварки // Зб. наук. праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2, – С. 13 – 17.
- [4] Майзель В.С., Навроцкий Д.И. Сварные конструкции -Л.: Машиностроение, 1973. – 304 с.
- [5] Недосека А.Я. Основы расчета и диагностики сварных конструкции – К.: Изд-во «ИНДПРОМ», 1998. – 640 с.
- [6] Плазменная сварка (Обзор) / В.С. Гвоздецкий, Н.А. Макаренко // Автомат. сварка. – 2000. – № 12. – С. 26 – 30.
- [7] Плазменные технологии на рубеже веков / Б.Е. Патон // Автоматическая сварка. – 2000. – № 12. – С. 3 – 5.

*Надійшла до редколегії 30.06.2009 р.*

УДК 624.072.002.2

## **Влияние остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах на их устойчивость при действии момента в плоскости большей жесткости**

**Полишко С.Н.**

ООО «Научно-производственное предприятие «Гормаш», Украина

**Анотація.** Розроблена методика і проведені експериментальні дослідження щодо визначення залишкових напружень та їхнього впливу на стійкість при дії моменту в площині більшої жорсткості. Підготовлена практична методика підвищення стійкості зварних двотаврових колон шляхом наплавлення валиків по крайках, у тому числі і на частині довжини колони.

**Аннотация.** Разработана методика и проведены экспериментальные исследования распределения остаточных напряжений и их влияния на устойчивость при действии момента в плоскости большей жесткости. Подготовлена практическая методика повышения устойчивости сварных двутавровых колонн путем наплавки валиков по кромкам, в том числе и на части длины колонны.

**Abstract.** The technique is developed and the experimental researches for definition of residual stress and their influence on stability are carried out at action of the moment in a plane of greater rigidity. The practical technique of increase of stability welded double-tee columns is prepared by welding of rollers, including on a part of column length.

**Ключевые слова:** сварная двутавровая колонна, остаточные напряжения, распределение по сечению, влияние на устойчивость.

**Введение. Постановка проблемы.** Вопросами, связанными с изучением влияния остаточного напряженно-деформированного состояния (НДС), возникающего в элементах металлических конструкций после изготовления, на их несущую способность продолжительное время занимаются многие как отечественные, так и зарубежные ученые (анализ состояния вопроса приведен в работах [1 – 5]). Интерес к проблеме определяется тем важным обстоятельством, что такое влияние неоднозначно. Можно считать установленным, что остаточные растягивающие напряжения (ОРН) на кромках поясов увеличивают несущую способность сжатых стержней при деформировании в плоскости меньшей жесткости. К сожалению, применительно к внецентренно сжатым элементам, деформирующимся в плоскости большей жесткости, экспериментальных исследований в достаточных объемах не проводилось.

Анализ состояния вопроса, а также отсутствие (кроме работ [2, 5]) данных экспериментальных исследований внецентренно сжатых элементов, де-

формирующихся в плоскости большей жесткости, с учетом влияния остаточного напряженного состояния (ОНС) позволили сформулировать цель и задачи экспериментальных исследований.

**Цель работы.** Экспериментальное подтверждение возможности повышения несущей способности внецентренно сжатых сварных двутавровых элементов, деформирующихся в плоскости большей жесткости, путем локальных термических воздействий.

**Основная часть.** В соответствии с поставленными задачами предусматривалось:

- изготовление экспериментальных образцов (далее образцов) – сварных двутавровых колонн одинаковой площади поперечного сечения с различными видами ОНС. Изменение ОНС выполнялось путем строжки кромок поясов до сварки поясных швов или наплавки сварных швов по кромкам поясов после изготовления;
- проведение сравнительных испытаний изготовленных образцов при одинаковых значениях эксцентриситета приложения вертикальной нагрузки;
- сопоставление результатов испытаний образцов;
- получение экспериментального обоснования предложений по расчету внецентренно сжатых сварных двутавровых колонн с учетом влияния ОНС, возникающего после изготовления (газовой резки при раскрое, сварки поясных швов, наплавки валиков);
- исследование возможности повышения несущей способности колонн за счет наплавки холостых валиков (сварных швов) на части длины;
- использование полученного экспериментального материала для подготовки рекомендаций по расчету внецентренно сжатых двутавровых колонн.

Для решения поставленных задач изготовлены 6 серий образцов длиной 2,8 м по 2 образца в каждой серии. Сечения образцов – пояса (160x8) мм, стенка – (200x6) мм. Материал – сталь марок Ст3 (6 штук) и 09Г2С (6 штук). Первая серия образцов (К1-1, К1-2, К1х-1, К1х-2) изготовлена без строжки кромок поясов перед сваркой, вторая серия (К2-1, К2-2, К2х-1, К2х-2) – со строжкой кромок (с целью ликвидации зон остаточных растягивающих напряжений), третья (К3-1, К3-2, К3х-1, К3х-2) – без строжки, но с наплавкой сварных швов по всем 4 кромкам в центральной части образцов на участке длиной 1,5 м (в маркировке образцов: х – образцы из стали 09Г2С).

В ходе проведения экспериментальных исследований в первую очередь оценивалось влияние остаточных растягивающих напряжений (ОРН), возникающих на кромках поясов при раскрое поясных листов с исполь-

зованием машинной газовой резки. Необходимость подобной оценки обусловлена тем фактором, что в процессе наплавки поясных сварных швов и разогрева изделия возможен отпуск металла поясов и снижение уровня ОРН на кромках. С этой целью выполнялись испытания образцов как со строжкой, так и без строжки кромок поясов.

Следующим этапом исследований являлось изучение влияния ОРН, возникающих после наплавки валиков на кромках поясов на части длины. Сравнение результатов испытаний образцов из одной марки стали в пределах серии при одинаковых эксцентриситетах приложения нагрузки, но с различными видами ОНС, позволило сделать выводы о количественном влиянии ОНС на несущую способность внецентренно сжатых стержней.

Испытания всех образцов выполнялись при одинаковых значениях эксцентриситета приложения внешней нагрузки. Это достигалось за счет использования для всех образцов одинаковых (съёмных) опорных приспособлений.

Все образцы испытывались с обеспечением деформирования в плоскости большей жесткости. Обеспечение деформирования в плоскости большей жесткости достигалось путем испытаний с эксцентриситетом приложения нагрузки 65 мм в этой плоскости и использованием специальных приспособлений, уменьшающих расчетную длину в плоскости меньшей жесткости.

Образцы были изготовлены на ОАО «ДЗМК им. И.В. Бабушкина» из двух листов толщиной 6 и 8 мм каждой марки стали. От каждого листа брались пробы и определялись физико-механические характеристики стали.

Для получения полуфабрикатов листы металла распускались машинной газовой резкой (поясные листы) и на гильотинных ножницах (стеночные листы). Роспуск заготовок поясов образцов серии К1, К1х, К3 и К3х выполнялся машинной газовой резкой без припуска по ширине, а для поясов образцов серии К2 и К2х – таким же образом, но с припуском по ширине +10 мм с последующей строжкой на проектный размер.

Сварка образцов производилась полуавтоматом в среде защитных газов (аргон + углекислый газ) проволокой Св-08Г2С диаметром 1,2 мм катетом не более 4 мм. В цехе сборосварки после сборки, сварки и правки производилась наплавка валиков по четырем кромкам поясов в средней части на длине 1500 мм.

После изготовления все образцы были измерены. По результатам выполненных измерений установлено, что отклонения в размерах образцов находятся в пределах допусков на изготовление конструкций.

После изготовления в образцах были просверлены отверстия для последующей установки опорных приспособлений.

Испытания изготовленных образцов выполнялись в два этапа. Первым этапом исследований являлись испытания образцов статической нагрузкой при ступенчатом ее возрастании. Вторым этапом было проведение исследований ОНС, возникающего после изготовления.

Испытания образцов первого этапа проводились для определения их НДС при статическом нагружении и оценки степени влияния ОНС, возникшего после изготовления, на несущую способность и деформативность. В задачу исследования входило измерение усилий и деформаций при ступенчатом нагружении.

ОНС, возникающее в образцах после изготовления, определялось методом измерения деформаций через разрушение (разрезку ножовкой) путем освобождения элементов конструкций с остаточными напряжениями после разрыва связей. Применение этого метода позволило произвести разрезку двутавров без значительных тепловых воздействий (результаты этих исследований приведены в работах [1, 4] и здесь не приводятся).

Испытания образцов проводились на гидравлическом прессе ИПС–500. Отсчеты брались по шкале В с пределом измерения от 0 до 250 т с ценой деления 0,5 т. Погрешность измерения не превышала 1 % от величины нагрузки (по данным тарировки прессы). Пресс перед испытаниями тарировался.

Для обеспечения испытаний на ОАО «ДЗМК им. И.В. Бабушкина» были изготовлены специальные опорные приспособления (верхнее и нижнее). Верхнее и нижнее опорные приспособления состоят из двух частей: съемных, устанавливаемых на торцы образцов, и несъемных, устанавливаемых на опорные части тележки и подвижной траверсы прессы. Между съемной и несъемной частями в специально выполненном пазу устанавливался каток для обеспечения шарнирности опор. Уменьшение расчетной длины в плоскости меньшей жесткости было выполнено с помощью специальных приспособлений, установленных на вертикальных направляющих прессы. Общий вид образца в прессе показан на рис. 1.

Съемные приспособления с помощью болтов крепились к образцу. Измерение прогибов во время испытания выполнялось прогибомером ПАО-6.

Все операции по подготовке образцов к испытаниям проводились в такой последовательности:

- образец устанавливался в горизонтальное положение и на торцах монтировались съемные опорные приспособления;
- верхний конец образца подвешивался к подвижной траверсе пресса;
- движением траверсы пресса вверх образец переводился в вертикальное положение и устанавливался на каток нижней опоры;
- образец устанавливался строго вертикально по отвесу, временно закреплялся в вертикальном положении и движением траверсы вниз зажимался через катковые опоры в прессе;
- устанавливался прогибомер и образец был готов к испытанию.

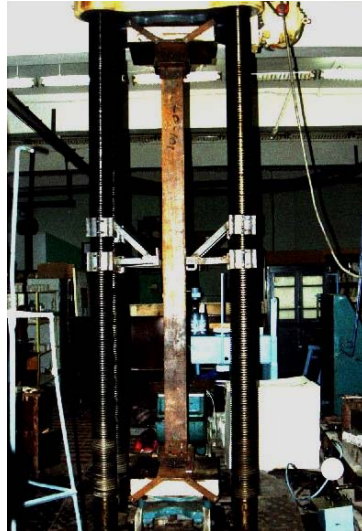


Рис. 1. Общий вид образца в прессе

Центрирование образцов производилось с целью установки по физической оси для обеспечения деформирования без значительных эксцентриситетов в плоскости меньшей жесткости. Для этого образец несколько раз нагружался пробной нагрузкой, составляющей примерно 20 т. При нагружении снимались показания прогибомера и по ним делался вывод о достаточности центрирования. Если показания прогибомера были нестабильными, нагрузка снималась и образец подвергался дополнительной центровке. При стабильных показаниях прогибомера производилось дальнейшее нагружение этапной нагрузкой до потери несущей способности.

Образцы испытывались как внецентренно сжатые стержни с шарнирными опорами. Шарнирность закрепления обеспечивалась установкой строго горизонтально между съемными и несъемными частями опор стальных катков диаметром 30 мм.



Нагружение производилось этапами по 5 т. После достижения этапной нагрузки производилась выдержка не менее 3 минут. Показания прогибомера записывались после приложения этапной нагрузки и выдержки на этапе.

Увеличение этапной нагрузки производилось до исчерпания несущей способности. Интегральной характеристикой исчерпания несущей способности являлся значительный рост прогибов при постоянной нагрузке (достижение максимума на кривой состояния). Нагрузка, соответствующая такому состоянию, считалась предельной.

Процесс исчерпания несущей способности сопровождался пространственной формой потери устойчивости сжатого пояса по двум волнам с точкой перегиба в месте расположения специальных приспособлений для уменьшения расчетной длины. При этом, в процессе деформирования вплоть до исчерпания несущей способности сжатый пояс сохранял плоскую форму.

Все образцы имели остаточный прогиб. В образцах с наплавленными на кромках поясов сварными швами наблюдалась также потеря местной устойчивости сжатого пояса в месте, где заканчивалась наплавка сварного шва (рис. 2).



Рис. 2. Потеря местной устойчивости сжатого пояса образца с наплавленными валиками

После завершения испытаний, снятия прогибомера и сброса давления в прессе образец движением траверсы вверх поднимался над опорной частью, а затем движением траверсы вниз и оттягиванием нижней части пере-

водился в горизонтальное положение. Опорные приспособления снимались и образец укладывался на складское место.

Следующий образец готовился к испытаниям в последовательности, описанной выше.

По данным выполненных исследований первого этапа были построены зависимости «нагрузка–прогиб» («P–f»). Подобные графики (некоторые из таких графиков для образцов из стали марки Ст3 показаны на рис. 3) позволяют наглядно представить процесс деформирования и провести сравнения с результатами расчетов.

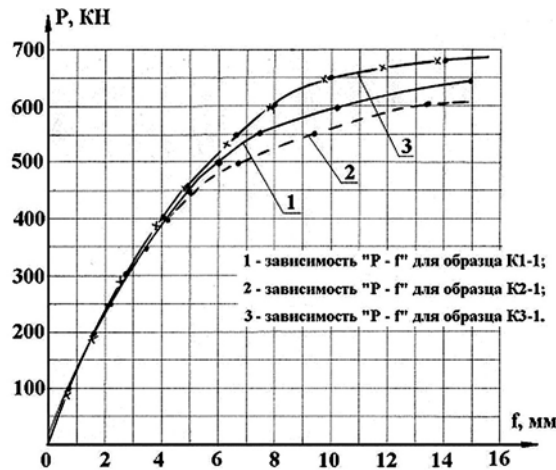


Рис. 3. Зависимости «P–f» для образцов из стали марки Ст3:

К1-1 – образец, изготовленный без строжки кромок;

К2-1 – образец, изготовленный со строжкой кромок;

К3-1 – образец с наплавленными сварными швами на части длины

## Выводы

1. Характер деформирования всех образцов был аналогичным, развитие пластических деформаций и интенсивный рост прогибов начинались с уровня нагружения, соответствующего примерно  $0,8 \cdot P_u$ , где  $P_u$  – нагрузка, при которой несущая способность образца была исчерпана.

2. Интегральной характеристикой процесса исчерпания несущей способности образцов являлся значительный рост прогибов при постоянной нагрузке (достижение максимума на кривой состояния). Нагрузка, соответствующая такому состоянию, считалась предельной, т.е. являлась несущей способностью. Исчерпание несущей способности образцов всех

серий сопровождалось пространственной формой потери устойчивости сжатого пояса по двум волнам с точкой перегиба в центре образца в месте расположения уменьшающих свободную длину устройств. При этом, в процессе деформирования вплоть до исчерпания несущей способности сжатый пояс сохранял плоскую форму. Исчерпание несущей способности образцов с наплавленными по кромкам сварными швами на части длины завершалось потерей местной устойчивости сжатого пояса в месте окончания сварного шва.

3. Для всех серий образцы с наплавленными валиками на части длины показали в среднем на 10 % большую несущую способность, чем образцы со строжкой кромок.

4. Для всех серий образцы без строжки кромок показали несущую способность в среднем на 5...8 % больше, чем образцы со строжкой.

### **Литература**

- [1] Голоднов А.И. К вопросу учета остаточных напряжений в сечениях сжатых двутавровых стержней при их расчетах // Автоматическая сварка. – 2001. – № 5. – С. 8 – 10.
- [2] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.
- [3] Голоднов А.И., Полишко С.Н. Методика экспериментальных исследований сжатых стальных стержней, имеющих поля остаточных напряжений // Строительство. Материаловедение. Машиностроение: Сб. науч. тр. / ПГАСиА. – Днепропетровск: ПГАСиА, 2002. – Вып. 18. – С. 43 – 48.
- [4] Полишко С.Н., Иванов А.П., Голоднов А.И. Экспериментальные исследования внецентренно-сжатых стальных колонн // Метал. конструкции: взгляд в прошлое и будущее: Сб. докл. VIII Укр. науч.-техн. конф. – Ч. 1. – К.: Изд-во «Сталь», 2004. – С. 618 – 623.
- [5] Игнатъева В.С. Метод "фиктивных" температур как основа исследований в области напряженно-деформированного состояния сварных соединений // Металлические конструкции в строительстве: Сб. трудов / МИСИ. – М., 1979. – Вып. 152 – С. 71 – 88.

*Надійшла до редколегії 27.05.2009 р.*

УДК 624.014:620.193

## **Экспертная оценка уровня коррозионной опасности технических решений по защите от коррозии стальных конструкций**

**Магунова Н.Г.,** м.н.с.

Донбасский центр технологической безопасности  
ОАО «УкрНИИПроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

**Анотація.** У статті представлено порівняльний аналіз нормативних положень протикорозійного захисту сталевих конструкцій СНиП 2.03.11-85 та міжнародних стандартів. Виконана науково-технічна експертиза технічних рішень первинного та вторинного захисту з урахуванням режиму експлуатації об'єкта підвищеної небезпеки, даних проектної специфікації протикорозійного захисту сталевих конструкцій стандарту EN ISO 12944:98.

**Аннотация.** В статье представлен сравнительный анализ нормативных положений противокоррозионной защиты стальных конструкций СНиП 2.03.11-85 и международных стандартов. Выполнена научно-техническая экспертиза технических решений первичной и вторичной защиты с учетом режима эксплуатации объекта повышенной опасности, данных проектной спецификации противокоррозионной защиты стальных конструкций стандарта EN ISO 12944:98.

**Abstract.** The paper presents the comparative analysis of standard regulations of steel structures corrosion protection according to SNiP 2.03.11-85 and the international standards. Scientific and technical examination of technical solutions of primary and secondary corrosion protection taking into account a mode of use of facility of higher risk, and the data of the design specification of steel structure corrosive protection by EN ISO 12944:98 standard are carried out.

**Ключевые слова:** первичная и вторичная защита от коррозии, конструктивная приспособленность, технологическая рациональность, коррозионная опасность.

**Введение. Постановка проблемы.** Одним из важнейших факторов, обеспечивающих надежность строительных конструкций, при реализации на уровнях проектного решения, монтажа и эксплуатации, является выбор средств и методов противокоррозионной защиты с учетом коррозионных воздействий и уровня ответственности зданий и сооружений. Основным свойством, определяющим надежность строительных конструкций, зданий и сооружений в целом, является безотказность их работы – способность сохранять заданные эксплуатационные качества в течение определенного срока службы. Незащищенная сталь в атмосферных условиях климатических воздействий подвергается коррозионному разрушению, что требует разработки дополнительных мер противокоррозионной защиты.

В соответствии с нормативными положениями международного стандарта EN ISO 12944:98 «Лаки и краски – защита от коррозии стальных конструк-

ций системами защитных покрытий» для обеспечения долговечности конструкций необходимо учитывать конструктивные особенности, условия окружающей среды, тип системы покрытий и предполагаемые сроки службы противокоррозионной защиты. Применение каких-либо защитных мер возможно только по достижении специальной договоренности между заинтересованными сторонами.

Условия обеспечения долговечности при выборе систем противокоррозионной защиты определены СНиП 2.03.11-85\*, СНиП 3.04.03-85, устанавливающими признаки классификации коррозионных воздействий, систем защитных покрытий, требования по контролю качества при нанесении покрытий и в процессе технического обслуживания конструкций.

**Цель работы.** Сравнительный анализ требований к противокоррозионной защите стальных конструкций по уровню коррозионной опасности.

**Основная часть.** В зависимости от состава противокоррозионных мероприятий различают первичную и вторичную защиту от коррозионного разрушения. Требования первичной защиты включают рациональное конструирование, применение коррозионно-стойких сталей и конструкционных неметаллических материалов. Первичная защита направлена на повышение коррозионной стойкости конструктивных элементов. Вторичная защита включает комплекс мероприятий, связанных с повышением долговечности межремонтных сроков возобновления средств и методов противокоррозионной защиты.

Рабочие чертежи стадии "Антикоррозионная защита (АЗ)" включают перечень нормативных документов и технологических инструкций, на основании которых выполняются работы по противокоррозионной защите, требования к показателям качества материалов и защитных покрытий, техники безопасности и противопожарным мероприятиям.

Уровень разрушения покрытия до первого полного ремонтного окрашивания должен быть согласован между заинтересованными сторонами и подвергнут оценке в соответствии со стандартами с ISO 4628-1 согласно ISO 4628-5. Согласно установленным требованиям стандарта долговечность противокоррозионной защиты имеет три интервала временных показателей:

- низкий от 2 до 5 лет;
- средний от 5 до 15 лет;
- высокий свыше 15.

Установленные стандартом ISO 12944 интервалы долговечности не являются «гарантированной долговечностью» защитных покрытий, их назначение связано с формированием сроков технического обслуживания.

Результаты исследований, представленные в работе [1], позволяют обосновать расчетно-экспериментальные методы технологической подготовки производства для обеспечения гарантированных показателей долговечности при изготовлении стальных конструкций.

Сопоставление требований СНиП 2.03.11-85\* и спецификации по противокоррозионной защите по EN ISO 12944:98 производится для обоснования эффективности показателей качества защитной лакокрасочной системы. Для этого приняты во внимание следующие параметры:

- требуемая долговечность;
- окружающие условия и специальные воздействующие факторы;
- подготовка поверхности;
- различные типы красок;
- количество и типы слоев (грунтовочные покрытия, промежуточные и покрывные покрытия);
- способы нанесения и требования к нанесению;
- место нанесения (цех или на месте);
- требования к лесам;
- требования, касающиеся технического обслуживания объекта в процессе эксплуатации;
- требования по охране здоровья и технике безопасности;
- требования по защите окружающей среды.

Квалификационные требования норм, пособий, государственных стандартов определяют различные характеристики физико-механических и химических свойств защитных покрытий, конструктивных элементов в зависимости от степени агрессивности воздействий.

Выполнение противокоррозионных работ производится на основании проектных материалов, содержащих выбор и обоснование мероприятий по защите от коррозии с учетом установленной расчетной ситуации обеспечения долговечности на всех стадиях существования строительных металлоконструкций.

В качестве примера выбора защитных покрытий рассмотрим защитные и технологические характеристики композиции марки ЦВЭС-двухупаковочная антикоррозионная композиция на основе этилсиликатного связующего и высокодисперсного порошка цинка. Композиция марки ЦВЭС использовалась при сравнительных ускоренных испытаниях для обоснования требований к защитным покрытиям транспортерных галерей в условиях среднеагрессивных воздействий. Композицию выпускают 2-х марок (табл. 1), которые отличаются массовым соотношением этилсиликатного связующего (компонент А) и цинкового порошка (компонент Б).

Таблиця 1

Марка композиції	Массовая доля	Массовая доля
	этилсиликатного связующего, %	высокодисперсного порошка, %
ЦВЭС № 1	50	50
ЦВЭС № 2	40	60

Композиція призначена для захисту від корозії сталевих конструкцій, експлуатуваних в атмосферних умовах всіх макрокліматических районів і категорій розміщення згідно ГОСТ 15150-69. Фізико-механічні властивості покриттів на основі ЦВЭС дані в табл. 2.

Таблиця 2

**Основные показатели физико-механических свойств**

Наименование показателя	Значение показателя для марки	
	ЦВЭС №1	ЦВЭС №2
Композиция		
Внешний вид после тщательного перемешивания	Однородная суспензия серого цвета	Однородная суспензия серого цвета
Плотность, г/см <sup>3</sup>	1,40-1,60	1,70-1,90
Условная вязкость по вискозиметру ВЗ-246 с диаметром сопла 4 мм при температуре (20±0,5)°С, с	18-35	18-35
Жизнеспособность, ч, не менее	8	8
Время высыхания до степени 3 при температуре (20±0,5)°С, мин, не более	30	30
Теоретический расход на однослойное сухое покрытие, г/м <sup>2</sup>	130-200	170-230 (300)
Покрытие		
Цвет и внешний вид	Серое, матовое	Серое, матовое
Массовая доля цинка в сухом покрытии, %	89-91	92-94
Толщина одного сухого слоя, мкм	20-30	30-40
Адгезия к металлу, баллы	1	1
Эластичность при изгибе, мм, не более	3	5
Термостойкость на открытом воздухе, °С, не более		
длительная	150	150
кратковременная	200	200

Сварка по однослойному покриттю ЦВЭС не погіршує якість зварного шва. Покриття анодно по відношенню к сталі і забезпечує її катодну захисту. Неустойчиво в спиртах і ряду органічних розчинників.

Композиція марки ЦВЭС наноситься в заводських і польових умовах при температурі від мінус 15 °С до плюс 40 °С і відносній вологості повітря від 30 до 80 % (оптимально не менше 50 %).

Требования к подготовке поверхности предусматривают:

- обезжиривание поверхности металла согласно ГОСТ 9.402-80;
- абразивоструйную очистку металла от окислов (ржавчины и окалины) до степени 2 согласно ГОСТ 9.402-80 (Sa 2<sup>1/2</sup> ИСО 8501-1:1988).

Для приготовления композиции марки ЦВЭС требуется компонент Б немедленно при постоянном перемешивании пересыпать в ведро с компонентом А, выдержать 30 минут, снова перемешать и профильтровать.

Способы нанесения: пневматическое и безвоздушное распыление, валик, кисть. Сушка – естественная.

Высокое качество и долговечность промышленных зданий и сооружений должны быть определены на стадии разработки рабочей документации за счет рационального сочетания средств и методов противокоррозионной защиты, всестороннего рассмотрения требований изготовления, монтажа и эксплуатации стальных конструкций.

По экспериментальным данным ускоренных коррозионных испытаний выполнена статистическая оценка коэффициента надежности  $\gamma_{zn}$  и установлен контрольный норматив системы защитного покрытия для определения гарантированной долговечности и ремонтпригодности конструкций. Результаты контроля показателей качества используются для формирования спецификации материалов элементов конструкций по коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности (табл. 3).

Таблица 3

**Спецификация показателей качества по результатам контроля средств первичной и вторичной защиты при изготовлении**

№ п/п	Наименование элементов металлоконструкций, материалы конструкций и системы защитного покрытия	Обозначение согласно СНиП 2.03.11-85 Подготовка поверхности	Показатель $B_{oz}$	Характеристика агрессивности режима эксплуатации, $A_n$ , г/(м <sup>2</sup> год)	Сроки службы конструкций, покрытия $T_{ny} / T_{zy}$ , лет	Коэффициент готовности, $K_g$	Коэффициент надежности, $\gamma_{zn} / \gamma_{zk}$
1	Марка Ф1, I 30 ВСтЗсп5, ЦВЭС №1	<u>Ia-2 (80)</u> PSt2	4,3	850	50/15,5	0,65	0,93/0,95
2	Марка Ф-1, I 24 ВСтЗсп5, ЦВЭС №1					0,6	0,93/0,91
3	Марка Б1, I 20 ВСтЗсп5					0,55	0,93/0,88
4	Марка БЗ, -220x10, -220x8, 09Г2С, ЦВЭС №1					0,55	0,93/0,90



В соответствии с установленными этапами менеджмента показателей качества противокоррозионной защиты разработана методика выбора и обоснования средств первичной и вторичной защиты на основе расчетно-экспериментальной оценки показателей коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности при заданном сроке службы стальных конструкций.

Использование подходов методики предельных состояний при моделировании коэффициентов надежности первичной и вторичной защиты позволило обосновать коэффициент готовности стальных конструкций в зависимости от уровня коррозионной опасности на стадии изготовления [1]. Коэффициент готовности является комплексным показателем, характеризующим безотказность и ремонтпригодность мер по защите от коррозии по данным заводского контроля показателей качества и результатам ускоренных испытаний образцов конструкций и их защитных покрытий.

### **Выводы**

Исследования, выполненные по систематизации факторов режима эксплуатации и анализу условий выбора расчетных ситуаций, позволяют определить расчетные характеристики для нормоконтроля при изготовлении и мониторинге коррозионного состояния в период эксплуатации. На основании статистических методов контроля разработан порядок подтверждения соответствия качества противокоррозионной защиты заданным требованиям по коррозионной стойкости и долговечности.

Полученные экспериментальные данные по коррозионной стойкости и долговечности используются для обоснования выбора проектных решений и оформления спецификации коэффициента надежности первичной и вторичной защиты согласно требованиям EN ISO 12944:98.

### **Литература**

- [1] Рыженков А.А. Методика расчетно-экспериментальной оценки коэффициента готовности стальных конструкций / Рыженков А.А., Магунова Н.Г. // Металеві конструкції: сьогодення та перспективи розвитку: Тези доповідей ІХ Укр. Наук.-техн. Конф. – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – С. 122–125.

*Надійшла до редколегії 10.06.2009 р.*

УДК 624.072.002.2

## **Методика експериментальних досліджень сжатых элементов из труб**

**Козлова О.Н.**, аспірант

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

**Анотація.** У зварних конструкціях має місце напружено-деформований стан, створений у процесі зварювання. Важливим чинником проектування залишається з'ясування ступеня впливу залишкового напруженого стану на несучу здатність стиснених елементів, зокрема з труб. Розроблена методика проведення експериментальних випробувань стиснених елементів трубчастого перерізу і регулювання залишкового напруженого стану шляхом наплавлення холостих валиків по утворювальному.

**Аннотация.** В сварных конструкциях имеет место напряженно-деформированное состояние, созданное в процессе сварки. Важным фактором проектирования остается выяснение степени влияния остаточного напряженного состояния на несущую способность сжатых элементов, в том числе из труб. Разработана методика проведения экспериментальных испытаний сжатых элементов трубчатого сечения и регулирования остаточного напряженного состояния путем наплавки холостых валиков по образующим.

**Abstract.** The tensely-deformed state, created in the process of welding, takes a place in weldments. The important factor of planning is finding out of degree of influence of the remaining tense state on bearing strength of the compressed elements from pipes, are included. The method of leadthrough of experimental tests of the compressed elements of tubular section and adjusting of the remaining tense state is developed by surfacing of single rollers on formative

**Ключевые слова:** остаточные напряжения, бесшовные трубы, устойчивость.

**Введение. Постановка проблемы.** Вопросу изучения влияния напряжений, вызванных сваркой, на устойчивость элементов сварных конструкций посвящено значительное количество исследований отечественных и зарубежных ученых. В полной мере этот вопрос представляет интерес и для элементов из электросварных и бесшовных труб, поскольку они входят в состав большепролетных покрытий гражданских и промышленных зданий, башенных сооружений, мачт и т.п.

Так в Институте электросварки им. Е.О. Патона НАН Украины еще в 30-е годы прошлого столетия проводились исследования элементов из труб с наплавленными валиками и без них на внецентренное сжатие [1]. В результате проведенных исследований только за счет регулирования остаточного напряженного состояния (ОНС) было достигнуто повышение устойчивости почти на 17 %.

Влияние ОНС на поведение сжатых элементов из труб отмечено в работе Я. Августына [2]. В качестве экспериментальных образцов применялись бесшовные трубы диаметром 40 мм, 44 мм и 60 мм при толщине стенки 3 – 4 мм. На образцах производилась односторонняя и двухсторонняя наплавка, а также исследовались образцы без наплавки. Перед наплавкой образцы отпускались при температуре 640 °С. Принимались во внимание только остаточные напряжения, направленные параллельно продольной оси элементов. Толщина стенки гарантировала отсутствие местного выпучивания. По результатам работы сделаны выводы о снижении критической нагрузки для шарнирно опертых элементов небольших гибкостей.

Однако до настоящего времени этот вопрос нельзя считать окончательно решенным.

Исследования, проведенные в области влияния остаточных сварочных напряжений на устойчивость сварных элементов, позволяют установить некоторые достоверные предположения [3 – 5]:

- зоны остаточных растягивающих напряжений в сжатых сварных элементах оказывают положительное влияние на несущую способность при условии их удаленности от оси сечения;
- повышение несущей способности сжатых сварных элементов может быть достигнуто путем регулирования ОНС. Регулирование ОНС может быть выполнено путем наплавки валиков по образующим или прогрева металла по образующим.

Возрастающие требования к несущей способности и деформативности конструкций при одновременном уменьшении металлоемкости вызывают необходимость анализа их ОНС с учетом технологии изготовления и условий эксплуатации. Актуальность рассмотренных задач находит свое отражение в решении важных государственных научно-технических программ, а именно: ГНТП 5.4. «Энергоэффективные и ресурсосберегающие технологии, оборудование и материалы для сварки и родственных процессов», которая утверждена Постановлением Кабинета Министров Украины от 24.12.2001 г. № 1716 «Про затвердження науково-технічних програм з пріоритетних напрямків розвитку науки і техніки».

Успешное применение трубчатых конструкций возможно лишь при всестороннем изучении их действительной работы. Поэтому исследование устойчивости стержней из труб имеет весьма важное значение.

**Цель работы.** Экспериментальное изучение влияния ОНС на несущую способность сжатых элементов из стальных труб, в том числе и после регулирования путем наплавки холостых валиков по образующим.

**Основная часть.** Создание зон остаточных растягивающих напряжений (ОН) возможно путем наплавки сварных швов (холостых валиков) на поверхности трубы по образующим. Получаемое при таких воздействиях распределение ОН в сечениях конструкций способствует увеличению несущей способности.

На основании вышеизложенного, учитывая актуальность проблемы, ведется работа по исследованию распределения ОН и их влияния на устойчивость и несущую способность сжатых стержней трубчатого сечения.

Характер распределения деформаций и напряжений, возникающих в элементах после изготовления с применением сварки, лучше всего изучать экспериментально. По результатам правильно поставленного эксперимента можно судить о степени влияния того или иного явления на процесс развития сварочных деформаций и напряжений. В некоторых случаях исследования деформаций и напряжений при сварке сложных конструкций экспериментальный метод является единственно возможным ввиду сложности расчета.

Предлагаемый способ повышения несущей способности стержней трубчатых конструкций (ТК) предусматривает наплавку сварных швов по образующим в условиях завода металлоконструкций или строительной площадки. В заводских условиях швы могут наплавляться автоматической или полуавтоматической сваркой, в условиях площадки – ручной сваркой.

Исследования ОНС, возникающего в сечениях элементов из труб после наплавки холостых сварных швов, и их результаты рассмотрены ранее [6].

В соответствии с поставленными задачами экспериментальных исследований предусматривалось:

- изготовление экспериментальных образцов (далее образцов) – элементов трубчатого сечения с ОНС, возникающим после наплавки холостых валиков по образующим (регулирование ОНС), и контрольных образцов, изготовленных из труб в состоянии поставки;
- проведение сравнительных испытаний изготовленных образцов при одинаковых значениях эксцентриситета приложения вертикальной нагрузки в пределах серии образцов;
- сопоставление результатов испытаний образцов с регулированием ОНС и контрольных образцов (в состоянии поставки);
- исследования возможности повышения устойчивости сжатых элементов за счет наплавки сварных швов, в т.ч. и на части длины;
- использование полученного экспериментального материала для подготовки рекомендаций по расчету сжатых элементов из труб с регулируемым ОНС.

Для проведения экспериментальных исследований планируется использовать пять серий образцов (см. табл.).

Таблица

**Объем основного эксперимента**

Серия образцов	Сечение	Кол-во	Площадь, см <sup>2</sup>	Длина, мм	Гибкость, λ
ТК-1	Стержни из трубчатых элементов в состоянии поставки Ø76×4,5 (испытание с эксцентриситетом 1 см)	2	10,11	2600 (2700*)	106
ТК-2	Стержни из трубчатых элементов с наплавкой 1 холостого валика по образующей Ø76×4,5 (испытание с эксцентриситетом 1 см)	2	10,11	2600 (2700*)	106
ТК-3	Стержни из трубчатых элементов с наплавкой 2 холостых валиков по образующим Ø76×4,5 (испытание с эксцентриситетом 1 см)	2	10,11	2600 (2700*)	106
ТК-4	Стержни из трубчатых элементов в состоянии поставки Ø76×4,5 (испытание на центральное сжатие)	2	10,11	2600 (2700*)	106
ТК-5	Стержни из трубчатых элементов с наплавленными 3-мя холостыми валиками по образующим под углом 120° Ø76×4,5 (испытание на центральное сжатие)	2	10,11	2600 (2700*)	106

**Примечание.** Отмеченные (\*) – расстояние между осями катка и шара. Гибкость образцов определялась с учетом наличия опорных приспособлений.

Все образцы в пределах серии испытываются с применением одинаковых опорных приспособлений, состоящих из верхней и нижней опор. Верхняя и нижняя опоры состоят из двух частей: съемных, устанавливаемых на торцы образцов, и несъемных, устанавливаемых на опорные части тележки и подвижной траверсы прессы. Между съемной и несъемной частями в специально выполненном пазу устанавливается каток (в нижней опоре) и металлический шар (в верхней опоре) для обеспечения шарнирности опор.

Опорные приспособления позволяют проводить испытания с возможным случайным эксцентриситетом (эксцентриситет приложения нагрузки принят равным 10 мм). Наплавку холостых валиков необходимо выполнять только на отдельных участках в средней части трубы с предварительным расчетом необходимого количества тепловложений [7], чтобы сварочные деформации отсутствовали или были незначительными. Но при этом на данных участках труб осуществлялось перераспределение остаточных напряжений, которое положительно влияет на устойчивость сжатого элемента.

Схема приложения нагрузки и наплавки холостых валиков на экспериментальных образцах представлена на рис. 1 и 2.

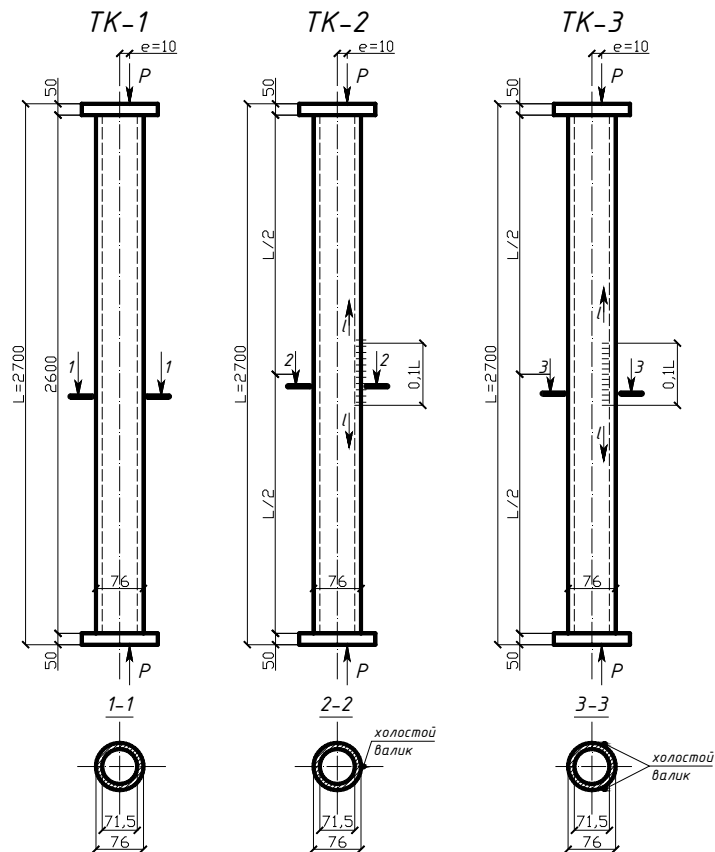


Рис. 1. Конструкции образцов серий ТК-1 – ТК-3 с указанием мест приложения силы и наплавки холостых сварных валиков:  
ТК-1, ТК-2, ТК-3 – обозначение экспериментальных образцов;  $e$  – эксцентриситет приложения нагрузки;  $l$  – направление наплавки холостого сварного валика

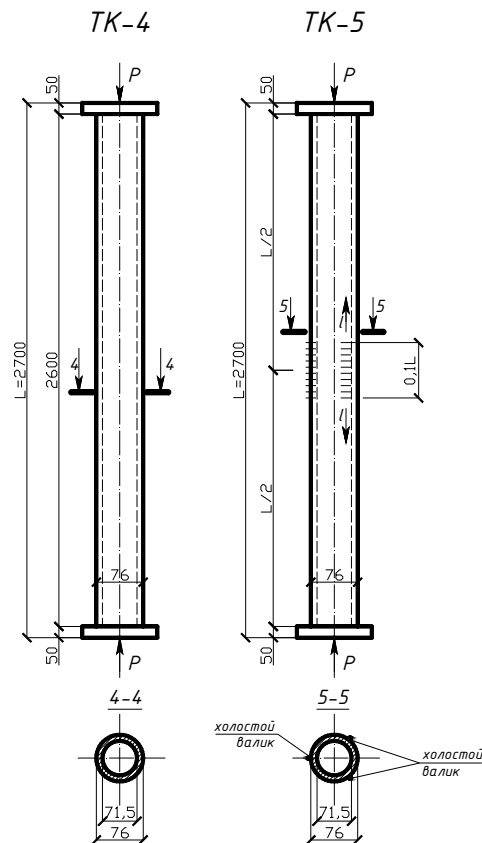


Рис. 2. Конструкции образцов серий ТК-4 – ТК-5 с указанием мест приложения силы и наплавки холодных сварных швов:  
ТК-4, ТК-5 – обозначение экспериментальных образцов;  $l$  – направление наплавки холодного сварного валика

Испытания образцов планируется проводить в такой последовательности:

1. На образцы устанавливаются и закрепляются опорные части, разработанные с учетом возможности внецентренного приложения нагрузки.
2. Образец с опорными приспособлениями устанавливается под пресс. Благодаря специальной конструкции опорных частей испытания каждого образца выполняются при одинаковых эксцентриситетах приложения нагрузки.
3. На помещенный под пресс образец устанавливаются прогибомеры ПАО-6 и производится нагружение пробной нагрузкой (примерно  $0,1 P_u$ , где  $P_u$  – предполагаемая разрушающая нагрузка) с целью проверки

работоспособности прогибомера и образца. Центрирование образцов производится с целью установки по физической оси для обеспечения деформирования с учетом заданного значения эксцентриситета. При нагружении снимаются показания прогибомера и делается вывод о достаточности выверки образцов. Если показания прогибомера будут нестабильными, нагрузка снимается и образец подвергается центровке. При стабильных показаниях производится нагружение этапной нагрузкой до потери устойчивости.

4. Нагружение образцов производится в следующей последовательности: нагрузка прикладывается этапами примерно по  $0,1 P_u$ . После достижения этапной нагрузки производится выдержка не менее 3 минут. Показания прогибомера записываются после приложения этапной нагрузки и выдержки на этапе.

5. После достижения критической нагрузки нагружение образца снимается и измеряется остаточный прогиб.

6. Испытания заканчиваются после достижения максимума на кривой состояния (прогибы растут без увеличения нагрузки) или после потери местной устойчивости стенки.

7. После завершения испытаний приборы снимаются, образец удаляется из-под пресса. Съёмные опорные приспособления снимаются и новый образец готовится к испытаниям в последовательности, описанной выше.

На образцы соответствующих серий предварительно наносятся холостые валики по образующим с предварительным расчетом по минимальным тепловложениям [7]. Производится испытание по описанной выше методике до достижения критической силы при потере устойчивости с последующим измерением полученных остаточных прогибов.

Образцы серий ТК-4 испытываются на центральное сжатие по описанной методике. При достижении критической силы, нагружение образца снимается и замеряется остаточный прогиб, полученный в результате пластических деформаций труб. После завершения испытаний прибор снимается, образец удаляется из-под пресса, съёмные опорные приспособления снимаются и новый образец готовится к испытаниям в последовательности, описанной выше.

На образцы серии ТК-5 перед проведением испытаний наносятся три холостых валика под углом  $120^\circ$  с предварительным расчетом необходимых минимальных тепловложений и производятся испытания по разработанной методике. При достижении критической нагрузки, нагружение образца снимается и замеряется остаточный прогиб, полученный в результате пластических деформаций труб.



### **Выводы**

1. Разработана методика экспериментальных исследований сжатых элементов из труб в состоянии поставки и после регулирования ОНС путем наплавки холостых валиков по образующим.
2. По данным ранее выполненных исследований подтверждена возможность увеличения несущей способности сжатых элементов из труб до 17 % только за счет регулирования ОНС.
3. Наплавка холостого валика на элементы трубчатого сечения позволяет создать в сечениях оптимальное с позиций повышения несущей способности ОНС.

### **Литература**

- [1] Патон Е.О., Горбунов Б.Н., Берштейн Д.И. Влияние усадочных напряжений на прочность сварных конструкций // Автоген. дело. – 1937. – № 7. – С. 4.
- [2] Августын Я. Влияние остаточных напряжений на поведение сжатых стержней // Свароч. пр-во. – 1961. – № 11. – С. 15 – 18.
- [3] Окерблом Н.О. Влияние остаточных напряжений, создаваемых сваркой, на местную и общую устойчивость элементов сварных конструкций – С. 233.
- [4] Левенсон Я.С. Конструкции из стальных труб М. Стройиздат, 1967 г. – С.4.
- [5] Окерблом Н.О. Сварочные напряжения в металлоконструкциях. М. – Л., и 1-я тип. Машгиза в Лгр., 1950. – С. 4 – 9.
- [6] Голоднов А.И., Козлова О.Н, Иванов А.П. Исследование остаточных напряжений в элементах трубчатого сечения после наплавки сварных швов // Збір. наук. пр. Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського / Під. ред. О.В. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2008, вип. 1. – С. 75 – 79.
- [7] Козлов С.В. Определение необходимого количества тепловой энергии, вводимой в прокатные уголки, локальными термическими воздействиями с учетом минимальных остаточных деформаций Зб. наук. пр. Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки. – Луганськ: ЛНАУ, 2005. – № 55 (78). – С. 56 – 61.

*Надійшла до редколегії 21.05.2009 р.*

УДК 624.072.002.2

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

**Скребцов С.И.**

Луганский национальный аграрный университет, Украина

**Анотація.** Розроблена методика проведення експериментальних досліджень впливу залишкових напружень на стійкість при їх регулюванні на частині довжини елемента при дії моменту в площині меншої жорсткості. Виконано перший етап експеримента з вивчення впливу залишкових напружень регульованих наплавлених валиків на кромках поясів у середній частині колони.

**Аннотация.** Разработана методика проведения экспериментальных исследований влияния остаточных напряжений на устойчивость при их регулировании на части длины элемента при действии момента в плоскости меньшей жесткости. Выполнен первый этап эксперимента по изучению влияния остаточных напряжений, регулируемых наплавкой валиков на кромках поясов в средней части длины колонны.

**Abstract.** The technique of realization of experimental researches of influence of residual stress on stability at their regulation on a part of an element's length at action of the moment in a plane of smaller rigidity is developed. The first stage of experiment is executed on studying the influence of residual stresses adjustable by welding of rollers on flanges of zones in an average part of length of a column.

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

**Введение. Постановка проблемы.** Одним из факторов, влияющих на свойства элементов конструкции, являются напряжения, которые остаются в конструктивных элементах после проката или изготовления, известные как остаточные напряжения (ОН).

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

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

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

**Основная часть.** Подготовка образцов для испытания включала в себя следующие этапы:

- разрезка прокатных профилей на элементы нужной длины;
- наплавки валиков по кромкам поясов;
- фрезеровка торцов элементов;
- сверление отверстий для крепления опорных приспособлений;
- разметка мест наклейки тензорезисторов;
- зачистка размеченных мест шлифовальной машиной с последующей доводкой шлифовальной шкуркой;
- обезжиривание и грунтовка зачищенных мест;
- группировка и наклейка тензорезисторов (согласно инструкции для принятых типов фольговых тензорезисторов сопротивления в соответствии с ТУ У 7710-0001-93 для наклейки был использован клей циакрин согласно ТУ 6-09-30-86), тензорезисторы располагались на внешней стороне полки и на стенке профиля;
- коммутация и проверка работоспособности электрических цепей.

Регулирование ОНС было выполнено в средней части длины элементов из прокатных двутавров № 12 согласно ГОСТ 8239-89. Регулирование ОНС выполнялось путем наплавки валиков по кромкам поясов. Наплавка валиков выполнялась полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа. Всего изготовлено три серии образцов различной длины (800 мм, 1200 мм и 1400 мм), что обусловлено необходимостью изучения влияния длины наплавки и гибкости на несущую способность сжатых элементов. В свою очередь, каждый образец в серии имел различную длину наплавляемого шва (0,2; 0,4 и 0,6 длины элемента в центральной части). Кроме этого, в первой и в третьей сериях были образцы без наплавленных валиков, т.е. без регулирования ОНС. Образцы длиной 1400 мм приняты из двух марок стали. Образцы из первой марки стали (Д-3.1 и Д-3.2) имели длину наплавляемого шва 0,2 и 0,4 длины элемента, образцы второй марки стали (Д-3.3 и Д-3.4) – длину наплавляемого шва 0,6 длины элемента и без наплавки. Образцы длиной 800 мм и 1200 мм приняты из одной марки стали.

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

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

Для выполнения поставленных задач разработана и изготовлена соответствующая оснастка и съемные опорные приспособления, с помощью которых возможно выполнить центровку элемента или создать заданный эксцентриситет. Испытания выполнены с эксцентриситетом 10 мм для контроля направления изгиба при приложении нагрузки. В центре для определения перемещений устанавливались три прогибомера ПАО-6, в том числе один для перемещений в площади меньшей жесткости и два в плоскости большей жесткости с двух сторон элемента. Показания тензорезисторов сопротивления снимались с помощью системы информационно-измерительной тензометрической СИИТ-3 (перевод показаний прибора в напряжения выполняется с помощью коэффициента тензочувствительности).

Проведение эксперимента происходило в таком порядке:

- образец устанавливался в исходное положение;
- с помощью индикаторов ИЧ-10 выставлялся необходимый эксцентриситет;
- производился съем начальных показаний по приборам ПАО-6 и СИИТ-3 без приложения нагрузки;
- производилось загрузку пробной нагрузкой для проверки работоспособности приборов и качества центровки;
- после проверки работоспособности приборов и качества центровки производилось загрузку этапной нагрузкой с определенным шагом и выдержкой на каждом этапе;
- на каждом этапе нагружения снимались показаний по всем приборам;
- для контроля хода эксперимента по показаниям ПАО-6 строился график зависимости «нагрузка–прогиб»;

- експеримент продовжався до втрати образцом несущої спроможності (критерій виснаження несущої спроможності – прогини ростуть без зростання навантаження);
- по завершенні експерименту для всіх зразків здійснено порівняння результатів для кожної серії і по всіх серіях в цілому.

Навантаження здійснювалось етапами по 800 кг до навантаження 8 т і далі по 400 кг до втрати несущої спроможності. Після досягнення етапного навантаження здійснювалась витримка.

На рис. 1 показані зразки довжиною 1400 мм в процесі випробувань. Загальний вигляд зразків після випробувань показано на рис. 2.



а)



б)

Рис. 1. Загальний вигляд зразка в пресі (а) перед випробуваннями, б) після втрати стійкості)



Рис. 2. Загальний вигляд зразків після випробування

По данным выполненных исследований первого этапа были построены зависимости «нагрузка–прогиб» («P–f»).

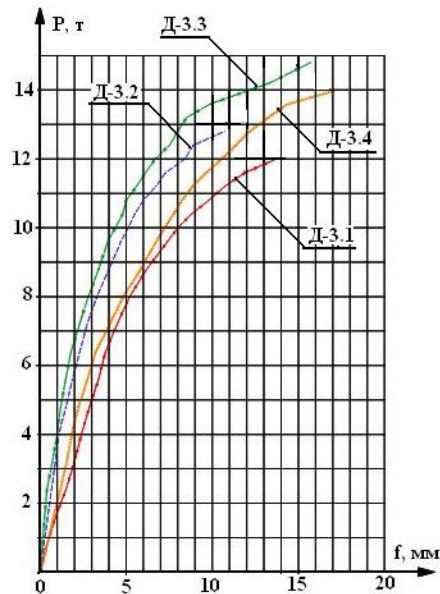


Рис. 3. Зависимости «P–f» для образцов длиной  $L=1400$  мм:  
Д-3.1 – образец, с длиной наплавленного валика  $0,2L$  (1 партия);  
Д-3.2 – образец, с длиной наплавленного валика  $0,4L$  (1 партия);  
Д-3.3 – образец, с длиной наплавленного валика  $0,6L$  (2 партия);  
Д-3.4 – образец без наплавки валиков (2 партия)

### Выводы

1. Несущая способность при наплавке валиков увеличивается, но наплавка валиков малой длины не эффективна, поскольку ведет к потере устойчивости в той части длины, где заканчивается наплавка, т.е. в ослабленной части элемента.
2. Длина наплавленного валика влияет на несущую способность: при длине наплавленного валика  $0,2$  длины элемента стержень потерял устойчивость при нагрузке  $12$  т, при длине наплавленного валика  $0,4$  длины элемента – при  $12,8$  т.
3. Чем короче шов, тем более выражены пластические деформации.
4. Имеются все предпосылки для продолжения эксперимента и проведения дополнительных исследований влияния длины сварного шва на металле одной партии.

## **Литература**

- [1] Голоднов А.И. О необходимости учета остаточных напряжений при проектировании металлических конструкций // Метал. конструкции: взгляд в прошлое и будущее: Сб. докл. VIII Украинской науч.-техн. конф. – Ч. 1. – К.: Изд-во «Сталь», 2004. – С. 314–323.
- [2] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.
- [3] Козлов С.В., Иванов А.П., Голоднов А.И. Экспериментальные исследования сжатых элементов из уголков после наплавки сварных швов // Метал. конструкции: взгляд в прошлое и будущее: Сб. докл. VIII Украинской науч.-техн. конф. – Ч. 1. – К.: Изд-во «Сталь», 2004. – С. 554–560.
- [4] Голоднов А.И., Скребцов С.И., Иванов А.П. Исследование изменения напряженно-деформированного состояния в прокатных двутаврах после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины // Ресурсно-економні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр., Вип. 18. – Рівне: Вид-во НУВГП, 2009. – С. 177 – 185.
- [5] ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
- [6] СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

*Надійшла до редколегії 11.06.2009 р.*

УДК.624.014

## **Випробування конструкції ферми із гнутих тонкостінних елементів відкритого профілю**

**Бєлов І.Д., к.т.н., Глітін О.Б., к.т.н., Юрченко В.В., к.т.н., Дєдов О.П., Джаубасєв М.М.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** У статі наведені результати експерименту із випробування ферми завдовжки 12 м, що виконана із тонкостінних гнутих елементів відкритого профілю. Під час дослідження натурального зразка були вирішені наступні задачі: визначення дійсних переміщень та порівняння їх з теоретичними, отриманими із статичного розрахунку; визначення дійсної несучої здатності зразка; порівняння прийнятої розрахункової схеми з дійсною роботою конструкції під навантаженням; контроль стану болтових з'єднань вузлів конструкції натурального зразка. Представлені графіки деформації та наведені числові значення переміщень характерних точок верхнього та нижнього поясів ферми в площині рами та поза нею. Зроблено висновок щодо можливості використання СНиП II-23-81\* при розрахунку такого типу конструкцій.

**Аннотация.** В статье приведены результаты эксперимента по испытанию фермы длиной 12 м, выполненной из тонкостенных гнутых элементов открытого сечения. В результате исследования натурального образца был решен ряд задач: определение действительных перемещений и сравнение их с теоретическими, полученными из статического расчета; определение действительной несущей способности конструкции; сравнение принятой расчетной схемы с действительной работой конструкции под нагрузкой; контроль состояния болтовых соединений узлов конструкции натурального образца. Представлены графики деформации и приведены числовые значения перемещений характерных точек верхнего и нижнего поясов в плоскости и из плоскости рамы. Сделан вывод о возможности использования СНиП II-23-81\* при расчете такого типа конструкций.

**Abstract.** This paper presents full-scale testing results of the roof truss with non-parallel chords and span 12 m. The following tasks have been decided during experimental researches of the full-scale specimen build-up from cold-formed thin-walled members of open profiles: definition of the real displacement values of the full-scale specimen in plane and out of bending plane and comparison these values with theoretical displacements obtained from the static analysis; determination real bearing capacity of the specimen and comparison the real bearing ability with theoretical values; detection of accordance of accepted design scheme to the real behavior of the structures under the loading; control the state of the bolted connections in steel framework joints of the full-scale specimen. The diagrams presented the deformation behavior and numerical values of displacements for design points of upper and lower truss chords in plane and out of bending plane have been included in paper. The load-carrying ability has been measured and conclusion about possibility of using Ukrainian building standards and regulations has been made.

**Ключові слова:** експериментальні дослідження, каркас, гнуті тонкостінні елементи, відкритий профіль, критичне навантаження.



**Теоретична частина.** Тенденції розвитку та вдосконалення металевих конструкцій потребують проектування будівель та споруд з мінімальними приведеними затратами. До цих затрат насамперед відносяться вартість матеріалу, трудомісткість виготовлення та монтаж конструкцій. Для деякої групи промислових будівель та споруд цим вимогам відповідають каркаси, які збираються з гнутих тонкостінних профілів різноманітної форми поперечного перерізу. Відносно невелика енергоємність при виготовленні профілів, автоматизація процесу, можливість легкого монтажного збирання на болтах безпосередньо на будівельному майданчику з мінімальними затратами на вантажопідйомні механізми роблять такі конструкції привабливими щодо використання у будівництві.

Слід зазначити, що сортамент та форма профілів, як правило, визначаються конкретним постачальником і суттєво залежить від способу прокату та можливостей обладнання. В даному випадку була співпраця з Черкаським заводом металевих конструкцій «Техномаш». Для цього були розроблені сортаменти Z-подібних, коритоподібних та С-подібних профілів з урахуванням безвідходного розкрою рулону на штрипс завтовшки 3 – 5 мм при різноманітних комбінаціях форм поперечного перерізу профілів. Це дало можливість підібрати перерізи стержнів, виходячи з конкретного практичного сортаменту.

**Мета досліджень:**

1. Визначення фактичної несучої здатності конструкції, виготовленої з гнутого профілю та порівняння її з теоретичною несучою здатністю, визначеною за методикою [1].
2. Виявлення можливості проектування даних конструкцій за методикою [1].
3. Виявлення поведінки поодинокі окремо розташованої конструкції без розкріплення з площини.
4. Контроль стану вузлів та спряжиння конструкції.
5. Визначення деформативності конструкції у площині рами та поза нею.
6. Виявлення механізму вичерпання несучої здатності конструкції.

Для випробувань була прийнята конструкція, яка являє собою наскрізну раму, що складається із складених колон на планках, об'єднаних розкісною трапецієподібною фермою прогоном 12 м (рис. 1). Рама розраховувалась як одна з рядових конструкцій каркаса, встановлених з кроком 4 м у поперечному напрямі. Тимчасові навантаження збирались для регіону м. Києва та Київської області. Постійні навантаження враховували власну вагу несучих конструкцій та вагу покриття, до якого входили: два профільованих сталевих листа обшивок, утеплювач завтовшки 150 мм, а також власна вага прогонів.

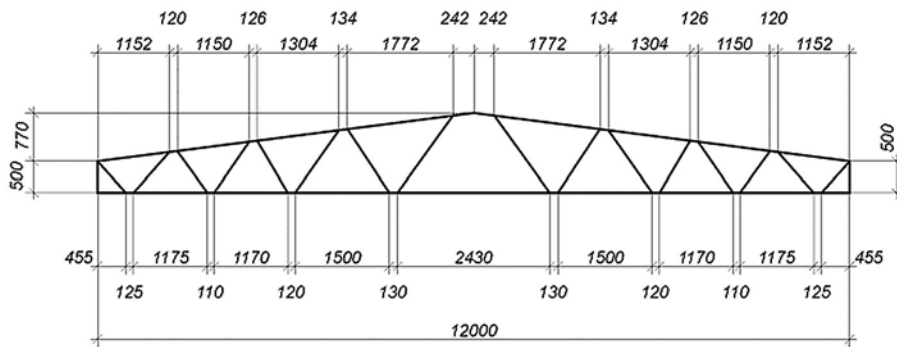


Рис. 1. Геометрична схема рядової ферми каркаса

Максимальні теоретичні вузлові навантаження на ферму за [1] наведені на рис. 2.

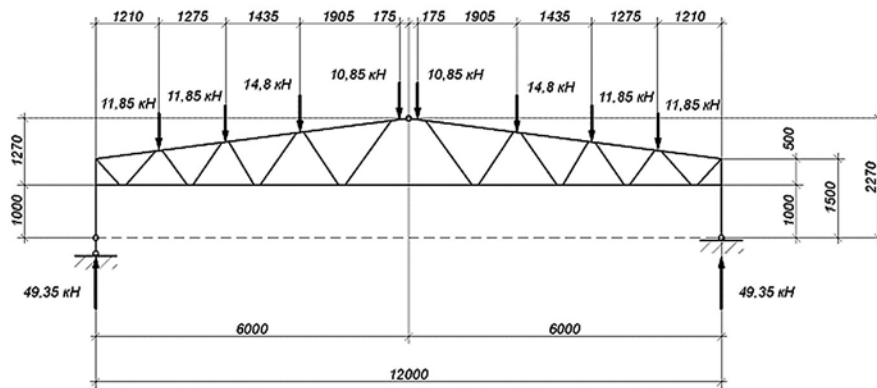


Рис. 2. Схема вузлового навантаження на ферму

У програмному комплексі SCAD була побудована модель даної конструкції з урахуванням усіх особливостей, яка складається з 69 елементів та 53 вузлів. Виконаний розрахунок зазначеної конструкції на прийняті навантаження у лінійній постановці задачі із розподіленням внутрішніх силових факторів, за якими були визначені поперечні перерізи гнутих елементів конструкції, що показані на рис.3.

Маса однієї ферми складає:  $m = 382$  кг, а витрата сталі на  $1 \text{ м}^2$  площі

будівлі при кроці конструкцій  $k = 4$  м:  $g = \frac{m}{l \cdot k} = \frac{382}{12 \cdot 4} = 7,96 \text{ кг/м}^2$ .

Монтажні вузлові з'єднання прийняті на болтах діаметром 12 мм класу 8.8 і розраховані згідно з вимогами [1].

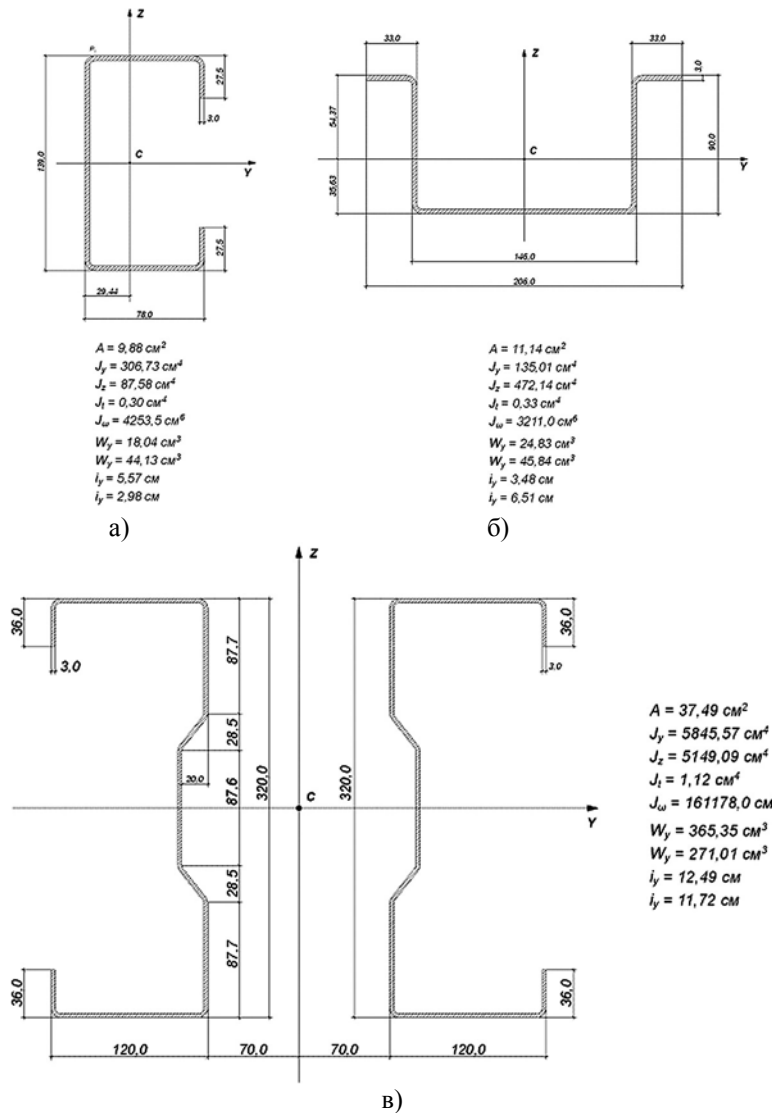


Рис. 3. Геометричні характеристики перерізів елементів конструкції:  
а – решітка ферми; б – пояса; в – колона

**Експериментальна частина.** Виходячи з розрахунків та підібраних перерізів була запроєктована експериментальна конструкція, яка складається з двох решічастих розкільних ферм, що з'єднані між собою в блок прого-

нами із Z-подібного гнучого профілю, як показано на рис. 4. Конструкція спирається на короткі складені стійки з  $\Sigma$ -подібних гнутих профілів на планках. Короткі стійки були прийняті, згідно з складністю створення навантаження при використанні колон натуральної величини. Разом із тим застосування даних стійок дозволило точно відтворити вузол з'єднання колон із фермою.

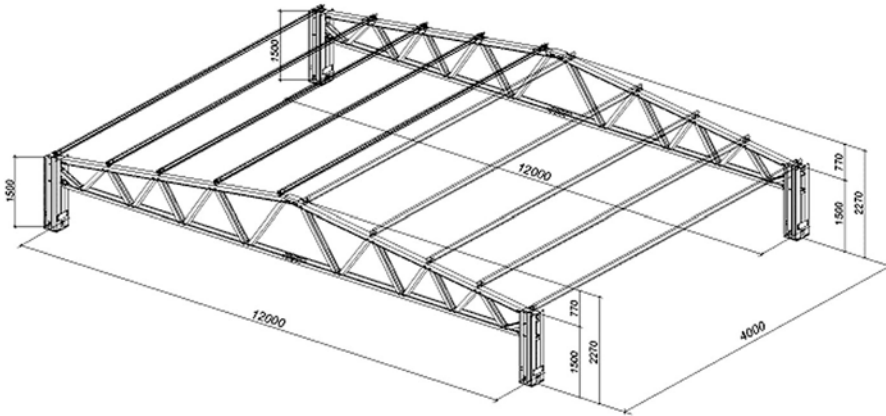


Рис. 4. Блок експериментальних ферм, що випробувались

Комплект з окремих елементів був виготовлений на заводі металевих конструкцій і доставлений в лабораторію, де було складено експериментальну конструкцію з окремих елементів.

При складанні було підтверджено одну з умов, що ставились до розроблення даної конструкції, а саме: всі отвори були автоматично пробиті, а форма їх з похибкою 1 – 2 мм відповідала проектній. Тому випробувана конструкція була легко і точно складена. Причому перша і друга ферми практично ідеально відповідають одна одній.

Ця додаткова задача даного експерименту полягала у виявленні можливості ефективного виготовлення даних конструкцій у заводських умовах при мінімальних затратах та можливості легкого складання на будівельному майданчику; тобто реалізації оптимального технологічного процесу: проектування – виготовлення – монтаж при мінімальних показниках матеріалоемності, трудомісткості, енергоємності та максимальній автоматизації процесу виготовлення.

Конструкція була встановлена на силовий стенд та оснащена обладнанням для створення навантаження та приладами для вимірювання навантажень та перемішень (рис. 5 – 7).

Цифрами позначені прогиноміри для вимірювання переміщень окремих точок у площині та з площини конструкції.

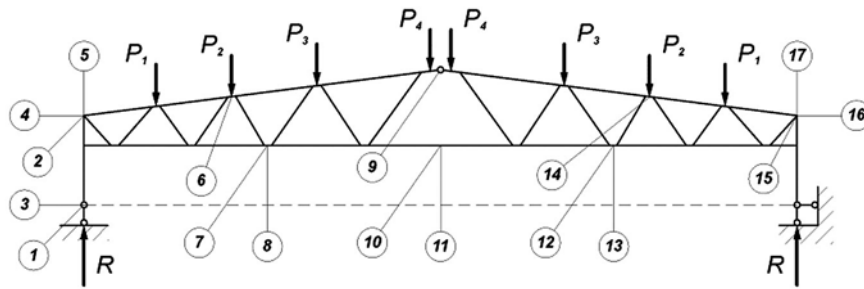


Рис. 5. Схема навантаження та розміщення приладів для вимірювання переміщень точок конструкції

Перед випробуванням були визначені механічні характеристики матеріалу конструкції на розривній машині Р – 50 (Все обладнання, яке використовувавалось при випробуванні має свідоцтво перевірки Укрметрестандарт). Тимчасовий опір сталі  $\sigma_B = 396$  МПа, межа текучості:  $\sigma_T = 264$  МПа, відносне подовження зразка:  $\delta = 31,65\%$ . Отримані характеристики матеріалу приблизно відповідають сталі класу С 255 з розрахунковим опором

$$R_y = \frac{\sigma_T}{\gamma_{fm}} = \frac{264}{1,05} = 251,4 \rightarrow 250 \text{ МПа для товщин: } t = 0,2 \dots 3,9 \text{ мм.}$$

Випробування проводились за розробленою програмою та методикою. Спочатку конструкція навантажувалась до 30% від розрахункового максимального теоретичного навантаження з вимірюванням переміщень у вузлах конструкції у площині та з площини. Після цього виконувалось повне розвантаження конструкції, підтягнуті всі болтові з'єднання. Далі виконувалось поетапне навантаження конструкції до максимального теоретичного значення. При цьому спочатку навантаження прикладалось на одиночну конструкцію без розкріплення в'язями до рівня максимального теоретичного навантаження для перевірки її несучої здатності як окремо розташованої конструкції. Після чого ферму було розкріплено по середині прогону у гребеневому вузлі. Далі ферму навантажували до втрати її несучої здатності.

Втрата несучої здатності відбулась при навантаженні  $3,56 \text{ кН/м}^2$ .

Максимальний прогин конструкції у площині склав  $59,5$  мм (нижній пояс по середині ферми), відповідно:  $\frac{f_{max}}{l} = \frac{59,5}{12000} = \frac{1}{201,7} > \left[ \frac{f}{l} \right]_u = \frac{1}{250}$ .

Максимальний прогин з площини конструкції – 18,6 мм (нижній пояс по середині ферми), відповідно:  $\frac{f_{max}}{l} = \frac{18,6}{12000} = \frac{1}{645,2}$ .

Характер вичерпання несучої здатності був симетричним і проявився у вигляді втрати місцевої стійкості стінок у крайніх панелях.



Рис. 6. Розміщення випробувальних приладів на конструкції



Рис. 7. Блок експериментальних конструкцій,  
з'єднаних між собою прогонами

Гранично допустимі переміщення у площині ферми  $\frac{f_{max}}{l} = \frac{1}{250}$  були зафіксовані при навантаженні 3,3 кН/м<sup>2</sup>. У порівнянні з теоретичним навантаженням запас складає 43 %.

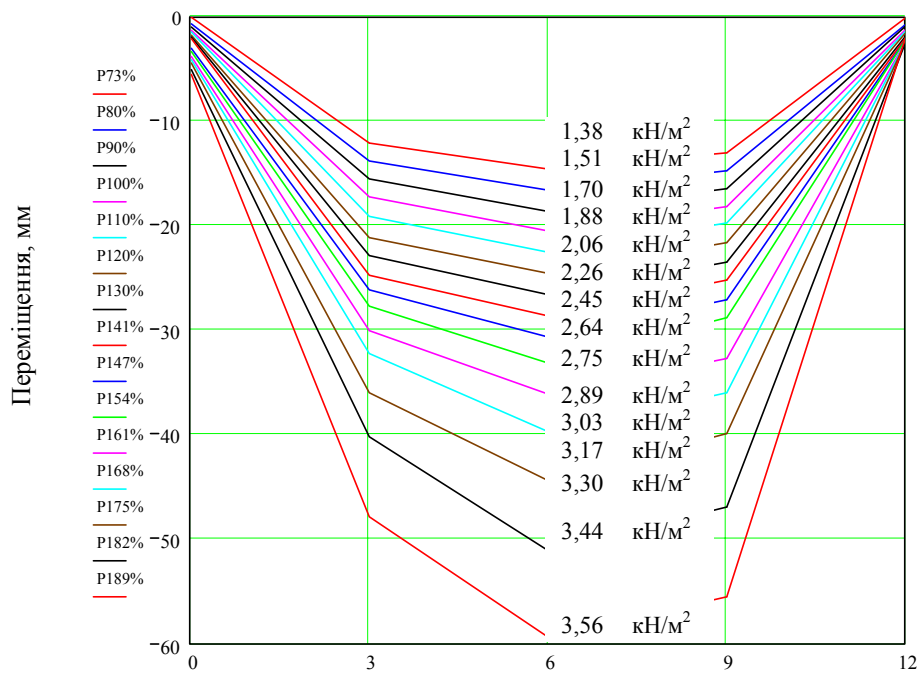


Рис. 8. Характер деформування нижнього поясу ферми у вертикальній площині

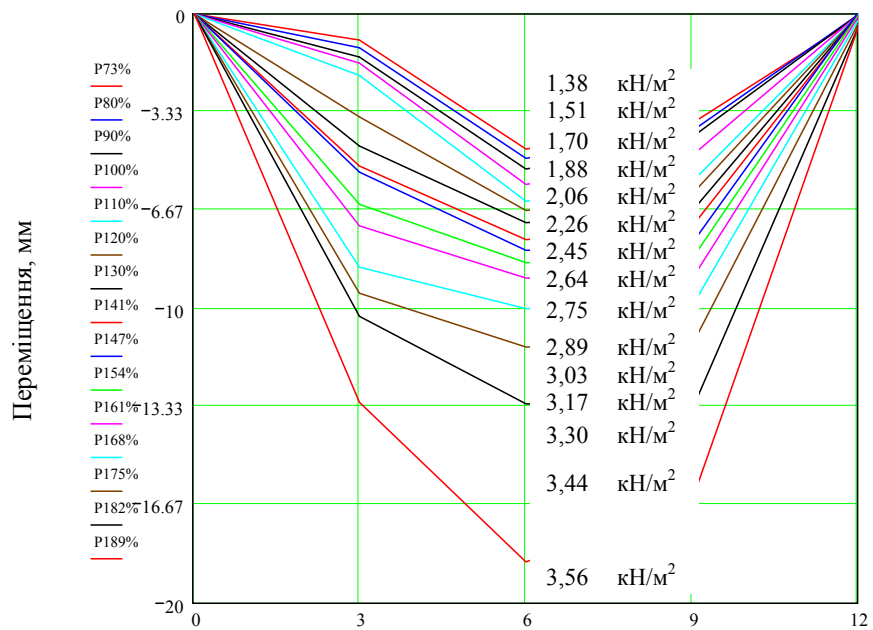


Рис. 9. Характер деформування нижнього поясу ферми з площини

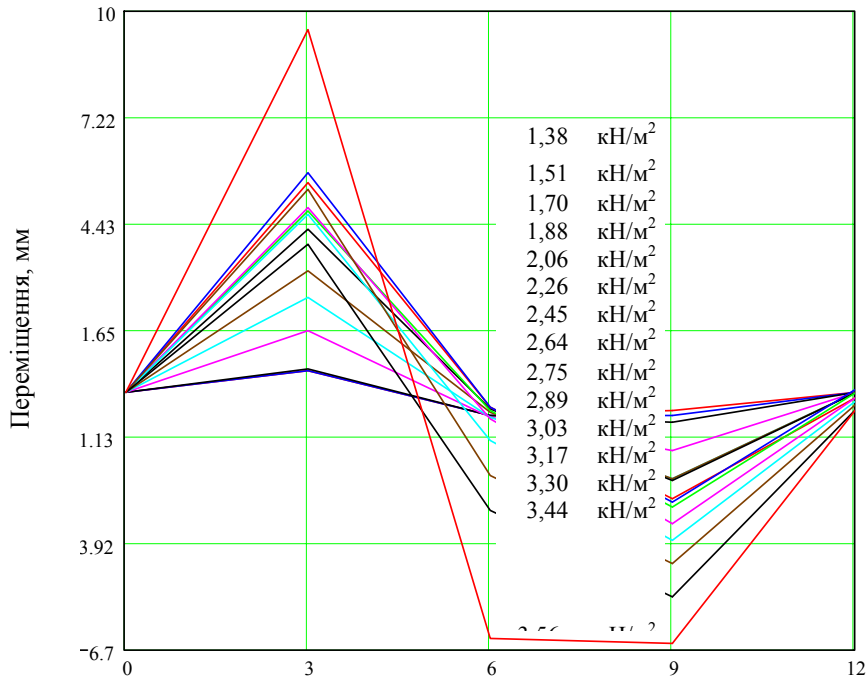


Рис. 10. Характер деформування верхнього поясу ферми з площини

### Висновки

1. Втрата несучої здатності дослідної конструкції відбулась внаслідок одночасної втрати місцевої стійкості стінок верхніх поясів опорних панелей при рівні навантаження, що перевищує теоретичне значення критичного навантаження на 38 %.

2. Виходячи з поведінки конструкції під навантаженням, слід зазначити, що при рівні переміщень, близьких до нормативних, конструкція стає більш деформативною, що пов'язано насамперед із податливістю болтових з'єднань (рис. 6, 7).

3. У граничному стані максимальний відносний прогин у площині конструкції складав  $\frac{f_{max}}{l} = \frac{1}{201,7}$ , а з площини –  $\frac{f_{max}}{l} = \frac{1}{645,2}$ .

4. Визначальним у даній конструкції був критерій за другим граничним станом. При введенні обмеження  $\frac{f_{max}}{l} = \frac{1}{250}$  рівномірно розподілене навантаження на 1 м<sup>2</sup> площі будівлі склало величину 3,3 кН/м<sup>2</sup>, що на 32 % вище за теоретичне значення.



На нашу думку дана конструкція є перспективною і потребує подальшого дослідження дійсної роботи несучих елементів із гнутих профілів, а також конструктивних форм, що можуть бути реалізованими із застосуванням холодногнутих профілів. З огляду на різницю між експериментальним і теоретичним значенням критичного навантаження можна стверджувати про необхідність удосконалення методики розрахунку даного класу конструкцій, регламентованої СНиП II-23-81\*.

#### **Література**

- [1] СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции / Госстрой СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991.
- [2] Кліменко В.З., Белов І.Д. Випробування та обстеження будівельних конструкцій і споруд.-К.: КНУБА, 2005.

*Надійшла до редколегії 01.07.2009 р.*

УДК 624.072.002.2

## **Определение прочности стали в эксплуатируемых конструкциях путем локального разрушения**

<sup>1</sup>Иванов А.П., к.т.н., <sup>2</sup>Голоднов А.И., д.т.н.

<sup>1</sup>Донбасский государственный технический университет, Украина,  
<sup>2</sup>ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

**Анотація.** У даній роботі викладені результати проведених досліджень характеристик металу методом зрізу різьби в експлуатованих конструкціях. Застосування відомих методів не дає можливості досліджувати метал в зоні дії максимальних зусиль у зв'язку з ослабленням перерізів при вилученні зразків. Випробування цим методом проводяться на металі конструкції без порушення цілісності з локальним руйнуванням невеликого обсягу.

**Аннотация.** В данной работе изложены результаты проведенных исследований характеристик металла методом среза резьбы в эксплуатируемых конструкциях. Применение известных методов не дает возможности исследовать металл в зоне действия максимальных усилий в связи с ослаблением сечений при изъятии образцов. Испытания этим методом проводятся на металле конструкции без нарушения целостности с локальным разрушением в небольшом объеме.

**Abstract.** In this work the results of the conducted researches of descriptions of metal are expounded by the method of cut of screw-thread in on-the-road constructions. Application of the known methods does not enable to probe a metal in the area of action of maximal efforts in connection with weakening of sections at the withdrawal of standards. Test this method were conducted on the metal of construction without violation of integrity with local destruction in a small volume.

**Ключевые слова:** стальные конструкции, металл, прочность, срез резьбы.

**Введение. Постановка проблемы.** Определение физико-механических характеристик металла эксплуатируемых конструкций представляет собой довольно трудоемкую задачу и является одним из основных вопросов, решение которого позволит оценить их несущую способность.

Традиционные методы оценки прочности металла по ГОСТ 1497-84\* сложны в исполнении, их применение может привести к нарушению целостности конструкций. Применение известных методов не дает возможности исследовать металл в зоне действия максимальных усилий в связи с ослаблением сечений при изъятии образцов. Как альтернатива предлагается метод «среза резьбы».

В отличие от известных метод «среза резьбы» является безобразцовым, т.е. для определения прочностных характеристик металла нет необходимости изымать материал из конструкции. Испытания проводятся на металле конструкции без нарушения целостности с локальным разрушением в не-

большом объеме. Испытания проводятся испытательным винтом с высотой режущей части в два шага (1,6 мм) и внешним диаметром 4,85 мм.

С помощью метода среза резьбы можно оценить распределение свойств стали и в листовом прокате в трех направлениях – по толщине листа, вдоль и поперек прокатки. Для сварных конструкций этим методом можно оценить распределение свойств стали в зоне сварного шва и в околошовной зоне.

**Цель исследований.** Определение напряженно-деформированного состояния и прочностных характеристик стали в эксплуатируемых конструкциях комплексным методом с использованием приборов неразрушающего контроля.

**Основная часть.** Для определения свойств стали в эксплуатируемых конструкциях разработана комплексная методика с применением различных приборов неразрушающего контроля. Разработанная методика предназначена для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) и основных свойств металла в различные периоды эксплуатации стальных конструкций и рекомендуется к применению при проведении обследований элементов зданий и сооружений, подъемно-транспортных механизмов и т.п.

Одним из наиболее существенных элементов разработанной комплексной методики является определение прочностных характеристик стали методом «среза резьбы». Сущность этого метода заключается в сверлении отверстия небольшого диаметра в конструкции, нарезании резьбы и последующего среза резьбы винтом из высокопрочной стали с помощью специально изготовленной установки (рис. 1). Для испытаний используется испытательный винт с высотой режущей части в два шага (1,6 мм) внешним диаметром 4,85 мм.

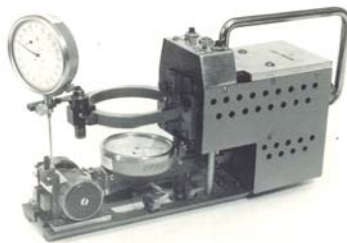


Рис. 1. Оборудование для проведения испытаний методом «среза резьбы»

Исследование свойств стали целесообразно проводить в два этапа. На первом этапе выполняются визуальный осмотр и исследования металла неразрушающими методами при помощи приборов магнитного контроля

(коэрцитиметров) в каждом элементе однотипных конструкций [1, 2]. В ходе проведения визуального осмотра определяются конструкции, имеющие опасные для дальнейшей эксплуатации повреждения (трещины, значительные прогибы, коррозионный износ, потеря устойчивости отдельных элементов и конструкций в целом и т.п.). При этом целесообразно определить характер и интенсивность приложения нагрузок (особенно крановых), а также специфические вопросы состояния конструкций, например, состояние контакта кранового рельса и верхнего пояса подкрановой балки (рис. 2).

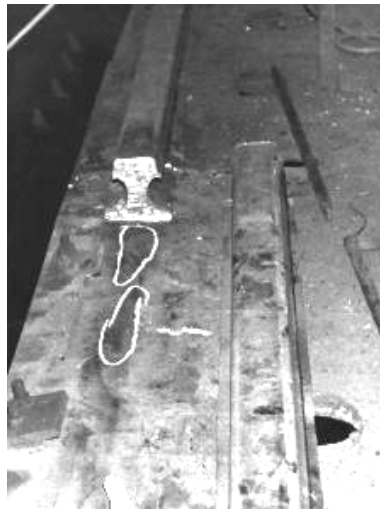


Рис. 2. Состояние контакта рельса и верхнего пояса балки после снятия рельса (мелом отмечены места контакта)

Магнитный метод контроля, при использовании которого материал не разрушается при исследованиях, применяют в основном для изделий из ферромагнитных материалов, т.е. из материалов, которые меняют свои магнитные характеристики под влиянием внешней среды. Структура и механические свойства изделий определяются путем установления корреляционных связей между контролируемым параметром и магнитной характеристикой – коэрцитивной силой  $H_c$  [1, 2].

Например, определяют состояние металла в подкрановых балках одного и того же пролета, расположенных в одном цехе, но с разной интенсивностью приложения нагрузки, а затем проводят анализ полученных результатов.

Определение величин коэрцитивной силы и изучение характера отклонений этих величин от исходного (без нагружения) значения для одной и той

же марки стали в элементах одной толщины будет свидетельствовать о наличии изменений, происходящих в металле, за время эксплуатации. Эти изменения следует выявлять и оценивать количественно с помощью других методов.

На втором этапе проводится количественная оценка свойств металла с применением метода «среза резьбы» [2]. Этот метод позволяет без отбора специальных образцов в малом объеме металла получить все необходимые характеристики и оценить прочность металла.

Сущность метода «среза резьбы» заключается в получении усилия вырыва резьбы, которое определяется с помощью специально разработанного прибора. Этим методом можно проводить исследования стальных конструкций практически в любых доступных местах. Точность определения характеристик металла этим методом достаточно высока (в пределах 5 %). Недостатком этого метода является необходимость сверления отверстий, что не всегда допустимо, особенно для конструкций, работающих под давлением.

Данная комплексная методика позволяет проводить испытания металла непосредственно в конструкциях, в местах наиболее нагруженных, причем надежность полученных результатов значительно выше, чем при общеизвестных методиках с отбором проб из конструкций. Это достигается за счет того, что прочность металла в конструкциях, как правило, выше браковочного минимума, указанного в стандартах. В этом случае расчетное сопротивление получается на 5...6 % выше, чем предусматривается СНиП. Учет этого обстоятельства позволяет сделать выводы о возможности увеличения нагрузки на конструкции при реконструкции или не проводить специальные мероприятия по усилению конструкций при некотором коррозионном износе их элементов.

Исследования изменения магнитных свойств материалов в зависимости от характера НДС проводились с целью ранней диагностики конструкций, работающих при динамических нагрузках. Для решения поставленной задачи были выполнены измерения в стенках трех балок, подвергающихся динамическим воздействиям различной интенсивности. Исследования проводились в такой последовательности:

- каждая балка по длине была разделена на 8 участков (за участок принимался отсек, состоящий из участка стенки, ограниченной поясами и ребрами жесткости);
- каждый отсек был разделен на 118 клеток и в каждом узле клетки (сетки) коэрцитиметром КИФМ-1 проводились измерения величин коэрцитивной силы;
- по результатам полученных измерений строились линии одинаковой

коэрцитивной силы, которые позволили получить качественную картину распределения остаточных напряжений по площади стенки балки. Появление трещин в стенке в дальнейшем хорошо согласовывалось с пиками величин коэрцитивной силы.

Использование предложенной методики позволяет прогнозировать работу материала, указать места возможного образования трещин, предотвратить аварийную ситуацию и четко спланировать сроки ремонтов.

По сравнению с известными методами предлагаемая методика дает возможность снизить трудоемкость проведения испытаний, оценить материальные и трудовые затраты на производство строительно-монтажных работ при реконструкции за счет получения реального расчетного сопротивления стали.

Предлагаемая методика была применена при обследовании подкрановых балок в цехе блюминга ОАО «Алчевский металлургический комбинат» (рис. 3).

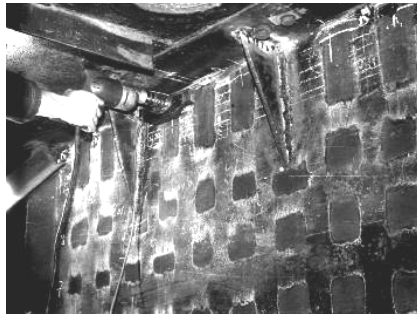


Рис. 3. Стенка подкрановой балки, подготовленная к испытаниям магнитным методом

Описанная выше методика была использована также при проведении исследований остаточного НДС, возникающего в прокатных двутаврах, уголках и пластинах при термических воздействиях [2, 3].

Следует отметить, что магнитный метод исследований используется для решения широкого круга задач, например, для определения причин потери эксплуатационной пригодности конструкций, работающих под давлением (газовых баллонов). Как свидетельствуют результаты исследований [4, 5], для металла изделия, который не находился в эксплуатации, величина коэрцитивной силы составляет  $H_c = 5 \text{ A cm}^{-1}$ . Разность  $\Delta H_c$  для металла, работающего в упругой области, и металла, перешедшего из пластической области в область разрушения (при взрыве газового баллона), составляет примерно  $3,5 \dots 4,0 \text{ A cm}^{-1}$ .

Значение величины  $H_c$  для области трещины полностью соответствует значениям, характерным для перехода структуры металла в стадию разрушения. Исходя из этого, можно утверждать, что трещина в корпусе баллона произошла из-за разрыва металла вследствие увеличения давления изнутри.

### **Выводы**

1. Метод «среза резьбы» позволяет определить прочность стали в локальных областях практически любых конструкций без изъятия образцов с возможностью неоднократного воспроизведения результатов. Применение других методов для решения таких задач невозможно.

2. Полный ответ о техническом состоянии конструкции, стали и ее прочностных характеристиках можно получить при комплексном исследовании, совмещая результаты, полученные с помощью неразрушающих методов на физической основе и метода «среза резьбы», а также проведения химического анализа металла.

### **Литература**

- [1] Иванов А.П. Переход к показателям прочности стали на растяжение по результатам испытаний методом «среза резьбы» // Сб. науч. тр. – Алчевск: ДГМИ, 1999. – Вып. 9. – С. 186 – 190.
- [2] Голоднов А.И., Иванов А.П. Определение напряженно-деформированного состояния в металлических конструкциях магнитным методом // Стр-во. Материаловедение. Машиностроение: Сб. науч. тр. / ПГАСиА. – Днепропетровск: ПГАСА, 2004. – Вып. 27, ч. 2. – С. 180 – 184.
- [3] Голоднов А.И., Иванов А.П., Антошина Т.В. Разработка методики исследования напряженного состояния в элементах конструкций магнитным методом // Строительство. Материаловедение. Машиностроение: Сб. науч. тр./ ПГАСиА. – Днепропетровск: ПГАСиА, 2002. – Вып. 18. – С. 37 – 43.
- [4] Степаненко С. Г., Жигоцький Є.О. Використання магнітного методу для визначення причини вибуху газових балонів // Бюлетень пожежної безпеки. – 2002. – № 1. – С.13 – 14.
- [5] Попов Б.Е. и др. Магнитный контроль напряженно-деформированного состояния и остаточного ресурса сосудов, работающих под давлением // Безопасность труда в промышленности. – 2001. – № 3. – С. 25 – 30.

*Надійшла до редколегії 27.05.2009 р.*

УДК 624.072.002.2

## **Экспериментальное определение напряженно-деформированного состояния стальных пластин, предварительно напряженных локальным термическим воздействием**

**Антошина Т.В.**, аспирант

Донбасский государственный технический университет, Украина

**Анотація.** Наведені методика і результати експериментального визначення впливу залишкових напружень на стійкість пластин. Встановлений кількісний вплив залишкових напружень після регулювання на стійкість і прогин.

**Аннотация.** Приведены методика и результаты экспериментального определения влияния остаточных напряжений на устойчивость пластин. Установлено количественное влияние остаточных напряжений после регулирования на устойчивость и прогиб.

**Abstract.** A method and results of experimental determination of influence of residual stresses is resulted on stability of plates. Quantitative influence of residual stresses is set after adjusting on stability and bending.

**Ключевые слова:** пластина, температурные воздействия, остаточные напряжения, устойчивость, прогиб.

**Введение. Постановка проблемы.** Наличие сварных швов, зон термических воздействий вызывает появление в элементах металлоконструкций остаточных растягивающих напряжений (ОРН), которые влияют как на устойчивость отдельных элементов металлоконструкций, так и на несущую способность и деформативность конструкции в целом.

Наличие остаточного напряженного состояния (ОНС), возникающего при изготовлении металлоконструкций, неоднозначно влияет на несущую способность металлических конструкций. Влиянию ОНС на работу сжатых элементов посвящены многочисленные исследования [1 – 4, 6 – 9].

В работе Николаева Г.А., Куркина С.А., Винокурова В.А. [4] показано, что под действием усадочных сил возникают напряжения сжатия, вызывающие потерю устойчивости листов. Рассмотрены два типа задач: определение возможности потери устойчивости и определение перемещений после потери устойчивости.

Исследованиям влияния напряжений, вызываемых сваркой, на местную устойчивость стенки в зависимости от типа сварного шва посвящена работа Окерблома Н.О. [1]. Приведена методика оценки устойчивости лис-



тов под воздействием остаточных напряжений (ОН), а также методика определения ОН. Рассмотрено влияние ОН на устойчивость пластин при изготовлении элементов конструкций и определены ограничения, обеспечивающие устойчивость пластин с разными условиями закрепления.

В работе Игнатъевой В.С., Вершинина В.П., Барышева В.М [3] показано, что в ряде случаев ОН способствуют повышению местной устойчивости стенок двутавровых балок. Степень их влияния зависит от материала балки, сварочных материалов, величины тепловложения, геометрических параметров свариваемого элемента и порядка выполнения швов. Излагается методика проверки местной устойчивости стенки балки с учетом ОНС.

В работе А.И. Голоднова [6] показано, что устойчивость пластин может быть существенно повышена при применении регулирования ОНС путем прогрева участков пластин. Возникающее при этом ОНС, когда в центральной части пластины возникают остаточные растягивающие напряжения (ОРН), а в приконтурной зоне – остаточные сжимающие напряжения (ОСН), способствует повышению устойчивости. В то же время ОНС, возникающее после наплавки сварных швов по контуру, наоборот, способствует снижению устойчивости пластин вследствие появления ОНС, при котором в центральной части пластины возникают ОСН, а в приконтурной – ОРН.

Наличие ОНС требует серьезного подхода и к обеспечению устойчивости пластинчатых элементов – для предотвращения деформаций выпучивания обычно увеличивают толщину стенки или устанавливают дополнительные ребра жесткости, что приводит в большинстве случаев к неоправданному перерасходу материала. Избежать выпучивания стенки можно путем ее предварительного растяжения перед сваркой поясных швов [7].

Несмотря на наличие большого экспериментально-теоретического материала, в нормативных документах отсутствуют предложения по учету влияния ОНС на устойчивость пластин.

Известно (см., например, [1, 2, 5, 6]), что для того, чтобы плоский сжатый лист длиной  $a$ , шириной  $b$  и толщиной  $t$  не потерял устойчивость необходимо, чтобы напряжения в нем  $\sigma$  при упругой работе материала не превышали критическую величину

$$\sigma \leq \sigma_u = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2, \quad (1)$$

где  $k$  – коэффициент устойчивости пластин, учитывающий соотношение ширины  $b$  и длины  $a$  сжатого листа, а также схему приложения нагруз-

ки;  $E$  – модуль упругости стали;  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

Напряжения, возникающие в листе при изготовлении, также не должны превышать критические, иначе лист потеряет устойчивость.

При нагружении силовые напряжения  $\sigma_a$  суммируются с ОН  $\sigma_i$ , которые возникают от сварки. Тогда [1]

$$\sigma_B + \sigma_H \leq \sigma_U. \quad (2)$$

Если условие не удовлетворяется, появляется выхлоп в листе.

**Цель работы.** Экспериментальное подтверждение результатов теоретических исследований возможности повышения устойчивости сжатых пластин путем локальных термических воздействий (ЛТВ).

**Основная часть.** В качестве экспериментальных образцов использованы пластины размерами 500x500 мм и толщиной 5 мм. Материал пластин – сталь марки ВстЗГсп по ГОСТ 380-94 ( $R_{yn} = 390$  МПа,  $R_{tm} = 540$  МПа).

Температура разогрева пластин в центре составляла примерно 800 °С, 900 °С, 1000 °С. Пластины разогревались газовым резаком с одной стороны. Контроль температуры производился термопарой, установленной с обратной стороны пластины. Диаметр пятна при разогреве составлял 25...30 мм. Пластины нагревались в вертикальном положении, верхний и нижний края были свободно оперты, боковые края находились в свободном состоянии. Остывание пластин производилось как естественным путем на воздухе, так и принудительным – путем обрызгивания водой. После остывания пластины имели различную деформированную форму поверхности. Максимальная величина выгиба для разных пластин составляла 3 мм. Предварительные исследования пластин магнитным методом [10] показали, что наименьший разброс значений коэрцитивной силы наблюдается в пластинах с принудительным остыванием. Для сравнения были испытаны пластины в состоянии поставки, не подвергавшиеся ЛТВ.

Пластины испытывались на сжатие в специальной установке, смонтированной на машине ГРМ-100, до наступления момента развития пластических деформаций. Развитие пластических деформаций характеризовалось образованием линий Чернова–Людерса. Схема и общий вид установки показаны на рис. 1, линии сдвиговых деформаций в пластинах с температурой нагрева в центре 800 °С, 900 °С показаны на рис. 2.

С помощью тензорезисторов фиксировались характер изменения и качественная оценка главных напряжений  $\sigma_{1,2}$  ( $\sigma_1 > \sigma_2$ ). Деформации определялись с помощью измерительной тензометрической системы СИИТ-3. Для определения главных напряжений использовались прямоугольные трех-

элементные «розетки» тензорезисторов сопротивления КФ 5П1-5-200-Б12 (см. рис. 1).

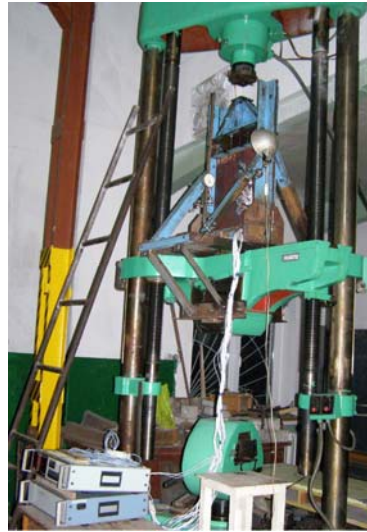


Рис. 1. Общий вид установки и пластины под прессом



Рис. 2. Линии сдвиговых деформаций (линии Чернова–Людерса) в некоторых пластинах после испытаний

Главные деформации вычислялись по формулам

$$\varepsilon_{\max} = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 + \varepsilon_3) + \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}; \quad (3)$$

$$\varepsilon_{\min} = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 + \varepsilon_3) - \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}. \quad (4)$$

Угол между направлением максимальной главной деформации и осью тензорезистора Г1

$$\phi_{2l} = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{2\varepsilon_2 - (\varepsilon_1 + \varepsilon_3)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}, \quad (5)$$

где  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  – деформации по направлениям 1, 2, 3 соответственно.

Главные напряжения  $\sigma_1 > \sigma_2$

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{\max} + \nu \cdot \varepsilon_{\min}); \quad (6)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{\min} + \nu \cdot \varepsilon_{\max}). \quad (7)$$

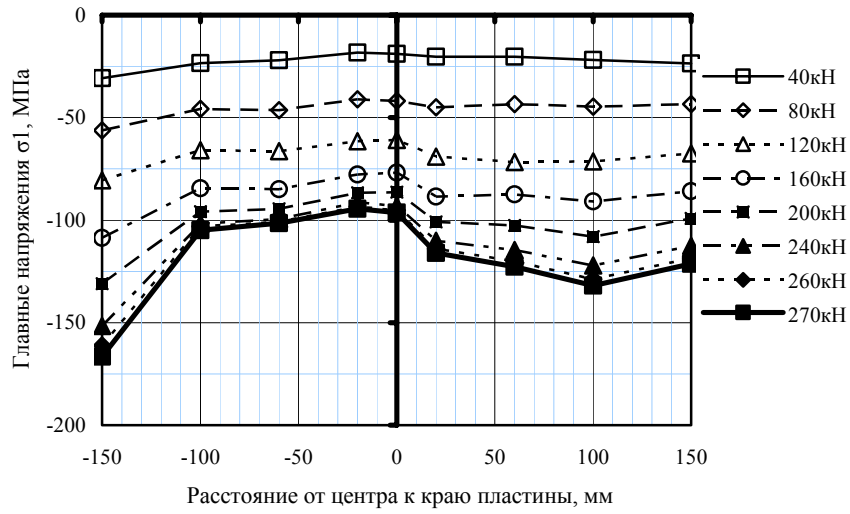
Графики изменения главных напряжений в зависимости от нагрузки для разных пластин приведены на рис. 3 – 6, на которых более жирной линией показана граница, при которой напряжения превышают предел текучести стали  $R_{yn}$ . Угол между направлением максимальной главной деформацией и осью тензорезистора Т1 составил: для П20  $\phi_{2l} = 0 \div 18,5^\circ$ ; для П800И2  $\phi_{2l} = 2,2 \div 39^\circ$ ; для П900И2  $\phi_{2l} = 1,6 \div 44,5^\circ$ ; для П1000И2  $\phi_{2l} = 0 \div 44,7^\circ$ .

В процессе испытаний производились замеры прогиба центра пластины (выгиба из плоскости). Графики зависимости «нагрузка – прогиб» для некоторых пластин представлены на рис. 7.

Для пластин-образцов критическая нагрузка  $P_u$  при упругой работе материала, учитывая формулу (1), составляет  $P_u = 190$  кН при шарнирном опирании ( $a = b = 0,5$  м;  $k = 4$ ). Рассмотрим результаты испытаний пластины в состоянии поставки. Максимальная нагрузка, при которой пластина потеряла устойчивость, составила  $P = 270$  кН. Как видно из рис. 3, критические напряжения близки к пределу текучести ( $\sigma_2 = -383,1$  МПа;  $\sigma_1 = -166,6$  МПа). Различие между критической экспериментальной нагрузки с теоретической можно объяснить частичным защемлением краев пластины.

Характер распределения напряжений  $\sigma_2$  практически прямолинейный до нагрузки  $P = 120$  кН, с приближением напряжений к пределу текучести наблюдается рост главных напряжений ближе к краям пластины. Такое поведение может быть вызвано эффектом местного сжатия, а также неравномерным распределением напряжений по ширине пластины. Так, в работе [12] указано, что напряжения в срединной поверхности изменяются неравномерно по ширине пластины. Характерное распределение показано на рис. 8. При определении критической нагрузки учитывается только та

Распределение  $\sigma_1$  в пластине П20



Распределение  $\sigma_2$  в пластине П20

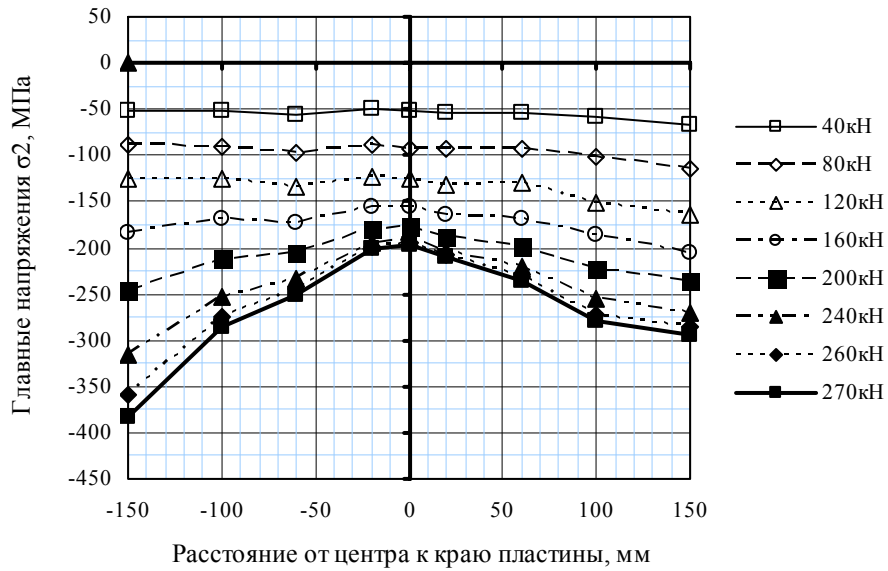
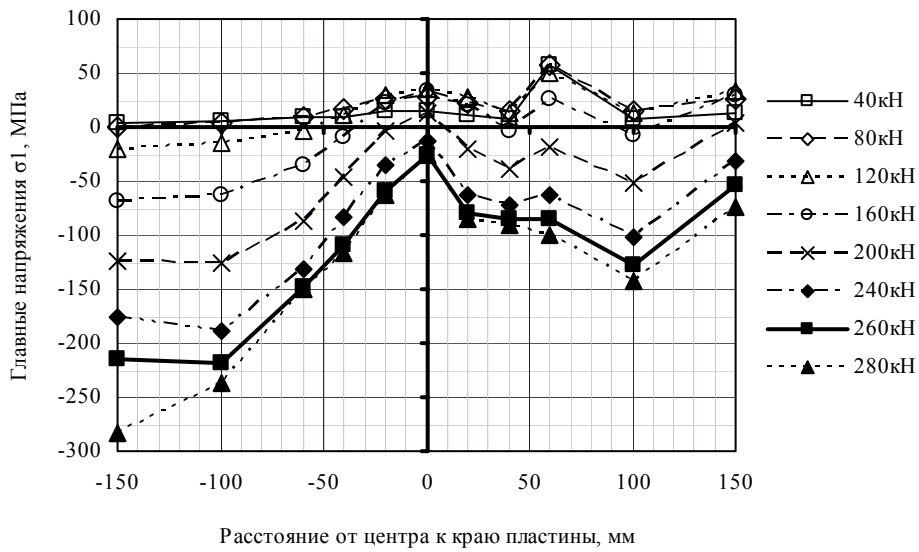


Рис. 3. Распределение главных напряжений  $\sigma_{1,2}$  ( $\sigma_1 > \sigma_2$ ) в пластине в состоянии поставки

Распределение  $\sigma_1$  в пластине П800И



Распределение  $\sigma_2$  в пластине П800И

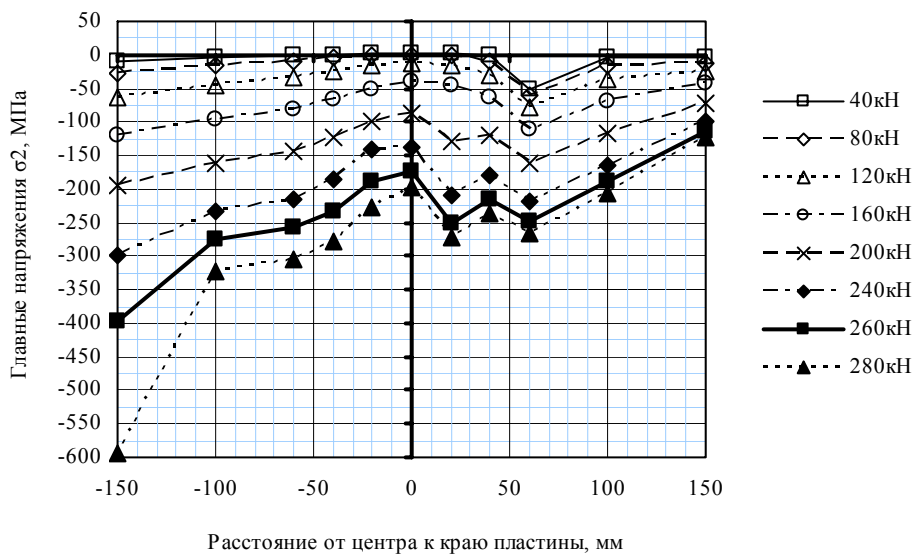


Рис. 4. Распределение главных напряжений  $\sigma_{1,2}$  ( $\sigma_1 > \sigma_2$ ) в пластине с температурой нагрева в центре  $800^\circ\text{C}$

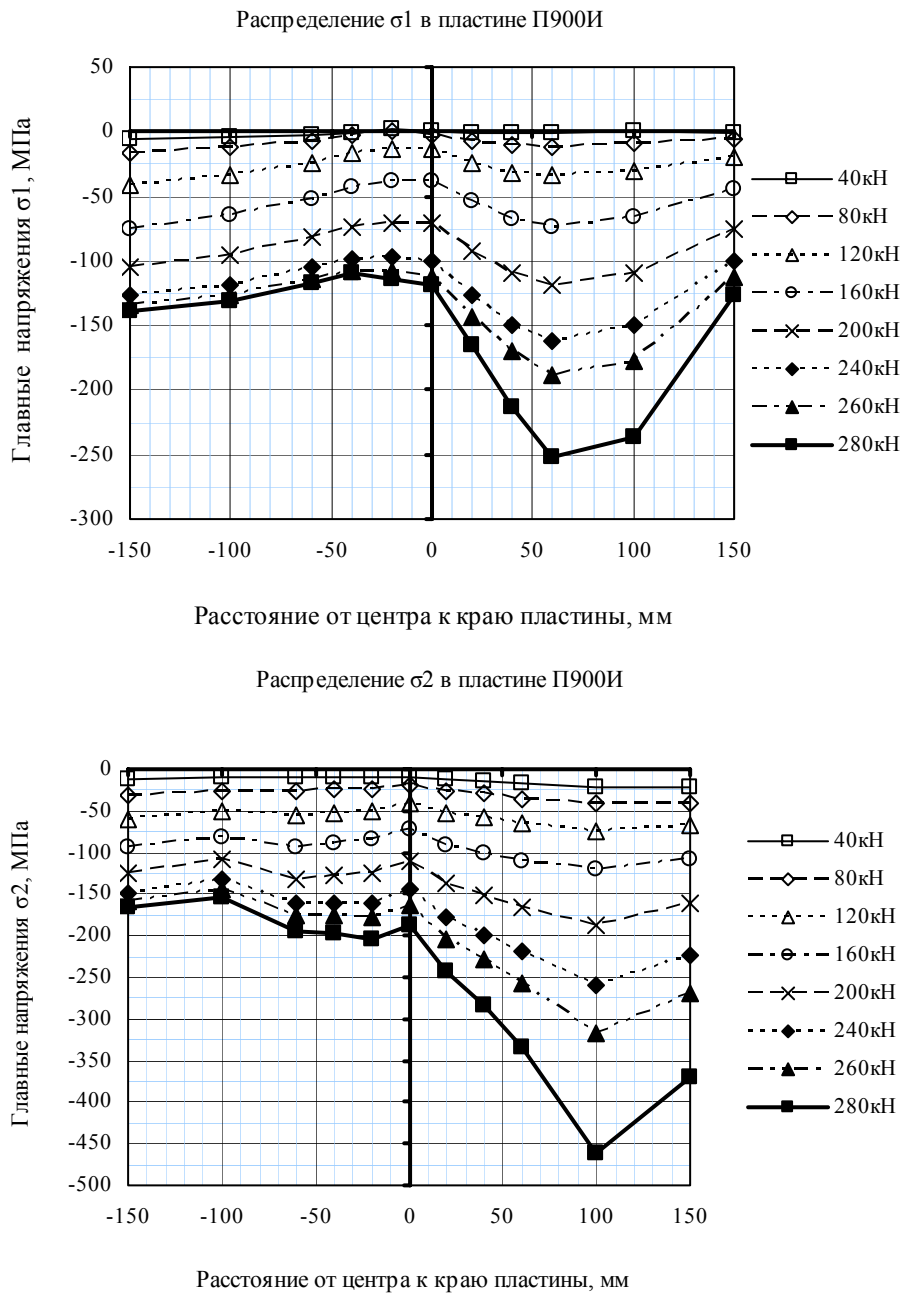
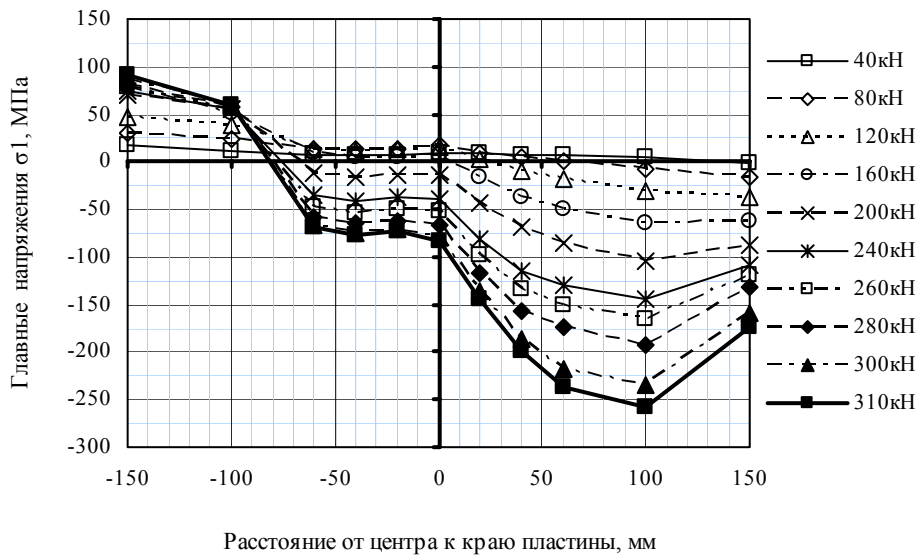


Рис. 5. Распределение главных напряжений  $\sigma_{1,2}$  ( $\sigma_1 > \sigma_2$ ) в пластине с температурой нагрева в центре  $900\text{ }^\circ\text{C}$

Распределение  $\sigma_1$  в пластине П1000И



Распределение  $\sigma_2$  в пластине П1000И



Рис. 6. Распределение главных напряжений  $\sigma_{1,2}$  ( $\sigma_1 > \sigma_2$ ) в пластине с температурой нагрева в центре  $1000^\circ\text{C}$



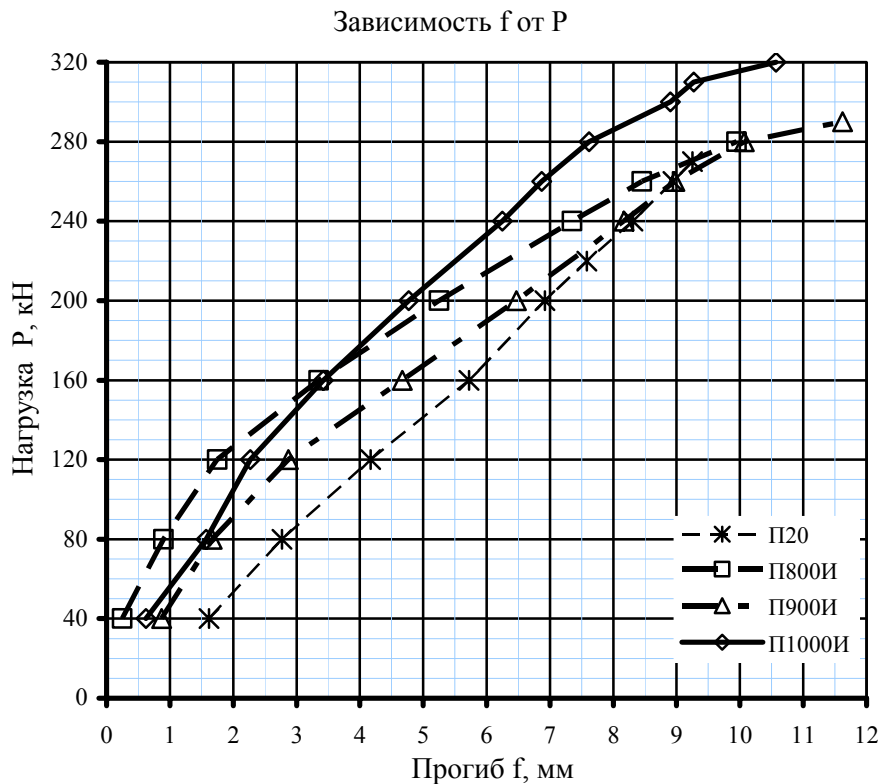


Рис. 7. Зависимость «нагрузка – прогиб» для пластин при разных температурах нагрева:

П20 – пластина в состоянии поставки; П800И2 – пластина с температурой нагрева до 800 °С; П900И2 – пластина с температурой нагрева до 900 °С; П1000И2 – пластина с температурой нагрева до 1000 °С

часть ширины пластины, которая воспринимает большую часть действующих напряжений. Отмечено, что с увеличением прогиба должна изменяться форма выпучивания пластины в сторону увеличения числа полуволн выпучивания в направлении сжатия.

Рассмотрим результаты испытания пластин с ЛТВ (см. рис. 4 – 6). Во всех пластинах при небольших внешних нагрузках (до 80 кН) присутствуют растягивающие напряжения в зоне ЛТВ, а в пластинах с температурой нагрева 800 °С и 1000 °С растягивающие напряжения возникают около краев. Также нет симметрии относительно центральной линии «0» вследствие неравномерного искривления поверхности пластин. Характер распределения напряжений одинаков для пластин с температурой нагрева 900 °С и 1000 °С (нет резких скачков, наблюдаемых в пластине с темпера-

турой нагрева 800 °С). Во всех пластинах с ЛТВ произошла потеря устойчивости при пластической работе материала. Критическая нагрузка для преднапряженных пластин больше, чем для пластины в состоянии поставки ( $P_u=270$  кН для пластины в состоянии поставки;  $P_u=280$  кН для пластины с температурой нагрева 800 °С;  $P_u=290$  кН для пластины с температурой нагрева 900 °С;  $P_u=320$  кН для пластины с температурой нагрева 1000 °С). Развитие существенных пластических деформаций для пластины, нагретой до 800 °С, происходило постепенно, а в пластинах с температурой нагрева 900 °С и 1000 °С выхлоп произошел почти мгновенно (была зафиксирована критическая нагрузка и только прогиб центра пластины).

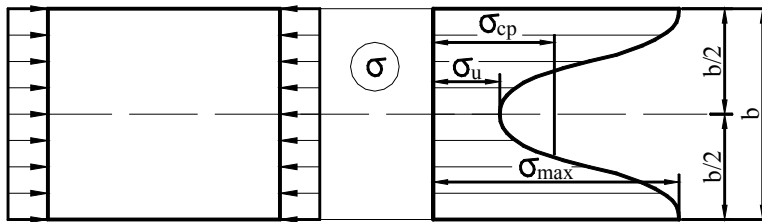


Рис. 8. Распределение закритических напряжений в срединной поверхности прямоугольной пластины

Рассмотрим графики зависимости «нагрузка–прогиб». Из рис.7 видно, что графики в пластинах с ЛТВ имеют характерный перелом при внешней нагрузке около 120 кН, в то время, как для пластины в состоянии поставки этого перелома нет. Такое изменение угла наклона линий может быть вызвано следующими факторами: несовершенством геометрической формы предварительно напряженных пластин; компенсацией ОРН вследствие приложения обратной по знаку нагрузки; преобразованием структурных превращений материала в зоне ЛТВ с принудительным остыванием (упрочнение стали). Как видно из рис. 4 – 6, характер изменения главных напряжений при нагрузках 80 кН, 120 кН и 160 кН приблизительно одинаков, напряжения увеличиваются почти пропорционально с ростом нагрузки. Характер кривизны поверхности пластин с ЛТВ различен. Для сравнения зависимостей «нагрузка–прогиб» испытывались пластины с температурой нагрева в центре 800 °С, 900 °С, 1000 °С с естественным остыванием [11], графики зависимости «нагрузка–прогиб» не имеют характерных переломов. Таким образом, изменению угла наклона в графиках для пластин с принудительным остыванием наиболее вероятно способствовали структурные преобразования стали вследствие ее упрочнения в зоне ЛТВ.

## **Выводы**

1. Подтверждены теоретические предположения о возможности регулирования ОНС путем предварительного напряжения ЛТВ для повышения устойчивости прямоугольных пластин, сжатых по двум противоположным кромкам. Предварительное напряжение ЛТВ возможно путем разогрева точечным источником тепла большой мощности в той зоне конструкции, которая при эксплуатационной нагрузке будет сжата.
2. После предварительного напряжения ЛТВ отмечено повышение величин критических сил (несущей способности) сжатых по двум кромкам пластин. Повышение критических сил можно объяснить наличием ОНС, при котором в центре была сформирована зона ОРН. Так величины критических сил в преднапряженных пластинах по отношению к критической силе в пластине в состоянии поставки больше: на 3,7 % для температуры нагрева 800 °С; на 7,4 % для температуры нагрева 900 °С; на 18,5 % для температуры нагрева 1000 °С.
3. Прогибы пластин с ЛТВ в пределах упругих деформаций меньше, чем прогибы пластины в состоянии поставки. На графиках зависимости «нагрузка – прогиб» наблюдается характерный перелом в преднапряженных пластинах с принудительным остыванием за счет упрочнения стали в зоне ЛТВ.
4. Для получения более спокойного характера изменения напряженного состояния рекомендуется ЛТВ с температурой нагрева в пределах 1000 °С.

## **Литература**

- [1] Окерблом Н.О. Влияние остаточных напряжений, создаваемых сваркой, на местную и общую устойчивость элементов сварных конструкций // XIII Конгресс Междунар. ин-та сварки (13 – 19 июня 1960 года в г. Льеже). - М.: Гос. изд-во машиностр. лит., 1962. – С. 233 – 239.
- [2] Кихара Х., Фуджита Ю. Влияние остаточных напряжений на проблемы неустойчивости // XIII Конгресс Междунар. ин-та сварки (13-19 июня 1960 года в г. Льеже). - М.: Гос. изд-во машиностр. лит, 1962. – С. 240 – 249.
- [3] Игнатьева В.С., Вершинин В.П., Барышев В.М. Влияние остаточных сварочных напряжений на местную устойчивость стенки балки // Метал. конструкции. – М.: Стройиздат, 1984. – С. 91 – 103.
- [4] Николаев Г.А., Куркин С.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций: Учеб. пособие. – М.: Высш. школа, 1982. – С. 223 – 227.
- [5] Вайнберг Д.В., Вайнберг Е.Д. Пластины, диски, балки-стенки. – К.: Госстройиздат УССР, 1959. – С. 799 – 837.
- [6] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.

- [7] Терещенко В.И. Продольные деформации в двутаврах с предварительным натяжением стенки // Автомат. сварка. – 1963. – № 7. – С. 50 – 59.
- [8] Мазо Б.И. Исследования стальных балок, предварительно напряженных термическим способом, без специальных напрягающих элементов: Автореф. Дис ... канд. техн. наук: 05.480 / ЛИСИ. – Ленинград, 1972. – 25 с.
- [9] Чонов А.А. Устойчивость подкрепленных панелей с учетом пластичности при нестационарном нагреве и нагружении // Учен. Зап. ЦАГИ. – 1990. – 21. – №2. – С. 101 – 110, 131.
- [10] Иванов А.П., Антошина Т.В. Изменение магнитных свойств материала при различных температурах локального нагрева /Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж // Матеріали наук.-практ. конф. (м. Донецьк, 9-12 червня 2003 р.) – Донецьк: УАМК, 2003. – С. 153 – 157.
- [11] Иванов А.П., Антошина Т.В. Изучение работы пластин, предварительно напряженных локальным термическим воздействием, на сжатие // Сб. научн. трудов ДонГТУ. Вып.27 – Алчевск: ДонГТУ, 2008. – С. 361 – 366.
- [12] Тугаев А.С. Устойчивость пластин и тонкостенных стержней [Электронный ресурс].: Дис. ... канд. технические науки: 01.02.03. – М.: РГБ, 2007. – (из фондов Российской государственной библиотеки). – С. 23 – 24.

*Надійшла до редколегії 11.06.2009 р.*

УДК 624.21

## **Визначення розподілу зусиль між балками прогонової будови за результатами її випробування імпульсним навантаженням**

**Редченко В.П., к.т.н.**

Дніпропетровський відділ ДерждорНДІ, Україна

**Анотація.** В статті представлено методику визначення розподілу зусиль між балками прогонової будови за результатами її випробувань імпульсним навантаженням.

**Аннотация.** В статье представлена методика определения распределения усилий между балками пролетного строения по результатам его испытаний импульсной нагрузкой

**Abstract.** The technique of definition of distribution of efforts between beams span of bridges by results of its tests by pulse loading are submitted.

**Ключевые слова:** розподіл зусиль, випробування імпульсним навантаженням, балки.

**Вступ.** Визначення та моніторинг технічного стану будівельних конструкцій і мостів зокрема за інтегральними структурними параметрами, які визначаються динамічними випробуваннями, займає чинне місце серед інших методів діагностики та отримує все більше розповсюдження як у світовій, так і у вітчизняній практиці [3, 4, 6 – 8]. Знання натурних параметрів конструкцій та споруд є необхідною умовою при визначенні їх вантажопідйомності та технічного стану [5]. За діючими нормами оцінку характеру просторової роботи прогонової будови рекомендується виконувати за результатами її випробувань [1]. Можливості проведення та вибір методики випробувань залежать від багатьох умов, тому чим більший перелік методик випробувань є в арсеналі дослідника, тим інтенсивнішим буде весь процес планової діагностики дорожніх споруд. У цій статті представлено основи розробленої автором методики визначення характеру просторової роботи конструкції за результатами її випробувань імпульсним навантаженням.

**Теоретичні основи методу.** Більшість реальних конструкцій прогонових будов можна з достатньою достовірністю вважати лінійними системами з постійними параметрами, тобто такими, що описуються лінійними диференціальними рівняннями з постійними параметрами. Розглянемо лінійну стаціонарну систему як певного роду “чорний ящик”, у якого є вхід, до якого прикладаємо навантаження, та вихід, де реєструємо реакцію системи. Для реальної конструкції таких “входів” та “виходів” може бути безкінечна кількість. Для означеної нами системи справедливими є прин-

ципи суперпозиції та стаціонарності, що дозволяє легко знайти реакцію на певному виході на будь-яке навантаження на якомусь із входів, знаючи всього одну функцію – реакцію системи на цьому виході на подане на відповідний вхід навантаження у вигляді дельта-функції. Ця реакція називається імпульсною характеристикою системи  $h(t)$ . Дельта-функція  $\delta(t)$  або ж функція Дірака представляє собою безкінечно короткий в часі імпульс із безкінечною амплітудою, “площа” імпульсу дорівнює одиниці. Спектр дельта-функції є одиничною константою в безкінечній смузі частот. Будь-яке навантаження  $P_{ex}(t)$  можна представити у вигляді згортки цього ж навантаження з дельта-функцією [9]

$$P_{ex}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} P_{ex}(t')\delta(t-t')dt. \quad (1)$$

Лінійна система перетворює відносно змінної  $t$  всі функції, які входять до цього виразу. Вхідне навантаження при цьому перетворюється у вихідну реакцію  $R_{вих}(t)$ , а дельта-функція – в імпульсну характеристику. Відповідно реакція системи на виході буде представляти собою згортку вхідного навантаження та імпульсної характеристики (2).

$$R_{вих}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} P_{ex}(t')h(t-t')dt. \quad (2)$$

Вираз (2) в теорії динаміки споруд добре відомий як одна з форм представлення інтеграла Дюамеля [2].

Перетворення Фур'є від згортки функцій дає добуток спектрів цих функцій, тому в частотній області реакція лінійної системи описується дуже просто (3)

$$S_{вих}(\omega) = S_{ex}(\omega)K(\omega), \quad (3)$$

де  $S_{ex}(\omega)$  та  $S_{вих}(\omega)$  - відповідно спектральні функції навантаження на вході та реакції на виході системи;  $K(\omega)$  – спектральна функція імпульсної характеристики системи, яку ще називають комплексним коефіцієнтом передачі системи, а її модуль та фазу – відповідно амплітудно-частотною (АЧХ) та фазово-частотною (ФЧХ) характеристиками системи.

АЧХ системи показує у скільки разів амплітуда реакції на виході системи відрізняється від амплітуди синусоїдального навантаження в залежності від частоти  $\omega$ . Значення АЧХ при  $\omega=0$ , тобто статичному навантаженні, є коефіцієнтом впливу, який широко застосовується при розрахунках конструкцій.

На практиці АЧХ натурних будівельних конструкцій визначають випробуванням з використанням вібраційної машини. Аналізуючи наведені вище теоретичні викладки, бачимо, що АЧХ лінійної системи можна отримати шляхом визначення спектральної функції реакції системи на ідеальний одиничний імпульс. На практиці саме відмінність реального імпульсу від ідеального та отримання спектральних функцій реакції на обмеженому в часі інтервалі і викликають певну відмінність у графіках амплітудних спектрів реакцій та дійсних АЧХ, які отримуємо використовуючи вібраційну машину. Врахування значення імпульсу як функції викликає труднощі практичного характеру, які полягають в недоліках методів реєстрації амплітуди прикладеного імпульсу, і ще потребують свого вирішення.

Якщо порівнювати амплітудні спектри реакцій на один і той же імпульс для декількох “виходів” та брати відносні значення їх амплітуд при  $\omega=0$ , то можна визначити відносний розподіл зусиль від дії прикладеного статичного навантаження в точці “входу” між елементами конструкції. Для прогонових будов мостів однією з таких відносних характеристик є коефіцієнт поперечного розподілу (КПР) навантаження між головними балками.

**Перевірка методики на моделі.** Перевіримо висловлене припущення на моделі прогонової будови в програмному середовищі, яке реалізує МСЕ. Модель однопрольотної прогонової будови приймаємо із стержньових елементів у вигляді балкового ростверку (рис. 1).

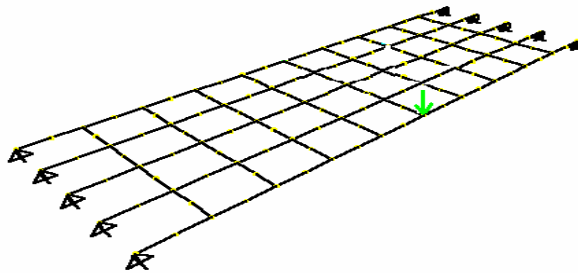
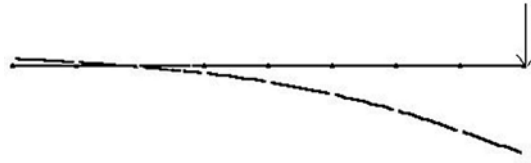


Рис. 1. Розрахункова модель прогонової будови у вигляді балкового ростверку

Навантажимо прогонову будову статичною силою, яка прикладена до крайньої головної балки в середині прольоту. На рис.2 представлено епюру статичних прогинів та наведені дані прогинів головних балок у середині прольоту в абсолютному значенні та у відносних величинах, які характеризують розподіл зусиль між балками.

Динамічне навантаження приймаємо у вигляді імпульсу загальною тривалістю 0,15 с, прикладеного до крайньої балки в середині прольоту.



мм	-0,0386	0,0046	0,0849	0,2373	0,4682
%	-5,1	0,6	11,2	31,4	61,9

Рис. 2. Лінія прогину поперечника прогонової будови при статичному навантаженні та значення прогинів головних балок в абсолютних та відносних величинах

Зміна амплітуди – за лінійною функцією (трикутний імпульс). Реєстровані реакції – прогини головних балок у середині прольоту. На рис. 3 представлені відповідні прогинограми та їх амплітудно-частотні спектри.

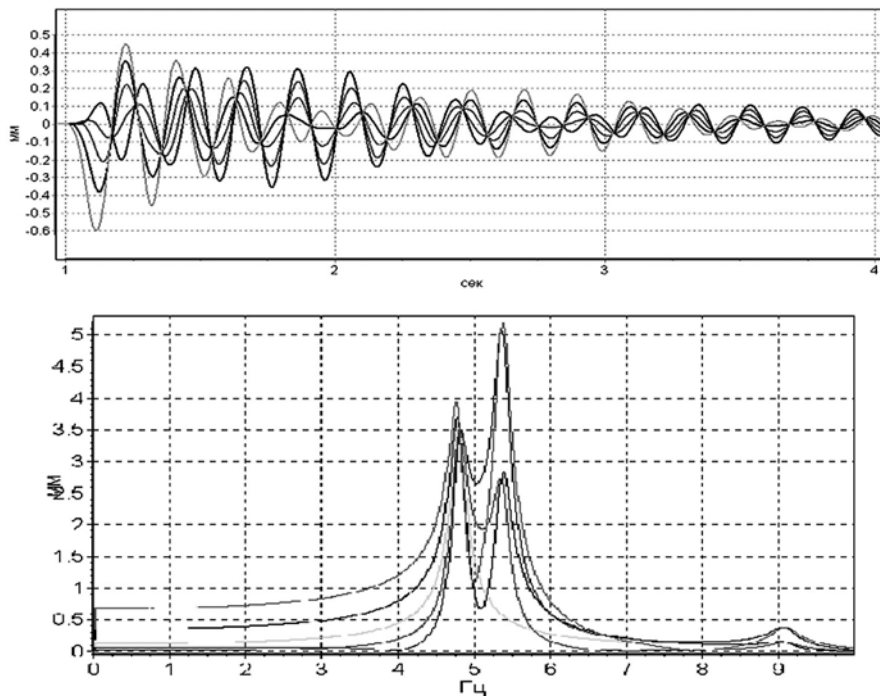


Рис. 3. Графіки прогинів головних балок при імпульсному навантаженні та їх амплітудно-частотні спектри

Значення амплітудного спектра залежать від довжини віброграми (часу), для якої виконуємо гармонічний аналіз. В ідеалі якщо аналізуємо безкінечно тривалу в часі віброграму, то амплітудно-частотний спектр повинен



бути повністю подібним АЧХ. Фізичним змістом амплітуд спектра на нульовій частоті є середнє значення амплітуди віброграми, яке також залежить від довжини віброграми. В даному випадку нас цікавлять лише їх відносні значення. В табл. 1 представлені абсолютні значення амплітуд спектра на нульовій частоті та їх відносний розподіл при аналізі віброграм тривалістю 9 секунд.

Таблиця 1

Одиниця виміру	Значення амплітуд спектра на нульовій частоті для різних балок				
	Б1	Б2	Б3	Б4	Б5
мм	-0,058	0,009	0,125	0,356	0,681
%	-5,4	0,8	11,2	31,9	61,2

Порівнюючи знайдений нами відносний розподіл амплітуд спектра з відносним розподілом зусиль при статичному навантаженні, можна бачити, що вони досить подібні. Так лише для однієї з балок різниця перевищує 3 %, що пояснюється дуже малим коефіцієнтом впливу для цієї балки – частка зусилля, яке вона сприймає, менша від 1 %.

Розглянемо тепер, як впливає на вказану розбіжність довжина віброграми, яку ми аналізуємо. Для цього повторимо всі розрахунки за різної довжини віброграм. У табл. 2 наведені результати визначення помилки (відносно статичного розподілу).

Таблиця 2

Довжина віброграми, сек	Різниця у визначенні КІР відносно статичного розподілу для різних балок при зміні довжини віброграми, %				
	Б1	Б2	Б3	Б4	Б5
1	-270,7	1484,7	18,1	-20,4	-29,6
2	43,4	-51,7	7,2	5,8	-0,2
3	41,3	-242,6	-8,7	4,9	4,8
4	-16,5	113,8	-1,0	0,3	-2,4
5	0,5	80,1	2,3	1,9	-2,1
6	-7,5	101,8	1,2	1,2	-2,4
7	3,7	36,1	0	2,1	-1,1
8	6,1	21,0	-0,4	2,3	-0,8
9	2,8	39,7	0	2,0	-1,2

Як бачимо, задовільними можна вважати результати аналізу віброграм тривалістю 5 і більше секунд (дані для Б2 не беремо до уваги через вище зазначені причини). Звичайно визначальним є не час (тривалість віброграми), а кількість циклів коливань та величина їх згасання – в даному випадку після 5-ї секунди амплітуди коливань зменшилися більш ніж у






10 разів від початкових. Аналітично можна вивести наступну умову до тривалості віброграми  $T$  у залежності від бажаної точності розрахунків

$$T \geq \frac{\ln(1/\varepsilon)}{\alpha} = \frac{\ln(1/\varepsilon)}{f \cdot \delta}, \quad (4)$$

де  $\varepsilon$  – задана точність,  $\alpha$  - коефіцієнт демпфірування,  $f$  – частота коливань,  $\delta$  – декремент коливань.

Аналогічним чином перевіримо вплив форми імпульсу на результати визначення КТР. Довжину віброграми, яку піддаємо аналізу, залишаємо постійною – 9 с. У табл. 3 наведені похибки у визначенні коефіцієнта впливу відносно статичного розподілу для різних балок при різних тривалості та формі імпульсного навантаження.

Таблиця 3

Тривалість імпульсу, сек	Форма імпульсу	Різниця у визначенні КТР відносно статичного розподілу для різних балок при різному імпульсному навантаженні, %				
		Б1	Б2	Б3	Б4	Б5
0,15		2,8	39,7	0	2,0	-1,2
0,3		3,4	37,7	0	2,0	-1,1
0,6		3,3	38,4	0	2,0	-1,1
0,35		3,0	41,6	0,1	2,0	-1,2
0,35		2,6	45,5	0,3	2,0	-1,3

Ігноруючи похибки для балки Б2, можна бачити, що результати визначення КТР мало залежать від тривалості та форми імпульсу, що є досить обнадійливим з практичної точки зору. В останньому рядку табл. 3 представлено імпульсне навантаження, яке моделює падіння маси на конструкцію – за типом удару копрові “баби”. Спочатку в момент звільнення маси з’являється імпульс оберненого знака, потім пауза на час падіння і вже після цього основний імпульс – удар маси по конструкції. За таким принципом працюють найбільш розповсюджені установки для прикладання імпульсного навантаження.

## **Висновки**

Теоретичним дослідженням та перевіркою на моделі показано дієвість методики визначення розподілу зусиль між балками прогонової будови за результатами її випробування імпульсним навантаженням. Перші експериментальні роботи, які розпочаті на натурних об'єктах, підтверджують теоретичні припущення, а виконання всього циклу запланованих експериментів дозволить відпрацювати практичні аспекти методики та довести її до широкого застосування.

## **Література**

- [1] ВБН В.3.1-218-174-2002. Мости та труби. Оцінка технічного стану автодорожніх мостів, що експлуатуються. Київ: Укравтодор, 2002. – 76 с.
- [2] Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. / Пер. с англ. Москва, Стройиздат. 1979. – 320 с.
- [3] Коваль П.М., Филоненко С.Ф., Сташук П.М., Корниенко И.К. Анализ динамических характеристик моста. // Сб. Дороги и мосты. Вып. 9. – К.: 2008. – С. 119. – 128.
- [4] Кулябко В.В. Динамика конструкций, зданий и сооружений. Уч. для вузов. – Запорожье, 2005. – 232 с.
- [5] Лучко Й.Й., Коваль П.М., Корнієв М.М., Лантух-лященко А.І. та ін. Мости: конструкції та надійність. – Львів: Каменярь, 2005. – 989 с.
- [6] Немчинов Ю.И., Кендзера А.В., Бугаевский Г.Н. Динамическая паспортизация сооружений как составная часть СНИПа. // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2004. – Вип. 60. – С. 193 – 198.
- [7] Carmelo Gentile, Alberto Gennari-Santori. Dynamic Testing and Modeling of a 30-years' old Cable-Stayed Bridge. / Structural Engineering International. 1/2006. – P. 39 – 43.
- [8] Masato Abe, Makoto Shimamura, Masaaki Matsunuma. Bridge Substructure Monitoring Using Live Load Induced Vibration. TRB 2007 Annual Meeting – 11 p.

*Надійшла до редколегії 16.06.2009 р.*

УДК 624.042

## Features of probabilistic design of steel communication structures

Sergey Pichugin, Dc. Sc. (Eng), Anton Makhinko, Cand. Sc. (Eng)

Poltava National Technical University in Honour of Yuri Kondratyuk,  
Ukraine

**Анотація.** В статті пропонується метод імовірнісного розрахунку сталевих ґратчастих опор зв'язку під дією статичної і поздовжньої пульсаційної складової швидкості вітру. При цьому враховується просторово-часова мінливість швидкості вітру і просторовий розподіл аеродинамічного коефіцієнту опор.

**Аннотация.** В статье предлагается метод вероятностного расчёта стальных решётчатых опор связи под действием статической и продольной пульсационной составляющей скорости ветра. При этом учитывается пространственно-временная изменчивость скорости ветра и пространственное распределение аэродинамического коэффициента опор.

**Abstract.** This paper proposes a consistent method for the analysis of lattice towers reliability under stochastic along-wind aerodynamic actions. Stochastic actions are related to spatial-temporal changeability of wind velocity and spatial dependence of aerodynamic coefficient.

**Key words:** wind turbulence, reliability, lattice towers, guyed masts.

### Nomenclature

$b_h$	[m]	width of tower face
$C_{aer}$	[-]	aerodynamic coefficient
$d_u$	[-]	Solari's constant (6.868)
$q$	[N/m]	wind load on tower
$k_r$	[-]	terrain factor
$n$	[Hz]	frequency
$z_0$	[m]	roughness length
$T_{ef}$	[yr]	lifetime of the tower
$U$	[m/s]	stochastic processes of the mean wind velocity
$u'$	[m/s]	random processes of longitudinal nil mean turbulent fluctuations
$w$	[Pa]	wind pressure
$\beta_u$	[-]	turbulence intensity factor
$\varphi$	[rad.]	angle of wind attack
$\varphi_h$	[-]	function of wind velocity profile
$\Gamma$	[-]	Gamma-function
$N^+$	[-]	outlier number of random process

### Subscripts and Superscripts

m mean wind

u	turbulent wind
~	random variable or stochastic process
^	standard deviation
–	mathematical expectation

**Introduction.** Along-wind vibrations of structures present one of the most well-known subjects in the field of wind engineering. This is due, on the one hand, to the relative simplicity of the excitation mechanism the longitudinal turbulence, and, on the other hand, to the gust factor technique (Davenport 1961, 1964; Barshtein 1957, 1959, 1974), a method as simple as it is reliable.

Despite this fact, probabilistic character of wind turbulence is very often place emphasis only and probabilistic character of the mean wind is not considered. In building codes this approach seems justified. But in probabilistic design this approach leads to underestimations of construction reliability.

Steel lattice towers belong to a class of slender vertical structures. The accuracy of reliability estimation of these structures first of all depends on adequate description of stochastic model of wind load (mean wind and atmospheric turbulence). Besides, the method of reliability estimation should consider spatial variability of wind velocity and should be correct and simple.

Faced with the growing of the problem and the evident lack of engineering design criteria, this paper formulates a mathematical model of the reliability estimation of slender vertical structures (e.g. lattice towers and guyed masts) subjected to gust-excited along-wind vibrations.

**1. Stochastic Along-wind Process.** The stochastic process of instantaneous wind velocity  $\tilde{U}(z, t, \tau)$  is given by the sum of a macro-meteorological component defined as the stochastic process of mean wind velocity  $\tilde{U}_m(z, t)$  on average time interval, and micro-meteorological component  $\tilde{u}(z, \tau)$  defined as stochastic process of atmospheric longitudinal turbulence.

Process of mean wind velocity is product of stochastic stationary processes  $\tilde{U}_{m,10}(t)$  and function  $\varphi_h(z)$  of wind vertical profile. The function  $\varphi_h(z)$  can be described by logarithmic law:

$$\varphi_h(z) = k_r \ln[z / z_0]. \quad (1.1)$$

The experimental distributions of mean wind velocity at 10m height are well corresponded to the Weibull's law. Its density distribution is written as:

$$f_m(U) = \beta_U / \alpha_U U^{\beta_U - 1} \exp[-U^{\beta_U} / \alpha_U]. \quad (1.2)$$

Mathematic expectation  $\bar{U}_{m,10}$ , standard deviation  $\hat{U}_{m,10}$  and coefficient of variation  $V_{m,10}$  of process  $\tilde{U}_{m,10}(t)$  is given by:

$$\bar{U}_{m,10} = \alpha_U^{1/\beta_U} \Gamma(1 + \beta_U^{-1}); \quad (1.3)$$

$$\hat{U}_{m,10} = \sqrt{\alpha_U^{2/\beta_U} [\Gamma(1 + 2\beta_U^{-1}) - \Gamma^2(1 + \beta_U^{-1})]}; \quad (1.4)$$

$$V_m = \sqrt{\Gamma(1 + 2\beta_U^{-1}) / \Gamma(1 + \beta_U^{-1})^2 - 1}. \quad (1.5)$$

Power spectrum  $s_{\omega,m}(\omega)$ , effective frequency  $\omega_{e,m}$  and narrow-band factor  $\beta_{\omega,m}$  are frequency characteristics of process  $\tilde{U}_{m,10}(t)$ . For practical use equations for resulted in table 1 are recommended.

Table 1

**Frequency characteristics of stochastic process of mean wind velocity  
at 10m height**

$s_{\omega,m}(\omega)$	$\omega_{e,m}$	$\beta_{\omega,m}$
$2\alpha / [\pi(\alpha^2 + \omega^2)]$	$\alpha\sqrt{2}$	$\sqrt{3}$ (1,732)
$4\alpha^3 / [\pi(\alpha^2 + \omega^2)^2]$	$\alpha$	$2\sqrt{2} - 1$ (1,826)
$16\alpha^5 / [3\pi(\alpha^2 + \omega^2)^3]$	$\alpha / \sqrt{3}$	3.0

As is known, stochastic process of mean wind velocity at 10m height generates stochastic process of the mean wind pressure  $\tilde{w}_{m,10}(t) = \rho \tilde{U}_{m,10}^2(t) / 2$ . Distribution density of this process will submit also to Weibull's law (1.2) with parameters  $\alpha_w, \beta_w$ :

$$\beta_w = \beta_U / 2, \quad \alpha_w = \alpha_U / 1,6^{\beta_w}. \quad (1.6)$$

The effective frequency of stochastic process of mean wind pressure can be described by means effective frequency  $\omega_{e,m}$  as follows:

$$\omega_{e,w} = \omega_{e,m} / \sqrt{V_m}. \quad (1.7)$$

Thus it is possible to pass from consideration of probabilistic model of the mean wind velocity to probabilistic model of mean wind-excited pressure on lattice tower surfaces.

The turbulent component  $\tilde{u}(z, \tau)$  along axis  $z$  is a nil mean Gaussian random stationary process described in the domain of the frequency  $n$ , by its cross-power spectrum:

$$\tilde{S}_u(z, z', n) = \sqrt{\tilde{S}_u(z, n)\tilde{S}_u(z', n)}\mathbf{coh}(z, z', n). \quad (1.8)$$

Here  $\tilde{S}_u(\bullet)$  is the power spectrum of  $\tilde{u}(\bullet)$  and  $\mathbf{coh}(\bullet)$  is  $\tilde{u}(\bullet)$  coherence function along  $z$ . The closed form solution derived in this paper is based on the model developed by G. Solari [1]:

$$\frac{n\tilde{S}_u(z, n)}{\tilde{\sigma}_u^2} = \frac{d_u\tilde{L}_u(z)n/\tilde{U}_m(z, t)}{[1+1.5d_u\tilde{L}_u(z)n/\tilde{U}_m(z, t)]^{5/3}}; \quad (1.9)$$

$$\mathbf{coh}(z, z', n) = \exp\left[-\frac{2n\tilde{C}_{uz}|z-z'|}{\tilde{U}_m(z, t)+\tilde{U}_m(z', t)}\right]; \quad (1.10)$$

$$\begin{aligned} \tilde{L}_u(z) &= 300\tilde{\lambda}_u(z/200)^\nu; \\ \nu &= 0.67 + 0.05\ln(z/z_0); \end{aligned} \quad (1.11)$$

$$\tilde{\sigma}_{u'} = \tilde{\varepsilon}_u\tilde{U}_{m,10}(t); \quad (1.12)$$

$$\tilde{\varepsilon}_u = \tilde{k}_\varepsilon / \ln(z/z_0), \quad (1.13)$$

where  $\tilde{\sigma}_u$  is standard deviation of turbulence, assumed as independent of  $z$ ;  $\tilde{L}_u$  is integral length scale in a wind direction;  $\tilde{C}_{uz}$  is exponential decay coefficient. Detailed discussion on the properties of Eqs. (1.9) – (1.11) and an introduction to advanced turbulence modelling are reported in [1, 2].

Let's notice, that turbulence characteristics  $\tilde{\sigma}_u$ ,  $\tilde{S}_u(\bullet)$ ,  $\mathbf{coh}(\bullet)$ ,  $\tilde{L}_u$  and  $\tilde{\varepsilon}_u$  should be examined as random variables. The probabilistic nature of these variables is caused by stochastic properties of three dimensionless factors:  $\tilde{C}_{uz}$ ,  $\tilde{\lambda}_u$ ,  $\tilde{k}_\varepsilon$ . This statement confirms, both our researches, and researches of the Italian scientists [1]. Statistical characteristics of mentioned above factors following:  $\bar{C}_{uz} = 10$ ,  $\hat{C}_{uz} = 2$ ;  $\bar{\lambda}_u = 1$ ,  $\hat{\lambda}_u = 0,25$ ;  $\bar{k}_\varepsilon = 0,4\sqrt{\bar{\beta}_{u'}}$ ,  $\hat{k}_\varepsilon = 0,05\sqrt{\bar{\beta}_{u'}}$ :

$$\bar{\beta}_{u'} = 6 - 1,1\arctg[\ln(z/z_0) + 1,75]. \quad (1.14)$$

**2. Along-wind Excited Response.** Let's consider steel lattice tower, which schematised as slender cantilever vertical beam coaxial with  $z$ , of total height  $H$ . Tower breaks on  $N$  sites with current number  $j = 1, 2, \dots, k, \dots, m, \dots, N$  and it has a linear elastic behaviour with viscous damping. The along-wind displacement of tower point at height  $z_j$  is expressed by [3, 4]:

$$y(z_j, t, \tau) = y_m(z_j, t) + y_u(z_j, \tau), \quad (2.1)$$

where  $y_m$  is the mean displacement caused by processes  $\tilde{U}_m(z_j, t)$  and  $y_u$  is nil mean fluctuating displacement caused by processes  $\tilde{u}(z_j, \tau)$ .

For carrying out of calculations it is suitable to use equivalent static wind load which would cause the same displacement of lattice tower as from a gusty wind in a wind direction (Davenport, 1964):

$$\begin{aligned} \tilde{q}_\Sigma(z, t) &= \tilde{q}_m(z, t) + \tilde{q}_u(z) = \tilde{q}_m(z, t) \tilde{\psi}_G(z) = \\ &= \tilde{w}_{m,10}(t) \tilde{\psi}_G(z) \varphi_h^2(z) C_{aer}(z) b_h(z), \end{aligned} \quad (2.2)$$

where  $\tilde{\psi}_G(z)$  is the gust factor along  $z$ , assumed as random variables;  $b_h(z)$  is the size of tower orthogonal to the wind direction.

Solving the equation (2.2) by taking several vibrations modes into account in general calls for numerical analysis. The problem may be solved in closed form assuming that response depends only on the first mode. In this case the fluctuating wind load can be expressed by (formula  $\alpha(z) = (z/H)^2$  is used for indicated mode shape):

$$\tilde{q}_u(z) = \tilde{w}_{m,10} \tilde{\eta}(z) m(z); \quad (2.3)$$

$$\tilde{\eta}(z) = \alpha(z) \tilde{\Delta}_\eta / M = \tilde{\Delta}_\eta z^2 / (MH^2); \quad (2.4)$$

$$M = \int_0^H m(z) \alpha^2(z) dz; \quad (2.5)$$

$$\tilde{\Delta}_\eta^2 = \frac{8k_r^4 \tilde{k}_\varepsilon^2}{H^4} \int_0^\infty \frac{J^2(n) dn}{[1 - (n/n_1)^2]^2 + \gamma^2 (n/n_1)^2}; \quad (2.6)$$



$$J^2(n) = \int_0^H \int_0^H b_h(z_k) b_h(z_m) C_{aer}(z_k) C_{aer}(z_m) z_k^2 z_m^2 \ln\left(\frac{z_k}{z_0}\right) \ln\left(\frac{z_m}{z_0}\right) \times \\ \times \sqrt{\tilde{S}_{u'}(z_k, n) \tilde{S}_{u'}(z_m, n)} \cdot \tilde{\Lambda}_{u'}(\bullet) dz_k dz_m.$$

Let's consider relation of the power spectrum  $\tilde{S}_{u'}(\bullet)$  at heights  $z$  and  $H$ . Taking into account that  $1,5d_u L_{u'}(z)n / \tilde{U}_m(z,t) \gg 1$  it's possible to write

$$\sqrt{\frac{\tilde{S}_{u'}(z, n)}{\tilde{S}_{u'}(H, n)}} \approx k_S \left( \frac{1}{z^\nu} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right)^{1/3}. \quad (2.7)$$

The constant  $k_S$  is defined by formula

$$k_S = [H^\nu / \ln(H / z_0)]^{1/3}. \quad (2.8)$$

For further analysis tower has form of isosceles trapeze. Width of bottom is  $b_b$ , width of top is  $b_t$ . Subsequently width at any height of tower will be expressed by the equation

$$b_h(z) = \beta_b [H - (1 - \alpha_b)z], \quad (2.9)$$

where  $\alpha_b = b_t / b_b$ ,  $\beta_b = b_b / H$  are non-dimensional constants of geometrical form of the tower.

Substituting equations (1.9), (2.6) and (2.8) into equation (2.5) provides salutation (Pichugin-Makhinko, 2008):

$$\tilde{\Delta}_\eta = \tilde{G}_S \cdot \tilde{\xi}_S \cdot J_S \cdot \tilde{\nu}_S; \quad (2.10)$$

$$\tilde{G}_S = 2k_r^2 \tilde{k}_\varepsilon k_S \beta_b; \quad (2.11)$$

$$\tilde{\xi}_S = \sqrt[5]{\int_0^\infty \frac{2d_u \varepsilon^2 d\varepsilon}{[(\varepsilon^2 - \tilde{\varepsilon}_S^2)^2 + \gamma^2 \tilde{\varepsilon}_S^2 \varepsilon^2][1 + 1,5d_u / \varepsilon]^3}}; \quad (2.12)$$

approximating formula:

$$\tilde{\xi}_S = 0,67 \cdot \ln(\tilde{\varepsilon}_S + 0,105) + 3,01; \quad (2.13)$$

$$J_S = \frac{1}{H^2} \sqrt{\int_0^H \int_0^H [H - z_k(1 - \alpha_b)][H - z_m(1 - \alpha_b)] \times \\ \times C_{aer}(z_k) C_{aer}(z_m) z_k^{\frac{2-\nu}{3}} z_m^{\frac{2-\nu}{3}} \ln^{\frac{4}{3}}\left(\frac{z_k}{z_0}\right) \ln^{\frac{4}{3}}\left(\frac{z_m}{z_0}\right) dz_k dz_m},$$

where  $\tilde{\varepsilon}_S = \frac{\tilde{U}_m(H, t)}{n_1 \tilde{L}_{u'}(H)}$  is the non-dimensional period of lattice tower fluctuation;  $\tilde{\nu}_S \leq 1$  is factor of spatial correlation. For steel lattice tower its value depends on terrain category, tower height and non-dimensional period. It is given by:

$$\tilde{\nu}_S^2 = \frac{\int_0^\infty \frac{\tilde{S}_{u'}(H, n) \int_0^H \int_0^H z_1^{\frac{2-\nu}{3}} z_2^{\frac{2-\nu}{3}} \ln^{\frac{4}{3}}\left(\frac{z_1}{z_0}\right) \ln^{\frac{4}{3}}\left(\frac{z_2}{z_0}\right) \Lambda_{u'}(z_1, z_2, n) dz_2 dz_1}{[1 - (n/n_1)^2]^2 + \gamma^2 (n/n_1)^2} dn}{\int_0^\infty \frac{\tilde{S}_{u'}(H, n) \int_0^H \int_0^H z_1^{\frac{2-\nu}{3}} z_2^{\frac{2-\nu}{3}} \ln^{\frac{4}{3}}\left(\frac{z_1}{z_0}\right) \ln^{\frac{4}{3}}\left(\frac{z_2}{z_0}\right) dz_2 dz_1}{[1 - (n/n_1)^2]^2 + \gamma^2 (n/n_1)^2} dn}.$$

On basis of formula (2.10) for gust factor it is possible to offer the equation, which is integrally in closed form and simple to apply:

$$\tilde{\psi}_D(z) = 1 + \frac{\tilde{G}_S \cdot \tilde{\xi}_S \cdot \tilde{\nu}_S \cdot J_S}{b_h(z) C_{aer}(z) \varphi_h^2(z)} \frac{H^2 z^2(z) m(z)}{\int_0^H z^4 m(z) dz}. \quad (2.14)$$

Probabilistic properties of the gust factor are formed under the influence of stochastic nature of three non-dimensional factors: dynamic coefficient  $\tilde{\xi}_S$ , factor of spatial correlation  $\tilde{\nu}_S$  and factor  $\tilde{G}_S$ . In the meantime, probabilistic properties of these coefficients are defined by probabilistic properties of factors  $\tilde{C}_{uz}$ ,  $\tilde{\lambda}_u$ ,  $\tilde{k}_\varepsilon$  (see section 1). Considering this fact, let's designate through  $\tilde{M}_S$  product of three random variables  $\tilde{G}_S \cdot \tilde{\xi}_S \cdot \tilde{\nu}_S$ , and designate through  $\Pi(z)$  determinative variable

$$\Pi(z) = \frac{H^2 \cdot J_S \cdot z^2 m(z)}{b_h(z) \cdot C_{aer}(z) \cdot \varphi_h^2(z) \cdot \int_0^H z^4 m(z)} \quad (2.15)$$

Having entered the specified designations, the gust factor will be expressed as:

$$\tilde{\psi}_D(z) = 1 + \tilde{\mathbf{M}}_S \Pi \quad (2.16)$$

The Eq. (2.16) shows, that statistical properties of the gust factor will be defined by statistical properties of variable  $\tilde{\mathbf{M}}_S$ . The distribution law of variable  $\tilde{\mathbf{M}}_S$  was searched by means of Monte-Carlo simulations. By modelling it was considered, that distribution law of factors  $\tilde{C}_{uz}$ ,  $\tilde{\lambda}_u$ ,  $\tilde{k}_\varepsilon$  in the situation of an information lack can be accepted asymptotic normal. The study was carried out by generating  $10^7$  realisations, associated with different loading conditions. As a result of modelling it is found out, distribution law of random variable  $\tilde{\mathbf{M}}_S$  a small differs from double Gumbel's distribution with parameters (see Fig. 1):

$$\gamma_{0,\mathbf{M}} = \bar{\mathbf{M}}_S - 0,45\hat{\mathbf{M}}; \quad \lambda_{0,\mathbf{M}} = 1,282 / \hat{\mathbf{M}}, \quad (2.17)$$

where  $\bar{\mathbf{M}}_S$ ,  $\hat{\mathbf{M}}_S$  are mathematic expectation and standard deviation of variable  $\tilde{\mathbf{M}}_S$ .

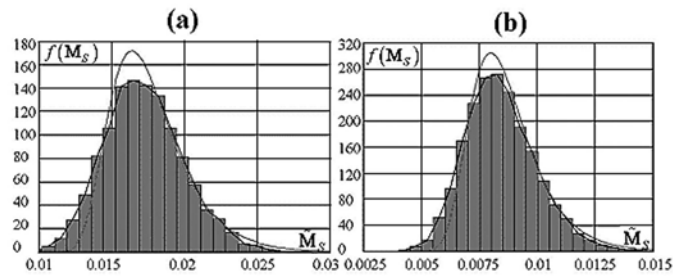


Fig. 1. Distribution density of variable  $\tilde{\mathbf{M}}_S$  :  
(a) H = 50m, n1 = 0.5Hz; (b) H = 150m, n1 = 1.0Hz

This conclusion does not depend on height and type of lattice tower, terrain category, mean wind pressure and turbulence intensity.

As a consequence, under Eq. (2.2) probabilistic properties of sum wind pressure  $\tilde{w}_\Sigma(z,t)$  on lattice tower will be defined by product of stochastic process of mean wind pressure  $\tilde{w}_{m,10}(t)$  distributed under Weibull's law and random vari-

able of gust factor  $\tilde{\psi}_G(z)$ , distributed under Gumbel's law. The density distribution of sum wind pressure  $\tilde{w}_\Sigma(z, t)$  is expressed as (Pichugin-Makhinko, 2007):

$$f_\Sigma(w_\Sigma) = \frac{w_\Sigma^{\beta_w - 1} \beta_w}{\alpha_w \varphi_h^{2\beta_w - 1}(z)} \int_0^1 \frac{\exp\left[\frac{-w_\Sigma^{\beta_w} / \varphi_h^{2\beta_w}(z)}{\alpha_w [\gamma_{0,M} - \ln(-\ln Z) / \lambda_{0,M}]^{\beta_w}}\right]}{[\gamma_{0,M} - \ln(-\ln Z) / \lambda_{0,M}]^{\beta_w}} dZ.$$

This formula is inconvenient and difficult for practical use. Hence possibility of approximation of the formula by Weibull's distribution (1.2) has been proved with parameters:

$$\alpha_{w,ref} = \left( \frac{\bar{w}_{m,10} \bar{\psi}_D(z) \varphi_h^2(z)}{\Gamma(1 + \beta_w^{-1})} \right)^{\beta_w} = \alpha_w \psi_h^{\beta_w}(z). \quad (2.18)$$

Here  $\psi_h(z) = \bar{\psi}_D(z) \varphi_h^2(z)$  is coefficient named in "factor of dynamic intensifying".

Equation (2.18) together with the formula (1.2) allows carrying out probabilistic dynamic designs of lattice towers in the quasi-static formulation.

**3. Random Wind Directions on Tower.** The wind flow on a tower is characterized not only by random change of wind velocity, but also by random change of wind direction. It leads to induce in tower elements of stretching stochastic stress and compression stochastic stress. For that reason it is necessary to know distribution law of these stresses at reliability estimation, both individual elements and towers. Thus probabilistic model for stochastic wind directions is examined. At the heart of model there is a hypothesis about equal probability of different wind directions. Hypothesis is fair because orientation of communication towers is not on wind rose and according to accepted directional diagram and terrain topography.

Aspects of this model are examined on an example of square and triangular lattice tower, schematically shown on Fig. 2. The unit load moves on circle from a chord with number 1 clockwise. Numbers of settlement situations are thus fixed. As a result there is a sequence from eight and six members accordingly. It's possible to present number of settlement situation as discrete random variable adopting values from 1 to 8 for square tower and from 1 to 6 – for triangular tower with probabilities  $p_{1-8} = 0.125$ ,  $p_{1-6} = 0.167$  accordingly. If these cases are plotted in Cartesian co-ordinates for one of tower elements (chord, girder, diagonal strut) as it is shown on Fig. 3 it will be obvious, that it

is possible to unite cases 1,3; 4,8; 5,7 for square tower and to unite cases 1,3; 4,6 for triangular tower. This fact allows to replace discrete random variable with a sinusoid curve:

$$\tilde{N}_\varphi(z, t) = \tilde{N}_{\max}(z, t) \sin(\alpha_d - \tilde{\varphi}), \quad (3.1)$$

where  $\tilde{N}_{\max}$  is maximum stretching stochastic stress in elements;  $\alpha_d$  is constant depending on tower plan form, type (chord, girder, diagonal strut) and position of tower element. In Table 2 values of constant  $\alpha_d$  for chords, girders and diagonal struts of square and triangular towers are resulted.

Let's notice, that values of constant  $\alpha_d$  depend also on choice of altitude reference. In this paper altitude reference is shown on Fig. 2.

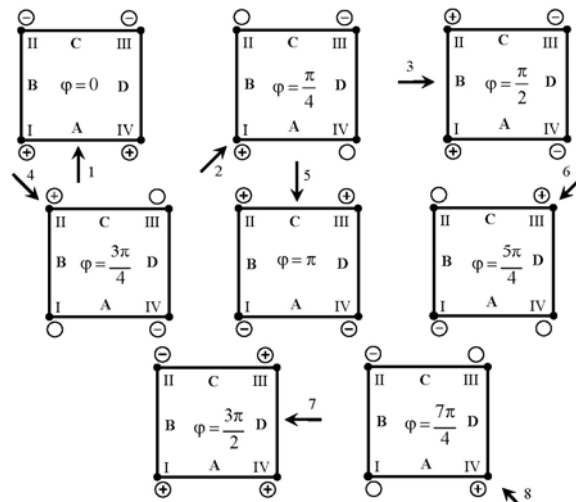


Fig. 2. Wind directions for square tower

Table 2

Values of constant  $\alpha_d$

Form plane	Marks of chord and faces		Type of tower elements		
			chord	girders	diagonal strut
Square	I	A	$3\pi/4$	$\pi$	$2\pi$
	II	B	$5\pi/4$	$3\pi/2$	$5\pi$
	III	C	$7\pi/4$	$2\pi$	$\pi$
	IV	D	$9\pi/4$	$5\pi/2$	$3\pi$
Triangular	I	A	$5\pi/6$	0	0
	II	B	$9\pi/6$	$2\pi/3$	$2\pi/3$
	III	C	$13\pi/6$	$4\pi/3$	$4\pi/3$

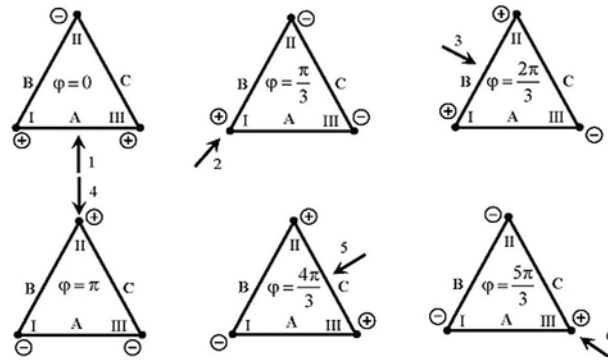


Fig. 3. Wind directions for triangular tower

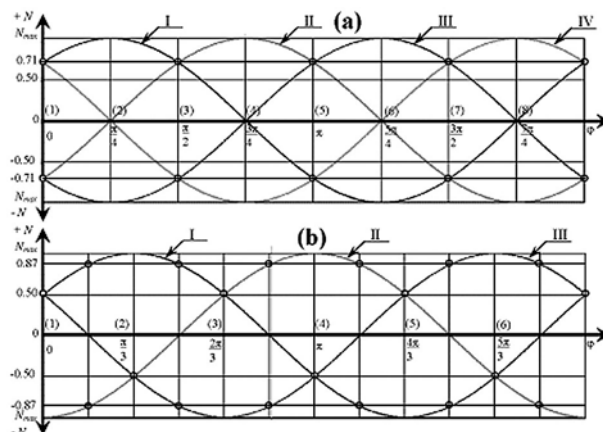


Fig. 4. Stress in chord from attack angle:  
 (a) for square tower; (b) for triangular tower

To analyse the structural behaviour with respect to reliability, response must be expressed in terms of stresses. The stochastic process of wind-excited vibrations of tower  $\tilde{q}_{\Sigma}(z, t)$  produces fluctuating stresses  $\tilde{S}_{\varphi}(z, t, \varphi)$  which determine failure of individual elements of the tower:

$$\tilde{S}_{\varphi}(z, t, \varphi) = \tilde{N}_{\varphi}(z, t) \tilde{C}_{aer}^{\varphi}(z, \varphi), \quad (3.2)$$

where  $\tilde{C}_{aer}^{\varphi}(\bullet)$  is the functional dependence of aerodynamic coefficient on a wind direction.

Thus for reliability estimation of lattice tower elements it's necessary to know

distribution law of stochastic process  $\tilde{N}_\varphi(z, t)$  and random variable  $\tilde{C}_{aer}^\varphi(\bullet)$ . Due to structural linearity, of the process  $\tilde{N}_{max}(z, t)$  will have Weibull's law distribution (see section 2). Mathematic expectation and standard deviation of process  $\tilde{N}_{max}(z, t)$  can be expressed as:

$$\begin{aligned}\bar{N}_{max}(z) &= \alpha_{max}(z) \bar{w}_\Sigma(z) b_h(z); \\ \hat{N}_{max}(z) &= \alpha_{max}(z) \hat{w}_\Sigma(z) b_h(z),\end{aligned}\tag{3.3}$$

where  $\alpha_{max}(z)$  is influence factor of wind load for individual elements of the tower;  $\bar{w}_\Sigma(z)$  and  $\hat{w}_\Sigma(z)$  are mathematic expectation and standard deviation of process  $\tilde{w}_\Sigma(z, t)$ .

Random variable  $\tilde{\varphi}$  is described by uniform distribution, therefore distribution density of random variables  $\tilde{A}_\varphi = \sin(\alpha_d - \tilde{\varphi})$  is given by:

$$f_{A_\varphi}(A_\varphi) = 1/\pi \cdot \sqrt{1 - A_\varphi^2}.\tag{3.4}$$

It makes possible to express above distribution density of stochastic process  $\tilde{S}_\varphi(z, t, \varphi)$  as product of three random quantities:

$$\tilde{S}_\varphi(z, t, \varphi) = \tilde{A}_\varphi(\varphi) \tilde{N}_{max}(z, t) \tilde{C}_{aer}^\varphi(\varphi).\tag{3.5}$$

For further decision of a problem it is necessary to investigate dependence  $\tilde{C}_{aer}^\varphi(\bullet)$  in details.

**4. Aerodynamic Coefficient.** Aerodynamic coefficient characterizes aerodynamic properties of the lattice towers. It depends from the sizes, lengthening and relative positioning of plane lattice towers; from forms cross-section of individual elements towers and from sizes of these elements; from area of the gusset plate, from elements quantity in one node; from wind direction and solidity ratio. Load code narrows these frame-works and does dependence of aerodynamic coefficient from four factors: from quantity of sides of lattice tower, from the tower form in the plan, from wind direction and solidity ratio. Three first factors are considered in details by building codes. The fourth factor in building codes is reduced to consideration two or three most wind directions on a spatial lattice structures. In framework of method of safety partial factors such approach is quite justified, but in probabilistic design of towers it is not enough. In probabilistic design we should operate with functional dependence of aerodynamic coefficient on a wind direction and solidity ratio. Therefore in

this section on the basis of numerous experiments [5] influence of the mentioned above two parameters on aerodynamic coefficient is studied. Results of this studying for triangular and square towers are illustrated by group of figures 5-7 and allow present following remarks.

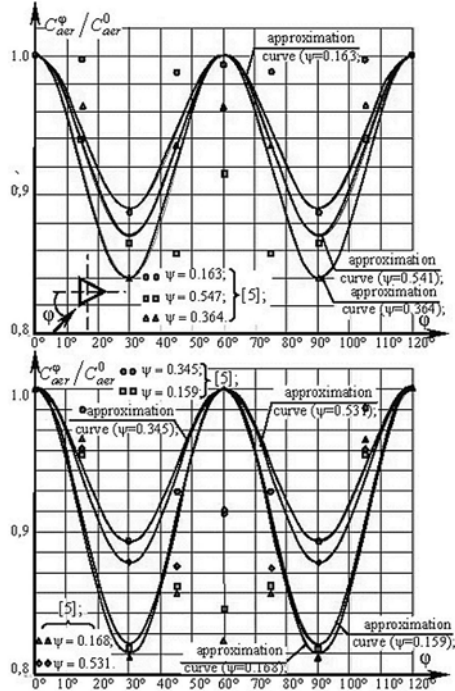


Fig. 5. Relation  $C_{aer}^{\varphi} / C_{aer}^0$  for square towers  
(a) circular members; (b) flat-sided members

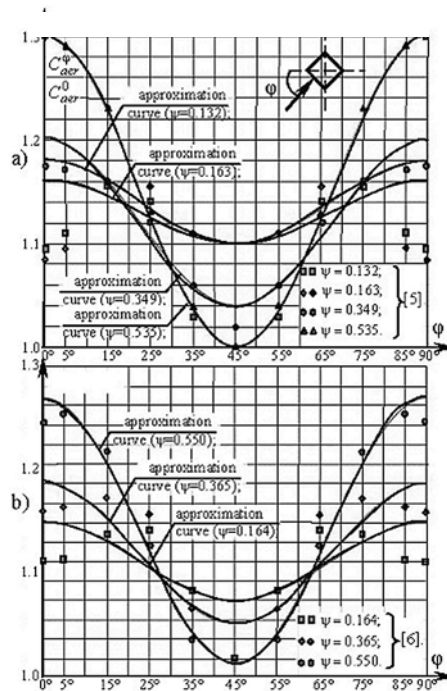


Fig. 6. Relation  $C_{aer}^{\varphi} / C_{aer}^0$  for triangular towers  
(a) circular members; (b) flat-sided members

Dependence  $C_{aer}(\varphi)$  has periodic character with period  $T = \pi / 3$  and  $T = 2\pi / 3$  for triangular lattice towers and  $T = \pi / 2$  for square towers. Thus for dependence  $C_{aer}(\varphi)$  it is possible to offer trigonometrically approximating formula:

$$C_{aer}^{\varphi} / C_{aer}^0 = A_0 + A_1 \cos(A_2 \varphi), \quad (4.1)$$

where  $A_0, A_1, A_2$  – constants which depend on the form of cross-section elements of lattice tower and solidity ratio of flat side.



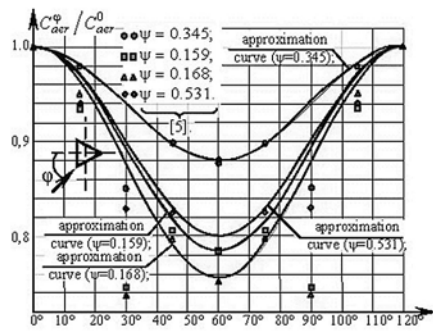


Fig. 7. Relation  $C_{aer}^{\varphi} / C_{aer}^0$  for triangular tower with circular-section members

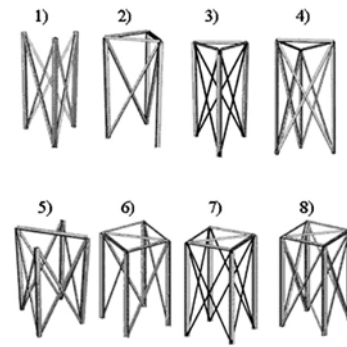


Fig. 8. Spatial section of lattice tower

The sense of constants  $A_0, A_1, A_2$  is discussed further. Parameter  $A_2$  characterises the period of function (4.1) and it is connected with period elementary relation  $A_2 = 2\pi / T$ . That's why for all square towers  $A_2 = 4$  (Fig. 5), and for triangular towers  $A_2 = 6$  or  $A_2 = 3$  (Fig. 6, 7). Situations when it is necessary to accept for triangular towers  $A_2 = 6$  and  $A_2 = 3$  explains Figs. 6, 7. Figures show that formula (4.1) at  $A_2 = 6$  (Fig. 6) allows to describe specific character of aerodynamic factor near to angle of wind attack  $\varphi \approx 30^\circ$  and  $90^\circ$ . Formula (4.1) does not allow to describe this character at  $A_2 = 3$ . Equation (4.1) at argument  $A_2 = 6$  will overestimate values of aerodynamic coefficient near to angle of wind attack  $\varphi \approx 60^\circ$  which will be adequately described by equation (4.1) at  $A_2 = 3$ . Therefore formula (4.1) at  $A_2 = 3$  needs to be applied to spatial lattice structures with solidity ratio  $\psi \geq 0,3$ , accordingly, at  $A_2 = 6$  equation (4.1) will be more correct to describe aerodynamic properties of spatial lattice structures with smaller values of solidity ratio. In probabilistic design of lattice towers it is necessary to consider two variants and to choose variant which gives results in a safety margin.

By means of constants  $A_0, A_1$  maximum  $C_{aer}^{\max}$  and minimum  $C_{aer}^{\min}$  values of aerodynamic coefficient of lattice towers are defined:

$$\begin{aligned} C_{aer}^{\max} / C_{aer}^0 &= A_0 + A_1; \\ C_{aer}^{\min} / C_{aer}^0 &= A_0 - A_1. \end{aligned} \tag{4.2}$$

For constants  $A_0, A_1$  it is possible to offer inverse relationships, on the basis of that values  $C_{aer}^{max}, C_{aer}^{min}$  are resulted in building codes and wind engineering literature:

$$\begin{aligned} A_0 &= 0,5(C_{aer}^{max} + C_{aer}^{min}) / C_{aer}^0; \\ A_1 &= 0,5(C_{aer}^{max} - C_{aer}^{min}) / C_{aer}^0. \end{aligned} \quad (4.3)$$

For square towers aerodynamic coefficient is minimum when a wind is perpendicular one of tower sides (designated  $C_{aer}^0$ ). In building codes, for example Eurocode 1, and many wind engineering manuals it is possible to find relation  $C_{aer}^{max} / C_{aer}^0$  which is designated as  $k_{max}$ . Hence the equation (4.3) after simplification is given:

$$A_0 = (k_{max} + 1) / 2, \quad A_1 = (k_{max} - 1) / 2. \quad (4.4)$$

For triangular towers relation of coefficients  $C_{aer}^{max} / C_{aer}^0$  to equally unit, and relation  $C_{aer}^{min} / C_{aer}^0$  is designated as  $k_{min}$ . Values of factor  $k_{min}$  are resulted in wind engineering literature together with coefficient  $k_{max}$ . Consequently for trihedral towers the formula is used similarly to the equation (4.4):

$$A_0 = (1 + k_{min}) / 2, \quad A_1 = (1 - k_{min}) / 2. \quad (4.5)$$

Formulae (4.3) – (4.5) can be used in the absence of experimental data on aerodynamic coefficient. In this work constant  $A_0, A_1$  for some values of solidity ratio of triangular and square towers are resulted in the table 3.

Table 3

Value of constants  $A_0$  and  $A_1$

	$\psi$ for square tower						
	circular members				flat-sided members		
	0,132	0,163	0,349	0,535	0,164	0,365	0,55
$A_0$	1,13	1,14	1,12	1,15	1,15	1,16	1,19
$A_1$	0,03	0,04	0,08	0,15	0,05	0,09	0,17
	$\psi$ for triangular tower						
	circular members			flat-sided members			
	0,163	0,364	0,547	0,159	0,168	0,345	0,531
$A_0$	0,945	0,92	0,935	0,875	0,87	0,925	0,915
$A_1$	0,055	0,08	0,065	0,893	0,878	0,94	0,9
				0,125	0,13	0,075	0,085
				0,108	0,122	0,06	0,1

It would be desirable to note also that offered formulae in some cases describe experimental data with a small error. We think it is not error, and there is a

consequence of statistical scatter of values of aerodynamic coefficient received experimentally. Therefore further it is necessary to give formulae (4.1) - (4.5) corresponding probabilistic description.

**5. Stochastic Stress State.** Probabilistic model of stress stochastic process  $\tilde{S}_\varphi(z, t, \varphi)$  is based on the Eq. (3.5). For estimate of distribution density of this process it is necessary to know distribution density of three random quantities in the Eq. (3.5). As shown above, the distribution density  $\tilde{S}_\varphi(z, t, \varphi)$  submits to Weibull's law and distribution density  $\tilde{A}_\varphi$  is given by formula (3.4). For distribution density  $\tilde{C}_{aer}^\varphi(\bullet)$  equation similar to the formula (3.4) is received:

$$f_C(C_{aer}^\varphi) = \frac{C_{aer}^0}{\pi \cdot \sqrt{A_1^2 - (C_{aer}^\varphi / C_{aer}^0 - A_0)^2}}. \quad (5.1)$$

Owing to noncorrelated of random components  $\tilde{N}_{max}(z, t)$ ,  $\tilde{A}_\varphi$ ,  $\tilde{C}_{aer}^\varphi(\bullet)$  their combined distribution density looks like:

$$f_\varphi(S_\varphi) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\zeta(S_\varphi)} \frac{1}{\sqrt{\ln\left(\frac{1}{Z}\right)^{\frac{2\alpha_{w,\varphi}}{\beta_w}} - S_\varphi^2}} dZ; \quad (5.2)$$

$$\zeta(S_\varphi) = \exp\left[-|S_\varphi|^{\beta_w} / \alpha_{w,\varphi}\right]; \quad (5.3)$$

$$\alpha_{w,\varphi} = \alpha_{w,ref} A_0^{\beta_w} [\alpha_{max}(z) C_{aer}^0(z) b_h(z)]^{\beta_w}. \quad (5.4)$$

The frequency structure of process  $\tilde{S}_\varphi(z, t, \varphi)$  can be characterized by its effective frequency and a power spectrum. For these purposes it is possible to use one of three lines of table 1.

## 6. Reliability of Tower Elements

Let's examine the steel element of lattice tower takes sign-variable stochastic stress of compression and a stretching. The principal ideas of applied method were developed in works [6-9]. The failure of an element takes place when a stochastic stress  $\tilde{S}_\varphi(z, t)$  under equivalent static wind load exceeds the random limit of carrying capacity of the tower element. Failure of the element is defined by the equation:

$$\tilde{S}_R - \tilde{S}(t) < 0. \quad (6.1)$$

The non-failure probability of tower element in general case is estimated by the equation (Pichugin-Makhinko, 2006) [6, 8]:

$$P(t) = \int_0^{\infty} \exp[-N_+(S_R | T_{ef})] f_R(S_R) dS_R; \quad (6.2)$$

$$N_+(S_R | T_{ef}) = \hat{S}_\varphi \frac{\omega_{e,m} T_{ef}}{\sqrt{2\pi}} f_\varphi(S_R) = \frac{f_\varphi(S_R)}{f_\varphi(S_{0,\varphi})}. \quad (6.3)$$

Here  $T_{ef}$  is lifetime of lattice tower;  $S_{0,\varphi}$  is characteristic maximum of stochastic stress  $\tilde{S}_\varphi(z, t)$ ;  $f_R(\bullet)$  is density distribution of carrying capacity of the tower element;  $\hat{N}_\varphi$  is standard  $\tilde{S}_\varphi(z, t)$ :

$$\hat{N}_\varphi = \frac{\hat{N}_{\max}}{\sqrt{2}} \sqrt{1 + V_m^{-2}}. \quad (6.4)$$

Equations (6.2) - (6.3) consider spatiotemporal structure of stochastic process  $\tilde{S}_\varphi(\bullet)$ , its distribution law and it completely solves a problem of reliability of individual elements of the lattice tower. However its application in practice is related with bulky and inconvenient procedures of numerical integration. Therefore hypothesis is applied to quantity  $N_+(\bullet)$ : for any stochastic process with distribution density which correspond to exponential type it is possible to present  $N_+(\bullet)$  as (Pichugin-Makhinko, 2005):

$$N_+(S_R | T_{ef}) = \exp\left[-\lambda_{0,\varphi} \left(S_R / \hat{S}_\varphi - \gamma_{0,\varphi}\right)\right], \quad (6.5)$$

where  $\gamma_{0,\varphi}$ ,  $\lambda_{0,\varphi}$  are normalised characteristic maximum and normalised characteristic intensity of stochastic stress  $\tilde{S}_\varphi(z, t)$  accordingly [9]:

$$\text{equation root: } \omega_{e,m} T_{ef} f_{n\varphi}(\gamma_{0,\varphi}) = \sqrt{2\pi}; \quad (6.6)$$

$$\lambda_{0,\varphi} = -\frac{1}{f_{n\varphi}(\gamma_{0,\varphi})} \frac{d}{d\gamma} [f_{n\varphi}(\gamma) | \gamma = \gamma_{0,\varphi}]. \quad (6.7)$$

Here  $f_{n\varphi}(\bullet)$  distribution density of normalised type of process  $\tilde{S}_\varphi(z, t)$ . It is given by

$$f_{n\varphi}(\gamma) = \frac{\psi}{\pi} \int_0^{\zeta(\gamma)} \frac{1}{\sqrt{\ln\left(\frac{1}{Z}\right)^{\frac{2}{\beta_w}} - \gamma^2 \psi^2}} dZ; \quad (6.8)$$

$$\psi = \Gamma(1 + \beta_w^{-1}) \sqrt{(1 + V_m^2) / 2}; \quad (6.9)$$

$$\zeta(\gamma) = \exp[-(|\gamma| \psi)^{\beta_w}]. \quad (6.10)$$

The used hypothesis allows to formulate non-failure probability of tower element as

$$P(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-V_R^{-1}}^{\infty} \exp\{-\exp[E(Z)] - 0.5Z^2\} dZ; \quad (6.11)$$

$$E(Z) = -\lambda_{0,\varphi} \left( p_R \left( Z + \frac{1}{V_R} \right) - \gamma_{0,\varphi} \right),$$

where  $V_R$  is coefficient of variation of carrying capacity of tower element;  
 $p_R = \hat{N}_R / \hat{N}_\varphi$  is relation of standard.

**7. Reliability of Tower Spatial Section.** The reliability of a lattice tower is defined by reliability of tower spatial sections. The reliability of tower spatial sections depends on their structural form. Therefore procedure of reliability estimation of the most widespread spatial sections of square and triangular towers is examined further. Failure section is interpreted as failure of any section element. It is considered, that reliability of elements identical to designation (chord, girder, diagonal strut) is equal. This statement is entered on the basis of hypothesis about equal probability of different wind directions. Let's go into designations:  $P_{ch}(t)$  – chord reliability;  $P_g(t)$  – girder reliability;  $P_{ds}(t)$  – diagonal strut reliability.

1. Triangular tower with cross bracing (see Fig. 8):  $P_{sec}(t) = P_{ch}^3(t) P_{ds}^6(t)$ .
2. Triangular tower with single lattice and girders:  $P_{sec}(t) = P_{ch}^3(t) P_g^3(t) P_{ds}^3(t)$ .
3. Triangular tower with tension bracing:  $P_{sec}(t) = P_{ch}^3(t) P_{ds}^6(t) P_g^3(t)$ .
4. Triangular tower with cross bracing and girders:  
 $P_{sec}(t) = P_{ch}^3(t) P_g^3(t) \{1 - [1 - P_{ds}(t)]^2\}^3$ .
5. Square tower with a cross bracing:  $P_{sec}(t) = P_{ch}^2(t) P_{ds}^8(t) [2 - P_{ch}^2(t)]$ .

6. Square tower with single lattice and girders:

$$P_{\text{sec}}(t) = P_{ch}^3(t)P_{ds}^4(t)P_g^4(t)[2 - P_{ch}(t)].$$

7. Square tower with tension bracing:  $P_{\text{sec}}(t) = P_{ch}^4(t)P_{ds}^8(t)P_g^4(t)$ .

8. Square tower with a cross bracing and girders:

$$P_{\text{sec}}(t) = P_{ch}^3(t)P_g^4(t)P_{ds}^4(t)[2 - P_{ch}(t)][2 - P_{ds}(t)]^4.$$

If to accept  $P_{ch}(t) = P_g(t) = P_{ds}(t) = p$  it's possible to make some remarks about sections reliability. Section 4 has greatest reliability, the least - section 7 as it can be only stretched. The section 8 is more reliable, than the section 4, and section 7 is less reliable, than section 3. It is possible to explain that square sections contain more elements than triangular sections. At tension bracing in square and triangular sections failure of any elements breaks geometrical stability of tower section. Hence reliability of these sections that above, than smaller elements quantity is contained by sections. At cross bracing with girders of square section contain more reserve elements, than triangular sections. Therefore they are more reliable.

### **Conclusions**

This paper formulates a mathematical method for the reliability estimation of lattice towers to gust-excited along-wind vibrations. The method, integrally in closed form and simple to apply, leads to analytical expressions of the equivalent static wind load, of the gust factor, of the aerodynamic coefficient and reliability of tower spatial section. Relative simplicity, wide field of applications, the precision, and the reliability of this method make it very suitable for rapid engineering design of lattice tower and guyed masts also.

### **References**

- [1] Solari G. and Piccardo G., 2001, Probabilistic 3-D Turbulence Modelling for Gust Buffeting of Structures, Probabilistic Engineering Mechanics, № 16. – P. 73 – 86.
- [2] Pichugin S. and Makhinko A. 2005, Wind Load on Building Structures, Monograph, Poltava, Ukraine. – 342 p.
- [3] Piccardo G. and Solari G., 2000, 3D Wind-Excited Response of Slender Structures: Closed-Form Solution, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, № 8. – P. 936 – 943.
- [4] Solari G. and Pagnini L.C., 1999, Gust Buffeting and Aeroelastic Behaviour of Poles and Monotubular Towers, Journal of Fluids and Structures, № 13. – P. 877 – 905.
- [5] Brian W. Smith, 2007, “Communication Structures”, ASCE Press, Published by Thomas Telford Publishing, Thomas Telford L. – 338 p.

- [6]** Makhinko A., 2006, Reliability of Steel Elements of Building Structures under Stochastic Variable Loads, Dissertation Poltava National Technical University. – 348 p.
- [7]** Pichugin S., 1997, Probabilistic Analysis of Wind Load and Reliability of Structures, Proc. 2-nd European and African Conf. Wind Eng., Genoa, Italy. – P. 1883 – 1890.
- [8]** Pichugin S., Makhinko A. and Makhinko N., 2007, Reliability Estimation of Steel Structures under Wind and Snow Loads, Lublin University of Technology, Lublin, Poland. – P. 343 – 356.
- [9]** Pichugin S., Makhinko A., 2006, Probabilistic Model of Wind Load Maxima, Proc. 3-rd Inter-national Conf. Problems of the Technical Meteorology, Lviv, Ukraine.

*Надійшла до редколегії 22.06.2009 р.*

УДК 624.014:624.04:721.011.1

## Применение ПК ЛИРА для решения сложных геометрически нелинейных динамических задач

<sup>1</sup>Евзеров И.Д., д.т.н., <sup>2</sup>Лазнюк М.В., к.т.н.

<sup>1</sup>«ЛИРА Софт», Украина

<sup>2</sup>ООО «ПЕМ Украина», Zeman Group, Украина

**Анотація.** Розглядається загальний підхід до вирішення в ПК ЛИРА нелінійних динамічних задач із застосуванням методу скінченних елементів. Основна складність при розв'язанні таких задач полягає в необхідності знаходження власних значень і одночасному врахуванні геометричної нелінійності. Ця проблема стоїть перед розробниками сучасних програмних комплексів для розрахунку конструкцій досить давно. Раніше для вирішення таких задач пропонувались, як правило, інженерні методи. В роботі запропоновано більш точний метод вирішення таких задач. В якості прикладу розглянуто розрахунок сталевих решітчастих щогл на відтяжках. Поряд із теоретичними даними наведено скінченно-елементну модель реальної конструкції. Порівняно результати, що отримані методом прямого інтегрування для геометрично нелінійної динамічної задачі, який реалізований в ПК ЛИРА, і за спрощеним методом (лінеаризації моделі).

**Аннотация.** Рассматривается общий подход к решению в ПК ЛИРА нелинейных динамических задач с применением метода конечных элементов. Основная трудность при решении таких задач состоит в необходимости нахождения собственных значений и одновременном учете геометрической нелинейности. Эта проблема стоит перед разработчиками современных программных средств расчета конструкций достаточно давно. Ранее для решения таких задач предлагались, как правило, инженерные методы. В работе предложен более точный метод решения таких задач. В качестве примера рассмотрен расчет стальных решетчатых мачт на оттяжках. Наряду с теоретическими данными приведена конечно-элементная модель реальной конструкции. Сравнены результаты, полученные методом прямого интегрирования для геометрически нелинейной динамической задачи, реализованным в ПК ЛИРА, и по упрощенному методу (линеаризации модели).

**Abstract.** The main principles of finite element solution of nonlinear dynamic problems with LIRA program is considered. The main difficulty is: the eigen value problem can not be correctly solved in geometrically nonlinear case. Simplification of problem (linearization and other approximate methods) where used earlier. More effective method for such problems is proposed. Solution of dynamic problem for steel guyed masts is given as example. Theoretical data and the finite element model of real construction are presented. Solution by finite differences method, realized in program LIRA, was compared with the simplified method (linearization of model).

**Ключевые слова:** геометрическая нелинейность, динамический расчет, метод прямого интегрирования, мачты на оттяжках.

Как известно, действующие на территории Украины нормы проектирования ДБН В.1.2-2:2006 [1] не приводят процедуры определения пульсационной составляющей ветровой нагрузки для стальных решетчатых мачт, башен и других сложных конструкций, а лишь указывают на необходи-



мость проведения специальных динамических расчетов для ее нахождения. Поэтому в практике проектирования, как правило, для определения динамической составляющей используется методика, изложенная в отмененных нормах [2], а статическую составляющую определяют по нормам [1], отбрасывая коэффициент динамичности  $C_d$ . Попытка исправить эту некорректность была сделана в работе [3], где предложена методика определения пульсационной составляющей, которая примиряет традиционную методику СНиП с положениями в Eurocod (ДБН).

Отметим, что увеличение в действующих нормах статической составляющей ветровой нагрузки, а также тенденции и стремления к увеличению ее динамической составляющей (в частности, коэффициента динамичности) могут пагубно отразиться при проектировании конструкций мачт на оттяжках и башен не только с экономической точки зрения, но и с конструктивной. Коэффициент динамичности, как величина достаточно условная, не может в полной мере отобразить действительную реакцию сооружения на динамическое ветровое воздействие [16]. Поэтому увеличение коэффициента динамичности будет, как правило, приводить лишь к утяжелению конструкции, но одновременно не сможет служить гарантией ее прочности и устойчивости [4].

Другой проблемой при решении таких задач является сложность применения метода разложения по формам собственных колебаний при учете геометрической нелинейности. Эта проблема касается не только расчета на действие нагрузок от ветра, но и сейсмических, особых – импульсных (от обрыва оттяжек), взрывных, а также инерционных нагрузок, возникающих при быстрых вращениях или перемещениях сооружений [4, 7, 8]. Эта проблема особенно актуальна для решетчатых мачт на оттяжках и других конструкций, содержащих вантовые и висячие элементы, оболочки, мембраны, антенные полотна и т.п. В ряде работ [5, 6] предлагаются инженерные пути решения этих задач. Поскольку для решения таких задач в подавляющем большинстве случаев применяются промышленные программные комплексы, использующие метод конечных элементов (МКЭ), основное внимание в данной работе уделяется использованию именно этого метода для решения нелинейных динамических задач.

Наиболее часто для решения динамической задачи методом форм предлагается так называемая линеаризация модели [5, 6]. Это инженерный метод, который может выполняться различными способами. Самый простой – замена включающихся на заданное направление ветра оттяжек рамными стержнями с такой же жесткостью  $EI$  и, если это необходимо, малой изгибной жесткостью  $EI$ , и удаление из расчетной схемы остальных оттяжек. Полученные таким образом инерционные силы переносятся в конечно-элементную модель, которая затем уже рассчитывается с учетом

геометрической нелинейности работы элементов конструкции.

В работе [5] приводятся два других способа, заключающиеся в замене оттяжек ферменными стержнями (работающими только на сжатие-растяжение) или связями конечной жесткости – пружинами с вычислением их приведенных жесткостей.

Однако упрощение расчетной схемы (линеаризация модели) может привести к ошибкам в вычисленных частотах и формах колебаний [6]. Использование в спектральном анализе мгновенных матриц жесткости также может привести в ряде случаев к некорректным результатам. Поэтому правильность полученных в результате динамического расчета составляющих инерционных сил в стволах мачт необходимо проверять по приближенным формулам из справочников, например [4, 9], а для более сложных конструкций – инженерной интуицией.

Отмеченные выше трудности при решении динамических задач с учетом геометрической нелинейности приводят к выводу о необходимости использования других методов решения задач нелинейной динамики. В ПК ЛИРА достаточно давно реализован метод прямого интегрирования, который позволяет также решать физически и конструктивно нелинейные задачи [10 – 12].

Для статических нелинейных задач вычисления в ПК ЛИРА предполагается выполнять простым шаговым методом [10 – 12]. Решение  $u$  нелинейной статической задачи удовлетворяет принципу возможных перемещений

$$a(u, v) + l(v) = 0, \quad (1)$$

где  $v$  – возможное перемещение;  $l(v)$ ,  $a(u, v)$  – функционалы возможных работ внешних и внутренних сил, линейные по  $v$ . Функционал  $a(u, v)$  нелинеен по  $u$ .

Обозначим  $a'(u, v, w)$  производную функционала  $a(u, v)$  по  $u$ . Достаточным условием существования и единственности решения уравнения (1) является строгая монотонность функционала  $a(u, v)$ : при всех возможных перемещениях  $v$  справедливо неравенство

$$a'(u, v, v) \geq K \|v\|^2, \quad (2)$$

где  $\|v\|$  – энергетическая норма.

Неравенство (2) справедливо для физически нелинейных задач и для геометрически нелинейных задач в докритической стадии.

Если функционал  $a'(u, v, w)$  непрерывен по  $u$  (это справедливо для геометрически и физически нелинейных задач при непрерывно дифференцируемой зависимости напряжений от деформаций), для решения задачи (1) применяется шаговый метод:

$$a'(u_m, u_{m+1} - u_m, v) = (\theta_{m+1} - \theta_m) l(v), \quad (3)$$

$u_0 = 0$ ;  $0 = \theta_0 < \theta_1 < \dots < \theta_{M-1} < \theta_M = 1$ ,  $M$  – количество шагов.

Для шагового метода справедлива оценка погрешности

$$\|u - u_M\| \leq K \cdot \theta, \quad \theta = 1/M. \quad (4)$$

Представленный ниже метод прямого интегрирования для геометрически нелинейных задач может быть использован для расчета мачт на оттяжках, висячих мостов, покрытий стадионов и других висячих конструкций различного назначения.

Решение  $u$  нелинейной динамической задачи удовлетворяет принципу возможных перемещений

$$b(u'', v) + a(u, v) + l(v) = 0, \quad (5)$$

где функции  $u, l$  зависят от времени  $t$ ;  $b(u, v)$  – функционал возможной работы инерционных сил, линейный по  $u, v$ ; штрихами обозначены производные по времени. Существование и единственность решения уравнения (5) доказаны в [10, 13, 14].

Обозначим  $\theta$  – шаг по времени,  $t_m = m\theta$ ,  $u_m = u(t_m)$ ;

$$\Delta_m(u) = (u_{m+1} - u_m), \quad \delta_m(u) = (u_{m+1} - u_m) / \theta;$$

$$\gamma_m(u) = (u_{m+1} - 2u_m + u_{m-1}) / \theta^2.$$

Разностная схема для геометрически нелинейной задачи имеет вид:

$$b(\gamma_m(u) - \gamma_{m-1}(u), v) + a'(u_m, \Delta_m(u), v) + \Delta_m(l(v)) = 0. \quad (6)$$

Безусловная устойчивость схемы (6) и оценка погрешности доказаны в [10, 15]:

$$\|u - u_m\| \leq K \cdot \theta. \quad (7)$$

Ниже рассмотрен пример расчета 70-метровой стальной решетчатой четырехгранной мачты с тремя ярусами оттяжек в плане (рис.1).

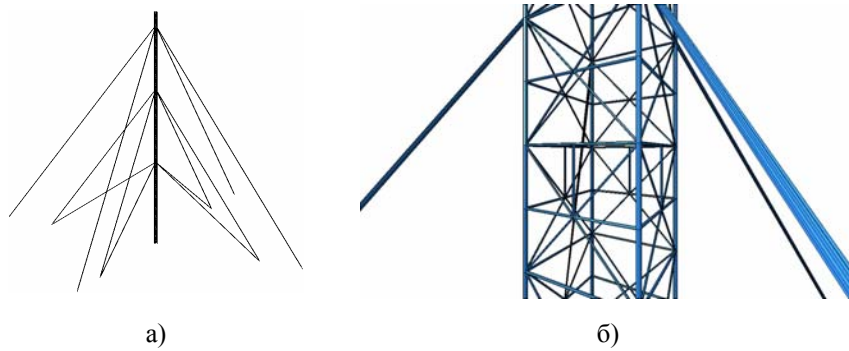


Рис. 1. Конечно-элементная модель мачты на оттяжках:  
а – расчетная схема; б – фрагмент модели с отображением  
поперечных сечений элементов

Сечения поясов и решетки элементов ствола выполнены из круглой горячекатаной стали (пояса – Ø28; решетка – Ø16 и Ø12). Сечения оттяжек – канаты (верхний ярус – Ø25,5; средний ярус – Ø17,5; нижний ярус – Ø12,5).

Сбор нагрузок выполнялся в соответствии с нормами [2] для территории Полтавской области. Выполнялись два расчета. Первый – с помощью линеаризации модели (т.е. была создана дополнительная вспомогательная задача, с помощью которой определялись инерционные силы от пульсационной составляющей ветровой нагрузки и затем эти инерционные силы переносились в основную схему). Второй – методом прямого интегрирования, в которой динамическая составляющая ветровой нагрузки задавалась в виде трапецидального импульса [4] (рис. 2).

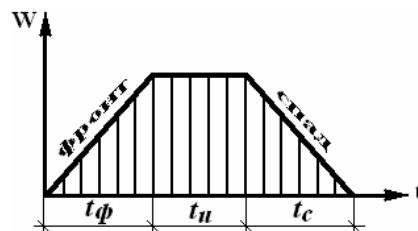


Рис. 2. Трапецидальная форма импульса  
(к заданию пульсационной составляющей ветровой нагрузки)

Для времени фронта и спада импульса было принято рекомендованное в работе [4] значение для мачт на оттяжках  $t_{\phi(c)} = 1,5 \text{ с}$ . Длительность воздействия была принята 4с, как среднее значение по результатам натурных измерений, приведенным в работе [16]. Следует отметить, что изменение

длительности  $t_u$  ветра мало сказывается на НДС мачты, что также отмечается в работе [4]. Там же указывается, что на НДС существенно влияет величина  $t_\phi$ . В нашей задаче (см. рис. 1) более значительное влияние оказывало изменение величины спада порыва ветра  $t_c$ .

В таблице приведен сравнительный анализ экстремальных значений НДС. Значения выбраны для следующей комбинации нагрузений: Собственный вес + Предварительное натяжение оттяжек + Ветровая нагрузка (полная по всему стволу мачты).

Таблица

Метод расчета	Продольное усилие в поясе ствола мачты, кН	Продольное усилие в оттяжке верхнего яруса, кН	Горизонтальное отклонение верхушки мачты, мм
Линеаризация модели	-91,7	36,4	44,6
Метод прямого интегрирования	-128,5	40,7	71,4

Большой интерес вызывает поведение выключающихся элементов (оттяжек) в процессе нагружения мачты. На рис.3 показано изменение усилий в КЭ оттяжки верхнего яруса, находящейся по фронту задания нагрузки от ветра.

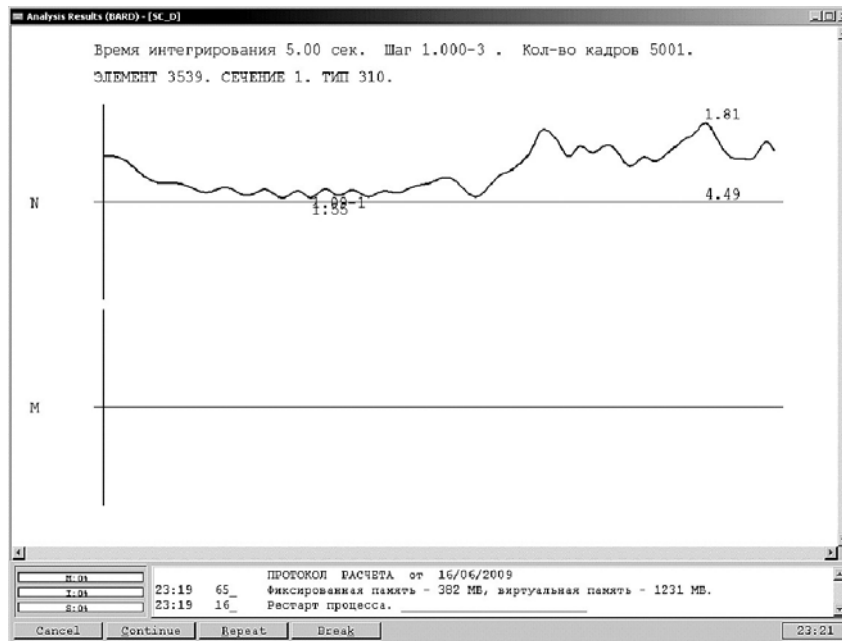


Рис. 3. Поведение оттяжки среднего яруса

Как видно из графика, в данном случае оттяжка не выключается из работы во время воздействия порыва ветра, поскольку сжимающее усилие «не успеваает» превысить величину предварительного натяжения оттяжки. Отметим, что при линеаризации модели в зависимости от выбранного способа можно добиться либо эффекта постоянно включенной связи-оттяжки, либо постоянного ее отсутствия, что и в том, и в другом случае является грубой предпосылкой.

Из всего выше сказанного можно составить следующие рекомендации при проектировании рассматриваемого класса конструкций. На первом этапе предполагается вести расчеты при использовании как упрощенных методов, так и более точного метода прямого интегрирования. В дальнейшем, нам представляется, что о линейных расчетах таких конструкций при наличии последних достижений в компьютерной технике и методах решения задач строительной механики необходимо постепенно забывать.

### **Выводы**

Традиционный спектральный метод решения динамических задач не допускает выполнение расчетов в нелинейной постановке. Определение частот собственных колебаний для сложных конструкций с учетом геометрической нелинейности работы ее элементов на современной стадии развития программных комплексов МКЭ вызывает большие трудности. Пути упрощения расчетной схемы (линеаризация модели) могут привести к ошибкам в вычисленных частотах и формах колебаний. Попытки упростить решение таких задач с помощью приближенных способов, например, с использованием мгновенных матриц жесткостей в спектральном анализе, также могут привести в ряде случаев к некорректным результатам. Возникает необходимость в использовании других методов решения задач нелинейной динамики. Для этого в ПК ЛИРА реализован метод прямого интегрирования, который позволяет кроме физически и конструктивно нелинейных задач решать и другие классы нелинейных динамических задач, в т.ч. и геометрически нелинейные.

### **Литература**

- [1] ДБН В.1.2-2:2006. Система надійності та безпечності у будівництві. Навантаження і впливи. – К., 2006.
- [2] СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
- [3] Семко О.В., Махінко Н.О. Порівняльний аналіз вітрового навантаження на металеві башти за СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия та ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи // Зб. наук. пр. Укрнідпроект-стальконструкції імені В.М. Шимановського / Відп. ред. О.В. Шимановський. – К.: Вид-во «Сталь», 2008, вип. 1. – С. 23 – 35.

- [4] Савицкий Г.А. Основы расчета радиомачт. Статика и динамика. – М.: ГИЛВСП, 1953. – 275 с.
- [5] Перельмутер А.В. SCAD Office. Расчет мачт на оттяжках. К.: Издание ООО SCAD Office Soft, 2004. – 46 с.
- [6] Корнеев М.М. Стальные мосты: Теоретическое и практическое пособие по проектированию. – К., 2003. – 547 с.
- [7] Металлические конструкции. В 3т. Т.3. Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. Реконструкция, обследование, усиление и испытание конструкций зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова). – М.: изд-во АСВ, 1999. – 528 с.
- [8] ENV 1993-3-1. December 1997. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts.
- [9] Металлические конструкции. В 3т. Т.3. Специальные конструкции и сооружения: Учеб. для строит. вузов; Под ред. В.В. Горева. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2002. – 544 с.
- [10] Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – К.: «Факт», 2007. – 394 с.
- [11] Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Лазнюк М.В. Использование ПК ЛИРА в нелинейных задачах строительной механики // Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов: Материалы XXII Международной конференции (24–27 сентября 2007 г.). – СПб.: СПб ГАСУ, 2007. – С. 47 – 48.
- [12] Евзеров И.Д., Лазнюк М.В., Нилова Т.А. Расчет и проектирование мачт на оттяжках в среде ПК ЛИРА // Металлические конструкции. – Макеевка: УАМК, 2009. – Том 15. – № 1. – С. 23 – 29.
- [13] Панагиотопулос П. Неравенства в механике и их приложения. – М.: Мир, 1989. – 492 с.
- [14] Лионс Ж.-Л. Некоторые методы решения нелинейных краевых задач. – М.: Мир, 1972. – 587 с.
- [15] Евзеров И.Д. Приближенная схема для задачи о нелинейных колебаниях тонких пластин // Моделирование в механике. – Новосибирск, 1989. –Т.3 (20). – № 2. – С. 54 – 63.
- [16] Турбин С.В., Некрасов Ю.П. Принципы определения нагрузок и воздействий на антенно-мачтовые сооружения / Донбасская национальная академия строительства и архитектуры ([www.energobud.com.ua](http://www.energobud.com.ua)).

*Надійшла до редколегії 24.06.2009 р.*

УДК 69.059.38;699.841;624.016.7

## **Исследование работы системы «здание- надстройка» при сейсмических воздействиях расчетной интенсивности**

**Морозова Е.В.**

Национальная академия природоохранного и курортного строительства,  
Украина

**Анотація.** З введенням у дію нових нормативних документів із будівництва в сейсмічних районах загальна площа сейсмонезбезпечних територій України розширилась. Основну масу житлового фонду складають будівлі середньої поверховості масових серій забудови 50-80-х рр., які вимагають реконструкції у зв'язку з моральним, фізичним зношенням і недостатньою сейсмостійкістю. Реконструкція житлового фонду із застосуванням надбудов на самостійних опорах із металевим каркасом є перспективним напрямком і для сейсмічно активних районів. Наведені результати чисельного експерименту щодо дослідження роботи системи «будівля-надбудова» на сейсмічні дії. Пропонується з'єднувати будівлю, що реконструюється, і надбудову в рівні перекриттів у горизонтальному напрямку жорсткими, пружнопіддатливими, гнучкими зв'язками. Аналізуються динамічні характеристики системи, напруження в стіні будівлі, що реконструюється, сформульовані напрямки подальших досліджень.

**Аннотация.** С введением новых нормативных документов по строительству в сейсмических районах общая площадь сейсмоопасных территорий Украины расширилась. Основную массу жилого фонда составляют здания средней этажности массовых серий постройки 50-80-х гг., которые требуют реконструкции в связи с моральным, физическим износом и недостаточной сейсмостойкостью. Реконструкция жилого фонда с применением надстроек на самостоятельных опорах с металлическим каркасом является перспективным направлением и для сейсмически активных районов. Приведены результаты численного эксперимента по исследованию работы системы «здание-надстройка» на сейсмические воздействия. Предлагается соединять реконструируемое здание и надстройку в уровне перекрытий в горизонтальном направлении жесткими, упругоподатливыми, гибкими связями. Анализируются динамические характеристики системы, напряжения в стене реконструируемого здания, сформулированы направления дальнейших исследований.

**Abstract.** With introduction of new normative documents on building in seismic regions the general area of seismically dangerous regions in Ukraine have broadened. The basic mass of dwelling fund consists of middle storey buildings of mass series built in the 50s-80s years, which require reconstructions in connection with a moral and physical wear-and-tear and insufficient seismic resistance. Reconstruction of dwelling fund, with the use of superstructures on independent supports with metallic framework, is also a perspective direction for seismically active regions. The results of numerical experiments on research of operation of the system «building-superstructure» in accordance with seismic influences have been presented. It is suggested to connect the reconstructed building and superstructure in the level of ceilings in horizontal direction by means of hard, elastoplastic, flexible connections. The dynamic descriptions of the system and tension in the walls of the reconstructed building are being analyzed; the directions of further researches have been formulated.

**Ключевые слова:** система, надстройка, реконструкция, сейсмостойкость.



**Введение. Постановка проблемы.** С введением в действие с 1 февраля 2007 г. ДБН В.1.1-12:2006 [1] площадь территорий Украины, являющихся опасными в сейсмическом отношении, значительно расширилась. Согласно последним нормам районы с интенсивностью 6 баллов включены в число сейсмоопасных, более 120 тыс. км<sup>2</sup> (20 % территории Украины) находятся в зонах с интенсивностью от 6 до 9 баллов, в которых проживает 10,9 млн. чел. (21,2 % населения). В ранее сейсмоопасных районах произошло увеличение расчетной сейсмичности.

На указанной территории располагается большое количество жилого фонда, особую группу в котором составляют 4-5-этажные дома первых массовых серий постройки 50-80-х годов, которые проектировались и строились без учета антисейсмических мероприятий либо по занижаемым требованиям к сейсмостойкости. Нормативный срок проведения капремонта и реконструкции этих домов исчерпывается, однако значительная часть их имеет достаточный запас прочности на воздействие обычных нагрузок, при практически полном моральном износе. Это говорит в пользу реконструкции таких домов, в ходе которой решается комплекс вопросов, одним из которых является обеспечение сейсмостойкости зданий после реконструкции.

**Анализ последних достижений и публикаций.** Существуют различные способы реконструкции жилых домов средней этажности, начиная со сноса существующих домов, переселения жильцов и строительства нового жилья на месте снесенного, реконструкции с частичным перепланированием квартир существующего дома с утеплением ограждающих конструкций и заменой внутреннего сантехнического оборудования и заканчивая расширением корпуса основного здания за счёт выполнения пристройки к торцу дома или по его периметру, устройства эркеров, надстройкой этажей, в том числе мансардного. При таких методах реконструкции повышение сейсмостойкости существующих зданий либо не происходит, либо дополнительная нагрузка, передаваемая на реконструируемое здание, снижает его сейсмостойкость.

Существуют интересные предложения для несейсмических районов по реконструкции малоэтажного жилого фонда методом надстройки при помощи легких конструктивных каркасных систем [3]. Суть заключается в том, что надстройка этажей производится без какой-либо догрузки существующего здания путем применения обнимающего его и не соединенного с ним легкого стального рамного каркаса, устанавливаемого на буронабивные свайные основания, помещенные с наружных сторон дома. Такой метод позволяет получить прирост полезной площади в пределах 100 – 200 % без увеличения площади застройки и дополнительной нагрузки на существующее здание. Реконструкция жилого фонда с приме-

нением надстроек на самостоятельных опорах с металлическим каркасом является перспективным направлением и для сейсмически активных районов.

В Национальной академии природоохранного и курортного строительства проводятся исследования по разработке конструктивных решений сейсмостойких надстроек на самостоятельных опорах [5]. Исследовалось три варианта конструктивного решения поперечных рам надстройки, имеющих различную схему распределения масс и жесткостей по высоте: с однородной верхней частью, выполненной по рамной схеме; с неоднородной верхней частью, содержащей сквозной ригель в уровне нижнего этажа надстройки; с неоднородной верхней частью, содержащей сквозной ригель в уровне верхнего этажа надстройки. Были приняты следующие габаритные размеры надстроек: пролет 15 м; отметка низа нижнего ригеля 18 м; отметка верха 34 – 36 м; количество надстраиваемых этажей 5.

Исследования показали, что надстраиваемая часть обладает достаточной сейсмостойкостью в результате применения легких металлических конструкций для каркаса надстройки, что позволило снизить инерционную массу. Увеличение периода собственных колебаний надстроек, с одной стороны, имеет положительное значение, так как ведет к уменьшению коэффициента динамичности и соответственно уменьшению сейсмической силы, действующей на надстройку, а с другой стороны уменьшает способность сооружения к затуханию собственных колебаний. Долго незатухающие колебания надстройки со значительными амплитудами, разница в динамических характеристиках реконструируемого здания и надстройки может значительно осложнить эксплуатацию здания после реконструкции, привести к нарушению его целостности, нарушению норм виброэкологии [2] и, в конечном счете, значительно снизить его надежность в случае воздействия сейсмических нагрузок.

По конструктивной схеме надстройки любого типа представляют собой здание с гибким нижним этажом, высотой 15 – 18 м. Основным способом обеспечения сейсмостойкости таких зданий является введение включающихся связей [4]. Отличительной особенностью применения включающихся связей при реконструкции зданий методом надстройки на самостоятельных опорах является то, что они вводятся между надстройкой и реконструируемым зданием. Это позволяет уменьшить амплитуду колебаний надстройки, ускорить затухание её собственных колебаний, а также повысить сейсмостойкость реконструируемого здания, так как более гибкая надстройка служит для него гасителем колебаний [8, 7].

**Цель работы.** Обеспечение сейсмостойкости реконструируемых зданий за счет использования внутренних резервов системы «здание–надстройка».

**Основная часть.** Для исследования работы системы «здание-надстройка» был принят программный комплекс «Лира-Windows» версия 9.6 [6]. Исследуемая модель реконструируемого здания соответствует конструктивному решению, характерному для массовой серии жилых домов 50-80-х годов в Крымском регионе. Рассматривалось пятиэтажное здание с продольными несущими стенами. Материал стен – крупные блоки из пыльного известняка, перекрытия – пустотные железобетонные плиты, в уровне перекрытий устроены горизонтальные монолитные железобетонные пояса. Расчетная схема представлена на рис. 1. Рассматривалось воздействие на исследуемую модель постоянных, переменных длительных, кратковременных, эпизодических нагрузок. В качестве эпизодической нагрузки рассматривалось сейсмическое воздействие расчетной интенсивностью 7, 8, 9 баллов.

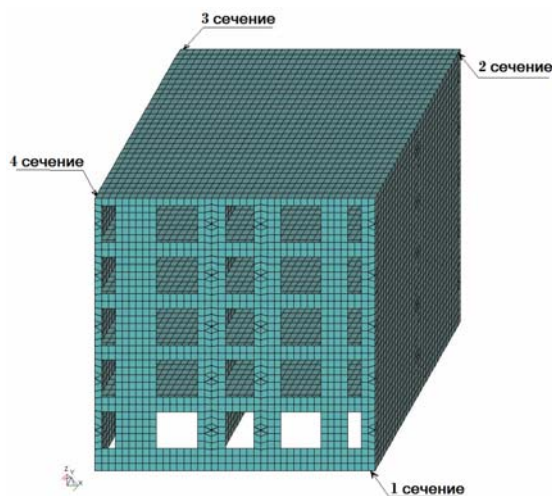


Рис. 1. Расчетная схема реконструируемого здания

Анализировались перемещения, напряжения в стенах по вертикали, инерционные силы в уровне перекрытий при различной интенсивности и направлении сейсмического воздействия. Максимальные перемещения угловых точек здания составляют 2,5 – 3 мм при расчетной интенсивности сейсмического воздействия 9 баллов. Напряжения в стенах анализировались в 4-х характерных сечениях, расположенных в угловых зонах (см. рис. 1). На рис. 2 представлены графики изменения напряжений в стене по высоте здания для сечения 2 (рис. 2,а) при сейсмическом воздействии в продольном направлении (вдоль оси X) и для сечения 1 (рис. 2,б) при сейсмическом воздействии в поперечном направлении (вдоль оси Y). На рис. 3 представлены графики распределения инерционных сил в уровне перекрытий в зависимости от интенсивности сейсмического воздействия.

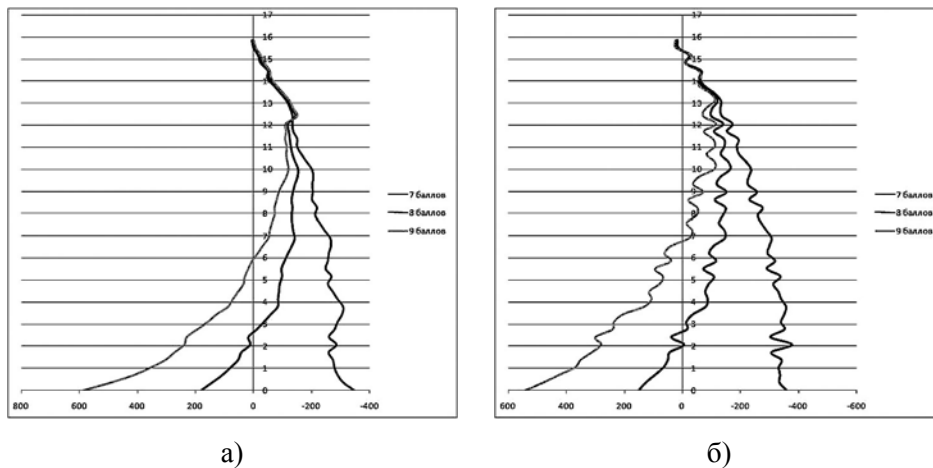


Рис. 2. Графік изменения напряжений в стене по высоте здания:  
а - для сечения 2 при сейсмическом воздействии в продольном направлении;  
б - для сечения 1 при сейсмическом воздействии в поперечном направлении

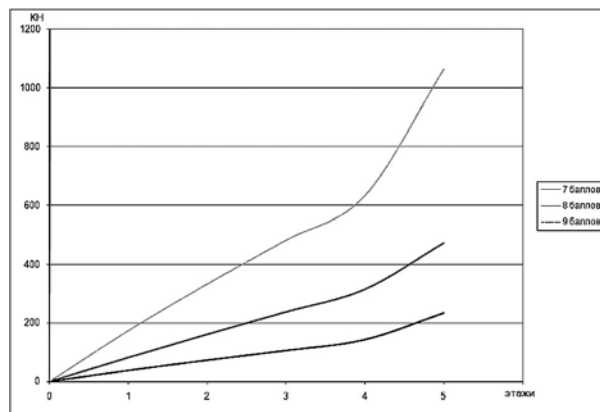


Рис. 3. Графік распределения инерционных сил в уровне перекрытий в зависимости от интенсивности сейсмического воздействия

Исследование работы здания на сейсмические воздействия до реконструкции показало, что при сейсмическом воздействии интенсивностью 7 баллов растягивающие напряжения в стенах здания не возникают, максимальные сжимающие напряжения не превышают расчетное сопротивление сжатию кладки из крупных блоков, поэтому сейсмостойкость здания описанной выше конструкции можно считать обеспеченной. При сейсмическом воздействии интенсивностью 8 и 9 баллов возникают растягивающие напряжения в стенах здания, значения которых в 2 – 7 раз превышают рас-

четное сопротивление растяжению кладки из крупных блоков, сейсмостойкость здания недостаточна.

Учитывая вышесказанное, предлагается реконструировать жилые здания средней этажности в сейсмически активных районах методом возведения надстроек на самостоятельных опорах. При этом здания и надстройка объединяются в единую систему, и сейсмостойкость обеспечивается за счет использования её внутренних резервов. Создавать систему «здание–надстройка» предлагается методом введения горизонтальных связей между стойками надстройки и стеной реконструируемого, расположенных в уровне перекрытий (рис. 4,а).

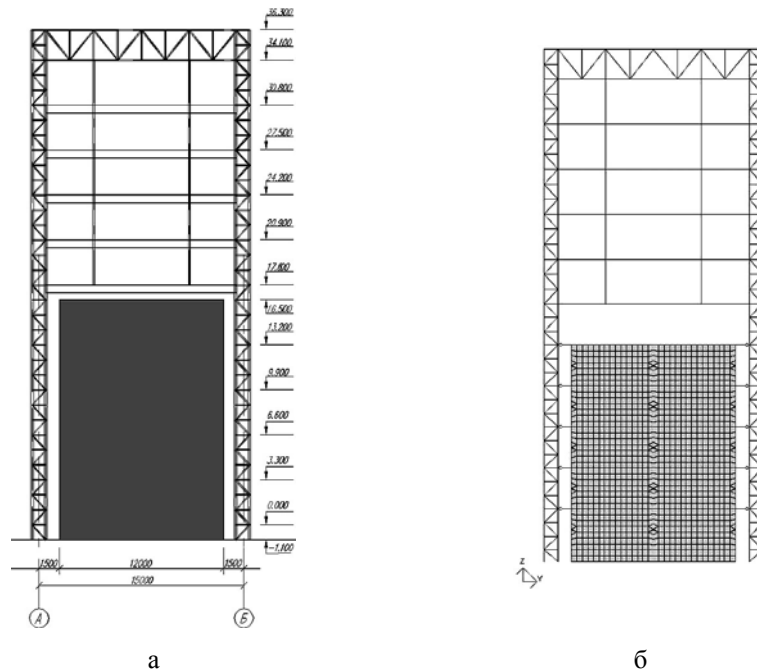


Рис. 4. Система «здание–надстройка»:  
а – конструктивная схема; б – расчетная схема

Рассматривались три варианта конструктивного решения горизонтальных связей. Вариант 1 – жесткие горизонтальные связи (рис. 5). Надстройка и здание соединены двутавровыми балками, которые крепятся к стене реконструируемого здания болтами через закладные детали, имеющие овальные отверстия в вертикальном направлении, что позволяет исключить передачу вертикальных воздействий от надстройки к зданию. Вариант 2 – упругоподатливые горизонтальные связи (рис. 6). Надстройка

и здание соединены пружинами, расположенными в коробчатых направляющих. Пружины установлены с зазором, который заполнен демпфирующим материалом, по отношению к стене реконструируемого здания, что позволяет системе включаться в совместную работу не сразу, а при определенном уровне сейсмического воздействия. Вариант 3 – гибкие горизонтальные связи (рис. 7). Надстройка и здание соединены канатами, которые закреплены к стойкам надстройки и противоположной стене реконструируемого здания. Для пропуска канатов могут быть использованы пустоты в панелях перекрытия или специальные направляющие. Соединение такого типа позволяет использовать эффективную работу материала канатов на растяжение и снизить концентрацию напряжений при включении системы в работу.

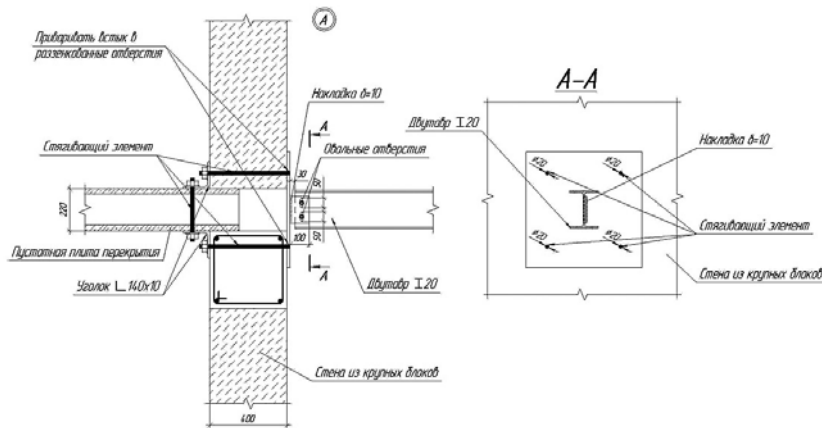


Рис. 5. Конструктивное решение жестких горизонтальных связей (вариант 1)

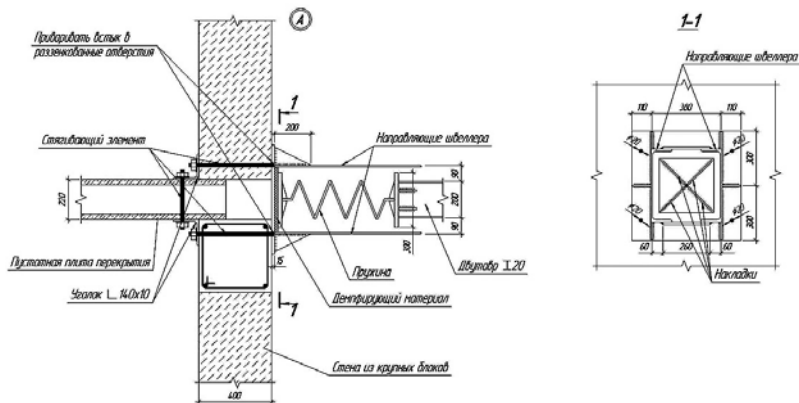


Рис. 6. Конструктивное решение упругоподатливых горизонтальных связей (вариант 2)

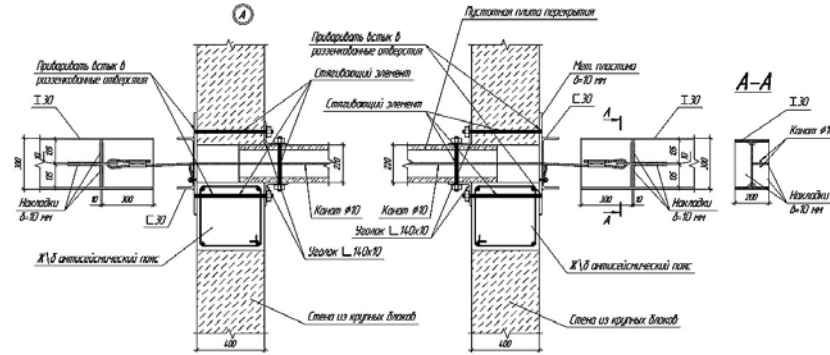


Рис. 7. Конструктивное решение гибких горизонтальных связей (вариант 3)

Исследование работы системы «здание–надстройка» проводилось методом численного эксперимента. Была создана расчетная схема системы (рис. 4,б). В качестве надстройки была принята система с неоднородной верхней частью, содержащей сквозной ригель в уровне верхнего этажа, как имеющая наименьшие деформативные характеристики. Моделирование связей надстройки и реконструируемого здания выполнено: по первому варианту конструктивного решения введением стержневых конечных элементов (КЭ) и назначением шарниров по всем перемещениям и поворотам кроме перемещения по глобальной оси Y; по второму варианту конструктивного решения введением двухузловых КЭ 262, моделирующих одностороннюю упругую связь между узлами, работающую на сжатие с зазором; по третьему варианту конструктивного решения введением универсальных пространственных стержневых КЭ 10 с жесткостными характеристиками, соответствующими канату ЛК-06×7(1+6)+1×7(1+6) диаметром 10 мм. Задавались сейсмические воздействия расчетной интенсивностью 8 и 9 баллов.

Анализ результатов численного эксперимента показал изменение динамических характеристик как надстройки, так и реконструируемого здания при объединении их в пространственную систему «здание–надстройка». Периоды колебаний системы составляют  $T = 1,6$  с и занимают промежуточное положение между периодами собственных колебаний здания ( $T = 0,25$  с) и надстройки ( $T = 2$  с), что позволяет системе уходить от резонансных явлений как при высокочастотных, так и при низкочастотных сейсмических воздействиях.

При сейсмическом воздействии 8 баллов инерционные силы в уровне перекрытий здания снижаются на 40 % (рис. 8). Анализ напряженно-деформированного состояния несущей стены реконструируемого здания показал снижение растягивающих напряжений ниже расчетного сопротивления

кладки растяжению (рис. 9), в случае совместной работы здания и надстройки на восприятие сейсмических воздействий интенсивностью 8 баллов.

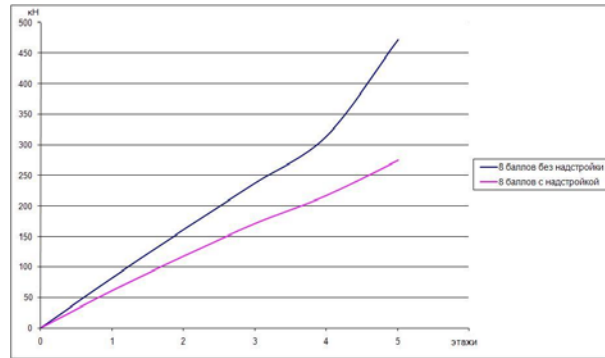


Рис. 8. Сравнительный график распределения инерционных сил в уровне перекрытий реконструируемого здания и системы при интенсивности сейсмического воздействия 8 баллов

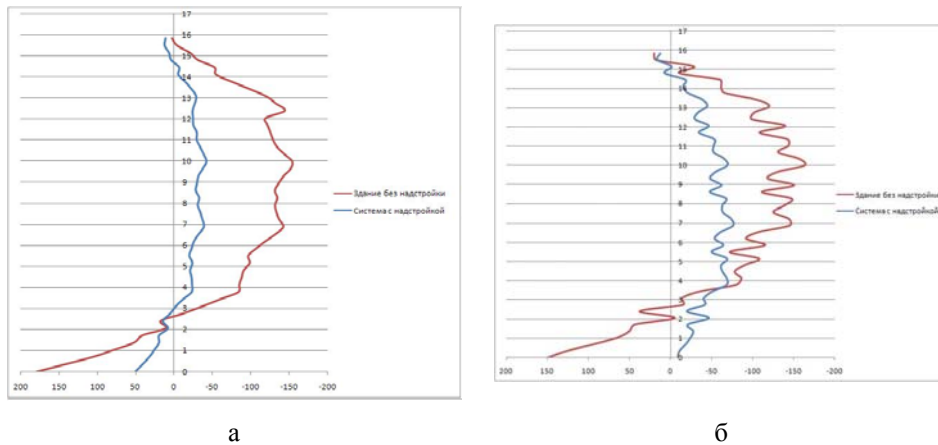


Рис. 9. Сравнительный график изменения напряжений в стене по высоте здания для реконструируемого здания и системы:  
а - для сечения 2 при сейсмическом воздействии 8 баллов в продольном направлении; б - для сечения 1 при сейсмическом воздействии 8 баллов в поперечном направлении

При сейсмическом воздействии интенсивностью 9 баллов, в случае работы системы «здание–надстройка», также наблюдается снижение инерционных сил в уровне перекрытий и уменьшение растягивающих напряжений в стене, однако они по-прежнему превышают расчетное сопротивление кладки растяжению.



## **Выводы**

При сейсмическом воздействии интенсивностью 7 баллов сейсмостойкость реконструируемого здания описанной выше конструкции обеспечена без применения дополнительных мероприятий.

При сейсмическом воздействии интенсивностью 8 баллов сейсмостойкость реконструируемого здания можно обеспечить за счет применения надстроек на самостоятельных опорах с металлическим каркасом и объединения их в систему «здание–надстройка» горизонтальными связями в уровне перекрытий.

При сейсмическом воздействии интенсивностью 9 баллов сейсмостойкость системы «здание–надстройка» недостаточна, необходимо применение дополнительных конструктивных мероприятий (введение сейсмопоглотителей; демпферов сухого трения), что может быть направлением дальнейших исследований.

## **Литература**

- [1] ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. Нормы проектирования. – Киев.: Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, 2006. – 84 с.
- [2] Казакевич М.И., Кулябко В.В. Введение в виброэкологию зданий и сооружений. – Днепропетровск: ПГАСА, 1996. – 200 с.
- [3] Новая концепция модернизации и надстройки существующих малоэтажных жилых зданий до любого количества этажей. / Жербин М.М., Большаков В.И. // «Вістник ПДАБА». – 1998, № 2, (додаток). – 50 с.
- [4] Поляков В.С., Килимник Я.М., Черкашин А.В. Современные методы сейсмозащиты. – М.: Стройиздат, 1989. – 229 с.
- [5] Применение надстроек типа «Фламинго» для реконструкции жилого фонда малой и средней этажности в сейсмических районах Украины. / Ажермачев Г.А., Морозова Е.В. // Матеріали II Міжнародної науково-практичної конференції “Дні науки-2006”. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2006, Т.27 – С. 6 – 13.
- [6] Руководство пользователя ПК «Лира-Windows» – Киев: НИИАСС, 1996, Т1-6.
- [7] Численный эксперимент по определению измерений реакций здания различных конструктивных схем на сейсмические воздействия при использовании динамических гасителей колебаний. / Кукунаев В.С., Овечкина Л.М // Отчет (промежуточный). – Симферополь, 1992.
- [8] Эффективные системы сейсмоизоляции. Исследование, проектирование, строительство. / Айзенберг Я.М., Смирнов В.И., Бычков С.И., Сутурин Ю.А. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2002, № 1. – С. 31-37.

*Надійшла до редколегії 01.07.2009 р.*

УДК 624.016.042

## Применение видоизмененного решения Файлона в пространственных расчетах коробчатых балок

Кириленко В.Ф., к.т.н.

Национальная академия природоохранного и курортного строительства,  
Украина

**Анотація.** Шляхом розчленування балок на окремі прямокутні пластини і прикладення зусиль взаємодії одержана система рівнянь для визначення напружень у місцях контакту поясів та стінок. Виконаний приклад розрахунку сталеві балки і визначені коефіцієнти приведеної ширини плоских та гофрованих поясів для використання в практичних розрахунках.

**Аннотация.** Путем расчленения балок на отдельные прямоугольные пластины и приложения усилий взаимодействия получена система уравнений для определения напряжений в местах контакта поясов и стенок. Выполнен пример расчета стальной балки и определены коэффициенты приведенной ширины плоских и гофрированных поясов для использования в практических расчетах.

**Abstract.** By dismembering of beams into separate rectangular plates and applying interaction forces the system of equations for determination of stresses in the places of waists joining have been received. The example of steel beam calculation has been carried out. Coefficient of the given flat – walled and corrugated plates width for usage in practical calculations has been determined.

**Ключевые слова:** коробчатые балки, изгиб, плоская задача.

**Состояние вопроса и постановка задачи.** Двухстенчатые и многостенчатые коробчатые (трубчатые) балки, состоящие из тонких прямоугольных полос, успешно применяются в различных строительных конструкциях, включая пролетные строения мостов, конструкции воздухопроводов и др. Составной частью таких конструкций могут быть и тонкие пластины, усиленные часто поставленными ребрами или выполненные гофрированными и рассматриваемые как конструктивно ортотропные.

При определении напряженно-деформированного состояния трубчатых балок элементарная теория изгиба предполагает равномерное распределение напряжений по ширине полок и дает заниженные значения нормальных напряжений. Это объясняется тем, что части полок, удаленные от стенок в силу явления сдвиговой задержки не вносят полного вклада в момент сопротивления сечения. В практических расчетах действительную ширину полок заменяют некоторой приведенной (эффективной) шириной таким образом, чтобы элементарная теория изгиба, примененная к приведенному сечению, давала те же значения максимальных напряжений [1].

Теоретическую основу определения этой эффективной ширины составляют методы теории упругости, основанные на расчленении трубчатой системы на отдельные пластины с приложением неизвестных усилий взаимодействия по линиям их контакта и нахождения последних из условий совместности деформаций. Применяя известные решения Рибьера и Файлона в тригонометрических рядах, Папкович П.Ф. составил целый ряд готовых решений для основных случаев загрузки прямоугольных полос, ввел понятие редуцированного коэффициента, показал на примере решение задачи изгиба многостенчатой системы судового набора [2]. В дальнейшем классические решения в тригонометрических рядах эффективно применялись в пространственных расчетах пролетных строений балочных мостов, определении напряжений в трехслойных ребристых панелях, в широкополочных балках и т.д.

Несколько иная форма решения плоской задачи теории упругости для прямоугольных изотропных полос в тригонометрических рядах предложена Е.Н. Никольским применительно к расчету элементов кузовов пассажирских вагонов [3]. Такое решение затем разработано для прямоугольных ортотропных пластин при различной степени ортотропии материала [4] и получило дальнейшее развитие [5]. В этих решениях функция напряжений выбрана таким образом, что постоянными интегрирования являются коэффициенты разложений в ряды Фурье контурных нагрузок. Такая форма эффективна при решении как контактных задач, так и различных задач определения напряженного состояния пространственных систем открытого и закрытого профиля, включающих в себя изотропные и ортотропные прямоугольные пластины [6], однако в этой работе не ставилась задача определения приведенной ширины полок.

В настоящей работе с помощью видоизмененного решения типа Файлона ставится задача определения напряженного состояния трубчатой балки, состоящей из прямоугольных полос, и на этой основе вычисления коэффициентов приведенной ширины полок, которые затем могут быть использованы в практических расчетах.

**Определение напряжений в трубчатой балке.** Рассмотрим напряженное состояние двухстенчатой трубчатой балки, находящейся под действием распределенной нагрузки интенсивностью на единицу площади кромок стенок  $p$  (рис. 1). Высота балки по сравнению с толщиной поясов, как и ширина поясов по сравнению с толщиной стенок предполагается большой, вследствие чего искривление стенок в вертикальной плоскости и искривление поясов в горизонтальной плоскости весьма мало, что дает возможность не учитывать при этом изменение нагрузки на кромках и рассматривать все элементы в условиях плоского напряженного состояния. Предполагается, что концы балок находятся в условиях свободного подве-

са, поэтому распределение напряжений как в стенках балок, так и поясах может быть найдено с помощью решения Файлона.

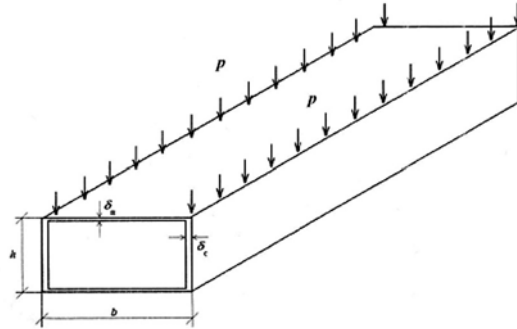


Рис. 1. Коробчатая двухстенчатая балка

При отделении стенок от поясов продольные кромки стенок балки будут загружены заданными нормальными напряжениями  $p$  и касательными напряжениями  $t_a(x)$  и  $t_b(x)$ , верхний и нижний пояса – только касательными напряжениями  $\delta_c/\delta_n t_a(x)$  и  $\delta_c/\delta_n t_b(x)$ , приложенными по продольным кромкам (рис. 2). Здесь коэффициенты  $\delta_c/\delta_n$  введены из условия равенства погонных усилий в местах контакта поясов со стенками.

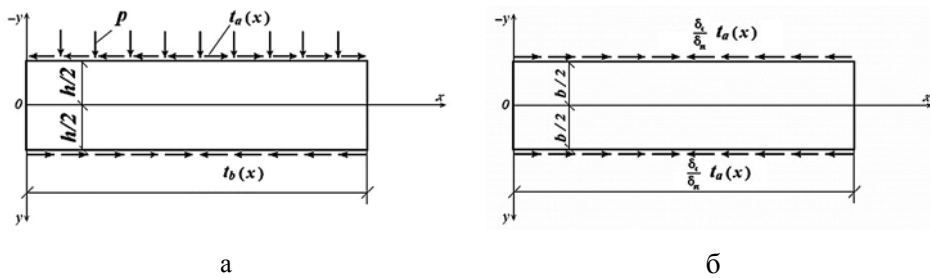


Рис. 2 Расчетные схемы стенок (а) и верхней полки (б)

При решении задачи с помощью тригонометрических рядов нагрузку  $p$  и искомые касательные напряжения  $t_a(x)$  и  $t_b(x)$  для стенок балки представим в виде рядов

$$p = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin \alpha x, \quad t_a(x) = \sum_{n=1}^{\infty} c_n \cos \alpha x, \quad t_b(x) = \sum_{n=1}^{\infty} g_n \cos \alpha x, \quad (1)$$

где  $\alpha = n\pi/l$ ;  $n=1,2,3,\dots$ ;  $a_n, c_n, g_n$  – коэффициенты разложений, опре-

деляемые формулами Фурье

$$a_n = \frac{2}{1} \int_0^1 p \sin \alpha x \times dx = \frac{4p}{n\pi} \text{ при } n = 1, 3, 5$$

$$c_n = \frac{2}{1} \int_0^1 t_a(x) dx,$$

$$g_n = \frac{2}{1} \int_0^1 t_b(x) dx. \quad (2)$$

Функцию напряжений примем в виде видоизмененного решения типа Файлона

$$F(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ -\frac{1}{\alpha^2} \left[ a_n \psi_1(y) + b_n \psi_2(y) + c_n \psi_3(y) + g_n \psi_4(y) \right] \right\} \sin \alpha x, \quad (3)$$

где  $a_n, b_n$  – коэффициенты разложений в ряды Фурье контурных, нормальных к продольным кромкам, нагрузок;  $c_n, g_n$  – то же, касательных;  $\psi_i(y)$  – функции, не зависящие от контурных нагрузок, а зависящие от вида корней характеристического уравнения

$$r^4 - m_1 \alpha^2 r^2 + m_2 \alpha^4 = 0. \quad (4)$$

В этом уравнении  $m_1 = \frac{E}{G} - 2\nu_{12}$ ;  $m_2 = \frac{E_1}{E_2}$ ,  $E_1, E_2, G, \nu_{12}$  – главные упругие постоянные материала пластин. Для изотропного тела  $E_1 = E_2 = E$ ;  $G = E/2(1+\nu)$ ,  $\nu_{12} = \nu$  и коэффициенты  $m_1 = 2$ ;  $m_2 = 1$ .

Возможны четыре случая:

1.  $m_1^2 > 4m_2$  – все корни действительные и разные:  $r_{1,2} = \pm S_1 \alpha$ ;  $r_{3,4} = \pm S_2 \alpha$  ( $S_1 > 0, S_2 > 0$ );
2.  $m_1^2 = 4m_2$  – все корни действительные, попарно кратные:  $r_{1,2} = S \alpha$ ;  $r_{3,4} = -S \alpha$  ( $S > 0$ );
3.  $m_1^2 < 4m_2$  – четыре корни комплексные, попарно сопряженные:  $r_{1,2} = (S \pm Ki) \alpha$ ;  $r_{3,4} = (-S \pm Ki) \alpha$  ( $S > 0; K > 0$ );
4.  $m_1^2 = 4m_2 = 4$  – изотропная пластинка  $r_{1,2} = \alpha$ ;  $r_{3,4} = -\alpha$ .

Формулы для напряжений при заданных напряжениях на продольных кромках стенок

$$\sigma_x = \frac{2F}{y^2} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\alpha^2} \left[ a_n \psi_1''(y) + b_n \psi_2''(y) + c_n \psi_3''(y) + g_n \psi_4''(y) \right] \sin \alpha x;$$

$$\sigma_y = \frac{2F}{x^2} = \sum_{n=1}^{\infty} \left[ a_n \psi_1(y) + b_n \psi_2(y) + c_n \psi_3(y) + g_n \psi_4(y) \right] \sin \alpha x; \quad (5)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{2F}{xy} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\alpha} \left[ a_n \psi_1'(y) + b_n \psi_2'(y) + c_n \psi_3'(y) + g_n \psi_4'(y) \right] \cos \alpha x.$$

Здесь  $\psi_1'(y)$  и  $\psi_1''(y)$  - первые и вторые производные функций  $\psi_1(y)$ , определяемые для изотропных пластин согласно [3], для ортотропных – согласно [5, 6].

С учетом граничных условий для стенок в выражениях (3), (5) необходимо положить  $b_n=0$ . Для нижней и верхней полок не накладывается никаких ограничений в отношении перемещений продольных кромок в направлении оси  $y$  ( $\sigma_y = 0$  при  $y = \pm b/2$ ), следовательно для полок  $a_n = b_n = 0$ ; Кроме того, в силу симметрии  $g_n = -c_n$ .

Из соотношений закона Гука для изотропной стенки балки относительные деформации продольных кромок стенок  $E\varepsilon_x = \sigma_x - \nu\sigma_y$

$$E\varepsilon_x = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ -\frac{1}{\alpha^2} \left[ a_n \psi_1''\left(-\frac{h}{2}\right) + c_n \psi_3''\left(-\frac{h}{2}\right) + g_n \psi_4''\left(-\frac{h}{2}\right) \right] - a_n \nu \right\} \sin \alpha x$$

при  $y = -\frac{h}{2}$ ;

$$E\varepsilon_x = \sum_{n=1}^{\infty} -\frac{1}{\alpha^2} \left[ a_n \psi_1''\left(\frac{h}{2}\right) + c_n \psi_3''\left(\frac{h}{2}\right) + g_n \psi_4''\left(\frac{h}{2}\right) \right] \sin \alpha x$$

при  $y = +\frac{h}{2}$ .

С учетом граничных условий относительные деформации продольных кромок полок из изотропного материала при  $y = -b/2$ :

— верхний пояс

$$E\varepsilon_x = \sum_{n=1}^{\infty} -\frac{1}{\alpha^2} \frac{\delta_c}{\delta_n} c_n \left[ \psi_3'' \left( -\frac{b}{2} \right) - \psi_4'' \left( -\frac{b}{2} \right) \right] \sin \alpha x ; \quad (6)$$

— нижний пояс

$$E\varepsilon_x = \sum_{n=1}^{\infty} -\frac{1}{\alpha^2} \frac{\delta_c}{\delta_n} g_n \left[ \psi_3'' \left( -\frac{b}{2} \right) - \psi_4'' \left( -\frac{b}{2} \right) \right] \sin \alpha x .$$

Приравнявая относительные деформации продольных кромок стенок соответствующим деформациям продольных кромок поясов, получим систему двух алгебраических уравнений для определения коэффициентов Фурье искомых касательных напряжений

$$\begin{aligned} c_n \left\{ \psi_3'' \left( \frac{h}{2} \right) + \frac{\delta_c}{\delta_n} \left[ \psi_3'' \left( -\frac{b}{2} \right) - \psi_4'' \left( \frac{b}{2} \right) \right] \right\} + g_n \psi_4'' \left( \frac{h}{2} \right) &= a_n \left[ \psi_1'' \left( -\frac{h}{2} \right) + \nu_1 \alpha^2 \right]; \\ c_n \psi_3'' \left( \frac{h}{2} \right) + g_n \left\{ \psi_4'' \left( \frac{h}{2} \right) + \frac{\delta_c}{\delta_n} \left[ \psi_3'' \left( -\frac{b}{2} \right) - \psi_4'' \left( -\frac{b}{2} \right) \right] \right\} &= a_n \psi_1'' \left( \frac{h}{2} \right). \end{aligned} \quad (7)$$

Здесь  $\psi_1(\pm h/2)$  и  $\psi_1''(-b/2)$  – вторые производные функций  $\psi_1(y)$  соответственно на продольных кромках стенок и полок при  $y=-b/2$ , определяемые согласно [3] следующим образом:

$$\begin{aligned} Z \times \psi_1''(h/2) &= 4u_n \operatorname{sh} 2u_n \alpha^2; \quad Z \times \psi_1''(-h/2) = -(\operatorname{sh}^2 2u_n + 4u_n^2) \alpha^2; \\ Z \times \psi_3''(h/2) &= -Z \psi_4''(-h/2) = (-2\operatorname{sh} 2u_n + 4u_n \operatorname{ch} 2u_n) \alpha^2; \\ Z \times \psi_4''(h/2) &= -Z \psi_3''(-h/2) = (\operatorname{sh} 4u_n - 4u_n) \alpha^2, \quad Z = \operatorname{sh}^2 2u_n - 4u_n^2. \end{aligned} \quad (8)$$

Здесь для стенок  $u_n = \pi h / 2l$  для полок вторые производные  $\psi_3''(-b/2)$  и  $\psi_4''(-b/2)$  будут определяться выражениями (8), в которых необходимо положить  $u_n = \alpha b / 2 = \pi b / 2l$ .

**Пример определения напряжений в стальной балке.** В качестве примера выполним расчет стальной балки ( $\nu = 0,3$ ) для частого случая, когда

$$h/l = 1/10; \quad b/l = 5; \quad \delta_n / \delta_c = 1,5 .$$

Вычисление коэффициентов  $a_n$  и вторых производных функций  $\psi_i(y)$  на продольных кромках стенки ( $y = \pm h/2$ ) и поясов ( $y = -b/2$ ) согласно (8) для первых трех членов тригонометрического ряда представлено в таблице.

Таблица

**Коэффициенты  $a_n$  и вторые производные функций  $\psi_i(y)$**

$n$	$\frac{a_n}{p}$	Стенка				Полка	
		$\psi_1''\left(\frac{-h}{2}\right)$	$\psi_1''\left(\frac{h}{2}\right)$	$\psi_3''\left(\frac{h}{2}\right)$	$\psi_4''\left(\frac{h}{2}\right)$	$\psi_3''\left(\frac{-b}{2}\right)$	$\psi_4''\left(\frac{-b}{2}\right)$
1	1,273	$-60,82 \alpha^2$	$60,82 \alpha^2$	$6,30 \alpha^2$	$12,79 \alpha^2$	$-6,53 \alpha^2$	$-3,14 \alpha^2$
2	0,424	$-6,996 \alpha^2$	$6,923 \alpha^2$	$2,055 \alpha^2$	$4,495 \alpha^2$	$-2,62 \alpha^2$	$-0,92 \alpha^2$
3	0,255	$-2,970 \alpha^2$	$2,556 \alpha^2$	$1,159 \alpha^2$	$2,970 \alpha^2$	$-2,169 \alpha^2$	$-0,403 \alpha^2$

После подстановки этих значений в систему уравнений (7) и в результате ее решения получим значения коэффициентов  $c_n$  и  $g_n$  касательных напряжений. В результате этого неизвестные напряжения  $t_a(x)$  и  $t_b(x)$  определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} t_a(x) &= 3,60p \cos \pi x/l + 0,360p \cos 3\pi x/l + 0,115p \cos 5\pi x/l + \dots; \\ t_b(x) &= 3,628p \cos \pi x/l + 0,39p \cos 3\pi x/l + 0,125p \cos 5\pi x/l + \dots \end{aligned} \quad (9)$$

Сопоставим полученные результаты со скалывающими напряжениями, определяемые по формуле сопротивления материалов

$$\tau = \frac{QS}{2\delta_c J}, \quad (10)$$

где  $Q$  – поперечная сила;  $J$  – момент инерции поперечного сечения;  $S$  – статический момент пояса относительно нейтральной оси;  $2\delta_c$  – толщина двух стенок балки.

В рассматриваемом примере  $Q = 2p\delta_c (1/2 - x)$ , кроме того, при условии, что  $\delta_c$  и  $\delta_n$  малы по сравнению с высотой сечения

$$\begin{aligned} J &= \frac{h^2}{2} \left( b\delta_n + \frac{h\delta_c}{3} \right); \\ S &= b\delta_n h/2; \quad h/l = 1/10; \quad b/l = 5; \quad \delta_n/\delta_c = 1,5. \end{aligned}$$

После подстановки этих значений в (10) получим

$$\tau = 4,5p(1/2 - x). \quad (11)$$



Сопоставление наибольших напряжений (9) и (11) показывает, что напряжения (9) получились на самом деле несколько меньшими, чем это дает элементарная формула (10). Это уменьшение является естественным следствием неравномерности распределения напряжений по ширине поясов, уменьшающей долю участия поясов в работе всего сечения.

**Определение приведенной ширины поясов.** Для практических расчетов балок, основанных на методах сопротивления материалов коэффициент приведенной ширины поясов определяется следующим образом:

$$k = \frac{\sigma_x^{cp}}{\sigma_x^{max}},$$

где  $\sigma_x^{cp}$  – нормальные напряжения в поясах при условии их равномерного распределения по ширине;  $\sigma_x^{max}$  – максимальные напряжения в поясах в местах соединения со стенками, определяемые согласно (6).

Для верхней полки балки (рис. 2б), находящейся под действием симметрично приложенных касательных напряжений,

$$\sigma_x^{cp} = \frac{\delta_c}{\delta_n} \frac{I}{\delta_n b} \int 2t_a(x) \delta_n dx = \frac{\delta_c \times 2}{\delta_n} \int c_n \cos dx = \frac{\delta_c}{\delta_n} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{u_n} c_n \sin \alpha x.$$

Максимальные напряжения в верхнем поясе согласно (6)

$$\sigma_x^{max} = \sum_{n=1}^{\infty} -\frac{1}{\alpha^2} \frac{\delta_c}{\delta_n} c_n [\psi_3^2(-b/2) - \psi_4^2(-b/2)] \sin \alpha x.$$

Коэффициент приведенной ширины верхнего пояса

$$k = \frac{\sigma_x^{cp}}{\sigma_x^{max}} = \frac{\sum_{n=1}^{\infty} \frac{\delta_c}{\delta_n} \frac{1}{u_n} c_n \sin \alpha x}{\sum_{n=1}^{\infty} -\frac{1}{\alpha^2} \frac{\delta_c}{\delta_n} c_n [\psi_3^2(-b/2) - \psi_4^2(-b/2)] \sin \alpha x}. \quad (12)$$

С учетом значений вторых производных согласно (8)

$$k = \frac{\sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{u_n} c_n \sin \alpha x}{\sum_{n=1}^{\infty} c_n \frac{4 \operatorname{ch}^2 u_n}{2u_n + \operatorname{sh} 2u_n} \sin \alpha x}. \quad (13)$$

При учете только первого члена ряда ( $n=1$ ) для среднего сечения балки

$$k = \frac{2u_n + \text{sh}2u_n}{4u_n \text{ch}^2 u_n}. \quad (14)$$

В принятом примере для верхнего пояса коэффициенты  $c_n$  необходимо взять согласно первого выражения (9) с умножением на  $\delta_c/\delta_n$  для нижнего – из второго. Коэффициент  $k$  согласно (12) при учете первых трех членов ряда для середины пролета

$$k = \frac{2,40 p/0,3142 - 0,24 p/0,9424 + 0,076 p/1,5708}{2,40 p \times 3,39 - 0,24 p \times 1,134 + 0,076 p \times 1,178} = 0,934.$$

То же, для нижнего пояса

$$k = \frac{2,419 p/0,3142 - 0,26 p/0,9424 + 0,083 p/1,5708}{2,419 p \times 3,39 - 0,26 p \times 1,134 + 0,089 p \times 1,178} = 0,937.$$

При учете только первого члена ряда согласно (12)

$$k = \frac{\alpha^2}{u_n [\psi_3^2(-b/2) - \psi_4^2(-b/2)]} = \frac{1}{0,3142 \times 3,39} = 0,938.$$

Поскольку значение коэффициента  $k$  при учете трех членов тригонометрического ряда мало отличается от его значения при учете только первого члена, в практических расчетах можно использовать выражение (14) как самое простое. На рис. 3 показана зависимость этого коэффициента от отношения  $l/b$  верхнего (нижнего) пояса.

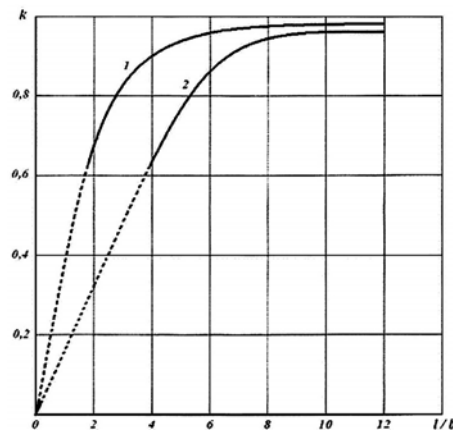


Рис. 3. Коэффициенты приведенной ширины плоского (1) и гофрированного поясов (2)

Для повышения местной устойчивости полки трубчатых балок могут быть выполнены с продольной гофрировкой. Такой пояс можно рассматривать как конструктивно ортотропную пластину с упругими постоянными, определяющимися геометрией гофров и модулем упругости стали. Многочисленные расчеты показывают, что в этом случае корни характеристического уравнения (4) комплексные ( $\pm s \pm ki$ ), а вторые производные функций  $\psi_i(y)$  на продольных кромках будут определяться согласно [4] выражениями

$$\begin{aligned}\psi_3''(-b/2) &= \frac{1}{Z} (k \times \text{sh} 4u_n - s \times \sin 4ku_n) k s a^2; \\ \psi_4''(-b/2) &= \frac{2}{Z} (k \times \text{sh} 2su_n \times \cos 2ku_n - s \times \text{ch} 2su_n \times \sin 2ku_n) k s a^2.\end{aligned}\quad (15)$$

Здесь  $Z = k^2 \text{sh}^2 2su_n - s^2 \times \sin^2 2ku_n$ .

Коэффициенты приведенной ширины гофрированного (ортотропного) пояса будут в этом случае также определяться согласно (12), в котором вторые производные функций  $\psi_i(y)$  определяются согласно (15). Как и в случае плоскостенчатых поясов, можно ограничиться только первым членом ряда ( $n=1$ ), тогда

$$k = \frac{k \times \text{sh} 2su_n + s \times \sin 2ku_n}{2ksu_n (\text{ch} 2su_n + \cos 2ku_n)}.\quad (16)$$

В качестве примера примем упругие постоянные ортотропного верхнего пояса, соответствующего гофрированному, следующими:  $E_x=1,5E$ ;  $E_y=0,01E$ ;  $\nu_x=0,3$ ;  $G=0,256E$ , где  $E=2,1 \cdot 10^4$  кН/см<sup>2</sup>

Решение характеристического уравнения (4) дает комплексные корни  $s=2,74$ ;  $k=2,2$ . Для гофрированного пояса при  $b/l=1/5$  согласно (16) при  $u_n = 1 \times \pi b / 2l = 0,3142$

$$k = \frac{2,2 \times \text{sh} 2 \times 2,74 \times 0,3142 + 2,74 \times \sin 2 \times 2,2 \times 0,3142}{2 \times 2,74 \times 2,2 \times 0,3142 (\text{ch} 2 \times 2,74 \times 0,3142 + \cos 2 \times 2,2 \times 0,3142)} = 0,796.$$

Сравнение значений коэффициента с его значением для плоскостенчатого пояса показывает падение на 15 %, что увеличивает неравномерность распределения нормальных напряжений по ширине гофрированных поясов. На рис. 3 показана зависимость коэффициента приведенной ширины гофрированного (ортотропного) пояса согласно (16) от соотношения  $l/b$  поясов балки.

## **Выводы**

Использование для расчета трубчатых балок видоизмененного решения типа Файлона позволяет в компактной форме получить систему уравнений для определения скалывающих напряжений в местах контакта поясов со стенками, пригодной как для изотропных, так и ортотропных пластинчатых систем с различной их комбинацией для поясов и стенок. В последнем случае в эту систему необходимо ввести только отношение модулей упругости вдоль продольной оси балки для поясов и стенок.

Расчет стальной балки с параметрами  $l/h = 10$  и  $l/b = 5$  показал некоторое уменьшение касательных напряжений по сравнению с элементарным решением, что является следствием неравномерности распределения нормальных напряжений по ширине поясов.

Для использования в практических расчетах получены значения коэффициентов приведенной ширины поясов в форме, пригодной как для изотропных, так и ортотропных пластин с любой степенью анизотропии. Для плоскостенчатого и гофрированного пояса получены формулы и графики зависимости этого коэффициента от отношения  $l/b$  балки.

## **Литература**

- [1] Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. – М.: Наука, 1979. – 560 с.
- [2] Папкович П.Ф. Теория упругости. – М.Л.: Оборонгиз, 1939. – 638 с.
- [3] Никольский Е.Н. Оболочки с вырезами типа вагонных кузовов. – М.: Машиностроение, 1963. – 312 с.
- [4] Лозбинев В.П. Форма решения плоской задачи теории упругости для прямоугольной ортотропной пластинки // Вопросы транспортного машиностроения. – Брянск, 1974. – Вып. 3 – С. 190 – 202.
- [5] Кириленко В.Ф. Подальший розвиток видозмінюваного рішення типу Файлона для прямокутної ортотропної пластинки // Вісник Сумського державного агроуніверситету. – 2000. - № 5. – С. 42 – 47.
- [6] Кириленко В.Ф. Напряженное состояние коробчатых изгибаемых элементов, выполненных из изотропных и конструктивно-анизотропных материалов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 6. – С. 63 – 66.

*Надійшла до редколегії 05.06.2009 р.*

УДК [531.3+539.411]:629.4

## **Нелинейный динамический анализ деформирования металлических конструкций защиты железнодорожных экипажей при аварийных столкновениях**

**Соболевская М. Б., Сирота С. А., Клык Ю. А.**

Институт технической механики НАН Украины и Национального  
космического агентства Украины, Украина

**Анотація.** Розроблено методику для дослідження процесу деформування елементів, призначених для пасивного захисту залізничних екіпажів, при аварійних ударах. Проведено аналіз особливостей деформування елементів пасивного захисту за межею пружності з урахуванням фізичної та геометричної нелінійностей, а також впливу швидкості деформації на фізико-механічні характеристики металів.

**Аннотация.** Разработана методика для исследования процесса деформирования элементов, предназначенных для пассивной защиты железнодорожных экипажей, при аварийных ударах. Проведен анализ особенностей деформирования элементов пассивной защиты за пределом упругости с учетом физической и геометрической нелинейностей, а также влияния скорости деформаций на физико-механические характеристики металлов.

**Abstract.** The technique for research of deformation process of the elements intended for railway vehicle passive protection at emergency impacts is developed. The analysis of passive protection elements deformation features behind limit of elasticity taking into account physical and geometrical nonlinearities, and influence of deformations speed on physical-mechanical performances of metals is carried out.

**Ключевые слова:** деформирование элемента, железнодорожные экипажи, аварийные удары, физическая и геометрическая нелинейности.

На сегодняшний день вопрос о безопасности железнодорожных транспортных средств приобретает все большее значение и актуальность для Украины, поскольку в настоящее время создана и внедряется концепция организации скоростного железнодорожного движения, идет процесс ориентации на евроинтеграцию и соответствие отечественных транспортных услуг евростандартам [1, 2]. Развитие систем активной защиты, в частности тормозной системы, не способно полностью предотвратить возможность возникновения аварийных ситуаций на железнодорожном транспорте. Поэтому при создании железнодорожных экипажей, предназначенных для скоростного движения по колею 1520 мм должна быть предусмотрена пассивная защита, основная задача которой поглощение кинетической энергии удара в случае аварийного столкновения экипажа с препятствием [3 – 5].

Разработка научно обоснованных технических решений по созданию перспективных конструкций железнодорожных экипажей, оборудованных

средствами пассивной защиты, базируется на исследовании динамической нагруженности и напряженно-деформированного состояния их элементов с учетом специфики конкретного типа экипажа, особенностей его нагружения, упругопластического характера деформирования элементов пассивной защиты при сверхнормативных ударах в аварийных ситуациях. Проведение таких исследований требует разработки современного научно-методического обеспечения.

В настоящее время в Украине, несмотря на достаточно большой опыт проведения научных исследований в области динамики подвижного состава, работающего в условиях нормального функционирования, отсутствует научно-методологическая база для исследования динамической нагруженности и напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов конструкций железнодорожных экипажей с учетом особенностей упругопластического деформирования элементов пассивной защиты при продольных ударных воздействиях. Для восполнения этого пробела разработана методика, позволяющая исследовать особенности деформирования элементов пассивной защиты железнодорожных экипажей при ударных воздействиях, возникающих в аварийной ситуации.

Методика основана на синтезе автоматизированного геометрического конструирования и конечно-элементного моделирования с учетом особенностей рассматриваемых конструкций, их нагружения и упругопластического деформирования [6, 7]. Методика состоит из следующих этапов:

- создание геометрической модели с помощью средств автоматизированного конструирования [8];
- импортирование ее через стандартный формат обмена данных в программу, представляющую собой многоцелевой пакет для решения сложных задач механики деформируемого тела с помощью метода конечных элементов (МКЭ) [9];
- создание конечно-элементной модели (выбор типов конечных элементов, типов материалов, разбиение геометрической модели на конечные элементы, задание внешних нагрузок, начальных и граничных условий);
- выполнение динамического расчета рассматриваемого ударного процесса;
- анализ результатов и проверка их достоверности.

Согласно этой методике анализ НДС элементов рассматриваемых конструкций при ударных воздействиях сводится к решению нелинейной динамической задачи с учетом появления больших пластических деформаций. Полученная в результате конечно-элементной дискретизации система дифференциальных уравнений движения достаточно большой размерности решается с помощью метода последовательных нагружений, осно-

ванного на сочетании численного интегрирования с итерационной коррекцией результатов после каждого шага по времени. На основе найденных в результате решения задачи временных функций перемещений и соответствующих им нагрузок строится диаграмма деформирования рассматриваемой конструкции, в частности элемента, предназначенного для пассивной защиты железнодорожного экипажа.

Математическое моделирование процесса деформирования элементов пассивной защиты при сверхнормативных ударных воздействиях требует комплексного учета целого ряда особенностей, включая:

- возникновение больших пластических деформаций, т.е. физическую нелинейность материала и геометрическую нелинейность рассматриваемых конструкций;
- зависимость предела текучести материала от скорости деформации;
- контактные взаимодействия между элементами конструкции;
- разрушение элементов конструкции.

Для описания высокоскоростных процессов деформации необходимо использовать критерии текучести, учитывающие влияние скорости нагружения на физико-механические свойства материалов. Известно, что при увеличении скорости нарастания нагрузки и, следовательно, скорости роста деформации металлические материалы обнаруживают общую тенденцию к увеличению сопротивляемости деформированию [10]. Влияние скорости деформирования на механические свойства металлов зависит от множества факторов – химического состава, способа изготовления, термообработки и т.п.

Следует отметить, что имеющиеся в литературе многочисленные аналитические выражения зависимости между динамическим пределом текучести и скоростью при больших скоростях деформирования, основанные на экспериментальных данных, не являются общими и, как правило, справедливы лишь для конкретных условий, в которых определялись эти величины. Учитывая сложность описания поведения материала в процессе деформации, единственной надежной основой для определения механических характеристик материалов при рассматриваемых режимах нагружения являются испытания образцов из исследуемого материала при режимах нагружения, близких к моделируемому.

В качестве иллюстрации на рис. 1 и 2 показаны полученные экспериментальным путем [11] истинные диаграммы растяжения ( $\text{Exp}$ ) в координатах  $\sigma - \varepsilon$  различных сталей для разных скоростей деформации. На указанных рисунках скорости деформации приведены в  $1/s$ , что соответствует размерности  $s^{-1}$ . Сравнение результатов статических и динамических испытаний малоуглеродистых сталей на растяжение (рис. 1) при нормальной

температуре показывает, что кривая динамического растяжения лежит выше кривой статического растяжения; максимум диаграммы для динамической нагрузки смещается в сторону начала диаграммы; предел прочности при динамической нагрузке повышается, но меньше, чем предел текучести. В меньшей степени скорость деформирования влияет на прочностные свойства сталей, упрочненных вытяжкой, и высокопрочных сталей (рис. 2). Наблюдаемое в опытах повышение предела текучести стали, при больших скоростях деформирования, связывается со свойством запаздывания пластических деформаций. Это свойство состоит в том, что при больших скоростях деформирования сталь в течение определенного времени сохраняет состояние упругости при нагрузках, которые превышают нагрузки, соответствующие статическому пределу текучести.

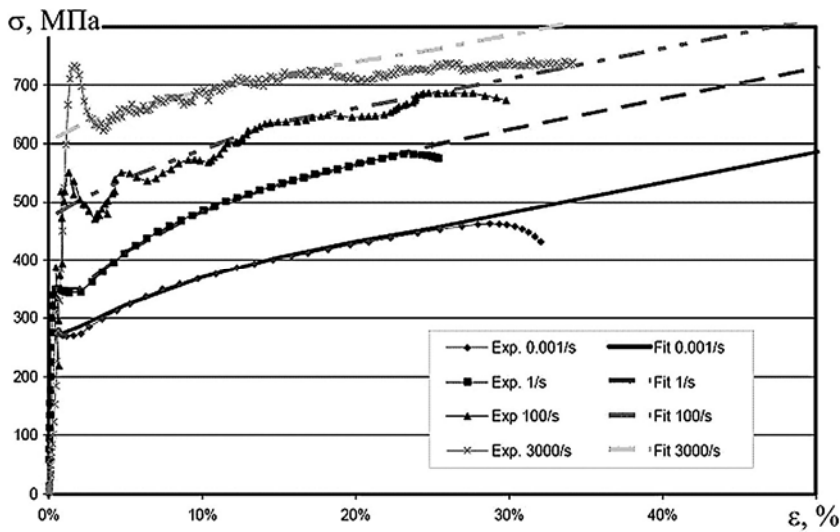


Рис. 1. Истинные диаграммы растяжения в координатах  $\sigma-\varepsilon$  малоуглеродистой высокопластичной стали для разных скоростей деформации

Для описания свойств металлов при различных скоростях нагружения без учета температурного фактора в 1953 г. Саймондсом и Купером была предложена модель, достаточно точно описывающая экспериментальные данные (рис. 1 – 2) [11, 12].

$$\sigma_d = \sigma_T \left( 1 + \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{C} \right)^P \right) = k \sigma_T, \quad (1)$$

где  $C$  и  $P$  – коэффициенты упрочнения стали;  $\sigma_T$  и  $\sigma_d$  – статический и



динамический предел текучести;  $\dot{\varepsilon}$  – скорость деформации при динамическом нагружении;  $k = 1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^P$  – динамический коэффициент упрочнения стали.

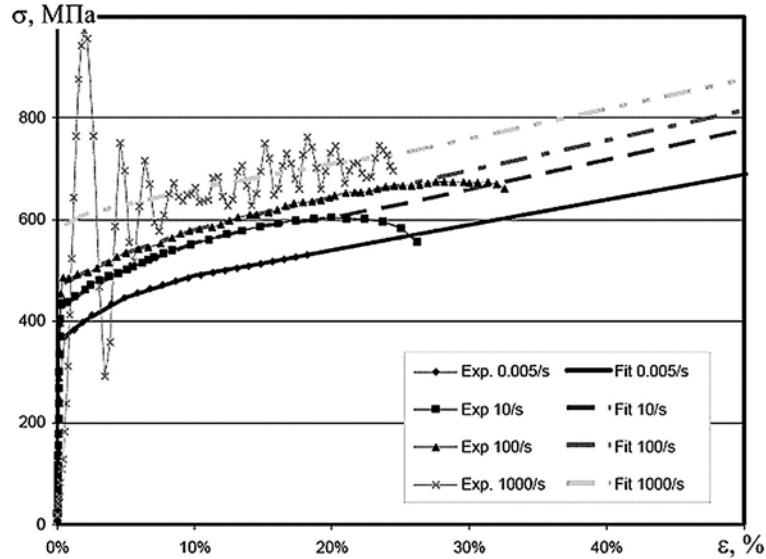


Рис. 2. Истинные диаграммы растяжения в координатах  $\sigma - \varepsilon$  высокопрочной низколегированной стали для разных скоростей деформации

Определение коэффициентов  $C$  и  $P$  для рассматриваемого диапазона скоростей деформации осуществляется с помощью статической диаграммы растяжения выбранного материала, а также двух динамических диаграмм растяжения, полученных для граничных значений скоростей деформации ( $\dot{\varepsilon}_1$  и  $\dot{\varepsilon}_2$ ) из рассматриваемого диапазона по формулам:

$$P = \frac{\ln(\dot{\varepsilon}_1) - \ln(\dot{\varepsilon}_2)}{\ln a_1 - \ln a_2}; \quad \ln C = \ln(\dot{\varepsilon}_1) - P \cdot \ln a_1; \quad (2)$$

$$a_1 = \frac{\sigma_{d1}}{\sigma_T} - 1; \quad a_2 = \frac{\sigma_{d2}}{\sigma_T} - 1,$$

где  $\sigma_T$  – статический предел текучести;  $\sigma_{d1}$  и  $\sigma_{d2}$  – динамические пределы текучести соответствующие  $\dot{\varepsilon}_1$  и  $\dot{\varepsilon}_2$ .

Определение динамического предела текучести при сжатии качественно аналогично определению его при растяжении.

При воздействии динамической нагрузки скорость деформаций конструкций обычно переменная и пропорциональна скорости удара.

Для исследования поведения элементов конструкций пассивной защиты за пределом текучести при динамических нагрузках использован метод конечных элементов. При этом в качестве конечных элементов выбраны элементы, допускающие геометрическую нелинейность, а в качестве материала выбран материал, допускающий физическую нелинейность, описываемую моделью Саймондса–Купера. При задании физических характеристик материала, в частности динамического предела текучести согласно формулам Саймондса–Купера, заданы коэффициенты упрочнения стали  $C$  и  $P$ , вычисленные с помощью статической диаграммы растяжения выбранного материала, а также двух динамических диаграмм растяжения, полученных для граничных значений скоростей деформации  $\dot{\epsilon}_1 = 1 \text{ с}^{-1}$  и  $\dot{\epsilon}_2 = 100 \text{ с}^{-1}$ . Вместо истинной диаграммы растяжения образца использована условная диаграмма до предела прочности, а далее рассматривается восходящий участок кривой с тем же углом наклона, что и на участке упрочнения. Поэтому в целом для описания поведения материала использована двухзвенная кусочно-линейная кривая. Точка перелома этой кривой соответствует динамическому пределу текучести для рассматриваемого материала при скорости деформирования, соответствующей скорости ударного нагружения. В качестве условия разрушения принято условие достижения истинного относительного удлинения при разрыве образца.

Расчетная схема для исследования процесса деформирования элементов, предназначенных для пассивной защиты железнодорожных экипажей, приведена на рис. 3. Исследуемая конструкция 3 расположена между жесткой неподвижной плитой 1 и подвижным бойком 2, который движется со скоростью  $V$ . Боек представляет собой твердое тело, масса которого значительно больше массы исследуемой конструкции 3.

Для уменьшения размерности решаемой задачи часть подвижной плиты моделировалась сосредоточенными массами, равномерно распределенными по поверхности плиты. Между пластинами и исследуемой жертвенной конструкцией, а также между элементами самой жертвенной конструкции учитывалась возможность контакта и трения. При построении диаграммы деформирования жертвенной конструкции использовалось значение контактной силы между подвижной плитой и исследуемой конструкцией и соответствующее ей перемещение центра масс подвижной

плиты, вычисленное упрощенно по нескольким ключевым точкам относительно ее исходного положения.

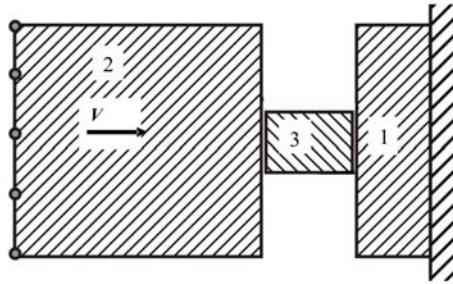


Рис. 3. Расчетная схема ударного процесса

Предложенная методика использована для анализа упругопластического деформирования различных конструкций, предназначенных для пассивной защиты железнодорожных экипажей, в частности, сотовых пакетов, коробов, перфорированных труб, рамных конструкций из перфорированных трубчатых структур. Проведено сравнение полученных результатов расчетов с данными лабораторных испытаний сотовых, коробчатых и трубчатых конструкций на сжатие. Результаты выполненных исследований приведены в работах [13 – 15].

В данной статье в качестве примера рассмотрен элемент пассивной защиты в виде металлического короба, имеющего форму параллелепипеда с двумя внутренними перегородками, между которыми расположены сотовые пакеты. Предполагается, что указанный короб с сотовыми пакетами опирается на упор, который также может деформироваться после сжатия короба. Геометрическая модель конструкции приведена на рис. 4.

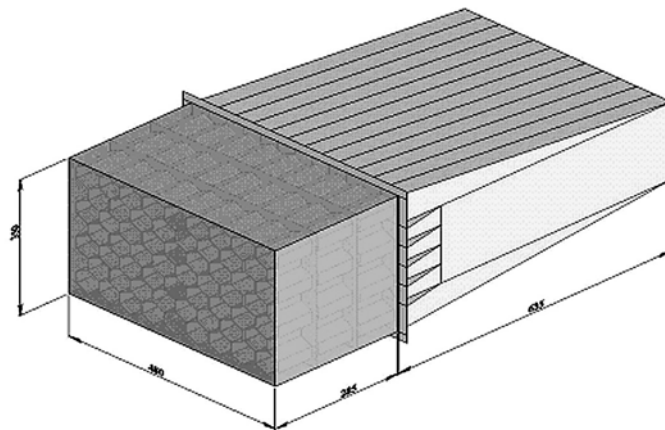


Рис. 4. Геометрическая модель

Конструкция короба и сот выполнена из листовой малоуглеродистой высокопластичной стали. Толщины стенок короба – 1 мм, внутренних диафрагм – 1,5 мм, сотовых ячеек 0,8 мм.

Конструкция упора выполнена из высокопрочной низколегированной стали. Толщина передней пластины конструкции 5 мм, а остальных пластин – 1,5 мм.

Скорость движения бойка  $V=10$  м/с=36 км/ч, его масса  $m=100$  т.

На основе построенной геометрической модели разработана математическая конечно-элементная модель для исследования процесса совместного деформирования короба и упора при ударе. Конечно-элементная расчетная схема защитного элемента показана на рис. 5.

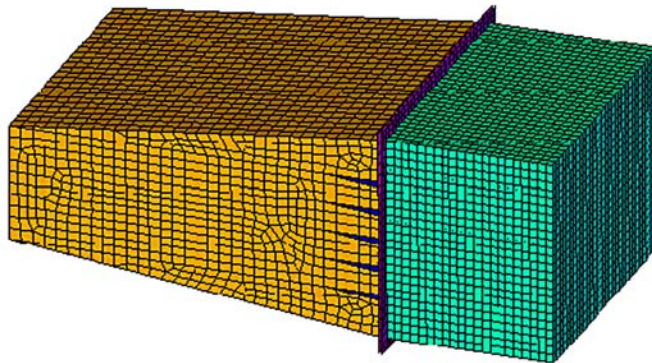


Рис. 5. Конечно-элементная расчетная схема

При ее создании использованы специальные оболочечные элементы с тремя узлами, имеющие шесть степеней свободы в каждом узле: три перемещения и три поворота относительно осей локальной системы координат. Эти элементы позволяют учитывать не только мембранные деформации, но и деформации изгиба, а также большие пластические деформации. Такие элементы хорошо подходят для моделирования плоских и искривленных, умеренно толстых пластин и оболочек. Конечно-элементная сетка получена путем автоматической разбивки геометрической модели на конечные элементы с длиной ребра 8 мм.

Характеристики выбранных материалов для короба и сотовых пакетов приведены в табл. 1, для упора – в табл. 2.

На рис. 6 приведена диаграмма деформирования короба и упора при воздействии ударных нагрузок. Установлено, что деформируемый элемент способен поглотить примерно 0,8 МДж кинетической энергии удара при средней силе сжатия 1,6 МН на расстоянии 0,5 м.

Таблиця 1

**Характеристики матеріала для короба и сот**

Наименование	Значение	Размерность
Плотность	$7,8 \cdot 10^3$	кг/м <sup>3</sup>
Модуль упругости	$2,1 \cdot 10^5$	МПа
Коэффициент Пуассона	0,3	–
Напряжение текучести	270	МПа
Касательный модуль	633	МПа
<i>C</i>	201,0	с <sup>-1</sup>
<i>P</i>	4,36	–
Эквивалентная деформация разрыва	0,62	–

Таблиця 2

**Характеристики матеріала для упора**

Наименование	Значение	Размерность
Плотность	$7,8 \cdot 10^3$	кг/м <sup>3</sup>
Модуль упругости	$2,1 \cdot 10^5$	МПа
Коэффициент Пуассона	0,3	–
Напряжение текучести	350	МПа
Касательный модуль	606	МПа
<i>C</i>	600000	с <sup>-1</sup>
<i>P</i>	8,78	–
Эквивалентная деформация разрыва	0,69	–

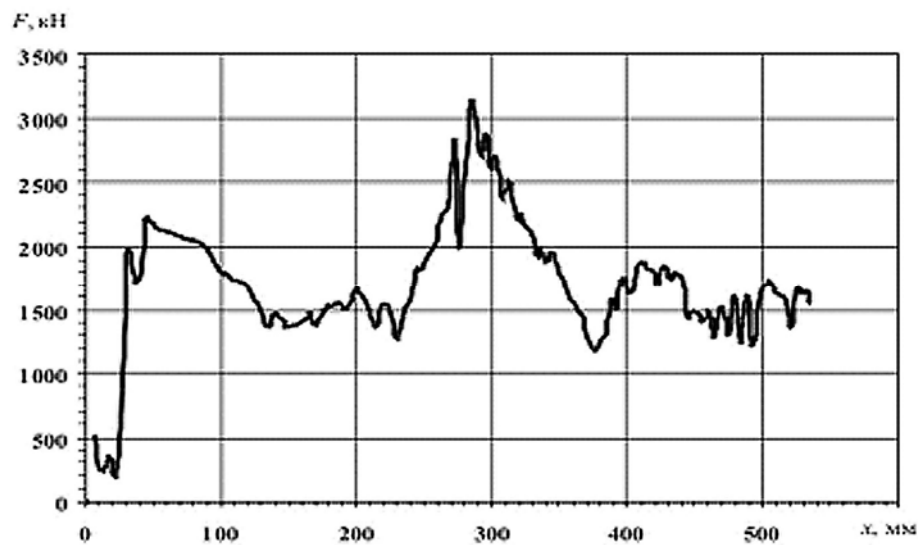


Рис. 6. Диаграмма деформирования

На рис. 7 приведені фрагменти процесу деформування розглядаваної конструкції.

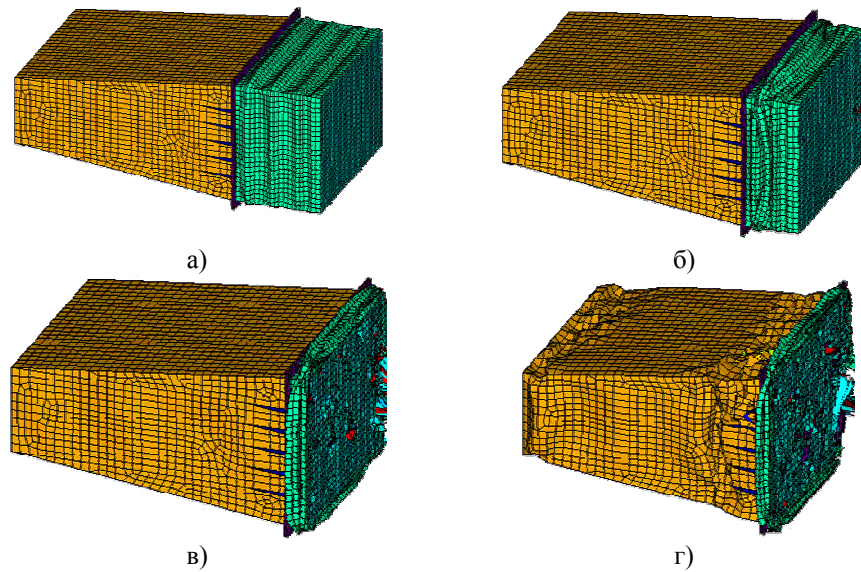


Рис. 7. Форми деформування короба и упора

### **Выводы**

Таким образом, предложена методика для исследования процесса деформирования элементов, предназначенных для пассивной защиты железнодорожных экипажей, при сверхнормативных ударных воздействиях с учетом геометрической и физической нелинейности, а также влияния скорости деформаций на физико-механические характеристики металлов. В качестве таких элементов могут быть использованы конструкции, представляющие собой сотовые пакеты, коробка, перфорированные трубы, рамные конструкции из перфорированных трубчатых структур. Описано использование данной методики при исследовании упругопластического деформирования защитного элемента в виде короба с сотовыми пакетами, изготовленными из листовой малоуглеродистой высокопластичной стали, и упора из высокопрочной низколегированной стали. На основе проведенных исследований дана оценка энергопоглощающих свойств рассматриваемого элемента.

### **Литература**

- [1] Кірта Г.М. Інтеграція залізничного транспорту України у європейську транспортну систему. – Дніпропетровськ: Арт-Прес, 2003. – 265 с.
- [2] Лашко А.Д. Технічні вимоги до тягового рухомого складу нового покоління.

- ня. / А.Д. Лашко, С.Г. Грищенко. // Залізничний транспорт України. – 2008. – № 3. – С. 11 – 14.
- [3] Inno Trans 2008 – крупнейшая выставка железнодорожной техники // Железные дороги мира. – 2008. – № 10. – С. 9 – 28.
- [4] Аллен Р. Передовые технологии для железнодорожного транспорта. / Р. Аллен. // Железные дороги мира. – 2004. – № 10. – С. 43 – 44.
- [5] Tyrell D. Overview of a Crash Energy Management Specification for Passenger Rail Equipment. / E. Martinez, K. Jacobsen, D. Parent, K. Severson, M. Priante, A.B. Perlman. // American Society of Mechanical Engineers. – 2006. – № RC2006-94044. – P. 38 – 48.
- [6] Тимошенко С.П., Янг Д.Х., Уивер У. Колебания в инженерном деле. – М.: Машиностроение, 1985. – 472 с.
- [7] Качанов Л.М. Основы теории пластичности. – М.: Наука, 1960. – 416 с.
- [8] Прохоренко В.П. SolidWorks. Практическое руководство. – М.: ООО “Бином-Пресс”, 2004. – 448 с.
- [9] Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 541 с.
- [10] Степанов Г.В. Упруго-пластическое деформирование материалов под действием импульсных нагрузок / Г.В. Степанов. – К. : Наукова думка, 1979. – 226 с.
- [11] Dietenberger M. Development of a high strain dependent vehicle model / M. Dietenberger, M. Buyuk, C.D. Kan // LS-Dyna : Anwenderforum, October, 2005, Bamberg : reports. – Bamberg : FHWA / NHTSA National crash analysis centre, 2005. – № 9. – P. 15 – 25.
- [12] Саймондс П.С. Динамика неупругих конструкций : пер. с англ. / П.С. Саймондс. – М. : Мир, 1982. – 224 с.
- [13] Богомаз Г.И. Экспериментальная отработка жертвенных элементов для защиты пассажирских вагонов в аварийной ситуации / Г.И. Богомаз, В.С. Гудрамович, М.Б. Соболевская, С.А. Сирота, И.К. Хрущ, Д.В. Горобец, М.А. Демешко // Вісник Дніпропетровського національного університету. – 2007. – Т. 2. – Вип. 11. – С. 19 – 28.
- [14] Богомаз Г.И. Исследование процесса деформирования конструкций коробчатого типа при действии сжимающих нагрузок / Г.И. Богомаз, В.С. Гудрамович, М.Б. Соболевская, С.А. Сирота, И.К. Хрущ, Д.В. Горобец // Вісник Дніпропетровського Національного університету залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна – Дніпропетровськ: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2007. – № 18. – С. 114 – 117.
- [15] Богомаз Г.И. Анализ характера деформирования жертвенных элементов, предназначенных для защиты пассажирских вагонов, при сверхнормативных сжимающих нагрузках / Г.И. Богомаз, М.Б. Кельрих, М.Б. Соболевская, И.К. Хрущ, Д.В. Горобец // Транспортні системи і технології : збірник наукових праць Державного економіко-технологічного університету транспорту. – 2007. – № 12. – С. 12 – 19.

*Надійшла до редколегії 03.06.2009 р.*

УДК 624.072.002.2

## **Расчет стержневых элементов при сжатии с эксцентриситетом в двух плоскостях**

<sup>1</sup>Голоднов А.И., д.т.н, <sup>2</sup>Балашова О.С., аспирант

<sup>1</sup>ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

<sup>2</sup>Донбасский государственный технический университет, Украина

**Анотація.** Розроблена методика визначення несучої здатності стислих зварних елементів двотаврового і коробчастого профілю з урахуванням впливу залишкових напружень. Розглядаються сталеві елементи, схильні до осевого стиснення з вигином в одній або двох площинах. Запропонована інженерна методика розрахунку, що враховує можливість просторової форми втрати стійкості.

**Аннотация.** Разработана методика определения несущей способности сжатых сварных элементов двутаврового и коробчатого профиля с учетом влияния остаточных напряжений. Рассматриваются стальные элементы, подверженные осевому сжатию с изгибом в одной или двух плоскостях. Предложена инженерная методика расчета, учитывающая возможность пространственной формы потери устойчивости.

**Abstract.** The method of determination of bearing strength of the compressed welded elements of double-T and box-type type is developed taking into account influence of residual stresses. Steel elements, subject to the axial compression with a bend in one or two planes, are examined. The engineering method of calculation, taking into account possibility of spatial form of loss of stability, is offered.

**Ключевые слова:** стальные конструкции, остаточные напряжения, регулирование, устойчивость.

**Введение. Постановка проблемы.** Как известно, технологические процессы изготовления стальных конструкций сопровождаются локальным термическим разогревом (сварка, резание с применением высокотемпературного нагревания, нагрев и т.п.) и вызывают появление остаточного напряженного состояния (ОНС). Металл при разогреве удлиняется, а «холодный» металл, окружающий зону разогрева, препятствует температурной деформации отдельных участков. В результате таких воздействий возникают локальные пластические деформации и создаются остаточные сварочные напряжения и деформации. Эти напряжения не связаны с действием внешних сил, являются внутренними собственными напряжениями первого рода, уравниваемыми в объеме элемента и вызывающими его деформацию [1].

Требования к несущей способности, деформативности, долговечности и надежности элементов и конструкций при одновременном уменьшении металлоемкости возрастают и вызывают необходимость анализа их ОНС с учетом технологии изготовления и условий эксплуатации. Несмотря на



успехи в развитии современных методов строительной механики, теории упругости и пластичности, механики разрушения и численных методов с использованием вычислительной техники, число задач, имеющих точное решение, ограничено и не удовлетворяет запросы инженерной практики.

Экспериментально подтверждено снижение несущей способности сжатых сварных двутавровых элементов до 37 %. Неблагоприятное влияние ОН определяет разграничение коэффициентов продольного изгиба для расчета сжатых элементов одного профиля. Различие в величинах коэффициентов продольного изгиба для стальных конструкций двутаврового и Н-образного сечения без ОН и с ОСН на кромках поясов свыше 49 МПа может достигать 15...17 % [2]. В нормах проектирования стальных конструкций [3] методика определения коэффициента продольного изгиба не учитывает технологию изготовления конструкций, т.е. наличие ОНС [1]. Для элементов коробчатого сечения данных о количественном влиянии ОНС на несущую способность не приведено.

Целенаправленное создание ОНС в стальных конструкциях, положительно влияющего на их работу под нагрузкой, возможно путем регулирования или предварительного напряжения.

**Цель работы.** Разработка методики расчета стальных сварных элементов двутаврового и коробчатого профиля при сжатии с изгибом в одной или двух плоскостях.

**Основная часть.** В соответствии с требованиями действующих нормативных документов [3] расчет на прочность внецентренносжатых и сжато-изгибаемых элементов по формуле (49) выполнять не требуется при значении приведенного эксцентриситета  $m_{ef} \leq 20$ , отсутствии ослабления сечения и одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость.

Расчет на устойчивость внецентренносжатых и сжато-изгибаемых элементов выполняется как в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

Расчет на устойчивость внецентренносжатых и сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c \cdot \quad (1)$$

В этой формуле коэффициент  $\varphi_e$  для сплошностенчатых элементов опре-

деляется по табл. 74 [3] в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ .

Внецентренно сжатые элементы, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ( $I_y < I_x$  и  $e_y \neq 0$ ), при  $\lambda_x > \lambda_y$  рассчитываются по формуле (1), а также проверяются на устойчивость из плоскости действия момента, как центрально-сжатые элементы по формуле

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2)$$

где  $\varphi_x$  – коэффициент, принимаемый согласно требований п. 5.3 [3]. При  $\lambda_x \leq \lambda_y$  проверку устойчивости из плоскости действия момента выполнять не требуется.

Значения коэффициентов продольного изгиба определяются по формулам, рекомендуемым действующими нормативными документами [3].

Анализ рекомендуемых нормативными документами [2, 3] методик позволил сделать следующие выводы:

1. Расчетные значения продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M$  принимаются для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали. Подобное предположение не отвечает фактическим условиям эксплуатации конструкций средних гибкостей ( $60 \leq \lambda \leq 120$ ) как в части недеформирования при нагружении, так и упругой работы материала. Переход к деформированной схеме выполнен путем введения коэффициентов продольного изгиба  $\varphi$  или  $\varphi_e$ , которые зависят от гибкости и приведенного эксцентриситета. Влияние остаточных напряжений (ОН) при расчетах на устойчивость сжатых элементов в должной мере не учитывается.

2. Учитывая изложенное в п. 1.8 [3], расчет на устойчивость необходимо выполнять по деформированной схеме с учетом возможного развития пластических деформаций. Наличие ОН и их влияние на устойчивость может быть учтено путем увеличения или уменьшения коэффициентов  $\varphi$  или  $\varphi_e$  [1].

3. В настоящее время существуют методы расчета двутавровых и тавровых (из спаренных уголков) элементов, подверженных осевому сжатию с

изгибом в плоскости большей или меньшей жесткости [1]. Методы расчета элементов двутаврового и коробчатого сечения при изгибе в двух плоскостях по деформированной схеме с учетом неупругой работы материала и наличия ОН отсутствуют. Такой метод расчета позволит избежать необходимости выбора расчетных усилий, введения поправочных коэффициентов, не всегда учитывающих физическую сущность процессов, и определить НДС элементов из расчета физически и геометрически нелинейной системы.

Принимаются предпосылки и допущения, позволяющие выполнить расчет физически и геометрически нелинейной системы с учетом наличия ОНС [1, 4 – 6]:

1. Рассматриваются только продольные напряжения  $\sigma_x$ . Поперечные напряжения  $\sigma_y$  и касательные  $\tau_{xy}$  считаются равными нулю.
2. Деформации определяются гипотезой плоских сечений.
3. Модуль упругости, модуль сдвига и коэффициент Пуассона стали постоянными во всем диапазоне температур.
4. Зависимость предела текучести стали от температуры принимается в соответствии с рис. 1. На этом рисунке:  $T$  – температура нагрева.
5. Материал элементов (сталь) представляет собой однородный упруго-пластический материал (рис. 2). На рис. 2:  $\varepsilon_{el} = R_y / E_s$  – условная максимальная упругая деформация ( $R_y$ ,  $E_s$  – соответственно расчетное сопротивление и модуль упругости стали).

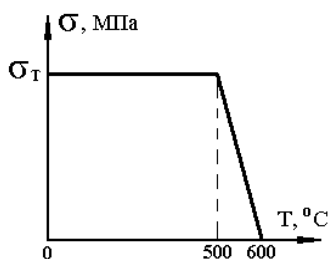


Рис. 1. Зависимость предела текучести стали от температуры [4]

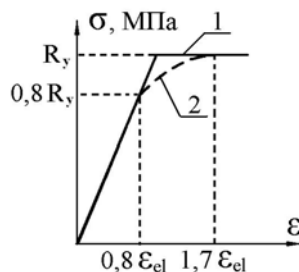


Рис. 2. Диаграммы " $\sigma - \varepsilon$ " стали [9]:  
1 – идеализированная; 2 – унифицированная

6. ОН вследствие прокатки пренебрегают ввиду их относительной малости, сложной и непредсказуемой ориентации.

7. ОНС (эпюры ОД и ОН) принимаются идеализированными. Элемент двутаврового сечения условно расчленяется на составляющие полосы [1, 5]. ОНС определяется как в полосе, сваренной встык (пояса двутавра при сварке поясных швов), так и в полосе с наплавленными валиками на кромках (стенка при сварке поясных швов и пояса при наплавке холостых валиков или термических воздействиях по кромкам). Элемент коробчатого сечения условно расчленяется на составляющие полосы с наплавленными валиками на кромках или наплавленными односторонними швами. ОНС в поясах и стенке двутавровых профилей и в элементах коробчатых профилей при наплавке сварных швов или других видах термических воздействий показано на рис. 3 – 5 [1]. Полосы нагреваются той долей тепла, которая отводится при сварке балки в пояса и стенку. Распределение деформаций после остывания принято по рис. 7.8 [4].

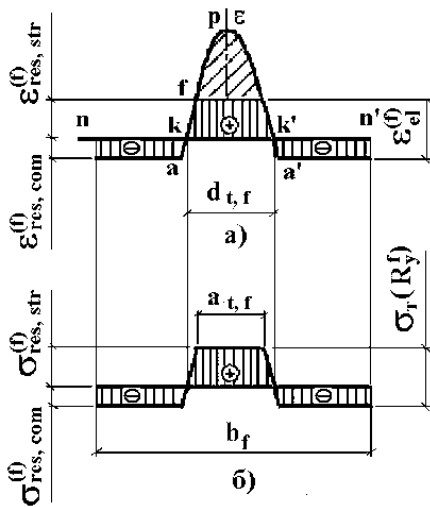


Рис. 3. Идеализированная схема распределения ОД (а) и ОН (б) в поясах двутаврового сечения при сварке поясных швов

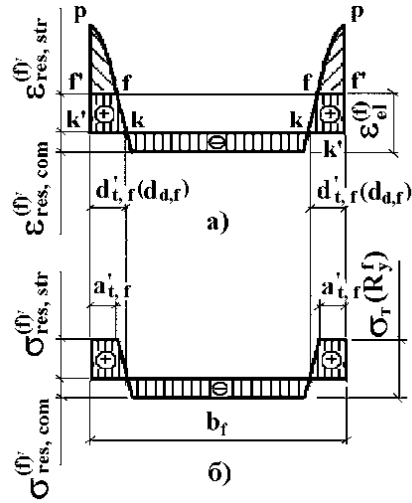


Рис. 4. Идеализированная схема распределения ОД (а) и ОН (б) в поясах двутаврового сечения при наплавке валиков или термических воздействиях на кромках

На этих рис.:  $\epsilon_{res,str}^{(f)}, \sigma_{res,str}^{(f)}$  – соответственно ОРД и ОРН, возникающие в поясах и элементах коробчатого сечения при сварке поясных швов;  
 $\epsilon_{res,com}^{(f)}, \sigma_{res,com}^{(f)}$  – соответственно ОСД и ОСН, возникающие в поясах и

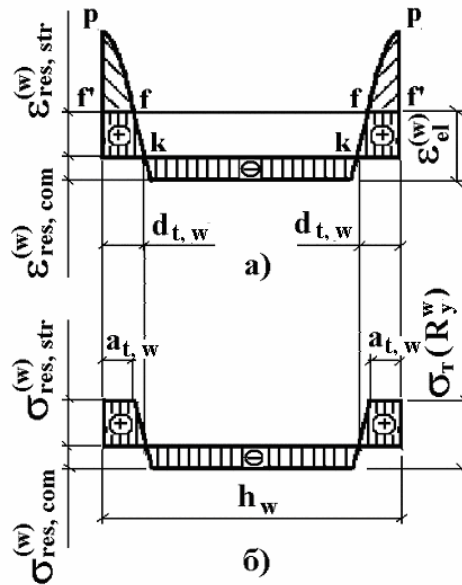


Рис. 5. Идеализированная схема распределения ОД (а) и ОН (б) в стенке двутаврового при сварке поясных швов и в элементах коробчатого сечений

елементах коробчатого сечения при сварке поясных швов;  $\epsilon_{res,str}^{(f)'}$ ,  $\sigma_{res,str}^{(f)'}$  – соответственно ОРД и ОРН, возникающие в поясах и элементах коробчатого сечения при термических воздействиях на кромках;  $\epsilon_{res,com}^{(f)'}$ ,  $\sigma_{res,com}^{(f)'}$  – соответственно ОСД и ОСН, возникающие в поясах и элементах коробчатого сечения при термических воздействиях на кромках;  $\epsilon_{res,str}^{(w)}$ ,  $\sigma_{res,str}^{(w)}$  – соответственно ОРД и ОРН, возникающие в стенке и элементах коробчатого сечения при сварке поясных швов;  $\epsilon_{res,com}^{(w)}$ ,  $\sigma_{res,com}^{(w)}$  – соответственно ОСД и ОСН, возникающие в стенке и элементах коробчатого сечения при сварке поясных швов. Единица измерения напряжений – МПа. Знак «плюс» соответствует растягивающим напряжениям, знак «минус» – сжимающим.

8. Доля тепла, которая отводится при сварке двутаврового профиля в пояса и стенку, определяется по формулам [1, 7]

$$K(f) = \frac{2 \cdot t_f}{2 \cdot t_f + t_w}; \quad (3)$$

$$K(w) = 1 - K(f), \quad (4)$$

где  $t_f$ ,  $t_w$  – толщины соответственно поясов и стенки.

9. При вытяжке поясов способом упреждающего разогрева [8] в двутавровом сечении возникает распределение ОНС, идеализированный вид которого приведен на рис. 6.

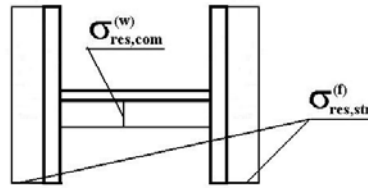


Рис. 6. Идеализированная схема распределения ОН в предварительно напряженном вытяжкой поясов способом упреждающего разогрева сварном двутавровом сечении

10. Общие принципы компоновки сечений обычных и предварительно напряженных различными способами элементов, подверженных сжатию с изгибом, изложены в работах [1, 8, 9]. При проектировании конструкций элементов двутаврового и коробчатого сечений должны иметь отношения высоты стенки (пояса)  $h_w$  ( $b_f$ ) к ее толщине  $t_w$  ( $t_f$ ) в соответствии с требованиями пп. 7.14\*, 7.16\*, 7.22, 7.23\* [3].

11. Нагружение однократное, без разгрузки (упругопластические деформации активны с момента приложения сжимающей нагрузки до наступления критического состояния).

12. Деформирование сжатого элемента происходит или в одной плоскости, или в двух плоскостях. Закрепление элемента допускает возможность пространственной формы потери устойчивости.

13. Исследуется устойчивость II рода (деформации и прогибы растут с начала приложения нагрузки). Нагружение однократное, без разгрузки.

14. Деформации продольной оси и сближение концов сжатого элемента под нагрузкой малы по сравнению с ростом прогиба (можно воспользоваться приближенным выражением для кривизны).

15. ОРН представлены в виде внешних сил, значения которых изменяются в процессе нагружения.

16. Предельное состояние сжатого элемента считается достигнутым, если: достигнут максимум на кривой состояния (предельное состояние первой группы), т.е. выполнен критерий (рис. 7):

$$\frac{dq_I}{df} = 0, \quad (5)$$

где  $q_I$  – модуль вектора силового воздействия;  $f$  – характерное перемещение конструкции;

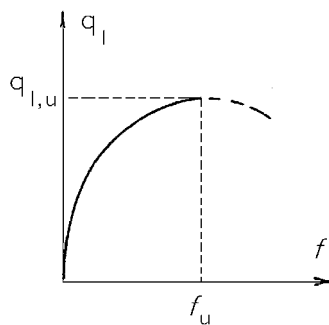


Рис. 7. Диаграмма состояния системы

- разрушено сечение элемента (потеря местной устойчивости сжатого пояса, стенки или достигнута максимальная величина деформаций в сжатом поясе – предельное состояние первой группы);
- произошла потеря устойчивости формы, приводящая к затруднению нормальной эксплуатации (предельное состояние второй группы).

Решение задачи возможно в условно-приближенном и условно-точном вариантах [1]. При условно-приближенном решении форма изогнутой оси принимается в виде полуволны синусоиды. Влияние закрепления концов учитывается коэффициентом приведения длины.

Условно-точное решение может быть получено с использованием модели [1], в которой форма изогнутой оси описывается уравнениями метода начальных параметров. Учитывая сложность задачи изгиба в двух плоскостях, принято решение ограничиться разработкой расчетного метода в условно-приближенном варианте.

Условно-приближенное решение базируется на понятии кривизны «второго расчетного сечения» (по А.В. Геммерлингу [6]). Деформированное

состояние «второго расчетного сечения» в направлении осей X или Y характеризуется соответственно кривизной  $K_x$  или  $K_y$ .

С учетом принятой предпосылки о синусоидальной форме изогнутой оси элемента не представляет затруднений определение выгиба и величины критической нагрузки. Выгиб элемента в направлении осей X или Y (соответственно  $f_x$  или  $f_y$ ) можно определить по формуле (по аналогии с [1]):

$$f = \frac{L^2 \cdot \kappa}{\pi^2}, \quad (6)$$

где  $f$  – выгиб элемента в направлении осей X или Y (соответственно  $f_x$  или  $f_y$ );  $L$ ,  $\kappa$  – приведенная длина и кривизна элемента соответственно в направлении осей X ( $L_x$ ,  $\kappa_x$ ) или Y ( $L_y$ ,  $\kappa_y$ ).

Общий прогиб элемента определяется по формуле:

$$f_{red} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}. \quad (7)$$

При разработке метода расчета за основу был принят существующий подход, изложенный в монографии [1] и ряде диссертационных работ, с той, однако, разницей, что в существующих методах в качестве задаваемой величины фигурировал радиус кривизны  $\rho$ , а переменной величиной была относительная деформация на сжатой фибре  $\varepsilon_1$ . Учитывая сложность задачи, в качестве задаваемой величины принята относительная деформация на сжатой фибре  $\varepsilon_1$ , а варьируемой – кривизна расчетного сечения  $K$ . Это позволяет определить опорные точки не только диаграммы «нагрузка–прогиб», но и диаграммы «нагрузка–деформация на сжатой фибре» и «нагрузка–кривизна».

Решение задачи в явном виде невозможно в силу большего числа неизвестных, чем уравнений равновесия. В связи с этим последовательно решаются три задачи:

- определение НДС и несущей способности элемента при отсутствии эксцентриситетов приложения нагрузки (условно абсолютно жесткий центрально-сжатый элемент) – алгоритм ЦЕНТР-0;
- определение НДС и несущей способности элемента при сжатии с изгибом в плоскости меньшей жесткости (эксцентриситет приложения



нагрузки в плоскости большей жесткости равен нулю) – алгоритм ЦЕНТР-Х;

— определение НДС и несущей способности элемента при сжатии с изгибом в плоскости большей жесткости (эксцентриситет приложения нагрузки в плоскости меньшей жесткости равен нулю) – алгоритм ЦЕНТР-У.

Полученные в ходе такого расчета данные позволяют получить зависимости «нагрузка–прогиб», «нагрузка–деформация на сжатой фибре» и «нагрузка–кривизна» для трех идеализированных нагружений сжатого элемента. Аналитические выражения для таких зависимостей можно получить с использованием метода наименьших квадратов. Наличие зависимостей позволит выбрать «активную» плоскость деформирования, т.е. плоскость минимальной или максимальной жесткости, в которой наиболее вероятно будет происходить основное деформирование элемента при сжатии с изгибом.

Общий алгоритм решения задачи определения устойчивости элемента, подверженного сжатию с изгибом с учетом наличия ОНС, может быть записан в таком виде:

1. Задаются: геометрическими параметрами двутаврового или коробчатого сечения и элемента в целом, технологическими параметрами, прочностными и деформативными характеристиками материалов элементов (поясов и стенки), условиями на концах и начальными эксцентриситетами приложения нагрузки.
2. Вычисляют ОНС в сечениях элементов двутаврового или коробчатого сечений по известным методикам, например, [1].
3. Выполняют расчет по алгоритмам ЦЕНТР-0, ЦЕНТР-Х и ЦЕНТР-У. По результатам расчета строят графики зависимостей «нагрузка–прогиб» и «нагрузка–деформация на сжатой фибре» для трех идеализированных схем нагружения (рис. 8).
4. Выбирают «активную» плоскость деформирования (кривая 3 на рис. 8) и задаются относительной деформацией на сжатой фибре  $\varepsilon_{1,1}$ . Используя зависимость «нагрузка–деформация на сжатой фибре» для «активной» плоскости деформирования, получают величину нагрузки  $P_1$ , а из других кривых для данной нагрузки получают соответствующие величины деформаций  $\varepsilon_{1,2}$  и  $\varepsilon_{1,0}$  на сжатой фибре (рис. 8), а по этим деформациям – величины кривизн и прогибов.

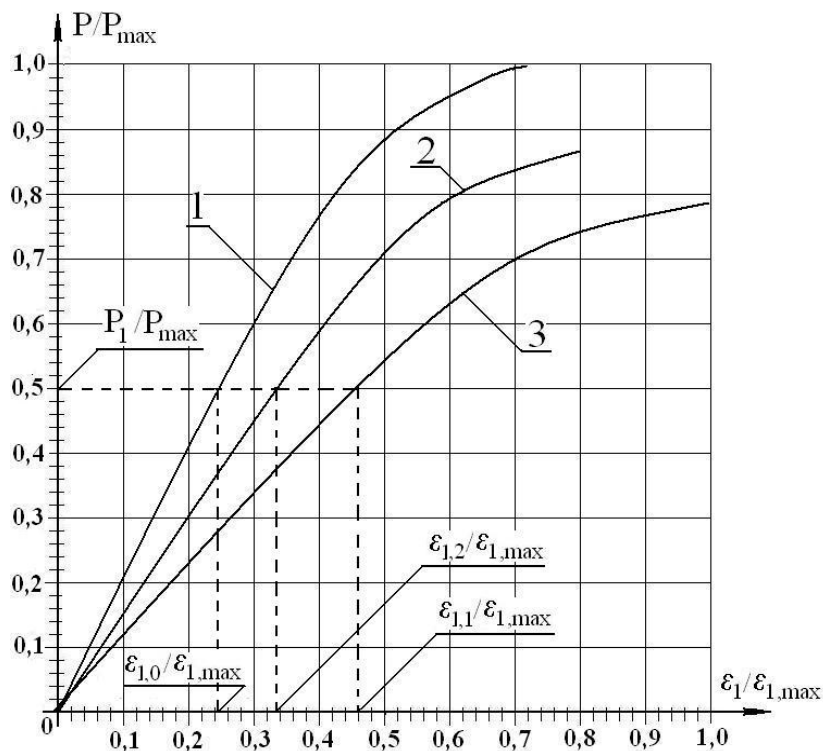


Рис. 8. Зависимости «нагрузка–деформация на сжатой фибре»:

1 – кривая, полученная при расчетах по алгоритму ЦЕНТР-0; 2 – «пассивная» кривая, полученная при расчетах по алгоритму ЦЕНТР-X (ЦЕНТР-Y); 3 – «активная» кривая, полученная при расчетах по алгоритму ЦЕНТР-Y (ЦЕНТР-X)

5. Определяют величины деформаций по граням сечения и, используя уравнения (6), (7) и уравнение равновесия сечения  $\sum X = 0$ , находят усилие в сечении. Используя второе уравнение равновесия  $\sum M_0 = 0$ , проверяют равновесие сечения. Если условия равновесия не удовлетворяются, уточняют соответствующие параметры НДС до тех пор, пока уравнения равновесия не выполняются с заданной точностью.

6. Принимают новое значение деформаций на сжатой фибре  $\varepsilon_{1,1}$  и продолжают расчет по пп. 4, 5. Расчет считается окончанным, если при последующем значении  $\varepsilon_{1,1}$  величина нагрузки  $P_1$  будет меньше, чем при предыдущем значении.

## **Выводы**

1. Расчетные значения продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M$  при расчетах по методикам норм принимаются из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали. Переход к деформированной схеме выполняется путем введения коэффициентов продольного изгиба. Влияние ОН при расчетах на устойчивость сжатых элементов в должной мере не учитывается.
2. Учитывая изложенное в п. 1.8 [3], расчет на устойчивость необходимо выполнять по деформированной схеме с учетом возможного развития пластических деформаций. Наличие ОН и их влияние на устойчивость может быть учтено путем увеличения или уменьшения коэффициентов  $\varphi$  или  $\varphi_e$  по аналогии с [1, 2].
3. В настоящее время существуют методы расчета двутавровых и тавровых (из спаренных уголков) элементов, подверженных осевому сжатию с изгибом в плоскости большей или меньшей жесткости. Методы расчета элементов двутаврового и коробчатого сечения при изгибе в двух плоскостях по деформированной схеме с учетом неупругой работы материала и наличия ОН отсутствуют.
4. Разработана методика расчета элементов двутаврового и коробчатого профилей при сжатии с изгибом в двух плоскостях и с учетом влияния ОН. Методика базируется на предпосылках и допущениях, традиционно используемых при решении такого рода задач, и позволяет учесть физическую и геометрическую нелинейность материала и конструкции.

## **Литература**

- [1] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. / Монография. – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [2] ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
- [3] СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- [4] Николаев Г.А., Куркин С.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций: Учеб. пособие. – М.: Высш. школа, 1982. – 272 с.
- [5] Игнатьева В.С. Метод "фиктивных" температур как основа исследований в области напряженно-деформированного состояния сварных соединений. // Метал. конструкции в стр-ве: Сб. тр. / МИСИ. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1979. – Вып. 152. – С. 71 – 88.
- [6] Геммерлинг А.В. Несущая способность стержневых стальных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1958. – 207 с.

- [7] Небылов В.М. Учет сварочных напряжений при расчете элементов конструкций на устойчивость. // Автомат. сварка. – 1961. – № 2. – С. 3 – 14.
- [8] Методические рекомендации по применению облегченных предварительно напряженных сварных двутавров для реконструкции промышленных предприятий. / НИИСП Госстроя СССР; Сост. И.И. Набоков, А.И. Голоднов, Е.П. Лукьяненко и др. – К.: НИИСП, 1988. – 45 с.
- [9] Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для ВУЗов. / Е.И. Беле-ня, В.А. Балдин, Г.С. Веденников и др. / Под общ. ред. Е.И. Белени. – 6 изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.

*Надійшла до редколегії 12.06.2009 р.*

УДК 624.012.45

## **Разработка методики расчета ширины раскрытия трещин составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций**

**Колчунов В.И.,** д.т.н., **Яковенко И.А.,** аспирант

Национальный авиационный университет, Украина

**Анотація.** Розроблена методика та отримані залежності для визначення відстані між тріщинами, ширини їх розкриття з урахуванням ефекту порушення суцільності та відносних умовних зосереджених взаємних зміщень бетону і арматури, що базуються на традиційних передумовах теорії залізобетону та положеннях механіки руйнування, яка дозволяє помітно наблизити ці найважливіші розрахункові параметри до дійсних для ефективного проектування складених позацентрово стиснених залізобетонних конструкцій.

**Аннотация.** Разработана методика и получены зависимости для определения расстояния между трещинами, ширины их раскрытия с учетом эффекта нарушения сплошности и относительных условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры, базирующаяся на традиционных предпосылках теории железобетона и положениях механики разрушения, позволяющая заметно приблизить эти важнейшие расчетные параметры к действительным для эффективного проектирования составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций.

**Abstract.** Design procedure is developed and dependences for definition of cracks spacing and width of their disclosing, taking into account infringement effect of continuity and relative conditional concentrated mutual displacements of concrete and the armature, based on traditional preconditions of the theory of reinforced concrete and rules of the destruction mechanics are gained, allowing considerably to approach these major design variables to valid for effective designing integral eccentric compression of reinforced concrete constructions.

**Ключевые слова:** железобетонные конструкции, деформация бетона, трещины.

Железобетонные конструкции, как правило, эксплуатируются в стадии, наступающей после образования трещин, ограничивается лишь ширина их раскрытия. Привлечение к расчету расстояния между трещинами и ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций инструментария механики разрушения безусловно позволяет достичь заметного уточнения этого дифференциального параметра, измеряемого в опытах с помощью микроскопа.

Уже сегодня анализ двухконсольного элемента, используемого в механике разрушения, может принести свои положительные результаты в расчете расстояния между трещинами и ширины раскрытия трещин в составных железобетонных внецентренно сжатых конструкциях.

Для составных внецентренножатых железобетонных конструкций характерным является то, что в стадии II трещины практически сразу (в зоне растягивающих напряжения – развитие трещин неустойчиво) развиваются до нейтральной оси, а затем (попав в зону тормозящих сжимающих напряжений) медленно прорастают лишь на несколько миллиметров. В этом случае длину трещины  $h_{cr}$  можно рассматривать как величину постоянную – изменяется лишь раскрытие трещин (рис. 1). В вырезанном двухконсольном элементе параметр  $h_{cr}$  является неизменным и появляется возможность упрощенного определения сдвигающих усилий в зонах, прилегающих к трещине – без использования функционала механики разрушения, рассмотренного применительно к железобетону в работе [1]. Можно обойтись использованием обычных методов строительной механики. Тем не менее, построение расчетной схемы для определения усилий в зоне, прилегающей к трещине (аналогичной двухконсольному элементу в механике разрушения), является достаточно сложной неординарной задачей. Необходимо учесть деформационные воздействия, связанные со спецификой сопротивления бетона в околоарматурной зоне при раскрытии трещины, обусловленные эффектом нарушения сплошности [1].

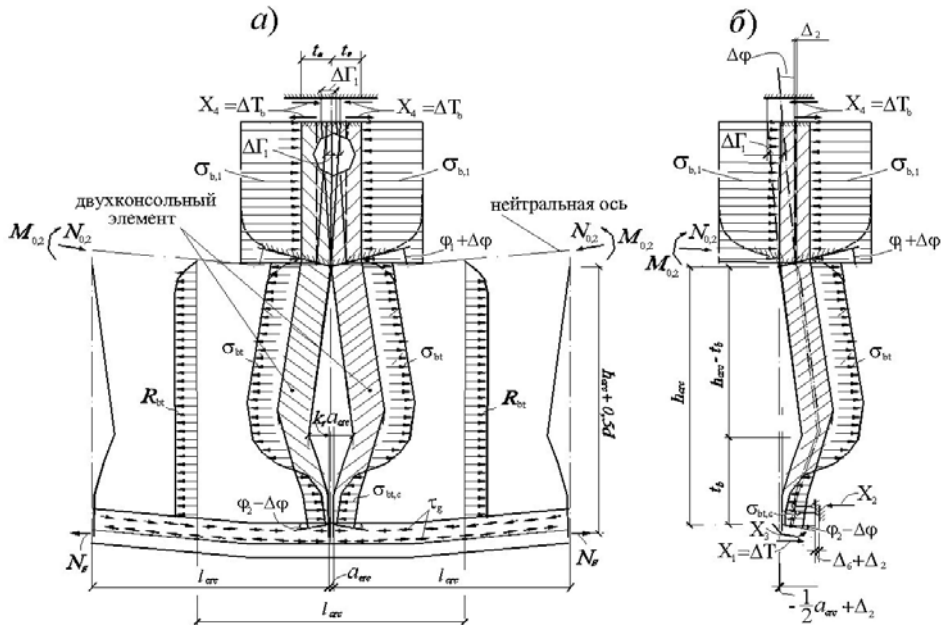


Рис. 1. К реализации зависимостей механики разрушения в железобетоне при внецентренном сжатии: а – характерные эпюры напряжений в растянутом бетоне и вырезание специального двухконсольного элемента в окрестности трещины; б – к расчету податливости консоли

На основании теоремы о взаимности работ работа сил действительного состояния (рис. 2,в) на перемещения первого единичного состояния (рис. 2,г) равна работе сил первого единичного состояния на перемещениях действительного состояния:

$$X_1\delta_{11} + X_2\delta_{21} + X_3\delta_{31} + A_{P1} = (-\Delta_3 + \Delta_2) - \Delta_2 - h_{crc}(\varphi_1 + \Delta\varphi). \quad (1)$$

Аналогично могут быть составлены и следующие два уравнения (рис. 2):

$$X_1\delta_{12} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{32} + A_{P2} = +1(\Delta_6 + \Delta_2) - 1 \cdot \Delta_2 - (h_{crc} - t_b)(\varphi_1 + \Delta\varphi); \quad (2)$$

$$X_1\delta_{13} + X_2\delta_{23} + X_3\delta_{33} + A_{P3} = -1(\varphi_2 - \Delta\varphi) - 1(\varphi_1 + \Delta\varphi); \quad (3)$$

$$X_4\delta_{44} + A_{P4} = 1 \cdot (-\Delta\Gamma_1) - 1 \cdot \Delta_2 + (x_{crc} - h_{b,1}) \cdot \Delta\varphi. \quad (4)$$

С учетом отмеченного была предложена расчетная схема (см. рис. 2).

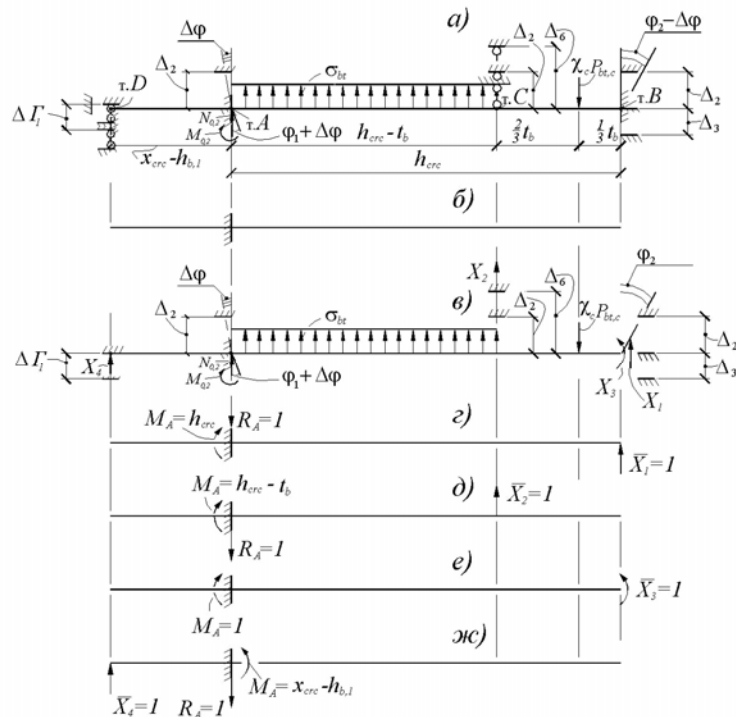


Рис. 2. Построение расчетной схемы для раскрытия статической неопределенности двухконсольного элемента при внецентренном сжатии составного стержня, в зоне, прилегающей к трещине:

*a* – расчетная схема; *б* – основная система; *в* – эквивалентная система;  
*г* – *ж* – определение реакций от единичных состояний

С учетом того, что  $\delta_{21} = \delta_{12}$ ;  $\delta_{31} = \delta_{13}$ ;  $\delta_{32} = \delta_{23}$ ;  $A_{P1} = A_{1P} = 1 \cdot \Delta_{1P}$ ;  $A_{P2} = A_{2P} = 1 \cdot \Delta_{2P}$ ;  $A_{P3} = A_{3P} = 1 \cdot \Delta_{3P}$ ,  $A_{P4} = A_{4P} = 1 \cdot \Delta_{4P}$ . Тогда уравнения (1)–(4) приобретают обычный вид канонических уравнений метода сил

$$\begin{cases} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} + \Delta_{1P} - (-\Delta_3 + \Delta_2) + \Delta_2 + h_{crc} \cdot (\phi_1 + \Delta\phi) = 0, \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} + \Delta_{2P} - (\Delta_6 + \Delta_2) + \Delta_2 + (h_{crc} - t_b) \cdot (\phi_1 + \Delta\phi) = 0, \\ X_1 \delta_{31} + X_2 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} + \Delta_{3P} + (\phi_2 - \Delta\phi) + (\phi_1 + \Delta\phi) = 0, \\ X_4 \delta_{44} = 1 \cdot (-\Delta\Gamma_1) - 1 \cdot \Delta_2 + (x_{crc} - h_{b,1}) \cdot \Delta\phi. \end{cases} \quad (5)$$

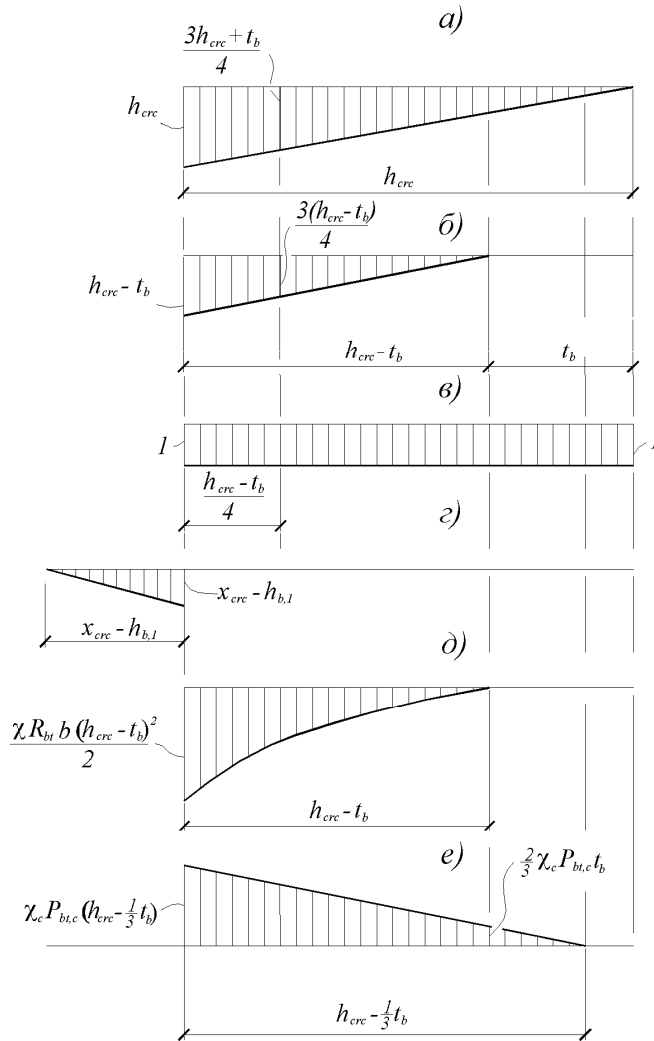


Рис. 3. Единичные (а – з) и грузовые (д, е) эпюры



Вычисляем коэффициенты при неизвестных (рис. 3):

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{1}{E(\lambda)I_{con}} \frac{1}{3} h_{crc}^3; \quad \delta_{22} = \frac{1}{E(\lambda)I_{con}} \frac{1}{3} (h_{crc} - t_b)^3; \\ \delta_{12} = \delta_{21} &= \frac{1}{E(\lambda)I_{con}} (h_{crc} - t_b)^2 \left( \frac{1}{3} h_{crc} + \frac{1}{6} t_b \right); \\ \delta_{33} &= \frac{1}{E(\lambda)I_{con}} h_{crc}; \quad \delta_{13} = \delta_{31} = \frac{1}{E(\lambda)I_{con}} \frac{1}{2} h_{crc}^2; \\ \delta_{23} = \delta_{32} &= -\frac{1}{E(\lambda)I_{con}} \frac{1}{2} (h_{crc} - t_b)^2; \quad \delta_{44} = \frac{(x_{crc} - h_{b,1})^3}{3E(\lambda)I_{con}}; \\ \Delta_{1p} &= -\frac{1}{E(\lambda)I_{con}} \left[ \frac{\chi R_{bt} b}{24} (h_{crc} - t_b)^3 (3h_{crc} + t_b) - (h_{crc} - \frac{1}{3} t_b)^2 \left( \frac{1}{3} \chi_c P_{bt,c} \right) \cdot (h_{crc} + \frac{1}{6} t_b) \right]; \\ \Delta_{2p} &= -\frac{1}{E(\lambda)I_{con}} \left[ \frac{\chi R_{bt} b}{8} (h_{crc} - t_b)^4 - \frac{1}{3} (h_{crc} - t_b)^2 \chi_c P_{bt,c} \cdot h_{crc} \right]; \\ \Delta_{3p} &= -\frac{1}{E(\lambda)I_{con}} \left[ \frac{\chi R_{bt} b}{6} (h_{crc} - t_b)^3 - \frac{1}{2} \chi_c P_{bt,c} \cdot (h_{crc} + \frac{1}{3} t_b)^2 \right]. \end{aligned}$$

Здесь значение  $\chi$  для практических расчетов принимается равным 0,8.

Подставляя полученные коэффициенты в систему уравнений (5) иметь:

$$\begin{aligned} X_1 \frac{1}{3} h_{crc}^3 + X_2 (h_{crc} - t_b)^2 \left( \frac{1}{3} h_{crc} + \frac{1}{6} t_b \right) + X_3 \frac{1}{2} h_{crc}^2 - \frac{\chi R_{bt} b}{24} (h_{crc} - t_b)^3 \times \\ \times (3h_{crc} + t_b) - (h_{crc} - \frac{1}{3} t_b)^2 \left( \frac{1}{3} \chi_c P_{bt,c} \right) (h_{crc} + \frac{1}{6} t_b) + (\Delta 3 + h_{crc} (\phi_1 + \Delta \phi)) E(\lambda) I_{con} = 0; \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} X_1 (h_{crc} - t_b)^2 \left( \frac{1}{3} h_{crc} + \frac{1}{6} t_b \right) + X_2 \frac{1}{3} (h_{crc} - t_b)^3 - X_3 \frac{1}{2} (h_{crc} - t_b)^2 + \frac{\chi R_{bt} b}{8} (h_{crc} - t_b)^4 - \\ - \frac{1}{3} (h_{crc} - t_b)^2 \chi_c P_{bt,c} h_{crc} + ((-\Delta 6 + (h_{crc} - t_b) (\phi_1 + \Delta \phi)) E(\lambda) I_{con} = 0; \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} X_1 \frac{1}{2} h_{crc}^2 - X_2 \frac{1}{2} \cdot (h_{crc} - t_b)^2 + X_3 h_{crc} + \frac{\chi \cdot R_{bt} \cdot b}{6} \cdot (h_{crc} - t_b)^3 - \\ - \frac{1}{2} \chi_c P_{bt,c} (h_{crc} - \frac{1}{3} t_b)^2 + (\phi_2 + \phi_1) \cdot E(\lambda) \cdot I_{con} = 0. \end{aligned} \quad (8)$$

Из уравнения (6) следует:

$$X_3 = X_1 \left( -\frac{2}{3} \right) h_{crc} + X_2 (-h_{crc} + t_b)^2 \cdot \left( \frac{1}{3} h_{crc} + \frac{1}{6} t_b \right) \frac{2}{h_{crc}^2} - A; \quad (9)$$

$$A = \frac{\chi R_{bt} b}{12} (h_{crc} - t_b)^3 (3h_{crc} + t_b) \frac{1}{h_{crc}^2} - (h_{crc} - \frac{1}{3}t_b)^2 (\frac{1}{3}\chi_c P_{bt,c})(h_{crc} + \frac{1}{6}t_b) \frac{2}{h_{crc}^2} +$$

$$+(\Delta_3 + h_{crc}(\phi_1 + \Delta\phi)) \cdot E(\lambda) I_{con} \frac{2}{h_{crc}^2}. \quad (10)$$

Из уравнения (7) следует:

$$X_2 = X_1 \left( -\frac{1}{3}h_{crc} - \frac{1}{6}t_b \right) \frac{3}{(h_{crc} - t_b)} + \frac{3}{2} X_3 \frac{1}{(h_{crc} - t_b)} + B; \quad (11)$$

$$B = -\frac{3}{8} \chi R_{bt} b \cdot (h_{crc} - t_b) + \frac{\chi_c P_{bt,c} h_{crc}}{(h_{crc} - t_b)} + \frac{3}{(h_{crc} - t_b)^3} \times$$

$$\times (\Delta_6 + (h_{crc} - t_b)(\phi_1 + \Delta\phi)) E(\lambda) I_{con}. \quad (12)$$

Из уравнения (8) следует:

$$X_1 = X_2 (h_{crc} - t_b)^2 \frac{1}{h_{crc}^2} - \frac{2}{h_{crc}} X_3 - C; \quad (13)$$

$$C = \frac{\chi R_{bt} b}{6} (h_{crc} - t_b)^3 \frac{1}{h_{crc}^2} - \chi_c P_{bt,c} \cdot (h_{crc} - \frac{1}{3}t_b)^2 \frac{1}{h_{crc}^2} + (\phi_2 + \phi_1) E(\lambda) I_{con} \frac{2}{h_{crc}^2}. \quad (14)$$

Подставляя (13) в (9), получим:

$$X_3 = -X_2 (h_{crc} - t_b)^2 \frac{2}{3h_{crc}} + \frac{4}{3} X_3 + C \frac{2}{3} h_{crc} - X_2 (h_{crc} - t_b)^2 \left( \frac{1}{3}h_{crc} + \frac{1}{6}t_b \right) \frac{2}{h_{crc}^2} - A; \quad (15)$$

$$X_3 = X_2 \cdot A_1 + A_2; \quad (16)$$

$$A_1 = 3 \cdot (h_{crc} - t_b)^2 \cdot \left[ 2h_{crc} + \left( \frac{1}{3}h_{crc} + \frac{1}{6}t_b \right) \frac{2}{h_{crc}^2} \right]; \quad (17)$$

$$A_2 = 3 \cdot A - 2 \cdot C \cdot h_{crc}. \quad (18)$$

Подставляя (13) и (16) в (11), после алгебраических преобразований, получим:

$$X_2 \left[ 1 - (h_{crc} - t_b) \left( \frac{1}{3}h_{crc} + \frac{1}{6}t_b \right) \frac{3}{h_{crc}^2} + A_1 \frac{6}{h_{crc}} \left( \frac{1}{3}h_{crc} + \frac{1}{6}t_b \right) \times \right.$$

$$\times \frac{1}{(h_{crc} - t_b)} + A_1 \frac{3}{2} \frac{1}{(h_{crc} - t_b)} \left. \right] = -A_2 \frac{3}{2} \frac{1}{(h_{crc} - t_b)} - B - C \left( \frac{1}{3}h_{crc} - \frac{1}{6}t_b \right) \times$$

$$\times \frac{3}{(h_{crc} - t_b)} - A_2 \frac{6}{h_{crc}} \left( \frac{1}{3}h_{crc} + \frac{1}{6}t_b \right) \frac{1}{(h_{crc} - t_b)}. \quad (19)$$

Обозначим

$$B_1 = 1 - \left( \frac{1}{3} h_{crc} + \frac{1}{6} t_b \right) (h_{crc} - t_b) \frac{3}{h_{crc}^2} + A_1 \frac{6}{h_{crc}} \left( \frac{1}{3} h_{crc} + \frac{1}{6} t_b \right) \times$$

$$\times \frac{1}{(h_{crc} - t_b)} + A_1 \frac{3}{2} \frac{1}{(h_{crc} - t_b)}; \quad (20)$$

$$B_2 = -A_2 \frac{3}{2} \frac{1}{(h_{crc} - t_b)} - B - A_2 \frac{6}{h_{crc}} \left( \frac{1}{3} h_{crc} + \frac{1}{6} t_b \right) \times$$

$$\times \frac{1}{(h_{crc} - t_b)} - C \left( \frac{1}{3} h_{crc} - \frac{1}{6} t_b \right) \frac{3}{(h_{crc} - t_b)}. \quad (21)$$

С учетом принятых обозначений, будем иметь:

$$X_2 = \frac{B_2}{B_1} \leq 0,5 \cdot R_b \cdot b \cdot t_b. \quad (22)$$

Тогда из (16) следует:

$$X_3 = X_2 \cdot A_1 + A_2 \leq M_s. \quad (23)$$

Из уравнений (16) следует:

$$X_1 = X_2 (h_{crc} - t_b)^2 \frac{1}{h_{crc}^2} - \frac{2}{h_{crc}} (X_2 \cdot A_1 + A_2) - C \leq 0,5 \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot t_b \cdot R_b. \quad (24)$$

Из уравнения (5)

$$X_4 = \frac{-\Delta\Gamma_1 - \Delta_2 + (x_{crc} - h_{b,1}) \cdot \Delta\phi}{\delta_{44}}. \quad (25)$$

После подстановки выражения  $\delta_{44}$  в (25), получим:

$$X_4 = \Delta T_b = \frac{3E(\lambda)I_{con}(-\Delta\Gamma_1 - \Delta_2 + (x_{crc} - h_{b,1}) \cdot \Delta\phi)}{(x_{crc} - h_{b,1})^3} \leq \Delta T_{b,R}. \quad (26)$$

Введенные ограничения обеспечивают сохранение физического смысла расчетных параметров (рис. 1, 2).

Где  $\Delta T_{b,R}$  – максимальное значение величины сдвигающих сил, соответствующее достижению касательными напряжениями максимальных значений в точке  $R$  на диаграмме  $\tau - \varepsilon_q$ ;  $\Delta\Gamma_1$  определяется с использованием решения А.Р. Ржаницына при внецентренном сжатии составного стержня [2].

$$\Delta\Gamma_1 = \varepsilon_{\mu} \cdot t_* = \left[ -\frac{N_{0,2} + \Delta T_b}{E_{b,2}(\lambda) A_{b,2,red}} + \frac{(x_{crc} - h_{b,1})}{\rho} \right] \cdot t_*; \quad (27)$$

$$\Delta\Gamma_2 = \varepsilon_{\sigma} \cdot t_* = \left[ -\frac{N_{0,1} + \Delta T_b}{E_{b,1}(\lambda) A_{b,1,red}} + \frac{0,5h_{b,1}}{\rho} \right] \cdot t_*; \quad (28)$$

$$\Delta T_b = \tau_m \cdot t_*; \quad (29)$$

$$\tau_m = 0,5(\tau_{max} + \tau_1); \quad (30)$$

$$\tau_1 = \frac{\xi \cdot \Delta}{\lambda} \cdot \frac{sh\lambda(0,5l_{crc} - t_*)}{ch\lambda \cdot 0,5l_{crc}}; \quad (31)$$

$$\tau_{max} = \frac{\xi \cdot \Delta}{\lambda} \cdot th\lambda 0,5l_{crc}; \quad (32)$$

$$\Delta = -\frac{N_{0,1}}{E_{b,1}(\lambda) A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{E_{b,2}(\lambda) A_{b,2}} - \frac{(x_{crc} - 0,5h_{b,1})}{\rho}; \quad (33)$$

$$\lambda = \sqrt{\xi\gamma} = \sqrt{\xi \left[ \frac{1}{E_{b,1}(\lambda) A_{b,1}} + \frac{1}{E_{b,2}(\lambda) A_{b,2}} - \frac{(x_{crc} - 0,5h_{b,1})^2}{M \cdot \rho} \right]}, \quad (34)$$

где  $\xi$  – податливость шва, определяется на основании экспериментальных исследований составных призм.

После этого определяем относительные условные взаимные смещения деформаций  $\varepsilon_{q,b}$  в шве:

$$\varepsilon_{q,b} = \frac{\Delta\Gamma_1 + \Delta\Gamma_2}{t_*}. \quad (35)$$

Располагая этими деформациями, можно переходить к построению расчетного аппарата ширины раскрытия трещин в составных внецентренно сжатых железобетонных конструкциях.

В основу расчета положены следующие основные предпосылки:

- для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоских сечений; напряжения в бетоне и арматуре определяются с использованием билинейных диаграмм связей  $\sigma - \varepsilon$ ;
- образование трещин происходит после достижения крайними растянутыми волокнами бетона предельных деформаций. В процессе нагружения выделяется несколько уровней трещинообразования. Расстояния

- между трещинами последующего уровня меньше либо равно половине расстояния между трещинами предыдущего уровня;
- связь между напряжениями сцепления  $\tau$  и относительными условными сосредоточенными взаимными смещениями бетона и арматуры  $\varepsilon_g(x)$  (рис. 4) на расстоянии двух диаметров арматуры от поверхности контакта принимается в виде  $\tau(x) = G\varepsilon_g(x)$ , где  $G$  – модуль деформаций сцепления арматуры с бетоном (для обычных бетонов классов В15–В45 при стержневой арматуре периодического профиля величина  $G$  изменяется в пределах  $(0,3 \dots 0,4) E_b$ ;
  - учитывается деформация бетона в сечении с трещиной в зависимости от расстояния от поверхности контакта с арматурой.

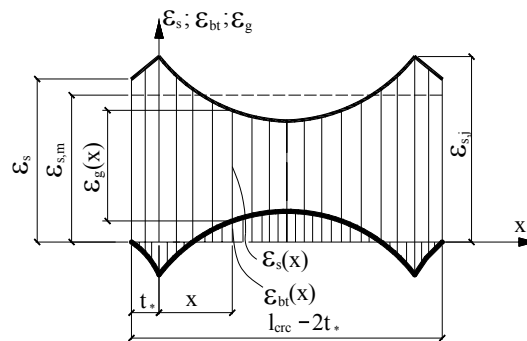


Рис. 4. К определению деформаций бетона  $\varepsilon_{bt}(x)$ , арматуры  $\varepsilon_s(x)$  и их относительных взаимных смещений  $\varepsilon_g(x)$  в составных внецентренно сжатых элементах

Напряжения в бетоне  $\sigma_b$ , в арматуре в сечении с трещиной  $\sigma_s$  и расчетная высота сжатой зоны бетона определяются на основании первой предпосылки из уравнений равновесий и деформаций, в соответствии с рис. 5,а.

Расстояние между трещинами  $l_{crc}$  определяется на основании второй предпосылки из условия, в соответствии с которым удлинения бетона на поверхности конструкции в среднем сечении (на участке между трещинами) равны  $\varepsilon_{bt,u}$ :

$$\varepsilon_{bt}(x) \Big|_{x=0,5l_{crc}-t_*} = \varepsilon_{bt,u} \quad (36)$$

Из рис. 4 следует, что относительные взаимные смещения арматуры и бетона определяются из зависимости

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{bt}(x), \quad (37)$$

где и  $\varepsilon_{bt}(x)$  – относительные деформации арматуры и относительные деформации бетона в сечении  $x$  соответственно.

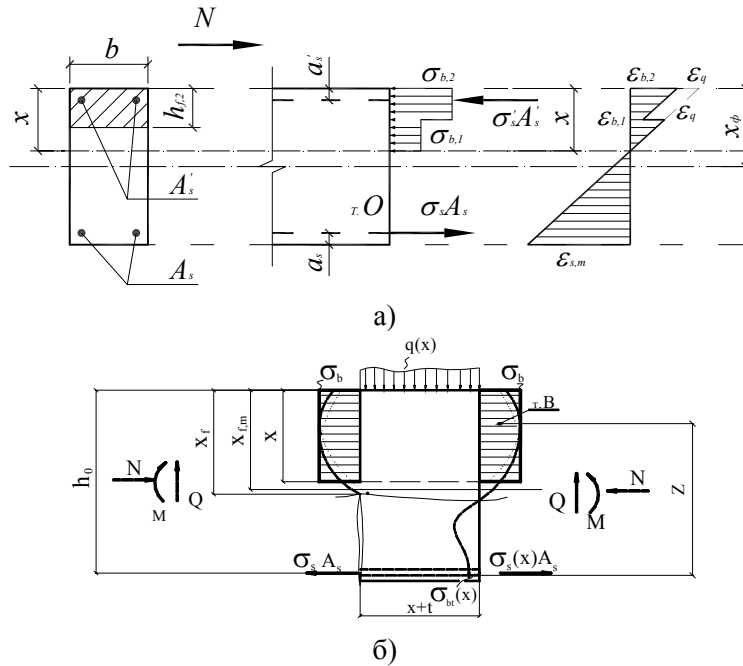


Рис. 5. Расчетная схема к определению  $x$ ,  $\sigma_s$ ,  $\sigma_b(a)$ ,  $\varepsilon_{bt}(x)$  (б)

Таким образом, задача по определению  $l_{crc}$  сводится к нахождению относительных деформаций бетона из зависимости (37).

Деформации  $\varepsilon_s(x)$  отыскивают из условия

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{S_s}{A_s E_s} \int_0^x \tau(x) dx, \quad (38)$$

где  $S_s$  – периметр поперечного сечения арматуры;  $\varepsilon_s$  – деформации арматуры в трещине;  $\Delta T$  – результирующая условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине;  $\tau(x)$  – условные касательные напряжения.

Характер эпюры  $\varepsilon_{bt}(x)$ , выполненный с привлечением опытов других авторов [1], показывает, что при определенной величине нагрузки дефор-

мації на участках примыкания к трещинам начинают уменьшаться и даже меняют знак, деформации же в середине участка между трещинами продолжают увеличиваться до тех пор, пока в этом месте не появляется новая трещина. Анализ характера эпюры  $\varepsilon_{bt}(x)$  показывает необходимость (рис. 4) учета деформационного воздействия в трещине [1].

Деформации бетона  $\varepsilon_{bt}(x)$  определяются из условия равновесия блока, расположенного между сечением с трещиной и сечением, проходящим на расстоянии  $t+x$  от трещины (рис. 5,б):

$$\varepsilon_{bt}(x) = \delta \frac{\varepsilon_s A_s E_s Z_s - \varepsilon_s(x) A_s E_s Z_s(x) - Q(t_* + x)}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b \nu_{bt}(x) Z_{bt}(x)}, \quad (39)$$

где  $\omega_{bt}(x)$  и  $\nu_{bt}(x)$  – соответственно коэффициент полноты эпюры деформаций и коэффициент упругости растянутого бетона в сечении  $x$ , на участке между трещинами, произведение  $\omega_{bt}(x)\nu_{bt}(x)$  близко к 0,5;  $A_{bt}(x)$  – растянутая площадь сечения бетона в сечении  $x$ ;  $Q$  – поперечная сила в сечении с трещиной;  $\delta$  – коэффициент, учитывающий расположение растянутой арматуры по высоте сечения.

Подставляя (38) и (39) в (37), после соответствующих преобразований получим:

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{S_s}{K \cdot A_s E_s} \int_0^x \tau(x) dx + \frac{\delta}{t} [\Delta T Z + Q(t_* + x)]; \quad (40)$$

$$\frac{1}{K} = 1 + \delta \frac{\mu \alpha \cdot Z}{0,32 h_0 (\gamma - \xi) (\gamma + 0,03 \xi)}; \quad (41)$$

$$t = 0,32 \cdot h_0 (\gamma - \xi) (\gamma + 0,03 \xi), \quad (42)$$

где  $\xi = \frac{x}{h_0}$ ;  $\gamma = \frac{h}{h_0}$ ;  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ ;  $\mu = \frac{A_s}{b h_0}$ ;  $\delta = \frac{1 - \xi}{\gamma - \xi}$ .

Выражение (5) с учетом третьей предпосылки принимает вид:

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - B \int_0^x \varepsilon_g(x) dx + \frac{\delta}{t} [\Delta T Z + Q(t_* + x)], \quad (43)$$

где  $B$  – параметр сцепления арматуры с бетоном, принимаемый равным

$$B = \frac{S_s G}{K \cdot A_s E_s}. \quad (44)$$

После дифференцирования получаем:

$$\frac{d\varepsilon_g(x)}{dx} + B\varepsilon_g(x) = \frac{\delta}{t}Q. \quad (45)$$

Решение неоднородного дифференциального уравнения первого порядка (10) имеет вид

$$\varepsilon_g(x) = \left( \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} + \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} - \frac{\delta \cdot Q}{t \cdot B} \right) e^{-Bx} - \frac{\delta \cdot Q}{t \cdot B}. \quad (46)$$

При выполнении практических расчетов следует учитывать депланацию бетона в зависимости от расстояния от поверхности арматуры до поверхности бетона путем умножения на коэффициент  $k_r$ .

Из выражения (37) с учетом (38) и (43), после алгебраических преобразований, получим:

$$\varepsilon_{bt}(x) = \frac{S_s G k_r}{E_s A_s} \left( \frac{1}{K} - 1 \right) \int_0^x \varepsilon_g(x) dx - \frac{\delta k_r}{t} [\Delta T Z + Q(t_* + x)]. \quad (47)$$

С учетом (11), будем иметь:

$$\varepsilon_{bt}(x) = (1 - K) k_r \left[ B_3 (1 - e^{-Bx}) + \frac{\delta Q}{t} \right] - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} - \frac{\delta Q k_r}{t} x; \quad (48)$$

$$B_3 = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} + \frac{\sigma_{bt,s}}{\nu_b E_b} - B_2. \quad B_2 = \frac{\delta Q}{tB}. \quad (49)$$

Из условия (36), принимая во внимание (48), при  $Q \rightarrow 0$  (применительно к зоне нормальных трещин), получим:

$$e^{-B(0,5l_{crc} - t_*)} = 1 + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B_{3,*} k_r (K - 1)} + \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b B_{3,*} k_r (K - 1)}, \quad (50)$$

где  $B_{3,*}$  равно значению  $B_3$  (см. (49) при  $B_2 = 0$ ). Отсюда

$$\ln B_4 = -B(0,5l_{crc} - t_*); \quad (51)$$

$$B_4 = 1 + \frac{\sigma_{bt,c}}{(K - 1) k_r B_{3,*} \nu_b E_b} + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B_{3,*} k_r (K - 1)}. \quad (52)$$

Из выражения (16) (50) следует, что

$$l_{crc} = \frac{2(\ln B_4 - B t_*)}{-B}. \quad (53)$$



Анализ соотношения (53) показывает, что увеличение деформаций в арматуре при росте нагрузки вызывает уменьшение расстояния между трещинами. При этом появление нового уровня трещинообразования соответствует уровню нагрузки, при котором соблюдается следующее неравенство:

$$l_{cr,c,i} \leq 0,5l_{cr,c,i-1} . \quad (54)$$

Расстояние между трещинами является важнейшим параметром, необходимым для определения ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях.

В итоге, общий алгоритм расчета сводится к тому, что вначале определяют параметры напряженно-деформированного состояния расчетного сечения; после этого находят функциональное значение  $l_{cr}$  по формуле (53). Затем из неравенств (54) находят уровневое значение  $l_{cr}$ .

Теперь можно переходить к определению ширины раскрытия трещин.

Для построения расчета вводятся дополнительные предпосылки. Основными из них являются:

- раскрытие трещин – это накопление относительных условных сосредоточенных взаимных смещений арматуры и бетона на участках, расположенных по обе стороны от трещины (рис. 4) – развитие гипотезы Томаса-Гольшева;
- учитывается дополнительное деформационное воздействие в трещине, связанное с нарушением сплошности материала.

Таким образом, в соответствии с первой дополнительной предпосылкой задача по определению  $a_{cr}$  сводится к нахождению относительных взаимных смещений  $\varepsilon_g(x)$  арматуры и бетона на различных участках между трещинами.

После дифференцирования получаем дифференциальное уравнение первого порядка (45), решение которого отыскивается в виде (46). При этом постоянная интегрирования определяется с учетом граничного условия, в соответствии с которым, при  $x = 0$ ,  $\varepsilon_g(x) = (\varepsilon_s + \frac{\Delta T}{A_s E_s} + \frac{\sigma_{bl,c}}{\nu_b E_b}) \cdot k_r$ .

Теперь, в соответствии с дополнительными предпосылками, можно записать:

$$a_{cr} = 2 \int_0^{l_s} \varepsilon_g(x_1) dx_1 + 2 \int_0^{0,5l_{cr}-l_s} \varepsilon_g(x) dx . \quad (55)$$

После интегрирования получим:

$$a_{crc} = -\frac{2\Delta T k_r}{G} + \frac{2B_3 k_r}{B} (1 - e^{-B(0,5l_{crc} - t_*)}) + 2B_2 k_r (0,5l_{crc} - t_*). \quad (56)$$

При выполнении практических расчетов ширину раскрытия трещин, вычисленную по формуле (56), следует умножить на коэффициенты  $\phi_1, \dots, \eta$ , учитывающие длительность действия нагрузки и профиль поверхности арматуры, определяемые в соответствии с нормативными документами.

Полученные зависимости (52) – (54), (56) учитывают влияние ряда важных факторов, таких как: деформации арматуры в сечении с трещиной, параметры сцепления  $B$  арматуры с бетоном, геометрические характеристики сечения и характеристики бетона и арматуры, депланацию бетона на поверхности конструкции по отношению к радиусу пограничного слоя, деформационный эффект (возникающий в железобетонном элементе после нарушения сплошности), относительные условные сосредоточенные взаимные смещения бетона и арматуры и, в необходимых случаях, влияние поперечной силы  $Q$ . Выяснено, что существенное влияние на основные параметры железобетона  $l_{crc}$ ,  $a_{crc}$  оказывает деформационный эффект (возникающий в железобетонном элементе после нарушения сплошности). Все это, безусловно, будет способствовать повышению эффективности проектирования железобетонных конструкций, усиленных при реконструкции.

### Выводы

1. Развита гипотеза механики разрушения применительно к учету эффекта нарушения сплошности железобетонных конструкций при внецентренном сжатии с упрощением ее энергетического функционала до уровня доступности обычных методов строительной механики. Рассмотрена специфика построения двухконсольного элемента (ДКЭ) в зонах, прилегающих к трещинам, применительно к внецентренно сжатым железобетонным конструкциям и предложена расчетная схема для раскрытия статической неопределимости ДКЭ. Получены уравнения, связывающие искомые расчетные параметры.

2. Разработана методика и получены зависимости для определения расстояния между трещинами, ширины их раскрытия с учетом эффекта нарушения сплошности и относительных условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры, базирующаяся на традиционных предпосылках теории железобетона и положениях механики разрушения, позволяющая заметно приблизить эти важнейшие расчетные параметры к действительным.

3. Решение поставленной задачи позволяет, даже оставаясь в рамках традиционной модели В.И. Мурашева, заметно уточнить основные параметры железобетона  $a_{crc}$ ,  $l_{crc}$  и объяснить многие, замеченные в экспериментах, явления, происходящие при сопротивлении железобетона силовым и деформационным воздействиям.

#### **Литература**

- [1] Верюжский Ю.В., Колчунов В.И. Методы механики железобетона. Учебное пособие. – К.: Книжкове видавництво НАУ, 2005. – 653 с.
- [2] Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.

*Надійшла до редколегії 26.06.2009 р.*

УДК 624.014.059.22

## **Моделирование шатровых плит перекрытий жилых зданий с применением МКЭ**

**Риблов В.В.**

Луганский национальный аграрный университет, Украина

**Анотація.** Підвищена деформативність шатрових плит перекрыттів цивільних будинків потребує індивідуального підходу при розрахунках і конструюванні. Обґрунтована необхідність виконання розрахунків з урахуванням впливу нелінійних властивостей залізобетону. Запропоновано способи урахування нелінійних властивостей залізобетону при розрахунках таких конструкцій.

**Аннотация.** Повышенная деформативность шатровых плит перекрытий гражданских зданий требует индивидуального подхода при расчетах и конструировании. Обоснована необходимость выполнения расчетов с учетом влияния нелинейных свойств железобетона. Предложены способы учета нелинейных свойств железобетона при расчетах таких конструкций.

**Abstract.** The increased deformation of hip flags of ceilings of civil buildings requires individual approach at calculations and constructing. Necessity of performance of calculations is proved in view of influence of nonlinear properties of Ferro-concrete. The methods of account of nonlinear properties of the reinforced concrete are offered during the calculations of such constructions.

**Ключевые слова:** шатровая плита, свойства бетона, прогиб.

**Введение. Постановка проблемы.** Шатровые плиты еще недавно были наиболее распространенным типом перекрытий гражданских зданий. Опыт эксплуатации таких конструкций свидетельствует об их повышенной деформативности, что приводит к провисаниям конструкций, нарушению эстетики помещений. В ряде случаев подобное обстоятельство не просто создает неудобства при проживании, но иногда приводит к аварийным ситуациям. Поэтому при проектировании аналогичных конструкций необходимо выполнять расчеты (в т.ч. и поверочные существующих конструкций) с учетом нелинейных свойств железобетона.

Методики расчета, рекомендуемые действующими нормативными документами, не всегда дают возможность правильно оценить деформативность конструкций, поскольку в их основу положены предпосылки упругой или об упругопластической работе материала в эксплуатационной стадии. Положение усугубляется еще и тем, что расчеты ведутся, как правило, с применением недеформированных схем.

Работа отвечает актуальным направлениям научно-технической политики Украины в области оценки технического состояния строительных конст-

рукцій в соответствии с Постановлением Кабинета Министров Украины № 409 от 5 мая 1997 г. «Об обеспечении надежности и безопасной эксплуатации зданий, сооружений и инженерных сетей».

Анализ последних достижений и публикаций (решению проблем, связанных с конструированием железобетонных изгибаемых элементов перекрытий зданий и сооружений посвящены регулярно проводимые конференции как в стране, так и за рубежом) свидетельствует о необходимости продолжения исследований, направленных на решение важной народнохозяйственной задачи – обеспечения нормальной эксплуатации перекрытий гражданских зданий. Решение этой задачи возможно различными методами. При этом учет упругопластических свойств материалов конструкций и изменения условий закрепления при расчетах производится не всегда адекватно [1, 2], что не дает возможности сделать правильные выводы о том, удовлетворяют ли запроектированные конструкции ограничения по обем группам предельных состояний.

**Цель работы.** Разработка методики учета нелинейных свойств железобетона при расчетах шатровых плит перекрытий гражданских зданий.

**Основная часть.** При расчетах пластинчатых конструкций неупругая работа материала в уравнении изгиба пластинки может быть учтена следующим образом [1]:

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

где  $\theta_x = E_{x,i,pl}/E$ ,  $\theta_y = E_{y,i,pl}/E$  – отношение упругопластического модуля в направлении соответственно осей X и Y к модулю упругости в точке с координатами  $x, y$ ;  $W = W(x, y)$  – прогиб пластинки в точке с координатами  $x, y$ ;  $D$  – цилиндрическая жесткость пластинки;  $p(x, y)$  – значение интенсивности распределенной нагрузки в точке с координатами  $x, y$ .

Выражения для моментов и поперечных сил могут быть записаны с учетом коэффициентов перевода модуля упругости в упругопластический модуль в направлении осей X и Y ( $\theta_x, \theta_y$ ) и упругого модуля сдвига в упругопластический модуль сдвига ( $\sqrt{\theta_x \cdot \theta_y}$ ) следующим образом:

Решение уравнения (1) 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.

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

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

Расчет конструкции может быть выполнен МКЭ. При этом адекватная существующей конструкции модель МКЭ должна учитывать все свойства конструктивных элементов, в частности, железобетона.

Поскольку при проверках конструкций необходимо выполнять расчеты по двум группам предельных состояний, рекомендуется разрабатывать две расчетные модели:

- упрощенную – для проверки (подбора) армирования плиты;
- усложненную – практически адекватную существующей конструкции (для определения прогибов, перемещений и т.п.).

В упрощенной модели железобетонная плита моделируется плоскими КЭ, деформируемыми по линейному закону. Для бетона шатровой плиты задается модуль упругости, который определяется для установленного класса бетона конструкции в соответствии с требованиями [3] с умножением на коэффициент 0,85. Класс бетона по прочности устанавливается по результатам выполненного обследования конструкций. Коэффициент 0,85 частично учитывает неупругие свойства бетона.

Для определения прогибов конструкций разработана усложненная модель с использованием объемных КЭ с нелинейной зависимостью деформирования бетона. Нелинейная работа железобетона учитывается с помощью экспериментально полученных зависимостей « $\sigma_b - \epsilon_b$ » [4] для бетона соответствующего класса по прочности. Арматура моделируется стержневыми КЭ приведенной площади для принятого шага дискретизации КЭ. Опти-

мальний шаг дискретизации исследуемой области плиты перекрытия на КЭ определяется по результатам выполненных предварительных расчетов.

Общий вид усложненной модели приведен на рис. 1.

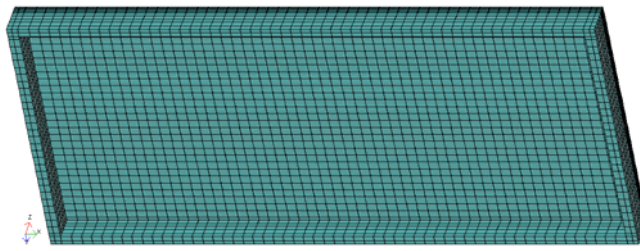


Рис. 1. Общий вид усложненной модели шатровой плиты

В расчетной схеме задаются три загрузки.

Собственный вес конструкций. Плотность железобетона принимается  $2500 \text{ кг/м}^3$ . Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1,1$ .

Собственный вес пола и перегородок. Характеристическое значение равномерно распределенной нагрузки принимается по данным проведенных обследований или проектным материалам. При отсутствии таких данных принимается равным  $q=0,12 \text{ т/м}^2$ . Коэффициент надежности по нагрузке –  $\gamma_f=1,3$ .

Полезная нагрузка. Характеристическое значение равномерно-распределенной нагрузки согласно табл. 6.2. ДБН В.1.2-2:2006 принимается равным  $q=0,15 \text{ т/м}^2$ . Коэффициент надежности по нагрузке –  $\gamma_f=1,3$ .

Усложненная модель используется при расчетах на характеристические величины нагрузок. В результате расчетов получают численные величины деформаций конструкций. Изополю вертикальных перемещений плиты приведены на рис. 2.

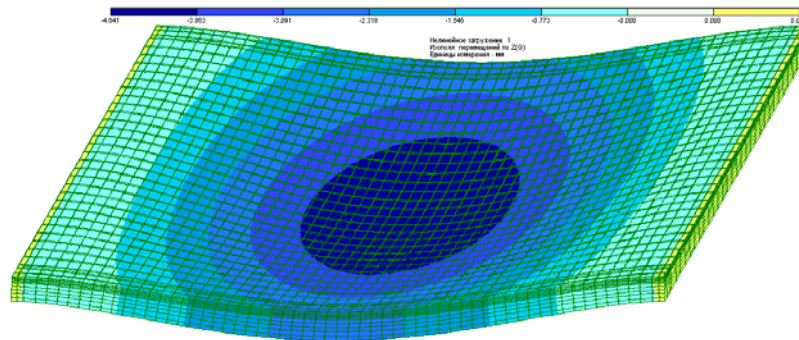


Рис. 2. Деформации плиты вдоль оси OZ

Учет неупругих свойств железобетона можно выполнить при расчетах по упрощенной схеме. В этом случае по результатам расчета на предыдущей итерации определяют коэффициенты  $\theta_x$ ,  $\theta_y$  и  $\sqrt{\theta_x \cdot \theta_y}$ . После определения коэффициентов корректируют модули упругости КЭ и выполняется следующий этап расчета. Расчет считается окончанным после получения практически одинаковых результатов на смежных этапах расчета.

### **Выводы**

1. Предложена методика расчета шатровых плит перекрытий гражданских зданий с учетом упругопластических свойств железобетона. Учет свойств железобетона возможен при расчетах с использованием как известных ВК МКЭ типа ЛИРА, SCAD, так и с применением других численных методов. При формировании матрицы жесткости нелинейные свойства учитываются введением понижающих коэффициентов  $\theta_x$ ,  $\theta_y$  и  $\sqrt{\theta_x \cdot \theta_y}$ , которые уточняются в процессе итерационного расчета модели.

2. В результате расчета по данной методике можно определить не только НДС, но и дать прогноз развития осадок и прогибов во времени. Для этого достаточно задать закон изменения жесткостных характеристик пластинки в каждой точке во времени.

### **Литература**

- [1] Голоднов А.И., Риблов В.В. Расчет железобетонных плит, опирающихся на деформируемый контур. // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2. – С. 43 – 48.
- [2] Голоднов А.И., Риблов В.В. О техническом состоянии шатровых плит перекрытий жилых зданий. // Збірник наукових праць Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки. – Луганськ: вид-во ЛНАУ, 2008. – №88. – С. 28 – 33.
- [3] СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 76 с.
- [4] Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. / НИИСК Госстроя СССР. – Киев, 1987. – 24 с.

*Надійшла до редколегії 03.06.2009 р.*



## **ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ**

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

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

Статті подаються українською, російською або англійською мовами у роздрукованому виді (в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті) та в електронному виді на магнітному носіїві звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 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 11 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 у статті оформляється відповідно до ДСТУ ГОСТ 7.1-2006 і наводиться наприкінці статті за алфавітом. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання й видавництво, рік видання, том (підкреслити), кількість сторінок. Не дозволяється робити посилання на неопубліковані роботи.

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

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

***Розраховуємо на співпрацю.***



Наукове видання

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 В.С. Обрезанова Г.В. Ленда

Рекомендовано до друку вченою радою ВАТ  
«УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»  
(протокол № 4 від 02.07.2009 р.)

---

Підписано до друку 14.07.2009.  
Формат видання 70х100/16.  
Папір офсетний. Друк офсетний.  
Умовн. друк. арк. 15,6. Обл.-вид. арк. 10,1.  
Тираж 120 прим. Зам. №

Видавництво «Сталь».  
02660, ГСП-660, м. Київ, просп. Визволителів, 1,  
тел. 229-83-51; 543-95-56  
[www.isdat.com.ua](http://www.isdat.com.ua)

---