

УДК 624.131

**АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ  
ЗДАНИЙ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КАРКАСОМ**

*А.А. Марков, П.В. Кокошув*  
*ООО „Настрой”, г. Запорожье*

Большинство промышленных зданий на Украине построено с железобетонным каркасом. Также железобетонные каркасы образуют конструктивную систему многих гражданских зданий.

В связи с изменением форм собственности многие здания реконструируются. При этом приходится анализировать напряженное состояние каркасов от возможных нагрузок и воздействий с учетом разборки отдельных конструкций, а также имеющихся повреждений. В регионе Нижнего Приднепровья достаточно большое количество зданий имеют деформации от просадки грунтов.

Конструкции каркасов одноэтажных зданий в основном проектировались по типовым сериям КЭ 01-49, КЭ 01-52 1.424 и др. Конструкции многоэтажных зданий достаточно разнообразны. В нашем регионе эксплуатируются здания с каркасами, выполненными по сериям ИИ-60, ИИ-20, ИИ-04, 1.020, КП 158 [1,2] и с монолитными железобетонными перекрытиями. Эти конструкции существенно отличаются соединением ригелей и плит с колоннами, а также способом обеспечения общей устойчивости. Задачи, которые требуется решать для обоснования проведения реконструкции, очень разнообразны и представляют собой определение напряженно-деформированного состояния (НДС) от статических нагрузок, смещений фундамента, оценка устойчивости и анализ динамических воздействий. Соответственно расчетные модели, ориентированные на современные программы метода конечных элементов (МКЭ), также относительно разнообразны. Обычно расчетная схема составляется для конкретной задачи и зависит не только от конструкции конкретного здания, но и от целей расчета. При этом элементы каркаса можно аппроксимировать как стержневыми и плоскими, так и объемными элементами. Во многих случаях в расчетную схему целесообразно включать также массивы грунта.

При высоких уровнях напряжений в конструкциях нарушается линейная зависимость между напряжениями и деформациями. Расчетные модели, учитывающие особенности нелинейной работы металла, железобетона и грунта, более адекватны, чем упругие. В некоторых случаях целесообразно учитывать имеющуюся специфику работы узловых соединений, в том числе, величину зазора, трение и т.п. Для некоторых конструкций актуален расчет с учетом конечных деформаций. В современных программах имеются специальные конечные элементы и процедуры, позволяющие учитывать действительную работу основных конструктивных материалов и грунта.

Приведем несколько примеров решений задач при оценке возможности проведения реконструкции гражданских и промышленных зданий в г. Запорожье.

Здание столовой, находящееся на территории завода «Спутник» переоборудовалось в предприятие по выпуску пищевых полуфабрикатов. Трехэтажное здание было построено из типовых конструкций серии ИИ-04. В продольном и поперечном направлении устойчивость обеспечивалась диафрагмами, а соединение ригелей с колоннами, согласно серии, воспринимало изгибающий момент до величины  $M=55\text{кНм}$  [5].

Здание было построено в 1984 г. на просадочных грунтах значительной мощности. Под каждую колонну выполнен фундамент из двух свай длиной 20м. В результате неравномерного обводнения просадочной толщи свай получили осадки величиной до 200мм. От этих осадок в стенах, перегородках и конструкциях каркаса образовались трещины. Нагрузка на перекрытие от оборудования после реконструкции в некоторых местах превышала проектную величину. Потребовалось оценить необходимость усиления конструкций при проведении реконструкции.

Специалистами из г. Киева и г. Запорожья был выполнен расчет с учетом нелинейной работы железобетонных элементов каркаса и диафрагм [3]. В качестве основных воздействий заданы имеющиеся вертикальные смещения колонн. При этом было получено, что во многих элементах каркаса образуются изгибающие моменты, от которых требуемое сечение арматуры превышает фактически установленное. Эта расчетная модель, несмотря на учет нелинейной работы колонн и ригелей, не удовлетворительно отражала особенности работы каркаса.

Для уточнения усилий в элементах каркаса нами был выполнен расчет с моделированием действительной работы стыков колонна-ригель. В применяемой программе предусмотрена модель узла, учитывающая упругую и неупругую податливость, трение и зазор с односторонним сопротивлением (рис.1). В данном случае учитывалось только сопротивление узла изгибающему моменту  $M_{пр}=55\text{кНм}$ . Эпюра изгибающих моментов по одной из осей показана на рис.2, где видно, что моменты ригелей на опорах не превышают предельную величину.



*Рис. 1. Схема элемента «Зазор трение»*

В результате расчета получено, что усилия в элементах каркаса не превышают их несущую способность, т.к. имеющиеся неравномерные смещения оснований компенсируются податливостью узловых соединений.

Обследованием здания установлено, что в колоннах и ригелях нет признаков проявления пластических шарниров, трещины обнаружены только

в штукатурном слое в местах стыка ригелей и колонн. Следовательно, конструкции каркаса могут воспринимать имеющиеся неравномерные осадки и нагрузку после реконструкции.

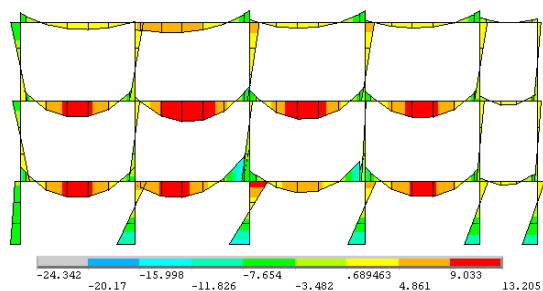


Рис. 2. Изгибающие моменты в поперечной раме ( $\text{кНм} \cdot 10^{-1}$ )

При эксплуатации магазина «Универсам» произошли значительные деформации конструкций. Поврежденное здание одноэтажное с железобетонными колоннами. Покрытие из стальных ферм пролетом 18 м, по которым уложены железобетонные плиты покрытия пролетом 12 м.

Наблюдением за осадками было установлено, что причиной деформаций было неравномерное замачивание просадочного основания. При этом наблюдались, как вертикальные, так и горизонтальные смещения низа колонн. При проведении переоборудования здания было предложено усилить железобетонные колонны стальными обоймами. Для подбора сечений элементов усиления был выполнен расчет каркаса на деформационные воздействия от замачивания основания.

Расчетная схема составлена из массива грунта, колонн и элементов покрытия. Согласно действующим нормам, модуль деформации (E) определяется для просадочных грунтов в состоянии естественной влажности и при обводнении. Причем в состоянии естественной влажности модуль деформации просадочного грунта обычно в 2-3,5 раза больше модуля обводненного грунта. Анализ показал, что относительно достоверно моделируются деформации массива просадочного грунта, если в обводненной зоне задать модуль деформации замоченного грунта. При бытовом напряженном состоянии грунта в обводненной зоне снижается модуль деформации, и из-за этого происходят известные явления просадки, а именно: вертикальные и горизонтальные перемещения на поверхности грунта. Явление ослабления зоны грунта, который обводнен, можно моделировать относительно просто, также как при расчете выемок грунта. Снижение модулей деформации в обводненной области эквивалентно удалению части материала в пределах этой зоны.

Для эффективного моделирования процесса деформирования просадочных грунтов при замачивании необходимо в процессе расчета

изменить расчетную схему. Расчет выполнялся поэтапно. На первом этапе определяется напряженное состояние от собственного веса грунта при его естественной влажности. Затем может быть выполнен расчет на нагрузки от возведенного здания с введением конструкций здания и подготовки основания. На следующем этапе расчета моделируется снижение модуля деформации грунта в предполагаемой зоне замачивания. Из-за этого происходит изменение ранее определенного напряженного состояния, как массива грунта, так и конструкций здания.

Расчет на всех этапах выполняется с учетом нелинейной работы грунта и конструкций здания. При этом можно проследить развитие зон пластического деформирования в грунте и достижение предельного состояния в конструкциях. На каждом последующем этапе расчета учитывается напряженное состояние предыдущего этапа.

Такие расчеты удобно выполнять по программам, в которых реализована процедура «birth» и «death», т.е. «введение» и «удаление» конечных элементов. Универсальность используемых расчетных моделей состоит в том, что можно учитывать наличие свайных фундаментов, реальный рельеф, устраиваемое усиление фундаментов и конструкций, а также другие особенности системы.

Основная часть деформаций в конструкциях получается при линейном расчете, а учет нелинейного деформирования грунта обычно несущественно изменяет усилия, обычно несколько уменьшает.

Описанные расчеты можно выполнять для определения деформаций зданий от отрывки котлованов или подземных выемках грунта, от пригрузки основания зданиями или насыпями и т.п.

Размеры областей замачивания в приводимом расчете определены по данным нивелирования (Рис.3).

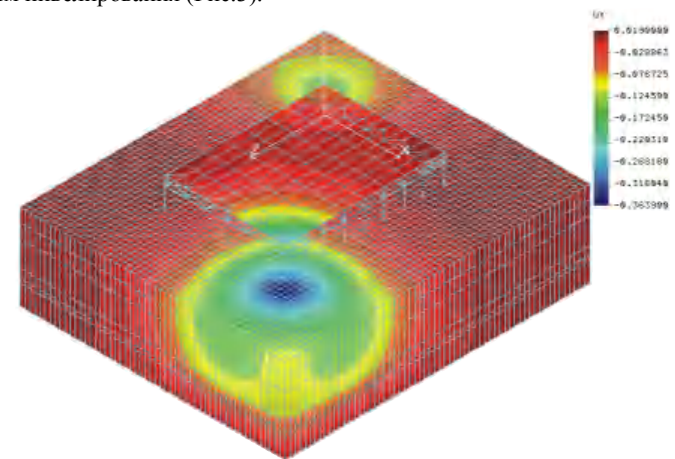


Рис. 3. Расчетная схема здания «Универсам» совместно с основанием (Вертикальные смещения от локального замачивания основания)

Расчет выполнялся с учетом нелинейной работы металлоконструкций. Текучесть металла наблюдалась в элементах, в которых от вертикальных нагрузок отсутствуют усилия. Учет нелинейной работы позволил приблизить результаты расчета к действительной работе сооружения и принять обоснованные решения по усилению конструкций.

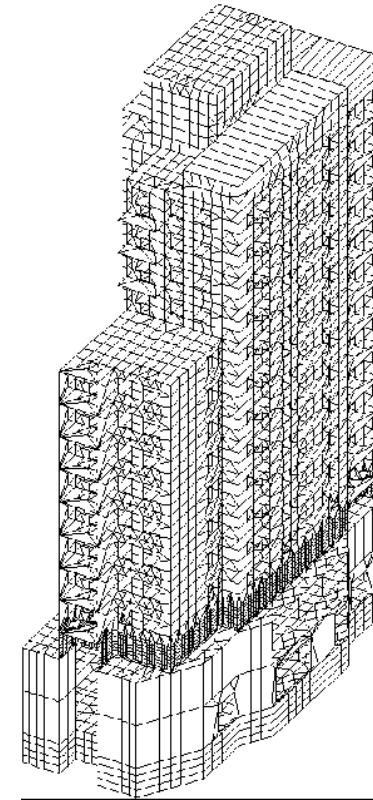
В г. Запорожье Харьковским институтом Горстройпроект был запроектирован кирпичный 18-ти этажный жилой дом. Нижняя часть высотой 4 этажа запроектирована из монолитного железобетонного каркаса. Каркас был выполнен в 90-х годах, а затем произошел перерыв в строительстве. Перед продолжением строительства было выполнено обследование монолитных конструкций. При этом оказалось, что колонны смещены относительно проектного положения до 50мм. Класс бетона оказался В20, что ниже, чем проектный - В25. В отдельных конструкциях имелись раковины (рис.4). Учитывая исключительную ответственность конструкций каркаса, был выполнен расчет ригелей и колонн совместно со стенами. При этом учитывались имеющееся горизонтальное смещение колонн и пониженный класс бетона.

Расчетная схема состоит из стержневых элементов, моделирующих колонны, и пластинчатых элементов, моделирующих железобетонные балки и кирпичные стены (рис.5). Использовалась программа SCAD [4]. Учитывалась динамическая составляющая ветровой нагрузки. По наиболее невыгодным сочетаниям усилий проверялась установленная арматура.

При проектировании в 80-е годы расчет каркаса выполнялся, как расчет отдельных плоских рам в продольном и поперечном направлении. Выполненный нами расчет по пространственной схеме показал, что даже при наличии смещений конструкций относительно проектного положения, и понижении класса бетона, требуемое сечение арматуры меньше, чем по проекту. Следовательно, конструкции имеют достаточную несущую способность.



Рис. 4. Дефекты бетонирования каркаса жилого здания



*Рис. 5. Общий вид расчетной схемы жилого здания*

Применение современного программного обеспечения позволяет решать многие задачи, возникающие при реконструкции зданий с железобетонным каркасом. В частности, эффективны расчеты систем «здание - просадочное основание» и учет нелинейной работы конструкций и оснований.

Выводы:

1. Программы, основанные на МКЭ, позволяют решать многие задачи, возникающие при реконструкции зданий с железобетонным каркасом
2. Эффективно применение пространственных расчетных схем, которые в зависимости от целей расчета могут включать стержневые, плоские пластинчатые и объемные элементы.
3. Учет геометрической и физической нелинейности целесообразен при значительных перемещениях и высоких уровнях деформаций, например, при расчете каркасов на неравномерные смещения основания. Для расчета некоторых типов каркасов, например по серии ИИ-04, целесообразна

- модель стыка ограничивающая предельную величину момента.
- Для расчета каркасов на неравномерные деформации просадочных оснований применимы расчетные модели с объемными массивами грунта. При этом просадка может моделироваться снижением модуля деформации грунта в области замачивания.
  - При необходимости учета в процессе строительства или эксплуатации снижения жесткости конструкций или работы элементов усиления, удобно использовать программы имеющие процедуры «удаление» и «введение» элементов.

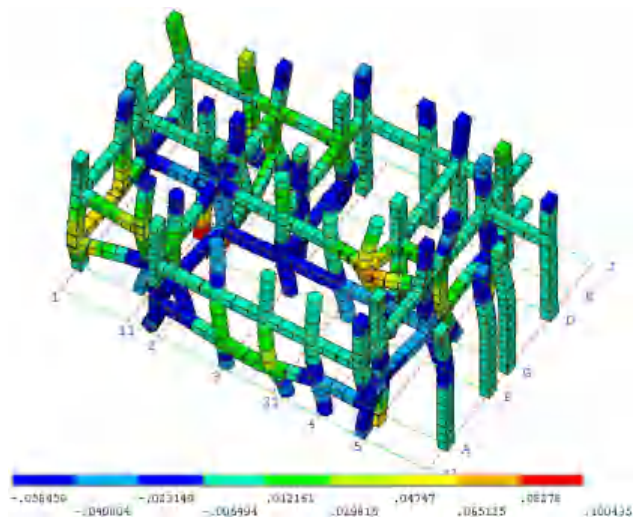


Рис. 6. Фрагмент расчетной схемы - Отклонение каркаса от проектного положения (м). Отклонение изображено на схеме с 10-кратным увеличением.

#### ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

- Полносорные конструкции общественных зданий/ В.И.Лепский, Л.Л.Паньшин, Г.Л.Кац.-М.:Стройиздат,1986.-236с.
- Эффективные конструкции многоэтажных зданий / А.И. Буракас, П.И. Кривошеев, А.В. Чемер. – К.: Будівельник, 1985.-87с.
- Максименко В.П. и др. Исследование прочности диафрагм жесткости с проемом при реконструкции каркасного здания с учетом неравномерных осадок. // Будівельні конструкції 2001г. Выпуск 54 с.447-453
- А.В.Перельмутер, В.И.Сливкер. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Киев. «Стиль» 2002г.-598с.
- Лепский В.И., Волынский Б.Н., Паньшин Л.Л., и др. Полносорные каркасные конструкции общественных зданий (опыт совершенствования серии ИИ-04). – М.:Стройиздат, 1974. -90с.