

Рис. 4. Формы колебаний, соответствующие первой и третьей собственным частотам башни.

Таблица 1. Частоты собственных колебаний башни в Гц с учетом и без учета податливости грунтового основания

Величина и номер соб. част.	W_1 (Гц)	W_2	W_3	W_4	W_5
Жесткое опирание	0,3760	0,4391	1,4213	1,6252	3,1481
Податливое опирание	0,3751	0,4374	1,4122	1,6135	3,1083

УДК 624.012.4: 539.432

Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОВЕДЕНИЯ СТЫКОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Результаты обследований зданий и сооружений, показывают, что в целом ряде случаев элементы зданий и сооружений, выполненные из железобетона, имеют значительные повреждения и не удовлетворяют требованиям норм [1]. В качестве одного из основных конструктивных мероприятий по усилению таких конструкций может являться использование монолитного железобетона. В то же время для успешной дальнейшей эксплуатации полученных сборно-монолитных конструкций, требуется точное прогнозирование совместной работы сборного и монолитного бетона с учетом статических

и динамических воздействий.

Многokrатно повторяющиеся нагрузки являются одними из основных нагрузок на железобетонные конструкции промышленных зданий и транспортных сооружений.

В соответствии с требованиями норм [1], железобетонную конструкцию следует считать сборно-монолитной, если среди прочих выполнены следующие основные требования:

- обеспечена прочность контактного соединения монолитного бетона и сборного элемента на всех этапах работы конструкции, то есть вплоть до наступления предельного

Шалобыта Татьяна Петровна, кандидат технических наук, доцент каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Шалобыта Николай Николаевич, кандидат технических наук, доцент каф. строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура

Таблица 2. Частоты собственных колебаний в Гц до и после установки дополнительных антенн

До установки антенн	прямой ствол	W_1	W_2	W_3	W_4	W_5
	искрив. ствол	0,3752	0,4376	1,4142	1,6160	3,1114
После установки антенн	прямой ствол	0,4373	0,4375	1,6134	1,6140	3,2990
	искрив. ствол	0,3751	0,4374	1,4122	1,6135	3,1083

Выполненные авторами обследования и расчеты различных башен позволили сформулировать следующие выводы и рекомендации:

1. При выполнении сварных соединений элементов высотных сооружений необходимо предусматривать технологические мероприятия по снижению сварочных напряжений.
2. Соединения отдельных секций высотных сооружений следует предусматривать с помощью фланцевых соединений на высокопрочных болтах, как менее подверженных воздействию щелевой коррозии. Также для уменьшения коррозионного разрушения следует площадки высотных сооружений изготавливать из просечно-вытяжной стали.
3. Теоретические исследования показали необходимость учета отклонений оси сооружения от вертикали и податливости грунтового основания при динамических расчетах на действие ветровой нагрузки.
4. При расчетах на пульсационную составляющую ветровой нагрузки рекомендуемая нормами замена высотного сооружения консольным стержнем с несколькими массами может привести к потере изгибно-крутильных форм собственных колебаний сооружения и, следовательно, существенно исказить достоверность выполненных теоретических расчетов, если эти формы соответствуют низшим частотам колебаний.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ханухов Х.М. Влияние различных факторов на изменение упругих характеристик сталей, применяемых в антенных сооружениях. - Тр., ЦНИИПСК, М, 1981, с.118...127.
2. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. М.: Госстройиздат, 1986. – С. 35.

состояния, исключены предпосылки для расслоения составной конструкции по контакту;

- сохраняется неразрывность (сплошность) нормального сечения при передаче продольных усилий по его высоте.

При этом нормы [1] ограничивают применение сборно-монолитных конструкций при знакопеременных и многократно повторяющихся нагрузках в силу особых условий контакта.

Контактный слой, в силу наличия множества инициирующих процесс разрушения микро- и макродефектов структуры, в вершинах которых происходит концентрация касательных напряжений, возникающих вследствие различной деформативности бетона монолитной и сборной частей элемента, является одним из наиболее уязвимых мест сборно-монолитной конструкции. До недавнего времени при исследовании поведения сборно-монолитных конструкций основное внимание уделялось изучению обеспечения прочности контактного соединения монолитного бетона и сборного элемента на всех этапах работы конструкции, по своей сути соответствующего проектированию стыкового соединения по первой группе предельных состояний (прочности или выносливости). Условие сплошности нормального сечения при передаче продольных усилий по его высоте в определенной мере касается деформативности контакта, которая в свою очередь может существенно влиять на трещиностойкость, прогибы и даже прочность составного соединения, как показывают исследования [2]. Трещинообразование создает условия, при которых стыковое соединение работает упруго лишь в достаточно ограниченном интервале деформирования, основная часть работы стыка происходит после образования начальной трещины.

Характер деформирования бетона в сечениях железобетонных элементов главным образом определяется направленной локализацией деформаций в зонах перенапряжения и предразрушения на участках с максимумом дефектов структуры в растянутой части сечения (возникают трещины нормального отрыва) и в сжатой части сечения на границе сборного и монолитного участков – трещина сдвига. Состояние предельного равновесия и кинетика процесса разрушения железобетонных конструкций, получивших повреждения при их эксплуатации, а также имеющих инициирующие разрушения дефекты [3,5] на границе двух слоев различного бетона (сборного и монолитного), наиболее полно могут быть представлены исходя из теории механики деформируемого твердого тела [3,5] и определены методами механики разрушения.

В последнее время особое внимание уделяется разработке методов оценки напряженно-деформированного состояния в вершине трещины и перехода в связи с этим от качественных методов оценки влияния трещин на прочность к количественным [2,6]. В качестве характеристик предельного состояния при наличии трещин используются критические значения силовых, деформационных и энергетических характеристик напряженно-деформированного состояния в вершине трещины. Вершина трещины тем самым является источником концентрации напряжений и стартовой точкой дальнейшего разрушения материала.

При решении задачи прочности тела с трещинами, в том числе и искусственными (которыми являются стыки сборно-монолитных конструкций) необходимо проводить детальный анализ НДС у вершины трещины и сформулировать критерии, определяющие критическое состояние материала. Обе задачи очень трудны в теоретическом описании и экспериментальном подтверждении. Это связано с тем, что в соответствии с аналитическими методами решения плоских краевых задач теории упругости, напряжения у вершины трещины (концентратора напряжений) стремятся к бесконечно большому значению [3,5], то есть прочность конструкций с трещиной в этом случае должна стремиться к нулю, что противоречит действительности, так как прочность любой конструкции с трещиной имеет конечную величину. Кроме того, нет даже аналитических ре-

шений данных краевых задач для линейно-упругих материалов, а решение данной задачи для элементов конструкций из упругопластических неоднородных материалов вызывает еще большую математическую трудность. Поэтому в литературе можно найти только небольшое количество работ, в которых даны аналитические решения краевых задач, и то в постановке данной задачи в чистом виде – для идеально упругопластических материалов [3].

Между амплитудой напряжений и усталостной долговечностью N , обычно определяемой как число циклов изменения напряжения или деформации, необходимое для разрушения при заданной амплитуде, существует обратная зависимость. Исследования О.Я. Бергом [4] влияния циклических нагрузок на усталостную прочность бетона показали, что характер кривой нагружения, частота приложения нагрузки в диапазоне $10...10^3$ циклов существенно не влияют на предел выносливости. Вместе с тем установлено, что существенно изменяется предел выносливости число циклов нагружения и уровень максимальных напряжений, а также характеристика цикла

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$$

На основании этого О.Я. Бергом [4] были найдены корреляционные связи хорошо согласующиеся с опытными данными

$$\text{при } \rho \leq 0,1 \quad \frac{f_{cr}}{f_{ck}} = 1,23 \cdot N^{-0,05},$$

$$\text{при } \rho > 0,1 \quad \frac{f_{cr}}{f_{ck}} = 0,35 \cdot \rho^2 + 0,6,$$

где f_{cr} – предел выносливости бетона; f_{ck} – призмочная прочность бетона; N – число циклов загрузки.

Зависимость между σ и N должна рассматриваться не как однозначная функция, а как статистическая зависимость [4]. Это отражает тот факт, что усталостная долговечность при номинально идентичных условиях службы или испытаний характеризуется большим разбросом, нередко превышающим порядок измеряемой величины даже при тщательно контролируемых условиях испытаний. Следовательно, полная зависимость между σ и N должна определять вероятность разрушения для любой комбинации σ и N [4].

Обычно процесс усталости разделяют на стадию возникновения усталостной трещины и стадию ее распространения, причем для обеих стадий характерно циклическое приложение нагрузки. Это условие циклического нагружения на обеих стадиях связано с тем, что и в процессе возникновения трещины, и в процессе ее распространения участвует пластическая деформация, так как в противном случае ничто не останавливало бы трещину от бесконечного роста во время одного цикла нагружения. Однако пластическая деформация, связанная с процессом усталости, часто бывает чрезвычайно локализованной. Микропластические деформации, происходящие задолго до начала общей пластической деформации, могут быть одного знака и накапливаться при циклическом приложении нагрузок. Отметим, что условия нагружения реальной конструкции нестационарны, т.е. в общем случае амплитуда нагрузки изменяется непрерывно. Обычно расчет при нестационарном нагружении базируется на различных вариантах правил линейного суммирования повреждений. Первая гипотеза накопления повреждений была предложена в 1924 г. А.Пальмгреном и развита А.Майнером. Эта гипотеза, широко используемая до сих пор, называется гипотезой Пальмгрена-Майнера или правилом линейного суммирования повреждений. Гипотеза Пальмгрена-Майнера утверждает, что доля поврежденности при любом уровне амплитуды напряжений пропорциональна отношению числа циклов его действия n_i полному числу циклов N_{fi} , которое привело бы к

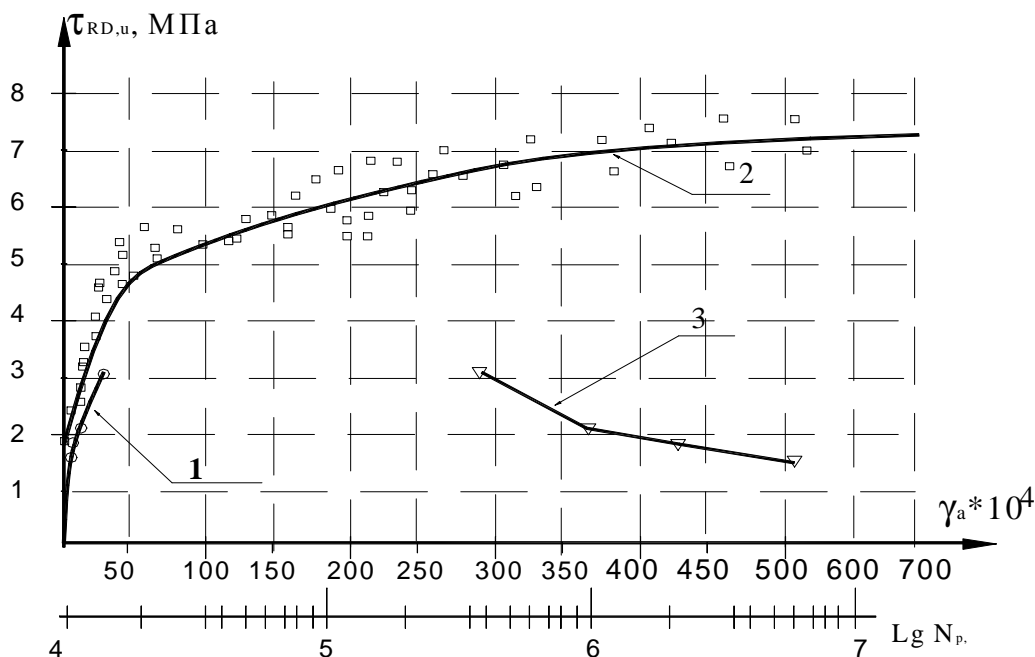


Рис. 1. Диаграмма деформирования образцов при $\rho_{sw,f}=0,88\%$ и $\sigma_{CE}=1,707$ МПа
 1 - при циклической нагрузке, 2 - при статической нагрузке, 3 - кривая усталости.

разрушению при этом уровне, т.е. $D_i = \frac{n_i}{N_{fi}}$. Тогда в соответствии с гипотезой Пальмгрена соотношение можно записать в виде $D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_{fi}}$, где k - число режимов нагружения.

Принимается, что разрушение наступит при $D=1$. К наиболее значительным недостаткам линейной теории относится то, что она не описывает влияния очередности воздействия напряжений различных уровней и предполагает одинаковую скорость накопления повреждений при нагружении заданного уровня независимо от предыдущей истории нагружения. Экспериментальные данные показывают, что порядок приложения нагрузки на самом деле играет значительную роль и скорость накопления повреждений при заданном уровне нагружения является функцией истории циклического нагружения.

Проводимые исследования работы стыкового соединения выполнялись на сборно-монолитных образцах цилиндрической формы и испытанных в условиях чистого сдвига при действии статических и циклических нагрузок. Выбор данной конструкции образцов обусловлен рядом факторов, главным из которых являлось возможность придать касательным напряжениям равномерный характер распределения по высоте сечения.

Для удобства анализа полученных экспериментальных данных диаграммы циклического деформирования совмещены с кривыми многоциклового усталости, в координатах амплитуда напряжения – число циклов до разрушения (рис 1).

Как следует из диаграмм деформирования, описывающих нелинейное поведение стыкового соединения, можно выделить характерные участки []: участок линейного деформирования, участок проявления нелинейной зависимости между напряжениями и перемещениями на восходящей ветви диаграммы, нисходящую ветвь. При статических и циклических испытаниях разрушение происходило по стыку образца. Начало разрушения регистрировали при помощи микроскопа при появлении трещин по поверхности образцов длиной 2-5 мм.

Возможность регулирования величины прикладываемых к образцу перемещений – при статических испытаниях, и количества циклов до разрушения, при заданном уровне напряже-

ний – при циклических испытаниях, позволили исследовать закономерности развития трещины по длине стыкового соединения. В процессе нагружения контакта образцов, на всех образцах можно было выделить стадии развития трещины. С момента регистрации трещин размером $3 \div 5$ мм и до достижения ими размеров $30 \div 40$ мм на поверхности образца, трещины развивались за счет сдвига вдоль стыка. По всей протяженности стыка можно было наблюдать несколько таких участков. Трещины имели форму полуэллипса с соотношением полуосей в пределах 4:1. Основываясь на данных параметрах повреждения можно предположить, что более обоснованным параметром повреждения будет являться площадь поверхности, образующейся при появлении трещины. При этом за момент усталостного разрушения следует принимать число циклов, соответствующее достижению данной величины критического значения. Далее в процессе разрушения (долома) образца развивались трещины, идущие под углом 45° к оси образца (контакта), что при чистом кручении вполне объяснимо действием главных нормальных напряжений, и стремлением разрушиться по типу нормального отрыва. Но вследствие того, что длина трещин невелика, спустя некоторое время был отмечен полный переход к направлению максимального сдвига, т.е. имеет место сдвиговая форма трещины, по которой произошло полное разрушение контакта сборно-монолитной конструкции.

Анализируя начальные участки диаграмм циклического и статического деформирования, можно сделать вывод, что, так как участки диаграмм циклического деформирования расположены ниже диаграммы статического деформирования, исследованные контакты конструкции ведут себя при многоцикловом нагружении как циклически разупрочняющиеся материалы.

Выводы

1. Проведенный анализ литературных источников показал, что влияние циклических нагружений на прочность бетона до конца не изучен. Усталостное разрушение бетона носит четко выраженный статистический характер и связана с процессом образования и распространения усталостной трещины.
2. Механизм деформирования стыка при циклических нагрузках допускает взаимное смещение в зоне контакта при первых циклах нагружения. Данный результат хоро-

шо вписывается в аналитическую модель работы контакта представляющую собой модель системы фрикционной передачи усилий среза.

3. Начальные участки диаграмм циклического деформирования контактного слоя сборно-монолитных образцов расположены ниже диаграммы их статического деформирования. На основании этого экспериментального результата можно сделать вывод, что материал контактного слоя ведет себя при многоцикловом нагружении как циклически разупрочняющийся материал.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. – Мн.: Минстройархитектуры РБ. 2003. – 139 с.
2. Тур В.В., Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н. К построению аналитической модели работы стыкового соединения железобетонных сборно-монолитных конструкций // Про-

блемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: Сб. тр. / Под редакцией В.И. Драгана. – Брест: БПИ, 1998. — С.74-78.

3. Трошенко В.Т., Драган В.И.. Исследование закономерностей неупругого деформирования и усталостного разрушения металлов при кручении // Проблемы прочности. – 1982. – №5. – С. 3-10.
4. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. –М.: Стройиздат, 1971. -208 с.
5. Нотт Дж.Ф. Основы механики разрушения. – М.: Металлургия, 1978. – 256 с.
6. Драган В.И., Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н. прочность и деформативность контактов самонапряженных сборно-монолитных конструкций при циклических нагрузках. Вестник БГТУ. Строительство и архитектура.-2001. №1(7). - 19-22 С.

УДК 624.154.04:624.156.04

Никитенко М.И., Сернов В.А., Синякевич П.М., Куриленко Я.А., Воробьев Ф.В.

ОЦЕНКА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С ОСНОВАНИЕМ СВАЙ ВМЕСТЕ С НИЗКИМИ РОСТВЕРКАМИ

В геотехнической практике Беларуси при наличии сложных инженерно-геологических условий сваи применяют в сравнительно больших объемах.

Обычно у нас предпочтение отдавали забивным призматическим сваям, которые очень часто не удается погрузить на проектные глубины, что способствует появлению «свайных лесов». Это связано с несовершенством прогноза несущей способности свай согласно ранее действовавшим нормам СНиП 2.02.03-85 [1]. За счет эксцентричности ударов молота призматические сваи отклоняются от оси и создают в грунте у поверхности щель. Ударная энергия при этом затрачивается в значительной мере на разрушение головы сваи и преодоление отпора грунта перед наклоненной гранью сверху, а к нижнему концу сваи доходит ослабленный ударный импульс. Существенный недостаток забивных призматических свай постоянного поперечного сечения заключается в малом увеличении их несущей способности с глубиной, особенно после 8-10 м.

Более благоприятно взаимодействуют с грунтами пирамидальные сваи. При их погружении ударный импульс распределяется более равномерно с максимумом в голове сваи большего сечения и минимумом у нижнего конца малого сечения. При постоянном контакте с грунтом такие сваи удается погружать на проектные глубины с меньшей затратой энергии. Пирамидальные забивные сваи в Беларуси с 70-х годов ушедшего столетия начали успешно применять под научным руководством доцентов, к.т.н. Ситникова М.А., Шайтарова Л.Д. и Циунчика Б.А. [2]. Нашли они применение и в Словакии [3], [4], [5].

Большие преимущества пирамидальных свай заключаются в том, что при их погружении грунт подвергается сжатию не только под нижним концом, но и вдоль всего ствола. При этом не возникает негативное трение. В результате создаваемого наклонными гранями распора грунт, даже насыпной, упрочняется в межсвайном промежутке [2], [4]. Благодаря распорному эффекту можно уменьшить длины свай и сжимаемую зону грунта под ними. Пирамидальные сваи особенно эффективны в грунтах с понижением прочности от поверхности вниз, поскольку основная часть отпора грунта при этом мобилизуется на верхнем отрезке сваи с большим поперечным сечением. Это позволяет не прорезать нижерасположенные слои или линзы

слабых грунтов и оставлять стволы в более прочных верхних грунтах. Такие же достоинства имеют конические сваи при бетонировании в отверстиях, создаваемых вибрационным погружением в грунт металлических пуансонов. Эти сваи можно делать полыми, уменьшая расход бетона и существенно увеличивая относительную несущую способность, приходящуюся на единицу объема расходуемого материала.

Дополнительно увеличить сопротивляемость грунта в основании свай при незначительном расходе на них материала позволяет создание под их нижними концами уширений за счет инъекции цементного раствора в геотекстильные баллоны либо путем выштамповывания из бетонной смеси уширений требуемого объема. В пластичных глинистых грунтах весьма ощутимый эффект дает использование в составе уширений сухой бетонной смеси, которая поглощает из грунта избыточную влагу и повышает его прочность.

Повысить несущую способность основания свайных фундаментов позволяет использование сопротивления грунта под подошвой ростверка, который как и ленточный или столбчатый фундамент либо сплошная плита способен воспринимать значительную часть нагрузок. Это обеспечивает возможность уменьшить количество свай в фундаменте, сократить сроки его возведения, снизить стоимость нулевого цикла. Покажем это на примере результатов натурных испытаний некоторых авторов.

Проф. А.А.Бартоломеев [6,7] в Перми испытано в различных грунтах более 70 натурных фундаментов из свай длиной 3...12 м. При расстоянии между сваями $3d$ и длине свыше 9 м доля ростверка в общей несущей способности свайного фундамента составила 10...12%, а при расстоянии $6d$ и длине свай 5...8 м — 35...40%. Проф. В. Н. Голубковым [8] в Одессе по результатам испытаний призматических (350х350мм, $L = 3,8$ м) и пирамидальных свай (верх 600х600мм, низ 100х100мм, $L = 3,0$ м) с низким и с высоким ростверками в водонасыщенных песках установлено значительное влияние низкого ростверка на общее сопротивление свайного фундамента, причем более существенно с ростом осадки. Сопротивление грунта основания у призматических свай с низким ростверком было на 38% выше, чем без ростверка, у пирамидальных — на 72%. Испытаниями Я. Ш. Зиязова в г. Уфа [9] в

Никитенко М.И., кандидат технических наук, доцент, зав. каф. геотехники и экологии в строительстве Белорусского национального технического университета (БНТУ), академик АСУ.

Сернов В.А., магистр технических наук, аспирант каф. геотехники и экологии в строительстве БНТУ.

Синякевич П.М., аспирант каф. геотехники и экологии в строительстве БНТУ.

Куриленко Я.А., студент ФЭС БНТУ.

Воробьев Ф.В., студент ФЭС БНТУ.

Беларусь, БНТУ, 220114, г. Минск, пр. Ф.Скорины, 150. E-mail: michnik@tut.by.