

Типичные проектные ошибки, выявленные при обследованиях зданий и сооружений

А.В. Живенко, вед. эксперт, Б.В. Пожидаев, В.А. Живенко, эксперты (ООО «Юцпк Промышленная безопасность»)

Приведены примеры типичных проектных ошибок, которые были выявлены при обследовании зданий и сооружений.

The examples of typical design mistakes revealed at buildings and structures inspection are given in the Article.

Ключевые слова: проектные ошибки, обследование зданий и сооружений, освидетельствование технических устройств.
Key words: design mistakes, buildings and structures inspection, technical devices certification.

При обследованиях зданий и сооружений эксперты встречаются с проектными ошибками. Некоторые из них освещены ниже.

Проектные ошибки, связанные с неправильно назначенными мероприятиями

При обследовании здания бытового корпуса Филиала ОАО «ОГК-2» — Ставропольская ГРЭС (2010 г.) выяснилось, что здание не отвечает требованиям безопасной эксплуатации, мало того, необходима срочная эвакуация персонала. Причина — проектные ошибки.

В процессе обследования здания и рассмотрения представленной документации установлено следующее.

Бытовой корпус — двухэтажное здание без подвала и технического подполья. Его габариты в плане 18×30 м (в осях). Каркас, полный встроенный, выполнен из сборных железобетонных колонн (сечение 400×400 мм) и Т-образных ригелей (серия ИИ-04) с полками для опирания плит перекрытий, с рамными сопряжениями с колоннами каркаса. Геометрическая неизменяемость каркаса в горизонтальной плоскости обеспечивается дисками перекрытия, в вертикальной плоскости — одной диафрагмой жесткости в продольном направлении и рамными узлами каркаса в поперечном направлении. Грунтовые воды при инженерных изысканиях (до 15 м от дневной поверхности) не вскрыты. Среда неагрессивная.

Согласно чертежам основание здания — делювиальные суглинки второго типа просадочности. В процессе визуального осмотра, инструментального контроля и геодезических измерений выявлены значительные повреждения конструкций здания, в том числе смещения (отклонения) конструктивных элементов относительно проектного положения, превышающие предельно допустимые значения, а также иные дефекты и повреждения, вызванные деформацией грунтов. Основная причина повреждений — грубые проектные ошибки при назначении мероприятий по предупреждению просадок основа-

ний, сложенных делювиальными суглинками второго типа просадочности.

В целях уточнения состояния грунтов обратной засыпки под зданием выполнено вскрытие пола в районе лестничной клетки, при котором установлено, что обратная засыпка замочена на 100 %. Асфальтобетонные отмостки имеют ширину 100–130 см, а согласно проекту ширина отмостки должна быть 1,5 м (это связано с мероприятиями по защите основания от замачивания дождевыми осадками); их техническое состояние ограничено работоспособное.

Фундаменты — сборные железобетонные стального типа и фундаментные цокольные балки. Согласно чертежам глубина заложения фундаментов 2,28 м. В осях Б/4-5 и В/2-3 по проекту предусмотрены развитые на две оси фундаменты под диафрагмы жесткости. Проектное решение указанных фундаментов неудачно, вместо жесткого фундамента под связку из двух колонн выполнено непонятное образование на основе сборных фундаментных блоков стеновых. Такая конструкция не способна обеспечить работу диафрагм жесткости. Кроме того, количество элементов жесткости недостаточно для надежной работы конструкций здания. Устойчивость конструкций в поперечном направлении проектом не обеспечена. Как результат, каркас разъезжается, плиты перекрытий постоянно раздвигаются, раствор замоноличивания выпадает из швов на полы.

Техническое состояние большинства колонн ограничено работоспособное, отдельные колонны в аварийном состоянии. Ввиду значительных неравномерных просадок оснований колонны «пляшут» по высоте в значительных пределах, местами разность отметок рядом расположенных колонн достигает 185 мм на расстоянии до 6 м при допуске ±24 мм (СНиП 3.03.01—87 «Несущие и ограждающие конструкции»). Верхние зоны колонн в районе консолей имеют продольные вертикальные трещины глубиной до 250 мм, указывающие на разрывы

хомутов каркасов колонн. Консоли колонн ввиду неравномерных осадок здания также получили значительные повреждения в зонах сопряжения с ригелями (в рамных узлах). Техническое состояние ригелей ограничено работоспособное, в отдельных местах аварийное. Имеются значительные повреждения как защитного слоя бетона, так и рабочей арматуры ригелей. В местах, доступных для осмотра, наблюдаются трещины глубиной до 150 мм в нижней зоне ригелей, указывающие на частичные разрывы (обрывы) рабочей арматуры. Основная причина повреждения ригелей — значительные неравномерные просадки оснований под колонны, повлекшие непроектные изгибающие моменты в узлах сопряжений колонн с ригелями.

Проектом предусмотрены две диафрагмы жесткости. При визуальном осмотре выявлены диафрагмы лишь в осях В/2-3 (на первом и втором этажах), т.е. одна диафрагма на этаж. При этом диафрагмы не соответствуют проектному типу. Согласно п. 6.8.9 СП 14.13330.2011 «Строительство в сейсмических районах» (актуализированная редакция СНиП II-7—81*) «диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания и располагаться в обоих направлениях равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания. В каждом направлении должно устанавливаться не менее двух диафрагм, расположенных в разных плоскостях». С учетом того, что проектом предусматривались диафрагмы лишь в плоскости рядов, здание заведомо не обладало необходимой жесткостью. Геометрическая неизменяемость каркаса поддерживалась лишь моментом сопротивления подошвы фундаментов. Как итог, каркас расплывается между рядами, он получил значительные деформации, вызванные кручением здания относительно единственной диафрагмы.

Проектные ошибки, связанные с неправильным проектированием

При обследовании трех фундаментов под оборудование (ресиверы) в ООО «Ставролен» в 2015 г. выявлены их значительные разрушения. Техническое состояние фундаментов неработоспособное. При визуальном осмотре обнаружены значительные повреждения всех фундаментов, включая примыкающие отмостки. Причина — грубая проектная ошибка. Подовое пространство под ресиверами — без дефектов.

Обследуемый объект — группа фундаментов под оборудование на площадке, находящейся на расстоянии 9 м от торца здания. Размеры площадки 18×8 м. Конструктивно фундаменты — свайный ростверк по висячим сваям (куст из восьми свай). Сваи забивные по лидерным скважинам. Фундаменты монолитные железобетонные размером в плане 4000×4000 мм, глубина заложения 1,5 м, отметка верха +0,15 м. За основание свайных фундаментов, согласно проек-

ту, приняты суглинки текучие пластичные. Поверх фундамента предусмотрена подливка толщиной 50 мм из цементного раствора марки 200. Диаметр фундаментных болтов М36, сечение колодцев под болты (16 штук по окружности, диаметр 3220 мм с шагом 22°30') 250×250 мм, длина колодцев 1000 мм. Опорная плита толщиной 1,45 м армирована сетками по нижней зоне (арматура диаметром 14АIII, шаг 200 мм) и по боковым поверхностям (арматура диаметром 16АIII, шаг 200 мм). Согласно чертежам верхняя зона фундамента неармированная, хотя нагрузки на болты имеют знакопеременные значения (ветровые и сейсмические), а при таком сочетании верхняя зона фундамента также имеет знакопеременные значения (как сжатие, так и растяжение). При этом выдергивающая сила фундаментных болтов от ветровых нагрузок достигает значительных усилий, превышающих расчетное значение проектного бетона марки 200 на растяжение. Согласно СНиП 1.03.01—84 расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы (растяжение осевое) при классе бетона по прочности на сжатие В15 составляет 1,15 МПа (11,7 кгс/см²), т.е. в 10 раз меньше прочности того же бетона на сжатие (11 МПа, или 112 кгс/см²). Растягивающие усилия от ветрового момента составляют 47,34 тс (473,4 кН) без учета трубной обвязки, которая добавляет нагрузку.

Принимая площадь сечения колодца под анкерный болт 25×25 см, получаем напряжение в бетоне 75,74 кгс/см² (7,57 МПа). При распределении данной нагрузки на группу из шести болтов (по окружности с шагом 22,5°) получаем напряжение 1,26 МПа (12,62 кгс/см²), что больше допустимого $R_{bt} = 0,77$ МПа (на растяжение осевое для предельных состояний второй группы) при классе бетона по прочности на сжатие В15. При наличии арматурной сетки в верхней зоне ростверка растягивающие нагрузки перешли бы в сжимающие относительно сетки (обычная схема работы фундамента).

Несущая способность свайного ростверка согласно выполненным расчетам достаточна. По результатам обследования выдана рекомендация: выполнить замену фундаментов по прилагаемому техническому решению.

Еще пример неправильного армирования.

В апреле 2008 г. обследовали подземные баки отработанного масла для нужд филиала «Невинномысская ГРЭС» ОАО «ОГК-5», в частности подземный бак отработанного масла № 1.

Маслоприемник — заглубленная герметичная емкость круглого в плане очертания, предназначенная для сбора аварийных проливов трансформаторного масла при повреждениях корпуса трансформатора, а также загрязненных маслом дождевых осадков из поддонов трансформаторов. Стены маслоприемника выполнены из кирпича, днище и перекрытие — из монолитного железобетона. Определены

основные размеры сооружения: диаметр наружный 6,52 м, внутренний 5,5 м, высота 2,7 м. Фундаменты проектом не предусмотрены. Плита днища камеры, согласно проекту, выполнена из монолитного бетона марки 100 без армирования, толщина плиты 150 мм. Основанием плиты принят уплотненный грунт с втрамбованным щебнем.

Отсутствие армирования плиты днища — грубая проектная ошибка, так как при расчетной нагрузке на перекрытие 36 кПа (3,6 тс/м²) возникающие в плите усилия неизбежно приводят к разрушению неармированного бетона, поскольку давление опорного кольца фундамента создает в плите днища растягивающий момент. Круглая плита, опертая по контуру и нагруженная симметричной относительно оси z нагрузкой q , деформируется симметрично относительно этого центра. При этом в точках, лежащих на одинаковом расстоянии r от центра (в кольцевых сечениях), возникают равные усилия: M_r — радиальный изгибающий момент на единицу длины кольцевого сечения; M_t — тангенциальный изгибающий момент на единицу длины радиального сечения; Q_r — поперечная сила на единицу длины кольцевого сечения.

Моменты M_r и M_t (и их знаки) в любой точке плиты зависят от расстояния от рассматриваемой точки до центра плиты, условий опирания плиты (свободно опертая или защемленная). Для свободно опертой и для защемленной по периметру плиты моменты M_r и M_t могут быть определены по формулам:

$$M_r = C_r q a^2;$$

$$M_t = C_t q a^2,$$

где C_r и C_t — коэффициенты, зависящие от соотношения r/a и условий опирания; $q a^2 = 27\ 225$ кгс \approx ≈ 272 кН.

Максимальное растягивающее напряжение в бетонной плите возникает в центре днища и составляет $\sigma_{\max} = 5390,55 / (0,15 \cdot 100) = 359,37$ кгс/см² $\approx 35,9$ МПа, что значительно превышает прочность бетона на растяжение (не более 14,1 кгс/см² $\approx 1,41$ МПа). Минимальное растягивающее напряжение в бетонной плите возникает в месте примыкания днища к стене и составляет $\sigma_{\min} = 2831,4 / (0,15 \cdot 100) = 188,76$ кгс/см² $\approx 18,9$ МПа, что также значительно превышает прочность бетона на растяжение (не более 14,1 кг/см², или 1,41 МПа).

В целях определения технического состояния конструкций наружных стен выкопан шурф 2×2 м и глубиной 3 м. Визуальный осмотр показал значительные утечки масла через дефектные участки стен и главным образом днища.

Толщину круглой плиты рекомендуется принимать не менее $(1/35 \div 1/40)d$ при свободном опирании и не менее $(1/40 \div 1/45)d$ при защемлении по контуру (d — диаметр плиты). При таких отношениях прогиб плиты обычно не превышает прогиба, предусмотренного нормами, и проверку на жесткость можно не проводить. В рассматриваемом случае $d = 6,52$ м, откуда минимальная толщина плиты должна быть не менее $652/40 = 16,3$ см. Фактическая толщина (по проекту) 15 см. Жесткость недостаточна даже для армированной плиты.

Поверочные расчеты показывают, что из-за грубого проектного просчета днище бака полностью неработоспособно. Можно с полной ответственностью утверждать, что в случае строительства по проектному решению неизбежно произойдет срез бетона на примыкании плиты с днищем, даже при отсутствии проектных нагрузок 3,6 тс/м² (36 кПа), с неизбежной разгерметизацией камеры.

uetn-ucpk@yandex.ru

Материал поступил в редакцию 25 ноября 2015 г.

УДК 621.182.13

© Коллектив авторов, 2016

Сравнительный анализ различных схем регулирования уровня питательной воды в барабане котла

В.А. Слесь, вед. инженер, В.А. Григорьев, С.Д. Лисёнкин, бригадные инженеры, С.Г. Аглиулин, ген. директор, Е.В. Чистяков, нач. отдела (АО «Сибтехэнерго»)

Приведен сравнительный анализ двух схем регулирования уровня питательной воды в барабане котлоагрегата: классической трехимпульсной и с дифференциатором.

Comparative analysis is given of two schemes of regulation of boiler feed water level in the boiler drum: classic three-pulse and with differentiator.

Ключевые слова: котлоагрегат, барабан, уровень питательной воды, упуск уровня, перепитка барабана, пережог поверхностей нагрева, надежность, безаварийность, регулирование.

Key words: boiler, drum, boiler feed water level, short-water level, drum overfeeding, heating surfaces burnout, reliability, trouble-free, control.