© А.М. Кириленко, 2006

УДК 519.24:666.97

А.М. Кириленко

СТАТИСТИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА ПРИ МОНИТОРИНГЕ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В современной практике реконструкции сооружений и проведении ремонтно-восстановительных работ железобетона эксплуатируемых конструкций инженерных сооружений одним из основных этапов производственного цикла является проведение диагностики состояния объекта. Обязательность данного этапа обусловлена необходимостью принимать решения при проектировании и проведении работ на основе информации о состоянии конструкций, их надёжности, степени и причинах износа. Такой подход позволяет увеличить надежность и качество конечных результатов производственного цикла.

При проведении контроля и диагностики строительных объектов, как правило, используется широкий комплекс различных методов контроля и диагностики, включая методы частично разрушающего и неразрушающего контроля, ряд химических и геофизических методов, позволяющих определять весьма широкий спектр химико-физических параметров бетона, начиная от характеристик его структуры до влажности, температуры и химического состава [1, 2]. Однако одной из основных целей контроля и диагностики в большинстве случаев является оценка прочностных характеристик бетона конструкций.

Прочность бетона при проведении контроля может определяться как на самом объекте, так и в лабораторных условиях. Обычно при оценке прочностных свойств бетонных конструкций можно использовать несколько методов: отбор кернов и метод прессовых испытаний, методы на отрыв и скалывание, методы пластической деформации и упругого отскока (склерометрический), ультразвуковой метод. Однако базовым в данном комплексе, особенно сегодня, при имеющейся на рынке алмазной буровой технике, все-таки остается метод механических прочностных испытаний выбуренных образцов бетона на прессе, так как он является прямым методом измерений, позволяющим непосредственно получать значения прочности. Метод широко разработан и описан в ГОСТе [3]. Но, при проведении контроля прочности бетона конструкций с длительным сроком службы и сложными условиями эксплуатации данный метод в ряде случаев имеет серьезные ограничения и, к сожалению, как показывает наш и зарубежный опыт [11], эти ограничения нормативными документами пока не преодолены. Имеющиеся трудности при проведении испытаний обусловлены следующими объективными причинами.

Как правило, число образцов (кернов) бетона, на которых производятся прессовые испытания и которые отбираются механическим путем непосредственно из исследуемых конструкций, резко ограничено. Причем обычно в условиях сооружений, требующих ре-

монта или реконструкции, прочностные показатели бетона в различных конструкциях или точках конструкции могут сильно отличаться. Заранее предсказать хотя бы степень отличия прочности бетона в различных точках конструкции обычно не представляется возможными, даже без учета часто встречающихся структурных внутренних дефектов бетона. Таким образом, каждый образец бетона, отобранный из конструкции, несет в себе неизвестную информацию о прочности бетона в точке отбора этого образца.

Причем прочность бетона в каждой точке конструкции является ярко выраженной случайной величиной, определение числовых оценок которой при отсутствии полной априорной информации носит вероятностный характер и требует для проведения статистических расчетов многократных измерений. В то же время особенностью прессовых прочностных испытаний является единичность результатов для каждого образца, что практически исключает статистические оценки в пределах измерений на единичном образце.

Второй отличительной особенностью прессовых прочностных испытаний бетона являются жесткие (согласно [3]) требования по соблюдению условий проведения измерений (требования к габаритным размерам образца, параллельности торцов, чистоте обработки поверхностей и т.п.). Причем даже при соблюдении всех необходимых требований ошибка измерения предела прочности на сжатие бетона $R_{сж}$ может достигать 15-30 %. Данное обстоятельство обуславливает реальную возможность совершения грубых ошибок при измерении прочности бетонных образцов в условиях рядовых диагностических лабораторий. При этом выявление ошибок в серии измерений вследствие указанных выше причин, является весьма проблематичным и имеет значительный практический интерес с позиций реальной оценки состояния исследуемого объекта и дальнейшего проекти-рования ремонтных работ.

Увеличение надежности оценки прочности бетона в исследуемых конструкциях путем исключения грубых ошибок в базовом методе прессовых испытаний возможно на основе проведения комплексных измерений прочности бетона неразрушающими методами (ультразвуковым и склерометрическим) с применением статистического анализа результатов комплексного контроля. Использование для этих целей ультразвукового и склерометрического методов обусловлено возможностью проведения многократных измерений, позволяющих получать статистический материал с достаточно большим объемом выборки (в особенности это относится к ультразвуковому методу), а также проведением измерений в различных направлениях и сечениях образцов, что позволяет делать выводы о степени анизотропии и неоднородности свойств образцов и проводить статистически обоснованное усреднение результатов измерений.

Правомочность применения этих методов в данном случае не вызывает сомнения вследствие четко установленных корреляционных связей между прочностью бетона и скоростью продольных волн [4], а также прочностью, определяемой склерометрическим методом [5]. Основания для применения этих методов даёт также современное оборудование неразрушающего контроля, имеющееся на рынке. Так например, в операционную память ультразвукового прибора Tico, выпускаемого швейцарской фирмой Proceq SA, «зашиты» корреляционные кривые, полученные в Дельфтском университете (Голландия), которые позволяют определять прочность бетона на основе совместных испытаний склерометрическим и ультразвуковым методами [12]. Кроме того, именно обработка статистистических результатов испытаний конструкций неразрушающими методами, в частности определения проч-

ности, лежит в основе современных методов вероятностных оценок технического состояния и надежности конструкций и сооружений, которые закреплены в нормативных документах многих стран [13].

Одним из важнейших вопросов при статистическом подходе к решению данной задачи является вопрос о виде распределения плотности вероятности случайной величины прочности бетона в бетонных конструкциях в случае длительных сроков их эксплуатации и воздействия внешних факторов (природных и техногенных) на состояние таких сооружений.

Результаты многолетних исследований состояния инженерных сооружений различного типа, проведенных автором, примерами которых могут служить [6-9], позволяют сделать вывод о том, что в пределах участков сооружения, относящихся к одному конструктивному типу и находящихся примерно в одинаковых условиях внешних воздействий, можно считать распределение прочности бетона в пределах данного участка близким к нормальному закону и использовать математический аппарат, справедливый для нормального закона распределения случайных величин. Однако в общем случае на участках сооружения, не удовлетворяющих указанным выше требованиям, распределение прочности бетона может значительно отличаться от нормального закона. В особенной степени данные положения относятся к наземным строительным объектам, постоянно находящимся под действием внешних природных факторов.

Предварительная проверка степени приближения распределения проч-ности бетона к нормальному на исследуемом объекте с целью выделения участков с нормальным распределением может проводиться с использованием результатов ультразвукового контроля, выполняемого по методике поверхностного прозвучивания с постоянной базой измерения [1, 2]. В этом случае статистической обработке подлежат результаты измерения скорости продольных волн в бетоне. Проверка на нормальность может проводиться путем построения гистограмм распределения с расчетом их статистических характеристик и применения различных статистических критериев (например, X^2 или Колмогорова, в зависимости от объема выборки, получаемой на различных участках объекта). Параллельно с ультразвуковыми измерениями рекомендуется проводить склерометрические обследования, выполняемые по более редкой сетке контроля. В результате данных исследований в зонах, в пределах которых наблюдается распределение скорости, близкое к нормальному, проводится отбор кернов для проведения дальнейшего комплекса испытаний ультразвуковым, склерометрическим и прессовым способами.

Полученные керны подвергаются обследованию в лабораторных условиях в следующем порядке, обусловленным степенью влияния процесса измерений на целостность образца и измерение структурных связей бетона: 1) ультразвуковой метод; 2) склерометрический метод; 3) прессовые испытания.

Ультразвуковые измерения проводятся согласно [4]. Скорость продольных волн измеряется по методике сквозного прозвучивания как между торцами цилиндрического керна, так и вдоль его диаметров в различных поперечных сечениях образца с целью получения значений коэффициентов анизотропии бетона [3]. Число ультразвуковых измерений в каждом направлении должно быть достаточным для получения надежных средних значений скорости и расчета статистических оценок различных параметров распределения скорости (не менее десяти). Количество склерометрических испытаний определяется размерами образца, методикой и средствами измерений. И лишь после проведения всех указанных выше экспериментов и анали-

за полученных результатов для каждого образца проводят измерения прочности образцов на прессе согласно ГОСТ 10180 - 90.

По результатам прессовых испытаний и средних значений скорости для каждого образца $\overline{C_{pi}}$ получают корреляционную зависимость «прочность-скорость». Как следует из обширного объема отечественных и зарубежных исследований [4], наиболее приемлемой для бетонных конструкций со значительным сроком эксплуатации является аппроксимирующая корреляционная зависимость экспоненциального вида:

$$R_к = a_0 \cdot e^{в_p \overline{C_p}}, \qquad (1)$$

в которой постоянные коэффициенты a_o и $в_o$ определяются согласно ГОСТ 17624-87.

Процедура аппроксимации экспериментальных результатов должна предваряться процессом отбраковки для кернов с большими значениями прочности при малых величинах скорости, а также в случае обратной ситуации, что может быть связано с наличием возможных внутренних структурных неоднородностей керна или методическими ошибками при проведении прессовых измерений.

По полученным таким образом корреляционным зависимостям определяется прочность $R_{узвi}$ для каждого образца (с учетом и отбракованных при расчете корреляционной зависимости кернов) на основании средней скорости $\overline{C_i}$, измеренной для этого образца.

В результате для всех образцов получается ряд значений прочности, определенных различными методами: $R_{прес\ i}$; $R_{узв\ i}$; $R_{скл\ i}$. Статистический анализ данных рядов позволяет получить надежные сведения о прочностном состоянии контролируемого участка сооружения.

Количественное решение задачи достоверной оценки прочности бетона в конкретной точке исследуемой конструкции на основании результатов ограниченного числа испытаний единичных кернов состоит из трех этапов: 1) количественной оценки взаимосвязи случайных величин прочности образцов R_{ji}, полученных различными j-ми методами, с учетом и без учета сомнительных результатов; 2) количественного анализа достоверности прессовых испытаний; 3) получения количественного критерия для выбора наиболее достоверных значений прочности для каждого образца из общего статистического ряда значений.

Первый этап общего решения задачи позволяет оценить качество результатов, полученных различными физическими методами, и возможность применения процедуры взаимозамены результатов при наличии методических ошибок в базовом методе испытаний. Кроме того, на данном этапе возможна предварительная количественная оценка надежности отдельных реализаций для базового метода. В этом случае используются принципы корреляционного анализа, а именно, рассчитываются коэффициенты корреляции r_{ij} для соответствующих пар величин прочности, полученных различными методами: 1) $R_{пресс}$ - $R_{узв}$; 2) $R_{пресс}$ - $R_{скл}$; 3)$R_{скл}$ - $R_{узв}$. При этом для получения эмпирического коэффициента корреляции используется расчетная формула, применяемая при малом числе наблюдений (n<25), что почти всегда соответствует реальной ситуации:

$$r_{ij} = \frac{1}{S_x S_y} \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \overline{x})(y_i - \overline{y})$$

(2)

где x и y - случайные величины; $\overline{x}$ и $\overline{y}$ - эмпирические средние значения этих величин; S_x, S_y - несмещенные и состоятельные оценки среднеквадратических отклонений величин x и y; n - число испытаний.

При этом рекомендуется провести доверительную оценку значимости коэффи-

циента корреляции согласно критерию $H_{крит.}$ для различной надежности вывода $P_{кор}$ [10]:

$$\left| r_{ij}\sqrt{n-1} \rangle H_{крит} \right|$$

(3)

Сначала проводятся расчеты величин r_{ij} для числа испытаний без учета образцов с сомнительными результатами («выбросами») - n_1. Далее для пары случайных прочностей $R_{пресс}$ - $R_{узв}$ проводят те же расчеты, но с учетом сомнительных образцов - n_2. В каждом случае определяют минимальное значение надежности вывода $P^{корр}_{\min(n_i)}$ при оценке значимости коэффициента корреляции согласно критерию (3).

Если для какой-либо пары случайных прочностей или же при учете образцов с сомнительными результатами (n_2) величина коэффициента корреляции окажется менее 0,6, то возможно сделать вывод о недостаточной степени зависимости между коррелируемыми рядами прочности или же о наличии методических ошибок при проведении испытаний.

В качестве дополнительной процедуры проверки вывода о наличии грубых ошибок при проведении прессовых испытаний на уровне корреляционного анализа может быть рекомендована оценка «выбросов» согласно критерию R [10]:

$$R = \frac{(n_2-1)S^2_{x(n_2)}S^2_{y(n_2)}(1-r^2_{(n_1)})}{n_2 S^2_{x(n_2)}S^2_{y(n_2)}(1-r^2_{(n_2)})}. \qquad (4)$$

Оценка достоверности прессовых испытаний проводится на основании анализа статистических свойств случайной величины ΔR_i:

$$\Delta R_i = \left| R_{прессi} - R_{узвi} \right|$$

(5)

где i - номер образца.

Если в результате проверки на нормальность распределения случайных величин $R_{прес}$ и $R_{узв}$ получены положительные результаты, возможно утверждать, что и распределение плотности вероятности для величины ΔR_i также близко к нормальному закону. Этот факт проверяется на основании тех же критериев, что и для величин $R_{прес}$ и $R_{узв}$. Тогда для количественного анализа достоверности ряда сомнительных результатов прессовых испытаний может быть применен известный метод исключения грубых ошибок при неизвестной дисперсии σ.

В этом случае для «выброса» значения ΔR^*, связанного с сомнительным значением $R_{пресс}$, рассчитывают параметр $t_{\Delta R}$:

$$t_{\Delta R} = \frac{\left| \Delta R^* - \Delta \overline{R} \right|}{S_{\Delta R}} \qquad (6)$$

где $\Delta \overline{R}$ и $S_{\Delta R}$ - среднее значение и эмпирический стандарт величины ΔR, определенные для всего ряда ΔR_i без учета сомнительного значения ΔR^*.

Полученную величину $t_{\Delta R}$ сравнивают с критическими значениями $t_n(F)$ и определяют минимальный уровень надежности F(α), при котором $t_{\Delta R}$ превосходит критическое значение, т.е. надежность, с которой величину ΔR^* можно считать грубой ошибкой. Однако, при этом не следует считать, что только лишь величина ΔR^*, а следовательно и связанное с ней значение $R^*_{пресс\ i}$, с надежностью F(α) может быть отбраковано из общего ряда величин $R_{пресс\ i}$. Для выбора наиболее достоверных значений прочности $R_{пресс\ j}$ необходимо оценить величину максимального относительного отклонения ΔR_{max}, в пределах которого полученные значения прочности $R_{пресс}$ для каждого образца можно считать удовлетворительными.

Количественный критерий для отбраковки результатов прессовых испытаний, при которых возможно совершение методической погрешности, определяется с помощью расчета доверительного интервала случайной величины ΔR_i на основании распределения Стьюдента:

$$P(\frac{\overline{x}-a}{S\sqrt{n}} \ (\langle t) = P, \qquad (7)$$

где $\overline{x}$ - среднее арифметическое значение истинного значения а случайной величины x; S - эмпирический стандарт; n - число измерений; F - доверительная вероятность; t - параметр Стьюдента, t = t(P, к); к - число степеней свободы, к = n -1.

В этом случае доверительная оценка при неизвестной точности измерений производится следующим образом [10]:

$$\varepsilon = t(P;\kappa)\cdot\frac{S}{\sqrt{n}}$$

(8)

Здесь параметр Стьюдента t рассчитывается для минимального значения уровня надежности, при котором величина ΔR^* оценивается как грубая ошибка (см. выражение (6)), а число измерений n и соответствующее число степеней свободы *k* выбирается с учетом сомнительных результатов. На основании полученной величины ε определяется максимальное относительное отклонение δR_{max}

$$\delta R_{\max} = \frac{\varepsilon}{\Delta\overline{R}+\varepsilon}. \qquad (9)$$

Процесс отбраковки сомнительных результатов прессовых испытаний согласно рассчитанной величине δRmax заключается в определении значений $\delta R_i = \frac{|\Delta R_i|}{R_{прессi}}$ для всех испытанных образцов и сравнении каждого δRi с максимальным относительным отклонением δRmax.

В случае, если для ряда образцов будет иметь место соотношение $\delta R_i > \delta R_{max}$, то результаты прессовых испытаний для этих образцов считаются ненадежными и в качестве наиболее достоверной величины прочности для этих образцов выбирается прочность, полученная на основании ультразвуковых измерений.

При достаточно высоком значении коэффициента корреляции между значениями прочности образцов, по-лученными в результате прессовых и склерометрических испытаний ($R_{пресс}$ - $R_{скл}$), а также при тесной корреляции между результатами склерометрических и ультразвуковых измерений возможно проведение расчетов согласно выражениям (6), (8) и (9) для величины $\Delta R_i^{скл} = |R_{прессi} - R_{склi}|$ с целью получения значения $\delta R^{скл}_{max}$. Тогда в процессе отбраковки результатов прессовых испытаний для образцов, у которых величина δR_i не превышает δR_{max}, но близка к ней, тогда как (δR_{max} - δR_i) < ($\delta R^{скл}_{max}$ - δR_i), в качестве ниаболее достоверной величины прочности R_i может быть выбрана величина $R_{скл\ i}$.

Предлагаемая выше методика статистической оценки достоверности прочностных испытаний ограниченного числа образцов действующих бетонных конструкций несомненно имеет приближенный характер. Однако с учетом достаточно большой абсолютной погрешности измерения прочности бетона механическими способами и отсутствием иных простых аналогичных методик, которые могут использоваться в широком классе ремонтно-строительных организаций, практическое использование данной методики является вполне оправданным.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Джонс Р., Фэкэоару И.* Неразрушающие методы испытаний бетона. Пер. с румынск. - М.: Стройиздат, 1974. - 292 с.

2. *Неразрушающие* методы испытания бетона. Совм. изд. СССР-ГДР/О.В. Лужин, В.А. Волохов, Г.Б. Шпаков и др. Под ред. О. В. Лужина. М.: Стройиздат, 1985 - 236 с.

3. ГОСТ 10180 - 90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. - Введ. 01. 01. 91. - М.: Издательство стандартов, 1990. – 45 с.

4. ГОСТ 17624 – 87. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности. Введ. 01. 01. 88. - М.: Издательство стандартов, 1987. - 26 с.

5. ГОСТ 22690 - 88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. Введ. 01. 01. 91. - М.: Издательство стандартов 1988. - 25 С.

6. *Отчет* по теме «Заключение по результатам обследования щитовой стенки Днепровской ГЭС - 1». ЗАО «Триада-Холдинг». № гос. рег. 007019. М.: 1996. -110 с.

7. *Отчёт* по теме «Исследование состояния железобетонных стоек метромоста через р. Москва в Лужниках». ЗАО «Триада-Ходдинг» № гос. рег. 005741. М., 1997. -112 с.

8. *Отчет* по теме «Исследование состояния железобетонных конструкций тоннеля инженерных коммуникаций «Ново- Александровский в интервале ПК 0 - 59» ЗАО «Триада - Холдинг» № гос. рег. 09148. М., 2002. – 115 с.

9. *Отчет* по теме «Исследование состояния покрытия стилобатной части комплекса зданий по адресу: Сретенский б – р, 11 (ОАО «Нефтяная компания «Лукойл»». ЗАО «Триада - Холдинг» № гос. рег. 09148. М., 2003. – 125 с.

10. *Румшинский Л. З.* Математическая обработка результатов эксперимента. -М.: Наука, 1971.-193с.

11. *Neville. A.* Core tests: easy to perform, not easy to interpret. Concrete International. November, 2001, pp. 59 – 68.

12. *Ultrasonic I*nsrument TICO. Operating Instructions. Copyright © 1998 by PROCEQ SA ZURICH.

13. *Enevoldsen I., Ramboll V.* Experience with probabilistic-based assessment of bridges. Structural Engineering International. Vol. 4, 2001, pp. 251 – 259.

Коротко об авторах

Кириленко А.М. – кандидат технических наук, заведующий лабораторией «Контроль строительства и эксплуатации инженерных сооружений», Московский государственный горный университет.

Д И С С Е Р Т А Ц И И

ТЕКУЩАЯ ИНФОРМАЦИЯ О ЗАЩИТАХ ДИССЕРТАЦИЙ ПО ГОРНОМУ ДЕЛУ И СМЕЖНЫМ ВОПРОСАМ

Автор	*Название работы*	*Специальность*	*Ученая степень*
БАЙКАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ЭКОНОМИКИ И ПРАВА			
ФЕДОРОВА Валентина Витальевна	Оборотные средства промышленных предприятий: оптимизация структуры и управленческого цикла	08.00.05 08.00.10	к.э.н.

© Д.В. Картузов, 2006

УДК 666.97:691

Д.В. Картузов

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

Проектирование всех строительных конструкций, а также машин, механизмов, любых технических систем связано в первую очередь с обеспечением их надежности [2, 3], определяемой нормативными документами как их способность сохранять заданные эксплуатационные качества в течение определенного срока службы. В настоящее время строительные конструкции рассчитываются по методу предельных состояний, основные положения которого направлены на обеспечение безотказной работы конструкций с учетом изменчивости свойств материалов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций, условий их работы, а также степени ответственности проектируемых (ремонтируемых) объектов, определяемой материальным и социальным ущербом при нарушении их работоспособности [2].

Однако количество аварийных и катастрофических ситуаций, просто отказов при эксплуатации промышленных и гражданских зданий, инженерных сооружений, мостов и тоннелей, подземных сооружений различного назначения продолжает увеличиваться. Возрастает количество объектов, подлежащих незапланированному, преждевременному ремонту. Такую ситуацию можно объяснить или ошибками при проектировании или идеализацией исходных предпосылок расчета и расчетных схем, часто слабо отражающих действительные условия эксплуатации сооружения.

Поэтому наблюдается устойчиво растущая потребность в разработке методов системного обслуживания каждого конкретного строительного объекта по его фактическому состоянию.

Использование системного подхода необходимо для успешной разработки технологии и выбора материала для ремонта и усиления строительной конструкции. Вне зависимости от выбранных технологии и материала усиления одним из основных требований, предъявляемых к многокомпонентной системе, является ее способность функционировать как одно целое в течение заданного промежутка времени. Этого можно добиться только в случае обеспечения достаточного сцепления между находящимся в эксплуатации бетоном, ремонтным составом и внешней арматурой усиления из композиционного материала.

При расчете параметров ремонта и усиления железобетонных конструкций важную роль играют нормативные и расчетные сопротивления составляющих конструкцию элементов – бетона, стальной арматуры и композиционного материала усиления. И если по поводу бетона и арматуры существуют четкие указания в нормативной литературе, то данные по композиционным материалам хоть немного, но различаются.

Так как композиционные материалы (ламинаты и холсты) являются упругими материалами с высокой прочностью на растяжение и без выраженной пластической зоны, то многие фирмы-производители в своей документации указывают предельно допустимые и рекомен-

дуемые к применению при проектировании деформации материала.

Например, фирма-производитель S&P предлагает при проектировании усиления железобетонных конструкций собственными ламинатами использовать величины деформаций 0,6–0,8 %. При этом используемая в расчетах прочность на растяжение в зависимости от типа ламината составляет 1000–1600 МПа. Учитывая, что внутренняя арматура при расчете по второй группе предельных состояний не должна испытывать пластических деформаций, то на практике деформация ламината не должна превышать деформаций внутренней арматуры. Согласно немецкому стандарту эта величина не должна превышать 0,5 %, евростандарту 1,0 %.

По рекомендациям этой же фирмы деформации холстовых композиционных материалов, используемые при проектировании, не должны превосходить 50 % от предельно допустимых, и зависят от назначения усиления конструкции (на действие поперечной силы, изгибающего момента, охватывающее усиление колонн). Фирмой рекомендуются при усилении железобетонных конструкций холстами на основе углеродных волокон следующие их предельные деформации при проектировании:

- усиление на действие поперечной силы и сдвиг 0,2-0,3 %;
- охватывающее армирование колонн 0,4-0,6 %;
- усиление изгибаемых элементов 0,6-0,8 %.

При проектировании усиления изгибаемых железобетонных элементов важным параметром является предельная деформация крайне сжатого волокна бетона перед разрушением (см. п. 5.2.1. СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции»), которая зависит от формы поперечного сечения, относительной величины сжатой зоны, насыщения сечения продольной арматурой и принимает значения ε_{bu} = 0,0027 – 0,0045. При уменьшении ширины поперечного сечения к низу и в тавровых сечениях ε_{bu} уменьшается, а при уменьшении относительной высоты сжатой зоны – увеличивается.

Использование различных систем внешнего усиления, зависит от многих факторов: типа КМФ и адгезива, способа нанесения материала, условий проведения работ, пожароопасности здания или сооружения, качества выполнения ремонта и применяемых ремонтных составов, подготовки поверхности усиливаемой конструкции, квалификации персонала и многих других факторов. Все это должно учитываться при разработке проекта ремонта и усиления железобетонной конструкции. Обязательным условием успешного выполнения работ является использование апробированных системных материалов.

Наиболее распространенными изгибаемыми элементами железобетонных конструкций являются плиты и балки. Из них образуют многие железобетонные конструкции, чаще других – плоские перекрытия и покрытия. Плиты и балки могут быть однопролетными и многопролетными. Такие плиты деформируются подобно балочным конструкциям при различного типа нагрузках, если значение последних не изменяется в направлении, перпендикулярном пролету. На изгиб также работают различные элементы мостовых конструкций, ригели и многие конструкции инженерных сооружений.

Усиление железобетонных конструкций при работе на изгиб внешним армированием из композиционных материалов выполняется приклеиванием последних в растянутой зоне конструкции с расположением направления фибры параллельно максимальным растягивающим усилиям (продольно оси конструкции). Согласно общим нормативным положениям расчета изгибаемых железобетонных элементов усиленные композиционным материалом конструкции рассчитываются по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента; по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, включая расчеты на

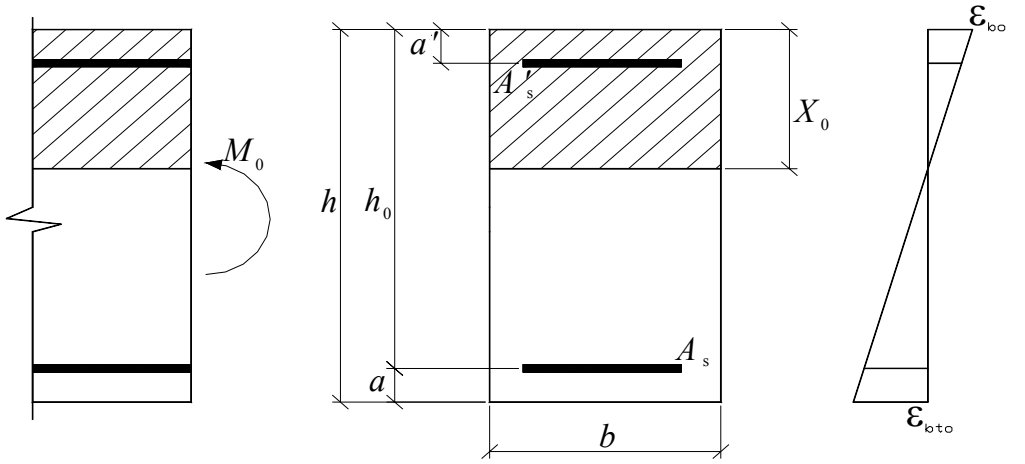

Рис. 1. Начальное напряженно-деформированное состояние элемента перед усилением

действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами, на действие поперечной силы по наклонной трещине и на действие изгибающего момента по наклонной трещине; по образованию и раскрытию нормальных и наклонных трещин; по определению прогибов и углов поворота.

Исходные данные для анализа начальной ситуации (расчетная схема конструкции, действующие нагрузки, размеры конструкции и степень повреждения бетона и арматуры) определяются в результате проведения диагностического обследования подлежащей усилению железобетонной конструкции. Определение начального максимального изгибающего момента M_o производится также как и для второй группы предельных состояний без учета коэффициентов надежности по нагрузке и по материалу. На этом этапе производится определение распределения деформаций по сечению конструкции исходя из ее работы в упругой стадии.

Если начальный максимальный изгибающий момент M_o больше момента трещинообразования сечения M_{crc}, то расчет производится как для сечения с трещинами, приведенного на рис. 1. В случае, если $M_o<M_{crc}$ его влиянием при дальнейшем расчете усиливаемой конструкции можно пренебречь.

Высота сжатой зоны сечения x_o находится из условия, что статический момент приведенного сечения относительно нейтральной оси равен нулю

$$S_{red}= b\cdot x_o^2/2 + \alpha\cdot A_{s'}(x_o - a') - \alpha\cdot As(h_o - x_o) = 0, \quad (1)$$

где b – ширина сечения прямоугольного элемента, мм; $\alpha = E_s/E_b$ – отношение модулей упругости арматурной стали и бетона; $A_{s'}$ - площадь поперечного сечения сжатой арматуры, мм^2; A_s – площадь поперечного сечения растянутой арматуры, мм^2; a′ - расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения сжатой арматуры, до внешнего сжатого края сечения элемента, мм; h_o – рабочая (полезная) высота сечения, мм, $h_o = h - a$; h – полная высота сечения, a – расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры, до внешнего растянутого края сечения.

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = b\cdot x_o3/3 + \alpha\cdot As(h_o - x_o)2 + \alpha As'(x_o - a')2 \quad (2)$$

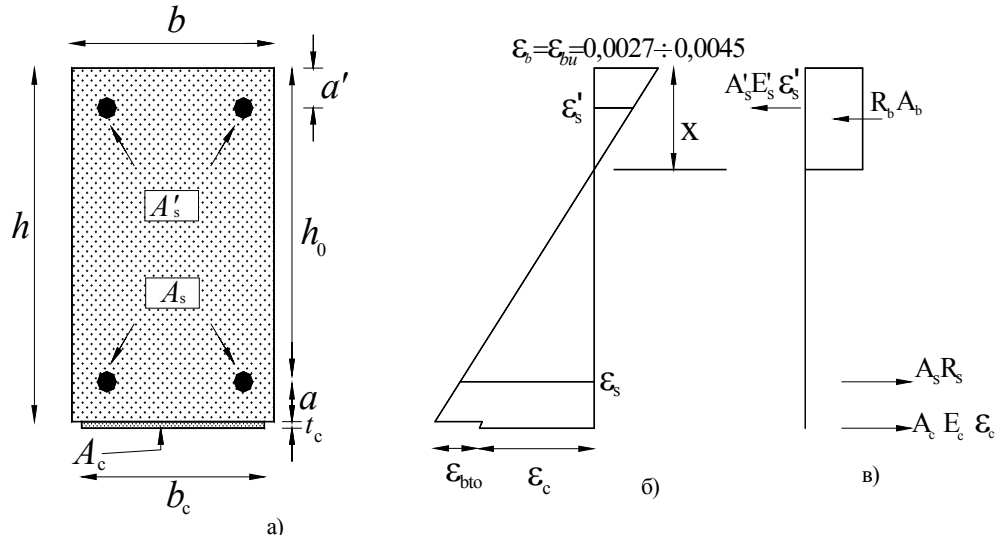

Рис. 2. Напряженно-деформированное состояние усиленного КМФ железобетонного элемента при изгибе: а) поперечное сечение; б) распределение деформаций; в) распределение сил

Максимальная деформация бетона крайне сжатого волокна ε_{bo} определяется из выражения:

$$\varepsilon_{bo} = M_{oxo}/E_b I_{red} \quad (3)$$

Исходя из принципа неразрывности деформаций и их линейного распределения по нормальному сечению, максимальные деформации крайне растянутого волокна бетона составят:

$$\varepsilon_{bto} = \varepsilon_{bo}(h-x_o)/x_o \quad (4)$$

Определение начальной деформации крайне растянутого волокна бетона, к которому в дальнейшем будет приклеен композиционный материал усиления, необходимо для дальнейших расчетов фактических деформаций КМФ при внешнем усилении.

По действующим строительным нормам расчет прочности изгибаемых железобетонных элементов любого профиля по нормальным сечениям, согласно первой группе предельных состояний, выполняется из предпосылки, что конструкция находится в III стадии напряженного состояния (стадии разрушения).

При этом наиболее вероятными типами разрушения будут разрушение бетона сжатой зоны или растянутой арматуры. Расчетная схема усилий, напряжений и деформаций, действующих в сечении элемента, приведена на рис. 2. При этом композиционный материал, приклеенный к растянутой грани элемента, остается неповрежденным. Арматура в сжатой зоне сечения может достигнуть своего предельного значения сопротивлению сжатия R_{sc} или испытывать напряжения $\sigma_{sc'} = E_s \cdot \varepsilon_{s'}$, если используется смешанная арматура. Полное использование механических свойств ненапрягаемой арматуры возможно лишь в плитах и редко в балках с малым содержанием арматуры [1].

Положение нейтральной оси усиленной конструкции должно удовлетворять условию $x \le \xi R \cdot ho$, где величина ξR определяется как для неусиленной конструкции. Само положение нейтральной оси определяется исходя из равенства

проекции нормальных сил, действующих в сечении элемента сил, исходя из формулы:

$$R_b bx + A_s E_s \varepsilon_{s'} = A_s R_s + A_c E_c \varepsilon_c \quad (5)$$

Исходя из непрерывности деформаций

$$\varepsilon_s^{'} = \varepsilon_{bu}\frac{x - a^{'}}{x} - \varepsilon_{bto} \qquad (6)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{bu}\frac{h - x}{x} - \varepsilon_{bto} \qquad (7)$$

Несущая способность сечения конструкции по изгибающему моменту составит:

$$M_s = R_b bx(h_0 - 0,5x) + E_s\varepsilon_{s'}A_{s'}(h_0 - a') + \\ + A_c E_c \varepsilon_c a \qquad (8)$$

Несущая способность сечения M_s должна быть больше или равна максимальному изгибающему моменту M, действующему в конструкции от всех внешних сил.

Из равенства этих моментов легко определяется необходимая для усиления площадь композиционного материала Ac.

Для того, чтобы приведенные выше соотношения имели смысл и не произошли недопустимые деформации растянутых арматуры и композиционного материала, необходимо соблюдение следующих условий:

деформации в растянутой арматуре следует определять как

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{bu}\frac{h - x}{x} \le \frac{R_s}{E_s} \qquad (9)$$

деформации в композиционном материале определяются по зависимости

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{bu}\frac{h - x}{x} - \varepsilon_{bto} \le \varepsilon_{cd} \qquad (10)$$

Деформации растянутой арматуры и композиционного материала не должны превышать предельных расчетных значений.

Если допустить, что предельные состояния наступают сразу во всех четырех составляющих конструкции (бетоне, сжатой и растянутой арматуре и композиционном материале), то в формулы 5 и 8 вместо значений $E_s \cdot \varepsilon_{s'}$ и $E_c \cdot \varepsilon_c$ надо подставлять значения Rsc и Rc соответственно, хотя вероятность наступления такой ситуации ничтожно мала.

Таким образом, при проектировании усиления с применением композиционных материалов требуется в качестве исходных данных учитывать деформационные характеристики материалов усиления для оценки напряженно-деформированного состояния уси-ленных элементов. Данное требование обеспечивает функционирование многокомпонентной системы как единого целого на период дальнейшей эксплуатации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Байков В.Н., Сигалов Э.Е.* Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил.

2.ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87) Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету. – М.: Изд-во стандартов.1988. – 10с.

3.ГОСТ 27.410-89. Надежность в технике. Основные понятия. Термины и определения. М.: Изд-во стандартов, 1990. – 37с.

Коротко об авторах

Картузов Д.В. – кандидат технических наук, главный инженер проекта, Московский государственный горный университет.

© П.А. Знайченко, 2006

УДК 53:666.97

П.А. Знайченко

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ТРЕЩИН УЛЬТРАЗВУКОВЫМ МЕТОДОМ В ОБДЕЛКЕ ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ БОЛЬШОГО СЕЧЕНИЯ

Последние годы в связи со строительством ряда транспортных тоннелей на территории Российской Федерации возникли вопросы, связанные с трещинообразованием в блоках обделки этих сооружений. Дело в том, что при щитовой проходке проходческими щитами зарубежного производства используется обделка из железобетонных блоков высокой прочности, бетон в которых отличается высокими значениями модуля упругости.

В результате воздействия различных технологических факторов в такой обделке могут возникать трещины, которые обычно распространяются в пределах защитного слоя бетона с выходом на внутреннюю поверхность блока. В редких случаях возможно возникновение сквозных трещин.

Контроль глубины распространения, а следовательно и степени опасности, таких трещин может быть осуществлен ультразвуковым методом по известным и новым методикам.

Написанию статьи предшествовали ультразвуковые исследования трещин в обделке, проведенные в двух крупнейших построенных в данный момент тоннелях: перегонном тоннеле метрополитена в г. Санкт-Петербурге и в Лефортовском транспортном тоннеле в г. Москве. В ноябре 2002 года лабораторией «Контроль качества и эксплуатации инженерных сооружений» ЗАО «ТРИАДА-ХОЛДИНГ» было проведено обследование блоков обделки тоннеля Санкт-Петербургского метрополитена. А в 2003 г – проводились работы на блоках Лефортовского тоннеля.

Проходку перегонного тоннеля петербургского метрополитена на участке восстановления движения между станциями «Лесная» и Площадь Мужества» велась итальянская фирма IMPREGILO. По свидетельству технических руководителей работ трещины в блоках носили технологический характер, и их появление было обусловлено влиянием концевого участка защитной рубашки проходческого комплекса на последнее смонтированное кольцо при выравнивание щита в вертикальной плоскости. Внутренний диаметр кольца обделки 6,4 м, при толщине блоков 0,35 м, количество блоков в кольце – 6.

Ультразвуковые измерения на блоках выполнялись цифровым прибором TICO фирмы PROCEQ (Швейцария) и аналоговым прибором УКБ-1М (Россия).

Оценка глубины трещин, проводилась двумя методами: традиционным, подробно описанным в литературе, и альтернативным, использующим нестандартный подход.

Традиционная методика определения глубины трещин, выходящих на поверхность [1, 2] заключается в измерении разницы во времени прохождения упругой волны через трещину и при условии отсутствия трещин. Эта разница обусловлена увеличением пути пробега упругой волны, вследствие огибания краев трещины. Данная методика применима только для сухих трещин.

Для дополнения информации, полученной традиционным методом, выбороч-

но были проведены исследования глубины методом, основанным на изучении характеристик прохождения акустического сигнала. Использовалась информация о амплитуде сигнала уже полученная основным методом.

Метод определения глубины трещин, используемый в качестве альтернативного подробно описан в работе [3] и заключается в следующем. Выборочно были измерены амплитуды сигнала для зоны с трещиной и для нетрещиноватой зоны. Далее изучались характеристики прохождения акустического сигнала и определялась характеристика прохождения по формуле

$$d_{bc}(f) = \sqrt{\frac{V_{ac}V_{db}}{V_{ab}V_{dc}}} \qquad (1)$$

d_{bc} - характеристика прохождения волны. Параметры принимались согласно рис. 1. По полученным значениям d_{bc} по выбранной зависимости, приведенной на рис.2 оценивалась глубина трещин.

Рассчитанные значения d_{bc} лежат в диапазоне от 0,08 до 0,46, что соответствует диапазону глубин трещин от 1.0 до 4.0 см. Полученные результаты хорошо сочетаются с результатами, полученными традиционным методом.

Схема измерений приведена на рис. 1.

Проводилась также оценка упругих и деформационных характеристик бетона, знание которых необходимо в связи с возникновением воздействия на конструкцию нагрузок, естественных и искусственных колебаний (например вибрации от механизмов).

Значения динамических упругих параметров - модуля упругости $E_д$ и коэффициента Пуассона μ вычисляются на основании формул теории упругости по найденным в результате ультразвуковых наблюдений в блоках скоростям распространения продольных V_p и поперечных V_s упругих волн. Полученные упругие характеристики могут быть использованы в расчетах нагрузки на обделку. Кроме того, вычисленные упругие показатели характеризуют способность материала блоков сопротивляться деформированию, т.е. определяют жесткость бетона и его прочность. Таким образом, полученные динамические и статические модули упругости можно сопоставить с нормативным модулем упругости.

В итоге сопоставления скоростей продольных и поперечных волн были определены динамические коэффициенты Пуассона, рассчитаны динамические и статические модули упругости по формулам [2, 5]:

$$\mu = \frac{V_P^2 - 2V_S^2}{2(V_P^2 - V_S^2)} \qquad (2)$$

$$E_Д = \frac{V_P^2 \Delta(1+\mu)(1-2\mu)}{(1-\mu)} \qquad (3)$$

$$E_C = 0.35 E_Д^{1.141} \qquad (4)$$

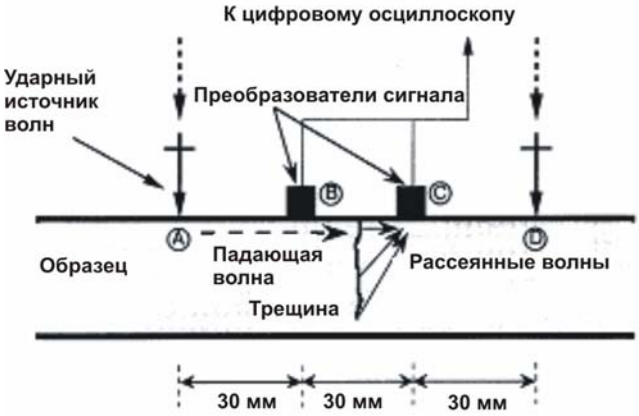

Рис. 1. Методика измерения характеристик распространения упругих волн

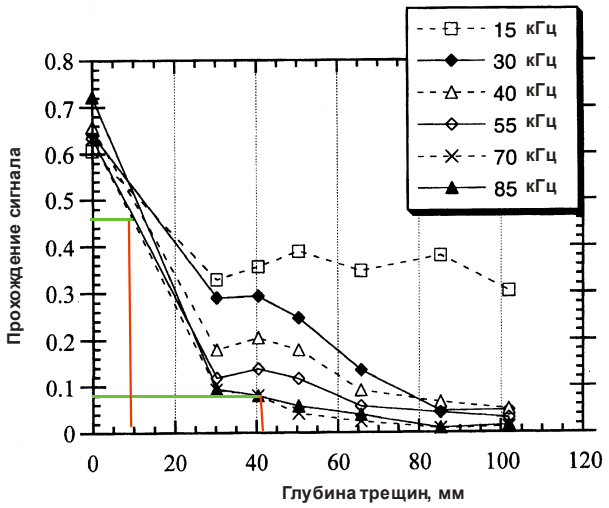

Рис. 2. Прохождение сигнала, как функция распространения упругих волн глубины трещин на выбранных частотах

где μ - динамический коэффициент Пуассона; V_p - скорости продольных волн в бетоне, м/с; V_s - скорости поперечных волн в бетоне, м/с; $E_д$ - динамический модуль упругости, МПа; E_c - статический модуль упругости, МПа; Δ - плотность бетона, кг/см^3.

На основании проведенных работ по диагностике трещин в блоках были сделаны следующие выводы:

1. Трещины в блоках обделки имеют раскрытие от 0.1 до 0.3 мм, причем максимальное раскрытие наблюдается на блоках с большей глубиной трещин.

2. Характер расположения трещин повторяется. По свидетельству обслуживающего проходческий комплекс персонала, на момент снятия домкратной нагрузки с блоков, трещины имеют большее раскрытие и затем постепенно смыкаются. Трещины, проходящие вдоль всей внутренней поверхности блока, обычно наблюдаются и на его торцевой части.

3. Кроме визуально распознаваемых и задокументированных трещин, ультразвуковые наблюдения показали на некоторых блоках наличие невидимых волосных трещин. Такие трещины имеют настолько маленькое раскрытие, что при условии отсутствия изгибающих моментов в кольце обделки, их можно оставить без внимания.

4. Глубина трещин, выходящих на поверхность, в среднем колеблется от 0,60 до 6,10 см при толщине защитного слоя бетона от 2,5-3,0 до 4,0 см по проекту.

5. Трещины в бетоне, на которые воздействует давление воды, имеют тенденцию к самозакрытию (кольматации) с течением времени связанному в основном с осаждением кристаллов карбоната кальция $CaCO_3$. Скорость их заполнения зависит от ширины трещин и давления воды, и мало зависит от состава бетона и типа воды.

6. Рассчитанные, по полученным в результате ультразвуковых исследований данным, значения статических модулей упругости лежат в диапазоне 34000-60000 МПа. Причем эти значения получены для трещиноватой зоны, при отсутствии трещин они могут быть выше. Согласно СНиП 2.03.01-84 [4] начальный модуль упругости при классе бетона В 50 должен для тяжелого бетона естественного твердения соответствовать 39000 МПа. В предоставленном заказчиком документе по расчету блока обделки по образованию трещин фигурирует начальный модуль упругости бетона равный 24000 МПа, что соответствует модулю для бетона мелкозернистого автоклавного твердения. Таким образом, полученные в действительности значения модуля упругости, много выше значений принятых в расчете. Такие высокие значения говорят о завышенной прочности бетона блоков и следовательно о возникновении их избыточной хрупко-

сти, что и может служить объяснением трещинообразования в блоках.

7. Проведенные на поверхности бетона склерометрические испытания показали, что бетон блоков обделки соответствует марке В 50 и в большинстве случаев превышает значения прочности соответствующие этой марке (средняя прочность бетона превышает 67,2 МПа).

8. Проведенные на блоках, не смонтированных в кольцо, сквозные ультразвуковые измерения показали более низкие скорости распространения упругой продольной волны (V_p = 5,36 км/с среднее при сквозном прозвучивании) по сравнению с измерениями на смонтированном кольце, что вполне объяснимо условиями обжатия блоков..

9. Исследованные сухие трещины имеют тенденцию к закрытию и не представляют никакой опасности для проходки и дальнейшей эксплуатации тоннеля. Трещины во влажном состоянии, с большим раскрытием и, следовательно, не склонные к кольматации требуют лечения и дальнейших наблюдений за их состоянием.

10. Оценка кольцевой обделки на действующую нагрузку от горного давления показала, что изгибающие моменты в блоках имеют минимальные значения и следовательно, не могли привести к образованию трещин в шелыге свода. К сожалению, мы не имеем данные о величинах монтажных нагрузок и характере их воздействия на обделку тоннеля. Но, учитывая результаты, полученные при выполнении ультразвуковых исследований (см. п. 7 выводов), можно считать, что монтажные нагрузки в значительной мере влияют на процесс трещинообразования в блоках.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Джонс Р., Фэкэоару И.* Неразрушающие методы испытаний бетонов//. - М. Стройиздат, 1974.-296 с.
2. *Лужин О.В., Волохов В.А., Шмаков Г.Б., Почтовик Г.Я., Поль Э., Вебер З.* Неразрушающие методы испытания бетона. - М.: Стройиздат, 1985. - 236 с.
3. *Popovics J.S., Won-Joon Song, Ghandehari M., Kolluru V. Subramaniam, Jan D.Achenbach, and Surendra P.Shah* Application of surface wave transmission measurements for crack depth determination in concrete //ACI Material Journal/ march-april 2000.
4. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции. – М., 2001
5. *Никитин В.Н.* Основы инженерной сейсмики. - М.: Издательство московского университета, 1981. – 176.
6. *Edvardsen Carola* Water permeability and autogenous healing of cracks in concrete //ACI Material Journal/ july-august 1999.

Коротко об авторах

Знайченко П.А. – инженер лаборатории «Контроль строительства и эксплуатации инженерных сооружений», Московский государственный горный университет.