

Рисунок 4 – Эпюра напряжений в основании ПСФ

Результаты расчетов показывают, что несущая способность ПСФ определяется суммой величин несущей способности околосвайного грунтового массива и грунтового массива под плитой. Соотношение этих величин – 3:1. Всё это показывает, что в таких условиях применение ПСФ – наиболее экономичный вариант.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Оржеховский, Ю.Р. Оптимизация решений плитных фундаментов на неоднородном основании. Геотехнические проблемы строительства архитектуры и геоэкологии на рубеже XXI века / Ю.Р.Оржеховский, В.В.Лушников, Р.Я. Оржеховская – Екатеринбург, Тамир: Издательство Казахстанской национальной геотехнической ассоциации 1023 с., в двух томах: т.1 (523 стр.), т.2 (500 стр.).
2. Бартоломей, А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1982. – 223 с.
3. Бахолдин, Б.В. Плитно-свайные фундаменты / Б.В.Бахолдин // Научно-технический журнал. Основания, фундаменты и механика грунтов. – М.,2003. – №5.
4. Голубков В.Н. Определение конечной осадки свайных фундаментов и развития осадки во времени / В.Н. Голубков // Республ. межвед. науч.-техн. сб. – Киев: Будивельник, 1970. – Вып. 3: Основания и фундаменты.
5. Проектирование и устройство свайных фундаментов:СП 52-102-2003/ Госстрой России – М., 2004. –СП 24.13330.2011.
6. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03.85:СП 24.13330.2011. – М., 2011.

УДК 624.159.4.11.

Трубач Ю.В., Кремнев А.П.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЖЕСТКОГО АРМИРОВАНИЯ ПРИ УСИЛЕНИИ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

При проектировании усиления необходимо максимально использовать существующий фундамент, обеспечив его совместную работу с элементами усиления [1, с. 131].

Совместная работа элементов усиления ленточных фундаментов с существующей конструкцией обеспечивается несколькими методами:

1. Устройством бетонных шпонок, выступов в углублениях существующего фундамента или несущих конструкций здания.

2. Устройством анкеров, заделанных в теле существующего фундамента.

3. Устройством сквозной арматуры.

4. Сваркой арматуры элементов уширения с оголенной арматурой усиливаемого фундамента.

5. При помощи специальных опорных элементов: подкосов, разгружающих металлических или железобетонных балок.

При использовании жесткого армирования, металлопрокатный профиль позволит создать жесткое соединение между существующим фундаментом и конструкцией усиления, что даст возможность элементам усиления сразу же включиться в работу, без нервичных деформаций, которые могут негативно повлиять на существующий фундамент. Применение жесткого профиля при реконструкции и усилении фундамента, имеет значительные преимущества по сравнению с приведенными выше методами обеспечения совместной работы:

1. Жесткий профиль позволяет исключить ослабления конструкции, которую нужно наоборот усилить. При данном методе усиления можно избежать ослабления фундамента в тех местах, где запланировано заведение элемента усиления под подошву существующего фундамента. Также можно отказаться от проделывания шпонок и углублений, при данном методе усиления совместная работа нового и старого бетона будет обеспечена благодаря жесткому стержню и поверхности усиливаемой конструкции с выполненной насечкой, что позволит как удешевить усиление, так и избежать излишнего ослабления существующего фундамента.

2. Применение жесткого профиля, по сравнению с анкерами из стержневой арматуры, позволяет избежать даже незначительных перемещений и деформаций элемента усиления относительно существующей конструкции, что не может в полной мере выполнить анкер из стержневой арматуры, заделанный в теле усиливаемого фундамента.

3. При применении жесткого профиля, отверстие в теле фундамента устраивается при помощи алмазной коронки, которая не создает вибрационной нагрузки на тело фундамента и не приводит к случайным деформациям, причем отверстие при бетонировании полностью заполняется бетонной смесью и не является зоной ослабления после завершения работ по усилению. При проделывании сквозных отверстий для арматурных стержней, устраиваемых при помощи перфоратора, создается вибрационная нагрузка распространяемая по телу фундамента, которая может привести к нежелательным ослаблениям. Также проделанное отверстие не может быть полностью заполнено при бетонировании, поэтому является ослабленной зоной после завершения работ по усилению.

4. Предложенный метод с использованием жесткого армирования является более экономически целесообразным, чем при устройстве различных конструкций с подкосами и металлическими распределительными балками по всей длине усиливаемого фундамента. Экономия получается за счет того, что нет необходимости в устройстве распределительных металлопрокатных элементов. Жесткие стержни устанавливаются с шагом, при котором зоны сжатия не пересекаются и поэтому исключается разрушение по сжатому бетону, что и допускает исключения распределительных балок.

5. Метод усиления ленточных фундаментов с использованием жесткого армирования является более механизированным и менее опасным, так как нет необходимости в ослаблении фундамента для заведения конструкции усиления под подошву фундамента, также не нужно проделывать шпонки и углубления в существующем фундаменте, что позволяет не ослаблять усиливаемую конструкцию и избежать травматизма при выполнении работ. Предложенный метод не допускает обрушения конструкции и может производиться без полной разработки грунта до основания фундамента, что в свою очередь исключает выпор грунта и нарушение гидрогеологических условий под существующим фундаментом.

6. Данный метод позволяет осуществить пересадку ленточного фундамента на вдавливаемые, буронабивные или буроинъекционные сваи, расположенные с одной или с обеих сторон ленточного фундамента. При усилении с пересадкой ленточного фундамента на сваи можно практически полностью исключить развитие деформаций и осадку фундамента, так как несущая способность висячих набивных свай 200-400 кН, свай-стоек – 800-1000 кН. Это позволит значительно повысить полезную нагрузку на здание и, при необходимости, выполнить реконструкцию здания с возможностью надстройки этажей.

Для обеспечения прочного сцепления между новым и старым бетоном поверхность существующего фундамента очищают от грунта, старой гидроизоляции, химических веществ, а также от рыхлого раствора, бетона, промывают и просушивают, выполняют насечку поверхности контакта [2, с. 228].

С целью изучения прочностных и деформационных свойств узла сопряжения с жестким армированием была выполнена серия экспериментальных исследований практически на натуральных образцах.

За исходный образец для испытания принят фундаментный блок серии ФБС 9-6-3. При помощи алмазной коронки посередине блока в поперечном направлении были проделаны отверстия для размещения в нём жесткого стержня. Диаметр проделанного отверстия 160 мм.

Для армирования были выбраны два жестких стержня – швеллер № 6,5 для образца № 1 и двутавр (сваренный из двух швеллеров № 6,5) для образца № 2, а также, для сравнения, при армировании образца № 3 использовался арматурный каркас из четырех стержней диаметром 16 мм и класса арматуры S240. Все стержни каркаса одинаковы, расстояние между нижней и верхней парами стержней составило 96 мм, а расстояние между правым и левым стержнем 35 мм. Для поперечного армирования каркаса было принято 3 хомута из арматуры класса S240 с диаметром 6 мм. Сечение каркаса было подобрано так, чтобы геометрические характеристики каркаса совпадали с геометрическими характеристиками сечения из двух швеллеров сваренных стенками.

Передачи нагрузки от фундаментного блока (существующего фундамента) при усилении с использованием жесткого армирования осуществляется при помощи жесткого стержня и бетонной дополнительной части фундамента (банкет). Размер банкеты для испытания был принят 300x300x600. Причем, фундаментный блок, относительно бетонных элементов усиления (банкет), приподнят на 100 мм.

Всего для испытания взято 3 блока, что позволит сравнить эффективность использования жесткого армирования с применением различных сечений армирующих элементов.

Для бетонирования применялся бетон класса С30/37, что в дальнейшем было подтверждено результатами испытания отобранных контрольных образцов бе-

тона. Для уплотнения бетонной смеси использовался глубинный вибратор. Разопубливание элементов усиление было произведено через 3 суток, испытания проводились через 28 суток после производства бетонных работ. Уход за бетоном осуществлялся путем сохранения влажной среды поверхности конструкции соприкасающейся с открытым воздухом.

Для испытания было установлено 12 тензометров (ИЧ – 10) в местах наибольших по величине смещений одной точки относительно другой.

За первый образец принят фундаментный блок ФБС 9-6-3 усиленный при помощи жесткого стержня – швеллера № 6,5. Готовый образец поместили под пресс с посадкой его на слой цементно-песчаного раствора. Произвели центровку образца на опорной площадке прессы. Определили геометрический центр фундаментного блока, для обеспечения центрального нагружения и исключения неравномерного обжатия образца. Нагрузку прикладывали ступенями по 5 тонн.

Разрушающая нагрузка, для образца №1, составила 68 тонн. Первые микротрещины появились при нагрузке 20 тонн у основания фундаментного блока возле датчика № 3. При дальнейшем загрузении такие же трещины начали образовываться возле датчика № 9. Трещины на протяжении всего испытания незначительно увеличивались. Разрушение в итоге произошло по бетону элемента усиления, который хрупко разрушился из-за продавливания его жестким стержнем – швеллером. Внешний вид образца №1 после испытания приведен на рисунке 1.

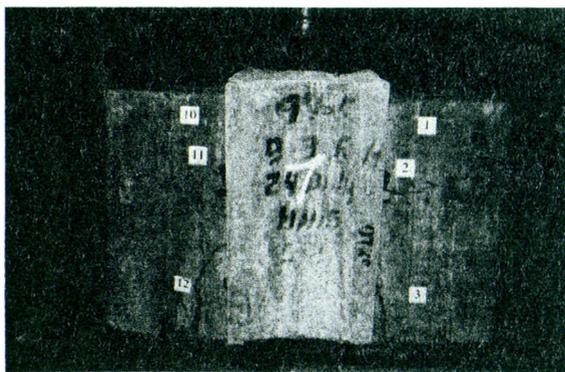


Рисунок 1 – Общий вид образца №1 после испытания

За второй образец принят фундаментный блок ФБС 9-6-3, усиленный при помощи жесткого стержня – двутавра (сваренного из швеллеров № 6,5). Готовый образец поместили под пресс с посадкой его на слой цементно-песчаного раствора. Произвели центровку образца на опорной площадке прессы. Определили геометрический центр фундаментного блока, для обеспечения центрального нагружения и исключения неравномерного обжатия образца. Нагрузку прикладывали ступенями по 5 тонн.

Разрушающая нагрузка для образца № 2, составила 103 тонны. Первые микротрещины появились при нагрузке 40 тонн у основания фундаментного блока возле датчиков № 9 и № 12. Трещины на протяжении всего испытания незначительно увеличивались. Разрушение в итоге произошло по бетону фундаментного

блока из-за режущей силы жесткого стержня, что свидетельствует об эффективности данного армирования. При значительном раскрытии трещины и разрушении фундаментного блока также образовались трещины на одном из элементов усиления. Внешний вид образца №2 после испытания приведен на рисунке 2.

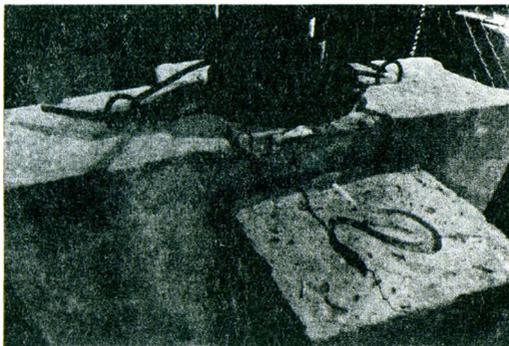


Рисунок 2 – Общий вид образца №2 после испытания

За третий образец принят фундаментный блок ФБС 9-6-3, усиленный при помощи арматурного каркаса. Готовый образец поместили под пресс с посадкой его на слой цементно-песчаного раствора. Произвели центровку образца на опорной площадке пресса. Определили геометрический центр фундаментного блока, для обеспечения центрального нагружения и исключения неравномерного обжатия образца. Нагрузку прикладывали ступенями по 5 тонн.

Разрушающая нагрузка для образца № 3 составила 82 тонны. Первые микро-трещины появились при нагрузке 40 тонн сверху фундаментного блока. Трещины на протяжении всего испытания развивались и увеличивались. Разрушение в итоге произошло по бетону фундаментного блока из-за режущей силы армирующего элемента. Хотя характер разрушение у образцов № 2 и № 3 совпадает, но жесткий стержень в итоге выдержал нагрузку на 20 тонн больше, чем арматурный каркас, что также свидетельствует об эффективности использования жесткого армирования. Внешний вид образца № 3 после испытания приведен на рисунке 3.

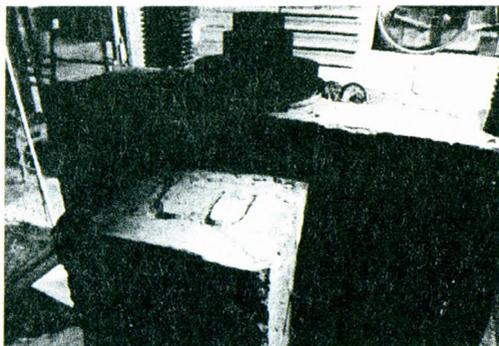


Рисунок 3 – Общий вид образца № 3 после испытания

Проведя испытания элементов фундамента, усиленных швеллером, двутавром и каркасом из стержневой арматуры, можно сделать вывод, что использование жесткого профиля является эффективнее каркасов. Это видно из диаграмм деформирования экспериментальных образцов, которые отображены на рисунках 4 и 5.

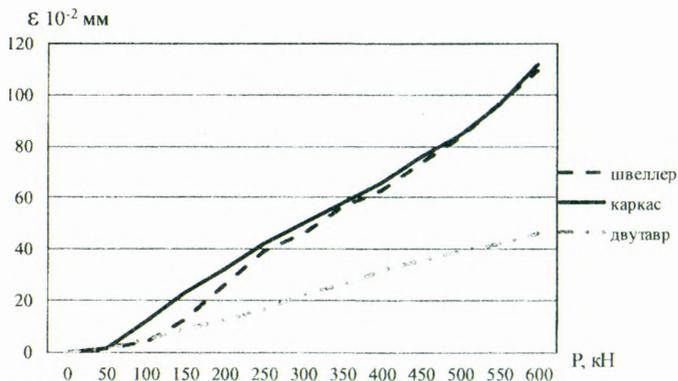


Рисунок 4 – Диаграммы деформирования (по вертикали) экспериментальных образцов при центральном сжатии

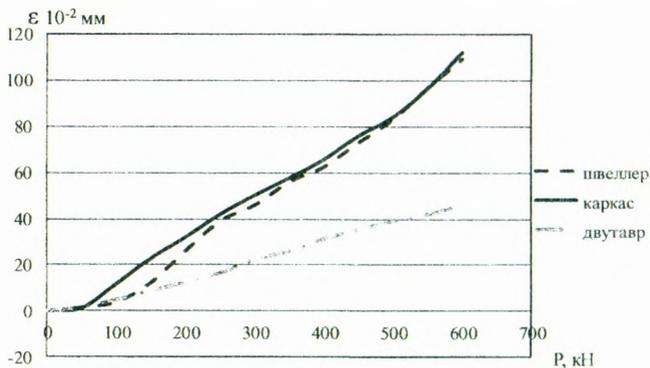


Рисунок 5 – Диаграммы деформирования (по горизонтали у основания набетонки) экспериментальных образцов при центральном сжатии

Из диаграмм видно, что перемещения как по горизонтали, так и по вертикали при использовании двутавровой балки значительно меньше, чем при других вариантах армирования. Следовательно, использование жесткого стержня, при усилении, значительно повышает жесткость соединения элемента усиления и существующего фундамента. Так же можно отметить, что при использовании жесткого стержня не только ниже деформативность, но и значительно выше несущая способность конструкции в целом, что также является существенным фактором при выборе метода усиления.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; под ред. А.Л. Шагина: учебное пособие для строит. спец. вузов. – М.: Высшая школа, 1991. – 352 с.
2. Проектирование реконструкции зданий и сооружений: учеб.- метод. комплекс: в 3 ч. / Д.Н. Лазовский. – Новополюк: ПГУ, 2010. – Ч. 2: Оценка состояния и усиление строительных конструкций – 340 с.
3. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – 2-е изд., переработанное и дополненное. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1988. – 415 с.
4. Келемешев, А. Д. Обследование и усиление зданий: учебное пособие для студентов специальности «Строительство»/ А.Д. Келемешев. – Алматы: КазГАСА, 2011. – 98 с.
5. Симагин, В.Г. Основания и фундаменты. Проектирование и устройство. – 2-е издание. – М.: Злательство АСВ Петрозаводск-Москва. – 2008. – 492 с.
6. Шагина, А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; под ред. А.Л. Шагина: учебное пособие для строит. спец. вузов. – Минск: Высшая школа, 1991. – 352 с.

УДК 624.15 + 692.115 : 69.035

Шведовский П.В., Пойта П.С., Дронович А.Ю.

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ЗОН УПЛОТНЕНИЯ В ОКОЛОСВАЙНОМ ГРУНТОВОМ МАССИВЕ И ВЗАИМОСВЯЗЕЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ, ОСТАТОЧНОГО И УПРУГОГО ОТКАЗОВ ПРИ ЗАБИВКЕ СВАЙ

Свайные фундаменты являются наиболее надежными в фундаментостроении, при этом, чем сложнее инженерно-геологические условия, тем предпочтительнее их применение. В настоящее время накоплен огромный объем научных данных о взаимодействии с грунтом свай различных конструкций и разработано множество методов определения несущей способности свай и осадок свайных фундаментов. Однако практически для всех объектов характерно недопогружение свай до проектной отметки и необходимость их срубки. Этому вопросу исследователями в последние 10-15 лет уделяется большое внимание, но до сих пор он не нашел более или менее удовлетворительного решения.

Но недопогружение свай лишь видимая часть "айсберга". При выборе глубины погружения свай проектировщик действует в условиях почти полной неопределенности. Произвести исследования грунта для каждой сваи невозможно, но по существующим правилам он обязан указать в проекте точную глубину погружения каждой сваи без исключения. В столь неопределенной ситуации проектировщик всегда вынужден увеличивать глубину заложения нижних концов свай про запас, так как он и только он несет полную и единоличную ответственность за надежность фундамента. Это и порождает, как показывает практика, проектирование свайных фундаментов с завышенной несущей способностью, и соответственно, максимальной энерго- и материалоемкостью. По оценке Б.И. Далматова [1], каждая третья свая в фундаментах является лишней. Системный характер этого негативного явления свидетельствует об актуальности рассматриваемой проблемы.

Как известно, в процессе погружения сваи забивкой вокруг нее в грунтовом массиве формируются зоны уплотнения, которые, в зависимости от направления и величины перемещения частиц, можно разделить на четыре группы. Первая зона диаметром 2-25 мм («грунтовая рубашка»), образуется непосредствен-