

Машковцев Г.Д., канд. техн. наук, доц.
(ПГУ, г. Новополоцк)

ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ КАК ОДНА ИЗ ПРИЧИН АВАРИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В нормальных условиях эксплуатации стальных конструкций и надлежащем их содержании срок службы достигает 60 – 70 лет. В истории эксплуатации стальных конструкций известны случаи, когда сроки их эксплуатации исчисляются столетиями. К сожалению, до настоящего времени аварии еще имеют место и, что еще хуже, время от времени они повторяются. Некоторые из них становятся даже типовыми.

Авария есть тяжелый, но наглядный урок того, как не надо проектировать и строить, и эта область в инженерном деле единственная, где желательно не иметь собственного опыта, а использовать опыт других [1]. Правдивое и объективное описание аварий приносит большую пользу, чем описание самых успешных работ.

Исследования аварий привели к выводу о том, что к наиболее типичным сочетаниям их основных причин относится потеря устойчивости (более 40 %) независимо от того, в результате чего они произошли. В отдельных случаях потеря устойчивости стальных конструкций происходит из-за низкой квалификации инженерно-технического персонала, строящего и обслуживающего эти конструкции. Рассмотрим некоторые известные случаи аварий, связанные с потерей устойчивости и которые могли бы не произойти.

Известны случаи обрушения строительных приставных лесов из стальных труб с клиновым креплением их элементов, применяемых при возведении, реконструкции и ремонте зданий и сооружений для размещения рабочих и материалов непосредственно в зоне проведения строительно-монтажных работ. В действительности приставные леса были применены, как леса *свободностоящие* [2]. На устройство и разборку лесов строительной организацией была разработана технологическая карта. Шаг ярусов технологической карты значительно отличается от нормативных значений [2]. Этот зафиксированный факт стал определяющим в проверке устойчивости участка между узлами стойки лесов по предельной гибкости [3]:

$$\lambda_{\text{lim}} = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150 . \quad (1)$$

За расчетную длину принят максимальный по длине участок между узлами стойки, зависящий от условий закрепления:

$$l_{ef} = \mu \cdot l_0, \quad (2)$$

где $\mu = 1,0$ – при шарнирном закреплении ярусов конструкции лесов; $l_0 = 3,0 - 4,0$ м – расстояние между ярусами, принятое в технологической карте.

В зависимости от известной предельной гибкости (1) находится минимальное предельное расстояние между ярусами конструкции лесов по известной формуле:

$$l_0^{\min} = \lambda_{\lim} \cdot i_{\min} = 150 \cdot 1.64 = 246 < 300 - 400 \text{ см}, \quad (3)$$

где $i_{\min} = \sqrt{I_x / A} = 1,64$ см – радиус инерции кольцевого сечения; $A = \pi \cdot (R_1^2 - R_2^2) = 3,14 \cdot (2,4^2 - 2,2^2) = 2,89 \text{ см}^2$ – площадь сечения стойки; $I_x \approx 0,05 \cdot d_1^4 \cdot (1 - c^4) = 7,8 \text{ см}^4$ – момент инерции.

Таким образом, фактические расстояние и гибкость между ярусами превысили предельно допустимые значения почти в 2 раза. Произошла потеря устойчивости и обрушение конструкции лесов в целом. Кроме того, превышение в 2,5 раза допустимой нагрузки на настил для свободностоящих лесов благоприятствовало произошедшей аварии.

Известны случаи, когда происходит потеря устойчивости листовых конструкций, стенки корпуса резервуара. Например, в зимний период по этой причине пятый пояс резервуара (объемом 10 тыс. м³) на одном из нефтеперерабатывающих заводов потерял устойчивость (наличие деформированных участков).

Поэтому возникает необходимость проверки устойчивости стенки верхних поясов (наиболее тонких) при определенных сочетаниях нагрузок. Нагрузки, действующие на стационарное покрытие резервуара и его стенку (снеговая, ветровая, собственная масса, избыточное давление и вакуум), в разных сочетаниях вызывают в стенке меридиональные и кольцевые усилия, вследствие чего стенка в некоторых случаях может потерять устойчивость.

Для обеспечения устойчивости пустого резервуара под воздействием разряжения (вакуума), внешних нагрузок внутри резервуара устанавливается кольцевое ребро жесткости, обоснованное расчетом. Однако это ребро жесткости не было установлено. Вследствие чего произошла потеря устойчивости стенки резервуара. Эксплуатация резервуара была своевременно прекращена, авария не произошла.

В 1930 году на одном из заводов близ Днепропетровска произошла катастрофа с башней системы Шухова. Водонапорная башня высотой около 15 м с баком емкостью около 250 м³ рухнула после нескольких дней ввода ее в эксплуатацию. Башня упала не набок, а сломалась как бы гармоникой: водонапорный бак и почти все части рухнувшей башни оказались лежащими внутри контура основания. Причиной катастрофы была недостаточная устойчивость башни.

Анализ материала по некоторым башням этой же системы показал, что они обладают самыми разнообразными запасами устойчивости. Очевидно, для этих башен расчет на устойчивость или вовсе не делался, или делался по тем временам примитивными методами расчета.

В феврале 2006 года произошла авария водонапорной башни, введенной в эксплуатацию в декабре 2003 года (Вилейка). Базовым документом для строительства послужил типовой проект «Унифицированные водонапорные стальные башни заводского изготовления (системы Рожновского)», 901-5-29, альбом I. Проект утвержден и введен в действие Минсельхозом СССР и Минводхозом СССР с 1 декабря 1972 года. В указанный проект были внесены поправки по устройству дополнительных оттяжек, которые изменили конструктивную схему и принципиальную работу конструкции. Идея установки оттяжек основана на примитивных рассуждениях строителей, которые предложили их проектировщикам как дополнительную страховку на обычательском уровне понимания прочности и устойчивости. Кроме того, оттяжки спроектированы не из высокопрочных стальных канатов, а полуспокойной стали ВСтЗпс и не учитывают рекомендации [4]. Хотя известно, что модуль упругости стальных канатов ниже модуля упругости прокатной стали, а относительная деформация стального каната в упругой стадии работы $\epsilon = \sigma / E$ получается в несколько раз больше, чем у элементов обычной стали. Эту специфическую особенность нельзя не учитывать.

Основной и определяющей причиной аварии водонапорной башни, явилась потеря общей устойчивости ствола конструкции, вызванная устройством дополнительных оттяжек, с применением полуспокойной стали ВСтЗпс. В 1952 году произошло обрушение 8 из 13 радиомачт, вследствие недопустимо слабого закрепления расчалок [1].

Оттяжки должны воспринимать распор и, как правило, имеют предварительное напряжение [4]. Если оттяжки не натянуты (ослаблены), ствол башни работает по двум периодически чередующимся между собой расчетным схемам, и они влияют на работу конструкции не лучшим образом. В том смысле, что оттяжки принимают на себя функцию внезапного (импульсивного) действия нагрузки мгновенного характера с точки зрения динамики к исследованию равновесия и деформаций упругой системы. Отме-

тим, что импульсивная нагрузка характеризуется кратковременностью действия. Если рассматривать импульс прямоугольного очертания, т.е. внезапное приложение силы, а через промежуток времени t_{um} , снятие ее, тогда для промежутка времени $0 \leq t \leq t_{um}$ выражение перемещения системы с одной степенью свободы имеет вид:

$$f = f_{cm} \cdot (1 - \cos \omega \cdot t) = f_{cm} \cdot k_d, \quad (4)$$

где f_{cm} – перемещение от статического действия импульсной силы; величина $k_d = (1 - \cos \omega \cdot t)$ характеризует динамический эффект во время действия импульсной силы; $k_d = 2,0$ – максимальное значение динамического эффекта, представленное коэффициентом динамичности.

Тогда расчет на устойчивость ствола водонапорной башни как скжато изгибающегося стержня согласно [3] необходимо было проверить с учетом коэффициента динамичности [5, табл. 32.3, с. 675]:

$$\frac{N \cdot k_d}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5)$$

где φ_e определяется согласно [3] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентрикитета $m_{ef} = \eta \cdot m$.

Расчеты показали, что устойчивость ствола водонапорной башни как консольной конструкции, выполненной по типовому (без оттяжек) проекту, обеспечивается $1941 \text{ кг}/\text{см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 2450 \cdot 0,95 = 2328 \text{ кг}/\text{см}^2$. Внесение изменений в типовой проект (дополнительных оттяжек из полуспокойной стали) и рекомендуемые провисы принципиально изменили работу конструкции. С учетом динамического эффекта расчетные напряжения, вычисленные по формуле (5), резко возросли $\sigma_{calc} = 3882 \text{ кг}/\text{см}^2 > 2328 \text{ кг}/\text{см}^2$ и превысили расчетное значение даже предела прочности $R_u = 3750 \text{ кг}/\text{см}^2$. Это значит, что конструкция стала неустойчивой и произошла авария. Кроме того, укоренной динамике разрушения всей конструкции водонапорной башни способствовали: сочетание потери местной устойчивости конусной части резервуара, низкая температура, влияние ветровой нагрузки и некоторые другие объективные причины, которые в статье не рассматриваются.

Заключение. Приведено несколько практических примеров, указывающих на важность расчета на устойчивость и на необходимость для инженера уметь производить его. Если, например, в конце XIX – начале XX века после ряда известных аварий строителю нельзя было поставить в вину неправильный расчет устойчивости стальных конструкций (тогда не была еще теоретически разрешена задача об устойчивости при силах, рас-

пределенных по определенному закону), то теперь строитель должен уже знать, как произвести современными методами такой расчет.

Литература

1. Лашенко, М.Н. Повышение надежности металлических конструкций зданий и сооружений при реконструкции / М.Н. Лашенко. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1987. – 136 с.
2. Техника безопасности в строительстве: СНиП III-4-80 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 352 с.
3. Стальные конструкции: СНиП II-23-81* / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.
4. Металлические конструкции: в 3 т. Справочник проектировщика / под общ. ред. В.В. Кузнецова. – М.: Изд-во АСВ., 1998. – Т. 1. Общ. ч. – 576 с.; Т. 2: Стальные конструкции зданий и сооружений, 1998. – 512 с.; Т. 3: Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. Реконструкция, обследование, усиление и испытание конструкций, 1999. – 528 с.
5. Металлические конструкции / под ред. Н.П. Мельникова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1980. – 776 с. – (Справочник проектировщика).

УДК 624.012

Тур В.В., д-р техн. наук, проф.
(БрГТУ, г. Брест)

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТРЕБОВАНИЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ НЕЛИНЕЙНЫХ РАСЧЕТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В соответствии с требованиями ТКП ЕН 1990 [1] проверки предельных состояний следует выполнять применяя:

- (1) полностью вероятностный метод;
- (2) полувероятностный метод частных коэффициентов;
- (3) расчеты, подкрепляемые результатами испытаний.

Практически все нормы, применяемые для проектирования железобетонных конструкций, используют метод частных коэффициентов.