

УДК 621.565.93/95:699.841

**М. Е. САМОЙЛЕНКО**

Донецкий ПромстройНИИпроект

## **ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЭТАЖЕРОК ЦИКЛОННЫХ ТЕПЛООБМЕННИКОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ В СЕЙСМИЧЕСКОЙ ЗОНЕ**

**Аннотация.** Выполнено исследование напряженно-деформированного состояния этажерок циклонных теплообменников для различных типов конструктивных схем при строительстве в сейсмоопасной зоне. Динамические свойства сооружения, ее напряженно-деформированное состояние в значительной мере определяются параметрами основания и способом фундирования сооружения. При увеличении жесткости основания в два раза сейсмические усилия в элементах сооружения увеличиваются в среднем на 40 %. Установка диафрагм (связей) позволяет существенно снизить расчетные усилия в элементах каркаса (изгибающие моменты – в 4–15 раз, продольные силы – в 1,5–2,0 раза) и существенно упростить армирование максимально нагруженных элементов и узлов конструкции. В железобетонных этажерках усилия в колоннах от собственного веса сооружения в пять раз превышают усилия от технологических нагрузок. Большой вес сооружения вызывает значительные сейсмические усилия в конструкции. Расчетные усилия от сейсмике в этажерке с металлокаркасом в 3–4 раза меньше, чем в этажерке с железобетонным каркасом, и не превышают усилий от ветровой нагрузки. Железобетонный и металлический каркасы имеют сопоставимую стоимость. В условиях отечественной строительной индустрии железобетонный каркас более технологичен, позволяет создавать конструкцию любой формы и практически безболезненно вносить изменения в проект. Проектирование легко вести параллельно со строительством. Анализ всей имеющейся информации о сооружении показал, что наиболее рациональная конструктивная схема сооружения – железобетонный каркас с диафрагмами в центральном пролете боковых граней сооружения с фундаментом в виде плиты на естественном основании.

**Ключевые слова:** этажерка, циклонный теплообменник, конструктивная схема, сейсмика, расчет.

Современное промышленное производство немислимо без использования вертикальных технологических схем размещения оборудования. Такая ситуация обуславливает необходимость проектирования и строительства этажерок высотой более 100 м. Поскольку производство обычно размещают вблизи источников сырья часто отсутствует возможность выбора площадки строительства с простыми горно-геологическими условиями. В этой ситуации возникает необходимость выработать рациональные конструктивные решения сооружения, позволяющие одновременно обеспечить заданную надежность конструкции, ее соответствие требованиям технологического процесса и оптимальную стоимость.

Особую сложность представляет строительство этажерок циклонных теплообменников цементных заводов в сейсмоопасных зонах, так как технологические нагрузки на указанные сооружения часто составляют многие сотни и даже тысячи тонн, а высота сооружения часто превышает 100 м. Вследствие этого расчетные продольные силы в колоннах с учетом сейсмической нагрузки в колоннах достигают нескольких тысяч тонн, а изгибающие моменты – более тысячи тонно-метров. Это значительно усложняет конструирование элементов и узлов в сооружении по сравнению с промышленными или гражданскими зданиями. Не меньшую сложность представляют и вопросы фундирования сооружения, так как площадь сооружения достаточно мала, развивать фундамент в условиях стесненной площадки строительства не представляется возможным, а вертикальные и горизонтальные силы на фундамент весьма велики.

В мировой практике существует несколько принципиальных схем этажерок для теплообменников:

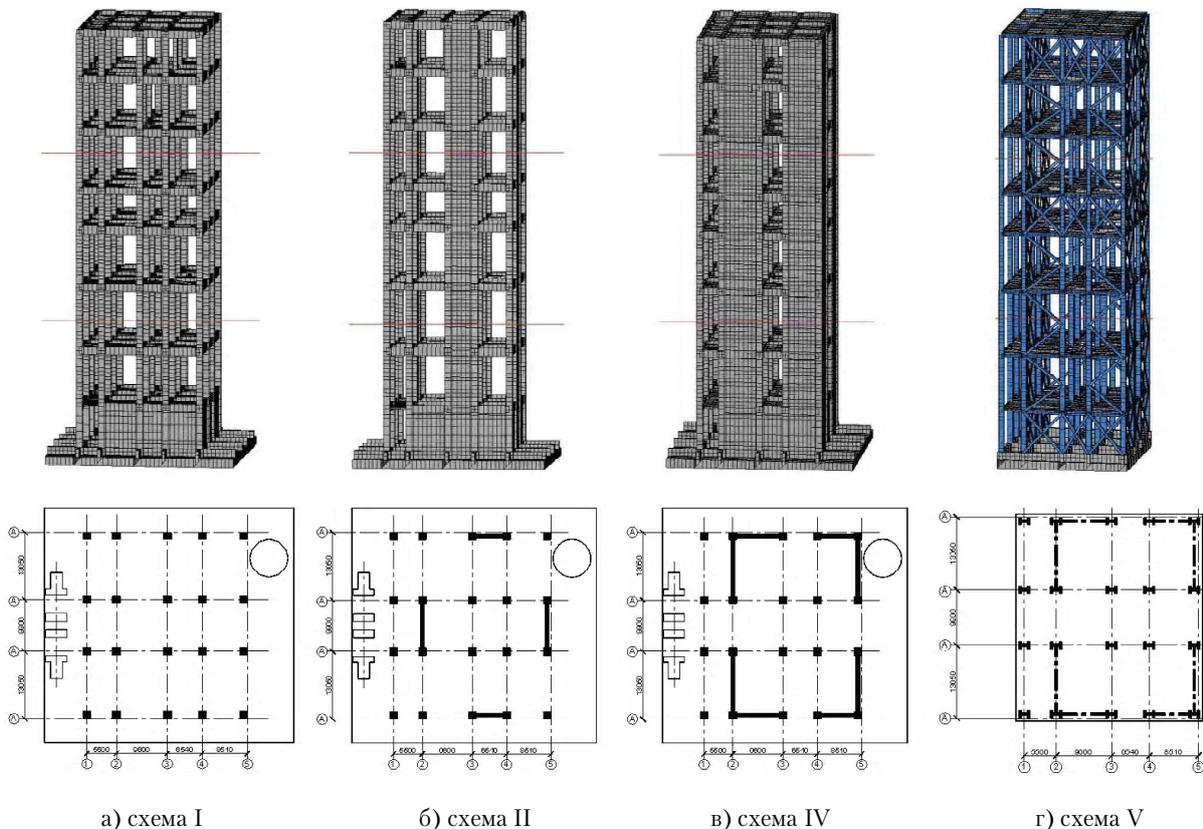
- 1) со стальным каркасом;

© М. Е. Самойленко, 2017

- 2) с железобетонным каркасом (с диафрагмами или без них);
- 3) со смешанным каркасом, в котором на колонны-пилоны, установленные по углам этажерки, оперты стальные балочные перекрытия (платформы).

Выбор рациональной схемы этажерки существенно зависит от особенностей технологической схемы производства и параметров сейсмичности площадки и не имеет однозначного решения.

Донецкий ПромстойНИИпроект выступает генеральным проектировщиком Цементного завода в Ленинском районе Республики Крым (возле г. Керчь). Проектом предусмотрено возведение двух этажерок циклонных теплообменников высотой 104,7 м с размерами в плане в осях 30,15×36,00 м. Сейсмичность площадки более 8 баллов, амплитуда максимального ускорения  $A = 3,21 \text{ м/с}^2$  (0,315g). Параметры сейсмичности получены по результатам сейсмомикрорайонирования площадки строительства. Основанием фундамента служат суглинки серого, серо-коричневого, зеленовато-серого цвета, от твердой до мягкопластичной консистенции, мягкие, тяжелые, пылеватые, непросадочные, с прослоями и линзами песка, глины и супесей ( $\varphi = 17,2^\circ$ , удельное сцепление грунта  $c = 3,6$ ). Для выбора оптимальной конструктивной схемы сооружения были выполнены численные исследования напряженно-деформированного состояния пяти вариантов конструктивных схем этажерки (рис. 1):

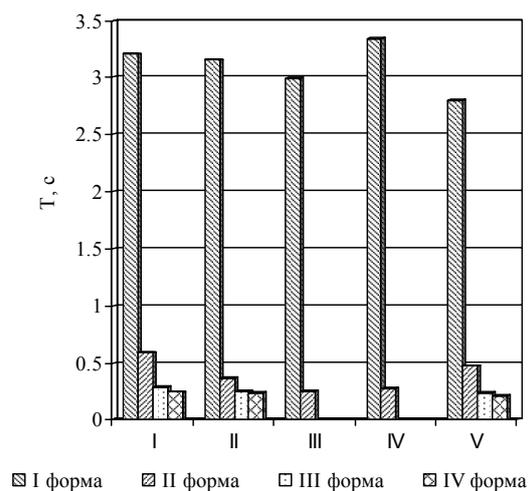


**Рисунок 1** – Конструктивные схемы этажерок: а – без диафрагм жесткости; б – диафрагмы по торцам в центре; в – диафрагмы по углам; г – металлический связевой каркас с жесткими узлами; I – железобетонный каркас без диафрагм жесткости; II – железобетонный каркас с диафрагмами по боковым граням (торцам) сооружения в центральном пролете; III – то же с диафрагмами до отм. 64,900; IV – железобетонный каркас с диафрагмами по боковым граням (торцам) сооружения в крайних пролетах (по углам); V – металлический связевой каркас с жесткими узлами, перекрытия металлические.

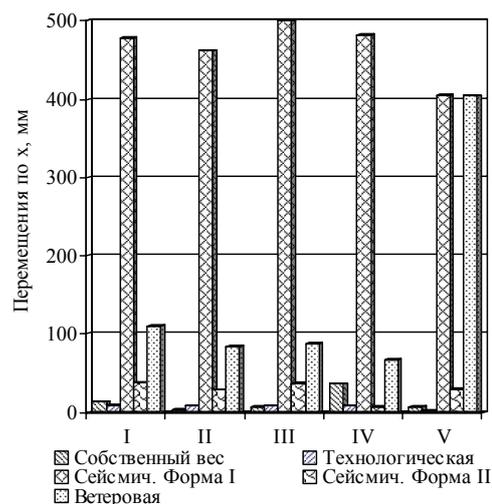
Вариант с колоннами-пилонами не рассматривался, так как он неприемлем для этажерок с большими размерами в плане. Расчеты сооружений были выполнены с помощью ПК ЛИРА в соответствии с требованиями документов [1–5].

Для вариантов с железобетонным каркасом из условий обеспечения прочности, устойчивости и жесткости основания размеры фундамента назначены 47×45 м. Для варианта с металлическим каркасом фундамент принят размером 38×32 м. Для моделирования жесткости основания заданы коэффициенты постели  $c_1 = 200 \text{ тс/м}^3$ ,  $c_2 = 2\,000 \text{ тс/м}^3$ . Коэффициенты получены для схемы линейно деформируемого полупространства в соответствии с [3].

Анализ поведения сооружений с различной конструктивной схемой показал, что при действии сейсмических нагрузок отклик систем весьма сходен. Практически совпадают периоды колебаний по первым формам (рис. 2) и перемещения характерных точек сооружения (рис. 3). Расчетные деформации металлической этажерки от сейсмических нагрузок несколько ниже, чем у железобетонных, и находятся в пределах допускаемых нормами (рис. 3). Деформации этажерки с металлическим каркасом от ветровых нагрузок больше, чем у сооружений с железобетонным каркасом. Это связано с меньшими размерами фундамента металлической этажерки в плане. Но и для этажерки с металлическим каркасом перемещения не превышают допустимых значений. Горизонтальные перемещения от собственного веса конструкций и оборудования при правильном конструировании (расположении центра масс сооружения в геометрическом центре фундаментной плиты) незначительны.



**Рисунок 2** – Периоды колебаний сооружения для различных конструктивных схем этажерки: I – без диафрагм жесткости; II – диафрагмы по торцам в центре; III – диафрагмы по торцам в центре до отм. 64,900; IV – диафрагмы по углам; V – металлический связевой каркас с жесткими узлами.

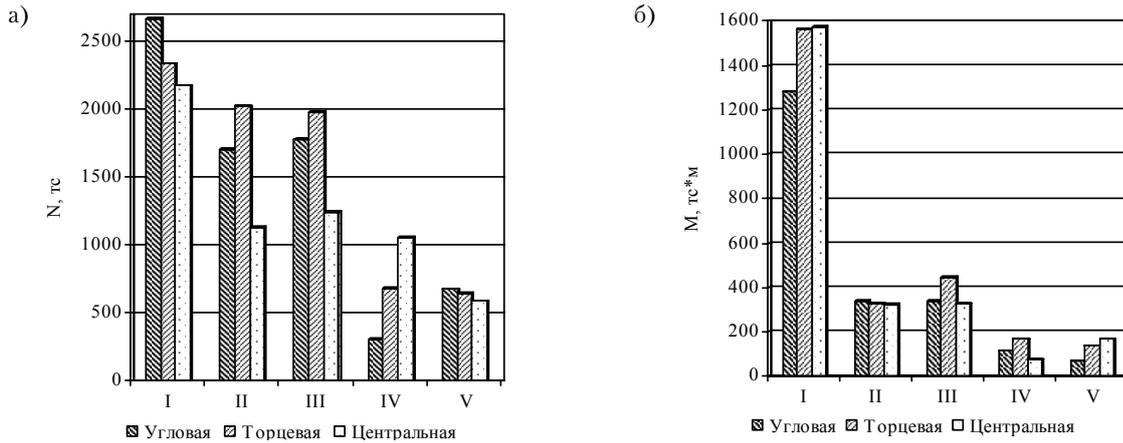


**Рисунок 3** – Горизонтальные перемещения верхних точек сооружения от различных загрузений для различных конструктивных схем этажерки: I – без диафрагм жесткости; II – диафрагмы по торцам в центре; III – диафрагмы по торцам в центре до отм. 64,900; IV – диафрагмы по углам; V – металлический связевой каркас с жесткими узлами.

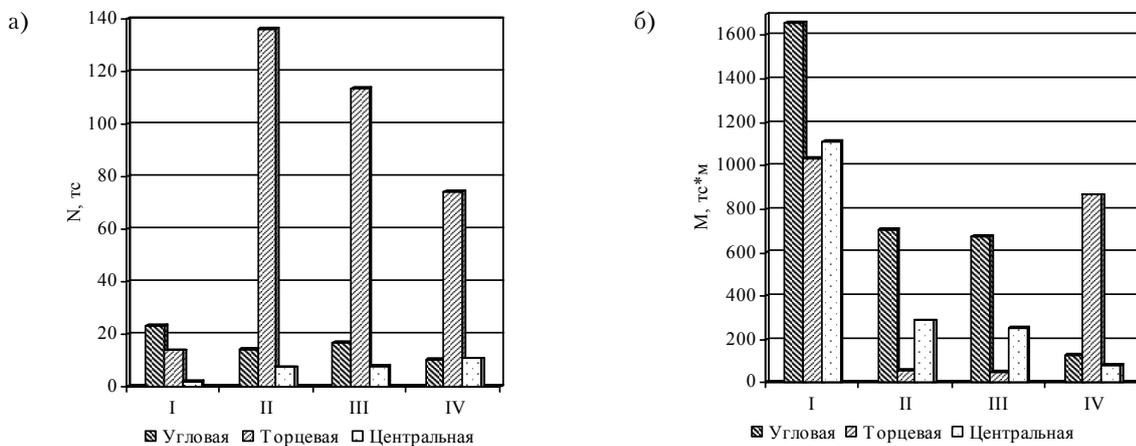
Безусловный интерес представляет распределение усилий в элементах этажерки при различных конструктивных схемах сооружения. Из рис. 4 видно, что в колоннах нижней зоны (где усилия в элементах максимальны) установка диафрагм жесткости приводит к существенному снижению расчетных усилий. Продольные силы уменьшаются в 1,5–2,0 раза, изгибающие моменты – в 4–15 раз. Причем снижение усилий происходит во всех колоннах: и тех, что сопряжены с диафрагмами, и в колоннах центральной части плана. При установке диафрагм существенно снижаются изгибающие моменты в ригелях нижней зоны (в 3–9 раз, рис. 5). Продольные силы в балках также снижаются, за исключением ригелей по торцам сооружения (увеличение продольной силы до 135 тс для балки сечением 2 000×800 мм несущественно).

Снижение расчетных значений усилий в элементах сооружений при установке диафрагм наблюдается и в верхней зоне сооружения (рис. 6). Однако для схемы III (диафрагмы обрваны на отм. 64,900) усилия в элементах с отм. 64,900 резко возрастают.

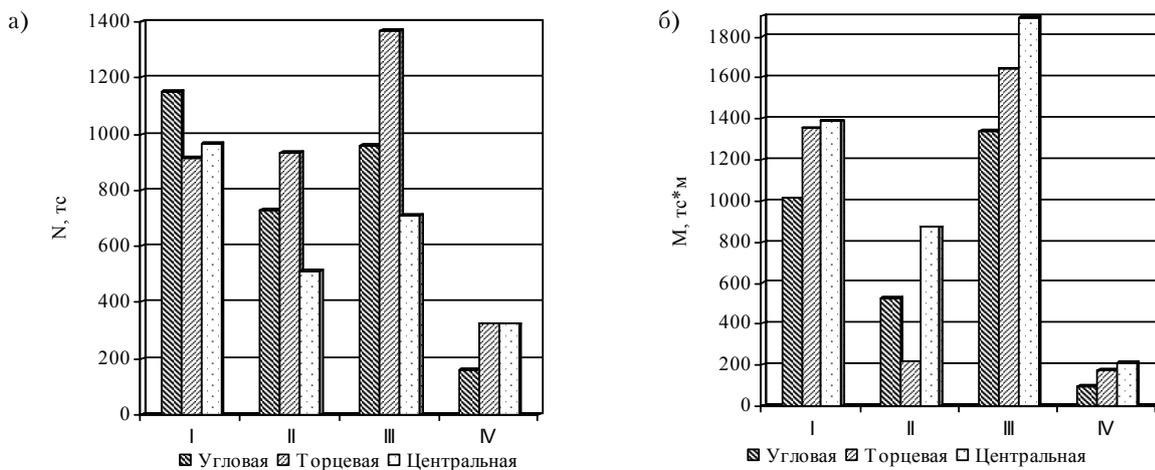
Проектировщики знают, что серьезные трудности представляет армирование узлов железобетонных конструкций, воспринимающих большие моменты и поперечные силы. Часто в сечениях заданной площади просто невозможно разместить арматуру, полученную по расчету [4]. Поэтому то обстоятельство, что установка диафрагм дает заметное снижение изгибающих моментов в узлах сопряжения колонн и балок чрезвычайно важно, так как позволяет существенно снизить площадь арматуры в узлах и тем самым существенно упростить армирование максимально нагруженных элементов и узлов конструкции.



**Рисунок 4** – Расчетные усилия в колоннах каркаса на отм. 10,300 для различных конструктивных схем этажерки: а) продольные силы  $N$ ; б) изгибающие моменты  $M$ : I – без диафрагм жесткости; II – диафрагмы по торцам в центре; III – диафрагмы по торцам в центре до отм. 64,900; IV – диафрагмы по углам; V – металлический связевой каркас с жесткими узлами.

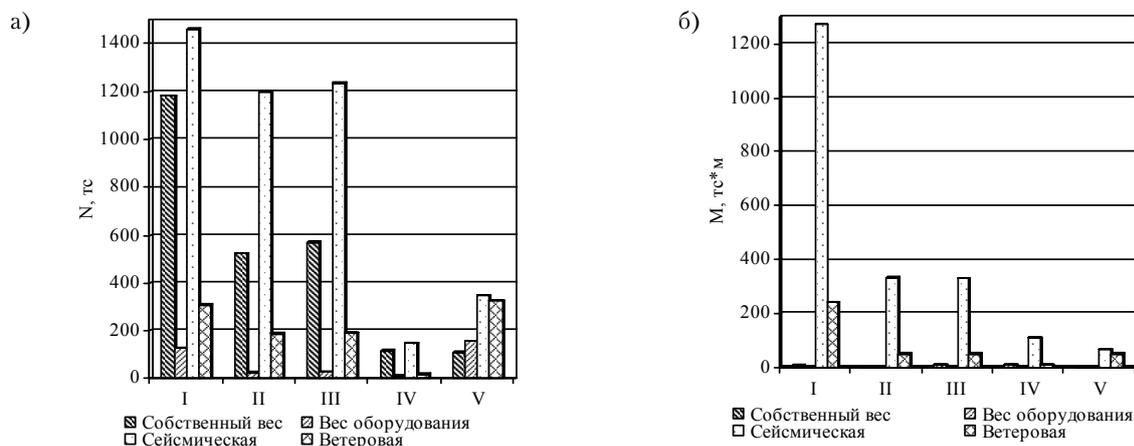


**Рисунок 5** – Расчетные усилия в балках каркаса на отм. 24,400 для различных конструктивных схем этажерки: а) продольные силы  $N$ ; б) изгибающие моменты  $M$ : I – без диафрагм жесткости; II – диафрагмы по торцам в центре; III – диафрагмы по торцам в центре до отм. 64,900; IV – диафрагмы по углам.

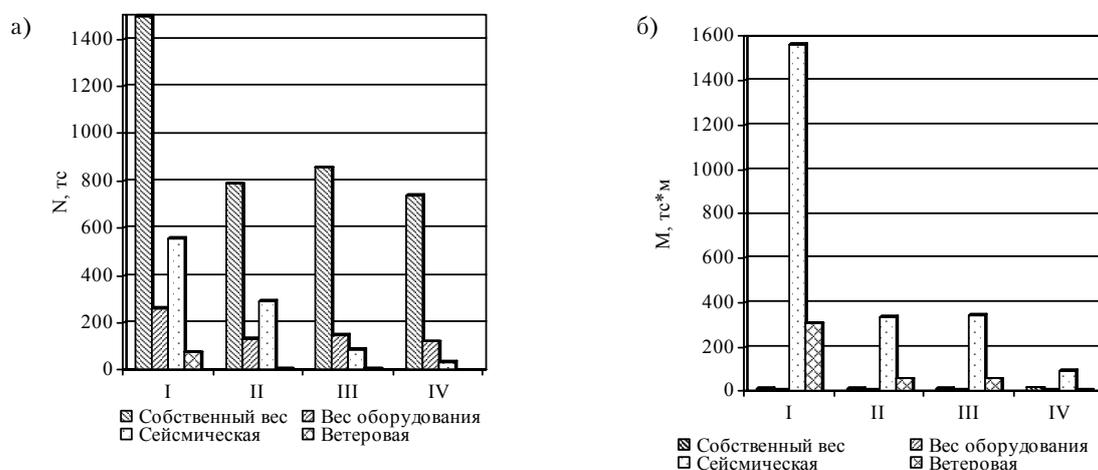


**Рисунок 6** – Расчетные усилия в колоннах каркаса на отм. 64,900 для различных конструктивных схем этажерки: а) продольные силы  $N$ ; б) изгибающие моменты  $M$ : I – без диафрагм жесткости; II – диафрагмы по торцам в центре; III – диафрагмы по торцам в центре до отм. 64,900; IV – диафрагмы по углам.

Из рисунка 7б видно, что в системе без диафрагм колоссальные изгибающие моменты в узлах конструкции вызваны в первую очередь сейсмической нагрузкой. Ветровая нагрузка дает моменты в 5–8 раз меньше. В железобетонных этажерках с диафрагмами изгибающие моменты от сеймики и ветра существенно ниже (в 3–10 раз). Минимальные значения изгибающих моментов получены для железобетонного каркаса с диафрагмами по углам и металлического связевого каркаса. Принципы формирования структуры РСУ в угловых, торцевых колоннах и в колонных центральной части плана (рис. 8) аналогичны.

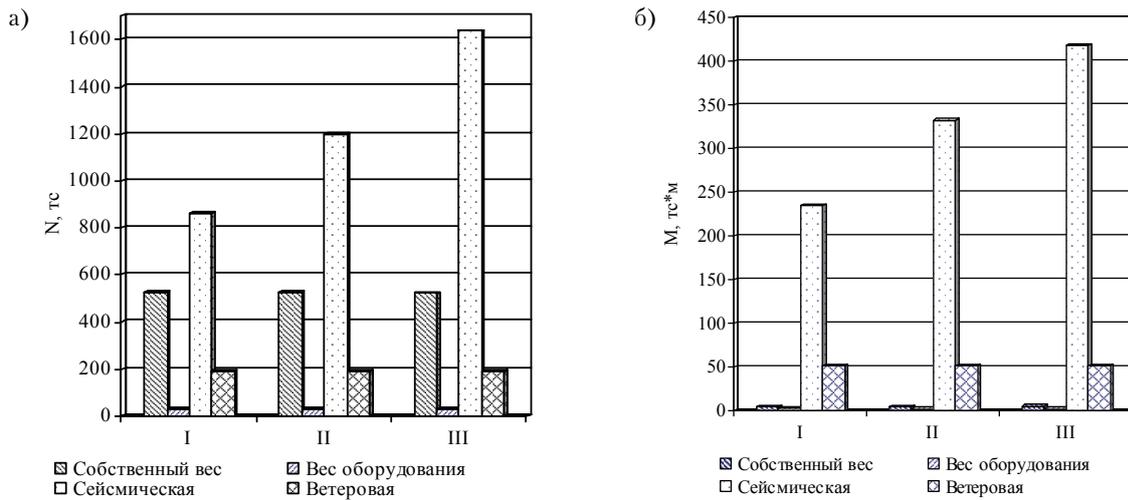


**Рисунок 7** – Усилия в угловых колоннах каркаса на отм. 10,300 от различных загрузений для различных конструктивных схем этажерки: а) продольные силы  $N$ ; б) изгибающие моменты  $M$ : I – без диафрагм жесткости; II – диафрагмы по торцам в центре; III – диафрагмы по торцам в центре до отм. 64,900; IV – диафрагмы по углам; V – металлический связевой каркас с жесткими узлами.



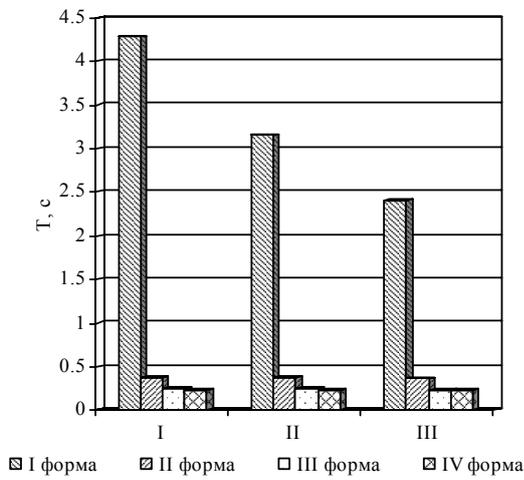
**Рисунок 8** – Усилия в центральных колоннах каркаса на отм. 10,300 от различных загрузений для различных конструктивных схем этажерки: а) продольные силы  $N$ ; б) изгибающие моменты  $M$ : I – без диафрагм жесткости; II – диафрагмы по торцам в центре; III – диафрагмы по торцам в центре до отм. 64,900; IV – диафрагмы по углам.

Динамические свойства конструкции при работе в сейсмической зоне, ее напряженно-деформированное состояние в значительной мере определяются параметрами основания и выбором способа фундирования сооружения. Численные исследования показали, что при увеличении жесткости основания в два раза сейсмические усилия в элементах сооружения увеличиваются в среднем на 40 %. Усилия в элементах этажерки от других нагрузок практически не меняются (рис. 9). Рост сейсмических усилий с увеличением жесткости основания объясняется передачей большей энергии при сейсмических колебаниях грунта на сооружение. Отметим, что параметры основания  $c_1 = 400$ ,  $c_2 = 4\ 000$  соответствуют модулю упругости грунта 40 МПа, то есть скальным грунтам или свайному основанию.

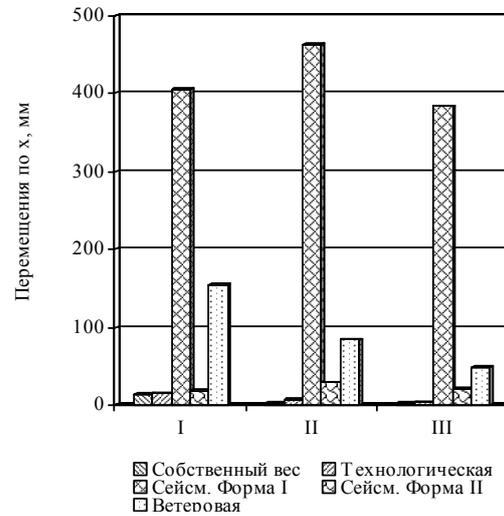


**Рисунок 9** – Усилия в угловых колоннах каркаса на отм. 10,300 от различных загрузений при различных жесткостях основания: а) продольные силы  $N$ ; б) изгибающие моменты: I –  $c_1 = 100 \text{ тс/м}^3, c_2 = 1\,000 \text{ тс/м}^3$ ; II –  $c_1 = 200 \text{ тс/м}^3, c_2 = 2\,000 \text{ тс/м}^3$ ; III –  $c_1 = 400 \text{ тс/м}^3, c_2 = 4\,000 \text{ тс/м}^3$ .

С увеличением жесткости основания изменяются (уменьшаются) и периоды колебания этажерки по первой форме колебаний (рис. 10). Перемещения характерных точек сооружения также зависят от жесткости основания. С увеличением жесткости основания до параметров  $c_1 = 250 \text{ тс/м}^3, c_2 = 2\,000 \text{ тс/м}^3$  при действии сейсмической нагрузки перемещения увеличиваются. Это объясняется увеличением значений сейсмических усилий в сочетании с относительно податливым основанием. При дальнейшем увеличении жесткости основания даже при росте сейсмических усилий наблюдается уменьшение перемещений (рис. 11).



**Рисунок 10** – Периоды колебаний сооружения при различных жесткостях основания:  
I –  $c_1 = 100 \text{ тс/м}^3, c_2 = 1\,000 \text{ тс/м}^3$ ; II –  $c_1 = 200 \text{ тс/м}^3, c_2 = 2\,000 \text{ тс/м}^3$ ; III –  $c_1 = 400 \text{ тс/м}^3, c_2 = 4\,000 \text{ тс/м}^3$ .



**Рисунок 11** – Перемещения верхних точек сооружения при различных жесткостях основания:  
I –  $c_1 = 100 \text{ тс/м}^3, c_2 = 1\,000 \text{ тс/м}^3$ ; II –  $c_1 = 200 \text{ тс/м}^3, c_2 = 2\,000 \text{ тс/м}^3$ ; III –  $c_1 = 400 \text{ тс/м}^3, c_2 = 4\,000 \text{ тс/м}^3$ .

И железобетонный, и металлический каркасы при сопоставимой стоимости имеют как достоинства, так и недостатки. Металлический каркас требует меньше времени для монтажа, однако предполагает существенные затраты времени на разработку чертежей КМД и изготовление на заводе металлических конструкций. Для изготовления конструкций на заводе требуется иметь полностью завершённую технологическую часть проекта и раздел КМ. Любые изменения в технологии (а они неизбежны в процессе проектирования и строительства) повлекут необходимость «резать» и «варить» уже изготовленные или смонтированные конструкции.

Железобетонный каркас позволяет создавать конструкцию любой формы и практически безболезненно вносить изменения в проект в процессе монтажа сооружения. Проектирование можно вести параллельно со строительством. Возведение сооружения можно начинать уже тогда, когда выполнены чертежи фундаментной плиты. К железобетонным перекрытиям легко закрепить любое оборудование в любом месте плиты без монтажа дополнительных балок.

В результате анализа всей имеющейся информации о сооружении специалистами Донецкого ПромстройНИИпроект принято решение использовать схему с железобетонным каркасом и размещением диафрагм по боковым граням (торцам) сооружения в центральном пролете. Указанное решение на стадии предварительных расчетов получилось несколько дороже, чем схемы IV и V, однако более технологично.

Во время разработки стадии II проекта этажерок специалистами Донецкого ПромстройНИИпроект рассматривалось несколько вариантов фундирования здания: плитный фундамент, свайный фундамент, плитный фундамент с контурными гистерезисными сваями (42 шт). В последнем варианте сваи шарнирно-податливо закреплены к фундаментной плите.

Анализ работы этажерки показал, что использование свайного фундамента приведет к существенному росту сейсмических усилий в элементах этажерки. Цена свайного фундамента в несколько раз выше цены фундаментной плиты с аналогичной несущей способностью. Поэтому использование свайного фундамента нерационально.

Весьма интересным является вариант плитного фундамента с контурными податливыми сваями, в котором сваи могут играть роль гистерезисных элементов, несколько демпфирующих колебания сооружения. Однако этот вариант имеет ряд недостатков и нерешенных вопросов. Во-первых, фактическая работа таких элементов не изучена. Строго говоря, никто не подтвердил экспериментально, что предложенная конструкция сваи является гистерезисным элементом и способна работать с отставанием по фазе относительно сейсмических колебаний грунта. Любое численное моделирование таких элементов без верификации с экспериментом не может быть положено в основу конструирования ответственного сооружения. Во-вторых, сваи, неравномерно расположенные под плитой создают весьма значительные всплески усилий в фундаментной плите, что ухудшает ее работу. В-третьих, стоимость плитного фундамента с гистерезисными сваями больше стоимости обычного (соответственно хорошо изученного и надежного) плитного фундамента.

Исследование работы системы сооружение фундамент грунт показал, что наиболее надежным и рациональным способом фундирования сооружения является применение плитного фундамента. Он без использования сложных и дорогостоящих мероприятий позволяет передать расчетные усилия на грунт и обеспечить требуемые осадки сооружения. Расчетные размеры фундаментной плиты и ее армирование в этом случае вполне соответствует принципам рационального проектирования. Отрывов края плиты либо потери устойчивости грунта под плитой не происходит. Кроме того, на фундаментной плите размером 47×45 м можно установить оборудование и конструкции технологически связанные с этажеркой.

## ВЫВОДЫ

1. Для изучения поведения конструкций этажерок циклонных теплообменников под нагрузкой и выбора рационального конструктивного решения был выполнен численный эксперимент, в котором исследовалось пять типов конструктивных схем этажерок.

2. Были определены динамические характеристики различных типов этажерок. Периоды первых форм колебаний и перемещения при сейсмических воздействиях у исследуемых типов сооружений сопоставимы.

3. Изучено распределение усилий в системах с различной конструктивной схемой. Расчетные усилия в элементах каркаса с диафрагмами (связями) существенно ниже, чем в рамном (бессвязевом) каркасе. Это позволяет существенно упростить армирование максимально нагруженных элементов и узлов конструкции.

4. Динамические свойства сооружения при работе в сейсмической зоне, ее напряженно-деформированное состояние в значительной мере определяются параметрами основания и способом фундирования сооружения.

5. По результатам анализа всей имеющейся информации о сооружении специалистами Донецкого ПромстройНИИпроект предложено использовать схему с железобетонным каркасом и диафрагмами по боковым граням (торцам) сооружения в центральном пролете. Наиболее надежным и рациональным способом фундирования сооружения является применение плитного фундамента.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины [Текст]. – Взамен СНиП II-7-81\* ; введ. 2007-01-02. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 87 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Державні будівельні норми. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [Текст]. – Замість СНиП 2.01.07-85, за винятком розділу 10 ; надано чинності 2007-01-01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с.
3. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений [Текст]. – Является переизданием СНиП 2.02.01-83 с изменением № 1, утвержденным постановлением Госстроя СССР от 9 декабря 1985 г. № 211 ; взамен СНиП II-15-74 и СН 475-75 ; введ. 1985-01-01. – Москва : ФГУП ЦПП, 2006. – 48 с.
4. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – Является переизданием СНиП 2.03.01-84 с изменениями, утвержденными постановлениями Госстроя СССР от 8 июля 1988 г. № 132 и от 25 августа 1988 г. № 169. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
5. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции [Текст]. – Взамен СНиП II-В.3-72; СНиП II-И.9-62; СН 376-67 ; введ. 1983-01-01. – М. : ФГУП ЦПП, 2005. – 90 с.

Получено 28.05.2017

### М. Є. САМОЙЛЕНКО ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЕТАЖЕРОК ЦИКЛОННИХ ТЕПЛООБМІННИКІВ ПРИ БУДІВНИЦТВІ В СЕЙСМІЧНІЙ ЗОНІ Донецький ПромбудНІПроект

**Анотація.** Виконано дослідження напружено-деформованого стану етажерок циклонних теплообмінників для різних типів конструктивних схем при будівництві в сейсмонебезпечній зоні. Динамічні властивості споруди, її напружено-деформований стан в значній мірі визначаються параметрами основи і способом фундаменту споруди. При збільшенні жорсткості основи в два рази сейсмічні зусилля в елементах споруди збільшуються в середньому на 40 %. Установка діафрагм (зв'язків) дозволяє істотно знизити розрахункові зусилля в елементах каркаса (згинальні моменти – в 4–15 разів, поздовжні сили – в 1,5–2,0 рази) і істотно спростити армування максимально навантажених елементів і вузлів конструкції. У залізобетонних етажерках зусилля в колонах від власної ваги споруди в п'ять разів перевищують зусилля від технологічних навантажень. Велика вага споруди спричиняє значні сейсмічні зусилля в конструкції. Розрахункові зусилля від сейсміки в етажерці з металокаркасом в 3–4 рази менше, ніж в етажерці з залізобетонним каркасом і не перевищують зусиль від вітрового навантаження. Залізобетонний і металевий каркаси мають порівнянну вартість. В умовах вітчизняної будівельної індустрії залізобетонний каркас більш технологічний, дозволяє створювати конструкцію будь-якої форми і практично безболісно вносити зміни в проект. Проектування легко вести паралельно з будівництвом. Аналіз всієї наявної інформації про спорудження показав, що найбільш раціональна конструктивна схема споруди – залізобетонний каркас з діафрагмами в центральному прольоті бічних граней споруди з фундаментом у вигляді плити на природній основі.

**Ключові слова:** етажерка, циклонний теплообмінник, конструктивна схема, сейсміка, розрахунок.

### MIKHAIL SAMOILENKO STUDY OF THE OPERATION OF CYCLONE HEAT EXCHANGER FLOORS DURING CONSTRUCTION IN THE SEISMIC AREA Donetsk Promstroyniiiproekt

**Abstract.** The stress-strain state of the cyclone heat exchanger independent stack-frames for various types of structural schemes during construction in a seismic area has been investigated. The dynamic properties of a structure, its stress-strain state are largely determined by the parameters of the base and the method of foundation the structure. With an increase in the rigidity of the base, the seismic forces in the structural elements increase by an average of 40 %. The diaphragm setting (bonds) allows significantly reducing the design forces in the frame elements (bending moments – 4–15 times, longitudinal forces – 1.5–2.0 times) and greatly simplifying the reinforcement of the most stressed members and structural components. In reinforced concrete independent stack-frames, the forces in columns of own weight is five times higher than those from process duty. The large weight of the structure causes significant seismic forces in the structure. Nominal case conditions from seismic in the independent stack-frame with a metal frame is 3 to 4 times less than in the independent stack-frame with a reinforced concrete frame and do not exceed the effort from the wind loading. Reinforced concrete and metal frames have a comparable cost. In the conditions of the home construction industry, the reinforced concrete frame is more technological, it is possible to create the design of any forms and make changes to the project practically painless. Designing is easy to

conduct in parallel with construction. An analysis of all available information on the structure showed that the most rational structural design of the structures is a reinforced concrete frame with a diaphragm in the central span of the side faces of structures with a foundation in the form of a plate on a natural base.

**Key words:** independent stack-frame, cyclone heat exchanger, structural scheme, seismic, computation.

**Самойленко Михаил Евгеньевич** – кандидат технических наук, главный архитектор Донецкого ПромстройНИИ-проекта. Научные интересы: надежность зданий и сооружений, методы расчета, архитектура промышленных и гражданских зданий, новые конструктивные системы зданий.

**Самойленко Михайло Євгенович** – кандидат технічних наук, головний архітектор Донецького ПромбудНДІ проекту. Наукові інтереси: надійність будівель і споруд, методи розрахунку, архітектура промислових і цивільних будівель, нові конструктивні системи будівель.

**Samoilenko Mikhail** – PhD (Eng.), chief architect of the Donetsk Promstroyniiproekt. Scientific interests: reliability of buildings and structures, methods of calculation, the architecture of industrial and civil buildings, new structural systems of buildings.