

УСИЛЕНИЕ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ

*ФГБОУ ВПО «Уральский
государственный университет
путей сообщения»,
г. Екатеринбург*

***Х. Ягофаров**
Профессор кафедры «Строительные конструкции
и строительное производство»,
доктор технических наук*

***А.Х. Ягофаров**
Доцент кафедры «Строительные конструкции и строительное производство»,
кандидат технических наук*

В связи со сменой собственника и перепрофилированием технологии было выполнено обследование технического состояния строительных конструкций двухпролетного здания. Ширина пролетов по 18 м. Каркас стальной. Колонны сплошного составного двутаврового сечения: полки – 500×30 и стенка – 440×12 мм. Шаг колонн – 12 м, по крайним рядам дополнительно установлены стойки продольного фахверка из ·22 (рис. 1).

Несущие и ограждающие конструкции покрытия представлены стропильными и подстропильными фермами, прогонами, связями, стальным профилированным настилом и собраны в монтажные блоки размерами в плане 18×12 м. Кровля мягкая, рулонная с эффективным утеплителем.

Пространственная устойчивость и жесткость здания обеспечены жестким сопряжением колонн с фундаментами.

Здание отапливаемое, возведено в 1993 г. в г.Екатеринбурге. Рабочий проект, как и документы на строительство и эксплуатацию здания, утрачены.

Фундаменты под колонны и грунты основания обследованы вскрытием двух фундаментов, по одному на среднем и крайнем рядах (см. рис. 1).

Лабораторными исследованиями установлено, что основанием фундаментов служит элювиально-болотный суглинок, пестроцветный, среднепучинистый с расчетным сопротивлением $R_0=0,25$ МПа по таблице 3, приложения 3 СНиП 2.02.01-83* [1]. Грунтовые воды на уровне вскрытия (-1,0 м) не встречены.

Прочность бетона фундаментов измерена мобильными приборами неразрушающего метода совместно с прибором местного разрушения – отрыва со скалыванием в соответствии с требованиями ГОСТ Р 53778-2010. Фактическая (замеренная) прочность бетона фундамента соответствует классу прочности В25.

Конструкция фундаментов имеет следующие особенности:

- форма плоской плиты размерами 3,0×3,0×0,5 (h) м по среднему ряду и 3,0×1,5×0,5 (h) м по крайним рядам вместо традиционной ступенчатой формы;

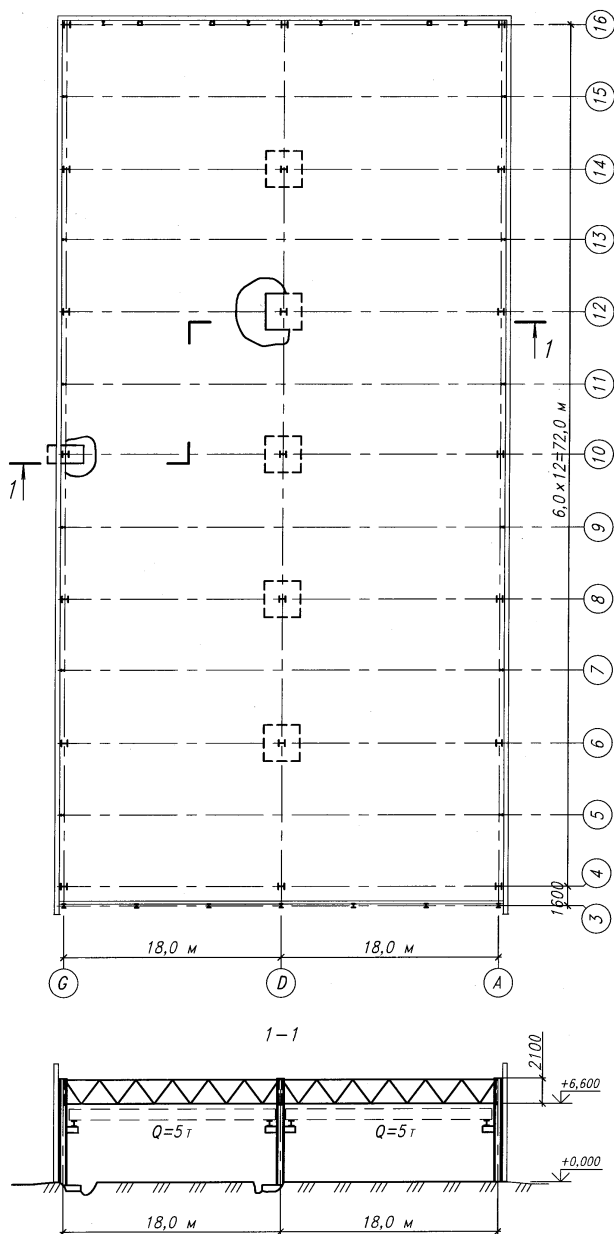


Рис. 1. План и поперечный разрез здания. Схема расположения открытых и усиленных фундаментов

- мелкое заложение подошвы – всего 0,8 м от уровня пола вместо 2,0...2,2 м по крайним рядам для условий района строительства и пучинистого грунта;
- рабочая арматура из стержней $\varnothing 16$ А-III в виде сетки с ячейкой 300×300 мм расположена в верхней зоне плитного фундамента вместо нижней зоны (рис. 2).

Последнюю особенность следует классифицировать как осознанный брак, в результате которого фундамент из железобетонного превратился в бетонный.



Рис. 2. Общий вид фундамента после вскрытия. В верхней зоне видны арматурные стержни

Поверочные расчеты показали, что прочность фундаментов среднего ряда недостаточна для восприятия не только проектируемых (новых) нагрузок, но даже существующих (по оригинальному проекту).

Тем не менее, почти за 20 лет эксплуатации здания признаков разрушения или неравномерных подвижек фундаментов вследствие пучения грунта не обнаружено.

Дальнейшая нормальная эксплуатация здания возможна после усиления фундаментов среднего ряда и утепления фундаментов крайних рядов.

Фундаменты утеплены плитами экструдированного пенополистирола снаружи здания с устройством бетонной отмостки.

Наиболее рациональным приемом усиления плитных фундаментов среднего ряда является перераспределение сосредоточенной силы от ко-

лонны на периферийные зоны фундаментов, что позволяет существенно уменьшить расчетный изгибающий момент в плите фундамента. Идея была реализована креплением четырех консолей вылетом 1 м каждая к базе колонны. Консоли из $\cdot 25K2$ размещены в толще пола (300 мм) и увеличивают площадь распределения нагрузки от колонны.

С целью немедленного включения в работу консоли установили с предварительным нагружением (рис. 3). Для этого на концы консолей 3 прикрепили кронштейны 4, снабженные болтами 5 и гайками 6 так, что при закручивании болта гайка поднимает конец консоли, то есть нагружает ее. Опорная плитка 7 призвана передать усилие предварительного нагружения на бетон фундамента.

Расчетные усилия в колонне равны $N=1,15$ МН и $M=0,06$ МН·м, в том числе продольное усилие от постоянных нагрузок $N_{пн}=0,8$ МН. Расчетное усилие предварительного нагружения каждой консоли принято не более $F_{пн} \leq 0,18$ МН из условия предотвращения случайного отрыва колонны усилиями предварительного нагружения консолей при отсутствии временных нагрузок.

Серьезной проблемой при производстве работ явилось измерение усилий предварительного нагружения консоли. Из возможных приемов использовали метод измерения усилия через момент закручивания болта, используемый во фрикционных соединениях [3]. Момент закручивания высокопрочного болта для получения требуемого усилия натяжения болта определяется по формуле [4, 5]

$$M_{KP} = F_{пн} \cdot K \cdot d,$$

где $F_{пн} = 180$ кН – расчетное усилие предварительного нагружения консоли;

$K = 0,14 \dots 0,2$ – коэффициент трения [4] (коэффициент закручивания [5]);

$d=30$ мм – номинальный диаметр болта.

При закручивании высокопрочного болта преодолевается усилие трения по резьбе и головке болта (гайки) о шайбу.

В данном случае присутствует только трение по резьбе, следовательно коэффициент закручивания будет меньше, примерно до двух раз. Момент закручивания болта рассчитан для $K=0,1$.

$$M_{KP} = 180 \cdot 0,1 \cdot 0,03 = 0,54 \text{ кН} \cdot \text{м} = 54 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Предварительное нагружение консолей производили при отсутствии временных нагрузок одновременно всех консолей. Нагружение производили в пять этапов с «отдыхом» между этапами в течение 10-15 минут, во время которого визуально оценивали состояние конструкций. После окончания процесса предварительного нагружения зазоры между нижней полкой консолей и верхом фундаментов заполнили цементно-песчаным раствором, а затем консоли обетонировали с устройством бетонного пола.

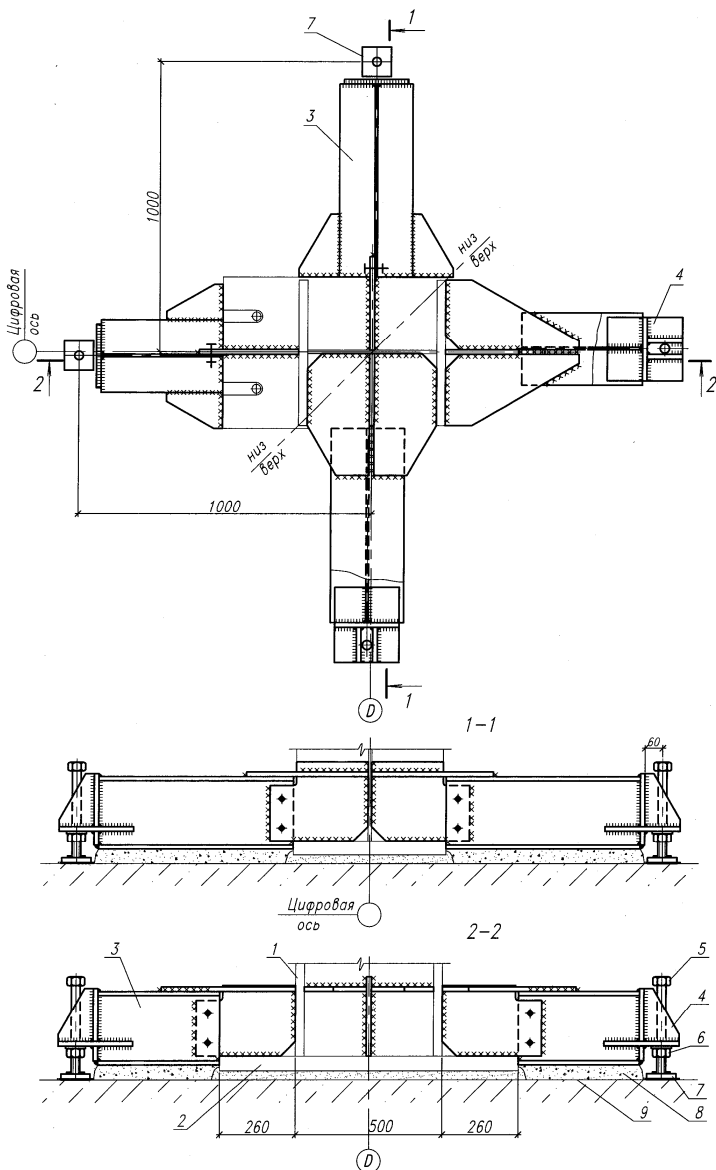


Рис. 3. Конструкция усиления фундамента:

- 1 – колонна; 2 – опорная плита колонны размером 1020×520×50;
 3 – элемент консоли, ·25К2; 4 – кронштейн; 5 и 6 – болт М30, класс 8.8 и гайка
 для предварительного нагружения консоли; 7 – опорная плита;
 8 – цементно-песчаный раствор; 9 – верхний обрез фундамента

В результате площадь базы колонны увеличилась за счет консольных участков, которые в полной мере включились в работу за счет предварительного нагружения.

Расчетная схема системы колонна – консоли – фундамент – грунт на воздействие эксплуатационных нагрузок представлена на рис. 4. Расчетное усилие предварительного нагружения на концах сохраняется ($F_{\text{пн}}=0,18 \text{ МН}$), а каждая консоль дополнительно воспринимает линейную нагрузку со средним значением, равным $q \approx 0,05 \text{ МН/м}$. Среднее значение отпора грунта сохраняется прежним, то есть как в оригинальном проекте и с учетом дополнительных нагрузок оно равно.

$$\sigma_{\phi} = N / A_{\phi} = 1,15 / 3 \cdot 3 = 0,13 \text{ МПа.}$$

Консоли усиления делят фундаментную плиту на четыре одинаковых квадратных участка, которые взаимодействуют друг с другом по неразрезной схеме, то есть статическая схема плиты преобразилась в благоприятную сторону, что обеспечило ее прочность на изгиб по расчету.

Результаты расчетов по программе Лира в упругой стадии отражены на рис. 5 и 6.

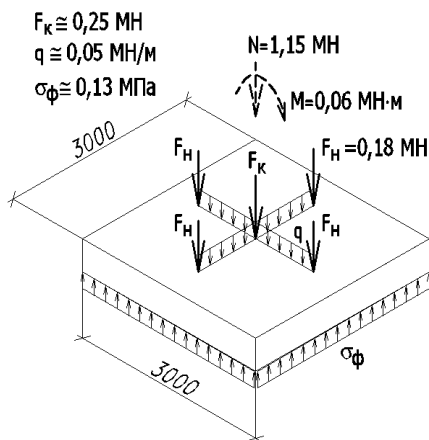


Рис. 4. Расчетная схема системы «колонна с консолями – фундамент» на расчетные эксплуатационные нагрузки

По результатам расчетов можно сделать следующие выводы.

Распределение изгибающих моментов в проектном фундаменте неравномерно от 300 до 80 кН·м со средним значением примерно $M=200 \text{ кН}\cdot\text{м}$. После усиления моменты в фундаменте выравниваются при среднем значении $M=60 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Таким образом, расчетное значение изгибающего момента в усиленном фундаменте уменьшилось более, чем в три раза.

Предотвращение аварий зданий и сооружений

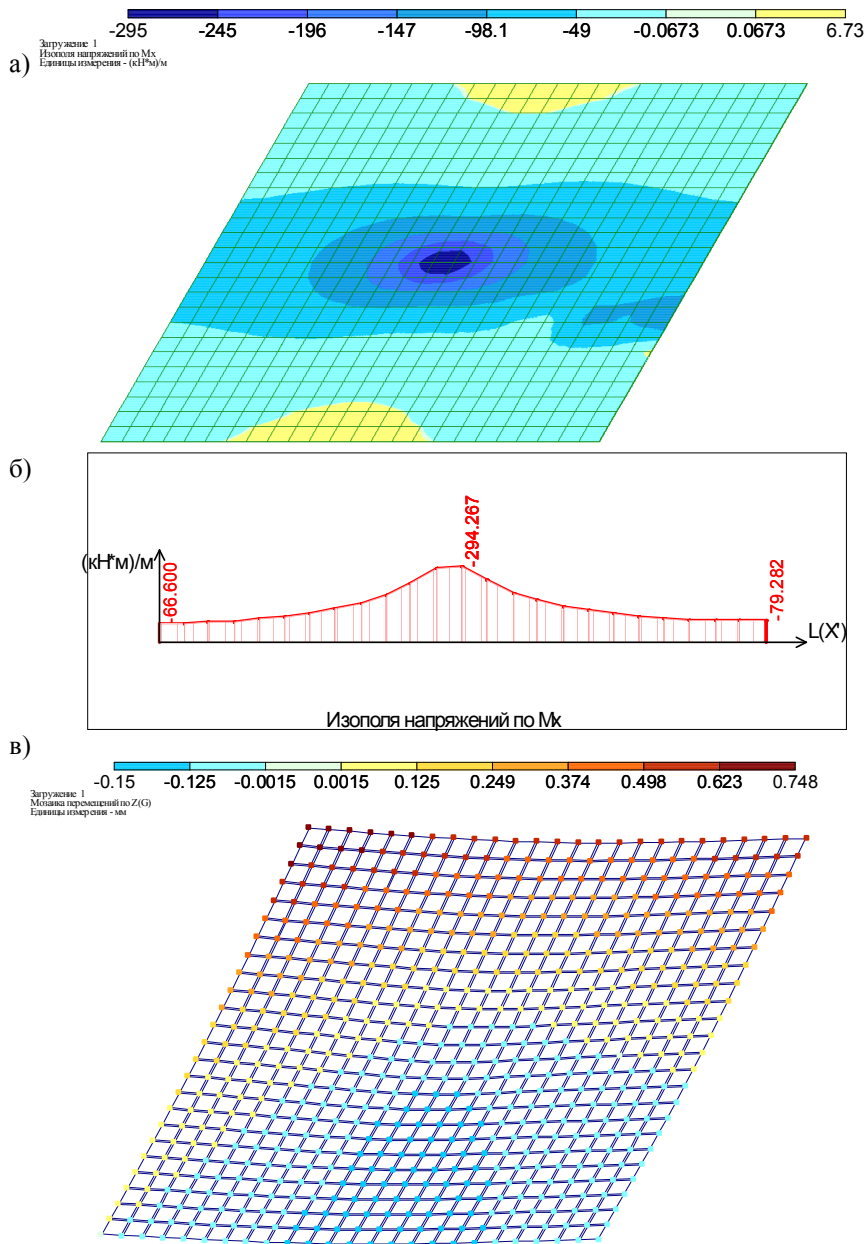


Рис. 5. Результаты расчета фундамента до усиления:
а и б – изгибающие моменты; в – прогибы

Предотвращение аварий зданий и сооружений

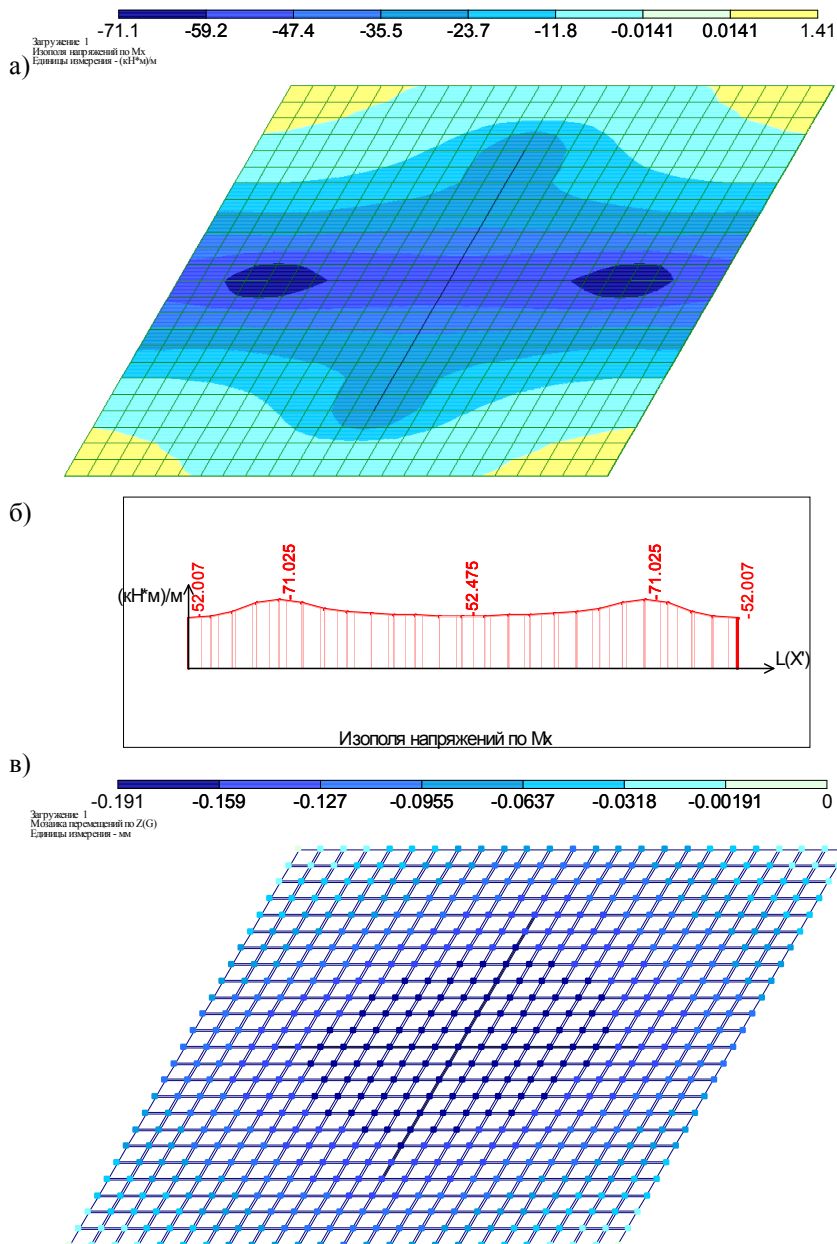


Рис. 6. Результаты расчета фундамента после усиления:
а и б – изгибающие моменты; в – прогибы

Предельный изгибающий момент для бетонного фундамента составляет [6]

$$M_{uf} = R_{bt} \cdot W,$$

где $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$ - класс прочности бетона В25;

$$W = 1 \cdot 0,5^2 / 3,5 = 0,072 \text{ м}^3.$$

Тогда $M_{uf} = 1,05 \cdot 0,072 = 0,076 \text{ МН} \cdot \text{м} = 76 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 60 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Вывод: Прочность усиленного фундамента обеспечена. Расчетный прогиб проектной фундаментной плиты составил 0,75 мм, а усиленной - 0,2 мм.

Библиографический список

1. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
2. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М.: Стандартинформ, 2010. – 59 с.
3. Мельников Н. П. Металлические конструкции: Современное состояние и перспективы развития. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
4. ГОСТ 22356-77. Болты и гайки высокопрочные и шайбы. Общие технические условия – М.: Стандартинформ, 2006. – 8 с.
5. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. Минрегион России. – М.: 2010. – 173 с.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. – 214 с.