

**ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА имени М. И. КАЛИНИНА**

На правах рукописи

СНИТКО Валерий Филиппович

**ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ
НЕРАЗРЕЗНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ, ОБРАЗОВАННЫХ
ИЗ СБОРНЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ
ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ ТИПАХ СТЫКОВ**

**Специальность 05.23.15—МОСТЫ И ТОННЕЛИ И ДРУГИЕ СТРОИТЕЛЬ-
НЫЕ СООРУЖЕНИЯ НА ЖЕЛЕЗНЫХ И АВТОМОБИЛЬНЫХ
ДОРОГАХ**

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

ДНЕПРОПЕТРОВСК 1979

**НТБ
ДНУЖТ**

Работа выполнена на кафедре строительных конструкций и мостов Киевского автомобильно-дорожного института имени 60-летия Великой Октябрьской социалистической революции.

Научный руководитель - заслуженный деятель науки Украинской ССР, доктор технических наук, профессор Лившиц Я.Д.

Официальные оппоненты - доктор технических наук Кизиря Г.В.; кандидат технических наук, доцент Яценко Е.А.

Ведущее предприятие : ГосдорНИИ Миндорстроя УССР.
Защита состоится "13" декабря 1979 г.
на заседании специализированного совета № 14.07.02 " Мосты и тоннели и другие строительные сооружения на железных и автомобильных дорогах " в Днепропетровском институте инженеров железнодорожного транспорта имени М.И.Калинина (г.Днепропетровск, 10

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке Днепропетровского института инженеров железнодорожного транспорта.

Автореферат разослан " 8 " ноября 1979 г.

Ученый секретарь
специализированного совета Радзиховский Ю.А.

НТБ
ДНУЖТ

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

6440 а

Актуальность тем. В течение ряда последних лет широкое распространение получили пролетные строения, образованные из длиномерных, главным образом унифицированных, предварительно напряженных элементов, работающих сначала как балки на двух опорах, а затем об"единяемых при помощи обжатых или необжатых стыков и превращаемых после удаления временных опор в неразрезные конструкции. Усилия, возникающие в таких системах от постоянной нагрузки, существенно зависят от влияния длительных процессов, протекающих за весь период времени, в течение которого происходит изменение статической схемы. Расчеты таких систем с изменяемой во времени статической схемой, которые производились до сих пор, показали существенное различие между значениями усилий, вычисленными с учетом влияния изменения статической схемы во времени и без такого учета. Эти расчеты производились на основе различных вариантов линейной теории ползучести / теории упруго-ползучего тела, классической теории старения, модифицированной теории старения, теории, основанной на представлении железобетона как квазиоднородного тела и других/. Результаты, получаемые на основе каждого из этих вариантов, в большей или меньшей степени отличались друг от друга. Правомерность результатов до сих пор определялась сравнением их с результатами, полученными на основе теории упруго-ползучего тела, однако последние могли быть получены только для некоторых сравнительно простых случаев, когда могли быть определены все опытные параметры, необходимые для расчета по теории упруго-ползучего тела. Сравнения расчетных данных с экспериментальными данными для систем с изменяемой во времени статической схемой практически до сих пор не произ-

водились.

До настоящего времени нет достаточно четких заключений о преимуществах обжатых стыков по сравнению со стыками необжатыми. Имеются некоторые экспериментальные данные по этому вопросу, но их нельзя считать исчерпывающими. Допустимость необжатых стыков определяется шириной раскрытия трещин в них. Последняя по всем имеющимся методам ее расчета пропорциональна напряжениям в арматуре в сечении с трещиной. Методику определения этих напряжений нельзя считать окончательно установившейся. Перепад напряжений в момент образования трещины, влияние на напряжения повторных нагружений с учетом дальнейшего протекания усадки и ползучести исследованы недостаточно. В свете изложенного вытекает актуальность темы исследования, посвященного решению и уточнению всех указанных выше вопросов. Особенно актуальным является экспериментальное подтверждение методики расчета неразрезных пролетных строений с изменяемой во времени статической схемой и апробация на основе результатов экспериментального исследования принятия в основу расчета того или иного варианта теории линейной ползучести, с учетом как точности результатов, так и трудоемкости расчета и накопленности экспериментальных параметров, необходимых для его реализации.

Цель диссертационной работы. Провести экспериментальное исследование перераспределения усилий во времени в системах с изменяемой во времени статической схемой типа железобетонных неразрезных пролетных строений, образуемых из сборных предварительно напряженных элементов, объединяемых различными /обжатыми и необжатыми/ стыками. Сравнить полученные экспериментальные данные с расчетными, вычисленными на основе различных вариантов линейной теории ползу-

чести; оценить точность различных решений и дать рекомендации по применению того или иного варианта.

Разработать методику расчета трещиностойкости необжатых стыков при воздействии постоянной нагрузки, не вызывающей трещин, и усадки бетона с учетом влияния ползучести.

Разработать методику определения напряжений в бетоне и арматуре, вызываемых всеми видами нагрузок и усадкой бетона с учетом влияния ползучести перед появлением трещин, в момент появления трещины /перепад напряжений/, в любой момент времени после появления трещины, при удалении и повторном приложении временной нагрузки.

Научная новизна. Впервые получены экспериментальные данные по перераспределению во времени усилий в статически неопределимых пролетных строениях с изменяемой во времени статической схемой, вызванных постоянной нагрузкой, и на основе этих данных и анализа трудоемкости расчетных операций /с учетом применения ЭМ/ доказана правомерность применения варианта модифицированной теории старения с переменным во времени коэффициентом обратимости деформаций ползучести /упрощенного варианта теории упруго-ползучего тела/.

Решена задача определения момента времени образования трещины в необжатом стыке от воздействия собственного веса и усадки бетона. Разработана методика определения перепада напряжений в арматуре и бетоне в момент приложения временной нагрузки, вызывающей трещину, с учетом истории воздействия постоянной нагрузки, ползучести и усадки бетона. Разработана методика учета изменений напряжений в арматуре и бетоне при удалениях и повторных приложениях временной нагрузки в любой момент времени, вплоть до момента затухания ползучести.

Практическое значение. Проведенные в работе экспериментальные исследования, сравнение результатов экспериментальных исследований с расчетными данными, полученными на основе существующих различных методик, позволили предложить для практических расчетов достаточно надежную и, в то же время, не слишком трудоемкую расчетную методику определения усилий в неразрезных пролетных строениях с изменяемой во времени статической схемой, основанную на последнем варианте модифицированной теории старения и на нормированных расчетных параметрах. Разработанная методика анализа напряжений в сечениях с трещиной позволяет с большей надежностью выбирать тип стыков с наиболее простой технологией их изготовления и дать рекомендации по их рациональному расположению.

На защиту выносятся следующие положения:

1. Новые экспериментальные данные по перераспределению усилий во времени в неразрезных железобетонных пролетных строениях с изменяемой во времени статической схемой.

2. Апробация на основе сравнения полученных новых экспериментальных данных с расчетными, практической методики расчета неразрезных пролетных строений, образуемых из разрезных предварительно напряженных элементов с изменяемой во времени статической схемой.

3. Методика анализа напряженного состояния в необжатом стыке с учетом влияния усадки и ползучести бетона, перепада напряжений в момент образования трещины, удаления и повторяемости временной нагрузки.

4. Рекомендации по применению обжатых и необжатых стыков в неразрезных пролетных строениях с изменяемой во времени стати-

ческой схемой и рациональному расположению стыков.

Внедрение результатов исследования. Разработанная методика анализа напряженного состояния в стыках, работающих с трещинами, использована Киевским филиалом ПИ "Совздорпроект" Миндорстроя СССР при проектировании ряда неразрезных железобетонных мостов, в частности мостов через р. Уж и р. Гуива.

Публикации и доклады. По теме диссертации одна статья опубликована, две депонированы и две работы помещены в зарегистрированных в информационном центре отчетах по госбюджетной тематике кафедры строительных конструкций и мостов КАДИ, две статьи находятся в печати. Результаты работы были доложены и одобрены на XXXIII, XXXIV, XXXV научных конференциях профессорско-преподавательского состава Киевского автомобильно-дорожного института в 1976, 1977 и 1978 гг.; на заседании кафедры строительных конструкций и мостов Киевского автомобильно-дорожного института; на заседании кафедры мостов Днепропетровского института инженеров железнодорожного транспорта.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех разделов / глав /, заключения и рекомендаций, списка литературы и приложения.

Работа изложена на 120 страницах, из них – 81 страница основного текста, 9 таблиц / 5 страниц /, 36 рисунков / 25 страниц /, 60 наименований литературы / 8 страниц /, 1 страница – приложение.

Первый раздел – введение, в котором обосновывается актуальность темы и формулируются положения, выносимые на защиту.

Второй раздел является обзорным. В нем рассматриваются методы образования неразрезных пролетных строений мостов из сборных

разрезных элементов , типы стыков, применяемых для их об"единения. Далее сделан обзор исследований работы неразрезных пролетных строений с учетом влияния изменения статической схемы во времени и ползучести бетона. На основе анализа состояния вопроса поставлены задачи данного исследования.

Третий раздел посвящен экспериментальному исследованию работы неразрезных балок с разными типами стыков с изменением во времени статической схемы. Приводятся ход и результаты эксперимента.

В четвертом разделе исследуется напряженное состояние различного типа стыков. Разработана методика учета влияния усадки и ползучести бетона на изменение напряженного состояния во времени в сечении с трещиной. Сделан анализ рациональности расположения необжатых стыков.

В пятом - приводится методика расчета экспериментальной модели и сравнение экспериментальных и расчетных данных, полученных на основе различных вариантов линейной теории ползучести. Приводится оценка точности различных теорий.

Шестой раздел - заключение и рекомендации.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ ДИССЕРТАЦИИ

В течение последних, примерно десяти лет в железобетонном мостостроении получили широкое распространение неразрезные пролетные строения, образуемые из сборных преднапряженных элементов путем об"единения последних на опорах или в пролетах. Об"единение разрезных элементов осуществляется при помощи как напряженных, так и ненапряженных стыков и происходит последовательно или одновременно во времени. В создании и внедрении неразрезных

пролетных строений, образуемых из унифицированных длиномерных элементов большую роль сыграли исследования, конструктивные и технологические разработки ГосдорНИИ Миндорстроя УССР /С.Г.Джигит, Е.И.Штильман, Е.И.Эдельман, Ю.Л.Иносов, И.В.Наумченко, Э.А.Годиш и др./ и ЦНИИСА / г. Москва: А.Л. Цейтлин, А.В. Крылов, В.В.Новак/. Внедрение таких конструкций стало возможным благодаря разработки методов расчета статически неопределимых конструкций с изменяемой во времени статической схемой с учетом влияния усадки и ползучести бетона /работы Я.Д.Лившица, В.Д.Харлаба, В.В.Созинова, А.Л.Цейтлина, В.В.Новака, И.Н.Прудченко, М.М.Онищенко, А.Я.Халпахчи, зарубежного исследователя Чиорино и др./.

Практическое применение наши методы, основанные на инженерных вариантах линейной теории ползучести. Оценка точности решений на основе этих вариантов производилась путем сравнения с решениями на основе уточненного варианта теории упруго-ползучего тела. Экспериментальной проверки ни приближенных, ни уточненных решений не производилось.

Применение более простых по своей технологичности необязательных стыков разрезных элементов стало возможным благодаря разработке методов анализа напряженного состояния в элементах с локальными трещинами /работы Я.Д.Лившица, М.М.Онищенко, Н.Н.Хвоцинской, зарубежных исследователей - М.Ивковича, Ж.Перешича и др./. Однако этот анализ не доведен до надлежащего уровня, и в недостаточной мере учитывается влияние усадки бетона, а также влияние удаляемости и повторяемости временной нагрузки. На основании проделанного в работе обзора состояния вопроса поставлены следующие задачи данного исследования:

1. Экспериментальное исследование сборных железобетонных балок, работающих вначале как статически определимые, а затем, после об"единения напряжениями или ненапрягаемыми стыками и удаления временных опор /как это имеет место при монтаже такого типа пролетных строений/, начинающих работать как статически неопределимые. При этом должно быть замерено перераспределение во времени лишних неизвестных.

2. Сравнение экспериментальных данных по перераспределению неизвестных с расчетными, полученными на основе различных вариантов инженерной теории линейной ползучести.

3. Экспериментальная оценка жесткости конструкций как с напрягаемыми, так и с ненапрягаемыми стыками.

4. Исследования напряженного состояния необжатого стыка при действии постоянной нагрузки, с учетом влияния усадки и ползучести бетона.

5. Исследование напряженного состояния необжатого стыка при действии временной нагрузки, как образующей трещину, так и прилагаемой после или в момент образования трещины от воздействия постоянной загрузки, усадки и ползучести бетона.

6. Разработка требований и рекомендаций по применению необжатых стыков в мостовых неразрезных пролетных строениях, образуемых из сборных предварительно напряженных элементов.

Для выполнения первой задачи данного исследования было изготовлено шестнадцать предварительно напряженных железобетонных балок прямоугольного сечения размерами 80 x 160 мм. Из них половина длиной 2250 мм и половина длиной 1750 мм. Балки армировались двумя стержнями периодического профиля из стали класса А III в

марки 25Г2С упрочненной вытяжкой с контролем напряжений /контролируемое напряжение - 5500 кгс/см^2 / диаметрами 12 мм и 10 мм .Выбор типа арматуры диктовался тем, что этот тип арматуры применяется в большинстве пролетных строений, сооружаемых организациями Миндорстроя УССР. Коэффициент армирования верхней и нижней арматуры: $\mu = 0,00806$ и $\mu' = 0,0057$, что также соответствует коэффициентам армирования пролетных строений из пустотных унифицированных плит Миндорстроя УССР. Кубиковая прочность на 28 день - 545 кгс/см^2 . Исходными материалами для приготовления бетона послужили: пертланд-цемент Ново-Здолбуновского завода с активностью 500 и удельным весом $3,1 \text{ г/см}^3$, песок речной Днепровского карьера с модулем крупности 1,05 и удельным весом $2,64 \text{ г/см}^3$, щебень гранитный крупностью 5-10 мм с удельным весом $2,57 \text{ г/см}^3$. Расход материалов на $1,0 \text{ м}^3$ бетона составлял: цемента - 478 кг, песка 459 кг, щебня - 1261кг, воды 182 л. Для испытания модели /таких моделей было 7/, представляющей собой от момента времени $\tau_1 = 81$ сутки до момента $\tau_2 = 147$ суток две отдельные разрезные балки, была выполнена экспериментальная установка /рис. 1 /. Балка А своим левым концом опирается на постоянную опору, а ее правая постоянная опора представляет собой динамометр. Предусмотрена подклинка динамометра для уничтожения начального смещения промежуточной опоры . Балка Б опирается на удаляемую в момент времени $\tau_3 = 175$ суток левую опору и постоянную правую опору. В момент времени $\tau_3 = 175$ суток произошло об"единение обеих балок и удаление временной опоры /поз.4 /, т.е. превращение экспериментальной модели в 2-х пролетную неразрезную балку.

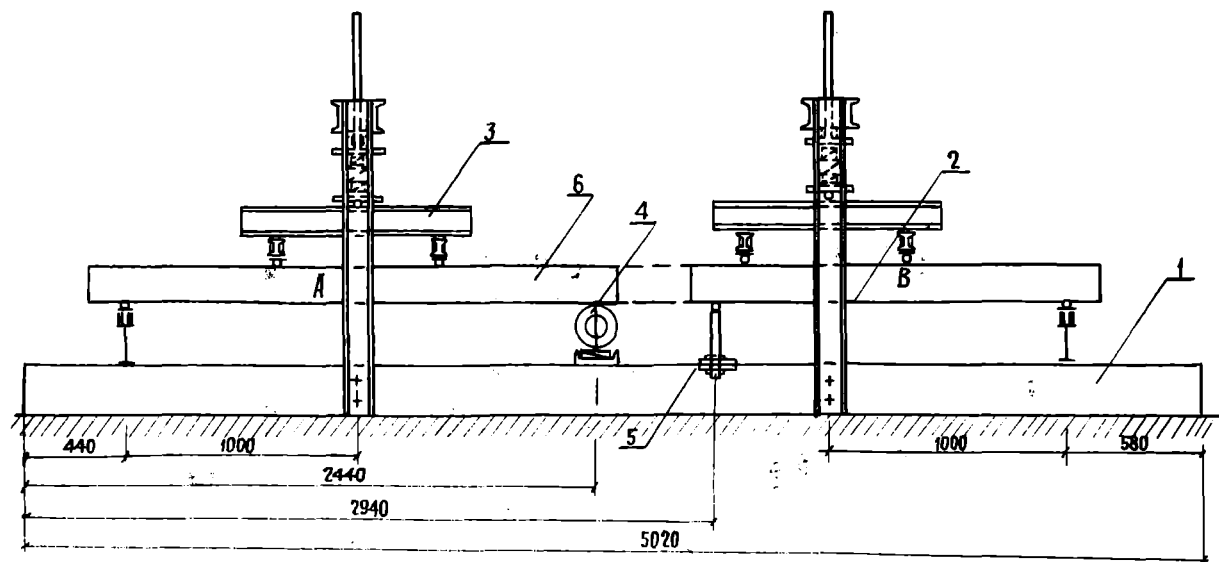


Рис. 1. Испытательный стенд

Металлическая балка коробчатого сечения, образованная из 2-х швеллеров № 20 /поз.1/, служила основой для опор балок. К ней прикреплены направляющие пружинных установок из швеллеров № 12 /поз.2/. Усилие сжатой пружины передается через металлическую прокладку на траверсу из двутавра № 10 /поз.3/, последняя передает усилие на балку /поз. 6 /. Одной из промежуточных опор служил динамометр, установленный на подвижных клиньях /поз.4/, другой – временная опора, основой которой являлось винтовое устройство /поз.5/, позволяющее убирать опору по ходу эксперимента. Перед загрузением все пружины и динамометры были протарированы.

На 56 сутки с момента бетонирования были произведен отпуск арматуры и балки выставлены на временные опоры. С этого момента времени балки работали как разрезные. Через 25 суток с момента отпуска арматуры было произведено загрузение балок длительно-действующими сосредоточенными силами 622 кг. Пригрузка балок была выполнена для того, чтоб привести в соответствие действующую на образцы длительную нагрузку с постоянной нагрузкой реальных пролетных строений. Кроме сил собственного веса и дополнительных сосредоточенных сил на образцы, работающие по схемам статически определенных балок, действовали еще силы предварительного обжатия. В таком состоянии образцы выдерживались 66 суток. В возрасте 147 суток было произведено объединение балок. Перед бетонированием стыков выпуски арматуры из образцов были сварены с помощью парных смещенных накладок. Арматура напряженных стыков /балки БН-1, БН-2, БН-3 / натягивалась механическим способом. Закрепленные на боковых поверхностях балок уголки служили упорами для 4-х тяг, с помощью которых производилась раздвижка балок, и таким образом, натягивалась арматура стыка. Усилие

натяжения арматуры контролировалось наклеенными тензодатчиками сопротивления с базой 10 мм и индикаторами 0,001 мм, установленными на арматуре стыка на базе 200 мм.

Состав бетона стыка был принят такой же, как и для балок. Активность цемента равнялась 550. Через 28 суток с момента бетонирования стыков, при прочности бетона в стыках 650 кг/см^2 , балки были раскрыты /убрана временная опора/ и стыки включены в работу. С этого момента балки начали работать как неразрезные двухпролетные. Непосредственно перед этим три балки с ненапрягаемыми стыками /Б-I, Б-II, Б-III/ были нагружены нагрузкой расположенной в середине правого пролета, подобранной таким образом, чтобы образовалась трещина в пределах ненапрягаемого стыка с раскрытием менее 0,2 мм. После образования трещин нагрузка, имитировавшая временную, была убрана. Эксперимент был прекращен на 291 сутки существования неразрезной системы при возрасте бетона сборных блоков 466 суток и возрасте бетона стыков 319 суток. Общая продолжительность испытаний, считая с момента отпуска арматуры сборных блоков, составила 410 суток. Во время кратковременных испытаний измерялись: величина опорной реакции, прогибы балок, деформации сжатого и растянутого бетона и арматуры. Прогибы измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Деформация балок измерялись индикаторами того же типа с ценой деления 0,001 мм.

В период длительных испытаний измерялись величина опорной реакции, прогибы балок, деформации сжатого и растянутого бетона и арматуры. В момент образования двухпролетных неразрезных систем измерялись прогибы возле опор-динамометров с помощью индикаторов 0,01 мм. Работа тензодатчиков сопротивления контролировалась показаниями конт-

рольных датчиков, наклеенных на материалы, аналогичные датчикам, работающим на балках. Одновременно с исследованием деформативности балок при длительном нагружении исследовалась ползучесть бетона в центрально сжатых призмах для определения величины характеристики ползучести при одноосном сжатии.

Экспериментальное исследование перераспределения усилий в неразрезных балках, образованных путем об"единения разрезных балок разными типами стыков, показало, что среднее значение реакции на промежуточной опоре-динамометре в момент об"единения и удаления временной опоры увеличилось с 655 кгс до 1445 кгс. Выдерживание под нагрузкой до момента затухания ползучести приводит к увеличению реакции до 1545 кгс. Приращение реакции с момента образования неразрезной системы составляет 100 кгс. Разница между экспериментальными данными, полученными для балок с обжатými стыками и для балок с необжатými стыками, незначительна и находится в пределах точности измерений. Полученные опытные кривые изменения прогибов и опорной реакции в опытных балках показывают, что происходит практически одинаковое перераспределение усилий во времени как в конструкциях с обжатými стыками, так и в конструкциях с необжатými стыками. Образование трещины в стыке почти не отражается на прогибах в пролетах балки.

При исследовании напряженного состояния необжатого стыка проанализировано влияние усадки бетона на трещиностойкость. Решена задача определения того момента времени $\mathcal{E}_\gamma$, когда трещина возникает от воздействия сравнительно малой /собственный вес/, далекой от трещинообразующей нагрузки, ползучести и усадки бетона. Считаем, что образование трещины происходит тогда, когда напряжение

в бетоне на уровне центра растянутой арматуры достигает величины $1,5 \cdot R_c$. Такой подход примерно соответствует подходу норм расчета транспортных сооружений /СН 365-67/ для плитных мостов, армированных стержневой арматурой. Данный критерий при принятии треугольно-треугольной эпюры в момент трещинообразования приводит к трещинообразующему моменту, соответствующему получаемому при прямоугольно-треугольной эпюре. Излагаемая ниже методика сохраняется и при принятии любого другого критерия.

К моменту образования трещины неизвестными являются: напряжение в бетоне на уровне центра верхней арматуры $\sigma_{\sigma\tau_1}^b$, напряжения в верхней и нижней арматуре $\sigma_{\sigma\tau_1}'$, $\sigma_{\sigma\tau_1}$ и сам момент времени t_1 . Решение такой задачи сводится к 4-м уравнениям:

уравнение проекций на продольную ось элемента:

$$\int_F \sigma_{\sigma\tau_1}^* \cdot dF + \sigma_{\sigma\tau_1} \cdot F_a + \sigma_{\sigma\tau_1}' \cdot F_a' = 0 \quad / 1 /$$

уравнение моментов относительно центра растянутой арматуры:

$$\int_F \sigma_{\sigma\tau_1}^* \cdot x \cdot dF + \sigma_{\sigma\tau_1}' \cdot F_a' \cdot (h_0 - a') + M_g = 0 \quad / 2 /$$

Уравнения совместности деформации арматуры и бетона записываем на основе общего уравнения линейной ползучести:

для нижней арматуры:

$$\frac{\sigma_{\sigma\tau_1}}{E_a} = \sigma_{\sigma 0}^n \left(\frac{1}{E_0} + C_{\tau_1} \right) + \int_0^{t_1} \frac{\sigma_{\sigma\tau}^n}{d\tau} \left[\frac{1}{E_t} + C_{\tau_1} - \eta(1-\eta)C_{\tau_1} \right] d\tau + \varepsilon_{y\tau_1} \quad / 3 /$$

для верхней арматуры:

$$\frac{\sigma_{\sigma\tau_1}'}{E_a} = \sigma_{\sigma 0}^b \left(\frac{1}{E_0} + C_{\tau_1} \right) + \int_0^{t_1} \frac{\sigma_{\sigma\tau}^b}{d\tau} \left[\frac{1}{E_t} + C_{\tau_1} - \eta(1-\eta)C_{\tau_1} \right] d\tau + \varepsilon_{y\tau_1} \quad / 4 /$$

где $\eta = \frac{y_{\sigma\tau_1}}{y_t}$.

здесь σ_{τ_1} - мера ползучести на момент образования трещины;
 $\epsilon_{y\tau_1}$ - относительная деформация усадки на тот же момент времени;

M_g - постоянный изгибающий момент.

Подынтегральные ядра в уравнениях совместности деформаций записываем на основе уточненного варианта модифицированной теории ползучести /упрощенный вариант теории упруго-ползучего тела, разработанный Я.Д.Лившицом и А.Я.Халпахчи/.

Учитывая, что перераспределение напряжений во времени происходит монотонно и однозначно и вызывается только наличием арматуры, вполне правомерно производить алгебраизацию интегральных уравнений на основе принятия некоторой функциональной зависимости между σ_{τ} и ϵ_{τ} . Как известно, наиболее точно и без усложнения математических выкладок эта возможность аппроксимируется параболической кривой второго порядка.

В указанную систему уравнений /1,2,3 и 4 / не входит в явном виде момент времени τ_1 , но входят неизвестные параметры ползучести и усадки бетона ρ_{τ_1} и $\epsilon_{y\tau_1}$. Эти параметры выражаются через τ_1 по формулам Щербакова-Кичигиной, которые в настоящее время входят в проект нового СНиПа по мостам:

$$\rho_{\tau_1} = \frac{\rho_k}{2} \sqrt{\frac{\tau_1}{\alpha}} \quad / 5 /$$

$$\rho_{\tau_1} = \frac{\rho_k \cdot \tau_1}{\alpha + \tau_1} \quad / 6 /$$

$$\epsilon_{y\tau_1} = \frac{\epsilon_{yt}}{2} \sqrt{\frac{\tau_1}{\alpha}} \quad / 7 /$$

$$\epsilon_{y\tau_1} = \frac{\epsilon_{yt} \cdot \tau_1}{\alpha + \tau_1} \quad / 8 /$$

φ_{ε} и ε_{yd} - соответственно предельные значения характеристики ползучести и относительной деформации усадки. α - показатель скорости развития во времени деформации бетона. Формулами / 5 / и / 7 / следует пользоваться при $\tau_1 < \alpha$, а формулами / 6 / и / 8 / - при $\tau_1 > \alpha$.

Как только образуется трещина, происходит перепад напряжений в арматуре и бетоне. Сразу после образования трещины, в момент τ_1 , неизвестными являются напряжение в бетоне на уровне верхней арматуры $\sigma_{s\tau_1}^{br}$, напряжения в верхней и нижней арматуре $\sigma_{a\tau_1}^{tr}$, $\sigma_{a\tau_1}^{br}$ и высота работающей зоны бетона x_{τ_1} / или глубина раскрытия трещины /.

В нашем распоряжении два уравнения равновесия, уравнение совместности деформаций верхней арматуры и бетона и уравнение, вытекающее из принятия гипотезы плоских сечений :

$$\int_{h_0-x_{\tau_1}}^{h_0} \sigma_{s\tau_1}^{br} \cdot dF + \sigma_{a\tau_1}^{tr} \cdot F_a - \sigma_{a\tau_1}^{br} \cdot F_a' = 0. \quad / 9 /$$

$$\int_{h_0-x_{\tau_1}}^{h_0} \sigma_{s\tau_1}^{br} \cdot x \cdot dF - \sigma_{a\tau_1}^{tr} \cdot F_a \cdot (h_0 - a') + M_g = 0. \quad / 10 /$$

$$\sigma_{a\tau_1}^{tr} = n \left\{ \left[\frac{(1-\alpha)\frac{2}{2-\eta}(4-3\eta) + R_0 \frac{2(3-2\eta)}{2-\eta} \frac{\varphi_{\varepsilon}}{3} \cdot \sigma_{s0}^b + \left[1 + (3\eta - \frac{\eta R_0(3-2\eta)}{2-\eta} - \frac{(1-\alpha)\eta(4-3\eta)}{2-\eta} \frac{\varphi_{\varepsilon}}{3}) \cdot \sigma_{s\tau_1}^b + (\sigma_{a\tau_1}^{br} - \sigma_{s\tau_1}^b) + E_0 \varepsilon_{ye\tau_1} \right] \right\}. \quad / 11 /$$

$$\sigma_{a\tau_1}^{tr} = \frac{n}{x_{\tau_1} - a'} \left\{ R_p \cdot (h_0 - a') + (h_0 - x_{\tau_1}) \left[\frac{(1-\alpha)\frac{2}{2-\eta}(4-3\eta) + R_0 \frac{2(3-2\eta)}{2-\eta} \frac{\varphi_{\varepsilon}}{3} \cdot \sigma_{s0}^b + \left[1 + (3\eta - \frac{\eta R_0(3-2\eta)}{2-\eta} - \frac{(1-\alpha)\eta(4-3\eta)}{2-\eta} \frac{\varphi_{\varepsilon}}{3}) \cdot \sigma_{s\tau_1}^b + (\sigma_{a\tau_1}^{br} - \sigma_{s\tau_1}^{tr}) + E_0 \varepsilon_{ye\tau_1} \right] \right\}. \quad / 12 /$$

Уравнение /II/ - уравнение совместности деформаций верхней арматуры и бетона, записанное в алгебраической форме на основе последнего варианта модифицированной теории старения и алгебраизации на основе параболической зависимости между подынтегральными величинами. Уравнение /I2/ - уравнение, записанное на основе гипотезы плоских сечений. В результате решения этой системы уравнений получим напряжение σ_{at} в растянутой арматуре, необходимое для определения ширины раскрытия трещины.

Далее исследуем перераспределение напряжений, происходящее во времени после образования трещины. Система уравнений для момента затухания ползучести будет иметь вид:

$$\int_{h_0-x_1}^{h_0} \sigma_{st}^{zt} \cdot dF + \sigma_{at}^T \cdot F_a - \sigma_{at}^{IT} \cdot F_a' = 0. \quad / 13 /$$

$$\int_{h_0-x_2}^{h_0} \sigma_{st}^{zt} \cdot z \cdot dF - \sigma_{at}^{IT} \cdot F_a' (h_0 - a') + M_g = 0. \quad / 14 /$$

$$\begin{aligned} \sigma_{at}^{IT} = & \eta \left[(1-d_0) \frac{t^2}{2\eta} (4-3\eta) + k_0 \frac{\eta(3-2\eta)}{2-\eta} \frac{y_{t2}}{3} \sigma_{s0}^6 + (y_{t1} - y_{t2}) \sigma_{s0}^6 + \right. \\ & + \left. \left[1 + (3\eta - \frac{\eta k_0(3-2\eta)}{2-\eta} - \frac{(1-d_0)\eta(4-3\eta)}{2-\eta} \frac{y_{t2}}{3} \right] \sigma_{st}^6 + (\sigma_{st}^{6T} - \sigma_{st}^6) \left[1 + (1-k_0\eta - 2\eta^2(1-d_0)) \frac{y_{t2}}{3} \right] + \right. \\ & \left. + (\sigma_{st}^{6T} - \sigma_{st}^6) \left[1 + (3-k_0(1-\eta)^2(1+2\eta) - (1-d_0)(1-\eta)^2(4-3\eta)) \frac{y_{t2}}{3} \right] + E_0 \epsilon_{st} \right] \end{aligned} \quad / 15 /$$

$$\begin{aligned} \sigma_{at}^T = & \frac{\eta}{x_1 a'} \left\{ \sigma_{st}^{IT} (h_0 - a') + (h_0 - x_1) \left[(1-d_0) \frac{t^2}{2\eta} (4-3\eta) + k_0 \frac{\eta(3-2\eta)}{2-\eta} \frac{y_{t2}}{3} \sigma_{s0}^6 + \right. \right. \\ & + (y_{t1} - y_{t2}) \sigma_{s0}^6 + \left. \left[1 + (3\eta - \frac{\eta k_0(3-2\eta)}{2-\eta} - \frac{(1-d_0)\eta(4-3\eta)}{2-\eta} \frac{y_{t2}}{3} \right] \sigma_{st}^6 + (\sigma_{st}^{6T} - \sigma_{st}^6) \left[1 + (1-k_0\eta - \right. \right. \\ & \left. \left. - 2\eta^2(1-d_0)) \frac{y_{t2}}{3} \right] + (\sigma_{st}^{6T} - \sigma_{st}^6) \left[1 + (3-k_0(1-\eta)^2(1+2\eta) - (1-d_0)(1-\eta)^2(4-3\eta)) \frac{y_{t2}}{3} \right] + E_0 \epsilon_{st} \right\}. \end{aligned} \quad / 16 /$$

В этих уравнениях неизвестными являются напряжения в бетоне σ_{st}^{br}

на уровне сжатой арматуры, напряжения в сжатой и растянутой арматуре σ_{at}^{r} и σ_{at}^r и напряжение в бетоне над устьем трещины σ_{st}^{rs} . Полагая неизменным значение $\chi_t = \chi_{st}$, находим все остальные неизвестные. При этом могут возникнуть такие случаи:

1. $\sigma_{st}^{rs} > R_f$. Это означает, что суммарное влияние усадки и постоянной нагрузки приводит к углублению трещины. Тогда задаем $\sigma_{st}^{rs} = R_f$ и из уравнений находим новые значения χ_t , σ_{st}^{br} , σ_{at}^r и σ_{at}^{r} .

2. $0 \leq \sigma_{st}^{rs} \leq R_f$ глубина трещины остается постоянной и никаких коррективов не требуется.

3. $\sigma_{st}^{rs} < 0$, т.е. происходит частичное закрытие трещины. Принимаем $\sigma_{st}^{rs} = 0$ /т.е. однозначная треугольная эпюра/ и из приведенных выше уравнений определяем новое значение χ_t и всех остальных неизвестных. Прделан числовой пример. В сечении свободно опертой на две опоры балки $l = 8,0$ м действует постоянный изгибающий момент. Сечение балки прямоугольное, $b = 18$ см, $h = 40$ см, $\alpha = 3,5$ см, $F_a = 12,56$ см². Момент в сечении $M_f = 38062$ кгс. см существенно меньше трещинообразующего.

Бетон марки 300. Параметры усадки: $\epsilon_t = 2,71$, $\epsilon_{st} = 35 \cdot 10^{-5}$; $\alpha_s = 0,5$. Загружение балки и отсчет усадки соответствует возрасту 28 суток. В результате решения трещина образуется на 73 сутки. Решение системы нелинейных уравнений производилось на ЭВМ по стандартной программе. Далее рассматривалась задача анализа напряженного состояния необжатого стыка, работающего с трещиной, вызываемой временной нагрузкой. В момент времени t_r добавляется момент M_p

от временной нагрузки, установленной в опасное для рассматриваемого сечения стыка положение. Если напряжение от M_p в сумме с напряжением σ_{st}'' /напряжение к моменту времени t_1 от длительного действия момента M_d от постоянной нагрузки/ больше $1,5 R_{ft}$, то в момент приложения временной нагрузки образуется трещина /напряжение от M_p вычисляется по формуле $\sigma_s = \frac{M_{p, \Sigma}}{J_{s, k}}$ /. Если момент M_p приложенный в t_1 не вызывает трещину, то уравнение /1,2,3,4 / следует решать, принимая за неизвестное t_1 и подставляя y_{t_1} и ϵ_{y, t_1} по формулам /5-8/. При этом σ_{st}'' принимается равным $1,5 R_{ft} - \frac{M_{d, \Sigma}}{J_{s, k}}$. Для момента образования трещины t_1 записываем уравнения /9-12/. Только в уравнения моментов добавляется еще и момент M_p . Как только удаляется временная нагрузка, основа происходит перераспределение напряжений. Неизвестными в момент удаления временной нагрузки будут : напряжение на уровне верхней грани бетона σ_{st}^{tr} , напряжения в верхней и нижней арматуре $\sigma_a^{tr}(t_1+dt)$ и $\sigma_a^{tr}(t_1+dt)$, напряжение в бетоне над устьем трещины $\sigma_s^{tr}(t_1+dt)$. Записываются уравнения /9-II/ и уравнение, вытекающее из гипотезы плоских сечений:

$$\frac{\sigma_a^{tr}(t_1+dt)}{E_a} = \frac{1}{x_{t_1}-a'} \left\{ \frac{\int_0^{x_{t_1}} \sigma_s(\eta, dt) (\eta_0 - a')}{E_s} + (\eta_0' - x_{t_1}) \left[\frac{\sigma_{s0}}{E_s} (1 + y_{t_1}) + \int_0^y \frac{d\sigma_{st}}{dt} \cdot \frac{1}{E_s} (1 + y_{t_1} - 2\eta(1-a_0)y_{t_1}) dt + \frac{\sigma_{st}^{tr} - \sigma_{st}^b}{E_s} + \epsilon_{y, t_1} \right] \right\} \quad / 17 /$$

Приведена методика определения перемещения нулевых точек во времени. В таблице I приведены величины приращения опорной реакции на промежуточной опоре /установка динамометра/, вычисленные на основе разных вариантов теории ползучести, и произведено сравнение с экспериментальными значениями. Из таблицы видно, что расчет железобетонных пролетных строений с изменяемой во времени

Таблица I

Наименование балки	Наименование теории ползучести	Приращение опорной реакции, кгс						Статистические оценки расхождения в %
		Собственный вес	Сосредоточенные силы	Силы предварительного напряжения	Усадка бетона	Суммарное расчётное	Суммарное экспериментальное	
1. Б-I	Классическая теория старения	2,8	140,8	-7,5	10,0	146,1	95,0	53,7
2. Б-II							97,5	49,8
3. Б-III							90,0	62,3
4. БН-I							100,0	46,1
5. БН-II							95,0	53,8
6. БН-III							102,5	42,5
1. Б-I	Модифицированная теория старения	2,4	76,7	-6,6	11,5	84,1	95,0	11,5
2. Б-II							97,5	13,7
3. Б-III							90,0	6,6
4. БН-I							100,0	15,9
5. БН-II							95,0	11,5
6. БН-III							102,5	17,9
1. Б-I	Упрощенный вариант упругого ползучего тела	2,8	83,3	-7,4	11,7	90,3	95,0	4,9
2. Б-II							97,5	7,4
3. Б-III							90,0	0,3
4. БН-I							100,0	9,7
5. БН-II							95,0	4,9
6. БН-III							102,5	11,9

статической схемой на основе "классической" теории старения приводит к существенной и недопустимой ошибке при определении перераспределения усилий во времени. Расчет на основе модифицированной теории старения с постоянным коэффициентом обратимости деформаций ползучести приводит к удовлетворительным результатам /расхождение $\bar{\Delta} = 12,8 \% /$. Расчет на основе модифицированной теории старения с переменным коэффициентом обратимости деформаций ползучести приводит к уточнению решения по сравнению с результатами, полученными по модифицированной теории старения с постоянным коэффициентом /расхождение между теоретическими и опытными данными составляет $\bar{\Delta} = 6,5 \% /$. Проведенное сравнение экспериментальных и расчетных данных подтвердило правомерность пренебрежения влиянием локальной трещины в пределах стыка на вводимые в расчет жесткости. Опыты подтвердили практически одинаковое перераспределение усилий во времени как в конструкциях с обжатыми стыками, так и в конструкциях с необжатыми стыками. Среднее приращение опорного момента на момент времени t / окончание опыта / в балках с обжатыми стыками составило $M_t^{опер.} = 9900 \text{ кгс} \cdot \text{см}$ и в балках с необжатыми стыками $M_t^{опер.} = 9400 \text{ кгс} \cdot \text{см}$.

ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Впервые проведенное экспериментальное исследование перераспределения усилий в модели неразрезного преднапряженного пролетного строения с изменяемой во времени статической схемой подтвердило правомерность расчетных данных, полученных на основе модифицированной теории старения.

2. В неразрезных пролетных строениях, образованных из унифицированных сборных разрезных элементов, объединение обхватами и необхватами стыками является равноценным; выбор тех или иных типов стыков должен решаться их технологичностью.

3. Возможность применения необхватах стыков определяется шириной раскрытия трещин в них; необходимое для определения ширины раскрытия трещины значение напряжения в арматуре рекомендуется находить по изложенной в работе методике с учетом перепада напряжений в момент образования трещины, изменения напряжения во времени и изменения напряжения при повторных нагружениях в период до затухания ползучести.

4. При расчетах трещиностойкости обязательным является учет влияния усадки бетона, который также рекомендуется производить по приведенной в работе методике.

5. Определение усилий в пролетных строениях с изменяемой во времени статической схемой рекомендуется производить на основе модифицированной теории старения с переменным во времени коэффициентом обратимости деформаций ползучести /принятие переменного коэффициента обратимости деформаций ползучести при однократном измене-

нии статической схемы в проведенном эксперименте повысило точность расчетных данных по сравнению с данными, полученными на основе модифицированной теории с постоянным α , почти в два раза; при многократном изменении статической схемы можно ожидать более существенного расхождения экспериментальных данных по сравнению с данными, полученными на основе теории с постоянным α ; недопустимым является расчет неразрезных пролетных строений мостов с изменяемой во времени статической схемой как образовавшейся сразу неразрезной системы без учета истории ее образования.

Основное содержание диссертации отражено в следующих работах автора :

1. Исследование влияния типов стыков на работу неразрезных пролетных строений. Промежуточный отчет по госбюджетной теме У.08. 76067435. Б.671570 "Разработка и исследование рациональных конструкций, технико-экономический анализ и совершенствование методов расчета неразрезных и рамных железобетонных мостов" КАДИ, кафедры строительных конструкций и мостов. Киев - 1977 (соавтор - Онищенко М.М.).

2. Исследование напряженного состояния необжатого стыка. Промежуточный отчет по госбюджетной теме У.08. 76067435. Б.735018 "Разработка и исследование рациональных конструкций, технико-экономический анализ и совершенствование методов расчета неразрезных железобетонных мостов". КАДИ, кафедра строительных конструкций и мостов. Киев- 1979 (соавтор Лившиц Я.Д.).

3. Определение напряжений в железобетонных балках, работающих с трещинами, которые вызываются совместным действием усадки бетона и длительной нагрузки. УкрНИИМТИ. Библиографический указатель ВИНТИ "Депонированные рукописи", Киев. 1979, №7/93.

4. Исследование напряженного состояния ненапрягаемых стыков сборных предварительно-напряженных железобетонных конструкций. УкрНИИТИ. Библиографический указатель ВИНТИ "Депонированные рукописи". Киев. 1979, №7.

5. Применение необжатых стыков в мостостроении. "Промышленное строительство и инженерные сооружения". Киев. "Будівельник", 1979, №3.

БФ 28710. Подпис. к печ. 19/X 1979 г. Формат бумаги 60x84¹/16.
Учизд. л. 1. Усл. печ. л. 1,5. Заказ 732. Тираж 100.

Научно-исследовательский институт строительного производства
Госстроя УССР
Фотопечатная лаборатория НИИСП Госстроя УССР, Киев,
И. Климеяко, 5/2.