

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ УКРАИНЫ
КИЕВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

На правах рукописи

АЛЬСУХАЙДЖИ САЛЕХ АЛИ КАЙД

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ
УСИЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Специальность 05.23.01 - Строительные конструкции,
здания и сооружения

А в т о р е ф е р а т
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Киев - 1994



00343911 (L)

Диссертация является руко
 Работа выполнена на кафе
 струкции Киевского государст
 строительства и архитектуры.

Научный руководитель

- к.т.н., профессор
 Мурашко Л.А.

Официальные оппоненты

- доктор технических наук,
 профессор Вахненко П.Ф.
 кандидат технических наук,
 доцент Реминец Г.М.

Ведущая организация - Государственный проектный и изыска-
 тельский институт "Киевпроектрестав-
 рация"

Защита состоится "18" *Марта* 1994 г. в "13" часов на
 заседании специализированного совета К 068.05.04 по присуждению
 ученой степени кандидата технических наук в Киевском государст-
 венном техническом университете строительства и архитектуры по
 адресу: 252037, г. Киев-37, Воздухофлотский проспект, 31.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке КГТУСА.

Автореферат разослан "10" *Февраля* 1994 г.

Ученый секретарь
 специализированного совета
 кандидат технических наук

Ю.Л. Динкевич

ЛНБ ім. В. Стефаника
 АН України

Актуальность темы. В процессе эксплуатации зданий и сооружений их конструкции подвергаются как силовым, так и несиловым воздействиям. К таким несиловым воздействиям относятся проникающая и солнечная радиация, переменная влажность и температура окружающей среды, высокие технологические температуры и пожары, химическая и биологическая среда. Эффект воздействий перечисленных выше несиловых факторов на железобетонные конструкции выражается в постепенном изменении прочностных и деформативных свойств бетона, снижении сил сцепления бетона с арматурой, коррозии арматуры. Другими словами, в конструкциях накапливаются несиловые повреждения, которые вместе с повреждениями силового характера могут существенно снизить прочность и эксплуатационные качества как отдельных железобетонных конструкций, так и здания в целом.

После накопления определенного объема повреждений конструкция выходит за пределы эксплуатационной надежности и такую конструкцию необходимо усилить или реконструировать. Вопрос о виде усиления и степени усиления может быть решен только после определения остаточной несущей способности конструкции на основе анализа сложившегося напряженно-деформированного состояния под воздействием силовых и несиловых факторов. При этом должны быть учтены остаточные деформации и усилия, которые накапливаются в течение многих лет эксплуатации. Немаловажным является и факт изменения этого остаточного напряженно-деформированного состояния после полной или частичной разгрузки, которая, как правило, реализуется в процессе усиления конструкции.

Целью диссертационной работы является:

- исследование напряженно-деформированного состояния сечений нормальных к продольной оси изгибаемых элементов с физически неоднородной структурой бетона, сформировавшейся в результате несиловых воздействий за время длительной эксплуатации в неблагоприятных средах;
- разработка методов расчета остаточной прочности и определения прогибов (деформаций) эксплуатируемых железобетонных конструкций с нарушенной физической однородностью материала в сечениях как до, так и после их усиления.

На защиту выносятся следующие положения:

- результаты экспериментальных исследований прочности сечений,

нормальных и продольной оси железобетонных изгибаемых элементов с физически неоднородной структурой бетона по высоте сечений, а также результаты экспериментальных исследований прогибов (деформаций) таких элементов;

- результаты экспериментальных исследований прочности и жесткости изгибаемых железобетонных элементов с неоднородной структурой бетона, усиленных методом добетонирования;

- метод расчета прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов с физически неоднородной структурой бетона как до, так и после их усиления.

Научную новизну работы составляют:

- новые экспериментальные данные о влиянии физической неоднородности бетона на распределение деформаций и напряжений в нормальных сечениях в диапазоне нагружения;

- новая расчетная методика для оценки прочности и деформаций железобетонных конструкций, эксплуатируемых в неблагоприятных условиях эксплуатации;

- новые экспериментальные результаты о напряженно-деформированном состоянии и прогибах железобетонных элементов с неоднородной структурой бетона после их усиления по скатой или растянутой зонам;

- методика расчета прочности и прогибов железобетонных конструкций с неоднородной структурой бетона после их усиления.

Практическая значимость работы. Результаты исследований позволяют повысить достоверность и надежность расчетов прочности и эксплуатационной пригодности существующих и реконструируемых железобетонных конструкций путем учета фактических изменений неоднородности бетона в результате воздействий химических и биологически активных сред, высоких технологических температур или пожаров, а также любых других несиловых факторов.

Внедрение результатов работы. Результаты экспериментальных и теоретических исследований использованы для оценки прочности железобетонных конструкций на объектах пищевого и мясо-молочного производства в г.Киеве при разработке проектов их реконструкции.

Апробация работы. Основные результаты доложены на международной конференции "Ресурсосберегающие технологии строительных материалов, изделий и конструкций", Белгородский технологический институт строительных материалов, г.Белгород, 1993 г.; на XXII научно-технической конференции Пензенский инженерно-строительный институт, г.Пенза, 1993 г.; на 53-й и 54-й научно-технических конференциях КИСИ в 1992 и 1993 гг.; I-й национальный конгресс по сейсмостойкому строительству (Домон, Сана, декабрь, 1991).

Публикации. По теме диссертации опубликовано 7 научных работ.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех разделов, общих выводов, списка использованной литературы, содержащего 100 наименований. Общий объем диссертации 142 страниц, в том числе 114 страницы рукописного текста, 55 рисунков и 25 таблиц.

СО Д Е Р Ж А Н И Е Р А Б О Т Ы

В первом разделе проведен анализ влияния химических, биологических, температурных, влажностных и других несиловых факторов на прочностные и деформативные свойства бетонов. Подчеркнуты вклад в исследование этого вопроса З.Ю.Юсупова, Н.Н.Шоева. Влияние несиловых факторов на свойства бетона отражено в работах С.А.Алексеева, М.Г.Булгакова, В.И.Бабушкина, А.Н.Васьковского, Л.А.Вандоловской, Е.А.Гузеева, Б.А.Гузеева, Н.А.Ильина, Ф.М.Иванова, И.Н.Заславского, М.М.Капкина, Ю.К.Калашникова, Э.О.Касашили, Т.Н.Кварцивадзе, О.И.Квацаридзе, В.М.Москвица, К.М.Миленковской, П.А.Михальчука, К.Д.Некрасова, А.М.Подвального, А.Г.Ройтмана и Ю.А.Совина. Обращает внимание то, что глубина поражения бетона несиловыми факторами зависит от начальной плотности бетона, его класса, агрессивности среды по отношению к бетону и продолжительности ее воздействия. Как правило, прочность и модуль упругости бетонов снижается во времени, что и приводит к снижению эксплуатационных качеств железобетонных конструкций.

Не меньшее влияние оказывают также силовые воздействия переменного уровня. Значительный вклад в изучение этой проблемы внесен А.Я.Барашиковым, А.Н.Бамбурой, В.М.Бабичем, А.Я.Бергом, М.Ю.Бекиевым, В.М.Бондаренко, А.И.Валовым, А.В.Войцеховским, Ю.П.Гущи, Ган Р.Силь, Ю.В.Зайцевым, В.П.Кретовым, П.П.Крамарчуком, Л.Р.Манляном, Л.А.Мурашко, И.П.Новотарским, А.Д.Надирадзем, В.В.Руденко, А.В.Харченко, Г.Д.Цискреллым, З.Ю.Юсуповым, Н.И.Шоевым.

Практика наблюдений за эксплуатируемыми конструкциями показала, что за время существования железобетонных конструкций их бетон приобретает заметную физическую неоднородность, которая может существенно изменять распределение внутренних усилий, ведет к росту прогибов. Такие конструкции со временем нуждаются в усилении.

Проанализированы эффективные виды усиления современных железобетонных конструкций и методы их расчета, развитие С.В.Бондаренко, А.И.Бернискиным, А.Б.Гольшевым, Н.Н.Онуфриевым, Я.Г.Сунгатулиным, А.А.Шагиным.

Для большинства вариантов усиления конструкций могут использоваться методы расчета, разработанные для сборно-монолитных конструкций С.В.Бондаренко, Л.Б.Гольшевым, Я.Г.Сунгатулиным, А.Б.Кузьмичевым, В.Я.Бачинским, В.П.Полищуком.

Наиболее часто усиление выполняется с помощью введения дополнительных связей или опор, превращением разрезных конструкций в неразрезные, увеличением полезной высоты за счет увеличения сжатой зоны бетона или введением дополнительной напрягаемой или ненапрягаемой арматуры в растянутые зоны.

Известные методы расчета усиленных конструкций основаны на предположении, что бетон усиливаемой конструкции однороден, а распределение деформаций и напряжений внутри сечений не зависит от состояния материала, т.е. в известных методах расчета усиленных конструкций отсутствует учет физической неоднородности материала сечений, сформировавшейся за всю предисторию эксплуатации. Кроме того, не учитывается тот факт, что снижение прочности бетона сжатых зон переводит конструкции, предельное состояние которых характеризуется одновременным началом текучести арматуры и разрушением сжатого бетона ($F < F_R$), в класс конструкций, для которых характерно разрушение только по сжатой зоне ($F > F_R$).

Практически отсутствуют методы оценки остаточной (текущей) прочности и деформативности эксплуатируемых конструкций, свойства которых непрерывно ухудшаются под воздействием среды.

На основании анализа существующих методов усиления конструкций и их расчетов, а также на основании анализа данных о изменении прочностных и деформативных свойств бетонов для железобетонных конструкций сформулированы задачи исследований.

Во втором и третьем разделах излагается методика экспериментальных исследований, технология изготовления образцов и анализируются результаты исследований влияния на прочность и деформативность изгибаемых элементов, имеющих в составе сжатых зон от одного до трех слоев бетона с разными свойствами.

Всего было испытано 6 серий железобетонных образцов с размерами 1700x200x100 мм по два образца в каждой серии. Растянутая и сжатая арматура балок состояла из 2 Ø18А-Ш и 2 Ø5Вр-І соответственно, а поперечная - из стержней Ø8А-Ш, расположенных с шагом 100 мм. Серии отличались тем, что в сжатую зону образцов было введено разное количество ослабленных слоев бетона. Прочность бетона слоев варьировалась от 16,3 МПа до 30,7 МПа. Таким образом образцы представляли собой модели конструкций, в которых физическая неоднород-

ность сжатой зоны была известна. Технология бетонирования балок была разработана таким образом, что сцепление между слоями было полностью обеспечено, толщина слоев строго контролировалась. Прочностные и деформативные свойства бетонов изучались по результатам испытаний стандартных образцов.

Все образцы были разбиты на две подгруппы: первая подгруппа (серии Б-1...Б-4) предназначались для изучения основных параметров прочности и жесткости элементов с неоднородной структурой бетона; вторая (серия Б-5 и Б-6) - для изучения прочности и деформативности элементов с неоднородной структурой бетона после их усиления.

Процент армирования ($M = 2,91\%$) был выбран из такого расчета, чтобы только для балок серии Б-1 (из однородного бетона) соблюдалось условие $M = M_R$, а в остальных случаях $F > F_R$. Кроме того, для балок серий Б-2...Б-6 (с одним и более ослабленными слоями) соблюдалось неравенство

Конструкция балок серий Б-5 и Б-6 имели в составе сжатой зоны три слоя ослабленного бетона и отличались от балок серий Б-1...Б-4 тем, что при их изготовлении были оставлены выпуски поперечной арматуры для приварки к ним растянутой и сжатой арматуры и для обеспечения надежного контакта между старым и дополнительно уложенным бетоном толщиной 50 мм в сжатой зоне. Этот слой армировался дополнительными стержнями Ø8А-III, приваренными к выпускам поперечных стержней.

Балки серии Б-6 усиливались путем приварки к выпускам поперечной арматуры 2 Ø8А-III, что вело к увеличению площади растянутой арматуры, и увеличения общей расчетной высоты образцов. В результате изменения площади растянутой арматуры и габаритов сечения коэффициент армирования в образцах серий Б-5 и Б-6 изменялся с $M = 2,91$ до $M = 2,60\%$.

Балки всех серий были испытаны по схеме однопролетных балок, загруженных в третях пролетов сосредоточенными силами. На всех этапах загрузки монотонно возрастающей нагрузкой в диапазоне $0 < (\lambda = M/M_u) \leq 1$ контролировались деформации бетона по высоте сжатой зоны на границах слоев и в середине каждого слоя, деформации бетона растянутой зоны и растянутой арматуры, а также прогибы под сосредоточенными силами в середине пролета и под опорами. Для контроля использовались стандартные приборы и тензорезисторы.

Балки серий Б-5 и Б-6 до усиления нагружались до уровня $\lambda = 0,7$, затем полностью разгружались и после 3-х дневного отдыха - усиливались. Испытание балок этих серий проводилось после набора бетоном усиления требуемой прочности.

При проведении испытаний основное внимание обращено на распределение деформаций бетона по высоте сечений, перераспределения и напряжений в сжатой зоне, бетона в зависимости от степени ее неоднородности, изменения плеча внутренней пары сил и положения равнодействующей всех сжимающих напряжений; связь между деформациями крайних сжатых волокон бетона и высотой сжатой зоны и напряжениями в арматуре.

Характерные эпюры напряжений в нормальных сечениях с неоднородной структурой бетона для стадий, близких к разрушению ($\eta = 0,9$), показаны на рис. 1.

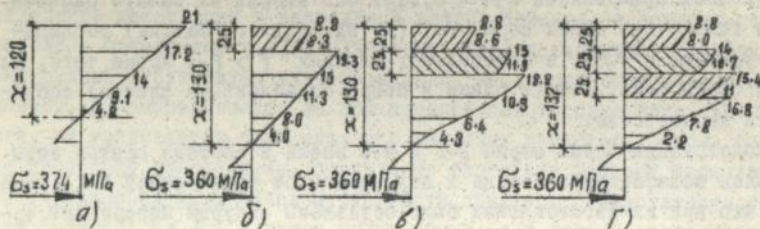


Рис. 1. Эпюры напряжений в сжатых зонах бетона и растянутой арматуре опытных балок при $\eta = 0,9$.

а, б, в, г - соответственно балки серий Б-1, Б-2, Б-3, Б-4

Установлено, что введение в сжатую зону одного и более дополнительных слоев из более слабых и более деформативных бетонов приводит к искривлению эпюры напряжений при одновременном смещении центра ее тяжести в сторону нейтральной оси, т.е. плечо внутренней пары сил уменьшается. Этому же способствует высокий процент армирования и соблюдение условия $F > F_R$ для использованных видов бетона.

В момент разрушения опытных образцов предельные деформации бетона крайних волокон достигли величины $\epsilon_{sm} = (300 \dots 350) \cdot 10^{-5}$.

Наблюдается тенденция "сброса" напряжений крайних волокон на более прочные слои, расположенные ближе к нейтральной оси образцов. Аналогичный процесс в крайних волокнах наблюдается и при испытании балок с однородным сечением, но в меньшей степени и при соблюдении специальной методики нагружения.

В образцах с неоднородной структурой бетона в сжатой зоне достижения развития деформаций крайних волокон наиболее слабых наружных слоев приводит к более полному включению в работу и выравниванию напряжений в нижележащих слоях сжатой зоны, что позволяет наружным слоям продолжать работать вплоть до полного исчерпания не-

несущей способности образцов. Кроме того, существенное перераспределение и выравнивание напряжений в волокнах сжатой зоны, способствует большему наполнению эпюры напряжений. Следовательно, переход от криволинейной эпюры напряжений в сжатой зоне к прямоугольной для сечений с ослабленными волокнами более оправдан, чем в балках с однородным бетоном. При этом становится удобным сохранить равенство фактической (опытной) и расчетной высоты сжатой зоны бетона.

Проведенные эксперименты позволили установить, что уровень нагружения незначительно влияет на высоту сжатой зоны и соотношение Z/h , в то время как влияние степени неоднородности сечения на эти параметры существенно. Эти результаты использованы при разработке аналитического аппарата оценки прочности и деформаций изгибаемых элементов для оценки прочности и деформаций изучаемых конструкций.

Испытания усиленных балок серии Б-5 и Б-6 показали, что при кратковременном нагружении их напряженно-деформированное состояние зависит как от неоднородности сечения, а также от прочностных и деформативных свойств как "старого" бетона, так и от бетона усиления и уровня ранее накопленных деформаций.

Процесс повторного нагружения до разрушения монотонно возрастающей нагрузкой показал, что деформации "старого" бетона после усиления на всех уровнях нагружения оказываются меньше начальных, в то время, как деформации дополнительного слоя бетона опережают рост деформаций наиболее сжатых волокон "старого" бетона.

Наличие остаточных деформаций (в случае усиления балок слоем бетона в сжатой зоне) способствует некоторому сближению деформаций в новом и старом бетоне, а в случае усиления по растянутой зоне (серия Б-6) - способствует более быстрому росту предельных деформаций в крайних волокнах бетона сжатой зоны. Как и следовало ожидать, в первом случае разрушение сечений начинается с растянутой арматуры, в другом (серия Б-6) - по сжатой зоне.

Во всех случаях усиления наблюдается более эффективное использование старого бетона усиливаемой конструкции. Эпюры напряжений в предельном состоянии (рис. 2) характеризуется коэффициентом наполнения $W \approx 0,9$.

За время испытаний ни в одном из образцов не наблюдалось отслоение дополнительно уложенных слоев или же расслоение "старого" бетона.

Обращает на себя внимание почти линейная связь между нагрузкой и деформациями "старой" арматуры независимо от типа усиления балок. В то же время деформации дополнительно уложенной растянутой арма-

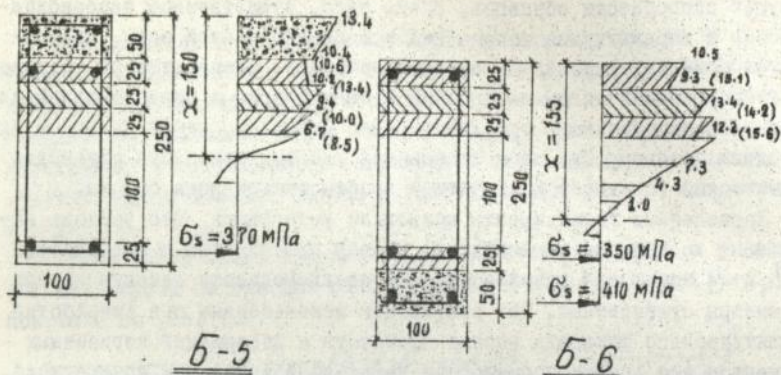


Рис. 2. Напряженно-деформированное состояние сечений усиленных балок серий Б-5 и Б-6 при $\eta = M/M_u = 0,9$

туры опережают деформации основной арматуры.

В ходе экспериментов получены данные о прогибах элементов с неоднородной структурой как до, так и после их усиления. Установлено, что число слоев ослабленного бетона существенно влияет на жесткость сечений.

В целом рост прогибов носит нелинейный характер. Но в то же время замечено, что после появления трещин ($\eta \geq 0,5$) прогибы растут практически пропорционально росту моментов. Прогибы, вычисленные по методике СНиП 2.03.01-84^{*}, на (30...40)% отличаются от полученных экспериментальным путем. Рост прогибов усиленных элементов после разгрузки, характеризуется меньшей нелинейностью. Это объясняется исчерпанием некоторого запаса неупругих деформаций бетона и арматуры при первом загрузении и особой формой распределения внутренних усилий в сечениях после их усиления.

В четвертом разделе изложена методика оценки прочности и деформаций изгибаемых элементов с неоднородной структурой сжатой зоны, построенная с учетом полученных экспериментальных данных.

Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с физической неоднородной структурой бетона и с ненапрягаемой арматурой для случая $F > F_R$, основанная на следующих предпосылках:

1. Даже при значительном отличии прочностных и деформативных характеристик слоев бетона по высоте сечения гипотеза Бернулли считается справедливой.

2. Бетон растянутой зоны усилий растяжения не воспринимает.

3. В пределах высоты сжатой зоны прочность бетона и его модуль деформации может меняться произвольно.

4. При достижении сечением предельного состояния бетон деформации крайних волокон сжатой зоны достигает величины $\varepsilon_{bR} = 0,003 \dots 0,0035$ и в этих волокнах реализуется нисходящая ветвь диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$. Связь между напряжениями и деформациями крайнего волокна бетона сжатой зоны на нисходящей ветви диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ описывается уравнением:

$$\sigma_b = 0.8 \sigma_b^{\max} \{ 1 - [200 - (\varepsilon - \varepsilon_{bR})^2] \} \quad (1)$$

5. Напряжение в арматуре, расположенной в сжатой зоне при соблюдении неравенства $F \leq F_R$, не превышает величины

$$\sigma_s' = \varepsilon_s' E_s A_s' = \varepsilon_b' E_s A_s' \quad (2)$$

а при соблюдении неравенства $F > F_R$ определяется по формуле (35) СНиП 2.03.01-84*.

В соответствии с распределением усилий в сечении (рис. 3) получена формула несущей способности сечений для случая $F > F_R$:

$$M = \varepsilon_{bR} E_b b h^2 \int \psi(\theta) \chi(\theta) \beta(\theta) (1 - \alpha \cdot F) d\theta + \varepsilon_s' E_s A_s' (h_0 - a) \quad (3)$$

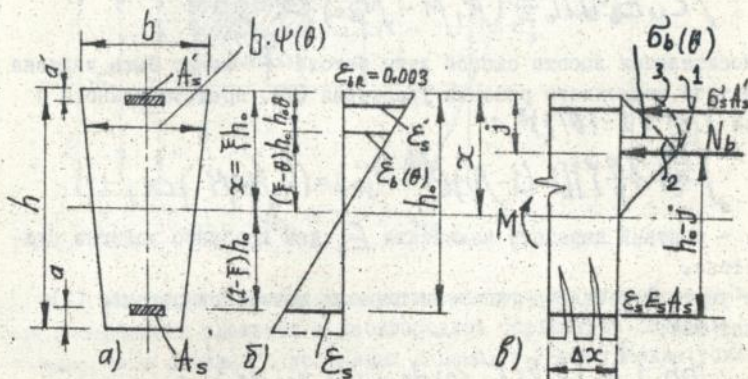


Рис. 3. Напряженно-деформированное состояние сечения с физически неоднородной структурой бетона сжатой зоны перед разрушением: а - поперечное сечение; б - эпюра напряжений; в - распределение внутренних усилий

Для сечений прямоугольной формы и с одиночной арматурой уравнение (3) принимает вид

$$M = \varepsilon_{br} b h_0^2 \int_0^F \gamma(\theta) \beta(\theta) (1 - \alpha \cdot \xi) d\theta. \quad (4)$$

где $\gamma(\theta)$ - функция изменения деформаций в бетоне сжатой зоны по ее высоте; $b(\theta)$ - закон изменения ширины сжатой зоны; $\beta(\theta)$ - закон изменения модуля деформаций бетона по высоте сечения.

Для определения относительной высоты сжатой зоны бетона предложено уравнение, записанное в виде:

$$\varepsilon_{br} E_b b h_0 \int_0^F \psi(\theta) \gamma(\theta) \beta(\theta) d\theta + \varepsilon_s' E_s A_s' = \varepsilon_s E_s A_s. \quad (5)$$

Из условия совместной работы бетона сжатой зоны и сжатой арматуры можно принять: $\varepsilon_{br} = 0,003 \dots 0,0035$. При $M > M_R$ между средними деформациями арматуры растянутой и деформациями крайних волокон бетона ε_{br} , чаще всего соблюдается условие: $\varepsilon_{br} / \varepsilon_s = k_1 = 0,75 \dots 0,8$.

После некоторых преобразований формулы (5) получим:

- для любой формы сечения:

$$\frac{\int_0^F \psi(\theta) \gamma(\theta) \beta(\theta) d\theta}{\varepsilon_{br} E_b b h_0} = (\varepsilon_s E_s A_s - \varepsilon_s' E_s A_s') / (k_1 M - M_s') \alpha, \quad (6)$$

Относительная высота сжатой зоны бетона ξ может быть найдена в результате численного решения уравнения (7), представленного в виде при $\gamma(\theta) = 1 - (\theta/\xi)^2$:

$$\int_0^{\xi} \left[1 - \left(\frac{\theta}{\xi} \right)^2 \right] \left[1 - (1 - \beta_1) e^{-\gamma(\theta/\xi)} \right] d\theta = (k_1 M - M_s') \alpha, \quad (7)$$

где β_1 - опытный параметр изменения E_b для крайнего волокна сжатого бетона.

При условии принятия гипотезы плоских сечений выражение (7) принимает вид:

$$b h_0 \int_0^{\xi} k \frac{(\xi - \theta)}{1 - \xi} E_b(\theta) d\theta = (k_1 M - M_s) \alpha \quad (8)$$

Рассмотрен также упрощенный способ определения прочности сечений с нарушенной структурой сжатой зоны, основанный на поэтапном уточнении высоты сжатой зоны. При определении ξ на первом этапе

используют приведенную прочность бетона, определяемую по формуле

$$R_{b.zed} = \sum_{i=1}^n R_{bi} \cdot (S_i / S) \quad (9)$$

где R_{bi} - расчетное сопротивление i -го условного слоя бетона, на которые разбивается сечение; S и S_i - статические моменты соответственно площади сжатой зоны бетона и ее части, образованной i -м слоем бетона, относительно нейтральной оси.

Высота сжатой зоны переармированного сечения с двойной арматурой в первом приближении определяется по формулам СНиП 2.03.01-84 при условии замены R_b на $R_{b.zed}$.

Разделив найденную высоту сжатой зоны x_1 на n условных слоев с деформациями в центре каждого слоя, равному $\varepsilon_{bi} = \varepsilon_{br} [1 - (i-0.5)/n]$ (рис. 4, а), можно найти средние напряжения в каждом слое

$$\sigma_{bi} = E_{bi}^* \cdot \varepsilon_{bi}^* \quad (10)$$

где ε_{bi}^* - деформация бетона в середине i -го слоя; E_{bi}^* - модуль деформаций i -го слоя бетона.

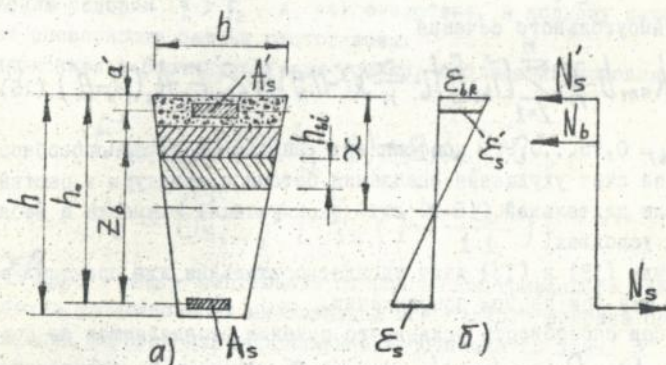


Рис. 4. К упрощенной методике определения высоты сжатой зоны и несущей способности элемента с неоднородной структурой бетона: а - поперечное сечение с условными слоями; б - внутренние усилия в сечении

Равнодействующая сжимающих напряжений в сжатой зоне бетона прямоугольного сечения при $F > F_R$:

$$N_b = \sum_{i=1}^n b \frac{x}{n} \sigma_{bi} = \sum_{i=1}^n b \frac{x}{n} \varepsilon_{br} E_{bi}^* [1 - (i-0.5)/n] =$$

$$= \frac{x}{n} \varepsilon_{br} \sum_{i=1}^n E_{bi}^* b_i [1 - (i-0.5)/n] \quad (11)$$

Из условия равновесия ($\sum x = 0$) находим:

$$N_b + \sigma_s A'_s = \sigma_s A_s \quad (12)$$

Уточненная высота сжатой зоны при $F \geq F_R$ ($\sigma_s = R_s$)

$$x = \frac{(R_s A_s - \sigma_s A'_s) \cdot n}{\varepsilon_{br} \sum_{i=1}^n b_i E_{bi}^* [1 - (i-0.5)/n]} \quad (13)$$

Если окажется, что x отличается от x_1 , то принимают новое число n и расчет повторяется до тех пор, пока разница между значением не будет составлять 10...15%.

Получены формулы несущей способности сечений любой формы:

$$M = k_{sm} \frac{x}{n} \sum_{i=1}^n b_i \sigma_{bi} [(h_0 - \frac{x}{n})(i-0.5)] + \varepsilon'_s E_s A'_s (h_0 - a') \quad (14)$$

и для прямоугольного сечения

$$M = k_{sm} b \frac{x}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_{bi} [(h_0 - \frac{x}{n})(i-0.5)] + \varepsilon'_s E_s A'_s (h_0 - a') \quad (15)$$

где $k_{sm} = 0,75 \dots 0,9$ - коэффициент снижения несущей способности сечения за счет ухудшения сцепления бетона и арматуры в растянутой зоне после длительной (15-20 лет) эксплуатации элемента в неблагоприятных условиях.

Формулы (13) и (15) дают удовлетворительные для практики результаты уже при первом приближении.

Несущая способность усиленного сечения определяется по формуле

$$M \leq R_{b,zed} b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_{s,zed} (h_0 - a') \quad (16)$$

Как показали проведенные экспериментальные исследования при достижении усиленным сечением предельного состояния высота сжатой зоны чаще всего равна:

$$x = F_0 \cdot h_{0.1} + \delta \quad (17)$$

где δ - толщина слоя бетона монолитирования; F_0 - высота сжатой

зоны после полной разгрузки; h_{o1} - расчетная высота сечения элемента до его усиления.

Для случая неполной разгрузки высоту сжатой зоны предлагается определять по формуле

$$\bar{F}_1 = \bar{F}_0 + (\bar{F} + \bar{F}_0) M_1 / \bar{M}, \quad (18)$$

где \bar{F}_0 - относительная высота сжатой зоны сечения при полной разгрузке элемента, определяемая по эмпирической зависимости

$$\bar{F}_0 = (0.3 \bar{M} / M_u + 0.94) \bar{F}, \quad (19)$$

\bar{M} - действующий момент, который снижается до уровня M_1 , во время разгрузки; \bar{F} - относительная высота сжатой зоны, обусловленная действием момента \bar{M} ; M_u - несущая способность сечения.

Проверочные расчеты балок, усиленных по сжатой зоне подтверждают правомочность использования формулы (16).

Расчет изгибаемых элементов с неоднородной структурой сжатой зоны, но усиленных по растянутой зоне, имеют свои особенности. Как правило, введение дополнительной растянутой арматуры приводит к соблюдению условия $\bar{F} > \bar{F}_R$, и, как следствие, к полному исчерпанию несущей способности бетона сжатой зоны.

Напряжения в растянутой арматуре при соблюдении условия $\bar{F}_i > \bar{F}_R$ равны

$$\sigma_{si} = [\psi_c (w / \bar{F}_i - 1) + 2 R_s] / 3, \quad (20)$$

где

$$\psi_c = \sigma_{sc.u} / [R_s (1 - \frac{w}{1.1})],$$

$\bar{F} = x / h_{oi}$; h_{oi} - расстояния от оси рассматриваемого стержня до наиболее удаленного от нейтральной оси сжатого волокна бетона.

Получена формула для определения высоты сжатой зоны x с учетом многорядного расположения арматуры:

$$x = \frac{n \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} A_{sj}}{\varepsilon_{br} \sum_{i=1}^n b_i E_{bi}^* [1 - (l - 0.5) / n]} \quad (21)$$

Несущую способность сечения, с неоднородной структурой бетона и многорядным расположением арматуры можно определить по несколько измененной формуле общего случая расчета прочности сечений

$$M \leq \frac{\varepsilon_{bt}}{n} \sum_{i=1}^n E_{bi}^* b_i h_{0i}^2 \bar{F}_i [1 - \bar{F}_i (l+0.5)/n] - \sum_{j=1}^n \delta_{sj} S_{sj} \quad (22)$$

где R_{bi} - прочность бетона при осевом сжатии i -го условного слоя бетона и статический момент площади этого слоя относительно нейтральной оси; S_{sj} - статический момент площади сечения j -го стержня продольной арматуры, включая и те, что попали в сжатую зону. Здесь: $\bar{F}_i = x/h_{0i}$ - относительная высота сжатой зоны сечения после усиления арматурой в растянутой зоне; n - число условных слоев в сжатой зоне, на которое разбивается высота сжатой зоны x .

Реализация формул СНиП 2.03.01-84* для прогноза развития прогибов изгибаемых элементов при прогрессирующем изменении физической неоднородности бетона сжатой зоны наталкивается на трудности нормирования параметров, входящих в эти формулы. В этом случае можно воспользоваться приближенным методом определения кривизны изгибаемых элементов, предложенным методом определения кривизны изгибаемых элементов, предложенным в "Пособие по проектированию тонких и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры к СНиП 2.03.01-84". Этот метод основан на линеаризации теоретической кривой, полученной по формуле

$$1/r = (M - \varphi_2 b h_0^2 R_{bt,sez}) / \varphi_1 E_s A_s h_0^2; \quad (23)$$

где

$$\varphi_1 = (z/h_0) / [1.25 + \frac{\varphi_2 M \alpha}{j} / (\varphi_f + \bar{F})], \quad (24)$$

Как показали поверочные расчеты, коэффициент φ_2 практически мало зависит от физического состояния сжатой зоны и впрямь до накопления экспериментальных данных может определяться по методике и таблицам упомянутого выше "Пособия".

Обработка полученных экспериментальных данных позволила уточнить формулу (20), представив ее в следующем виде:

$$\varphi_1 = \gamma / [k/\alpha_1 + \frac{\varphi_2 M \alpha}{j} / (\varphi_f + \bar{F})], \quad (25)$$

где $\gamma = z/h_0$, k - опытный параметр.

Коэффициент α_1 , входящий в формулу (24), определяется по формуле:

$$\alpha_1 = E_{bi}^* / E_b, \quad (26)$$

где E_{bi}^* и E_b - приведенный модуль упругости всех условных слоев бетона сжатой зоны и модуль упругости наиболее прочного бетона этой же зоны соответственно.

$$E_{bi}^* = \sum_{i=1}^n E_{bi} (S_i / S) \quad (27)$$

В формуле (23) обозначено: E_{bi} - модуль упругости i -го бетона; S , S_i - статический момент соответственно площади сжатой зоны бетона и ее части, образованной i -м бетоном, относительно нейтральной оси.

Коэффициент k после накопления достаточного массива данных может быть пронормирован.

Проверочные вычисления кривизны с использованием формул (23)... (25) при значении коэффициента $k = 1,2$ дают удовлетворительные результаты.

Для изучения влияния уровня нагружения η на соотношение z/h_0 входящую в формулу (25), были проанализированы результаты испытаний балок с неоднородной структурой сжатой зоны. На основе опытных данных были построены кривые $\eta - \alpha_0$ и изучена связь между величинами, входящими в формулу:

$$z = h_0 (1 - \alpha_0 \cdot \eta), \quad (28)$$

Коэффициент α_0 характеризует положение равнодействующих всех сжимающих напряжений. Установлено, что коэффициент α_0 практически не зависит от интенсивности нагружения, но существенно зависит от фактической неоднородности сжатой зоны бетона.

Введение дополнительного слоя в сжатую зону или увеличение площади ненапрягаемой арматуры после разгрузки балок не вносит изменений в сформированную систему трещин. При этом в первом случае увеличивается физическая неоднородность сжатой зоны, а в другом случае - эта неоднородность остается неизменной.

Обработка результатов испытаний балок усиленных серий Б-5 и Б-6 после их разгрузки и последующего усиления показала, что кривизну указанных балок с достаточной для практики точностью можно определить по формуле (23) при введении в формулу (25) параметра k , найденные методом наименьших квадратов:

- для балок, усиленных по сжатой зоне, $k = 1,5$;
- для балок, усиленных по растянутой зоне, $k = 1,8$.

Кроме того, при вычислении коэффициента α_1 , входящего в формулу (26), приведенный модуль деформации бетона сжатой зоны должен быть вычислен с учетом модуля упругости дополнительно уложенного слоя бетона.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

1. Изучены и обобщены сведения о влиянии на основные физико-механические свойства бетона наиболее часто встречающихся несилowych воздействий, характерных для сред многих отраслей промышленности.

2. Накоплены новые экспериментальные данные об особенностях работы железобетонных элементов с высоким процентом армирования ($M = M_k$) при соблюдении условия $F > F_k$ и для которых характерна физическая неоднородность структуры бетона по высоте сечений, сформировавшейся под влиянием несилowych факторов за время эксплуатации конструкций в условиях агрессивных сред.

3. Экспериментально изучено предельное состояние и установлены основные особенности распределения деформаций, напряжений и внутренних усилий в нормальных сечениях изгибаемых железобетонных элементов с физически неоднородной структурой бетона на всем диапазоне нагружения, вплоть до разрушения.

4. Исследованы закономерности влияния уровня нагружения, степени неоднородности бетона сжатой зоны и процента армирования на относительную высоту сжатой зоны бетона, плечо внутренней пары сил и соотношения между напряжениями в арматуре и параметрами прочности нормальных сечений изгибаемых элементов в диапазоне нагружения $0 < \psi < 1$.

5. Экспериментально доказано, что в сечениях с физически неоднородной сжатой зоной бетона наиболее полно реализуется нисходящая ветвь диаграммы $\sigma_s - \epsilon_s$ и что крайние, наиболее слабые волокна бетона сжатой зоны продолжают "работать" в составе сечения вплоть до достижения пластических деформаций практически по всей высоте сжатой зоны.

6. Установлено, что предельные деформации крайних, наиболее удаленных от нейтральной оси волокон бетона предельные деформации могут достигать величин $\epsilon_{sk} = 0,008 \dots 0,0035$, что больше принятых в СНиП 2.03.01-84* значений, равных $0,002 \dots 0,0025$.

7. Предложена методика и получены расчетные формулы для определения прочности сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых элементов с физически неоднородной структурой сжатой зоны, эксплуатируемых в неблагоприятных средах. Для этой цели рекомендуется использовать формулы (1)...(8), или же формулы упрощенной методики (9)...(15), дающие удовлетворительные для практики результаты.

8. На основе анализа остаточного напряженно-деформированного

состояния конструкции, сформировавшегося после некоторого срока ее эксплуатации и последующей разгрузки, а также на основе анализа экспериментально установленных особенностей работы сечений после их усиления, предложена методика определения высоты сжатой зоны сечений усиленных по сжатой или растянутой зонам изгибаемых элементов (16)...(22), что дает возможность использовать методику СНиП 2.03.01-84* для определения прочности сечений усиливаемых элементов.

9. Разработана методика и предложены расчетные формулы (25)... (28) для определения прогибов железобетонных элементов с физически неоднородной структурой бетона по высоте сечений, основанные на использовании упрощенной кривой "момент - кривизна" и с учетом экспериментально полученных зависимостей для параметров, входящих в формулы кривизны оси и жесткости сечений.

Основное содержание диссертации опубликовано в следующих работах:

1. Мурашко Л.А., Салех Али Кайд. Экспериментальные исследования прогибов железобетонных изгибаемых элементов с неоднородной структурой бетона // Тез. докл. XXII научно-технической конференции. Пензенский инженерно-строительный институт. Пенза, 1993. - С.78-79.

2. Мурашко Л.А., Салех Али Кайд, Савченко-Бельская М.В. Прочность нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с физически неоднородной структурой бетона сжатой зоны // Тез. докл. к предстоящей международной конференции. Белгородский технологический институт строительных материалов. Белгород, 1993. - С. 59-60.

3. Мурашко Л.А., Салех Али Кайд. Экспериментальные исследования прочности железобетонных элементов с физически неоднородной структурой бетона // Библиографический указатель депонированных рукописей. УкрНИИТИ, Киев. - 1993. № 80 Ук.93.

4. Мурашко Л.А., Салех Али Кайд, Савченко-Бельская М.В. Прогибы железобетонных балок, эксплуатируемых в неблагоприятных средах // Библиографический указатель депонированных рукописей. ГНТБ Украины. Киев. - 1993. № 2535 Ук.93.

5. Мурашко Л.А., Салех Али Кайд. Исследование прогибов железобетонных изгибаемых конструкций после усиления // Тез. докл. 54-й научно-практической конф. - К.: КИСИ, 1993 (в печати).

6. Мурашко Л.А., Салех Али Кайд, Савченко-Бельская М.В. Об оценке прочности сечений нормальных к продольной оси железобетонных изгибаемых элементов, эксплуатируемых в неблагоприятных средах // Библиографический указатель депонированных рукописей. ГНТБ Украины. Киев. - 1993. № 2534. Ук.93.

7. Салех Али Кайд, Мухамед Хайль, Регми Тулси, Мурашко Л.А. Некоторые результаты исследований железобетонных балок с физически неоднородной скатой зоной бетона // Тезисы докладов 53-й научно-практической конференции профессорско-преподавательского состава, аспирантов и студентов. - К.: КИСИ, 1992. - С. 77-78.

8. Барашиков А.Я., Альсухайджи Салех Али Кайд. Усиление зданий и сооружений в сейсмических зонах // Тезисы докладов I-й национального конгресса по сейсмостойкому строительству. - Йемен, Сана, декабрь 1991.



Подл. к печ. 2101.94 Формат 60 × 84 1/16
Бумага тип. № 3 . Способ печати офсетный. Услови. печ. л. 125
Услови. кр.-отт. 121 . Уч.-изд. л. 10
Тираж 100 . Зак. № 4460 .

Фирма «ВНПОЛ»
252151, г. Киев, ул. Волинская, 60.

1. Сперва был создан, как и все остальное, в 1920 году, в результате реорганизации существующих в то время в стране учреждений, связанных с управлением государством. // Советский Союз в 1920-е годы. Практическая конференция в Ленинграде-Петрограде, посвященная 10-летию революции. - М.: ВУБ, 1976. - С. 17-18.

2. Карл Маркс А. С. Государство и революция. - М.: ВУБ, 1976. - С. 17-18.



Второй том 1920 г. - Советский Союз в 1920-е годы. Практическая конференция в Ленинграде-Петрограде, посвященная 10-летию революции. - М.: ВУБ, 1976. - С. 17-18.

Второй том 1920 г. - Советский Союз в 1920-е годы. Практическая конференция в Ленинграде-Петрограде, посвященная 10-летию революции. - М.: ВУБ, 1976. - С. 17-18.

278658

AB 29.415