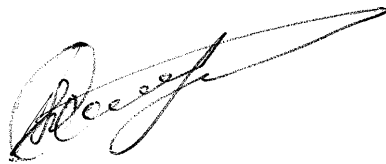


оч[^]ооиз[^]-

СУМСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ

на правах рукописи

СЕМИРНЕНКО ЮРИЙ ИВАНОВИЧ



УДК 624.072.2

**РЕГУЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО - ДЕФОРМИРОВАННОГО
СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК**

05.23.01- строительные конструкции, здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:

Фомица Леонид Николаевич

доктор технических наук, профессор

СУМЫ - 1998

СОДЕРЖАНИЕ

Введение		5
Раздел 1. Анализ способов регулирования напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций		9
1.1. Общие соображения.....		9
1.2. Повышение трещиностойкости и жесткости железобетонных балок, армированных высокопрочной арматурой путем предварительного напряжения		10
1.3. Проблемы использования неметаллической арматуры из синтетических материалов		14
1.4. Способы предварительного напряжения арматуры		19
1.4.1. Натяжение арматуры на упоры.....		19
1.4.2. Натяжение арматуры на бетон		20
1.4.3. Преднапряжение без сцепления арматуры с бетоном.....		27
1.4.4. Преднапряжение крупноразмерных железобетонных конструкций.....		28
1.4.5. Локальное преднапряжение		29
1.4.6. Преимущества и недостатки предварительного напряжения.....		31
1.5. Регулирование усилий при помощи шпренгельных систем.....		32
1.6. Предпосылки к разработке регулирования напряжений и деформаций в железобетонных конструкциях при помощи механизмов.....		36
1.7. Задачи исследования		40

Раздел 2. Теоретические основы регулирования напряжений в изгибаемых элементах	42
2.1. Особенности распределения усилий в железобетонных балках	42
2.1.1. Распределение напряжений	42
2.1.2. Распределение деформаций и перемещений	45
2.1.3. Исследования железобетонных конструкций по методу конечных элементов.....	49
2.2. Анализ армирования железобетонной балки	53
2.2.1. Принципы подбора сечений арматуры	53
2.2.2. Влияние отогнутой напрягаемой арматуры на несущую способность балки	57
2.2.3. Рациональная схема армирования	59
2.3. Рациональные схемы регулирования усилий и деформаций.....	61
2.3.1. Идеализированная схема регулирования	61
2.3.2. Предлагаемые схемы регулирования	63
2.4. Выводы по второму разделу.....	81
Раздел 3. Экспериментальные исследования железобетонных балок с регулированием напряжений и деформаций	82
3.1. Цели и задачи эксперимента	82
3.2. Характеристика образцов	83
3.3. Стенд для экспериментальных исследований.....	91
3.3.1. Конструкция стендов.....	91
3.3.2. Нагружающие приспособления	93
3.3.3. Механизмы для регулирования деформаций	95
3.4. Методика эксперимента.....	98
3.4.1. Режимы нагружения	98

3.4.2. Установка измерительных приборов.....	99
3.4.3. Методика обработки результатов	101
3.5. Результаты экспериментальных исследований.....	102
3.5.1. Характер развития трещин	102
3.5.2. Деформации и напряжения в арматуре	103
3.6. Выводы по третьему разделу.....	109
Раздел 4. Практические рекомендации по производству и применению балок с механизмами для регулирования напряжений и деформаций	110
4.1. Особенности изготовления балок с механизмами для регулирования напряжений и деформаций	110
4.1.1. Требования к изготовлению балок с применением... плоских домкратов в качестве регулирующих механизмов	110
4.1.2. Указания по применению данных конструкций.....	114
4.2. Рекомендации к применению плоских домкратов для регулирования напряжений и деформаций	114
4.3. Пример использования регулирующих механизмов для усиления железобетонных покрытий.....	123
4.4. Возможности применения данного типа механизмов в других отраслях.....	126
4.5. Экономическая эффективность настоящей работы.....	131
4.6. Выводы по четвертому разделу	136
Выводы.....	137
Список используемых источников	139
Приложения.....	150
Приложение А	151
Приложение Б.....	165
Приложение В.....	168

ВВЕДЕНИЕ

Армирование сборного и монолитного железобетона в странах СНГ требует около 10 млн. тонн стальной арматуры, в том числе и проката на закладные детали. Снижение материалоемкости железобетонных конструкций представляет серьезную научно-техническую проблему, от успешного решения которой существенно зависит повышение эффективности строительства в целом, улучшение объемно-планировочных решений, индивидуальность, экономичность, архитектурная выразительность зданий различного назначения.

Одним из основных путей решения этих проблем является применение предварительного напряжения. Из-за повышения трещиностойкости и жесткости конструкций оно позволяет не только увеличить размеры перекрываемых пролетов, но и снизить металлоемкость за счет появляющейся возможности использования сталей повышенной и высокой прочности.

Однако предварительное напряжение сборных конструкций перекрытий на предприятиях стройиндустрии требует существенных затрат металла на силовые опалубочные формы, расхода электроэнергии на преднапряжение арматуры и устройство высаженных головок, квалифицированного труда и т. д.

В настоящее время находят применение сборно-монолитные решения перекрытий в первую очередь с использованием мелкоштучных элементов, что значительно снижает упомянутые выше затраты.

Указанные конструкции не позволяют перекрывать пролеты более 6 м. Поэтому чрезвычайно важно проведение исследований и поиск таких конструкций, которые откроют возможность эффективного решения отмеченной проблемы.

В последнее время появились работы, направленные на создание и

внедрение механизмов для регулирования напряжений и деформаций в железобетонных балках, разработке различных схем механизмов, методик их расчета.

К числу таких разработок следует отнести способы локального предварительного напряжения, разработанные ХГТУСА и способы шпренгельного преднапряжения железобетонных конструкций. Специфика сборно-монолитных перекрытий с применением мелкоштучных изделий потребовали разработки такого основного сборного несущего элемента, который бы имел сравнительно небольшую массу, первоначально предварительно напрягался до монтажа, а затем автоматически получал дополнительное обжатие при приложении монтажной и эксплуатационной нагрузок, благодаря рациональной схеме работы.

Указанное предопределяет необходимость разработки принципов одно и двухэтапного локального предварительного напряжения, методики расчетного определения значения требуемой поперечной нагрузки для создания заданного натяжения арматуры, выявления особенностей работы конструкции на различных стадиях монтажа и эксплуатации. Учет выявленных особенностей в свою очередь поставил задачу построения методики расчета, которая бы смогла отразить характер напряженно-деформированного состояния конструкции на различных стадиях работы с учетом изменения формы поперечного сечения после устройства монолитной части. Представилось целесообразным разработать методику расчета предложенной конструкции с учетом диаграмм деформирования бетона и арматуры. Появление работ Л.Н. Фомицы по измерению напряжений в элементах железобетонных конструкций позволяет осуществить контроль за их напряженным состоянием. Появились также новые методы измерения деформаций и перемещений на основе лазерной интерферометрии.

разработке и эксплуатации железобетонных конструкций, предусматривающих уменьшение энергозатрат на изготовление, а также уменьшение излишних нормативных запасов как по первому, так и по второму предельным состояниям, при сохранении условий обеспечения требуемой надежности конструкции. Проведенные автором исследования направлены на разработку таких подходов.

Целью работы является поиск новых путей регулирования напряжений и деформаций изгибаемых железобетонных элементов на стадиях изготовления, нагружения и эксплуатации для обеспечения снижения энергозатрат при сохранении надежности.

Научная новизна работы состоит в следующем:

- предложены новые схемы и приспособления регулирования напряжений и деформаций в железобетонных балках;
- разработана методика испытания железобетонных балок с регулированием напряжений и деформаций;
- экспериментально подтверждена возможность регулирования деформаций растянутой зоны и напряжений в приопорных зонах балки при помощи механизмов;
- показаны пути расширения использования для армирования балок высокопрочной неметаллической арматуры при использовании регулирующих приспособлений;
- разработаны предложения по использованию балок с регулированием напряженно деформированного состояния.

Практическая значимость работы состоит в том, что предложенные принципы конструирования балок с механизмами регулирования и пред-

затраты на предварительное напряжение арматуры, использовать для армирования балок высокопрочные синтетические материалы, упростить технологию изготовления балок.

Достоверность результатов подтверждена экспериментальными исследованиями натуральных железобетонных балок, изготовленных по типовой серии 1.462.1-10/89 в лабораторных условиях на силовом стенде.

РАЗДЕЛ 1

АНАЛИЗ СПОСОБОВ РЕГУЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕНО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Общие соображения

Возможности регулирования усилий и перемещений давно привлекают внимание исследователей. Особенно эффективным оно оказывается при проектировании статически неопределимых стержневых систем, является одной из задач оптимального проектирования. Задачи такого рода возникают также при реконструкции и усилении элементов существующих сооружений.

Принцип регулирования усилий и перемещений в стержневых и континуальных системах подробно изложен в работе [33], где рассматриваются разные способы регулирования, например:

- изменением геометрической схемы сооружения;
- созданием усилий (перемещений), компенсирующих в определенной мере нежелательные усилия;
- подбором соотношений жесткостей элементов сооружения;
- выбором схем передачи нагрузки на сооружение в рабочих и монтажных стадиях.

При рассмотрении континуальных и дискретно-континуальных систем выделяются такие способы регулирования:

- способ смещения отдельных связей;
- способ изменения жесткости элементов;
- способ монтажа сборных элементов, включая выбор мест разрезки на

элементы.

Большинство из этих способов используется на стадии проектирования, когда путем варьирования расчетных схем, соотношения жесткостей элементов, разрезки на сборные элементы и т.п. можно получить оптимальное решение.

Другой класс задач требует разработки способов регулирования усилий и перемещений в существующих, эксплуатируемых конструкциях. Такие задачи возникают при усилении конструкций, особенно в статически неопределимых системах, где возможно разгрузить одни элементы за счет передачи усилий в другие, мало загруженные зоны.

Третий класс задач связан с созданием экономически эффективных конструкций с применением высокопрочных материалов.

Яркий пример этого класса задач - создание предварительно напряженных балок, армированных высокопрочной арматурой. Благодаря благоприятному перераспределению усилий и их регулированию в процессе нагружения балки, удалось существенно снизить их деформативность и раскрытие трещин, обеспечивая экономию стали.

Рассмотрим этот класс задач подробнее.

1.2. Повышение трещиностойкости и жесткости железобетонных балок, армированных высокопрочной арматурой путем предварительного напряжения

Бетон - основной конструкционный материал современного строительства. Он, как известно, хорошо сопротивляется сжатию, но в 10-15 раз слабее работает при растяжении.

Постановка в растянутой зоне бетонных конструкций стальной арматуры позволяет воспринять эти усилия, например, в изгибаемых элементах, и обеспечить полное использование больших возможностей бетона в

работе на сжатие. Соединенные бетон и сталь для совместной работы, представили качественно новый материал - железобетон.

Одним из недостатков железобетонных конструкций является их низкая трещиностойкость, особенно при использовании высокопрочной арматуры. При действии на железобетонную конструкцию внешних сил, в растянутой зоне бетона появляются трещины. В ряде случаев эти трещины не опасны и не мешают нормальной эксплуатации конструкции. Однако имеются конструкции, в которых трещины не допустимы, например в трубах, резервуарах, в конструкциях, работающих в условиях действия агрессивных сред и др. Это явилось предпосылкой применения предварительного напряжения железобетонных конструкций [11,20,21,27,50-52,75, 111,114].

В 1890 г. Генри Джексон, инженер из Сан-Франциско, впервые изобрел и применил предварительно напряженный железобетон [19]. Данный прием давно используется в различных областях техники. В строительстве же предварительное напряжение начало широко применяться с 40^х годов нашего столетия [20,51,58, ,112,113].

Предварительное напряжение в большинстве случаев создается путем натяжения арматуры и надежной ее анкеровки. Растянутая арматура, стремясь вернуться к первоначальной длине, обжимает бетон.

Предварительно напряженные конструкции по сравнению с конструкциями, выполненными без предварительного напряжения, кроме повышения трещиностойкости обладают рядом других преимуществ: большей жесткостью, дают возможность использовать экономически выгодную высокопрочную арматуру, перекрывать большие пролеты зданий и сооружений и т.п. Перечисленное выше позволяет уменьшить расход рабочей арматуры в конструкциях в 2 -2,5 раза. Одновременное применение бетонов повышенной прочности существенно уменьшает материалоемкость конст-

рукций, их массу, и как следствие, уменьшение нагрузок на фундаменты и другие сопрягаемые элементы.

Повышение трещиностойкости конструкций ведет к росту их долговечности, выносливости в случаях действия многократно повторных нагрузок.

Необходимо отметить, что преднапряжение, выполняемое существующими способами, не повышает прочность железобетонных конструкций. Однако значимость перечисленных выше достоинств преднапряженных конструкций обеспечила их широкое применение в практике строительства многих стран мира.

Наиболее широко предварительное напряжение используется в сборных и сборно-монолитных конструкциях [13,61,62,102]. Широко используется предварительное напряжение в конструкциях из других материалов: в стальных фермах, в каменных, кирпичных и деревянных конструкциях, а также для закрепления скальных и грунтовых оснований [19,54]. В тоже время в монолитных конструкциях оно используется значительно реже [20,55,58], что связано с серьезными технологическими трудностями. Поэтому преднапряжение в большинстве случаев, осуществляется в стационарных, заводских условиях. Тем не менее за последнее десятилетие все больше возводится зданий с предварительным напряжением в построечных условиях, хотя сдерживающим фактором по прежнему остается отсутствие эффективных способов его осуществления.

Напрягаемая арматура должна характеризоваться высокой стойкостью к релаксации, коррозионным и усталостным воздействиями [33].

По степени обжатия преднапряженный железобетон классифицируется на полностью напряженный, ограничено (ограничено преднапряженный) и частично преднапряженный, конструктивно преднапряженный [46].

Полное преднапряжение предлагает отсутствие растягивающих на-

пряжений в бетоне при действии полной полезной нагрузки. Однако следует учитывать растягивающее напряжение, возникающее в зоне анкеровки арматуры при спуске ее натяжения, главные растягивающие напряжения при срезе и кручении элемента, а также растягивающее напряжение, возникающее в поперечном направлении при действии сил сцепления или от температурных воздействий.

Ограниченное преднапряжение предполагает ограничение величины растягивающих напряжений в бетоне при действии полной эксплуатационной нагрузки.

Частичное преднапряжение используется в том случае, если нет ограничений на величину растягивающих напряжений в бетоне при полной эксплуатационной нагрузке. Ширину раскрытия трещин ограничивают установкой обычной ненапрягаемой арматуры.

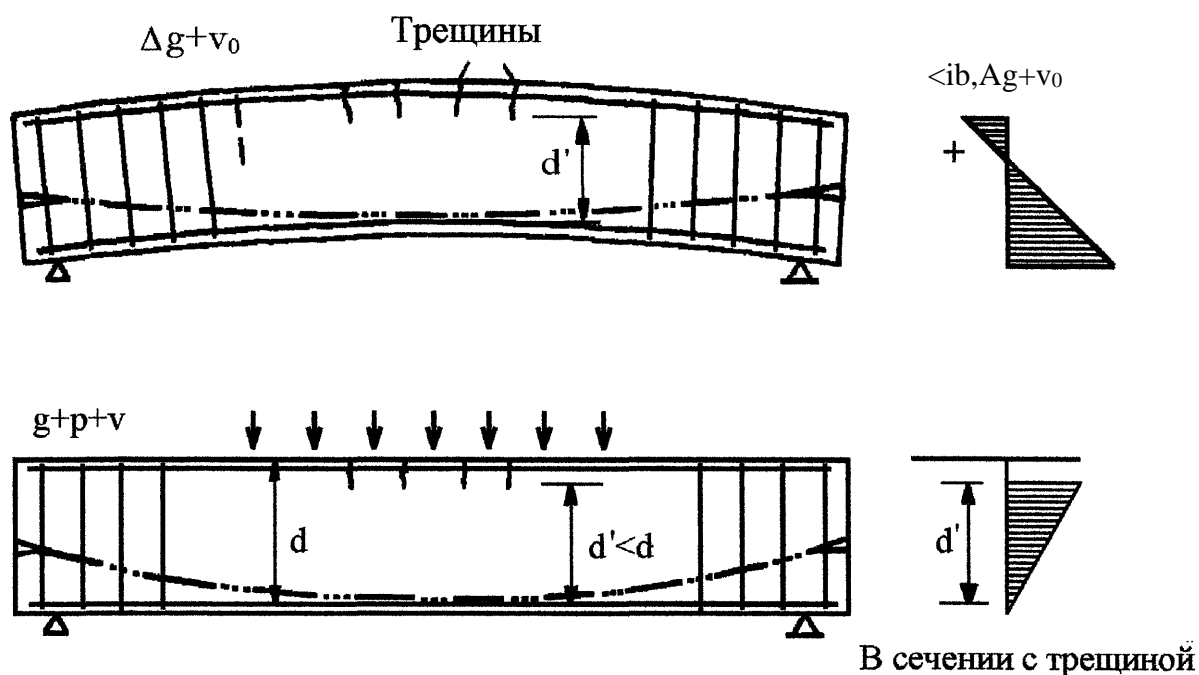


Рис. 1.1 Влияние высокой степени преднапряжения на полезную высоту сечения

Конструктивное преднапряжение применяется в несущих железобетонных конструкциях (кроме консольного типа), чтобы избежать устройства температурных швов и обеспечить монолитность работы при образо-

вании трещин (в массовых гидротехнических сооружениях), если напрягаемый арматурный элемент установлен только для повышения трещиностойкости и уменьшения деформативности конструкции и не учитывается при расчете ее несущей способности [49, 71, 110, 116, 117].

Высокая степень преднапряжения при действии части собственного веса элемента A_q может привести к образованию трещин в сжатой от внешней нагрузки зоне, которые под действием ползучести бетона раскрываются и уже позже, при загрузении, совсем не закрываются, что уменьшает полезную высоту сечения s_I (рис. 1.1.) [46].

1.3. Проблемы использования неметаллической арматуры из синтетических материалов

Армирование сборного и монолитного железобетона требует примерно 10% от выпуска годового проката в целом по стране. Значительно уменьшить расход стали позволяет организация производства и применение неметаллической арматуры [6, 83, 96].

Идея применения неметаллической арматуры (стекловолокна со связующими) для армирования бетонных конструкций впервые предложена в 1941 г. А. К. Буровым [14]. Однако исследования в этой области были начаты лишь спустя 20 лет и были обусловлены ускоренным развитием химической промышленности и производства сборного железобетона. Развитием идеи А. К. Букова занимались Р. Фрейсине, Ф. Леонгардт, А. А. Гвоздев, К. В. Михайлов, Н. П. Фролов, А. Л. Шагин и др.

Неметаллическую арматуру в настоящее время применяют во многих странах мира, что вызвано ее преимуществами перед стальной [6, 17]. В нашей стране имеются огромные возможности по изготовлению и применению неметаллической арматуры, в частности стекловолокнистой. Ос-

новные виды сырья для производства данного вида арматуры есть на территории Украины почти везде, а технология его производства достаточно несложная и освоена целым рядом заводов (г.г. Мерефа, Бердянск, Северодонецк и др.) [73].

Модуль деформаций стеклопластиковой арматуры в 4-5раза меньше, чем стальной. Поэтому ее можно применять лишь с предварительным напряжением. Так, в нашей стране применяют в основном стеклопластиковую арматуру, изготовленную на основе алюмоборосиликатного волокна. Эта арматура обладает высокой прочностью и используется, в основном, для преднапряженных конструкций вместо высокопрочной проволоки класса Вр-П. Но само преднапряжение стеклопластиковой арматуры вызывает целый ряд трудностей. Прежде всего не подходят для этой операции традиционные способы, используемые для стальной арматуры (натяжение на упоры, бетон, самонапряжение и др.). Из-за большой деформативности стеклопластика необходимы натяжные устройства, обеспечивающие перемещения порядка 1,5 см на 1м [83]. Серьезные трудности возникают при создании зажимов для стеклопластиковой арматуры. Из-за этих и других трудностей преднапряжение и само применение синтетической арматуры не нашло еще широкого распространения. В настоящее время стеклопластиковое армирование и преднапряжение стеклопластика применяется, в основном для внешнего армирования [83,96], выполнены разработки по применению шпренгельного напряжения стеклопластиковой арматуры [24,44,97]. Данного типа арматура нашла свое распространение в нашей стране для армирования конструкций, подверженных воздействию агрессивной среды, влаги, для изготовления несущих электроизолирующих изделий и конструкций, при строительстве радиопрозрачных зданий и конструкций.

Стеклопластиковая арматура, используемая в стеклопластбетонных

конструкциях, имеет механические характеристики, находящиеся в таких пределах [56,78,83,96]:

- временное сопротивление при разрыве, МПа - до 1800
- модуль упругости, МПа 4500-54000
- относительное удлинение при разрыве, % до 3

Расчетное сопротивление для данной арматуры назначают в зависимости от вида предельного состояния, по которому производится расчет конструкций, степени использования прочностных характеристик арматуры при продолжительном действии нагрузки, условий анкеровки, эксплуатационных условий работы конструкций и т.д.

Как уже отмечалось, стеклопластиковая арматура нашла более широкое распространение за рубежом. Для примера можно привести разработанные немецкой фирмой “Штрабаг Бау-АГ” и “Байер-АГ” стекловолокнистые композиционные арматурные стержни, получившие название “полистал”, состоящие из 68% алюмоборосиликатного стекловолокна и 32% ненасыщенной полиэфирной смолы [17]. Расположенные строго в продольном направлении стеклянные волокна общим числом 60 тыс. штук, диаметром примерно по 15 мкм образуют стержень номинальным диаметром 7,5 мм.

Механические характеристики этих и некоторых других материалов, используемых для армирования, приведены в табл. 1.1. Предел прочности, как видно из табл. 1.1, при продольном растяжении этого нового композиционного материала соответствует тому же порядку величин, как и у высокопрочных сортов стали для преднапряженной арматуры.

Фирмой “Штрабаг Бау-АГ” [17] было разработано анкерное крепление комбинированных пучков стержней посредством заливки в трубе. В профильной стальной трубе пучки стержней заливают специальным раствором синтетической смолы.

Сравнительные характеристики арматурных материалов

Материалы	Предел прочности при разрыве, МПа	Предел текучести при растяжении, МПа	Относительное удлинение, %	Модуль упругости, $\times 10^4$ МПа	Плотность, г/см ³
Арматурная сталь BSt500S	>550	>500	10	21	7,85
Сталь для преднапряженной арматуры SU470/1670	>1670	>1470	6	21	7,85
Полистал (68% стекловолокна)	1670	-	3,3	5,1	2,0
Тварон (арамидное волокно)	3150	-	2,0	12,5	1,45
Углеродное волокно	2800	-	0,7	40	1,75

Эти материалы применялись при анкеровке мачт для вооруженных сил ФРГ в 1980 г., было использовано в общей сложности 150 отдельных преднапряженных арматурных элементов диаметром 12-25 мм и длиной 1-50 м. Преднапряженные арматурные элементы регулярно контролируются техническим университетом г. Брауншвейга. Проведенные измерения не обнаружили каких-либо изменений материалов стержней [17].

Исследования [5,16,30] свидетельствуют о некоторой аналогии характера работы изгибаемых стеклопластбетонных элементов с железобетонными, однако при разработке способов их расчета, основанных на методах расчета железобетона, необходимо учитывать специфические свойства стеклопластиковой арматуры (СПА), оказывающие влияние на характер совместной работы арматуры и бетона [79].

На основании проведенных испытаний и анализа работ Р. Г. Литвинова, Л. Я. Самосюк и М. П. Фролова [96] была ими разработана методика расчета прочности изгибаемых стеклопластбетонных элементов, которая сводится к решению уравнения равновесия проекций действующих сил на горизонтальную ось балки и уравнения равновесия моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры. При этом дополнительные напряжения в растянутой арматуре определяются по следующей линейной зависимости:

$$\sigma_c = (R_c - \sigma_{sp}) \left(2 \frac{h_0 - X}{h_0 - X_{гр}} - 1 \right) \quad (1.1)$$

Граничная высота величины сжатой зоны бетона определяется:

$$X = \frac{3,5h_0}{\frac{R_{-CT}}{E} + 1000 + 3,5} \left(0,5 + \frac{\sigma}{R_c} \right) \quad (1.2)$$

Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны принята прямоугольной, а их величина - равной призменной прочности R_b .

В проведенных исследованиях большое внимание уделено определению потерь от релаксации напряжений в арматуре, которые для промежуточных стадий работы конструкций рассчитываются по формуле:

$$a_1 = 0,0075 a_{sp} t^{0,17}$$

где t - время в часах, прошедшее с момента натяжения арматуры.

Трещиностойкость и деформативность стеклопластиковых конструкций изучалась при испытании изгибаемых элементов [16,29,72,78,87].

Эти и другие исследования послужили основой для разработки “Рекомендаций по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой” [79], в которых методы расчета стеклопластиковых конструкций получили дальнейшее совершенствование.

1.4. Способы предварительного напряжения арматуры

Михайловым В. В. [58] предложена следующая классификация предварительно напряженных конструкций:

- с натяжением арматуры на упоры;
- с натяжением арматуры на бетон;
- сборно-монолитные;
- с зарегулированными деформациями;
- самонапряженные.

Рассмотрим более подробно способы натяжения арматуры.

1.4.1. Натяжение арматуры на упоры

Это наиболее распространенный способ предварительного напряжения. Он широко применяется на заводах железобетонных конструкций, специальных полигонах [19,58,69,70].

При этом способе арматура натягивается и закрепляется на внешних анкерных упорах. После этого укладывают бетон и выдерживают его до набора необходимой прочности на сжатие и сцепление. Затем арматура отпускается с упоров и напряжение передается на бетонный элемент. Напряжение может передаваться только при упругом укорочении бетона, и пока бетон не укоротился, напряженным он не будет [19]. Передача напряжения с арматуры на бетон возможна при необходимой длине зоны заанкеривания. Поэтому напрягаемую арматуру конструируют таким образом, чтобы зона передачи напряжений была как можно короче. Применяется гладкая проволока только малых диаметров, обычно 3мм. Свыше этого размера используют трех-, семи- и девятнадцатипроволочные пряди. В США наиболее широко применяют семипроволочные пряди диаметром от 9,5 до 12,7 мм. Пряди диаметром 15 мм широко используют в Англии и

недавно нашли применение в США. В большинстве европейских стран применяется проволока периодического профиля диаметром 5 и 8 мм. Поперечное сечение такой проволоки овальное, а вмятины, нанесенные через определенные промежутки на поверхности, обеспечивают механическое сцепление с бетоном. Надлежащие очертания профиля проволоки снижает ее чувствительность к концентрации напряжений и усталостным нагрузкам [9,59]

Исследования[58] показали, что склеивание арматуры с бетоном играет весьма важную роль для анкеровки, и оно в значительной степени определяется состоянием поверхности проволоки или каната.

Короткая зона передачи напряжений желательна в элементах, воспринимающих значительные изгибающие моменты вблизи торцов, например в консолях, железнодорожных шпалах и жестких узлах колонн.

Для ригелей, свай, балок, плит, т.е. для основной массы элементов, изготовляемых с предварительным напряжением, желательна относительно длинная зона передачи напряжения. При относительно длинной зоне передачи напряжений эти внутренние усилия распределяются на большом участке.

При затвердевании бетона не рекомендуется быстрый отпуск арматуры с упоров. Мгновенный отпуск натяжения автоматически вызывает нарушение сцепления на значительном участке (0,9-1,2 м). Поскольку условия отпуска при перерезке канатов автогеном не определены, поэтому к перерезанию канатов автогеном прибегают все реже [19,27,111,113,115].

1.4.2. Натяжение арматуры на бетон

Натяжение на бетон более трудоемко и применяют его главным образом в тех случаях, когда затруднено или невозможно натяжение на упоры, например, при строительстве мостов, при возведении монолитных

конструкций и др. [19,107].

При натяжении арматуры данным способом в начале изготавливают бетонный или слабоармированный элемент, в теле которого оставляют каналы или пазы для укладки напрягаемой арматуры. Размеры каналов должны быть больше диаметра напрягаемой арматуры. Так, Ф. Леонгардт [46] рекомендует для качественной инъекции канала цементным раствором для стержня диаметром 26 мм устраивать каналы диаметром 32 мм. Создают каналы, укладывая стальные гофрированные тонкостенные трубки, оставляемые в конструкции, или с помощью каналобразователей, извлекаемых из свежешелюженного бетона. Используются и некоторые другие способы для образования каналов в бетоне конструкции.

После того, как бетон затвердел и приобрел достаточную прочность (примерно 70 % от проектной), арматуру натягивают с передачей реактивных усилий не на упоры, как в предыдущем случае, а на бетон и при помощи анкеров удерживают в напряженном состоянии. Таким образом, натяжение арматуры и обжатие бетона в данном случае происходит одновременно. Вместе с обжатием бетона подвергается обжатию и арматура, не подвергаясь предварительному напряжению. После закрепления натянутой арматуры в анкерах для защиты ее от коррозии и для связи с бетоном силами сцепления каналы и пазы заполняют цементным или цементно-песчаным раствором.

При армировании элементов железобетонных конструкций иногда возникает необходимость в местах значительных поперечных сил арматуру устраивать в виде отогнутых стержней, воспринимающих главные растягивающие напряжения. При “натяжении на бетон” также могут выполняться перегибы для восприятия главных растягивающих напряжений. Весь процесс преднапряжения арматуры аналогичен преднапряжению прямолинейных стержней за исключением увеличения силы трения арма-

туры о стенки каналов, а также и в местах отгиба арматуры в конце балки анкерные плиты должны располагаться строго перпендикулярно арматуре.

Для снижения силы трения иногда пользуются подвижкой арматуры в канале вперед и назад на несколько дециметров до ее натяжения. Кроме того, рекомендуется выполнять натяжение с двух сторон для всех каналов, имеющих два криволинейных участка. В случае, когда уменьшить трение практически не возможно, необходимые потери на трение в каналах должны быть вычислены и учтены при определении необходимого усилия натяжения. Трение арматуры о стенки каналов можно уменьшить, применяя водорастворимые смазки, которые должны быть тщательно удалены из канала после натяжения арматуры. Этот способ можно применять тогда, когда использование других приемов затруднено [19,69,70].

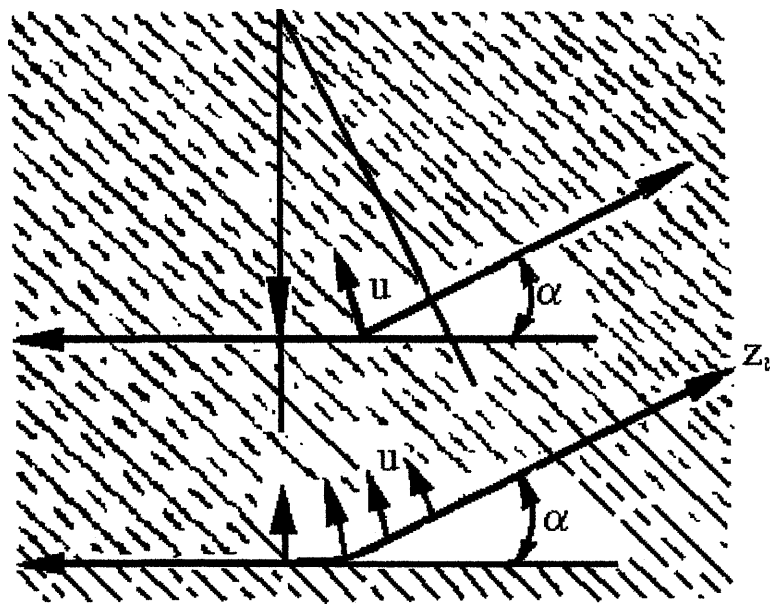


Рис. 1.2 Усилия в местах перегибов напрягаемых арматурных элементов

Усилия, возникающие в местах перегибов напрягаемых арматурных элементов, действуют в направлении биссектрисы образованных при этом углов, а при постоянной кривизне - нормально к их оси (рис. 1.2). При этом усилии U в месте перегиба в соответствии с работой [46] равно:

$$U = z_v a, \quad (1.4)$$

где z_v - растягивающее усилие, созданное натяжением;

a - угол перегиба

При радиусе кривизны r действующее в радиальном направлении усилие имеет величину [46]

$$U = \frac{z_v}{r}, \quad (1.5)$$

где V - усилие преднапряжения.

Натяжение в арматуре контролируется при натяжении на бетон - по окончанию обжатия. Несовпадения фактического удлинения с теоретическим, составляющее более 5%, должны быть тщательно проанализированы, выявлены причины и приняты необходимые меры .

Натяжение арматуры может выполняться следующими основными способами:

- механическим;
- электротермическим;
- электротермомеханическим;
- физикохимическим.

В производстве сборных преднапряженных конструкций наиболее распространен электротермический способ натяжения арматуры, который базируется на свойстве арматурных сталей удлиняться при нагреве и укорачиваться при охлаждении [19,76].

Укорочение стержня вследствие остывания определяется по зависимости

$$\Delta l = a l (t_1 - t_2) \quad (1.6)$$

где a - коэффициент температурного линейного расширения арматурной стали,

l - длина части арматурной заготовки, которая нагревается,
 t_1, t_2 - температуры стержня соответственно после нагрева и после остывания.

Удлинение арматуры, вызванное эквивалентным усилием натяжений F , составляет:

$$\frac{Fl}{A_s E_s''} \quad (1-7)$$

где, A_s - площадь сечения арматуры;

E_s - начальный модуль деформаций арматуры.

Используя зависимости (1.6) и (1.7), можно определить значение температуры, необходимое для создания требуемого натяжения, либо величину натяжения (длину заготовки) при заданной температуре. При этом учитываются возможные потери напряжений.

Температура нагрева стержней арматуры не должна превышать 350°C, проволочной - 300°C, т.к. в противном случае вследствие структурных изменений в стали будет иметь место уменьшение ее прочности. Указанное обстоятельство ограничивает возможности электротермического способа. Этот недостаток частично сглаживается при применении способов:

- разнотемпературного нагрева, предложенного Кобзевым А. П. Сущность его заключается в том, что в средней части стержня изгибающихся элементов, где усилия в арматуре максимальные, нагревают в соответствии с нормами до указанных выше пределов, а концевые участки, где усилие минимальное, до 500° С, т.е. заведомо идут на потерю прочности арматуры в тех местах, где она не требуется в регламентируемых пределах. Благодаря повышению температуры на концевых участках существенно увеличивается общее удлинение стержня, а значит и повышается усилие преднапряжения;

- термореактивного натяжения. Перед укладкой конструкцию обмазывают термореактивной смолой, после чего через арматуру пропускается электрический ток. Происходит нагрев и удлинение арматуры и спекание смолы. При остывании арматура пытается сократиться в длине, полимерная прослойка препятствует этому и передает обжатие на бетон[76].

Главным недостатком перечисленных выше способов является их высокая энергоемкость, необходимость в дорогостоящем оборудовании.

Менее энергоемким является электромеханический способ, представляющий комбинацию электротермического и механического способов одновременно. Особенно эффективно использование этого способа в случае криволинейной арматуры при натяжении ее на бетон, т.к. уменьшаются неравномерность напряжений и потери от трения.

Наиболее универсальным является механический способ, который применяется как при натяжении на упоры, так и при натяжении на бетон. Данный способ требует минимальных затрат электроэнергии. Натяжение осуществляется при помощи гидравлических или винтовых домкратов, рычагов, укладки или подвески грузов и др. [20,29,58,112]. Особо следует отметить эффективные системы механического натяжения, предложенные Леонгардтом Ф. [46]. В заводских условиях, в целях повышения производительности, используется групповое натяжение арматуры с помощью гидравлических домкратов.

К механическому способу натяжения относится навивка высокопрочной арматурной проволоки на стенки цилиндрических резервуаров с помощью специальных машин, в которых осуществляются перемещения тянущего устройства по горизонтальной окружности и каретки вдоль указанного устройства по вертикали. Следует отметить, что по данной технологии стенки резервуаров обжимаются и навивкой стеклопластиковой арматуры. В частности, это решение нашло применение в Финляндии. Гам-

баровым Г. А. и др. [19] разработаны и внедрены круглые колонны в спиральных стальных обоймах, создающих поперечное преднапряжение, значительно повышающее прочность конструкции. Разработаны аналогичные конструкции, получаемые обмоткой либо стекловолокном, либо стеклолентой с послойной пропиткой полимерным связующим. Намотка осуществляется в специальных машинах. Прочность конструкции возрастает в 10-15 раз, при этом обеспечивается защита от коррозии, морозостойкость, электроизоляция и др. [96,100].

Разработана также технология обмотки колонн стеклопластиковой арматурой в построечных условиях [12].

Эффективным способом непрерывного армирования преднапряженных железобетонных балок, плит является способ, разработанный Михайловым В. В. [58,68]. Сущность этого способа заключается в сматывании с бухт арматурных проволок, пропуску их по блокам натяжного агрегата и других специальных элементов, последующей навивки в натянутом состоянии на упоры и штыри опалубочной формы или стенда. Проволока натягивается станцией с противовесными грузами.

Намотка проволоки полностью автоматизирована, созданы специальные намоточные машины стационарного и самодвижущегося типов, стенды и др. [58].

Шагиным А. Л. был предложен способ напряжения бетонной конструкции без арматуры. Процесс изготовления изделий выполняется в две стадии:

- в будущей балке бетонируется первая ее часть (слой). После набора бетоном заданной прочности этот слой либо обжимается домкратами, либо изгибается;

- на первый слой укладывается второй слой. Когда прочность второго слоя доходит до заданной, усилие, обжимающее первый слой снимает-

ся. Первый слой стремится вернуться в исходное положение, но ему препятствует второй слой балки.

Следующий способ, предложенный тем же автором, является нанесение стеклопластикового армирования на бетон с последующим его обжатием. После завершения процесса полимеризации стеклопластика, обжатие снимается. Бетон стремится вернуться в первоначальное состояние, чему препятствуют стеклопластиковая арматура [83].

1.4.3. Преднапряжение без сцепления арматуры с бетоном

Возможность применения предварительного напряжения арматуры в конструкциях типа висячих в 1916 г. была предложена Вильсоном [21] и развита затем Дишингером Ф. Особый интерес для нас представляет предложенное Дишингером Ф. решение, в котором отсутствует сцепление арматуры с бетоном [112]. Эта система практически не отличается от обычной шпренгельной конструкции, хотя в ней предусмотрена возможность подтяжки арматуры. Таким образом, было предложено использование ступенчатости регулирования усилий в системе.

Идея Дишингера Ф. была развита Климовым Н. И. и Крамарем В. Г. [38] для изготовления железобетонных плит. Намотка проволочной арматуры осуществлялась без преднапряжения, что упростило технологичность. Арматура проходила вдоль боковых граней плиты, на расстоянии от них и на высоте 0,5 высоты сечения, что необходимо для создания конструкции шпренгельного типа. Арматура натягивалась по схеме пологой гибкой висячей нити, в которой при приложении поперечной нагрузки возникали значительные усилия. При этом имеющий место распор обжимает бетон плиты, т.к. концевые участки арматуры в виде петель в ней надежно заанкерены. Поперечная нагрузка создается с помощью струбцин, которые оттягивают ее вниз. Оттянутая арматура заводится под высту-

пающие из плиты консоли. Когда струбцины убирают - арматура передает приложенную поперечную нагрузку на плиту, выгибая ее вверх. Плита получает продольное обжатие за счет распора и предварительное напряжение за счет выгибания.

Предложенное Дишингером Ф. направление для преднапряжения железобетонных конструкций является весьма интересным, т.к. значительные усилия преднапряжения создаются малой поперечной нагрузкой [112]. Этот способ может использоваться не только для проволочной арматуры, но и для синтетической.

1.4.4. Преднапряжение крупноразмерных железобетонных конструкций

Нельзя не отметить способ преднапряжения крупноразмерных железобетонных конструкций с помощью гидравлических домкратов, установленных в швах между конструкцией и сборным блоком натяжения.

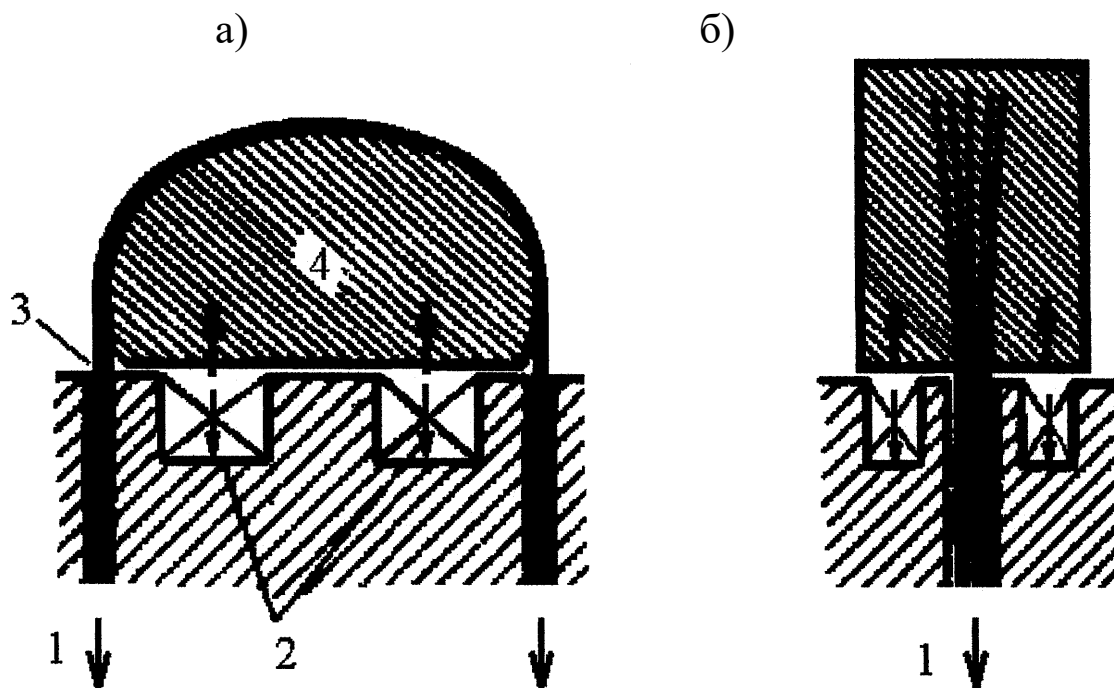


Рис. 1.3 Схемы анкерки: а) петлевой; б) веерообразный

1) пучок; 2) ниши для установки домкратов; 3) шов; 4) бетонный блок для натяжения арматуры.

Напрягаемую пучковую арматуру в этом случае анкируют в конструкциях. Одним из таких способов является способ Леонгардта-Бауэра, основанный на натяжении пучков арматуры с помощью сборных бетонных блоков преднапряжения [46,112].

Напряженные пучки заанкерены в виде петель (рис 1.3а) или с помощью веерных анкеров (рис. 1.3б) в крупных бетонных блоках. Гидравлические домкраты в таких случаях устанавливаются в специальных нишах. В шве оставляют свободное место, куда с помощью быстро твердеющего бетона или сборных бетонных блоков устанавливают необходимое удлинение напряженной арматуры [46].

1.4.5. Локальное преднапряжение

Основной идеей предлагаемого способа [21,40,43,82,99] является осуществление обжатия наиболее напряженной части изгибаемого элемента за счет использования работы арматуры по схеме гибкой пологой висячей нити при приложении к ней поперечной нагрузки. Схема локального предварительного напряжения изгибающего элемента показана на рис. 1.4.

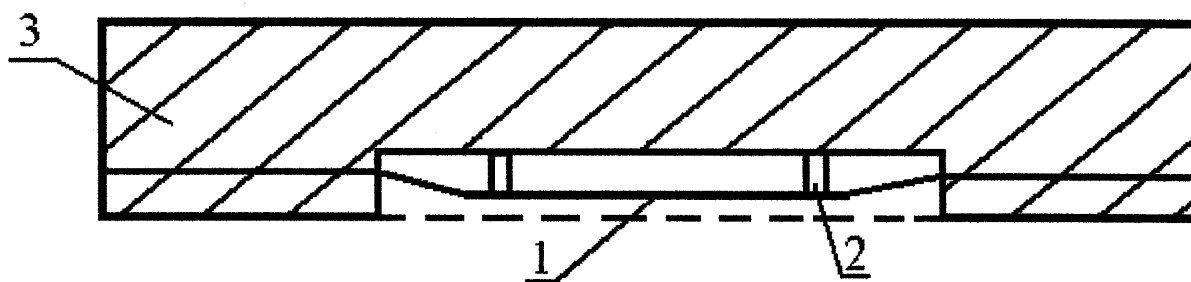


Рис. 1.4 Локально преднапряженный изгибаемый элемент

1-напрягаемая арматура; 2- упорный вкладыш;

3-изгибаемый элемент

Напрягаемая арматура в концевых, приопорных зонах элемента располагается непосредственно в теле бетона, после набора прочности кото-

рым она оказывается надежно заанкереной в отмеченных выше зонах. Это является одним из главных факторов разработанного способа предварительного напряжения. Основная часть длины напрягаемой арматуры находится вне тела бетона оголенной. Она располагается в пазах, специально оставленном при бетонировании конструкции. Размеры паза по ширине определяются расчетным количеством арматуры, которую целесообразно располагать в один ряд, что диктуется технологией осуществления предварительного напряжения и целесообразностью получения максимальной рабочей высоты сечения h_0 .

При этом расстояние между арматурными стержнями должно обеспечивать удобство приложения поперечной нагрузки и установки упорных вкладышей, укладку бетонной смеси для зачеканки паза после передачи обжатия на бетон, прохождения наконечника вибратора при зачеканке паза сверху. Очевидно, что расстояние между стержнями будет зависеть и от крупности фракций бетона, заполняющего паз. Изложенное выше позволяет в соответствии с СНиП 2.03.01-84 [86] назначать указанное расстояние не менее 25 мм при однорядном расположении арматуры и не менее наибольшего диаметра стержней.

Ненапрягаемая продольная рабочая арматура и поперечные стержни располагаются в стенках паза. Таким образом, предлагаемая конструкция является железобетонным элементом со смешанным армированием. Локальное предварительное обжатие набравшего требуемую прочность бетона элемента осуществляется приложением к оголенной напрягаемой арматуре поперечной нагрузки. Для обжатия предлагаемой конструкции арматуру целесообразно оттягивать двумя силами F_p , благодаря чему обеспечивается постоянство максимальной величины рабочей высоты сечения h_0 в зоне действия максимальных изгибающих моментов.

При приложении поперечной нагрузки F_p напрягаемая арматура на-

чинает работать как гибкая пологая висячая нить. Главной особенностью статической схемы работы указанной нити, которая используется в разработанном способе предварительного напряжения, является то, что в нем даже при приложении малой поперечной нагрузки возникает значительное продольное усилие, которое должно восприниматься опорными конструкциями [24].

1.4.6. Преимущества и недостатки предварительного напряжения

В результате предварительного напряжения железобетонных конструкций достигается:

а) снижение расхода стали на напряженную рабочую арматуру благодаря применению стали повышенной и высокой прочности;

б) увеличение сопротивления конструкции образованию трещин в бетоне, то есть трещиностойкость и ограничение раскрытия трещин;

в) увеличение жесткости конструкции, то есть уменьшение деформативности, благодаря чему можно перекрывать большие пролеты, строить высокие сооружения;

г) снижение веса конструкций в результате уменьшения размеров сечения и соответственно расхода бетона. Это в большинстве случаев приводит к снижению стоимости конструкции;

д) повышение выносливости конструкций, работающих под воздействием многократно повторяющихся нагрузок;

е) повышение пределов прочности конструкции в результате увеличения нагрузок, отвечающих упругой стадии ее работы;

ж) увеличение устойчивости предварительно напряженных центрально- и внецентраносжатых (с малым эксцентриситетом) гибких конструкций (столбы, мачты и т. д.), в результате чего существенно увеличивается критическая нагрузка и, следовательно предельная несущая

способность.

Основными недостатками предварительно напряженного железобетона являются:

- а) энергоемкость процесса натяжения;
- б) необходимость установки арматуры в сжатой зоне и дополнительное усиление опорных частей конструкции;
- в) значительный расход материала на силовую оснастку;
- г) сложность преднапряжения монолитного железобетона;
- д) слабое использование эффекта преднапряжения при эксплуатационных нагрузках;
- е) значительные потери предварительного напряжения составляющие более 45 % от усилия обжатия [19].
- ж) усложнение технологии изготовления по сравнению, с обычным железобетоном.

Несмотря на эти недостатки преднапряженный железобетон нашел широкое распространение в строительстве. В некоторых случаях применение предварительно напряженного железобетона является единственно возможным решением.

1.5. Регулирование усилий при помощи шпренгельных систем

В 1937 году У. Финстервальдером была запатентована конструкция балки с шарнирным стыком в середине пролета, которая имеет оголенную арматуру внизу, в пределах высоты конструкции. Вверху арматура закрепляется к торцам балки. Следует отметить оригинальность способа предварительного напряжения путем опускания поворотом одновременно обеих половин конструкции на арматуру благодаря наличию шарнира между указанными половинами. С применением данного способа в 1938 году в

Германии был построен путепровод под автострадой у Виденброка. Пролет путепровода составил 34,5 м [4,109]. В целях защиты от коррозии арматура в дальнейшем была обетонирована. Позднее эта система не применялась.

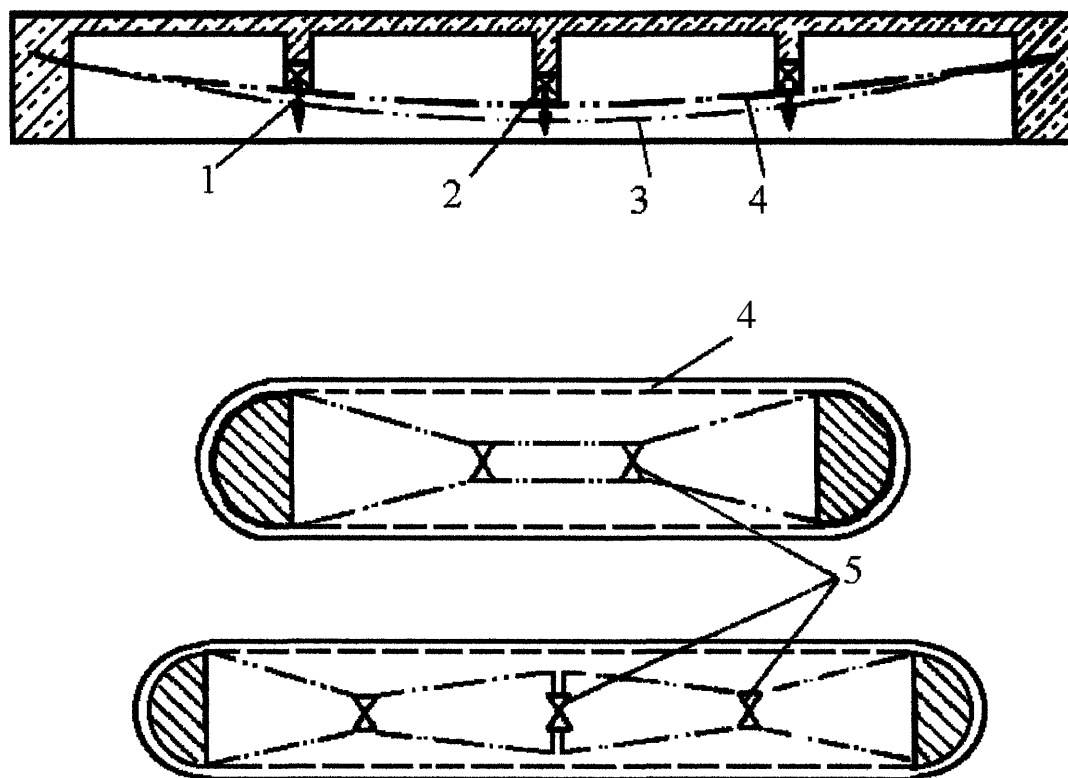


Рис. 1.5 Шпренгельное преднапряжение

1- направление оттяжения; 2 - домкраты; 3 - пучок после натяжения; 4 - пучок до натяжения; 5 - шпиндели

Идея шпренгельного преднапряжения была предложена и запатентована Ф.Дишингером в 1934 году. В соответствии с его патентом в 1936- 1937 году в Германии был возведен трехпролетный балочный мост в Уиде (Саксония) со шпренгельной арматурой из стали Ст.50 диаметром 70 мм [23,36].

Способ шпренгельного преднапряжения, названный Ф. Леонгардтом “ преднапряжение в направлении, перпендикулярном оси напрягаемой арматуры ” (рис. 1.5) [46].

Этот способ был применен для предварительного напряжения стен

нижнего этажа жилых домов в целях защиты их от оползней. Вдоль верха и низа стены пропускалась арматура, которая закреплялась на торцах стены. Затем посередине стены верхняя и нижняя арматуры стягивались, создавая обжатие по торцам. В стене пробивались борозды, в которых укладывалась напряженная арматура. Затем производилась защита арматуры от коррозии запеканкой борозд [45].

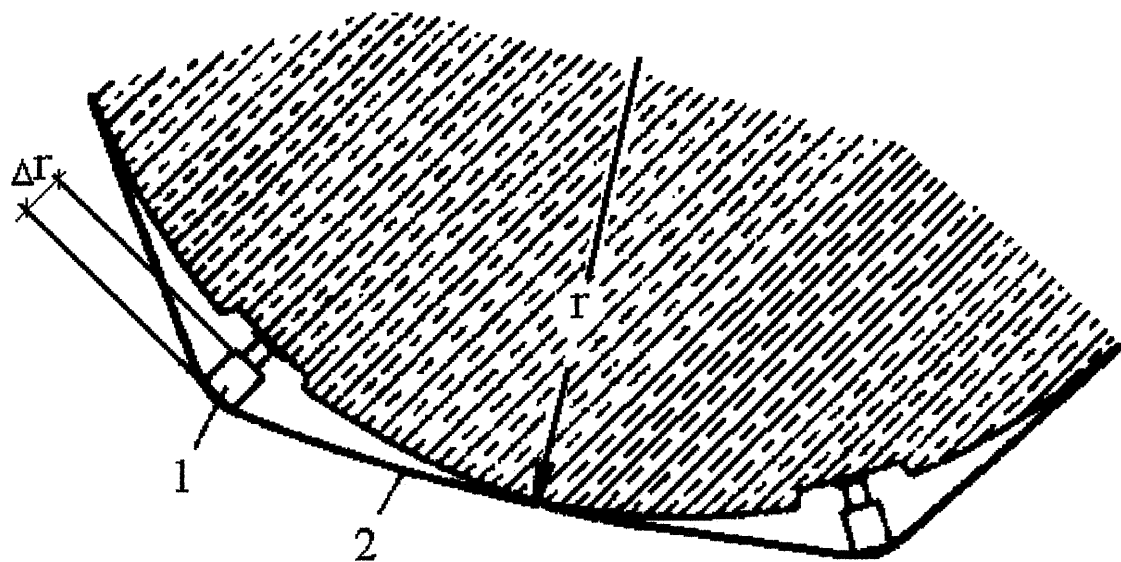


Рис. 1.6 Натяжение пучковой кольцеобразной арматуры с помощью домкратов, установленных по длине окружности
1-домкрат; 2-напрягаемый арматурный элемент; r -радиус конструкции; Δr -увеличение радиуса кольцеобразной арматуры в месте оттяжки домкратом.

Принцип шпренгельного преднапряжения использовался Ф. Леонгардом для крупных конструкций [45,114]. С помощью гидравлических домкратов в кольцевой напряженной арматуре создают радиальные распорные усилия (рис. 1.6). Величину перемещения при натяжении арматуры устанавливают удобным способом. Таким способом был выполнен по проекту Ф. Леонгардта, в Штутгарте (Германия) в 1954 году круглый фундамент радиотелебашни.

Михайловым В.В. в 1947 году было предложено перекрытие из параллельно расположенных впритык балочных элементов, выполненных из

пустотных шлакобетонных блоков [57]. Блоки в растянутой зоне армировались витками предварительно напряженной высокопрочной арматуры диаметром 2,5-4 мм. По торцам устанавливались блоки из тяжелого бетона, на которые передается обжатие. Торцевые блоки делались на 15-25 мм шире шлакобетонных, что обеспечивало просвет между внешней арматурой и блочным элементом из шлакобетонных блоков, необходимый для заполнения бетона при замоноличивании перекрытия в целом. В целях повышения жесткости конструкции в период транспортирования и монтажа верхняя проволока натягиваемой арматуры оттягивается вверх и фиксируется в двух точках с каждой стороны балок. Образуется шпренгельная конструкция. По шпренгельной схеме рассматриваемая конструкция работает до замоноличивания. После набора бетоном омоноличивания прочности, конструкция работает как обычный предварительно напряженный изгибаемый элемент.

Шпренгельная схема использования арматуры до замоноличивания является перспективной. Отмеченное подтверждается исследованиями, проведенными также Климовым Н.И. и Крамарем В.Г. [40]. Однако широкого применения в строительстве железобетонные конструкции с шпренгельным подкреплением не получили. Это прежде всего связано с низкой коррозионной стойкостью металлической шпренгельной части по сравнению с железобетонной балочной частью конструкции. Указанное несоответствие устраняется предложенной Шагиным А.Л. [12] комплексной конструкцией, где балочная часть представляет собой бетонный элемент в стеклопластиковой оболочке, а шпренгельная часть также выполнена из стеклопластика (рис. 1.7), весьма эффективно работающего на растяжение. Таким образом, обе части конструкции обладают одинаковой коррозионной стойкостью. Кроме того обе части являются диэлектриками.

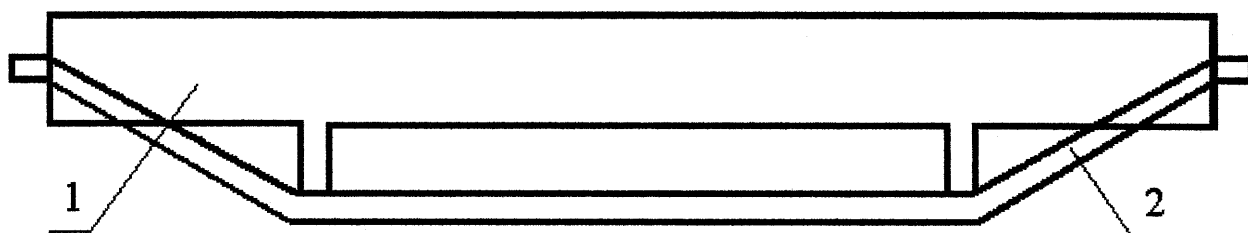


Рис. 1.7 Шпренгельная конструкция на основе бетона и стеклопластика

1- балка; 2 - шпренгель

По схеме работы такая конструкция является один раз статически неопределимой. Неизвестное усилие в шпренгеле определяется по зависимости :

$$X = \frac{784}{B_6} \cdot \frac{E_c A_c}{E_c A_c + B_6} \quad (1.8)$$

где B_6 - жесткость балочной части;

E_c и A_c - соответственно модуль деформации и площадь сечения стеклопластикового шпренгеля.

Несмотря на эффективность, шпренгельные системы в новом строительстве применяется весьма редко, но в реконструкции, при усилении несущих элементов они применяются в настоящее время достаточно часто [98].

1.6. Предпосылки к разработке регулирования напряжений и деформаций в железобетонных конструкциях при помощи механизмов

В отечественной и зарубежной практике находят применение случаи регулирования напряжений в конструкциях как во время возведения готовых конструкций, так и после их монтажа.

Таковыми примерами могут служить случаи применения тросовой арматуры при возведении мостовых пролетных строений с натяжением на бетон. Эти тросы располагают в открытых каналах, с целью последующей

их защиты от коррозии бетоном или раствором.

В связи с тем, что тросы обладают повышенной деформативностью, для уменьшения потерь предварительного напряжения их натяжение производят в два приема с выдержкой не менее тридцати минут. Применяют также повторное их натяжение (подтягивание) спустя один-два года после первичного натяжения. В период между первым и вторым натяжением тросы предохраняют от коррозии смазкой, а от внешних воздействий - металлическими кожухами [23,44].

Следует также отметить построение Э. Фрейсине взлетно-посадочной полосы на аэродроме « Мезон Бланш » в Алжире шириной шестьдесят метров и длиной две тысячи четыреста тридцать метров. Для экономии металла и удешевления стоимости сооружения принята оригинальная конструкция напряженной бетонной полосы без армирования на всем протяжении, кроме концов. Предварительное обжатие в плите поддерживалось концевыми упорами и посредством плоских домкратов. Для предотвращения потерь предварительного сжатия за счет усадки и релаксации напряжений проводилось на длительном промежутке времени периодическое дожатие арматуры. [58]

Известен также способ напряжения конструкции методом временного нагружения, которое осуществляется:

- напряжением арматуры возводимой железобетонной конструкции или сооружения;
- предварительным напряжением конструкции с обжатием конструкции или сооружения;
- регулированием усилий в отдельных элементах конструкции или сооружения в целом.

Напрягаемая арматура в этих конструкциях располагается в пенах или вне бетонного сечения и имеет связь с бетоном только в зоне опор за

счет концевых анкеров.

Данная схема применялась, как правило, в индивидуальных конструкциях не массового производства. [92]

В настоящее время в центре внимания мировой науки находятся проблемы управления напряженно-деформированным состоянием строительных конструкций [2]. Недавно созданная американскими и японскими учеными Международная Ассоциация по управлению конструкциями (JASC) провела первую международную конференцию по управлению конструкциями, на которой были представлены доклады более двухсот участников из многих стран мира.

Классическая строительная техника и традиционные строительные конструкции обычно используют геометрическую неизменяемость конструкций, а механизмы не применяют. Однако применительно к разработке систем автоматического управления НДС творческая композиция (синтез) конструкций и механизмов вполне оправдана и открывает новые качественные возможности систем автоматического управления напряженно деформированным состоянием (САУНДС) [70].

Интерес представляют источники энергии для управления САУНДС. Их можно разделить на внешние и внутренние. Внешние источники связаны, как правило, с подводом энергии (например, электрической, гидравлической или пневматической) и преобразования ее в механическую.

Неисчерпаемым эффективным внешним источником является отбор части энергии внешнего воздействия на конструкцию (например, ветровой, гравитационной, тепловой и др.) для реализации управления напряженно-деформированного состояния [1].

Внутренние источники энергии: потенциальная энергия, которой система “заряжалась” при ее создании (монтаже), например, энергия поднятых на высоту элементов системы, энергия элементов в виде сжатых

пружин и др.; энергия деформирования самой системы, которую можно использовать для передачи компенсирующих (регулирующих) воздействий в другие места системы, как своеобразные “толчки”.

Нормы по проектированию строительных конструкций предлагают подбор размеров поперечных сечений элементов конструкций выполнять на самые невыгодные комбинации нагрузок в комбинации с самыми невыгодными расчетными сопротивлениями. Последние совпадения бывают редко, и по этому в течение весьма длительного периода материал конструкции используется не в полной мере. Здесь не предусматривается управление запасенным материалом в период эксплуатации с целью его более эффективного использования.

Регулирование напряжения позволяет “разгрузить” опасные сечения за счет догрузки других и повысить жесткость конструкции. Преднапряжение создается на стадии изготовления или монтажа конструкций, а в период их эксплуатации, как правило, не изменяется.

Недостаток этого метода - величина преднапряжения, т.е. запасение или резервирование усилий, производится также для самых невыгодных комбинаций нагрузок, которые, как уже указывалось, редки в процессе эксплуатации, поэтому энергия преднапряжения используется не эффективно.

В методе многоступенчатого преднапряжения в значительной мере устраняются недостатки одноразового (одноступенчатого) преднапряжения. Здесь “запасение усилий-деформаций” и расходование их может производиться по мере надобности, т. е. и в процессе эксплуатации. Но здесь запасение энергии происходит только в виде предварительного напряжения, в то время как способы запасения механической энергии многообразны [2,3].

1.7. Задачи исследования

Из рассмотренного выше аналитического обзора видно, что в настоящее время предварительное напряжение нашло широкое применение в разных областях строительства.

Исходя из приведенного выше анализа, а также учитывая разработки Дишингера Ф., Климова Н.И., Леонгердта Ф., Шагина А.Л., Салия Г.Ш., Фомицы Л.Н., и др. в настоящей работе предложены новые способы регулирования напряженно деформированного состояния, а также разработаны механизмы для регулирования напряжений в железобетонных балках, армированных металлической, а также синтетической арматурой.

В работе решаются следующие задачи:

- проводится анализ напряженно-деформированного состояния балки с применением элементов теории упругости и современных методов с использованием ЭВМ, в частности метода конечных элементов;
- проверяется возможность уменьшения армирования разных зон и сечений балки, принятого в типовых сериях с использованием регулирующих приспособлений;
- предлагаются новые схемы обеспечения трещиностойкости балок на основе регулирования напряжений и деформаций;
- приводятся разработки схем исполнительных механизмов для регулирования напряженно - деформированного состояния балок;
- проводятся экспериментальные исследования балок с регулированием напряжений и деформаций.

Предложенные нами способы регулирования напряженно-деформированного состояния конструкций построены на:

- а) использовании вредной энергии, нагрузок, постоянной и переменной в процессе эксплуатации конструкции;

б) применение внешних источников энергии для управления напряженно деформированным состоянием конструкций в процессе эксплуатации;

в) совмещении внешней энергии с энергией действующих на конструкцию нагрузок.

РАЗДЕЛ 2

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

2.1 Особенности распределения усилий в железобетонных балках

2.1.1 Распределение напряжений

Главная особенность состоит в том, что изгибаемые элементы испытывают одновременное действие изгибающих моментов и поперечных сил (кроме случая чистого изгиба). Поэтому распределение усилий в разных зонах по длине пролета и высоте сечения элемента зависит от места и характера приложения нагрузок в пролете, а также от способа закрепления опор. Комбинация этих условий создает самые разнообразные варианты распределения усилий. Однако, наиболее распространенные виды конструкций: балки покрытий, плиты перекрытий и покрытий чаще всего испытывают нагрузку, близкую к равномерно распределенной, а закрепление их на опорах принимается шарнирным [10].

Рассматривая этот простейший случай, следует отметить, что плоское напряженное состояние балки, нагруженной равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузками исследовано в известных работах С.П. Тимошенко [63,90,91].

Приведенные в работах Тимошенко С.П. линии главных напряжений показывают места расположения наиболее опасных сечений и зон, в которых может начаться разрушение, появятся первые трещины по нормальным и наклонным сечениям. Следовало бы ожидать, что многолетний опыт проектирования железобетонных балок способствовал созданию совершенных конструкций с наиболее рациональным расположением арматуры. К сожалению, технологические особенности производства сборного

железобетона, стремление к типизации и универсальности привело к излишнему перерасходу арматуры в сечениях балок.

Специальные исследования, проведенные методом математического моделирования на ЭВМ по программе “МИРАЖ” подтверждают сказанное. Рассмотрим это на примере железобетонной балки двутаврового сечения пролетом 9 метров с напрягаемой арматурой. Балка разбита на прямоугольные конечные элементы длиной 0,2м в 9 рядов по высоте, как показано на рис. 2.1. Поперечное сечение конечных элементов в соответствии с размерами балки ширина 0,22м и 0,08м, высота 0,1м. В каждом конечном элементе вычислялись нормальные, касательные и главные усилия, а также углы их наклона к осям координат. Принято, что нагрузки на балку приложены к конечным элементам верхнего ряда по верхней грани в виде равномерно распределенных сил по длине балки. Опорные реакции приложены к крайним нижним конечным элементам, либо в виде сосредоточенных сил P , приложенных в центре тяжести элемента, либо в виде равномерно распределенной по длине 4 конечного элемента нагрузки интенсивностью $q_R = P/Zk$, приложенной снизу вверх.

Левый нижний узел балки закреплен от перемещений в направлении трех осей (x , y , z), правый нижний может свободно перемещаться вдоль оси балки (по оси x). Повороты торцов балки не ограничены.

Принято условно, что жесткость конечных элементов сжатой зоны определяется жесткостью бетона (т.е. влияние арматуры на жесткость балки в сжатой зоне не учитывается). Для элементов, работающих в растянутой зоне, жесткость определяется жесткостью растянутой арматуры без учета работы бетона на растяжение. Такое допущение не полностью отражает работу элементов в опорных зонах, где балка работает на растяжение по наклонным сечениям, а в ортогональных к трещинам направлениях - на сжатие. Однако, учитывая влияние поперечной арматуры, будем считать

стенку балки равнопрочной и равножесткой в обоих направлениях. Первоначальные расчеты проводились в упругой стадии работы балки. После определения усилий в конечных элементах производился пересчет модуля деформаций в конечных элементах в зависимости от величины напряжений в бетоне по формуле для секущего модуля [95].

$$E' = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1,56R_b}\right)$$

Найденные новые значения модуля деформаций использовались для корректировки жесткости конечных элементов, после чего проводилось повторное определение усилий и напряжений. По ним снова определялись значения модуля деформаций и корректировались жесткости элементов до полной сходимости результатов. Таким образом учитывалась физическая нелинейность деформирования бетона. Результаты расчетов приведены в приложении А.

Анализ напряженного состояния показывает хорошие совпадения теоретических данных, полученных методом классической теории упругости с расчетом по методу конечных элементов. Имея эти данные, легко рассчитать количество арматуры, необходимой в каждом конечном элементе и сопоставить с армированием типовой балки. Результаты такого анализа приведены в приложении Б. На рис. 2.2 показаны направления главных усилий в конечных элементах балки.

2.1.2. Распределение деформаций и перемещений

Деформации и перемещения отдельных конечных элементов балки формируют величину ее прогибов. Прогибы можно получить путем уравнения изогнутой оси балки [91], решение которого для балки со смешанной нагрузкой в сечении $X=l/2$ имеет вид:

45°	8	ч/37°	16	^{26°05'}	24	«^18°10'	32	■ч/Д^17°15'	40
/ч 43	7	γ 35°	15	γ/ 24°25'	23	16°45'	31	16°05'	39
41°	6	*-33°	14	γ 21°50'	22	15°20'	30	— 1_ ^24°00'	38
чγ/ 39°	5	*-32°	13	γ. 21°20*	21	14°10*	29	11°15'	37
4^ 37°	4	X-2Γ	12	X 19°10'	20	Y 12°50	28	γ 9°0'	36
Xγ/ 36°	7	27°	11	18°06'	19	ч^γ^11°55'	27	1 7°4W	35
X^ 33°	2	25°	10	163P'	18	ч^ 10°35'	26	5°E'	34
31°	1	ч^ ^23°	9	^15°03'	17	----- 1 -£50'	25	— 1Y10'	33
κ i	κ / κ								

Рис.2.2. Направления главных усилий в конечных элементах балки

S
»=
:
\$
-D
-T
S
C
E
C
E
O
D
C

$$5 \frac{1}{4} \Gamma 48 c^2 (4 ju) \quad (2.2)$$

$$384 EI \frac{1}{l^3} + 5 P^2 I^2 + 1) j$$

где $c = \frac{h}{l}$

h - высота балки прямоугольного сечения;

μ - коэффициент Пуассона;

l - пролет балки;

m - равномерно-распределенная нагрузка;

EI - жесткость балки

Второй член в скобках формулы (2.1) представляет собой выражение для изгиба от действия поперечной силы.

В нормах (СНиП 2.03.01-84) также учитывается влияние поперечной силы на изгиб балки при $l/h < 10$ так, что полный прогиб “ y ” представляется в виде суммы прогибов от действия момента и действия поперечной силы

$$y = y_m + y_c,$$

$$y_m = \frac{M_x O \Gamma_x y_x}{EI}$$

где $y_c \sim \frac{1}{2} D Q X Y X^2$ (2.3)

Γ_x - радиус кривизны балки ;

y_x - деформация сдвига.

$$\frac{1}{r_x} = \frac{M_s}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_{sp} A_{sp} + E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_f v} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 (E_{sp} A_{sp} + E_s A_s)} \quad (2.4)$$

$$y_x = \frac{1,5 Q_x \psi b_2}{\sigma b h_0} \varphi_{crc} \quad (2.5)$$

Мы не приводим здесь расшифровку всех обозначений в формулах

(2.3) и (2.4), отсылая читателя к СНиП 2.03.01-84.

Обратим внимание на то, что на кривизну балки, а значит и на ее изгиб сильное влияние оказывают жесткостные характеристики, особенно жесткость арматуры в растянутой зоне ($E_s A_s$). При армировании балок высокопрочной арматурой снижается требуемая площадь арматуры A_s , а модуль деформации арматуры не увеличивается, а даже несколько снижается. При армировании синтетической арматурой снижается как требуемая площадь, так и модуль деформации арматуры, в связи с этим деформативность балки возрастает, снижается ее трещиностойкость. Это приводит к необходимости предварительного напряжения арматуры и связанными с этим затратами и технологическими трудностями. Оказывается необходимым доводить напрягаемую арматуру до опор и надежно ее там анкерить, укреплять опорную зону местным армированием. Необходимо также обеспечить трещиностойкость сжатой зоны балки на период изготовления, транспортировки и монтажа, что требует армирования сжатой зоны [95].

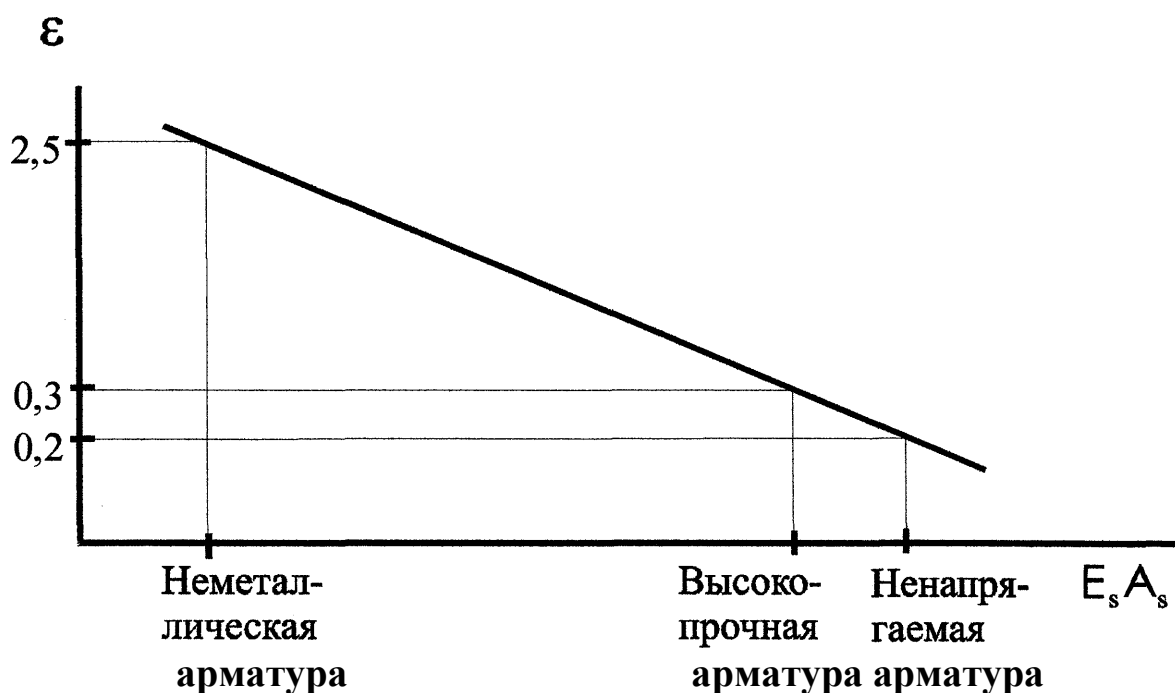


Рис.2.3 Зависимость деформаций КЭ от жесткости арматуры

Предварительное напряжение делает практически невозможным ис-

пользование части растянутой арматуры для восприятия усилий по наклонным сечениям в виде отогнутых стержней

Перемещения вычислены с учетом физической нелинейности деформирования бетона. Рассматривая перемещения вдоль оси X для конечных элементов нижнего ряда в сечениях, близких к длине пролета балки, видим, что их деформации зависят от жесткости арматуры. На рис.2.3 показана зависимость деформации КЭ от жесткости арматуры для конечных элементов нижнего ряда 1-45 (см. приложение А).

2.1.3. Исследования железобетонных конструкций по методу конечных элементов

Анализ развития методов расчета показал, что задача расчета, особенно сложных форм, практически может быть решена только с применением эффективных вычислительных алгоритмов, распространения метода конечных элементов, вычислительные операции которого сводятся к решению системы линейных алгебраических уравнений [31,80].

Рассмотрим возможности учета геометрических и физических особенностей конструкций при использовании для их расчета МКЭ.

Принципиальная сущность конечно-элементного анализа континуального двухмерного тела заключается в следующем:

1) исследуемая область делится воображаемой сеткой дискретизации на некоторое число конечных элементов, которые предполагаются взаимосвязанными в конечном счете угловых точек, расположенных на границах элементов. Обобщенные перемещение этих точек (их число неразрывно связано с принятым числом степеней свободы каждой узловой точки) представляют собой основные неизвестные параметры решаемой задачи, по аналогии с классическим методом перемещения;

2) вводятся какие-либо функции обобщенных перемещений, опреде-

ляющие их распределение внутри каждого элемента через условные обобщенные перемещения. Указанные функции однозначно определяют теперь поле деформации и усилий внутри элемента, в том числе на границах;

3) на основании принципа возможных перемещений строится так называемая матрица жесткости элемента, посредством которой сосредоточены в узлах элемента реакции, уравнивающие распределенные нагрузки и усилия на ее границах, выражается через обобщенные узловых перемещения;

4) матрицы жесткости отдельных элементов позволяют сформировать матрицу жесткости конструкции в целом, в результате чего задача сводится к решению системы линейных алгебраических уравнений относительно неизвестных узловых перемещений.

Задача определения неизвестных перемещений в МКЭ сводится к задаче минимизации полной потенциальной энергии, определенной в виде функции перемещений.

$$d(v + w) = 0 \quad (2.6)$$

где v - энергия деформаций конструкции;

W - потенциальная энергия внешней нагрузки.

Энергия деформаций конструкции или работа внутренних усилий определяется принятым нами функционалом энергии и основными соотношениями упругости. Выразим обобщенные перемещения через узловые в соответствии с формулой:

$$U(x,y) = F(x,y)\delta \quad (2.7)$$

Запишем условия Коши в виде

$$E = B\delta \quad (2.8)$$

где $\# = LF\{x>y\}$ - дифференциальный оператор.

Соотношением упругости, или законом Гука, принимаем

$$a = DE, \quad (2.9)$$

где D - матрица закона Гука.

С учетом выражения (2.7) соотношение упругости:

$$cJ = D/38 \quad (2.10)$$

Работа внутренних усилий и внешней нагрузки на возможных перемещениях запишется:

$$\int_s \delta^T \quad \int_s \quad (2.И)$$

Работа обобщенных реакций $R = \{R^T = R_f, R_r, R_m\} b$ узловых точках на возможных перемещениях:

$$A_{vivi} = \delta_{vivi}^T R \quad (2.12)$$

На основании принципа возможных перемещений

$$\int_s \delta_{vivi}^T R = \int_s E^T \delta_{vivi} a ds - \int_s U^T \delta_{vivi} g ds \quad (2.13)$$

С учетом соотношений (2.6), (2.5) и (2.9) получаем:

$$\delta_{vivi}^T R = \delta_{vivi}^T \int_s \delta F^T(x,y) g ds \quad (2.14)$$

Таким образом, матрица жесткости одного конечного элемента представляется в виде:

$$K = \int_s B^T D B ds \quad (2.15)$$

Вектор правых частей сформируется согласно выражению:

$$\int_s \hat{F}^T(x,y) g ds \quad (216)$$

Таким образом, основные соотношения для элемента (2) могут быть записаны в виде:

$$= \quad (2.17)$$

Если нужно удовлетворить условие равновесия в произвольной узловой точке z , то каждая из компонент $7?_z$ должна быть приравнена к сумме компонент сил от всех элементов, соединяющихся в этом узле.

Из рассмотренной выше схемы видно, что наиболее существенной операцией при получении матрицы жесткости отдельного конечного элемента является выбор интерполирующей функции $F(x,y)$.

Для того, чтобы компьютер принимал данные, необходимо ввести код, которым будет ставиться задача. После получения разрешения на ввод, заносим исходные данные для расчета. Предварительно нужно определиться, как расположить балку и разбить ее на отдельные конечные элементы. Конечный элемент может быть стержневой, плоский и объемный. Нами принимался для расчета балок плоский конечный элемент состоящий из 4 точек, т.е. прямоугольник, имеющий при этом координаты всех точек, значения которых вводят в ЭВМ, для сохранения информации. Балка закрепляется какими-то заданными связями. В нашем случае перемещение балки ограничено, с одной стороны, в вертикальном и горизонтальном направлениях, а с другой - только в вертикальном. Для придания конечным элементам какого-либо очертания соединяем точки линиями. Каждый элемент получает свой порядковый номер. В рассматриваемой балке 405 элементов. Для задания жесткости заполняем таблицу жестко-

Все результаты просматриваются на дисплее как в числовом выражении, так и в графическом. Также информация может быть распечатана на принтере (см. приложение А).

В итоге получена точная картина напряженно-деформированного состояния.

2.2. Анализ армирования железобетонной балки

2.2.1. Принципы подбора сечения арматуры

Практика проектирования железобетонных конструкций, нашедшая отражение в нормах(СНИП), выработала конструктивные требования к железобетонным элементам [86].

Изложим основные из них.

Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных балках должно приниматься для изгибаемых элементов не менее 0,05% от площади сечения бетона.

У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура, должна предусматриваться также поперечная арматура, охватывающая крайние продольные стержни, для предотвращения развития продольных трещин, т.е. обеспечивающая устойчивость сжатых стержней. При этом расстояние между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента должны быть не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

Балки и ребра шириной 150 мм и менее, работающие в основном на изгиб, могут армироваться одним плоским вертикальным каркасом, а шириной свыше 150 мм и при значительных нагрузках должны армироваться несколькими вертикальными сетками (каркасами).

В балках шириной свыше 150 мм число продольных рабочих стерж-

ней, заводимых за грань опоры, должно быть не менее двух.

В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней должны ставиться конструктивные продольные стержни с расстоянием между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1% площади сечения бетона, имеющего размер, равный по высоте элемента расстоянию между этими стержнями, по ширине - половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

В балочных конструкциях высотой более 150 мм, а также многопустотных плитах арматура проектируется преимущественно в виде пространственных каркасов.

Для предотвращения бокового выпучивания стержней сжатой зоны должна устанавливаться поперечная арматура, а ее конструкция должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

Диаметр хомутов в вязаных каркасах изгибаемых элементов должен приниматься, мм,

не менее:

при высоте элементов равной или не менее 800 мм - 6
тоже, более 800 мм - 8

Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней в сварных каркасах и сварных сетках, устанавливаемое из условия сварки.

Поперечная арматура в балочных конструкциях, устанавливается на приопорных участках, равных при равномерно распределенной нагрузке $1/4$ пролета, а при сосредоточенных нагрузках - расстоянию от опоры до ближайшего груза, но не менее $1/4$ пролета с шагом:

при высоте сечения элемента h равной или менее 450 мм - не более $h/2$ и не более 150 мм

при высоте сечения элементов h более 450 мм - не более $h/3$ и не более 500 мм.

На остальной части пролета при высоте сечения элемента h более 300 мм устанавливается поперечная арматура с шагом не более $3/4z$ и не более 500 мм.

Угол наклона отгибов к продольной оси элемента следует, как правило, принимать 45° . В балках высотой более 800 мм и в балках - стенках допускается увеличивать угол наклона отгибов в пределах до 60° , а в низких балках - до 30° .

Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее $2d$ от боковых граней элементов (d - диаметр отгибаемого стержня). Отгибать стержни, расположенные непосредственно у боковых граней элементов, не рекомендуется.

Отгибы стержней рекомендуется располагать симметрично относительно продольной оси балки.

Применение отгибов в виде “плавающих” стержней не допускается.

Для предварительно напряженной арматуры отгибание стержневой или проволочной арматуры, натягиваемой на упоры, может выполняться по дуге окружности диаметром от d до $30J$. При этом следует учитывать снижение прочности арматуры в зоне перегиба. Угол отгиба рекомендуется принимать не более 45° .

Отогнутую арматуру, натягиваемую на бетон, рекомендуется выполнять с криволинейным очертанием при угле наклона к продольной оси элемента не более 30° и при радиусе закругления:

а) для пучковой арматуры и канатов: при диаметре проволок в пучках 5 мм и менее и при диаметре канатов 6-9 мм - не менее 4м; при диаметре проволок в пучках 6-8 мм и диаметром канатов 12-15 мм - не менее

бм;

б) для стержневой арматуры: диаметром 25 мм - не менее 15 м, диаметром 25-45 мм - не менее 20 м.

При осуществлении мер, способствующих уменьшению трения напрягаемой арматуры по стенке канатов (тифлоновые прокладки, оболочки из синтетических материалов и др.), могут приниматься меньшие радиусы закруглений с соответствующим экспериментальным обоснованием.

У концов предварительно напряженных элементов в целях ограничения развития трещин вдоль напрягаемой арматуры должна быть установлена дополнительная поперечная или косвенная арматура (сварные сетки, охватывающие все продольные стержни арматуры, хомуты и т.п. с шагом 5-10 см) на длине участка не менее $0,6l_p$, а в элементах из такого бетона классов В7,5-В12,5 с шагом 5 см - на длине не менее l_p и не менее 20 см для элементов с арматурой, не имеющей анкеров, при наличии анкерных устройств - на участке, равном двум длинам этих устройств.

Концы узких ребер рекомендуется усиливать путем постановки закладных деталей - обойм с анкерными стержнями. Эти анкерные стержни можно учитывать при выполнении требований по предотвращению образования продольных трещин у торцов преднапряженных изгибающих элементов.

Для элементов с арматурой, имеющей внутренние анкера, указанная поперечная арматура может учитываться в расчете по прочности.

Для предотвращения образования продольных трещин у торцов преднапряженных изгибаемых элементов вследствие передачи усилий напрягаемой арматуры на бетон рекомендуется отгибание части продольной арматуры у опор элемента и распределение ее на торце равномерно по высоте; при этом часть отогнутой арматуры допускается выводить на верхнюю грань элемента.

Если напрягаемая продольная арматура располагается сосредоточенно у нижней или у нижней и верхней граней элемента, у торцов необходимо предусматривать дополнительную напрягаемую или не напрягаемую поперечную арматуру, располагая ее на участке длиной менее $1/4$ высоты элемента.

Напрягаемая поперечная арматура должна напрягаться ранее натяжения продольной арматуры усилием не менее 15% усилия натяжения всей продольной арматуры в растянутой зоны опорного сечения.

Допускается также применение приопорной поперечной арматуры в виде корытообразных сеток, охватывающих продольную арматуру.

СНиП 2.03.01.-84 предусматривает также расчет требуемой площади сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне.

Приведенный выше перечень конструктивных требований, с одной стороны, учитывает накопленный за много лет опыт проектирования и эксплуатации железобетонных конструкций. С другой стороны, бездумное использование этих требований, приводит к нерациональному армированию сечений, перерасходу арматуры. Попробуем показать это на примере анализируемой балки. Для этого сопоставим усилия в каждом конечном элементе с количеством и расположением в нем арматуры в соответствии с типовой серией 1.462.1-10/89(7)]. Проводя такой анализ будем учитывать приведенные выше конструктивные требования. В результате анализа выявим излишнюю арматуру в каждом конечном элементе. Результат такого анализа приведен в приложении Б, В.

2.2.2. Влияние отогнутой напрягаемой арматуры на несущую способность балки

Как известно, на железобетонную балку одновременно с изгибающими моментами воздействует поперечная сила, что вызывает необходи-

мость устройства поперечной арматуры. Количество ее определяют расчетом и по конструктивным требованиям.

Вместо поперечных стержней или в дополнение к ним в балках можно применять наклонные стержни. Они работают эффективней поперечных стержней, поскольку больше соответствуют направлению главных растягивающих напряжений балки. Однако из-за усложнения изготовления балок предпочтение отдают поперечной арматуре. Но все же при армировании балок вязаными каркасами для экономии стали и улучшения конструкции каркаса целесообразно устройство отгибов части продольных рабочих стержней. Армирование криволинейной напрягаемой арматурой более всего отвечает очертаниям траекторий главных растягивающих напряжений и потому наиболее рационально, хотя оно и сложнее, чем армирование прямолинейной арматурой [15,25,34].

В работах Ф. Леонгардта [45]; Х. Бахмана [108] рекомендуется при наклонных напрягаемых арматурных стержнях на опорах в нижнем поясе располагать ненапрягаемую арматуру в расчете на поперечную силу.

Сжимающие напряжения в бетоне, действующие в направлении, перпендикулярном к продольной оси элемента, и вызванные предварительными натяжениями отгибов, определяются по формуле:

$$\sigma_{\perp} = -\sigma_{s0} \sin^2 \alpha, \quad (2.18)$$

где A_{s0} - площадь сечения напрягаемой отогнутой арматуры;

σ_{s0} - предварительное напряжение в отогнутой арматуре после проявления всех потерь;

b - ширина элемента в рассматриваемом сечении;

l_0 - длина участка, расположенного симметрично относительно оси сечения;

α - угол между отогнутым стержнем или пучком и продольной осью элемента в рассматриваемом сечении.

В предварительно напряженных элементах с криволинейной арматурой величину поперечной силы Q определяют как разность (или сумму) поперечных сил от внешней нагрузки Q_b и силы натяжения Q_{sp} :

$$Q = Q_b - Q_{sp} \quad (2.19)$$

$$\text{Здесь } Q_{sp} = E N_0 \sin \alpha \quad (2.20)$$

Усилие N_0 в пучке или стержне, заканчивающемся на опоре или на участке между опорой и сечением, расположенным на расстоянии $h/4$ от рассматриваемого сечения, определяется по формуле:

$$N_0 = \frac{Q_b h}{4 A_n} \quad (2.21)$$

где A_n - площадь сечения одного стержня или пучка напрягаемой отогнутой арматуры.

σ_0 - напряжения в напрягаемой арматуре.

Коэффициент точности натяжения m принимается равным 0,9 [47].

2.2.3. Рациональная схема армирования

Известно, что армирование балок напряженной арматурой, часть которой отгибается вблизи опор, обеспечивает ряд преимуществ по сравнению с обычным прямолинейным армированием. Улучшается работа балок на восприятие поперечной силы, уменьшается расход стали на сварные каркасы стенки балки. Преднапряжение с отгибами арматуры особенно эффективно при использовании пучковой арматуры, натягиваемой на бетон. Экономия арматурной стали при таком армировании балок пролетом 12, 18 м составляет около 15 % [102].

При нагружении балок двумя сосредоточенными силами, располо-

женными на равном расстоянии от краев балки, средняя часть балки оказывается в зоне чистого изгиба, где в балках возникают только нормальные напряжения σ . На тех участках, где действует поперечная сила, появляются касательные напряжения τ , которые вместе с нормальными образуют главные растягивающие и сжимающие напряжения:

$$\sigma_{\text{г}} = (\sigma_x \pm \sqrt{\tau^2 + 4\tau^2}) \quad (2.22)$$

Так как бетон плохо сопротивляется растяжению, опасными для испытываемых балок являются главные растягивающие напряжения $\sigma_{\text{г}}$, действующие на балку.

В зависимости от соотношений σ и τ главные растягивающие напряжения будут иметь переменное направление по длине балки. Как известно, когда растягивающие напряжения превосходят предел прочности бетона на растяжение, образуются трещины. Одним из способов восприятия растягивающих напряжений в соответствии с их траекторией является отгиб продольной арматуры растянутой зоны балки.

Направления главных растягивающих напряжений были получены, как отмечалось выше, на ЭВМ для каждого конечного элемента. Так, из схемы армирования балки БСП9.2-7А-ШВ видно что уменьшение шага поперечной арматуры в приопорной зоне возможно за счет отгиба стержня напрягаемой продольной арматуры по направлению главных растягивающих усилий (см. приложения А, Б). Эти отгибы позволяют полностью воспринимать усилия, возникающие от действия поперечной силы, а шаг поперечной арматуры устанавливаем исходя из требований СНиП 2.03.01-84 по минимальному армированию поперечной арматурой данного типа конструкций. Принимаем шаг поперечной арматуры на расстоянии 1/4 от опоры равным 300 мм. В середине пролета устанавливаем шаг арматуры

500 мм при том же диаметре (8 мм). В результате этого число поперечных стержней в плоском вертикальном каркасе будет равным 24, вместо принимаемых 65 (см. табл. 2.1).. Это позволяет уменьшить расход арматурной стали класса А-III на 13,3 кг(с учетом увеличения длины рабочей напрягаемой арматуры за счет отгибов)

Таблица 2.1

Сравнительная характеристика каркасов

Марка каркаса	Сертификат арматурной стали	Количество изделий, шт	Масса ед., кг	Общая масса, кг
КР1-4	08А-III, $l = 870$	65	0,34	22,1
КР1-4* ⁰	08А-III, $l = 870$	24	0,34	8,16

Предлагаемый арматурный каркас

По полученным направлениям главных растягивающих напряжений были сделаны и отгибы устанавливаемой синтетической арматуры при армировании опытных балок с регулирующими механизмами. Углы отгибов напрягаемой синтетической арматуры находились в пределах от 22° (минимальный), до 31° (максимальный).

Применение отгибов арматуры по направлению главных растягивающих напряжений позволяет перевести часть рабочей арматуры из растянутой зоны для армирования наклонных сечений, таким образом уменьшить в этой зоне площадь поперечной арматуры.

2.3. Рациональные схемы регулирования усилий и деформаций

2.3.1. Идеализированная схема регулирования

При сложившихся нагрузках распределение усилий в элементах конструкции зависит от соотношения жесткостных характеристик. Изменяя эти соотношения, можно в определенных пределах достигнуть саморегу-

лирования усилий и деформаций. Этот прием широко используется в статически неопределимых стержневых системах. Более активно регулирования можно достигнуть, используя специальные силовые воздействия, например, введение предварительно напряженных затяжек внутри регулируемой системы, как это описано, например, в [55,77,44], для конструкции преднапряженных металлических ферм.

Задача регулирования в общем виде преследует цель достижения более равномерного распределения усилий между элементами системы для уменьшения материалоемкости и снижения перемещений и деформаций отдельных ее узлов, положение которых нормируется. В этом плане балка постоянной высоты, нагруженная равномерно - распределенной нагрузкой и свободно лежащая на опорах, далека от идеальной конструкции. Сечение, нормальное к продольной оси балки в середине пролета, испытывает максимальные нормальные напряжения, уменьшающиеся до нуля по мере приближения к опорам, в то же время у опор возникают максимальные сдвиговые напряжения, которые в комбинации с нормальными вызывают максимальное растягивающее напряжение по главным площадкам, наклонным к продольной оси. Поскольку сечение балки по длине пролета и по высоте сечения оказываются в разных условиях деформирования и сопротивления разрушению, то задача регулирования сводится к таким воздействиям, которые помогли бы разгрузить перенапряженные зоны за счет догружения зон, имеющих излишние запасы прочности.

Так, предварительное напряжение арматуры в растянутой зоне вводит предварительное растяжение в сжатую зону, облегчая в дальнейшем работу бетона сжатой и снижая трещиностойкость растянутой зоны. Введение в приопорную зону наклонной преднапряженной арматуры обеспечивает прочность и трещиностойкость по наклонным сечениям. Такое армирование подробно исследовано для балок постоянного сечения с подня-

тыми арматурными пучками в работе [20].

Рассматривая характер распределения усилий в конечных элементах балки, можно убедиться, что приближение к идеальному результату таким способом представляет довольно сложную технологическую задачу. Проще отказаться от преднапряжения, применив вместо этого регулирование напряжений и деформаций в процессе работы балки под нагрузкой.

2.3.2. Предлагаемые схемы регулирования

При разработке других, более распространенных схем регулирования усилий и деформаций в балках будем исходить из следующих предположений:

- учитывая значительные потери предварительного напряжения и неполное его использование как по величине, так и по расположению в пределах рабочей зоны балки в пролете при эксплуатационных нагрузках, по возможности постараться отказаться от энергоемкого процесса преднапряжения арматуры при изготовлении балки в заводских условиях;
- отдать предпочтение поэтапному напряжению или дополнительному местному деформированию локальных зон элементов конструкции;
- учесть, что механизмы регулирования включаются в работу кратковременно лишь в случаях превышения нормативных значений деформаций;
- механизмы регулирования должны быть легкими, простыми и дешевыми;
- достигнутый уровень деформации при регулировании, не должен зависеть от состояния внешних источников энергии;
- предпочтительно в качестве источника энергии для регулирования использовать энергию нагружения балки.

В строительных нормах и правилах по бетонным и железобетонным

конструкциям (СНиП 2.03.01-84) рекомендуется подбор размеров поперечных сечений элементов конструкций на самые невыгодные комбинации нагрузок. Последние бывают редко в период эксплуатации и поэтому в течение весьма длительного периода материал конструкции используется не в полной мере. Этот метод проектирования называют методом создания “по материалу” с резервированием его для использования в опасных ситуациях. Здесь не предусматривается управление запасенным материалом в период эксплуатации с целью его эффективного использования.

При использовании предварительно напряженных конструкций мы заранее тратим значительную энергию на предварительное напряжение конструкций до величины, обеспечивающей ее работу в экстремальных случаях.

Как известно, предварительное напряжение традиционно используется при производстве железобетонных конструкций, реже - при их монтаже.

Приведенные ниже разработанные и испытанные нами схемы позволяют проводить необходимое напряжение железобетонных балок в период ее эксплуатации. Такое напряжение дает возможность отказаться от энергоемких традиционных способов предварительного напряжения (электромеханических, механических, электрических и др.), а сама степень дополнительного напряжения будет зависеть от фактически действующей на конструкцию нагрузки. [84,94].

В рассмотренных схемах может использоваться внешняя энергия (гидро,- пневно,- электро-) или не использоваться - конструкция становится саморегулирующейся.

Схема регулирования с ручным приводом.

Системы регулирования с ручным приводом были разработаны и испытаны нами на лабораторной установке.

Сущность данных систем заключается в следующем: в зависимости от нагрузки, действующей на балку изменяется ее прогиб, который определяется прогибомерами и дублируется индикаторами часового типа. В зависимости от величины прогиба изменяли степень натяжения арматуры и не доводили прогиб до величины, большей $1/200$ пролета балки.

Натяжение арматуры осуществлялось гидравлическим домкратом, установленным в средней части балки, а давление масла создавалось насосной станцией с ручным приводом (рис.2.4).

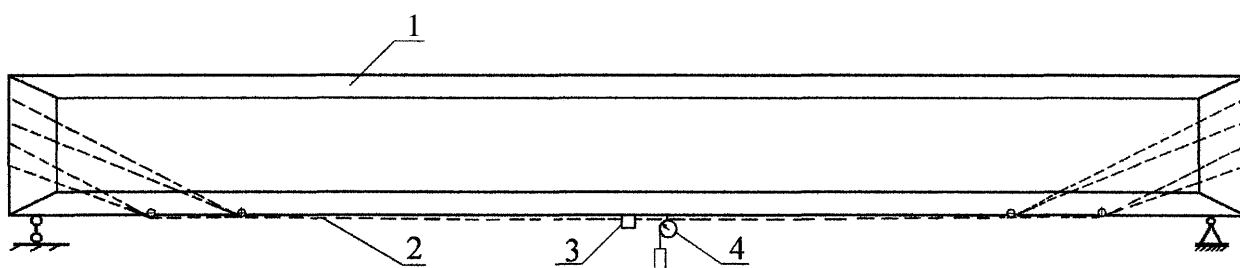


Рис.2. 4 Схема регулирования с ручным гидравлическим домкратом
1- балка; 2- оттягиваемая арматура; 3- гидравлический домкрат;
4- прогибомер

Для облегчения и ускорения считывания показаний с прогибомера на сантиметровой шкале был выделен красный сектор, правая граница которого соответствовала $1/200$ пролета балки. При увеличении нагрузки, действующей на балку (создавалась силовыми домкратами) увеличивало ее прогиб, стрелка прогибомера доходила до красного сектора и при пересечении его левой границы оператор начинал повышать давление в гидросистеме при помощи насосной станции, что влекло за собой перемещение штока стягивающего арматуру домкрата. Натяжение арматуры увеличивалось и тем самым происходило выравнивание балки. Стрелка прогибомера уходила из красного сектора.

Давление в системе нагружения контролировалось манометром. Манометром контролировалось и давление в системе натяжения арматуры.

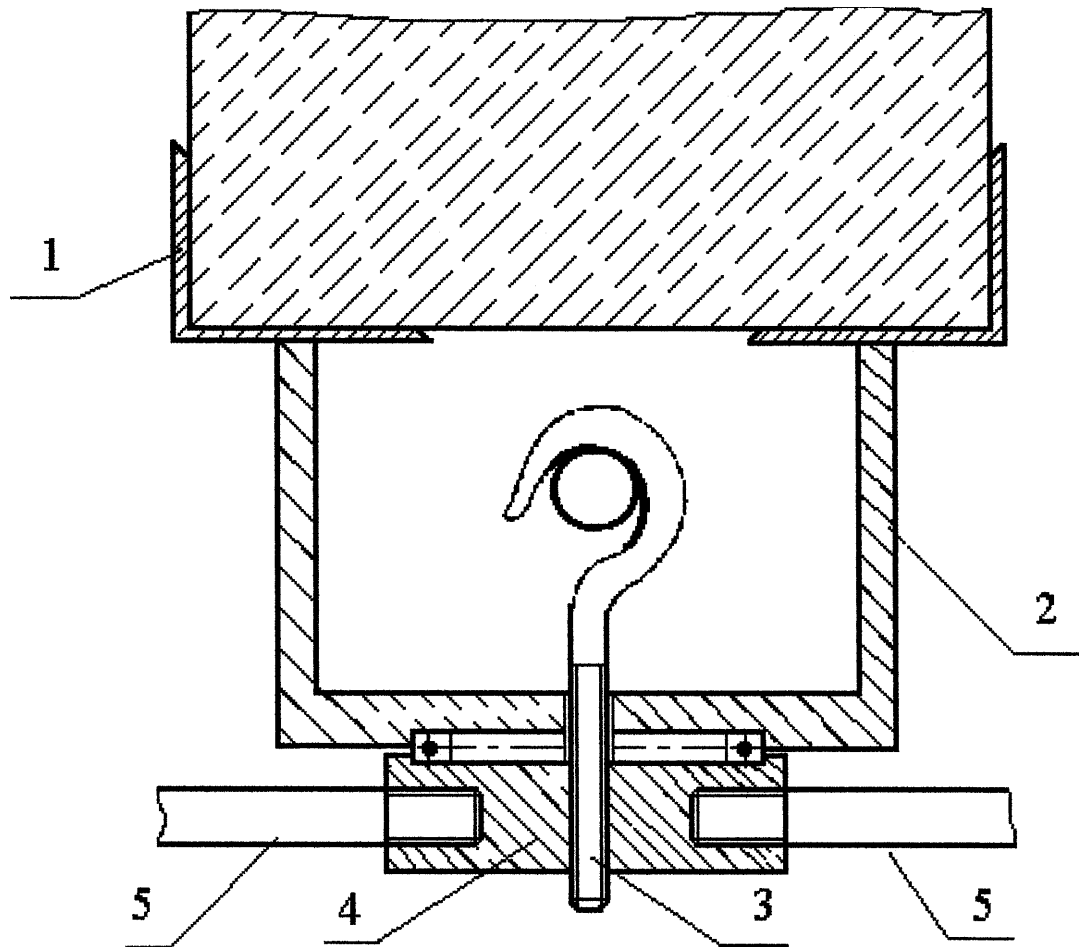


Рис.2. 5 Винтовой домкрат для оттяжки арматуры

1- балка, 2- упор, 3- винт домкрата, 4- гайка домкрата, 5- рукоятки

Также была применена схема с ручным регулированием, в которой использовался винтовой домкрат (рис.2.5) вместо гидравлического оттягивающего. Напряжение арматуры осуществлялось за счет выкручивания штока механического домкрата. Контроль прогиба балки под действием нагрузок производится при помощи указанного выше прогибомера.

Этот механизм может также устанавливаться в торце балки и создавать небольшое усилие напряжения в арматуре. Схема является прототипом схем, разработанных Ф. Леонгардтом, А. А. Шагиным, И. Домбаевым и др. Отличительной особенностью нашей схемы является не напряжение арматуры до необходимой величины, обеспечивающей максимально несущую способность для данной конструкции, а регулирование напряжения

в зависимости от действующих нагрузок, т.е. с увеличением действующей нагрузки мы увеличиваем оттягиванием напряжение арматуры.

На рис. 2.6 показаны возникающие усилия в натягаемой арматуре при оттягивании.

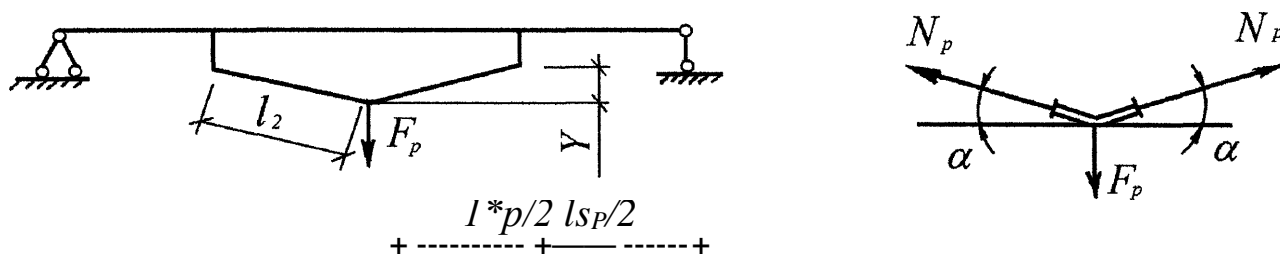


Рис.2.6 Усилие в оттягиваемой арматуре

Конструкция механизма, как видно из рис. 2.5, не сложная. Схема регулирования тоже более проста по сравнению с указанной выше гидравлической, но усилие натяжения арматуры будет меньшим (порядка 30 кН) и требует больших затрат физической силы. В гидравлических схемах данного типа регулирования создавались усилия при испытаниях до 100 кН.

Данные схемы имеют целый ряд явно выраженных недостатков и применялись нами первоначально для подтверждения предположений о возможности регулирования усилий и деформаций в балках. На основе этих схем были разработаны более сложные и эффективные схемы регулирования с применением гидро-, электро-, пневмоприводов, а также рычажная схема регулирования.

Схема регулирования с гидроприводом.

Схемы регулирования напряжений и деформаций с гидроприводом могут использоваться с применением внешней энергии (рис.2.7) и без применения внешней энергии (рис.2.9) [84].

Схемы с использованием внешней энергии могут применяться с установкой исполнительного механизма как в торце балки (рис.2.7), так и в средней части.

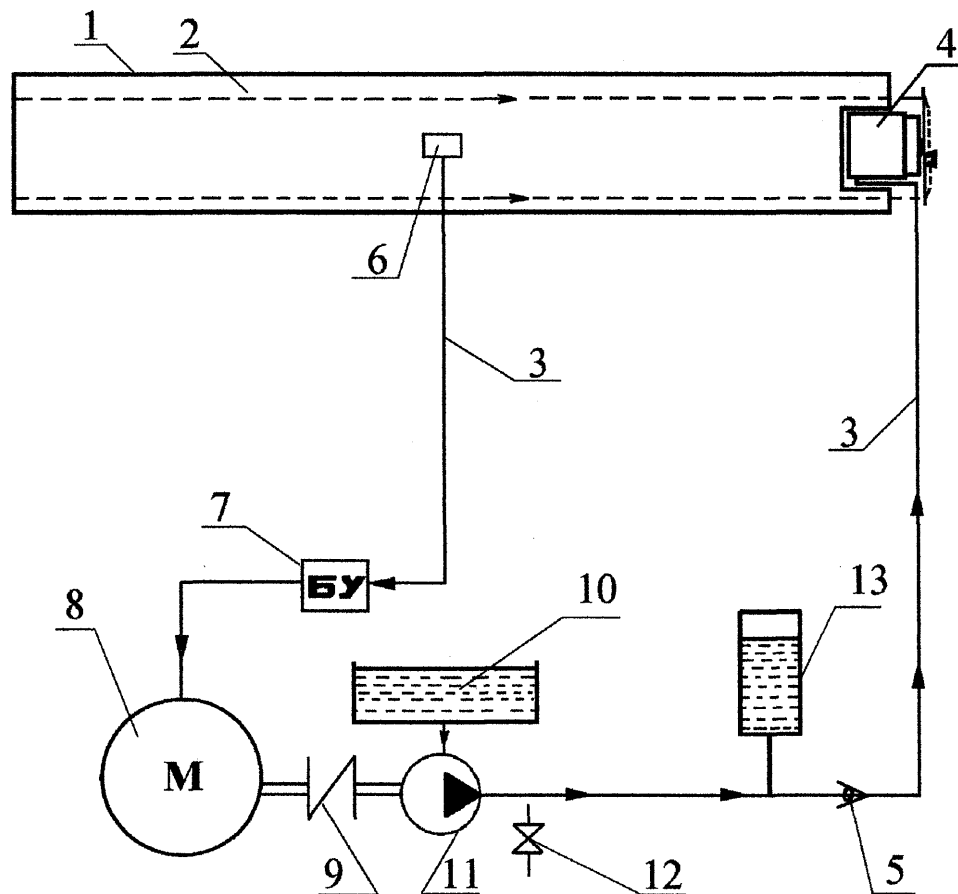


Рис.2. 7 Схема регулирования с использованием внешней энергии

1-балка; 2-напрягаемая арматура; 3-маслопроводы; 4-натяжной домкрат; 5-клапан; 6-тензодатчик; 7-блок управления; 8-электродвигатель; 9- соединительная муфта; 10- бак для рабочей жидкости; 11- гидронасос; вентиль; 13- гидропневмоаккумулятор

Такая схема состоит из натяжного домкрата (исполнительного механизма) 4, маслопроводов 3, тензодатчика 6, блока управления 7, электродвигателя 8, соединительной муфты 9, гидронасоса 11, бака для рабочей жидкости 10, вентиля 12, гидроаккумулятора 13, клапана 5.

Работает данная схема следующим образом: при поступлении сигнала разбаланса с тензометрического моста, после увеличения прогиба балки больше допустимого, сигнал разбаланса усиливается и поступает в цепь управления электродвигателем. Электродвигатель включается и через муфту вращает гидронасос, который всасывает масло из бака и подает

упор натягает заложенную в балку 1 рабочую арматуру 2, которая натягивается, уменьшает прогиб балки. При уменьшении прогиба балки пропадает сигнал разбаланса. Электродвигатель останавливается. Давление в системе сохраняется за счет запорного клапана, а его уменьшение компенсируется гидроаккумулятором.

В схеме (рис.2.7) применяется в качестве натяжного домкрата домкрат ЦНИИСКА грузоподъемностью 25 т [41]. Вместо указанного домкрата, при установке в торцевой части балки, могут также применяться плоские домкраты Фрейсине. Степень напряжения арматуры будет прямо пропорционально зависеть от фактически действующей нагрузки на балку (прогиба балки). Натягаемые пучки арматуры заанкеривают в виде петель, охватывающих торцевую часть балки, веерными анкерами или др. Гидравлические домкраты устанавливаются в образованных нишах в торцах балки. При установке стягивающего домкрата в средней части балки во время ее изготовления убирается бетон в растянутой, средней зоне балки. В качестве стяжного домкрата могут применяться серийные натяжные домкраты для стержневой арматуры с небольшими изменениями (рис.2.8).

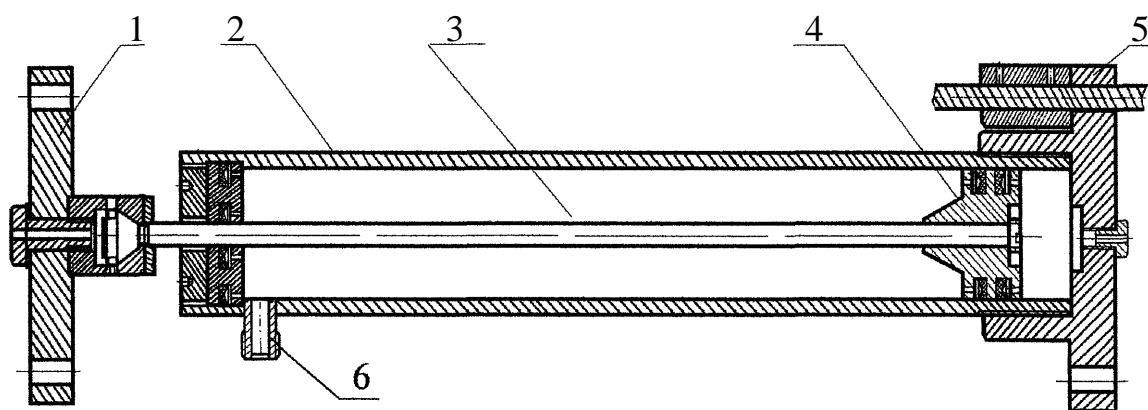


Рис.2. 8 Стяжной домкрат

- 1 - силовая пластина; 2- цилиндр; 3- шток; 4- поршень;
5- стакан нижний; 6- штуцер

Как видно из рис.2.8, в серийном домкрате ДС были сделаны изменения. Опорный фланец заменен на силовую пластину 1, крепление которой

может выполняться одной из сменных гаек, поставляемых в комплекте с домкратом, или изготовленным болтом с такими же геометрическими размерами. Нижняя часть цилиндра заменяется на нижний стакан 5.

Техническая характеристика разработанной и испытанной схемы регулирования с установкой натяжных домкратов выглядит так:

- максимальное возможное удлинение, мм	150;
- максимальное усилие натяжения, кН	250;
- время максимального перемещения, с	3;
- масса исполнительного механизма, кг	32

Возможно также применение данной схемы регулирования для шпренгельного напряжения арматуры. В этом случае домкраты устанавливаются в средней части балки и оттягивает арматуру в поперечном направлении.

Наибольший интерес представляют схемы регулирования без использования внешней энергии. Одной из таких схем является гидравлическая.

В такой схеме (см. рис.2.9) натяжение арматуры с целью уменьшения прогиба осуществляется с использованием энергии внешней нагрузки за счет работы перемещения балки на опорах. В опорных домкратах создается давление жидкости, которое по гидропроводам передается к стяжному домкрату. Соотношение диаметров поршней домкратов и их ход должны подбираться из соотношения усилий в напрягаемой арматуре и опорных реакций.

Очевидно, диаметр поршня опорного домкрата d_{on} и диаметр поршня натяжного домкрата d_n должны быть в соотношении:

$$\frac{d_{on}^2}{d_n^2} = \frac{R}{N} = \frac{2Z}{L} \quad 1 \quad \}$$

где Z - плечо внутренней пары;

L - пролет балки

Оседание опорных домкратов определяется из равенства объемов жидкости. Исходя из соотношения (2.33), можно рассчитать величины перемещений опор, необходимые для обеспечения регулирования деформаций продольной арматуры балки. Если исходить из обеспечения условий нормального раскрытия трещин, можем используя методику норм [86] определить напряжение в арматуре, при котором такие трещины образуются.

$$\overline{20(3,5 - 100\alpha \sqrt{E_s d})} \quad (2.24)$$

где a_T - ширина раскрытия трещин, мм;

E_s - модуль деформации арматуры;

α - коэффициент армирования сечения,

d - диаметр арматуры, мм

При пролете балки равном 9 м, перемещение штока стяжного домкрата будет составлять 11-18 мм, т.е. максимальный ход составит 20 мм.

При создании небольшого давления в гидроцилиндре происходит натяжение арматуры, которое будет сохраняться при отсоединении стяжного домкрата от насосной станции.

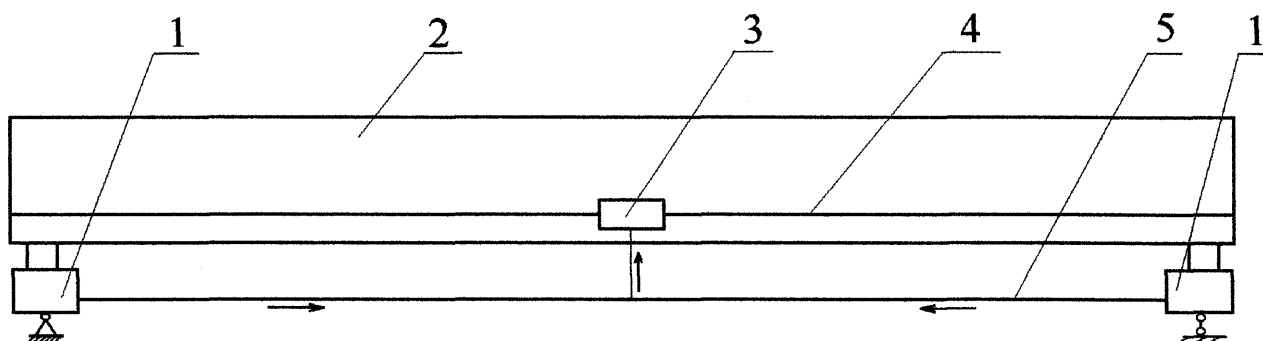


Рис.2. 9 Схема регулирования без использования внешней энергии

1 - гидроаккумуляторы; 2- балка; 3- стяжной домкрат;

4- напрягаемая арматура; 5- гидропроводы

В опорной части таких балок к закладным пластинам приварены штоки грузовых гидроаккумуляторов, а их цилиндры заполнены рабочей жидкостью (штоки полностью выдвинуты). Вытекание рабочей жидкости из полости гидроаккумуляторов также предотвращается обратным клапа-

ном. После монтажа балки стяжной домкрат при помощи гидропроводов и разрывных полумуфт соединяется с грузовыми гидроаккумуляторами. Таким образом, при нагружении балки постоянными и переменными нагрузками штоки 1 гидроаккумуляторов (рис.2.8) “проседают”, а создаваемое при этом давление рабочей жидкости передается в полость стяжного домкрата, который, в свою очередь, будет напрягать рабочую арматуру.

Данная схема регулирования может использоваться и в другом варианте. Балка устанавливается на грузовые гидроаккумуляторы а в ее торцах устанавливаются дисковые домкраты Фрейсине, которые также могут устанавливаться в образованных нишах. Возможна также схема, когда балка устанавливается на опорные домкраты, а натяжные домкраты оттягивают арматуру поперек балки (по типу шпренгельных систем). В таком случае перемещение домкратов для данной схемы будет выглядеть так. Пусть оттягивающие домкраты расположены на расстоянии a от опор. Для того, чтобы создать усилия натяжения в арматуре N , нужно в натяжном домкрате приложить некоторое усилие 2 , которое связано с усилием N зависимостью (из теории гибких нитей)

$$\frac{Dw}{\sim 3\Gamma} \quad (2.25)$$

где w - продольная жесткость арматуры;

D - величина, равная интегралу балочной поперечной силы, в рассматриваемом случае она равна величине $2Q^2a$.

С учетом сказанного можно записать:

$$Q = \frac{N}{V 2aw} \quad (2.26)$$

Учитывая зависимость перемещения нити от внешней нагрузки (балочного изгибающего момента) и распора U , можем записать выражение для перемещения натяжного домкрата:

$$\frac{Qa}{U_{нат} = \varepsilon d} \quad (2.27)$$

Подставив сюда выражение (2.36) получим:

$$3/я$$

Ввиду связанности рабочих полостей домкратов гидропроводом соотношение перемещений натяжного домкрата $y_{нат}$ и опорного $y_{оп}$:

$$y_{оп} = y_{нат} \sqrt{\frac{A_{нат}}{A_{оп}}} \quad (2.29)$$

где $A_{нат}, A_{оп}$ - соответственно площади натяжного и опорного домкратов.

Подставив выражение (2.38) в (2.39), получим:

$$y = \frac{2w L_{оп}}{L_{нат}} \quad (230)$$

При другой схеме расположения оттягивающих домкратов принцип определения $y_{оп}$ и $y_{нат}$ не изменяются.

Схема регулирования с пневматическим приводом.

Применение механизмов с пневматическим приводом нашло свое распространение в различных областях машиностроения [65]. Возможно также использование данных механизмов для регулирования напряжений. В основу данной схемы регулирования положен регулятор (рис. 2.10).

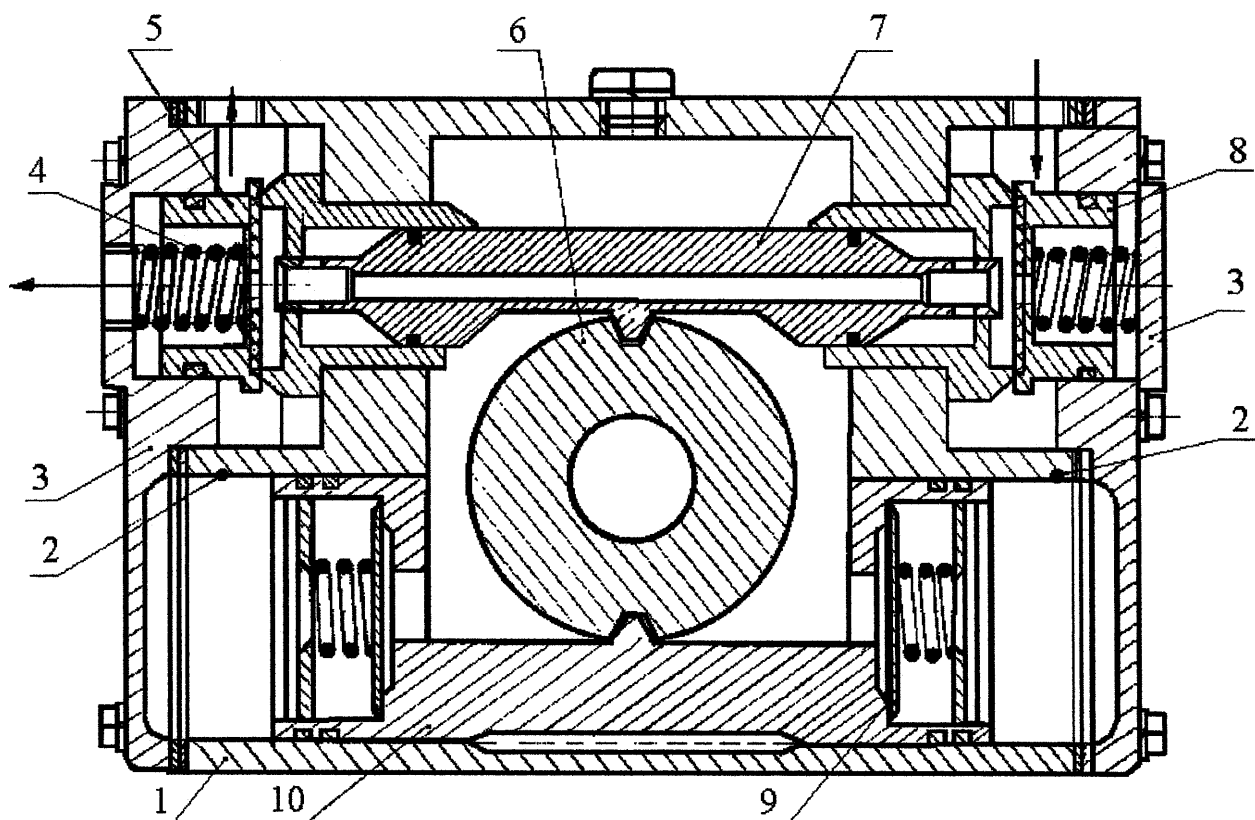


Рис.2. 10 Схема пневморегулятора

1- корпус; 2- каналы; 3- крышки; 4- пружины; 5- клапан выпускной; 6- ролик; 7- шток; 8- клапан впускной; 9- клапан обратный; 10- поршень замедлителя

Работа данной схемы осуществляется следующим образом. Когда балка находится в нормальном рабочем состоянии, рычаг регулятора находится в горизонтальном положении. Клапаны 5 и 8 закрыты и выпуск воздуха из баллонов невозможен. При увеличении нагрузки увеличивается и прогиб балки. При этом рычаг регулятора 1 (см. рис. 2.11), а вместе с ним и ролик 6 проворачиваются по часовой стрелке. Шток 7 перемещается вправо и открывает впускной клапан 8 (см. рис. 2.10). Воздух из пневматической системы поступает в пневмобаллоны, которые напрягут арматуру (рис[^]П).

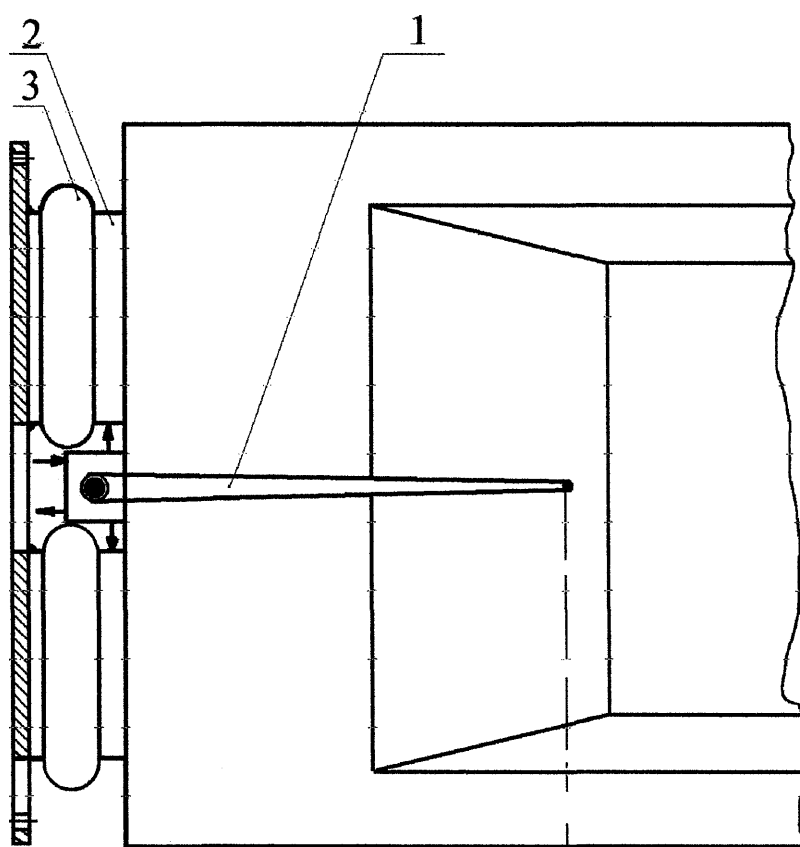


Рис.2.11 Пневматическая схема регулирования

1- рычаг регулятора, 2- вкладыш; 3- пневмобаллоны; 4- упорная пластина

Прогиб балки исчезает, и рычаг, удерживаемый тягой, возвращается в горизонтальное положение. Поступление воздуха в баллоны прекращается. При уменьшении нагрузки для предотвращения выгиба балки, а также для отказа от применения в верхней части балки арматуры, воспринимающей растягивающие усилия в результате выгиба при преднапряжении,

Система регулирования с электроприводом.

В качестве механизмов для регулирования напряжений и деформаций в конструкциях может использоваться схема с электроприводом.

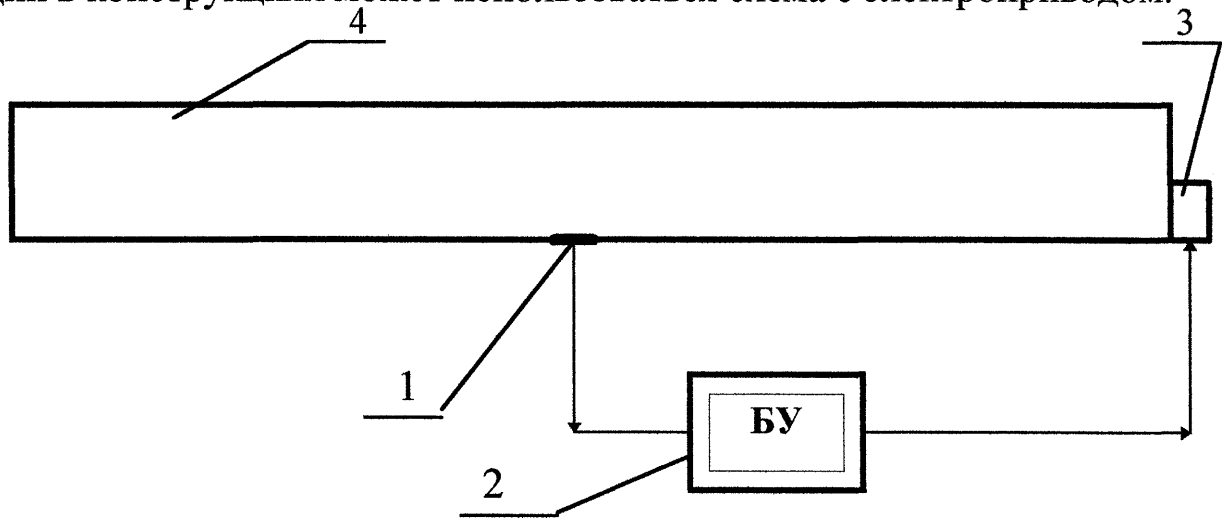


Рис.2.12 Блок-схема механизма регулирования с электроприводом

1- датчик; 2- блок управления; 3 - исполнительный механизм

Данная схема состоит из тензодатчика 1, блока управления 2 и исполнительного механизма 3.

При появлении прогиба балки больше заданного, сигнал разбаланса тензодатчика усиливается и поступает на контактор, который включает в работу исполнительный механизм. Исполнительный механизм натягивает арматуру, тем самым уменьшая прогиб. При достижении заданного прогиба, тензометрический мост будет сбалансирован, на катушку контактора не будет поступать напряжение и она разомкнет цепь питания исполнительного механизма.

Исполнительный механизм (рис.2.13) состоит из мотор-редуктора, установленного на основании 3, от вала мотор-редуктора вращение передается через муфту 6 к опорному узлу 7, представляющему собой установленные в корпусе радиально-упорные подшипники. Сам опорный узел установлен на передающей опоре 5, жестко соединенной с основанием 3. Для преобразования вращательного движения в поступательное и получения выигрыша в силе в подшипниковый узел вставлен вал, соединенный

через муфту с мотор-редуктором, на конце которого нарезана резьба, и представляющий собой часть передачи винт-гайки 8 гайке 9, прикреплена силовая плита, имеющая посередине отверстие для выхода винта при работе. Через отверстие к силовой плите пропущена натягаемая арматура, которая анкерится при помощи зажимов.

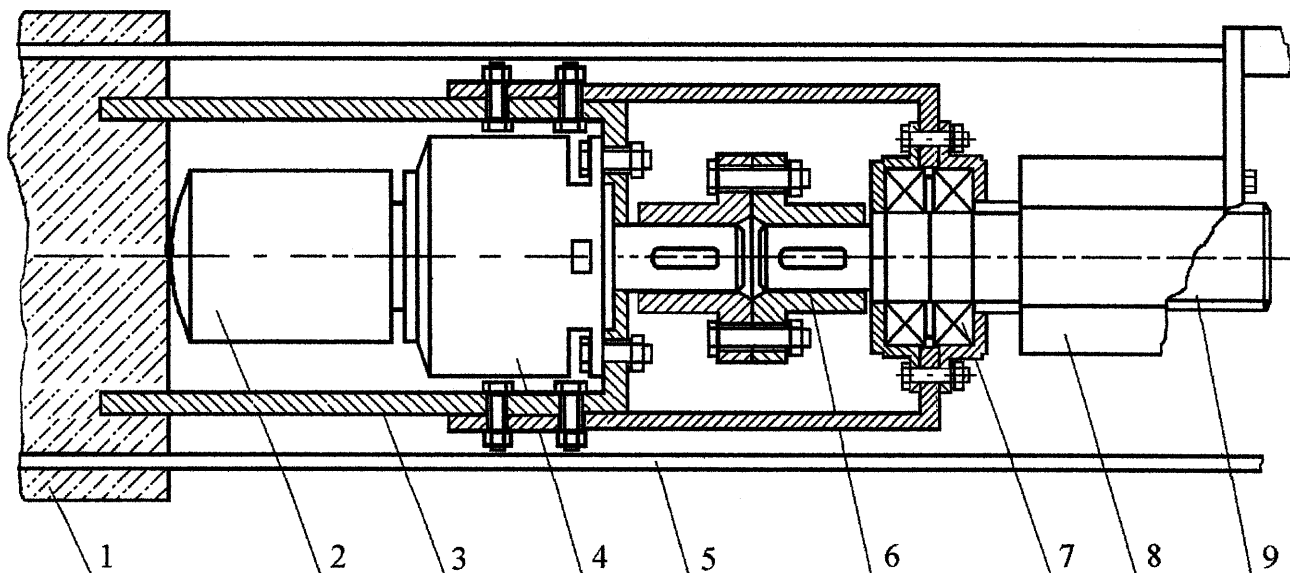


Рис.2. 13 Исполнительный механизм схемы с электроприводом

1 -балка;2-электродвигатель;3-основание;4-редуктор; 5- передающая

опора; 6- муфта; 7- опорный узел; 8- гайка натяжная; 9- винт

Работа данной схемы регулирования происходит следующим образом. При увеличении прогиба выше заданного (устанавливаемого при помощи задающего резистора в тензометрическом мосте) сигнал разбаланса моста усиливается и напряжение поступает в цепь катушки контактора. Контактёр замыкает цепь мотор-редуктора, который вращает винт передачи винт-гайка. Перемещаясь (выкручиваясь), гайка вместе с силовой плитой натягивает арматуру. При исчезновении сигнала разбаланса цепь мотор-редуктора размыкается. Передача винт-гайка имеет самотормозящую резьбу, обеспечивающую ее торможение при удержании натяженной арматуры.

Приведенная схема регулирования имеет такую характеристику:

- максимальное усилие натяжения, кН 85
- максимальное удлинение арматуры, мм 60
- мощность электродвигателя, Вт 350
- скорость срабатывания, сек 0.4
- масса исполнительного механизма, кг 42

Данная схема может, при небольших габаритах, как видно из характеристики, развивать значительные усилия, позволяющие обеспечивать большую степень напряжения арматуры.

Мощность исполнительного механизма, при необходимости, можно увеличить заменой мотор-редуктора на более мощный. Это позволит увеличивать напряжение арматуры в конструкциях.

Разработанная схема позволяет напрягать проволочную арматуру, канатную, проволочную, синтетическую любых диаметров, а также стержневую диаметром до 20 мм. В данной схеме применялись тензодатчики типа ПКБ с базой 50 мм; тензометрический мост ЦТМ-3, магнитный пускатель ПМЕ-000, мотор-редуктор фирмы MEZ [28,108].

Схема регулирования с рычажными механизмами.

Данная схема регулирования является простой по конструктивному исполнению и не требует при работе внешней энергии.

Основу данной схемы регулирования составляет параллелограмм (рис.2.13). Стороны параллелограмма в вершинах соединяются при помощи шарниров. К двум вершинам параллелограмма приварены опорные пластины (верхняя 2 и нижняя 3). Нижней пластиной параллелограмм устанавливается на опору, а на верхнюю ложится балка (рис.2.14). Боковой гранью балка оттягивает рычаг, который шарнирно 2 прикреплен к сжатой зоне балки 1. К рычагу 7 присоединена рабочая арматура 4. Опорные пластины приварены к закладным деталям для парирования возникающего при перемещении рычага момента. Схема может применяться для не-

больших нагрузок.

Работает схема следующим образом. В каналы балки укладывается арматура и заанкеривается на рычаге 1. К закладной пластине балки приварена верхняя пластина 2 механизма.

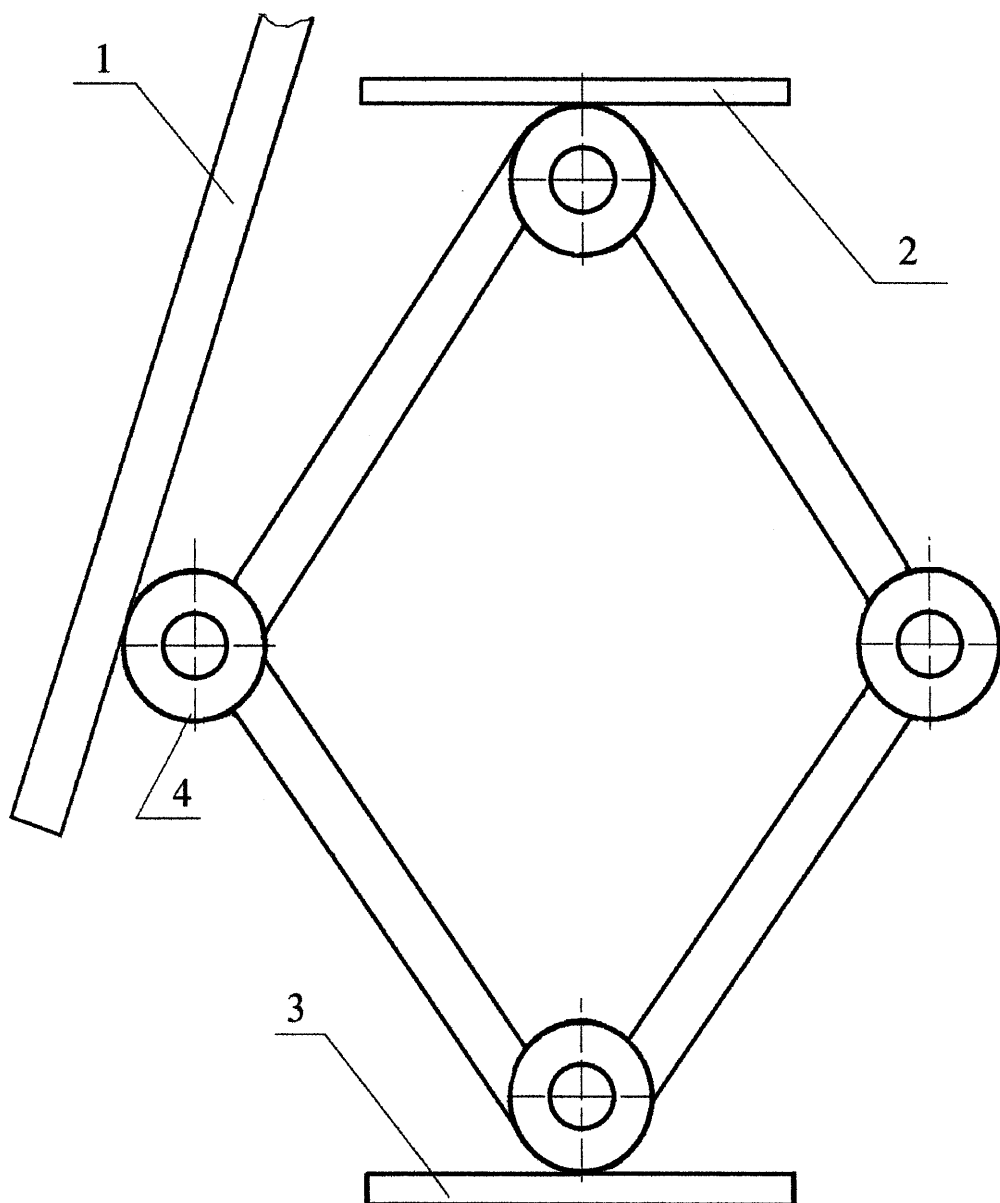


Рис.2.13 Опорный параллелограмм

1-рычаг; 2-верхняя пластина; 3-нижняя пластина;4-рабочая
грань

При установке балки на опоры, приваривается к опоре и нижняя пластина. В результате действия веса балки, массы плит покрытия, переменных нагрузок балка будет “проседать” на параллелограмме, а его вер-

видно из схемы, степень напряжения арматуры будет зависеть от действующей на балку нагрузки, от соотношения плеч и от длины сторон параллелограмма.

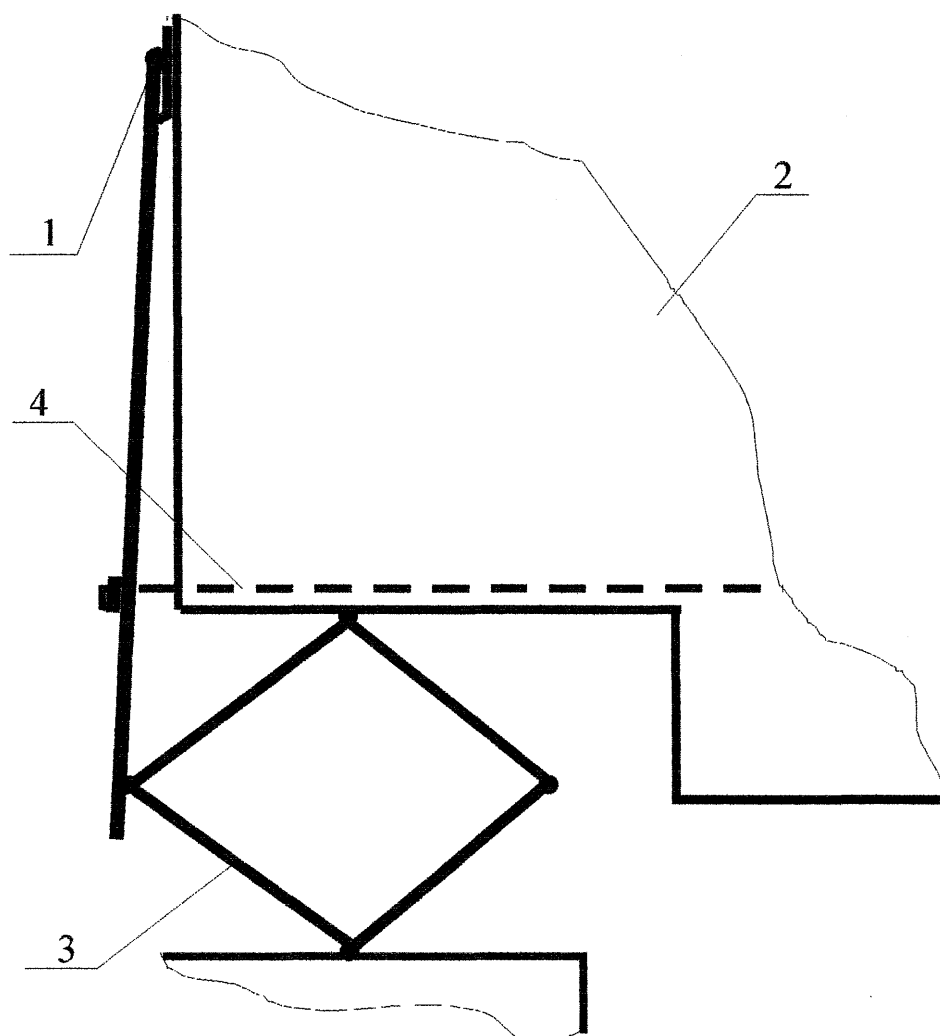


Рис.2.14 Установка балки на опорный параллелограмм

1-балка; 2-шарнир; 3-параллелограмм; 4-напрягаемая арматура

Для предотвращения аварийной ситуации, связанной с возможной текучестью арматуры в процессе ее напряжения и другими возможными явлениями, вершина параллелограмма при достижении расчетного удлинения арматуры зафиксировается при дальнейшем “проседании” закладной пластиной.

Используя вышеупомянутые принципы действия механизмов, возможна разработка и применение других, более совершенных схем регулирования напряжений и деформаций в конструкциях.

2.4. Выводы по второму разделу¹

1. Исследования железобетонной балки, выполненные методами математического моделирования с использованием метода конечных элементов по программе “МИРАЖ” в предположении линейной упругости материалов, а также физической нелинейности позволили выявить распределения напряжений от приложения нагрузок.

2. Сопоставление схемы распределения усилий в балке с армированием соответствующих зон в реальной балке дало возможность оценить места нерационального или излишнего армирования и оценить перерасход арматуры.

3. Проверена возможность уменьшения армирования различных зон и сечений балки типовой серии при использовании схем регулирования.

4. Разработаны схемы регулирования напряженно - деформированного состояния, использующие внешние источники энергии и энергию сил, нагружающих балку, а также схемы регулирующих приспособлений.

5. Разработана методика расчета величин перемещений домкратов в схемах регулирования без использования внешней энергии.

РАЗДЕЛ 3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С РЕГУЛИРОВАНИЕМ НАПРЯЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ

3.1. Цели и задачи эксперимента

Цель эксперимента состоит в проверке работы предложенной балки-механизма, отработке устройств и приспособлений, предназначенных для регулирования усилий и деформации в элементах балки, проверке теоретических предположений и расчетных данных.

В соответствии с поставленной целью при проведении эксперимента предполагается решить следующие задачи:

- проверить несущую способность балки в целом;
- определить место и характер разрушения;
- оценить деформативность: величину прогибов на этапах нагружения, этапы появления и характер развития трещин;
- проверить пределы регулирования деформаций арматуры;
- оценить характер и степень перераспределения усилий в сечениях балки под воздействием регулирующих усилий;
- сопоставить работу предлагаемой балки-механизма с типовой железобетонной балкой.

Для проведения экспериментальных исследований были отобраны типовые стропильные железобетонные балки для покрытий зданий с пролетом 9 м серии 1.462.1-10/89, результаты которых использовались для сравнения с разработанными балками-механизмами, имеющими те же геометрические размеры, что и вышеуказанные серийные, и отличающуюся от типовых балок армированием.

3.2. Характеристика образцов

Для определения деформативно-прочностных свойств бетона были изготовлены образцы размерами 100x100x100 мм и призмы 100x100x400 мм. Образцы изготавливались из того же бетона, того же состава, что и балки. Для изготовления образцов использовался портландцемент марки М400 Балаклейского завода Харьковской области, гранитный щебень с максимальной крупностью зерен 5-20 мм и песок Сумского карьера. Водоцементное отношение принималось $V/C=0,51$. Образцы подвергались термовлажностной обработке. При изготовлении образцов бетон уплотнялся вибрированием. Размеры образцов измерялись с точностью до 0,1 мм. [67].

Кубы и призмы пропаривались вместе с балками и находились в одинаковых условиях заготовительного отделения лаборатории. Распалубка образцов, кубов и призм осуществлялась через трое суток после бетонирования.

Испытание бетонных кубов проводилось на машине МС-1000 с настройкой шкалы силоизмерителя на 500 кН, цена деления 1кН.

Перед испытанием образцы бетонных кубов осматривались, проверялась их неплоскостность. Кубы подвергались прозвучиванию ультразвуком с целью оценки однородности и прочности бетона при помощи ультразвукового прибора ИП 11П.

Нагружение образцов осуществлялось со скоростью 0,2 МПа в секунду до разрушения. По величине разрушающей нагрузки определялась кубиковая прочность бетона R с учетом масштабного коэффициента 1,1 для приведения к показателю стандартного куба с ребром 150 мм т.е. полученные при испытаниях величина делилась на значение указанного коэффициента.

Величина призмочной прочности бетона R_b определялась на той же машине МС-1000 при той же настройке шкалы силоизмерителя, что и в испытаниях кубов.

Для измерения деформаций бетона по трем граням призм устанавливались индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм и базой измерения 200 мм. Индикаторы крепились к металлическим уголкам, прикрепленным непосредственно к граням призмы в соответствии с рекомендациями, приведенными в работах [22,53,85].

Перед испытанием проводилась центровка образцов с целью максимального уменьшения влияния эксцентricности приложения нагрузки. Она осуществлялась пробными нагружениями до уровня напряжений примерно 0,1 от разрушающих. В случае существенной разницы в показаний индикаторов на разных гранях призмы производилась соответствующая корректировка ее положения так, чтобы ось нагружения более близко совпадала с осью призмы. Показание индикаторов фиксировались вплоть до разрушения призм.

Результаты испытаний бетонных кубов представлены в табл.3.1. Среднее значение кубической прочности составило $R=37,08$ МПа. При этом разброс показаний шести образцов был меньше регламентируемого нормами. Таким образом бетон был достаточно однородным. Средняя величина призмочной прочности составила $R_b=25,9$ МПа.

Таблица 3.1

Результаты испытаний бетонных кубов

№ образца	1	2	3	4	5	6
Предел прочности, МПа	36,7	37,4	36,8	35,6	37,3	38,7

Средняя арифметическая прочность - 37,08 МПа

Среднеквадратичное отклонение - 0.42 МПа

Скорость ультразвука в бетонных кубах и призмах была довольно однородной и колебалась в пределах 4200 - 4700м/с, что, по данным, приведенным в [74], соответствует прочности бетона 30,0 - 35,0 МПа. Прозвучивание железобетонной балки по верхнему и нижнему поясам показало, что скорость ультразвука имеет несколько больший разброс: 3900 - 4600м/с, однако проектная прочность бетона при этом подтверждается, и соответствует классу В30.

Разрушение образцов сопровождалось образованием продольных трещин по высоте призм. Отношение значений призмной и кубиковой прочности составило $R_j/R = 0,70$ и соответствует обычно получаемым соотношениям [4].

Стеклопластиковая арматура, применяемая нами при выполнении опытов, была изготовлена Подольским кабельным заводом по специальному заказу из стекловолокна Полоцкого завода стекловолокна. Она имеет следующие механические характеристики:

- временное сопротивление при разрыве, МПа - 1500
- модуль упругости, МПа - 48000
- относительное удлинение, % - 3
- геометрические параметры данной арматуры приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Геометрические размеры стеклопластиковой арматуры

Размеры в мм						Расчетная площадь сечения, мм ²
Номинальный (без оплетки)	с оплеткой	С изоляцией	Допустимое отклонение	Шаг оплетки в осях		
				Номинальный	Допустимое отклонение	
6,0	6,25	8,0	±0,15	1,0	-0,5	28,26

Расчетное сопротивление для данной арматуры назначают в зависимости от вида предельного состояния, по которому производится расчет конструкций, степени использования прочностных характеристик арматуры при продолжительном действии нагрузки, условий анкеровки, эксплуатационных условий работы конструкций и т.д.

Были проведены испытания данной синтетической арматуры на универсальной испытательной машине УИМ-50 с настройкой шкалы силоизмерителя на 50 кН с ценой деления 0,1 кН, фиксация деформаций велась автоматически с записью диаграмм на миллиметровой бумаге. Кроме того, к образцам арматуры крепились спаренные индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм. База измерения индикаторов - 100 мм. В качестве величины деформаций принималось среднеарифметическое показаний двух индикаторов.

Образцы испытывались при температуре окружающей среды около 20°C относительной влажности - 60%. Длина испытуемого образца составляла 600 мм. Скорость нагружения принималась 10 Н/см² в секунду. Нагружались образцы плавно, ступенями примерно через 0,1 R_{разр}. Длительность нагружения одной ступени составляло около 20 секунд. После каждой ступени нагружения снимались показания индикаторов.

Учитывая тот фактор, что при использовании обычных захватов для анкеровки синтетической арматуры не очень эффективна [96], нами был применен прототип анкерного крепления для синтетических волокон, разработанного фирмой “Штрабаг Бау-АГ” [17]. Сущность этого крепления заключается в следующем: в стальную профильную трубу вставляется стержень синтетической арматуры. Затем он снаружи трубы размочаливается, обезжиривается и заливается эпоксидным компаундом (раствором синтетической смолы). Образованные анкера вставляются в цанговые захваты разрывной машины.

При испытаниях синтетической арматуры в расчет брались только образцы, разрушенные в рабочей зоне.

Результаты испытаний синтетической арматуры приведены в табл.3.3. Как видно из таблицы, среднее значение величин предела прочности составило 1599,5 МПа, модуля упругости - 52000 МПа, удлинение при разрыве - 2,97 %.

Таблица 3.3

Результаты испытаний синтетической арматуры

Номер образца	Диаметр арматуры, мм	Предел прочности при разрыве, МПа	Относительное удлинение при разрыве, %	Модуль упругости $\times 10^4$, МПа
1	6	1611	3,0	5,3
2	6	1597	3,0	5,5
3	6	1604	3,0	4,8
4	6	1587	2,9	5,2
5	6	1615	3,0	5,3
6	6	1583	2,9	5,1

Для предела прочности арматуры:

средняя арифметическая прочность - 1599,5 МПа

-среднеквадратичное отклонение - 5,25 МПа

Для проверки возможности напряжения синтетической арматуры на бетон без образования каналов для укладки арматуры были изготовлены две балки - близнецы размерами 200x250x1000 мм. Арматура закладывалась до бетонирования на расстоянии 25 мм от внутреннего нижнего края формы и 50 мм от внутренних боковых краев. Через 2 часа после бетонирования была выполнена первая подвижка арматуры в продольном направлении на величину 50 мм в обоих направлениях. Подвижка выполня-

лась в течении суток с интервалами в 4 часа.

Через 28 суток после изготовления балок проверялось усилие, необходимое для перемещения арматуры в балке. Для этой цели балки ставились в вертикальное положение, а к концу арматуры подвешивались контрольные грузы до момента начала подвижки арматуры. Была установлена средняя величина усилия - 84 Н на метр длины арматурного стержня диаметром 6 мм.

Из этого следует: при натяжении синтетической арматуры на бетон нет необходимости в образовании каналов для закладки синтетической арматуры; усилие преднапряжения указанной арматуры нужно назначать с учетом вышеуказанных потерь.

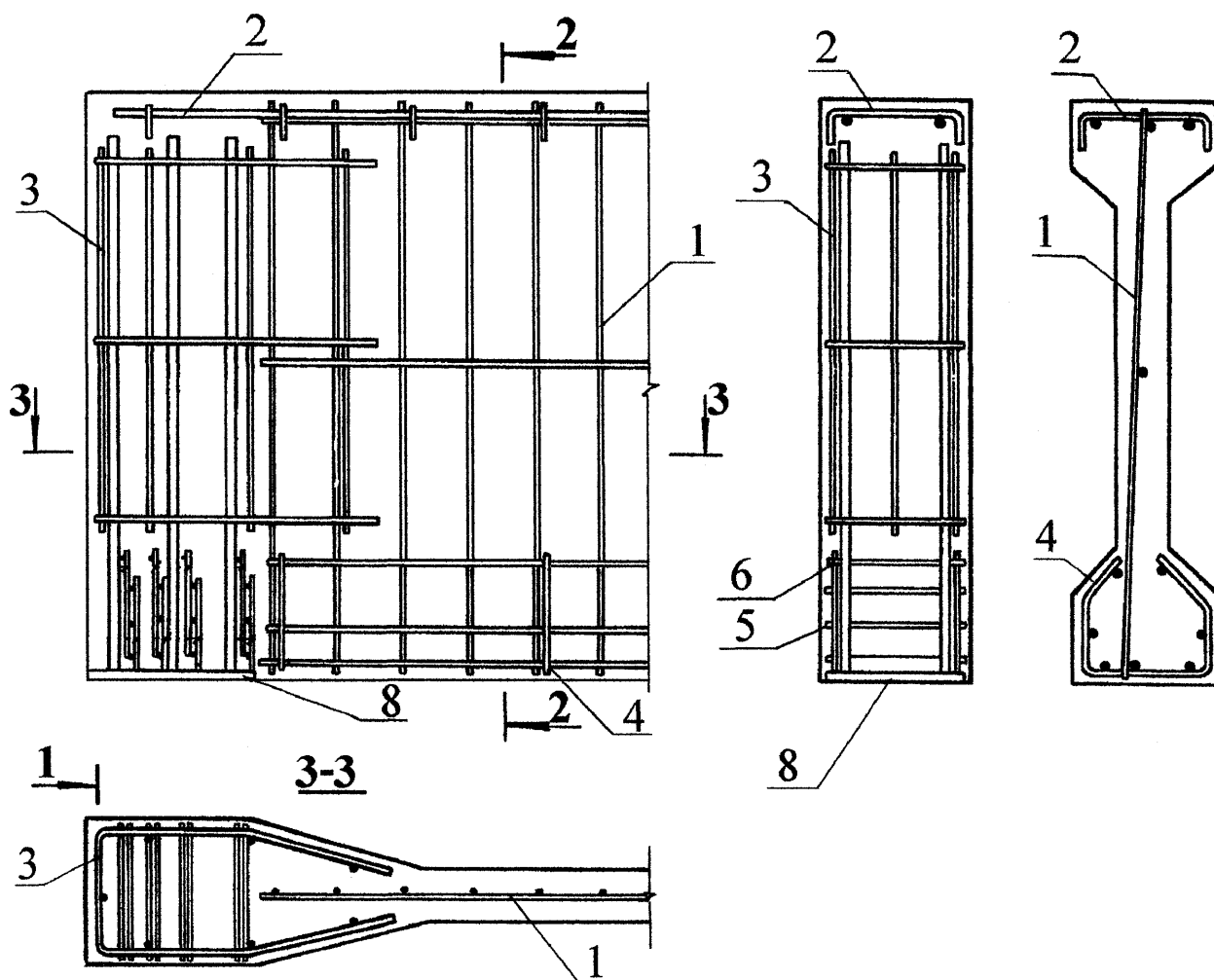


Рис.3.1 Расположение арматурных каркасов балки БСП9.2-7АШВ

1-КР1-4; 2-КР3-3; 3-КР4-2; 4-КР5-1; 5-КР6-1; 6-КР6-3; 8-МН1-2

Для проведения эксперимента были взяты две серийные балки БСП-9.2-7 АШв, изготовленные, как отмечалось выше, из бетона В 30 и армированные напрягаемой арматурой, упрочненной вытяжкой, в растянутой зоне класса АПв диаметром 22 мм (три стержня) и каркасами (см. рис.3.1 и приложение В).

Железобетонные балки серии 1.462.1-10/89 марки БСП-9.2-7 А-Шв изготовлены на Сумском предприятии “Стройиндустрия” и разработаны ЦНИИПромзданий. Геометрические размеры балок приведены на рис.3.2.

Балки имеют двутавровое поперечное сечение в пролете и прямоугольное - на опоре. Толщина стенки балки 80 мм. В верхней части установлены монтажные петли марок МН1-2. Изготавливаются балки в заводских условиях в вертикальном положении в формах с одним не откидным бортом.

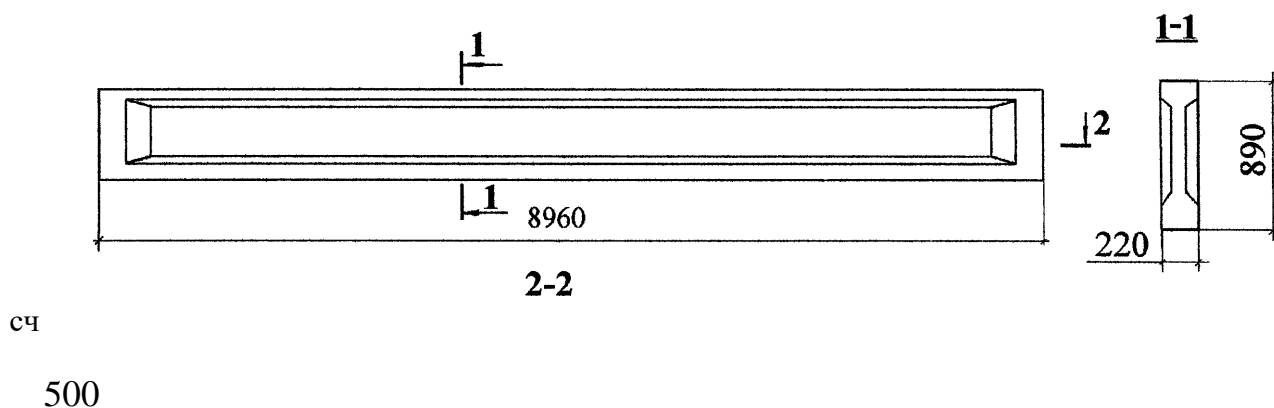


Рис.3.2 Геометрические размеры балки БСП-9.2-7 А-Шв

Данного типа балки предназначены для применения в покрытиях одноэтажных зданиях с плоской кровлей:

- отапливаемых и неотапливаемых;
- возводимых в I-V районах по весу снегового покрова с расчетной зимней температурой наружного воздуха минус 40°С и выше;
- с перепадом и без перепада профиля покрытия;
- с неагрессивной, слабо- и среднеагрессивной степенью воздействия

газообразных сред;

- с расчетной сейсмичностью до 9 баллов;
- в условиях систематического воздействия температур не выше 50°C;
- предел огнестойкости балок равен 0,5 часа.

Данные балки рассчитаны на нагрузки от веса покрытия, подвесных коммуникаций, снега. Нагрузка от собственного веса балки учтена в виде равномерно распределенной по длине балки.

Кроме указанных выше балок, была изготовлена однотипная балка, условно названная нами БСП-9*, отличающаяся от серийных отсутствием рабочей продольной арматуры в нижнем поясе и вырезом средней части растянутой зоны бетона. Балка была заармирована указанной выше растянутой арматурой из стекложгута диаметром 6 мм. Армирование было выполнено снаружи балки по двум боковым плоскостям (см.рис. 3.3).



Рис.3.3 Армирование балки БСП-9* синтетической арматурой

В торцевых частях балки устанавливались обоймы, к которым приваривались пруты, на которые были надеты ролики, снижающие трение арматуры в местах перегибов. В вырезе средней части балки устанавливался стяжной домкрат с коромыслами, через которые перебрасывалась синтетическая арматура. С другой стороны арматура заводилась через ролики. Таким образом каждая половина балки была заармирована 12 стержнями диаметром 6 мм (с каждой плоскости балки по 6 стержней). Ролики были установлены с учетом направления отгиба арматуры, соответствующему вектору главных растягивающих напряжений. Арматура выводилась на торец балки и располагалась равномерно по ее высоте, что препятствовало образованию продольных трещин в торцах балки и наклонных - у ее опор при работе балки.

Применение роликов позволило уменьшить радиус перегибов арматуры, а также уменьшить потери на трение, что способствовало уменьшению суммарных потерь при напряжении арматуры. Ролики представляли собой насаженные на пруты диаметром 24 мм стальные втулки. Для уменьшения трения внутренней поверхности втулок о пруты внутренняя поверхность втулок была смазана антифрикционной графитной смазкой.

Армирование балки выполнялось симметрично относительно средней оси балки.

3.3. Стенд для экспериментальных исследований

3.3.1. Конструкция стенда

Для проведения испытаний в лаборатории кафедры “Строительных конструкций” был изготовлен стенд.

Основу стенда составляют силовые опоры 1 (рис. 3.4), представляющие собой попарно сваренные стальные трубы диаметром 300 мм,

длиной 2600 мм и толщиной стенок 10 мм. Трубы установлены и приварены попарно к опорному швеллеру 3, имеющему длину 1240 мм, а этот швеллер приварен к двум лежачкам 2, изготовленным из такого же швеллера (№ 32), длиной 1400 мм. Для обеспечения необходимой жесткости конструкции лежаки были соединены дополнительно с опорами при помощи приварки пруты 4, изготовленных из арматурной стали диаметром 10 мм и длиной 1000 мм. Средняя полка, соединяющая между собой трубы опоры, и являющаяся опорой при установке верхней балки (Б-1) выполнена из пластины 10x100 мм с закруглениями по краям по радиусу трубы, 150 мм. Верхняя и нижняя полки выполнены из таких же пластин, но для увеличения жесткости были выполнены вырезы в трубах, куда была вставлена на ребро под полку пластина, имеющая прямоугольную форму с размерами 10x100 мм. длина полки равна 300 мм. Таким образом, верхняя и нижняя полки имеют форму тавра.

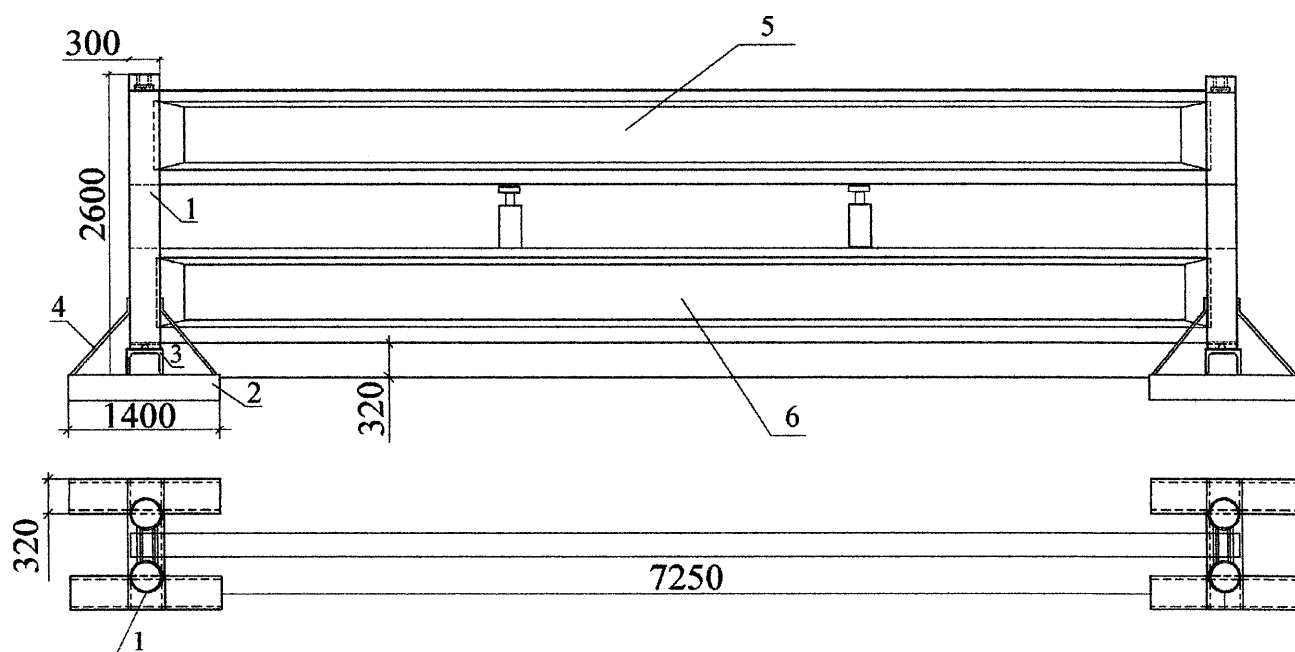


Рис.3.4 Испытательный стенд

1-силовые опоры; 2-лежаки; 3-опорный швеллер; 4-пруты;

Вторая силовая опора имеет аналогичную конструкцию и устанавливается на расстоянии 8,8 м от оси первой опоры.

При проведении испытаний первых двух балок (серийных), они своими опорными частями устанавливались на полки одной опорой, а затем - на полки с положенными на них роликами, второй опоры. При монтаже верхняя балка заводилась в опоры сжатым поясом вниз. Согласно схемы испытаний, между балками на расстоянии от опор 2,9 м устанавливались два гидравлических домкрата. В результате испытаний действующие на балки нагрузки воспринимались верхними и нижними полками опор.

При проведении вторых испытаний нижняя балка устанавливалась на грузовые гидроаккумуляторы, а они - на полки. Конструкция стенда оставалась при этом неизменной.

3.3.2. Нагружающие приспособления

При проведении испытаний первой партии балок использовались для нагружения два домкрата серии ЦНИИСК грузоподъемностью 50 тонн (рис.3.5). При проведении испытаний второй партии балок (с регулирующими механизмами) использовались домкраты грузоподъемностью 25 тонн.

При подготовке к проведению опытов, домкраты подвергались тарированию на испытательном прессе. Для тарирования домкраты устанавливались на пресс и плунжером поднимались к верхней опоре. Затем в домкраты подавали масло от насосной станции. Нагрузку прикладывали ступенями по 0,1 от максимального усилия домкрата. Отсчет показаний проводили одновременно по шкале прессы и по шкале манометра насосной станции. Затем, зная диаметр плунжера и давление масла, подаваемое на домкрат при каждой ступени, определяли развиваемую домкратами грузо-

подъемность на каждой ступени. Результаты сравнивались с показаниями на шкале прессы.

Сравниваемые результаты дали среднеарифметическую погрешность по ступеням не превышающую 0.5 %.

Для нагнетания масла в гидравлические домкраты применялась насосная станция с ручным приводом НСР- 400. Насосная станция соединялась с домкратами при помощи гибких рукавов высокого давления. Рукава между собой, к домкратам и к насосной станции присоединялись при помощи штуцеров, а для обеспечения герметизации стыковки в места соединений закладывались шайбы из красной меди [48,60,64].

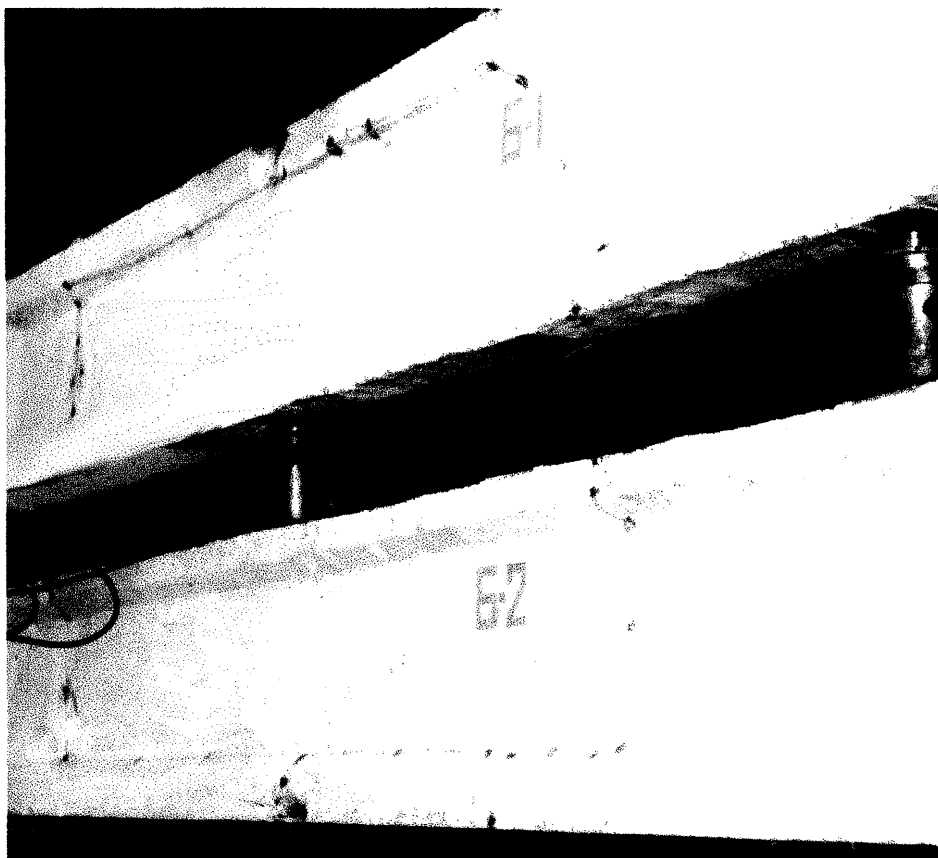


Рис. 3.5 Установка нагружающих домкратов

Для контроля давления масла в гидросистеме использовались технические манометры высокого давления МТБ-150 с предельным значением шкалы 10 МПа, класса точности 2,5. Перед проведением опытов манометры прошли поверку в метрологической мастерской, о чем свидетельствовал штамп на приборе.

Нагружающие домкраты размещались на расстоянии 2,9 м от края опор и 3,0 метра между собой. Днищами домкраты устанавливались на нижнюю балку, а подвижная часть плунжера упиралась в верхнюю балку.

3.3.3. Механизмы для регулирования деформаций

Из разработанных механизмов для регулирования деформаций в балках, нами были испытаны при проведении опытов механизмы с гидравлическим приводом с использованием внешней энергии и без использования внешней энергии. Эти механизмы применялись для натяжения арматуры, натяжной домкрат работал вдоль балки (рис.3.6), и для оттяжки арматуры, (оттягивающий домкрат работал поперек балки (рис.3.7)).

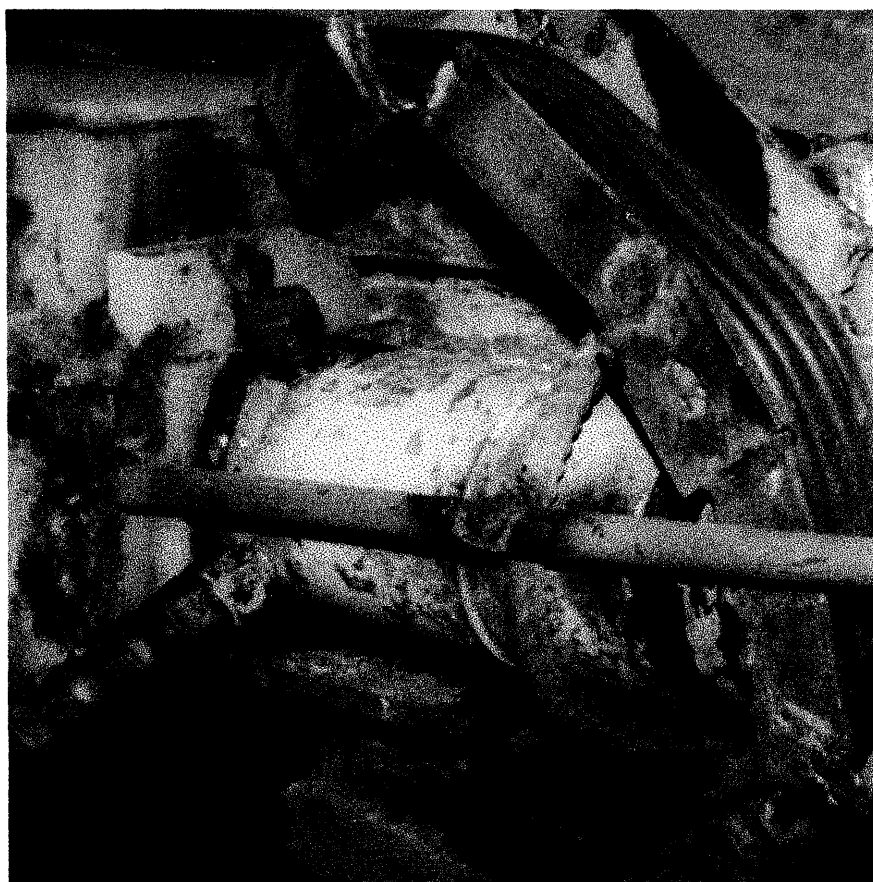


Рис.3 6 Натяжной домкрат

а) при использовании устройств для регулирования деформаций с использованием внешней энергии, арматура напрягается в процессе нагружения, установленным в пазах растянутой зоны балки натяжным дом-

кратом, или же установленным в этом же пазе оттягивающим домкратом. Для контроля прогибов, с целью принятия решений о включении в работу механизмов при повышении нагрузки и, соответственно, прогиба применялся серийный прогибомер с установленным на стрелке постоянным магнитом.

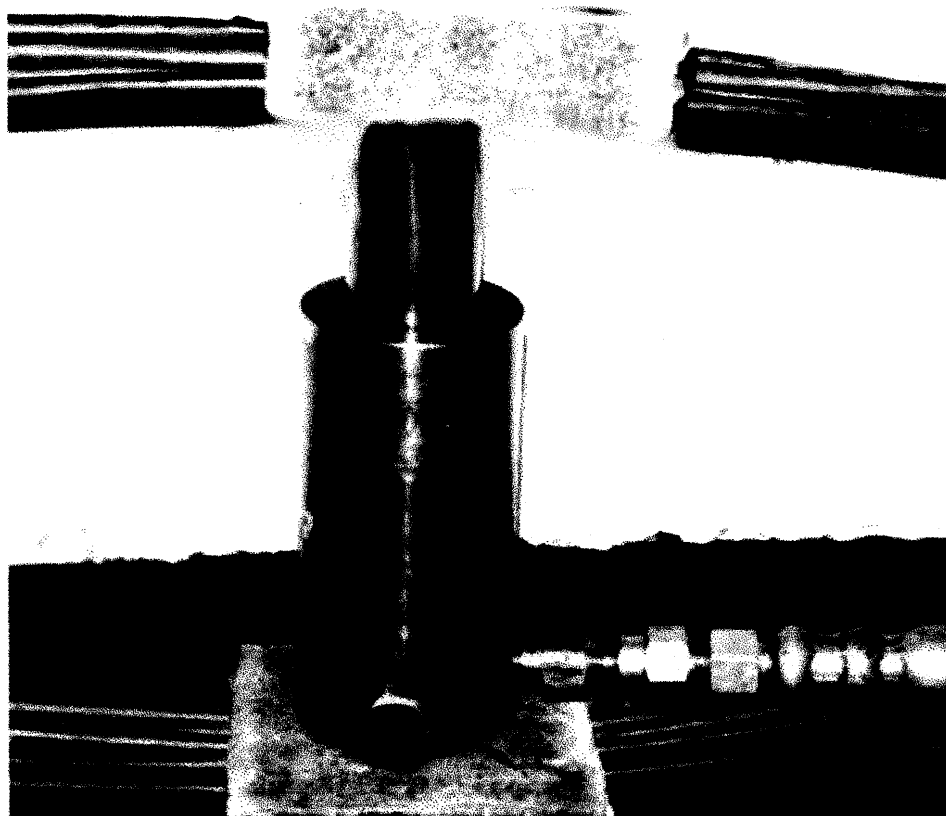


Рис.3.7 Оттяжка арматуры домкратом

На шкале, в зоне соответствующей предельно допустимому прогибу, устанавливался в вырезанном секторе геркон. При повышении прогиба стрелка с магнитом доходила до указанной зоны, контакты геркона замыкаются и включают в работу реле, которое своими контактами замыкает цепь электромагнитного клапана. Электромагнитный клапан соединяет цепь гидросистемы с гидропневмоаккумулятором через редукционный клапан. Натяжной домкрат под действием увеличенного давления масла натягивает арматуру. Прогиб балки уменьшается. Стрелка прогибомера отходит от указанной зоны. Контакты геркона размыкаются, электромагнитный клапан закрывается.

В таком же режиме работает и схема с оттягивающим домкратом-шпренгельная система.

б) в системе регулирования напряжений и деформаций без использования внешней энергии использовалась также балка БСП-9*.

К опорной части данной балки крепились грузовые гидроаккумуляторы. Армирование и установка натяжного домкрата было выполнено аналогично предыдущему опыту.

В замкнутую гидравлическую систему “гидроаккумуляторы - натяжной домкрат” перед установкой балки на опоры через разрывную муфту нагнеталось масло и создавалось давление порядка 0,01 МПа, необходимое для выхода штоков гидроаккумуляторов и выборки слабины в синтетической арматуре. Данная операция может выполняться сразу же после изготовления балки.

Балка устанавливается на опоры, под собственным весом она “проседает” на грузовые гидроаккумуляторы и, тем самым обеспечивается натяжение арматуры. При дальнейшем нагружении происходит перераспределение давления масла между силовыми гидроаккумуляторами и домкратом - стягивающим, работающим вдоль балки, или оттягивающим, работающим поперек балки (если натяжение выполняется по типу шпренгельного).

Для обеспечения необходимой работоспособности конструкции предварительно выполняют расчет соотношения диаметров плунжеров домкратов и, при необходимости, устанавливают редукционный клапан перед натяжным домкратом. При выполнении расчетов необходимо учитывать также потери на деформацию гидроразводков, допустимую степень напряжения арматуры, предельно допустимые нагрузки, действующие на балку и др.

3.4. Методика эксперимента

3.4.1. Режимы нагружения

Нагружение проводилось двумя домкратами, установленными на расстоянии 2,9 м от каждого края балки. При проведении всех опытов, нагружения балок выполнялось ступенями, равными 0.2 от нормативной нагрузки с выдержкой 20 минут (рис.3.8). При достижении нормативной нагрузки давалась выдержка в течение 30 минут. После каждой выдержки снимались показания приборов. При испытании серийной балки БСП-9.2-7 АПв нагружения доводили до разрушающего (раскрытие трещин 1,5 мм с одновременным превышением прогиба за одну последнюю ступень суммарного значения прогиба первых пяти равных ступеней приращения нагрузки).

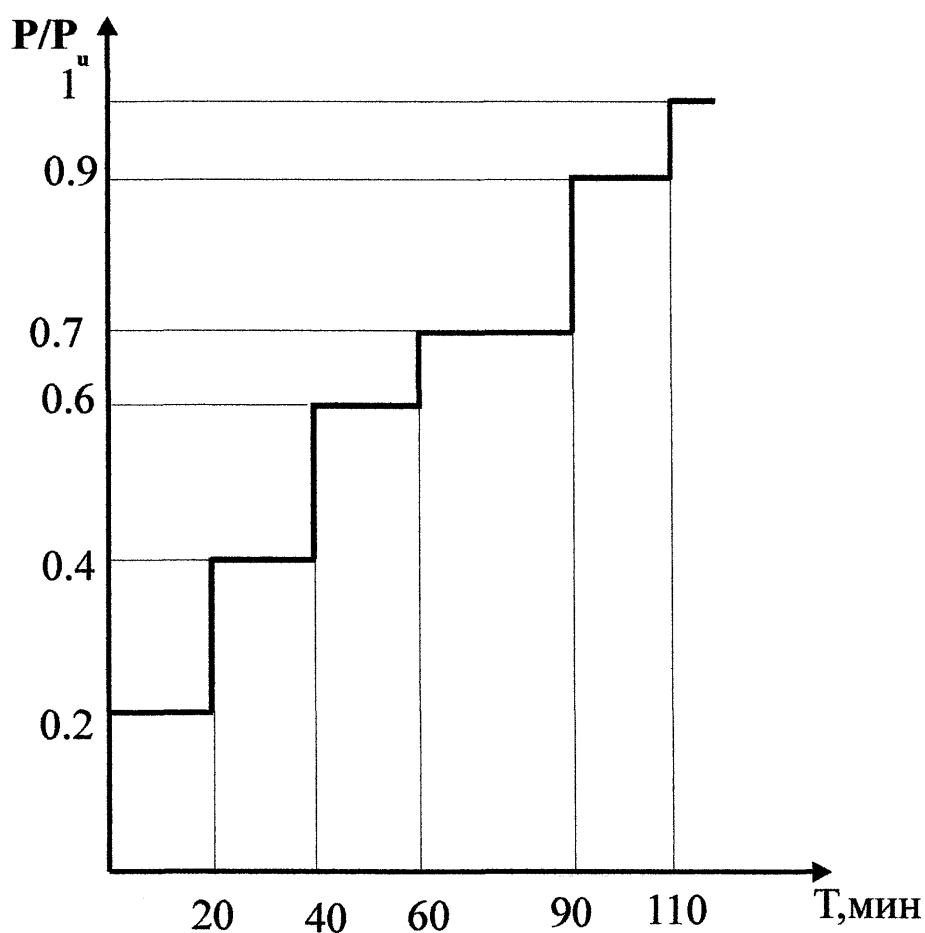


Рис.3.8 График нагружений испытываемых балок

При проведении испытаний балок, армированных синтетической арматурой (с механизмами) нагружение производилось до нормативной нагрузки.

При проведении опытов с серийными балками, они рассчитывались на восприятия момента $M=455,6$ кН м. Сила, создающая такой момент

$$P_{расч} = M/3 = 455,6/3 = 151,9 \text{ кН.}$$

Контрольная сила:

$$P_{контр} \sim 1,4 P_{расч} = 1,4 \times 151,9 = 212,7 \text{ кН.}$$

Во втором и третьем опыте балка воспринимала момент:

$$M = 227,8 \text{ кН м.}$$

Сила, создающая такой момент

$$P_{расч} = 4473 = 227,8/3 = 75,9 \text{ кН.}$$

Контрольная сила:

$$P_{контр} \sim 1,4 P_{расч} = 1,4 \times 75,9 = 106,3 \text{ кН.}$$

3.4.2. Установка измерительных приборов

Перед проведением испытаний измерительные приборы проходили поверку и тарировались. Тензодатчики после наклейки проверялись на отсутствие обрыва.

Схема расстановки приборов показана на рис. 3.9.

Расстановка приборов определялась особенностью работы изгибаемых элементов. В средней части балок внизу ставились прогибомеры для определения прогибов конструкции под действием нагрузок. Для определения перемещений приопорной части балки устанавливались индикаторы часового типа цена деления 0.01 мм. В вероятной зоне образования наклонных трещин устанавливались тензорезисторы с базой 50 мм. Деформации растянутой арматуры в местах максимальных усилий измерялись при проведении первого опыта наклеенными на рабочую арматуру тензорезисторами с базой 20 мм, а при проведении второй серии экспериментов механическими тензометрами Гугенбергера.

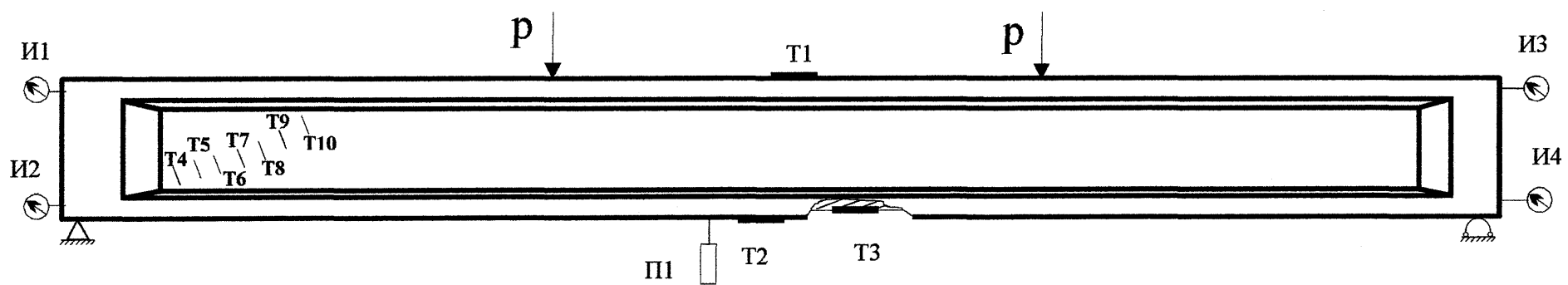


Рис. 3.9 Схема расстановки приборов

При проведении обеих серий опытов для снятия показаний свыше упомянутых тензорезисторов использовался комплекс тензометрической аппаратуры, состоящей из цифрового тензометрического моста ЦТМ-3 и переключателя тензорезисторов ПД -100 М. Переключатель работал в полуавтоматическом режиме. Результаты измерений деформаций считывались со светового табло ЦТМ-3.

В процессе проведения испытаний результаты измерений заносились в таблицы результатов измерений по каждой серии приборов, начиная с нулевых показаний приборов и поочередно после каждой ступени нагружения.

После каждой серии опытов результаты измерений заносились в сводную ведомость и обрабатывались.

3.4.3. Методика обработки результатов

После проведения опытов и заполнения сводной таблицы испытаний были произведены вычисления перемещений, как разница между показаниями индикаторов часового типа и прогибомеров при каждой ступени нагружения и нулевыми показаниями. Была вычислена величина деформаций синтетической арматуры при нагружении балки, вычислены значения прогибов балки в процессе работы, деформации арматуры и бетона путем вычитания нулевых показаний тензометрического моста и показаний при каждой ступени нагружения. На основании вышеуказанных вычислений были построены графики зависимости деформаций от нагрузок для каждого опыта.

При проведении испытаний нескольких образцов отдельно арматуры, бетона, а также балок определялось среднеарифметическое значение измеряемых величин[37,81]:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n Y_k \quad (3.1)$$

Определялись отклонения от среднего значения для каждого результата по формуле:

$$\Delta_l = y_k - \bar{y} \quad (3.2)$$

Эти отклонения характеризовали абсолютную ошибку определения. По формуле (3.3) вычислялась дисперсия $S^2(y_k)$

$$S^2(y_k) = \frac{\sum_{k=1}^n (y_k - \bar{y})^2}{n - 1} \quad (3.3)$$

Проводились также вычисления среднеквадратического отклонения результатов по формуле (3.4)

$$S(y_k) = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n (y_k - \bar{y})^2}{n - 1}} \quad (3.4)$$

коэффициент вариации

$$(3.5)$$

где \bar{y} - математическое ожидание.

3.5. Результаты экспериментальных исследований

3.5.1. Характер развития трещин

При испытании первой серии балок на первой ступени нагружения ($P=65$ кН) в приопорной зоне появились наклонные трещины с незначительной шириной раскрытия. На второй ступени ($P=127,5$ кН) количество наклонных трещин увеличилось. На третьей ступени нагружения ($P=160$ кН) в приопорной зоне балки ширина раскрытия трещин составила 0.035-0.04 мм. Появились трещины и в средней части пролета балки. На четвертой ступени ($P=195$ кН) в сжатой зоне появились продольные трещины, а в растянутой зоне ширина раскрытия трещин превышала допустимую (0.3 мм).

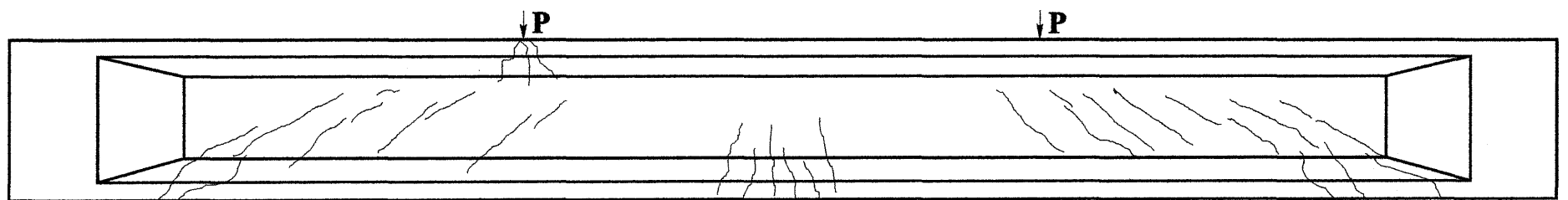


Рис. 3.10 Трещинообразование балки БСП9.2 -7Шв

На шестой ступени ($P=225$ кН) балка хрупко разрушилась, при выдерживании под нагрузкой 2 минуты, по сжатой зоне.

Полная картина трещинообразования балок первой серии представлена на рис.3.10.

При испытании балок с использованием механизмов для регулирования напряженно-деформированного состояния нагрузка не превышала нормативную. Трещины при испытании указанных балок не появлялись.

3.5.2. Деформации и напряжения в арматуре

При проведении испытаний балок, армированных синтетической арматурой, как отмечалось выше, деформации в арматуре измерялись при помощи механических тензометров Гугенбергера. Схема расстановки остальных приборов соответствовала схеме при испытании балки БСП9.2-7Шв. Тензорезисторы устанавливались на бетоне испытываемых балок.

Результаты измерений при проведении опытов заносились в таблицы (см. табл.3.4, табл.3.5).

Таблица 3.4

Зависимость деформаций от напряжений для синтетической арматуры (регулирование с использованием внешней энергии)

Нагрузка, Р, кН	Деформации, 81×10^{-2}	Модуль упругости Еа, МПа	Напряжения в арматуре, $\sigma_{та}$, МПа
20	0.09	46×10^3	41.4
40	0.20	46×10^3	92.0
60	0.27	46×10^3	124.2
80	0.36	46×10^3	165.6
100	0.45	46×10^3	207.0
120	0.50	46×10^3	250.0

Зависимость деформаций от напряжений в синтетической арматуре (без использования внешней энергии).

Нагрузка, Р, кН	Деформации, 81×10^{-2}	Модуль упругости E_a , МПа	Напряжения в арматуре, σ_a , МПа
5	0.025	46×10^3	11.50
10	0.050	46×10^3	23.00
15	0.080	46×10^3	34.00
20	0.100	46×10^3	46.00
25	0.125	46×10^3	57.60
30	0.145	46×10^3	69.20
35	0.170	46×10^3	80.50
40	0.200	46×10^3	92.00

По результатам данных, полученных при испытании балки с регулированием деформаций были построены графики зависимости прогибов от нагрузок, действующих на балку (см. рис.3.11 - 3.12).

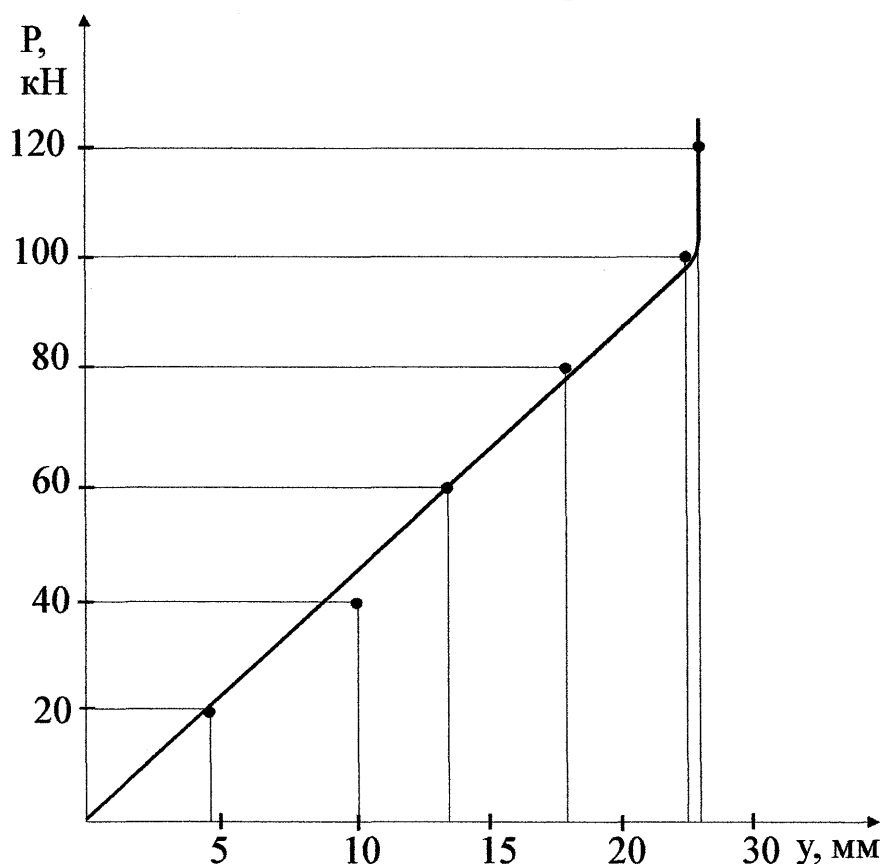


Рис. 3.11 График зависимости прогибов от нагрузок балки (регулирование с использованием внешней энергии)

Из графика (рис. 3.11) видно, что момент вступления в работу системы регулирования соответствует значению прогиба 25 мм. Величина прогиба, при которой начинается регулирование, может быть различной и задается. Регулирование обеспечивает поддержку заданной величины прогиба независимо от действующей на балку нагрузки.

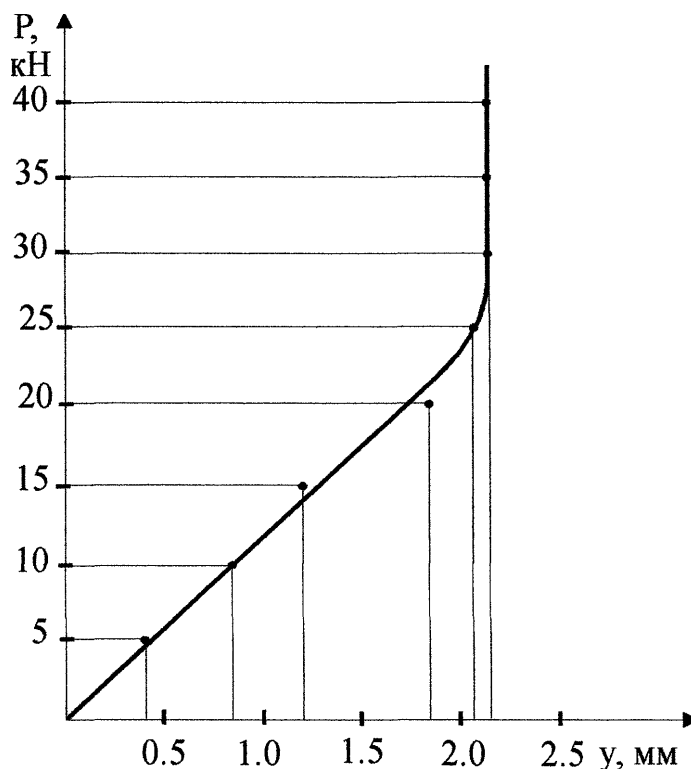


Рис.3.12 График зависимости прогибов от нагрузок балки (регулирование без использования внешней энергии)

Как видно с рис.3.12, прогибы балки возрастали прямо пропорционально нагрузкам (до 25 кН). Это говорит о наличии свободного хода в элементах системы регулирования. Участок графика от 25кН показывает момент вступления в работу и работу системы регулирования. На данном участке прогиб балки не изменяется с увеличением нагрузки.

На основании проведенных испытаний построен график зависимости прогибов типовой балки БСП9.2-7 Шв от нагрузок (рис.3.13). Сравнивая его с графиками (см.рис.3.11, 3.12) видим, что при малых нагрузках прогибы прямолинейно зависимости от нагрузок. С увеличением нагрузок

прирост прогибов возрастает (рис.3.13). В момент вступления в работу системы регулирования обеспечивается отсутствие роста прогибов с увеличением нагрузок (см.рис.3.11, 3.12).

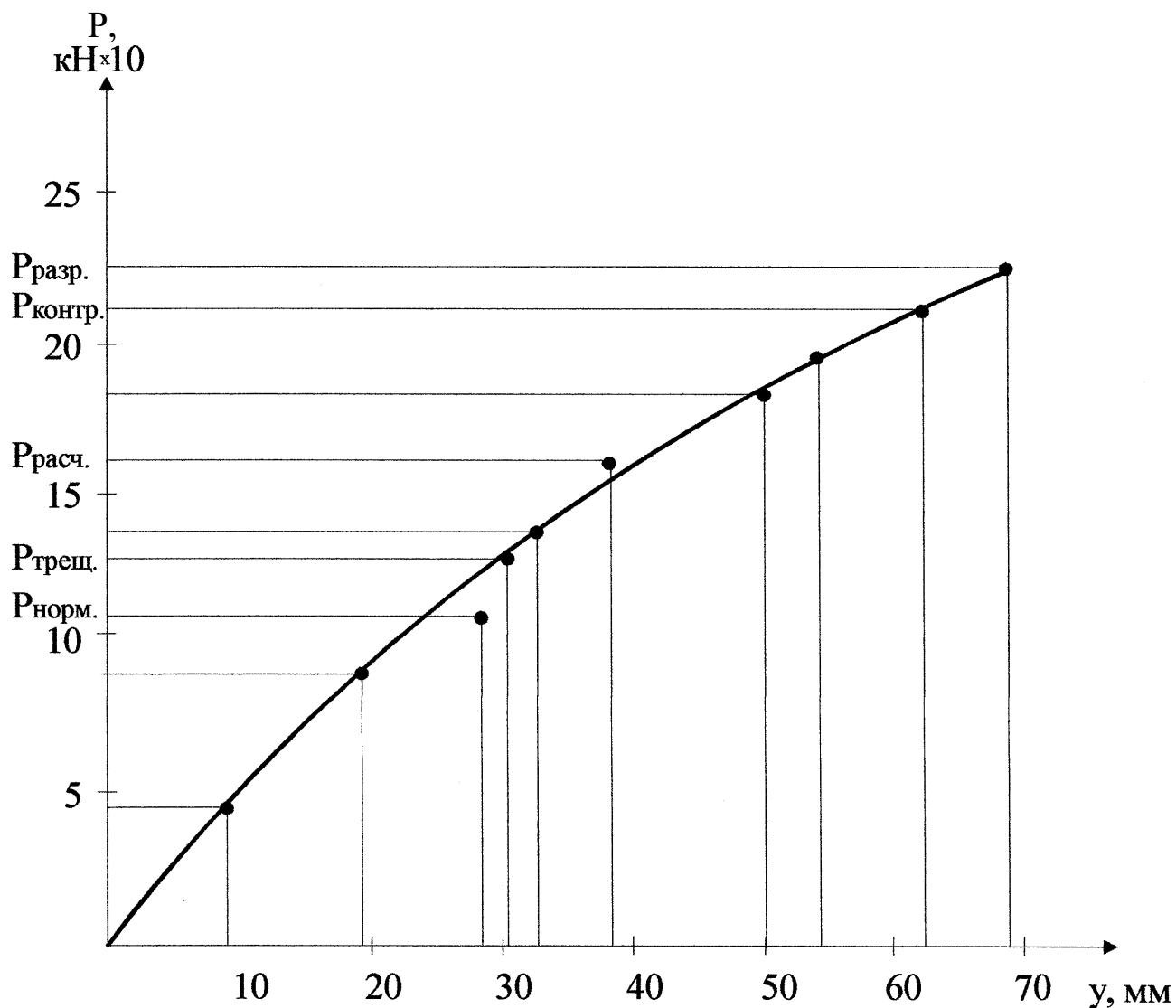


Рис. 3.13 График зависимости прогибов типовой балки

БСП9.2-7 Шв от нагрузки

Зная деформации синтетической арматуры, замеренные тензотрами Гугенбергера, и модуль упругости синтетической арматуры, определяем величины напряжений на каждой из ступеней нагружения и строим графики зависимостей напряжений от деформаций для балок с регулируемыми механизмами использующими внешнюю (см. рис. 3.14) энергию и не использующими внешней энергии (см. рис. 3.15).

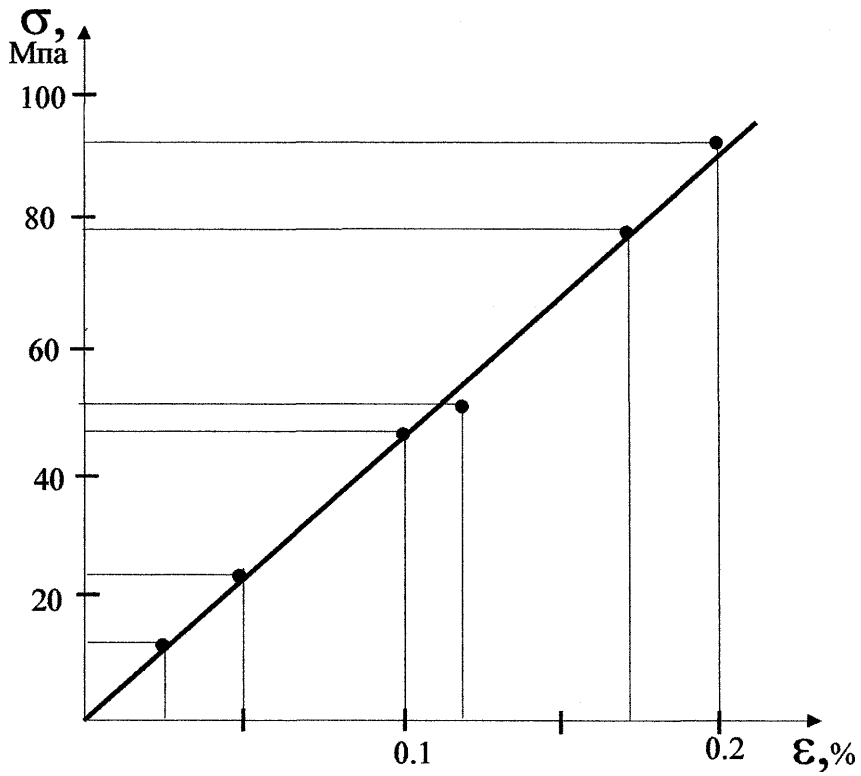


Рис.3.14 График зависимости напряжений в арматуре от деформаций
(без использования внешней энергии)

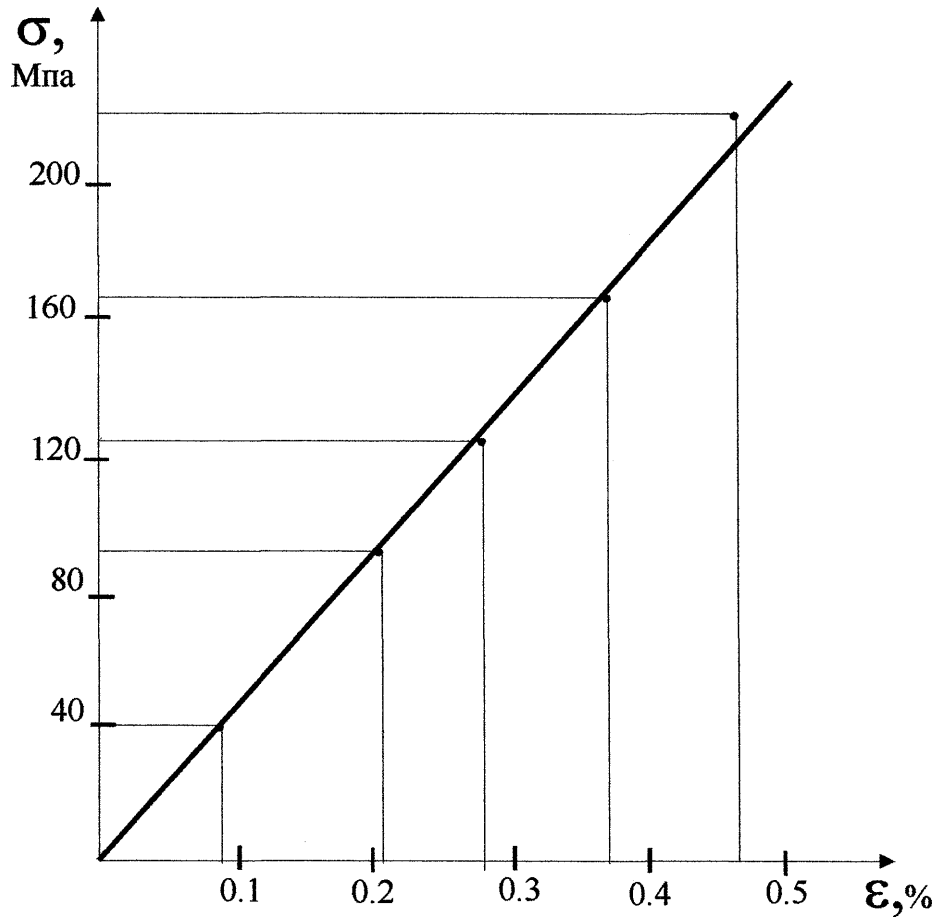


Рис.3.15 График зависимости напряжений в арматуре от деформаций
(с использованием внешней энергии)

Как видно из графиков (см. рис.3.14, рис.3.15), зависимость напряжений от деформаций в синтетической арматуре для балок с регулированием, прямопропорциональна.

3.6. Выводы по третьему разделу

1. Сравнение экспериментальных и теоретических данных о прочностных и деформативных состояниях типовой балки БСП-9.2-7 АШ показало, что балка соответствует требованиям проекта, разрушилась по нормальному сечению из-за разрушения сжатой зоны бетона, как перearмированная.

2. Предельные деформации по прогибам наступили после превышения нормативного значения нагрузки. Это свидетельствует об излишних запасах прочности по второй группе предельных состояний.

3. Испытания неметаллической арматуры показали, что прочность ее составила 1599,5 МПа, модуль упругости 52000 МПа, при этом проверена надежность способа анкеровки стекложгута.

4. Испытания балок, армированных синтетической арматурой с использованием регулирующих механизмов, показали, что такая арматура имеет прочность, соответствующую расчетным данным и обеспечивает требуемые деформативные свойства в условиях регулирования деформации.

5. Использование примененных регулирующих механизмов показало их высокую работоспособность и надежность.

РАЗДЕЛ 4

ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОИЗВОДСТВУ И ПРИМЕНЕНИЮ БАЛОК С МЕХАНИЗМАМИ ДЛЯ РЕГУЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ

4.1. Особенности изготовления балок с механизмами для регулирования напряжений и деформаций

4.1.1. Требования к изготовлению балок с применением плоских домкратов в качестве регулирующих механизмов

Расчет балок следует выполнять согласно СНиП 2.03.01 - 84 и Рекомендаций по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой [86,79].

Изготовление балок с механизмами для регулирования напряжений и деформаций следует выполнять согласно Указаниям по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций, как для напряжения арматуры на бетон, Рекомендаций по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой и Указаний по предварительному напряжению железобетонных конструкций [79,92,93].

Балки выполняются из тяжелого бетона классов В20-В40 по прочности на сжатие.

В качестве косвенной арматуры принимать:

- а) стержневую ненапрягаемую арматуру класса А-III;
- б) арматуру проволочную Вр-1.

Арматура, при изготовлении данного типа балок, устанавливается до бетонирования. Закладывается арматура таким образом: с торца установки домкратов подходит прямолинейно, а к другому краю - отгибается по направлению главных растягивающих напряжений. С другой стороны

балки арматура к натяжному домкрату подходит прямолинейно, а на противоположную сторону она идет с таким же разветвлением. Армирование выполняется непрерывной навивкой двумя пучками арматуры. Анкеровка каждого пучка выполняется снаружи балки на силовой пластине натяжного домкрата.

Отгибы арматуры при закладке выполняются по направлению главных растягивающих напряжений. В форме должно быть надежно обеспечено проектное положение арматуры и исключена возможность смещения при укладке бетона. Для этой цели рекомендуется сварные сетки изготавливать с ячейками, соответствующими расположению арматуры. Расставлять сетки по длине конструкции через 100 - 150 см (для широких конструкций), или фиксировать через такое же расстояние прикреплением к установленным каркасам.

Перед укладкой бетона необходимо убрать слабинку в арматуре и временно зафиксировать ее.

По мере застывания бетона производить подвижку арматуры два три раза в продольном направлении на величину 10-15 см в зависимости от класса бетона.

В местах установки натяжных домкратов располагать распределительный лист по размерам домкрата. Толщину листа подбирать в зависимости от передаваемого на бетон усилия.

Пропарку конструкций производить при температуре ниже 80 °С.

После пропарки балки к распределительным листам и к закладным деталям опорной части балки привариваются защитные кожухи.

Для подготовки к работе домкратов через штуцер для выпуска воздуха одного из домкратов подается рабочая жидкость. На втором домкрате снимается заглушка, через которую по мере заполнения домкратов рабочей жидкостью, выходит воздух. При появлении из этого штуцера рабо-

чей жидкости без пузырьков воздуха - ставятся заглушки на оба домкрата. Такая же операция проделывается с домкратами другой стороны балки. Домкраты подготовлены к работе. Раздутие домкратов обеспечивается за счет возникающего подпора. Эта операция может выполняться до или после установки домкратов на балку.

Закрепление домкратов на балке осуществляется временной фиксацией между собой верхнего и нижнего защитных кожухов.

Хранение и транспортировку балок осуществлять в вертикальном положении на подкладках, располагаемых на расстоянии не менее 0,5 м от опорных домкратов. Высота подкладок должна быть не менее двух высот опорного домкрата.

Перед установкой домкратов и анкерровкой арматуры необходимо произвести ее подтяжку с целью снятия слабины.

При установке балки, она своим весом давит на заполненные маслом опорные домкраты, а созданное в них давление передается через рукава высокого давления к натяжным домкратам, которые напрягают рабочую арматуру балки. По мере нагружения балки, степень напряжения арматуры будет увеличиваться.

Контроль степени напряжения арматуры осуществлять по “проседанию балки” или по перемещению силовой пластины оттягивающего домкрата.

Другие требования по изготовлению, приемке, контролю качества, транспортировке и хранению балок должны осуществляться по ГОСТ 20372-89 “Балки стропильные и подстропильные”.

Схема балки с регулирующими механизмами в виде плоских домкратов показана на рис.4.1.

В тех случаях когда основной нагрузкой является вес балки, или же монтаж конструкций, нагружающих балку, занимает короткое время и эти

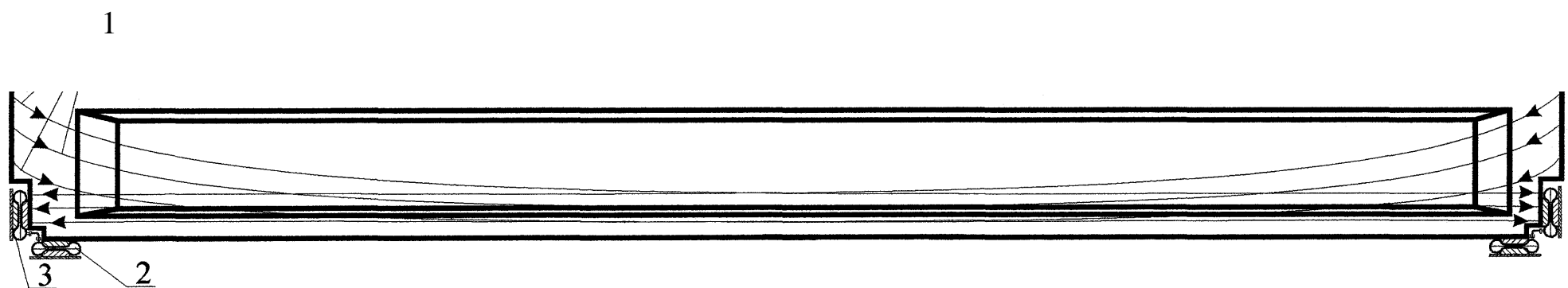


Рис.4.1 Предлагаемая схема балки с регулированием напряжений и деформаций плоскими домкратами

1 - напрягаемая арматура; 2 - опорный домкрат;
3 - натяжной домкрат

конструкции являются основной нагрузкой балки, возможно применение в качестве рабочей жидкости твердеющего раствора. Им может быть цементное тесто на основе медленно схватывающегося цемента. Это особенно эффективно при усилении имеющихся конструкций затяжками, шпренгельном усилении и др.[18,42,93,101].

4.1.2. Указания по применению данных конструкций.

1. Балки предназначены для применения в покрытиях складских и производственных зданий с плоской кровлей:

- возводимых в I-V районах по весу снегового покрова с расчетной зимней температурой наружного воздуха минус 45 °С и выше;
- с перепадами и без перепадов профиля покрытия;
- с агрессивной и среднеагрессивной степенью воздействия;
- в условиях систематического воздействия температур не выше 40°С.

2. Применение данного типа балок в сейсмических районах непустимо.

3. Крепление плит покрытия к балкам выполняется в соответствии с серией 1.400-11 “Рекомендации по применению сборных железобетонных типовых плит в покрытиях зданий промышленных предприятий”.

4. Другие указания по применению данного типа балок аналогичны указаниям по применению балок БСП9.2[7].

4.2. Рекомендации к применению плоских домкратов для регулирования напряжений и деформаций в балках

Как отмечалось в разделе 2, одной из перспективных схем регулирования напряжений и деформаций в бетонных балках, армированных син-

тетической арматурой, проволочной, прядевой или тросовой, является схема без использования внешней энергии. В качестве регулирующих механизмов в данной схеме могут использоваться плоские гидравлические домкраты, устанавливаемые для натяжения арматуры в торцах балки и воспринимающие передаваемую от таких же опорных домкратов энергию нагрузок, действующих на опорные домкраты.

Идея применения плоских домкратов известна сравнительно давно (были применены впервые П. Фрейсине в 1938 г.), но теория их расчета, методы конструирования и применения разработаны недостаточно. Применение их в нашей стране в разных областях строительства эпизодично. За рубежом область применения плоских домкратов несколько шире. Одним из примеров использования плоских домкратов является использование их для поднятия необычно тяжелых элементов, таких как корпуса ядерных реакторов, с временных опор в проектное положение, которое затем фиксируется. Наиболее широко применяются данного типа домкраты фирмой P.S.C. Equipment LTD с целью поддомкрачивания конструкций, предварительного напряжения, измерения опорных реакций и пр.

Предпосылками к применению плоских домкратов в наших конструкциях послужило следующее:

- малая высота домкрата;
- большая опорная площадь домкрата;
- большая гибкость корпуса;
- малая масса (на порядок ниже поршневого);
- низкое рабочее давление при больших усилиях;
- полная герметичность корпуса;
- простота конструкций;
- низкая себестоимость.

Схема балки с использованием плоских домкратов для регулирова-

ния напряжений и деформаций в конструкциях показана на рис. 4.2.

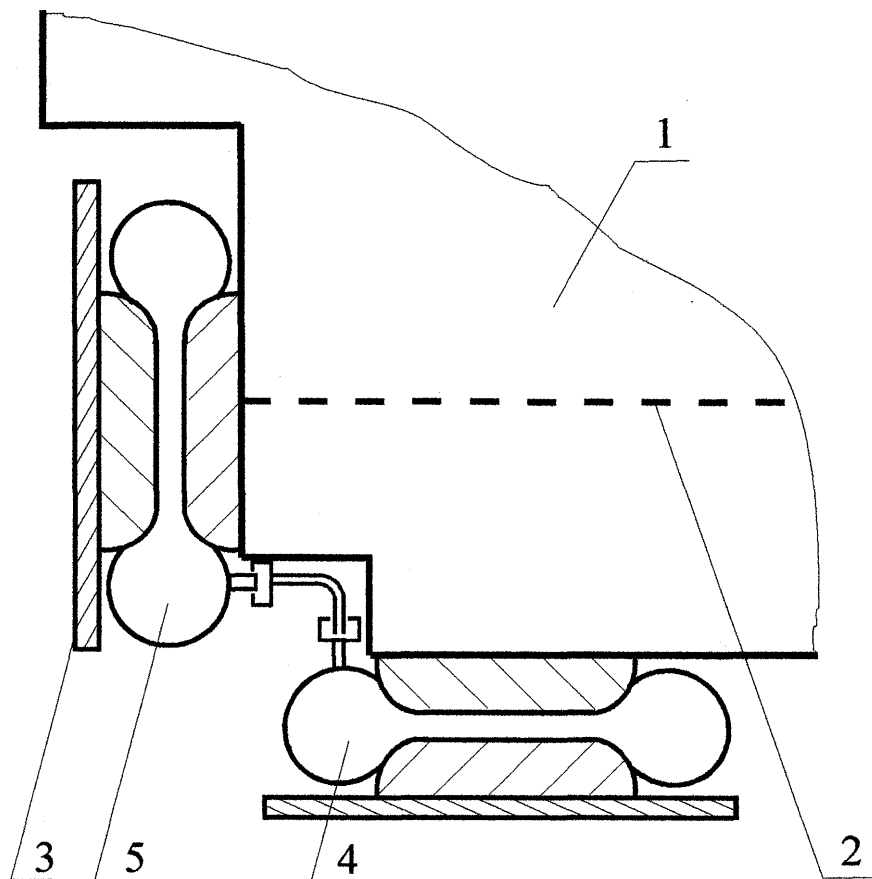


Рис. 4.2 Схема установки плоских домкратов для регулирования напряжений и деформаций в балке

1 - балка; 2 - напрягаемая арматура; 3 - упорная пластина;
4 - опорный домкрат; 5 - натяжной домкрат

Как видно с рис. 4.1, 4.2, данная схема является более компактной по сравнению с упомянутыми в разделе.2, более дешевой и надежной по сравнению со схемами с применением плунжерных домкратов, имеющих гораздо большую высоту и слабое звено - уплотнение (манжеты), а также более высокую себестоимость.

При расчете плоских домкратов [105] задаемся известным рабочим ходом A и номинальным усилием натяжения арматуры, определяемым как:

$$Q = K_{yM} n A_{s0sp} / (n \text{ Ю}^2) \quad (4.1)$$

где Q - усилие натяжения;

Кум. - коэффициент повышения максимального усилия;

p - число одновременно напрягаемых стержней;

A_s - площадь поперечного сечения стержня, см

G_{sp} - заданное напряжение, МПа;

η - коэффициент полезного действия домкрата

Для опорного домкрата задаемся рабочим ходом и величиной опорной реакции, действующей на домкрат.

Задачами расчета необходимо считать:

- определение параметров валика, при которых обеспечивается его прочность при рабочем ходе домкрата;

- определение размеров домкрата, обеспечивающих номинальную грузоподъемность;

- установление размеров опорных вкладышей.

- толщина листа для корпуса домкрата принимается в пределах 2-3 мм по технологическим условиям сварки и прочности [105].

Расчет домкрата начинают с определения радиуса валика домкрата r_0 и радиуса закругления опорного вкладыша a (рис. 4.3). Величину начального радиуса принимают в пределах 12-25 мм. Радиус закругления опорного вкладыша a принимают равным 0,75-0,8 начального радиуса валика домкрата, причем большему начальному радиусу валика соответствует больший рабочий ход домкрата.

Расчет производим следующим образом.

Вспомогательную величину K , необходимую для выполнения последующих расчетов, определяют по формуле:

$$K = r_0 + (r_0 + a) \cos \alpha, \quad (4.2)$$

где r_0 - начальный радиус валика домкрата;

a - радиус закругления опорного вкладыша;

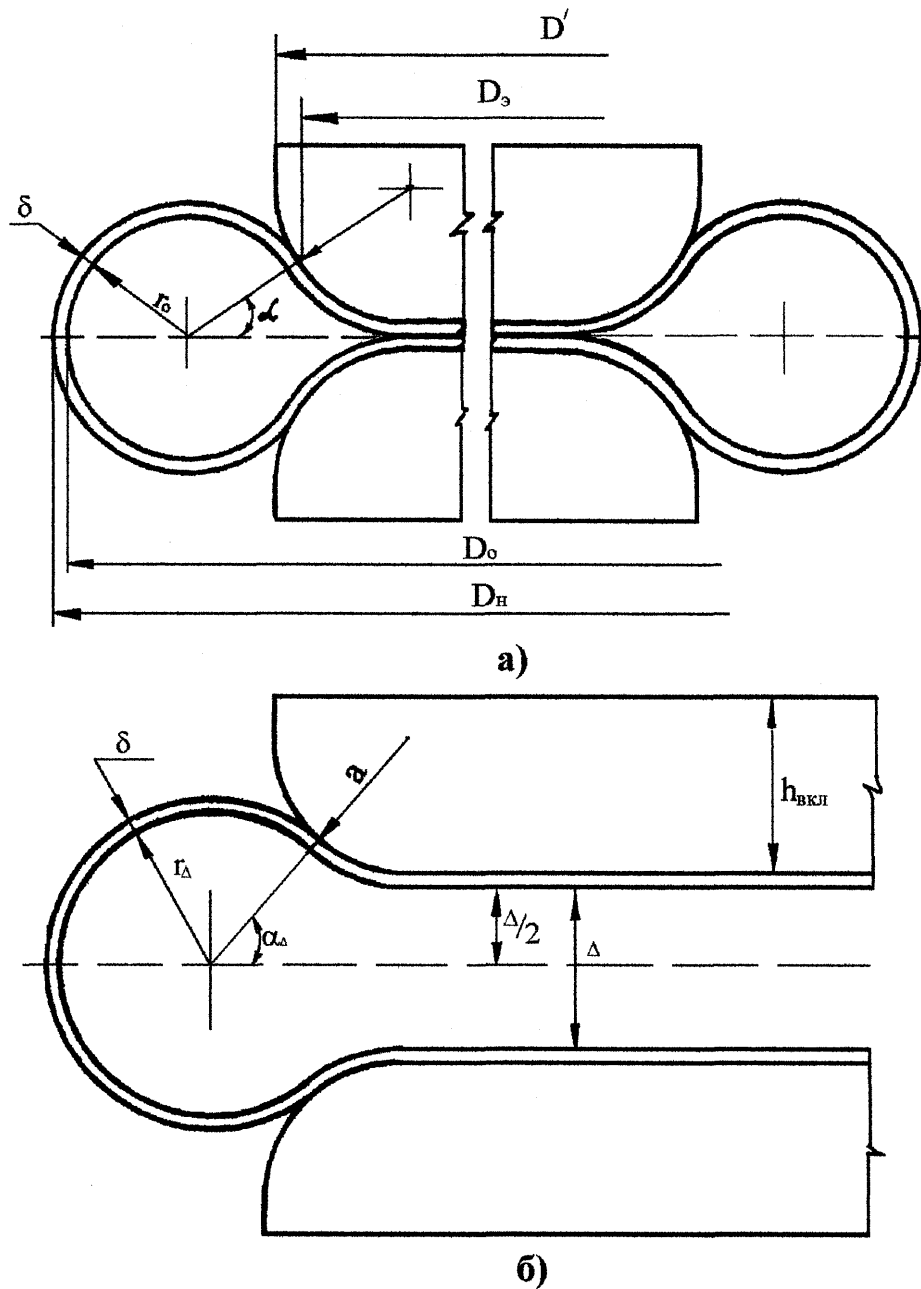


Рис. 4.3 Схема к расчету плоских домкратов

а) домкрат в исходном положении;

б) домкрат в рабочем положении при величине хода A

$$a_p = a + \delta \quad (4.3)$$

где δ - толщина листа корпуса;

$$\sin \alpha = a_p / a_p + r_0 \quad (4.4)$$

По $\sin \alpha$ определяем $\cos \alpha$.

С учетом полученной величины K определяем предельный ход домкрата $A_{\text{пр}} = 1,75 K$, при котором обеспечивается его работоспособность, и

рабочий ход домкрата $A_{раб.} = 0,75 A_{пр.}$

Внутренний радиус валика домкрата r_d , соответствующий рабочему ходу, рассчитывается исходя из зависимости:

$$\frac{K^2 + a_p D_{раб.} + \dots}{2(K + a_p)} \quad (4.6)$$

Расчетное давление P_d в полости домкрата вычисляется из условий прочности стенок валика по зависимости:

$$\frac{P_d}{\sigma_{вр}} \quad (4.7)$$

где $\sigma_{вр}$ - временное сопротивление на разрыв, кгс/см²;
 n - коэффициент запаса прочности, принятый 3,5.

Эффективный опорный диаметр домкрата круглого профиля D_3 , по которому передается усилие на вкладыш, соответствующий номинальной грузоподъемности домкрата $Q_{ном}$ при рабочем ходе $A_{раб.}$, определяется из решения следующего уравнения относительно D_3 :

$$Q = 2T \cdot [D_a + 4(D_3 - 8\cos\alpha)r_{fi} \cos\alpha], \quad (4.8)$$

где $\cos\alpha$ определяют по $\sin\alpha$ из формулы:

$$\frac{(a_p + \Delta / 2)}{(a_p + r_{\Delta})}$$

Внутренний диаметр домкрата D_0 берем исходя из зависимости:

$$D_0 = D_3 + 2(K - a_p \cos\alpha) \quad (4.10)$$

Наружный диаметр домкрата:

$$D = D_0 + 28 \quad (4.11)$$

Диаметр опорного вкладыша домкрата $D_{вкл}$ вычисляем по формуле:

$$D_{вкл} = D_3 - 2(a_p \cos\alpha - a) \quad (4.12)$$

Минимальную конструктивную толщину опорного вкладыша h_{mi_n} ус-

танавливаем из условия: $h_{min} = g + 0,3$ см.

Применение опорных и натягивающих арматуру плоских домкратов круглого профиля в наших условиях может быть не совсем эффективно. Так как, учитывая толщину балки и условие невыступания домкрата за пределы балки, его площадь будет меньше площади плоского домкрата прямоугольного профиля. Поэтому целесообразно применять в данном случае плоские домкраты прямоугольного профиля (см. рис.4.4).

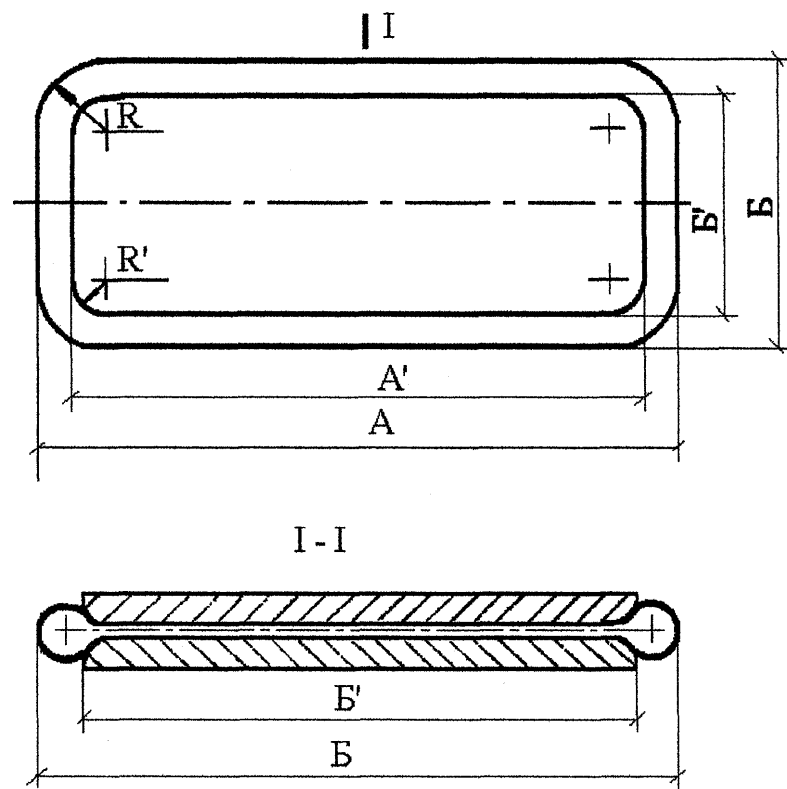


Рис.4.4 Схема к расчету плоских домкратов прямоугольного профиля

Параметры А и В в таком домкрате могут быть равны между собой и равны ширине балки. Грузоподъемность домкрата прямоугольного профиля вычисляем по зависимости:

$$Q = P_d [(A-2C)(B-2C) + (K-C)^2 (L-4)] + p_{A1} \gamma_4 2 [A+B-4R+27t(R-C)] \cos \alpha_4; \quad (4.13)$$

где А - длина домкрата;

В - ширина домкрата;

Р - радиус закругления углов домкрата в плане;

рд - давление в полости домкрата, соответствующее ходу Д

Величину С определяем по формуле:

$$C=(8+гд)/(I+COSOCA) \quad (4.14)$$

Размеры опорных вкладышей домкратов прямоугольного профиля определяем:

ширина вкладыша

$$B'=B-2E \quad (4.15)$$

длина вкладыша

$$A'=A-2E \quad (4.16)$$

радиус закругления

$$R'=R-E \quad (4.17)$$

$$E = K8-a \quad (4.18)$$

По указанным схемам проводится расчет как опорного так и натяжного домкратов.

Опорный домкрат рассчитывается на действие опорной реакции и его работа ничем не отличается от работы данного типа домкратов, применяемых для определения опорных реакций в конструкциях.

Заданными параметрами для расчета этого домкрата являются: действующая нагрузка, геометрические размеры, рабочий ход.

Натяжной домкрат рассчитывается на действие усилия, необходимого для напряжения арматуры в данной конструкции, т.е. его работа полностью соответствует работе плоского домкрата для поднятия грузов, или же создания предварительного напряжения в конструкции.

Заданными параметрами для расчета натяжного домкрата являются: грузоподъемность, зависящая от требуемой степени преднапряжения данной арматуры; рабочий ход, зависящий от деформации арматуры при напряжении; геометрические размеры (длина и ширина), зависящие от конструкции.

Изменением площадей одного или другого домкратов добиваются соотношения между опорной реакцией, действующей на опорный домкрат, и усилием натяжения арматуры :

$$F_H / F_{on} = S_H / S_{on} \quad (4.19)$$

где F_H, S_H - сила и площадь натяжного домкрата;

F_{on}, S_{on} - сила и площадь опорного домкрата

Следует учитывать при расчетах, что величина натяжения для стеклопластиковой арматуры должна быть не более $0,75R_a$.

Рабочие полости опорного и натяжного домкрата при работе соединяются при помощи рукава высокого давления или гидравлической трубки, рассчитанной на заданное давление.

Если величина удлинения арматуры значительно превышает рабочий ход натяжного домкрата, целесообразно использовать батарею из нескольких установленных друг на друга плоских домкратов (рис. 4.5).

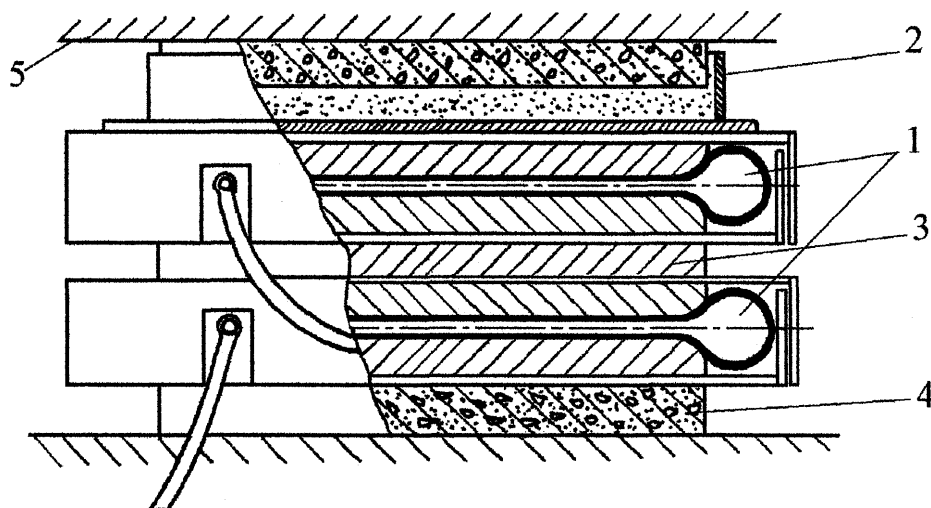


Рис. 4.5 Батарея плоских домкратов

1 - плоские домкраты в защитных кожухах; 2 - разгрузочное приспособление; 3,4 - промежуточные вкладыши; 5 - балка

Перед применением плоские домкраты должны проходить испытания. Предусматривается проведение трех видов испытаний: пробным давлением (на герметичность); на выносливость; на прочность. На каждый

плоский домкрат должен быть составлен паспорт, в котором указываются его основные параметры, сведения о применяемых материалах, технологии изготовления, исполнительные размеры, а также результаты испытаний.

Следует отметить, что в качестве материала для изготовления плоских домкратов, рассчитанных на действие небольших усилий, могут использоваться синтетические материалы, нашедшие распространение в различных областях строительства, в том числе и в пневматических строительных конструкциях [13].

В качестве рабочей жидкости для таких домкратов может использоваться при положительных температурах пресная вода.

4.3. Пример использования регулирующих механизмов для усиления железобетонного покрытия

Кроме производства новых конструкций, данный способ может быть так же использован для усиления эксплуатируемых конструкций, что особенно важно при выполнении реконструкции, реставрации, усилении имеющихся сооружений. Усиление, как и производство новых конструкций может выполняться и шпренгельным способом с использованием для напряжения реакции опор.

Данный метод был применен при усилении монолитного железобетонного покрытия Кролевецкого хлебокомбината. Так, часть перекрытия хлебобулочного цеха начала разрушаться из-за протекания кровли, увлажнения утеплителя, отсутствия пароизоляции. Плиты перекрытия и балки имели следующие дефекты:

- недостаточный защитный слой поперечной конструктивной арматуры, в связи с чем арматура начала корродировать;

- сколы бетона с оголением продольной арматуры ;
- недостаточна толщина защитного слоя бетона по нижней поверхности плит и балок, вследствие чего имеет место коррозия.

В отдельных местах арматура сеток прокорродировала полностью, в других - коррозия составила 70 %.

Усиление железобетонных монолитных плит

Размеры усиливаемых плит (монолитных участков) составляют 1.3x8.0 м, 1.77x8.0 м, 1.9x2.3 м, 1.9x4.6 м, 2.3x6.0 м, 2.0x6.0 м. Проведенные расчеты, с учетом степени коррозии арматуры и фактической прочности бетона, показывают что плиты должны быть усилены установкой в растянутой зоне арматуры из расчета восприятия растягивающего усилия 0.7 тонн на 1 погонный метр плиты. Состояние нижней поверхности плит таково, что очистка ее до свежего бетона потребовала значительных усилий и затрат. Многочисленная шпаклевка, загрязненность, сильная поврежденность арматуры коррозией не давали возможности предложить надежные пути по армированию плит стальной арматурой и сцеплению защитного слоя с бетоном.

Поэтому предложено усиление неметаллической арматурой из ошлангованного полиэтиленом стекложгута. Такая арматура не подвержена коррозии, может служить без защитного слоя. Это облегчает операцию по расчистке старого защитного слоя, позволяет обойтись расчисткой осыпающихся слоев с последующим восстановлением шпаклевкой и окраской.

Для усиления указанных плит была предложена установка двух спаренных стержней с шагом 1 м. Предварительное напряжение выполнялось путем стяжки стержней между собой в пролете. Натяжение стержней арматуры осуществлялось стяжными муфтами. Для предотвращения потерь напряжения из-за релаксации, обжатия бетона, деформаций анкеров и др.,

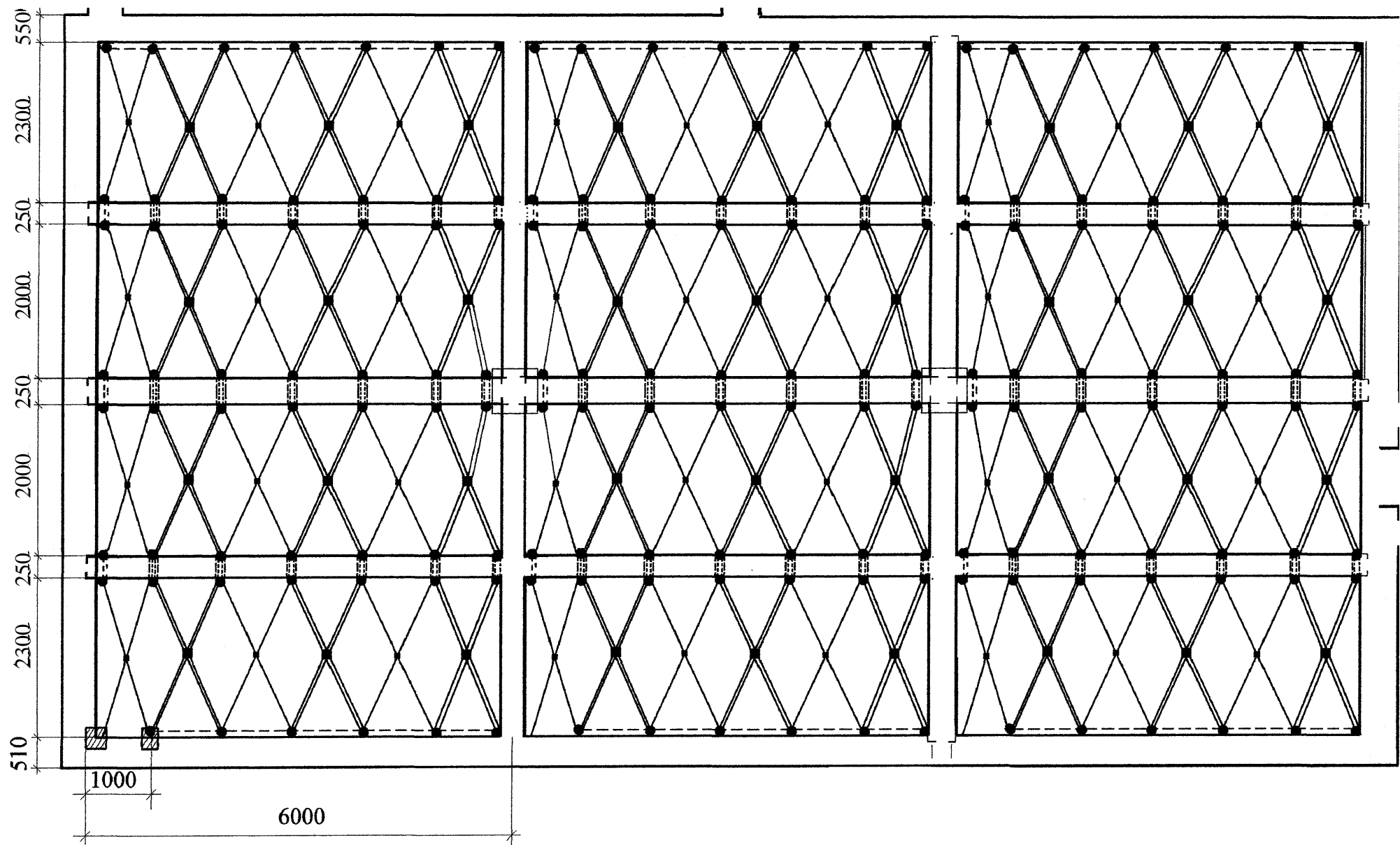


Рис. 4.6 Усиление монолитных железобетонных плит

в процессе эксплуатации осуществлялась подтяжка арматуры указанными приспособлениями, а затем скрепление их стяжками из полосовой стали (см. рис. 4.6). При этом на потолке был образован ажурный рисунок, улучшающий интерьер хлебобулочного цеха.

На концах пролета плит арматура перебрасывается через пролеты, представляющие собой верхнюю зону второстепенных железобетонных балок. На опорах арматура заанкеривается.

Усиление железобетонных монолитных балок

Для усиления железобетонных монолитных балок была выполнена классическая шпренгельная система (см. рис. 4.7). В качестве шпренгелей использовались стекложгуты. Оттяжка шпренгеля осуществлялась винтовым домкратом (см. рис. 2.4). Указанный материал шпренгелей не защищался бетоном поскольку он не корродирует. Поэтому, в процессе эксплуатации было возможно выполнение дополнительной подтяжки для компенсации возникающих потерь напряжения в шпренгеле.

4.4. Возможности применения данного типа механизмов в других отраслях

Одной из областей применения данного типа механизмов является сельскохозяйственное машиностроение. Вопросы регулирования напряжений и деформаций в разного рода сельскохозяйственных машин играют существенную роль в их работоспособности, долговечности и надежности. Наиболее значимо это регулирование сказывается на работе, надежности и долговечности широкозахватных машин.

Примером использования элементов регулирования напряжений и деформаций в сельскохозяйственных машинах являются дождевальные машины. Как показали исследования, в дождевальных машинах ДФ-120

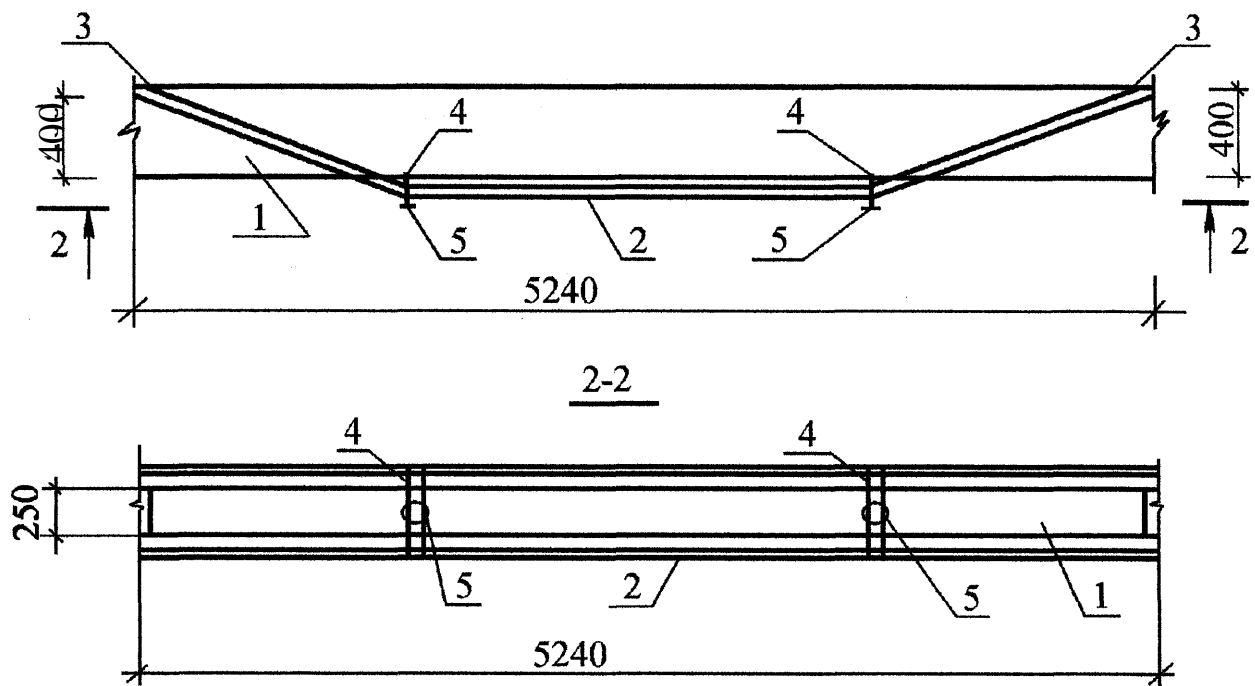


Рис.4.7 Усиление железобетонной монолитной балки
 1 - усиливаемая балка; 2- преднапряженный шпренгель;
 3 - опорное устройство; 4 - распорки; 5 - натяжные

“Днепр”, ДМУ “Фрегат” и некоторых других эти вопросы играют существенную роль.

Кроме того, элементы конструкций дождевальных машин, больше чем других машин подвержены коррозии из-за постоянного действия влаги: естественной (в виде осадков), искусственной (в процессе их работы), постоянного пребывания в зоне повышенной влажности воздуха. Все это способствует быстрому развитию коррозии. Хотя используемые при изготовлении данного типа машин материалы, как правило устойчивы к действию влаги, но все же коррозия имеет место, особенно во второй половине срока эксплуатации данного типа машин.

Одним из возможных способов продления срока службы данных машин - применение синтетических материалов. В частности, представляется возможной замена всех тросов (поддерживающих, уравнивающих и др.), работающих как шпренгели, на данного типа дождевальных машинах на синтетические (вышеуказанную синтетическую арматуру).

Таблица 4.1

Показатели материалов шпренгелей

Материал шпренгелей	Диаметр, мм	Расчетное сопротивление, МПа	Модуль упругости, МПа	Относительное удлинение, %	Объемная масса кг/м ³
Стальной оцинкованный трос	6	1210	180000	10	7000
Синтетическая арматура	6	1250	46000	2,7	1900

Сравнительная характеристика материалов стальных оцинкованных тросов и синтетической арматуры приведена в табл. 4.1.

Как видно с табл. 4.1, замена возможна и дает экономию значительной части дорогого оцинкованного троса. Предложенный для замены материал обладает всеми теми качествами, которые необходимы для данных условий эксплуатации - имеет достаточно высокую прочность, коррозионную стойкость, легкость. Кроме выше перечисленных свойств следует также подчеркнуть широкий диапазон эксплуатационных температур данного материала.

Регулирование прогиба питательных трубопроводов, а также напряжения предложенной взамен арматуры возможно выполнить за счет перераспределения нагрузок в ферме, которая поддерживает питательный трубопровод и окрылки. Более эффективным способом регулирования напряжений в шпренгелях и деформаций трубопроводов является применение в верхней части стойки фермы гидравлического домкрата. В качестве рабочей жидкости будет использована жидкость, подаваемая под давлением 0,45 МПа для полива. В качестве указанных домкратов могут использоваться плоские домкраты, имеющие большую грузоподъемность при малом давлении. Материалом для плоских домкратов могут служить синтетические материалы [32,38,72,88].

Рабочий процесс данного механизма проходит следующим образом. По мере подачи воды в трубопроводы увеличивается их прогиб. При использовании указанной выше системы регулирования, прогиб трубопроводов будет компенсироваться домкратами, которые при увеличении давления рабочей жидкости натягивают переброшенную через них синтетическую стеклопластиковую арматуру. При нормальном рабочем давлении в трубопроводе домкраты натягивают арматуру и поддерживают трубопроводы в горизонтальном положении. После окончания полива, что сопровождается уменьшением давления жидкости и сливом ее с трубопроводов, трубопровод своего начального положения не изменит. Это позво-

ляет значительно уменьшить прогибы питательного трубопровода, окрылков, что в свою очередь уменьшит вероятность разгерметизации стыков трубопроводов, даст возможность отказаться от дорогого ручного труда при подтяжке тросов.

Регулирование деформаций представляется возможным и в других широкозахватных сельскохозяйственных машинах, например, сцепках.

Для предотвращения отклонения крайних брусов при работе, они соединены со сницей при помощи растяжек. Длина растяжек регулируется муфтами. Деформации растяжек при работе составляют 60 и более мм (в зависимости от их длины, материала, нагрузок и т.д.), что приводит к отклонению от прямолинейности брусов сцепки, увеличению деформаций крайних брусов, возникающим знакопеременным нагрузкам.

Одним из предлагаемых способов регулирования деформаций является присоединение механизма прицепа сцепки к снице через демпферную пружину, а крепление растяжек - к механизму прицепа. Это позволит: предотвратить отклонение (изгиб) крайних брусов от поперечной оси сцепки за счет перераспределения силы тяги трактора, сгладить нагрузку на навеску трактора в процессе работы при переменном сопротивлении присоединенных к сцепке сельскохозяйственных машин и самой сцепки.

Пример такого регулирования можно рассмотреть при начале движения агрегата. При начале движения агрегата, сопротивление на крюке трактора возрастает от нуля до какого-то значения. Демпфирующая пружина сжимается, расстояние между механизмом прицепа и передней точкой сницы увеличивается, а значит растяжки будут натягиваться и подтягивать отстающие в момент начала движения (или увеличении нагрузки) крайние брусы. При постоянной равной нагрузке, сжатие демпфирующей пружины уменьшается, а значит и уменьшается подтяжка крайних брусов.

Данная система регулирования обеспечивает отсутствие деформаций брусов, их прямолинейность в процессе эксплуатации, уменьшение тягового сопротивления агрегата.

Возможно применение регулирования за счет перераспределения энергии и в других машинах. Так, в большепролетных кран-балках, мостовых кранах, значения собственного веса и поднимаемого груза соизмеримы, а в некоторых случаях собственный вес превосходит поднимаемый груз. Снизить металлоемкость и повысить жесткость данных машин возможно, используя энергию поднимаемого груза для автоматического напряжения несущей конструкции через блочную систему [26,39,66,103].

4.5. Экономическая эффективность настоящей работы

Применение предложенных нами регулирующих конструкций перспективно с экономической стороны. В частности в условиях серьезного дефицита энергетических ресурсов предлагаемые конструкции могут найти свое применение в качестве альтернативы традиционным способам предварительного напряжения.

Как известно, способ напряжения арматуры на затвердевший бетон позволяет возводить железобетонные конструкции больших пролетов, снижает потери предварительного напряжения от усадки, ползучести, исключает потери предварительного напряжения от упругого обжатия бетона. При использовании механизмов для регулирования напряжений и деформаций в железобетонных конструкциях, или стеклопластбетонных конструкциях к этим достоинствам еще добавляются и отказ от дорогостоящего и металлоемкого оборудования для предварительного напряжения конструкций, уменьшение расхода в балке напрягаемой рабочей арматуры из-за укладки ее по направлению главных растягивающих усилий;

снижение расхода арматуры на армирование сжатой зоны балки, повышение трещиностойкости и прочности балки по наклонным сечениям, более равномерное распределение арматуры в опорных сечениях балки. Данный способ позволяет изготавливать, в некоторых случаях, в одной и той же опалубке изделия различной длины, дает возможность более широкому применению синтетической арматуры, так как при данном способе напряжения синтетической арматуры компенсируются потери, связанные с релаксацией напряжений в арматуре. Значительно снижаются потери, связанные с температурным перепадом. Данный способ дает возможность применения конструкций, в которых отношение полной нагрузки к собственному весу конструкции (P/g) большое.

В отличие от обычного способа преднапряжения на бетон, при использовании синтетической арматуры, нет необходимости в устройстве каналов. Арматура закладывается до бетонирования и в процессе бетонирования за счет ее подвижки образуются каналы.

При натяжении синтетической арматуры данным способом, потери на трение арматуры о стенки образованных каналов значительно меньше, чем при натяжении стальной (коэффициент трения стали о бетон выше). Это является особо существенным при использовании отгибов арматуры. Данный способ позволяет напрягать не только балки, но и широкий спектр других конструкций.

Как отмечалось в разд. 2, проведение анализа армирования и применения отгибов продольной напрягаемой арматуры в приопорных зонах по направлению главных растягивающих усилий дает экономию арматурной стали. Так в балке БСП9.2-7А-ШВ увеличение шага поперечных стержней плоского вертикального каркаса за счет отгиба напрягаемого стержня в приопорной зоне дает 8,5 % экономии арматуры класса А-Ш, с учетом увеличения длины отгибаемого стержня.

При изготовлении предварительно напряженных балок БСП9.2, напряжение арматуры выполняется на упоры формы. По данным предприятий “Сумжелезобетон”, “Стройиндустрия”, разница в массе форм, используемых для преднапряжения на них арматуры и несилловых форм составляет в среднем 45%.

Учитывая тот фактор, что передача напряжения на бетон в конструкциях с регулирующим механизмом осуществляется при ее нагружении (в процессе эксплуатации), время термовлажностной обработки можно сократить в 2 раза. Бетон свою прочность будет добирать в естественных условиях при хранении [102].

Как уже отмечалось, данный способ позволяет отказаться от дорогостоящего электротермического способа преднапряжения балок (применяемого в настоящее время при производстве данных конструкций) и может быть альтернативным для других способов предварительного напряжения.

Применение механизмов для регулирования напряжений и деформаций в указанных конструкциях ведет к снижению и других затрат: общезаводских, затрат труда и др.

Хотя в настоящее время стоимость механизмов для регулирования напряжений и деформаций высока (особенно механизмов, использующих внешнюю энергию), но их применение вполне оправдано и возможно исходя из вышеуказанной экономии и некоторых других достоинств.

Стоимость механизмов для регулирования напряжений и деформаций, использующих различные виды энергии, в указанных конструкциях взята исходя из сложившихся в настоящее время цен и может служить только ориентировочной (см. табл. 4.2-4.3).

Таблица 4.2

Ориентировочная стоимость механизмов, использующих внешнюю энергию

Тип механизма	Стоимость, грн.
Электроприводной	1000-1500
Гидроприводной	1500-2000
С ручной подтяжкой винтовым домкратом	150-250
Пневмоприводной	1700-2000

Таблица 4.3

Ориентировочная стоимость механизмов, не использующих внешнюю энергию

Тип механизмов	Стоимость, грн.
Гидравлический, с применением плоских домкратов	150-200
Гидравлический, с применением гидроаккумуляторов	400-500
Рычажный	100-150

Относительные усредненные затраты на производство 1 м³ железобетона определяются следующим образом [8]:

$$Z = Z_M + Z_T + Z_{з.п.} + Z_{ц.пр.},$$

где Z_M - затраты на материалы;

Z_T - затраты на топливо;

$Z_{з.п.}$ - затраты на заработную плату;

$Z_{ц.пр.}$ - затраты на цеховые и прочие расходы

Как видно из табл. 4.4, с применением регулирующих механизмов

указанные затраты уменьшаются.

Таблица 4.4

Уменьшение затрат на производство железобетонных стропильных балок при использовании регулирующих механизмов

Вид затрат	Уменьшение затрат, %
Стоимость форм	45
Расход арматуры	8,5
Термовлажностная обработка	50
Преднапряжение	100
Прочие	7

Опыты, проведенные с балками БСП9.2 показывают возможность использования данного типа механизмов, их работоспособность и пр. Но данный тип балок не является идеальным с точки зрения экономии материалов [89]. Это наглядно видно из табл. 4.5.

Таблица 4.5

Уменьшение стоимости балок с использованием регулирующих механизмов в зависимости от пролета

Пролет балки, м	Уменьшение затрат на единицу продукции, грн.
9	25-30
12	68-75
18	100-120
24	150-180

Как видно из табл. 4.1 - 4.5 применение вышеуказанных механизмов для регулирования напряжений и деформаций экономически целесообразно. Особенно эффективно такое применение в большепролетных конструкциях. Затраты на производство и применение механизмов сравнимы с получаемой экономией от использования балок с регулированием напря-

жений и деформаций взамен традиционных балок. В некоторых случаях эти затраты ниже получаемой экономии (см. табл. 4.2,4.4)[106].

Данный способ регулирования может быть применен и в других большепролетных конструкциях.

4.5. Выводы по четвертому разделу

1. Разработаны предложения по конструированию железобетонных балок пролетом 9 метров, обеспеченных механизмом для регулирования напряжений и деформаций в процессе эксплуатации. В качестве источника энергии использована работа балки от действий вертикальной нагрузки. Приведены схемы гидравлических устройств, чертежи балки.

2. Предложенные схемы регулирования усилий в балках дают возможность отказаться от предварительного напряжения арматуры. Обеспечение трещиностойкости балки осуществляется натяжением арматуры в процессе нагружения балки с помощью механизмов, входящих в конструкцию балки.

3. Приводится пример использования неметаллической арматуры для усиления железобетонных балок и плит покрытия Кролевецкого хлебзавода. В качестве арматуры для усиления выбран стекложгут, ошлангованный полиэтиленовой оболочкой. Предложения реализованы при усилении покрытия в 1998 году.

4. Показана экономическая эффективность предложенного регулирования напряжений и деформаций железобетонных балок. На примере типовой балки пролетом 9 м приведен перечень затрат, снимаемых с отменой преднапряжения арматуры и дополнительных затрат, связанных с включением в конструкцию балки механизмов регулирования. Экономическая эффективность достигается в конструкциях пролетом более 18 м.

ВЫВОДЫ

1. На основе анализа современных методов регулирования напряженно- деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов сделан вывод о целесообразности разработки специальных механизмов, включаемых в конструкцию балок, предназначенных для регулирования напряжений и деформаций в процессе эксплуатации с целью обеспечения трещиностойкости. При этом предполагается отказ от предварительного напряжения арматуры при изготовлении конструкции.

2. Использование механизмов, регулирующих деформации арматуры, открывает возможности широкого использования для армирования изгибаемых элементов высокопрочной неметаллической арматуры с пониженным модулем деформаций.

3. Проведенный с использованием метода конечных элементов подробный анализ напряженно - деформированного состояния железобетонной балки пролетом 9 м в стадии упругой работы, а также с учетом физической нелинейности позволил путем сопоставления значений главных напряжений в разных зонах и сечениях балки с усилиями, воспринимаемыми арматурой, сделать вывод о целесообразности расположения арматуры в типовой балке БСП9.2-7АПВ. Даны предложения о размерах и возможностях экономии арматуры.

4. Проведен анализ эффективности регулирования напряжений в балках методами предварительного напряжения арматуры. Показан уровень затрат, а также уровень потерь предварительного напряжения в изгибаемых элементах, снижающих эффективность методов преднапряжения.

5. Предложены новые схемы регулирования напряжений и деформаций балок путем использования специальных механизмов регулирования, работающих в процессе эксплуатации балки по мере увеличения нагрузок или ростом деформаций в наиболее опасных зонах. Разработаны схемы,

использующие внешние источники энергии, а также внутреннюю энергию изгибаемых элементов под действием внешней нагрузки.

6. Разработаны схемы исполнительных механизмов: с ручным приводом, рычажным, с электроприводом, гидро- и пневмоприводом; а также схемы автоматизированного управления работой исполнительных механизмов.

7. На основе проведенных экспериментальных исследований предложена конструкция железобетонной балки пролетом 9 м с гидравлической системой регулирования напряжений и деформаций, использующей энергию работы балки под нагрузкой, одобренная АО Сумжелезобетон.

8. Проведены экспериментальные исследования синтетической арматуры, изготовленной Подольским кабельным заводом на основе стекловолокна, ошлангованного полиэтиленовой оболочкой. Показаны способы анкеровки этой арматуры. Результаты исследований использованы при усилении монолитного железобетонного покрытия Кролевецкого хлебзавода.

9. Исследования экономической эффективности подтвердили целесообразность использования механизмов регулирования для балок больших пролетов (более 18 м).

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ источников

1. Абовский Н.П. К развитию управляемых конструкций // Строительство. -1994.- №11.- С.4-10.
2. Абовский Н.П. Управление конструкциями с помощью механических систем // Строительство.- 1997.- № 4. -С. 13-18.
3. Абовский Н.П. Энергетический принцип и его применение к созданию управляемых конструкций // Строительство.- 1995.- № 11. -С. 33-38.
4. Алиев Т.А. Экспериментальный анализ. - М.: Машиностроение, 1991.- 272 с.
5. Алперина О.Н., Нагевич Ю.М., Быченкова Ю.М. Изгибаемые элементы с неметаллической арматурой // Межотраслевые вопросы строительства. (Отечественный опыт).- 1973.- вып.12, - С. 28-31
6. Аспанова Л.Г., Рогатин Ю.А., Нефедова А.А. Неметаллическая арматура - крупный резерв экономии стали в строительстве // Бетон и железобетон.- 1991.-№12.-С. 4-6
7. Альбом. Балки стропильные железобетонные для покрытия зданий с пролетом 6 и 9 м // Материалы для проектирования и рабочие чертежи. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. - С. 46.
8. Байков В.Н. и др. Железобетонные конструкции // Спец, курс.- М.: Стройиздат, 1981.- 767 с.
9. Бакуля П.Ф. и др. Предварительно-напряженный и самонапряженный бетон в США. - М.: Стройиздат, 1974. - 242с.
- Ю.Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. - М.: “Высшая школа”, 1968.- 512с.
11. Бетон и железобетонные конструкции: Состояние и перспективы применения в промышленном и гражданском строительстве / Под. ред.

- К.В.Михайлова и Ю.С. Волкова. - М.: Стройиздат, 1983.- 360с
12. Бондаренко В.М., Шагин А.Л. Расчет эффективных многокомпонентных конструкций. - М.: Стройиздат, 1987 .- 175с.
 13. Буракас А.И. Комбинированные предварительно напряженные перекрытия промышленных зданий. - Киев: Будівельник, 1961. -115с.
 14. Буров А.К., Андреевская Г.Д. Синтетические волокнистые анизотропные структуры. - М.: Стройиздат, 1952. - 306с.
 15. Вахненко П.Ф., Вахненко В.П. Железобетонные конструкции сельскохозяйственных зданий: Расчет и проектирование. - Киев. Будівельник, 1982. - 152с.
 16. Вильдавский Ю.М. Исследования особенностей работы изгибаемых элементов со стеклопластиковой арматурой // Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций.- М.: “Высшая школа”, 1970. -С. 181-207.
 17. Вольфф Р., Мисселер Х. - Й. Преднапряженные бетонные конструкции с арматурой из стекловолокнистого композиционного материала // Бетон и железобетон. - 1991. - № 2. - С.5-7.
 18. Временные инструкции по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций. - М.: Госстройиздат, 1959.- 254с.
 19. Гервик Б. Предварительно - напряженные железобетонные конструкции в строительстве. Пер. с англ. - М.: Стройиздат, 1978. - 332с.
 20. Гийон И. Предварительно напряженный железобетон. Теоретические и экспериментальные исследования. Пер. с франц. - М.: Стройиздат, 1959. -703с.
 21. Гольденблат И.И. Предварительное напряжение железобетонных мостов // Сборник статей. - М.: Стройиздат, 1947. - С. 142-197.

22. Гордон А.Э. и др. Автоматизация контроля качества изделий из бетона и железобетона. - М.: Стройиздат, 1991. - 300с.
23. Дмитриев С.А., Калатуров Б.А. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. -М.: Стройиздат, 1965. - 508с.
24. Домбаев И.А. Обжатие железобетонных конструкций внутренним шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками: Автореферат дис...канд. тех. наук. - Харьков, 1997. - 24с.
25. Дрозд Я.И., Пастушков Г.П. Предварительно-напряженные железобетонные конструкции / Уч. пособие для вузов.- Мн.: Высшая школа, 1976. - 246с.
26. Евсеев Г.А. Эксплуатация дождевальных машин. - М.: Россельхозиздат, 1987. - 208с.
27. Железобетонные конструкции / Под ред. Панарина Н.Я. - М.: “Высшая школа”, 1971. - 544с.
28. Заблонский К.И., Шустер А.Е. Встроенные редукторы. - Киев: “Техника”, 1969.- 176с.
29. Зеленский К.В. К расчету образования трещин, деформаций и раскрытию трещин изгибаемых стеклопластбетонных элементов // Симпозиум по стеклопластиковой арматуре. Материалы симпозиума. - Мн.: 1974. - С. 34-41.
30. Зеленский К.В. О расчете по деформациям, образованию и раскрытию трещин изгибаемых стеклопластбетонных элементов прямоугольного сечения по проекту новых норм. - Мн.: “Высшая школа”, 1976. - С.93-104.
31. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. - М.: Стройиздат, 1975. - 541с.
32. Иванов А.М. и др. Строительные конструкции из полимерных мате-

- риалов. - М.: "Высшая школа", 1978. - 239с.
33. Избранные задачи по строительной механике и теории упругости / Под ред. Абовского А.П. - М.: Стройиздат, 1978. - 189с.
34. Изотов Ю.Л. Прочность железобетонных балок.- Киев: Будівельник, 1978.- 160с.
35. Кальбус Г.Л. Гидропривод и навесные устройства тракторов. - Киев: Урожай, 1990. - 216с.
36. Кани Г. Предварительно напряженный бетон в проектировании и строительстве. Пер.с нем. - М.: Автотрансиздат, 1958. - 376с.
37. Касандрова О.Н., Лебедев В.В. Обработка результатов наблюдений. - МЛ: Наука, 1970. - 104с.
38. Кисилев Б.А. Стеклопластики. - М.: Стройиздат, 1961. - 186с.
39. Кленин Н.И., Сакун В.А. Сельскохозяйственные и мелиоративные машины. - М.: Колос, 1980. -671с.
40. Климов Н.И., Крамарь В.Г. Панель 12х1,5 м с поперечно оттянутой арматурой *И* Исследования в области заводского изготовления предварительно напряженных конструкций. Сб. науч, трудов.- М.: Госстройиздат, 1962. - С.213-220.
41. Комар А.Г. и др. Испытания сборных железобетонных конструкций. - М.: Высшая школа, 1980. - 26с.
42. Курылло А.С., Мамонтов Н.П. Руководство по проектированию и изготовлению железобетонных балок, армированных предварительно напряженными прядями отработанных стальных канатов. - Львов: ЛГУ, 1958. - 22с.
43. Лаххам Х., Рифаи М., Салия Г.П. Рациональные схемы локального предварительного напряжения изгибаемых элементов *И* Материалы конф.: Совершенствование строительных материалов, технологий и ме-

- тодов расчета конструкций в новых экономических условиях. - Сумы: Мрия, 1994. - С.69-70.
44. Лащенко М.Н. Регулирование напряжений в металлических конструкциях. - Л. М.: Стройиздат, 1966. - 191с.
45. Леонгардт Ф. Напряженно армированный железобетон и его практическое применение. Пер. с нем. - М.: Госстройиздат, 1957. - 589с.
46. Леонгардт Ф. Предварительно напряженный железобетон. Пер. с нем. - М.: Стройиздат, 1983. - 246с.
47. Линович Л.Е. Расчет и конструкция частей гражданских зданий. - Киев: Будівельник, 1972. - 664с.
48. Лужин О.В. и др. Неразрушающие методы испытания бетона. - М.: Стройиздат, 1985. - 236с.
49. Мадатян С.А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1980. - 196с.
50. Маилян Р.Л., Маркаров Б.А. Методика учета эффекта преднапряжения при расчете прочности железобетонных элементов // Бетон и железобетон.- 1983. - № 9. - С28-29.
51. Маилян Р.Л. Частично преднапряженные железобетонные конструкции// Строительство и архитектура. - 1982. - №2. - С. 134-147.
52. Маньель Г. Предварительно напряженный железобетон. Пер. с англ. - М.: Госстройиздат, 1958. - 412с.
53. Машины и приборы для измерения механических величин. Справочник. - М.:ЦНИИТЭП, Приборостроение, 1973. 281с.
54. Металлические конструкции / Под. ред. Мельникова Н.П. - Стройиздат, 1980. - 776с.
55. Металлические конструкции / Под. общ. ред. Белика Е.И. - М. Стройиздат, 1973.- 688с.

56. Митасов В.М., Бехтин П. П. Смешанное армирование при разных уровнях предварительного натяжения // Бетон и железобетон. - 1987. - № 5. - С. 26-28.
57. Михайлов В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1963. - 606с.
58. Михайлов В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1978. - 383с.
59. Михайлов В.В., Фоломеев А.А. Предварительно напряженные конструкции с проволочной и прядевой арматурой. - М.: Стройиздат, 1971. - 190с.
60. Мищенко С.И. Контроль качества строительных изделий. Справочник. - Киев: Будівельник, 1989. - 256с.
61. Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. - Стройиздат, 1962. - 638с.
62. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость, прочность железобетона.-М.: 1950.-268с.
63. Муха Т.И., Януш Б.В., Цупиков АП. Приводы машин. Справочник. - Л.: Машиностроение, 1975. - 344с.
64. Назин В.В. Ферма - балка.. - М.: Стройиздат, 1965. - 67с.
65. Наумов Б.А. и др. Автомобиль. - М.: Транспорт, 1975. 328с.
66. Наумов Ю.И. Техническое обслуживание и ремонт поливной техники. - М.: Россельхозиздат, 1981. - 173с.
67. Нетеса Н.И. Механика и технология бетона. - Киев - Донецк: Вища школа, 1987.- 147с.
68. Парфенов К.В. Влияние температурно-влажностных и химических факторов на физико механические свойства стеклопластиков *И* Исследования конструкций пластмасс и современных конструкций на их ос-

- нове. - М.: Стройиздат, 1962. - 172с.
69. Погребной Я.Ф. Изготовление и монтаж предварительно напряженных железобетонных конструкций. - Львов: Изд. Львовского Политехнического института, 1963. - 372с.
70. Погребной Я.Ф. Технология предварительно напряженного железобетона. - Киев: Госстройиздат, 1963. - 158с.
71. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84), И. 1/ ЦНИИ промзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. - М.: - ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 192с.
72. Пустовойтов В.П., Килимов С.Л., Черномаз В.С. Стеклопластики в строительстве. - М.: Стройиздат. 1978. - 212с.
73. Пустовойтов В.П. Стрічкове склопластикове армування будівельних матеріалів та конструкцій. Автореф. дис... докт. техн. наук. - Харків: 1995. - 46с.
74. Путилин А.К. Физико-механические методы контроля бетона в конструкциях. - Л.: Стройиздат, 1971. - 132с.
75. Райхель В., Глатте Р. Бетон. Изготовление. Производство работ. Твердение. Пер. с нем. - М.: Стройиздат, 1981. - 112с.
76. Ратц Эм. Железобетон с электротермическим натяжением арматуры. - М.: Стройиздат, 1967. - 230с.
77. Ребров И. С. Усиление стержневых металлических конструкций. - Л.: Стройиздат, 1988. 288с.
78. Рекомендации по методике исследования стеклопластиковой арматуры. - Минск, 1964. - 182с.
79. Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1978. - 21с.

80. Розин Л.А. Метод конечных элементов в строительной механике. - М.: Стройиздат, 1972. - 108с.
81. Pox Ba Prep A.E. Применение метода математического планирования эксперимента в технологии строительных материалов. - М.: Наука, 1969. -91с.
82. Салил Г.ІІІ Локально предварительно напряженные элементы с арматурой А-Ш *И* Збірник наукових статей.: Проблеми теорії і практики залізобетону. - Полтава, 1997. - С.410-413.
83. Салия Г.Ш., Шагин А.Л. Бетонные конструкции с неметаллическим армированием. - М.: Стройиздат, 1990. - 144с.
84. Семирненко Ю.И., Фомица Л.Н. Обеспечение жесткости изгибаемых конструкций с неметаллической арматурой *И* Материалы международной конференции. - Минск, 1997. - С. 126-128.
85. Скрамтаев В.Г., Лещинский М.Ю. Испытание прочности бетона в образцах, изделиях и сооружениях. - М.: Стройиздат, 1964. - 176с.
86. СНиП 2.03.01-84 Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 79с.
87. Соловьев Б.В., Максимов Ю.В. Определение поперечного давления арматурных канатов КЗх7 // Бетон и железобетон. - 1978.- № 5. - С.117.
88. Тарнопольский Ю.М. и др. Пространственно - армированные композиционные материалы. Справочник. - М.: Машиностроение, 1987. - 224с.
89. Территориальный каталог типовых сборных железобетонных конструкций зданий и сооружений для промышленного строительства в Украинской ССР. Одноэтажные здания. - Киев: Центральный институт типового проектирования, 1982. - 241с.

90. Тимошенко С.П. Курс теории упругости. - С-Петербург: Институт инженеров Путей Сообщения, 1914. - 239с.
91. Тимошенко С.П. Теория упругости. Пер. с англ. - Л.: ОНТИ, 1974.- 451с.
92. Указания по предварительному напряжению железобетонных конструкций. - М.- Львов: Стройиздат, 1969. - 56с.
93. Указания по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций с пучковой арматурой. - М.: Госстройиздат, 1958. - 43с.
94. Фомица Л.Н., Семирненко Ю.И. Регулирование напряжений и деформаций в железобетонных балках // *Материалы конф.: Совершенствования строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях.* - Сумы: Мрия, 1994.- С. 109.
95. Фомица Л.Н., Сумбатов Р.А. Вимірювання напруг у залізобетонних конструкціях. - Київ: Будівельник, 1994. - 168с.
96. Фролов Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1980. - 104с.
97. Шагин А.Л., Домбаев И.А. Обжатие конструкций шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками // *Коммунальное хозяйство городов.* - Киев: Техника, 1997. - № 8. - С.33-36.
98. Шагин А.Л. и др. Конструкция зданий и сооружений. - М.: Высшая школа, 1991. - 352с.
99. Шагин А.Л. Локальное предварительное напряжение железобетонных конструкций. // *Материалы конф.: Ресурсо- и энергосберегающие технологии строительных материалов, изделий и конструкций.* - Белгород, 1995. - С. 89-90.
100. Шагин А.Л. Эффективные пути снижения металлоемкости строитель-

- ства./Промышленное строительство. - 1988. - № 5. ■ С. 12-14.
101. Шалимов М.А. Лабораторный практикум по технологии бетонных и железобетонных изделий. - Минск: Высшая школа, 1987. - 196с.
102. Шишкин Р.Г. Сборные железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий. - М.: Стройиздат, 1971. - 382с.
103. Штепа Б.Г. и др. Механизация полива. М.: Агропромиздат, 1990.- 336с.
104. Штрейнберг Б.И. и др. Справочник инженера - конструктора. - Киев: Техніка, 1979. - 150с.
105. Шумовский В.П., Богданов О.К. Методические рекомендации по применению плоских домкратов в строительстве. - Киев: НИИСК, 1979.-26С.
106. Цыганков И.И. Технико - экономический анализ способов производства сборного железобетона. - М.: Стройиздат, 1973. - 185с.
107. Ягупов Б.А. Строительные конструкции. Основания и фундаменты. - М.: Стройиздат, 1991. - 671с.
108. Bachmann H .Versuche uber den Einflub geneigter Spannglieder auf das Schubtragverhalten teilweise vorgespannter Betonbalken/ Der Bauingenieur 51 (1976), H. 7, S. 251-258.
109. Finster walder U., Eisenbeton -trager mit selbsttatigter Vorspannung, Der Bauingemeur,1938, H. 35/36/ - S.495-499.
110. Guyon Y. Beton precontract *II* Etude Theorigue et experimentale, Editions Eyrolles/ - Paris, 1951/ - bzw.2 -Aufl, - 1954.
111. Gerwick B., Jr. Lond-Span Prestressed Concrete Bridges Utilizing Precast Elements. - Journal Prestressed Concrete Institute, Chicago, February, 1964. -p.17-21.
112. Kani G. Spannbeton in Entwurf und Ousfuhrung. Verlag Kon rad Wittwer

- in Stuttgart, 1955 - 375 s.
113. Leonhardt F., Monnig E. Reibung von Vorspangliedern für Spannbeton- und Stahlbetonbau.- 1952.- H.2,-s. 42,bis 45.
114. Leonhardt F. Prestressed Concrete, Design and Construction, second edition, Wilhelm Ernst and Sohn, Berlin, 1964.
115. Leonhardt F., Stohr W., Gass H. Neckarkablenbrücke Obere Badstraße, Heilbronn Beton- und Stahlbetonbau. -1951. - H. 12, S.265-270.
116. Morsch E. Spannbetontträger, Verlag Konrad Wittwer. - Stuttgart, 1943.
117. Vogt H. Stahlbeton //Decken und Stütze.: Ziegelindustrie, 1956. № 12.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Главные и эквивалентные напряжения в элементах балки БСП9.2-7АIIIв

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14: 08 1998 ВА1 основная схема 14.0001

J		ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/						I
:	21-	1-1	2-1	3-1	4-1	5-1	6-1	
<		1	2	3	4	5	6	:
t		2	3	4	5	6	7	:
<hr/>								
:	i-							>
:	Ni	-4988.332	2177.249	-46.26054	1005.770	3453.077	6285.129	
:	из	-35841.28	-4712.372	-3332.162	-638.6980	-196.5737	-95.85556	;
:	FI	-48.81756	-89.31199	-70.40638	-40.74101	-12.87033	-7.197207	J
<hr/>								
:	2i_	7-1	8-1	9-1	10-1	11-1	12-1	
>		7	8	9	10	11	12	
4		8	9	10	11	12	из	
<hr/>								
:	i-							1
:	NI	9182.655	12116.13	15072.40	18055.84	21088.57	24192.96	
;	N3	-69.53293	-53.02434	-42.87455	-35.21178	-29.63981	-27.59711	•
:	FI	-4.992197	-3.813309	-3.084764	-2.606258	-2.285433	-2.053907	J
<hr/>								
:	2i_	13-1	14-1	15-1	16-1	17-1	18-1	
t		13	14	15	16	17	18	
1		14	15	16	17	18	19	
<hr/>								
:	i-							1
:	NI	27328.66	30290.26	32686.66	34162.30	34719.58	34716.71	
:	N3	-32.07106	-42.57215	-49.75613	-42.31280	-22.58834	-4.586571	J
:	FI	-1.819416	-1.471744	-.969240	-.429594	-.050239	.096101	
<hr/>								
:	2i_	19-1	20-1	21-1	22-1	23-1	24-1	
I		19	20	21	22	23	24	
4		20	21	22	23	24	25	
<hr/>								
:	i-							1
:	NI	34543.73	34402.96	34332.04	34306.39	34300.80	34306.39	
:	N3	3.416341	3.903601	2.120468	.765672	.331390	.765674	
;	FI	.097329	.049687	.018606				†
<hr/>								
:	2i_	25-1	26-1	27-1	28-1	29-1	30-i	
I		25	26	27	28	29	30	
;		26	27	28	29	30	31	
<hr/>								
:	i-							1
I	NI	34332.03	34402.95	34543.72	34716.69	34719.56	34162.29	;
:	N3	2.120472	3.903606	3.416323	-4.586594	-22.58891	-42.31253	:
:	FI	-.018607	-.049688	-.097330	-.096102	.050235	.429590	

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы

Tue Apr 14 11:14:08 1998

BA1

основная схема 14.0002

: ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/ ;							
: 2i_	31-1	32-1	33-1	34-1	35-1	36-1	J
1	31	32	33	34	35	36	
1	32	33	34	35	36	37	:
: i-							1
: NI	32686.65	30290.25	27328.65	24192.95	21088.56	18055.84	1
: N3	-49.75563	-42.57246	-32.07212	-27.59706	-29.64132	-35.21029	:
: FI	.969242	1.471746	1.819416	2.053905	2.285561	2.606121	:
: 2i_	37-1	38-1	39-1	40-1	41-1	42-1	
1	37	38	39	40	41	42	
(38	39	40	41	42	43	
: i-							1
: NI	15072.40	12116.13	9182.653	6285.125	3453.072	1005.766	1
: N3	-42.87451	-53.02438	-69.53293	-95.85581	-196.5742	-638.7025	:
: FI	3.084764	3.813308	4.992194	7.197203	12.87036	40.74116	:
: 2i_	43-1	44-1	45-1	46-1	47-1	48-1	
f	43	44	45	47	48	49	
1	44	45	46	48	49	50	»
: i-							1
: NI	-46.26104	2177.258	-4988.334	-36.30435	-3.440384	103.4464	1
: N3	-3332.174	-4712.380	-35841.29	-462.4029	-405.1498	-372.5674	;
: FI	70.40644	89.31203	48.81755	-32.18882	-62.83569	-63.49712	J
: 2i_	49-1	50-1	51-1	52-1	53-1	54-1	:
1	50	51	52	53	54	55	:
<	51	52	53	54	55	56	;
*< 1-							'
: NI	162.5526	303.6893	497.5980	712.6813	936.3450	1164.530	:
: N3	-205.7754	-98.99709	-60.62775	-42.61479	-32.90925	-26.50745	;
: FI	-46.59140	-29.76931	-19.30519	-13.84138	-10.67420	-8.661887	'
: 2i_	55-1	56-1	57-1	58-1	59-1	60-1	:
1	56	57	58	59	60	61	:
†	57	58	59	60	61	62	:
: i-							1
: NI	1396.051	1631.108	1869.727	2107.730	2330.075	2509.615	1
: N3	-21.86777	-18.50555	-17.15001	-19.38830	-25.06506	-29.05827	:
: FI	-7.315096	-6.389835	-5.700130	-5.008021	-4.037222	-2.687052	J

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14:08 1998

BA1

основная схема 14.0003

: ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/ ;							
: 2i_	61-1	62-1	63-1	64-1	65-1	66-1	;
t	62	63	64	65	66	67	;
1	63	64	65	66	67	68	;
: i-							
: NI	2622.469	2669.943	2677.368	2671.300	2665.162	2661.835	
: N3	-24.74799	-13.43894	-3.202832	1.427818	1.904938	1.085220	:
: FI	-1.254830	-.244506	.173768	.206144	.122086	.049089	
: 2i_	67-1	68-1	69-1	70-1	71-1	72-1	:
1	68	69	70	71	72	73	:
I	69	70	71	72	73	74	:
: i-							
: NI	2660.509	2660.185	2660.509	2661.834	2665.162	2671.300	
: N3	.421999	.205269	.422000	1.085222	1.904939	1.427813	:
: FI	.021159		-.021162	-.049091	-.122088	-.206147	•
: 2i_	73-1	74-1	75-1	76-1	77-1	78-1	;
1	74	75	76	77	78	79	:
1	75	76	77	78	79	80	
: i-							
: NI	2677.368	2669.942	2622.468	2509.614	2330.075	2107.729	1
: N3	-3.202869	-13.43899	-24.74785	-29.05824	-25.06510	-19.38833	
: FI	-.173772	.244499	1.254824	2.687053	4.037224	5.007945	;
: 2i_	79-1	80-1	81-1	82-1	83-1	84-1	;
1	80	81	82	83	84	85	•
1	81	82	83	84	85	86	
I 1-							
: NI	1869.726	1631.108	1396.051	1164.530	936.3450	712.6812	<
: N3	-17.15003	-18.50562	-21.86774	-26.50744	-32.90932	-42.61486	J
: FI	5.700125	6.389830	7.315092	8.661881	10.67421	13.84139	!
: i-							
: NI	497.5978	303.6890	162.5524	103.4464	-3.440331	-36.30435	:
: N3	-60.62787	-98.99732	-205.7760	-372.5686	-405.1505	-462.4033	:
: FI	19.30522	29.76935	46.59145	63.49713	62.83567	32.18879	:

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14s08 1998 BA1

основная схема 14.0004

		ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ		НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/				
:	2i_	91-1	92-1	93-1	94-1	95-1	96-1	
1		93	94	95	96	97		
1		94	95	96	97	98	:	
I								98
1								431.3383
:	1-							
:	NI	-14.87241	52.25852	195.2098	234.1221	318.7955		
:	из	-286.9637	-302.0780	-498.5652	-332.5344	-239.0749	-174.8904	J
:	FI	-23.64617	-44.88918	-54.47732	-48.71970	-40.60965	-32.64555	:
:	21_	97-1	98-1	99-1	100-1	101-1	102-1	
1		99	100	101	102	103	104	
<		100	101	102	103	104	105	
:	1-							1
:	NI	563.6970	708.7980	862.1798	1021.177	1184.005	1349.016	
:	ыз	-135.1497	-108.3085	-89.27961	-75.04516	-64.59413	-59.36911	;
:	FI	-26.20842	-21.43660	-17.95768	-15.42619	-13.57977	-12.14055	:
:	21_	103-1	104-1	105-1	106-1	107-1	108-1	
1		105	106	107	108	109	110	
,		106	107	108	109	110	in	
:	1-							>
:	NI	1512.595	1664.094	1783.781	1855.300	1883.275	1888.687	
:	ыз	-62.65309	-73.48142	-79.28587	-64.78558	-34.60358	-8.649851	:
:	FI	-10.67362	-8.627464	-5.779912	-2.742459	-.619337	.249409	J
:	2i_	109-1	110-1	111-1	112-1	113-1	114-1	
1		111	112	113	114	115	116	
4		112	113	114	115	116	117	
:	1-							1
:	NI	1888.918	1889.357	1889.821	1889.990	1890.012	1889.989	;
:	ыз	2.855090	4.195725	2.437047	.987087	.511137	.987089	!
:	FI	.338480	.198520	.082238	.025260		-.025265	J
:	2i_	115-1	116-1	117-1	118-1	119-1	120-1	
1		117	118	119	120	121	122	
1		118	119	120	121	122	123	
:	1-							1
:	NI	1889.821	1889.357	1888.918	1888.687	1883.274	1855.300	:
:	ыз	2.437051	4.195728	2.855075	-8.649977	-34.60373	-64.78564	J
:	FI	-.082244	-.198525	-.338485	-.249416	.619326	2.742449	

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14s08 1998

BA1

основная схема 14.0005

: ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ		НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/					
: 2i_	121-1	122-1	123-1	124-1	125-1	126-1	
1	123	124	125	126	127	128	
1	124	125	126	127	128	129	
: i-							1
: NI	1783.781	1664.094	1512.595	1349.016	1184.004	1021.177	1
: ИЗ	-79.28593	-73.48162	-62.65327	-59.36926	-64.59425	-75.04520	
: FI	5.779948	8.627491	10.67361	12.14057	13.57978	15.42619	
: 2i_	127-1	128-1	129-1	130-1	131-1	132-1	
,	129	130	131	132	133	134	
t	130	131	132	133	134	135	
: i-							1
: NI	862.1799	708.7981	563.6970	431.3383	318.7955	234.1222	1
; N3	-89.27970	-108.3086	-135.1499	-174.8907	-239.0752	-332.5350	:
: FI	17.95768	21.43661	26.20843	32.64556	40.60967	48.71971	
: 2i_	133-1	134-1	135-1	136-1	137-1	138-1	
f	135	136	137	139	140	141	
t	136	137	138	140	141	142	
: i-							>
: NI	195.2098	52.25867	-14.87238	6.663742	61.33036	238.9438	
: ИЗ	-498.5662	-302.0783	-286.9641	-196.4986	-256.5497	-529.9752	'
: FI	54.47732	44.88914	23.64616	-21.65853	-39.45388	-50.59281	J
: 2i_	139-1	140-1	141-1	142-1	143-1	144-1	; ;
1	142	143	144	145	146	147	; ;
t	143	144	145	146	147	148	: ;
: i-							1
: NI	272.7040	326.0381	386.4937	453.3558	527.1197	607.3034	t
: N3	-437.6250	-365.7537	-310.8077	-266.0965	-229.7998	-199.7612	
: FI	-49.92057	-46.45012	-42.04380	-37.60424	-33.53741	-29.98198	; ;
: 2i_	145-1	146-1	147-1	148-1	149-1	150-1	; ;
1	148	149	150	151	152	153	; ;
1	149	150	151	152	153	154	: ;
: i-							1
: NI	692.7482	781.7159	872.2381	961.5811	1041.276	1094.655	!
; N3	-174.8274	-154.9996	-143.3441	-145.2892	-158.1017	-158.6169	:
: FI	-26.98547	-24.53492	-22.43773	-20.08055	-16.47636	-11.13907	:

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г, Сумы
Tue Apr 14 14:08 1998

BA1

основная схема 14.0006

: ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/							
i	2i_	151-1	152-1	153-1	154-1	155-1	156-1
i		154	155	156	157	158	159
i		155	156	157	158	159	160
!	1-						
:	NI	1112.872	1109.857	1105.523	1108.481	1114.084	1117.762
:	МЗ	-121.9590	-62.06043	-14.86395	4.518289	6.459264	3.689416
:	FI	-5.193668	-1.109248	.411024	.488124	.257070	.102228
:	2i_	157-1	158-1	159-1	160-1	161-1	i62-i
i		160	161	162	163	164	165
1		161	162	163	164	165	166
:	i-						
:	NI	1119.265	1119.620	1119.265	1117.762	1114.084	1108.480
:	МЗ	1.518183	.814702	1.518186	3.689423	6.459269	4.518269
:	FI	.034167		-.034180	-.102240	-.257081	-.488135
:	2i_	163-1	164-1	165-1	166-1	167-1	168-1
4		166	167	168	169	170	171
I		167	168	169	170	171	172
:	i-						
:	NI	1105.523	1109.857	1112.872	1094.655	1041.276	961.5811
:	МЗ	-14.86416	-62.06075	-121.9592	-158.6170	-158.1019	-145.2895
:	FI	-.411905	1.109228	5.193709	11.13907	16.47635	20.08056
:	2i_	169-1	170-1	171-1	172-1	173-1	174-1
4		172	173	174	175	176	177
4		173	174	175	176	177	178
:	i-						
:	NI	872.2380	781.7157	692.7483	607.3038	527.1200	453.3560
:	МЗ	-143.3443	-154.9998	-174.8277	-199.7614	-229.8000	-266.0968
:	FI	22.43774	24.53494	26.98548	29.98199	33.53742	37.60424
:	2i_	175-1	176-1	177-1	178-1	179-1	180-1
1		178	179	180	181	182	183
1		179	180	181	182	183	184
:	i-						
:	NI	386.4938	326.0382	272.7041	238.9438	61.33033	6.663796
:	МЗ	-310.8080	-365.7541	-437.6256	-529.9758	-256.5499	-196.4989
:	FI	42.04381	46.45013	49.92057	50.59279	39.45384	21.65852

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14:08 1998

BA1

основная схема 14.0007

	ГЛАВНЫЕ	И	ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ	НАПРЯЖЕНИЯ	В	ЭЛЕМЕНТАХ	/УСИЛИЯ/	
i	2i_	181-1	182-1	183-1	184-1	185-1	186-1	:
		185	186	187	188	189	190	;
		186	187	188	189	190	191	:
:	i-							1
:	NI	12.05284	54.22366	241.3698	279.8923	314.2271	339.6295	
:	ИЗ	-135.1903	-218.4748	-531.4158	-503.7611	-472.6586	-443.1388	:
:	FI	-24.21638	-38.08869	-49.66385	-51.44947	-50.69451	-48.98926	J
:	2i_	187-1	188-1	189-1	190-1	191-1	192-1	
i		191	192	193	194	195	196	
1		192	193	194	195	196	197	
:	i-							1
:	NI	362.0929	385.1737	409.7390	435.6260	461.9393	487.1015	
:	N3	-416.0683	-391.0918	-367.7106	-345.7599	-326.5125	-315.0865	:
:	FI	-47.13794	-45.32582	-43.60502	-42.02935	-40.65145	-39.31131	
;	2i_	193-1	194-1	195-1	196-1	197-1	198-1	:
◆		197	198	199	200	201	202	
1		198	199	200	201	202	203	
:	i-							1
:	NI	506.7799	505.6046	461.8604	389.6782	341.6899	325.7496	
:	M3	-318.3229	-325.9611	-295.4617	-199.5498	-90.85867	-18.65040	:
:	FI	-37.07603	-32.15358	-23.29842	-11.28445	-1.790439	1.445908	
:	2i_	199-1	200-1	201-1	202-1	203-1	204-1	
1		203	204	205	206	207	208	
1		204	205	206	207	208	209	
:	i-							1
:	NI	331.3056	340.8956	346.4501	348.6371	349.1681	348.6370	
:	ИЗ	6.797535	8.050875	4.354926	1.785322	.969783	1.785326	I
:	FI	.888265	.260086	.070014	.014860		-.029786	'
:	2i_	205-1	206-1	207-1	208-1	209-1	210-1	;
t		209	210	211	212	213	214	
i		210	211	212	213	214	215	;
:	i-							1
:	NI	346.4501	340.8955	331.3054	325.7494	341.6899	389.6783	J
:	ИЗ	4.354934	8.050881	6.797517	-18.65059	-90.85914	-199.5502	J
:	FI	-.070057	-.260130	-.887958	-1.445744	1.790516	11.28449	:

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14:08 1998

BA1

основная схема 14.0008

: ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/ ;							
: t t	2i_	211-1	212-1	213-1	214-1	215-1	216-1
		215	216	217	218	219	220
		216	217	218	219	220	221
: i-							1
: NI	461.8604	505.6047	506.7800	487.1016	461.9395	435.6263	
: M3	-295.4619	-325.9615	-318.3233	-315.0869	-326.5128	-345.7601	:
: FI	23.29841	32.15357	37.07603	39.31132	40.65147	42.02935	
: 1 t 1	2i_	217-1	218-1	219-1	220-1	221-1	222-1
		221	222	223	224	225	226
		222	223	224	225	226	227
: i-							
: NI	409.7394	385.1740	362.0932	339.6297	314.2273	279.8924	
: M3	-367.7109	-391.0921	-416.0686	-443.1391	-472.6590	-503.7615	;
: FI	43.60503	45.32582	47.13794	48.98926	50.69451	51.44946	
: (t t	2i_	223-1	224-1	225-1	226-1	227-1	228-1
		227	228	229	231	232	233
		228	229	230	232	233	234
: i-							1
: NI	241.3699	54.22359	12.05288	11.41333	41.69104	217.6422	
: N3	-531.4161	-218.4750	-135.1905	-88.12147	-184.1584	-516.3090	;
: FI	49.66383	38.08866	24.21639	-29.62427	-39.11717	-50.62803	;
: 1 t	2i_	229-1	230-1	231-1	232-1	233-1	234-1
		234	235	236	237	238	239
		235	236	237	238	239	240
: 1- t							t
: NI	263.1856	282.4158	281.9344	276.7648	271.4935	266.7265	
: M3	-542.0809	-556.0514	-563.6881	-571.6893	-580.7295	-590.2893	I
: FI	-53.74471	-54.57524	-54.92859	-55.30677	-55.73602	-56.23355	
: 1 1	2i,,	235-1	236-1	237-1	238-1	239-1	240-1
		240	241	242	243	244	245
		241	242	243	244	245	246
: i- 1 1							1 1 :
: NI	262.3984	257.9956	252.2548	235.8228	169.3896	.933151	:
: M3	-600.3427	-612.0830	-631.5790	-666.9088	-691.1508	-616.0133	:
: FI	-56.84102	-57.60965	-58.40273	-58.14427	-54.96949	-49.68106	;

Равработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14:09 1998 BA1

основная схема 14.0009

: ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/ ;							
: 2i_	241-1	242-1	243-1	244-1	245-1	246-1	:
1	246	247	248	249	250	251	:
1	247	248	249	250	251	252	:
: NI	-204.6488	-113.9372	-15.47501	9.626667	8.295015	4.165577	1
: ЫЗ	-417.8463	-430.0702	-452.6924	-440.8758	-429.1653	-423.7631	:
: FI	-60.18344	88.52405	88.90614	-89.75708	-89.63652	-89.82194	J
: 2i_	247-1	248-1	249-1	250-1	251-1	252-1	:
1	252	253	254	255	256	257	,
t	253	254	255	256	257	258	:
: i-							I
: NI	1.679522	.893923	1.679541	4.165600	8.295040	9.626661	:
: ЫЗ	-421.7338	-421.2612	-421.7338	-423.7632	-429.1653	-440.8758	:
: FI	-89.93917	89.99998	89.93914	89.82191	89.63648	89.75705	:
: 2i_	253-1	254-1	255-1	256-1	257-1	258-1	•
1	258	259	260	261	262	263	:
1	259	260	261	262	263	264	:
: i-							I
: NI	-15.47524	-113.9379	-204.6486	.932953	169.3895	235.8229	:
: N3	-452.6924	-430.0699	-417.8467	-616.0133	-691.1511	-666.9092	J
: FI	-88.90616	-88.52410	60.18327	49.68102	54.96945	58.14426	:
: 2i_	259-1	260-1	261-1	262-1	263-1	264-1	;
1	264	265	266	267	268	269	;
1	265	266	267	268	269	270	;
: i-							<
: NI	252.2550	257.9958	262.3987	266.7268	271.4937	276.7650	:
: ЫЗ	-631.5793	-612.0831	-600.3429	-590.2896	-580.7297	-571.6896	:
: FI	58.40273	57.60965	56.84101	56.23355	55.73601	55.30676	:
: 2i_	265-1	266-1	267-1	268-1	269-1	270-1	:
1	270	271	272	273	274	275	:
1	271	272	273	274	275	276	:
: i-							1
: NI	281.9346	282.4160	263.1857	217.6423	41.69097	11.41335	:
: ЫЗ	-563.6884	-556.0516	-542.0811	-516.3091	-184.1586	-88.12163	;
: FI	54.92858	54.57523	53.74469	50.62801	39.11713	29.62426	:

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14:09 1998

BA1

основная схема 14.0010

: ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ		НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/					:
: 2i_	271-1	272-1	273-1	274-1	275-1	276-1	:
1	277	278	279	280	281	282	:
>	278	279	280	281	282	283	:
:							
: i-							:
: NI	5.977242	27.88212	179.9405	232.1506	231.8494	212.2084	:
: ИЗ	-51.22610	-152.6562	-489.7023	-559.2957	-617.0767	-671.5251	:
: FI	-39.56467	-42.48022	-53.02072	-56.77522	-58.72977	-60.82201	:
:							
: 21_	277-1	278-1	279-1	280-1	281-1	282-1	:
>	283	284	285	286	287	288	:
<	284	285	286	287	288	289	:
:							
: i-							:
: NI	193.6510	177.5670	163.9688	152.5159	142.6154	134.2162	:
: БЗ	-729.3165	-790.1795	-853.2576	-917.9705	-985.1115	-1058.263	:
: FI	-62.84877	-64.71321	-66.43899	-68.07875	-69.68384	-71.25289	:
:							
: 2i_	283-1	284-1	285-1	286-1	287-1	288-1	:
4	289	290	291	292	293	294	:
1	290	291	292	293	294	295	:
:							
: i-							:
: NI	118.5570	29.21721	-224.4553	-355.1228	-120.0973	-3.567359	:
: БЗ	-1154.890	-1248.198	-1200.210	-1108.102	-1214.563	-1225.569	:
: FI	-71.95982	-69.91234	-68.36116	-87.03527	87.97238	89.92355	:
:							
: 2i_	289-1	290-1	291-1	292-1	293-1	294-1	:
1	295	296	297	298	299	300	:
4	296	297	298	299	300	301	:
:							
: i-							:
: NI	11.12671	6.671299	3.222215	1.206077	.627547	1.206080	:
: БЗ	-1205.108	-1196.247	-1192.922	-1191.905	-1191.685	-1191.905	:
: FI	-89.50859	-89.70574	-89.87215	-89.95998	89.99999	89.95996	:
:							
; 21_	295-1	296-1	297-1	298-1	299-1	300-1	:
4	301	302	303	304	305	306	:
f	302	303	304	305	306	307	:
:							
: i-							:
: NI	3.222220	6.671369	11.12672	-3.567490	-120.0982	-355.1235	:
: БЗ	-1192.922	-1196.247	-1205.108	-1225.568	-1214.563	-1108.102	:
: FI	89.87213	89.70573	89.50858	-89.92356	-87.97238	87.03523	:

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14:09 1998

BA1

основная схема 14.0011

:		ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ		НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/				:
i t	21 _	301-1	302-1	303-1	304-1	305-1	306-1	:
		307	308	309	310	311	312	:
		308	309	310	311	312	313	:
								1
:	1-							
:	NI	-224.4559	29.21679	118.5571	134.2163	142.6155	152.5161	
:	N3	-1200.210	-1248.198	-1154.890	-1058.263	-985.1114	-917.9707	J
:	FI	68.36113	69.91231	71.95980	71.25288	69.68383	68.07874	
i t	2i_	307-1	308-1	309-1	310-1	311-1	312-1	:
		313	314	315	316	317	318	:
		314	315	316	317	318	319	:
								>
:	1-							
:	NI	163.9691	177.5672	193.6512	212.2086	231.8496	232.1507	
:	из	-853.2579	-790.1798	-729.3167	-671.5252	-617.0769	-559.2957	J
:	FI	66.43898	64.71320	62.84876	60.82199	58.72976	56.77520	
i t	2i,,	313-1	314-1	315-1	316-1	317-1	318-1	:
		319	320	321	323	324	325	:
		320	321	322	324	325	326	:
								t
:	1-							
:	NI	179.9405	27.88207	5.977253	.607057	13.37117	142.4241	
:	ыз	-489.7022	-152.6562	-51.22621	-18.77298	-132.6452	-452.1280	I
:	FI	53.02070	42.48017	39.56466	-63.96777	-51.05357	-56.27845	J
i t	2i_	319-1	320-1	321-1	322-1	323-1	324-1	:
		326	327	328	329	330	331	:
		327	328	329	330	331	332	:
								89.34249
:	i-							
:	NI	192.7133	162.3940	135.8157	116.0605	100.9474		
:	ыз	-553.1035	-658.6500	-772.1343	-892.3989	-1017.059	-1144.484	!
:	FI	-60.31757	-63.83291	-67.36016	-70.23879	-72.55674	-74.45509	J
i t	2i_	325-1	326-1	327-1	328-1	329-1	330-1	:
		332	333	334	335	336	337	:
		333	334	335	336	337	338	:
								'
:	i-							
:	NI	80.16457	73.25260	67.09928	68.30955	-11.92026	-380.5133	:
:	N3	-1273.359	-1402.727	-1534.875	-1680.887	-1885.976	-1912.640	
:	FI	-76.06566	-77.51445	-78.83261	-79.92674	-78.06504	-74.99061	:

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г, Сумы

Tue Apr 14 11:14:09 1998 BA1

основная схема 14.0012

: ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/ ;							
; 2i_	331-1	332-1	333-1	334-1	335-1	336-1	; ;
1	338	339	340	341	342	343	:
1	339	340	341	342	343	344	:
: i- 1							
: NI	-480.3402	-90.19688	14.96143	7.118900	4.281488	1.627167	
: M3	-1882.517	-2016.811	-1976.062	-1962.834	-1961.126	-1961.656	
: FI	87.37987	88.21562	-89.48246	-89.56875	-89.77604	-89.91409	J
! 21_	337-1	338-1	339-1	340-1	341-1	342-1	•
†	344	345	346	347	348	349	; ;
†	345	346	347	348	349	350	; ;
: i- <							
: NI	.600071	.256335	.600072	1.627171	4.281495	7.118974	
: M3	-1962.085	-1962.234	-1962.085	-1961.656	-1961.126	-1962.834	:
; FI	-89.97416	90.00000	89.97415	89.91408	89.77603	89.56874	:
: 21_	343-1	344-1	345-1	346-1	347-1	348-1	'
1	350	351	352	353	354	355	:
t	351	352	353	354	355	356	; ;
: i- ;							
: NI	14.96144	-90.19776	-480.3417	-380.5145	-11.92083	68.30969	
; M3	-1976.062	-2016.811	-1882.516	-1912.639	-1885.976	-1680.887	; ;
: FI	89.48246	-88.21561	-87.37987	74.99057	78.06501	79.92673	
: 2i_	349-1	350-1	351-1	352-1	353-1	354-1	:
<	356	357	358	359	360	361	; ;
1	357	358	359	360	361	362	:
: i- †							
N1	67.09951	73.25266	80.16458	89.34259	100.9476	116.0606	
: M3	-1534.875	-1402.727	-1273.359	-1144.484	-1017.060	-892.3990	; ;
: FI	78.83260	77.51445	76.06565	74.45507	72.55673	70.23877	
: 2i_	355-1	356-1	357-1	358-1	359-1	360-1	; ;
t	362	363	364	365	366	367	; ;
1	363	364	365	366	367	368	; ;
: i- ;							
: NI	135.8159	162.3943	192.7134	142.4242	13.37112	.607055	
: M3	-772.1343	-658.6500	-553.1034	-452.1278	-132.6453	-18.77303	
: FI	67.36015	63.83289	60.31756	56.27842	51.05353	63.96774	

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14:09 1998 BA1

основная схема 14.0013

: ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/							J	
i	2i_	361-1	362-1	363-1	364-1	365-1	366-1	:
		369	370	371	372	373	374	:
1		370	371	372	373	374	375	:
! 1-							1	
:	NI	3.819361	-6.844553	12.86282	13.62318	5.676714	4.330946	:
:	ЫЗ	-3.569589	-41.91747	-229.0158	-413.3933	-615.2502	-818.5041	;
:	FI	59.34289	-79.52515	-72.65419	-81.34677	-84.51209	-85.93065	J
:	2i_	367-1	368-1	369-1	370-1	371-1	372-1	
i		375	376	377	378	379	380	
t		376	377	378	379	380	381	
: i-							1	
:	NI	3.316181	2.750333	2.338582	2.207426	1.709849	3.884248	:
:	ЫЗ	-1020.986	-1222.830	-1424.116	-1624.423	-1822.503	-2016.142	;
:	FI	-86.75968	-87.30422	-87.69225	-87.99178	-88.24448	-88.49707	J
:	2i_	373-1	374-1	375-1	376-1	377-1	378-1	
<		381	382	383	384	385	386	
†		382	383	384	385	386	387	
: i-							1	
:	NI	-3.399080	26.64599	-225.6155	-235.1946	25.90182	-4.348695	:
:	ЫЗ	-2204.652	-2407.205	-2702.699	-2793.968	-2709.008	-2707.947	:
:	FI	-88.78340	-88.95623	-84.77153	86.24226	-89.72501	-89.77269	I
:	2i_	379-1	380-1	381-1	382-1	383-1	384-1	
1		387	388	389	390	391	392	
4		388	389	390	391	392	393	
! 1-							1	
:	NI	2.502177	-.002141	.206406	.014650	.017837	.014650	:
:	N3	-2720.702	-2728.436	-2731.794	-2732.966	-2733.223	-2732.966	:
:	FI	-89.90554	-89.96649	-89.98956	-89.99776	90.00000	89.99775	:
:	2i_	385-1	386-1	387-1	388-1	389-1	390-1	
<		393	394	395	396	397	398	:
†		394	395	396	397	398	399	;
: i-							1	
:	NI	.206407	-.002141	2.502179	-4.348688	25.90165	-235.1956	J
;	N3	-2731.794	-2728.436	-2720.701	-2707.946	-2709.008	-2793.968	:
:	FI	89.98956	89.96649	89.90554	89.77269	89.72501	-86.24225	J

Разработан НИИАСС (Украина, Киев) Сумской СХИ г.Сумы
Tue Apr 14 11:14:09 1998

BA1

основная схема 14.0014

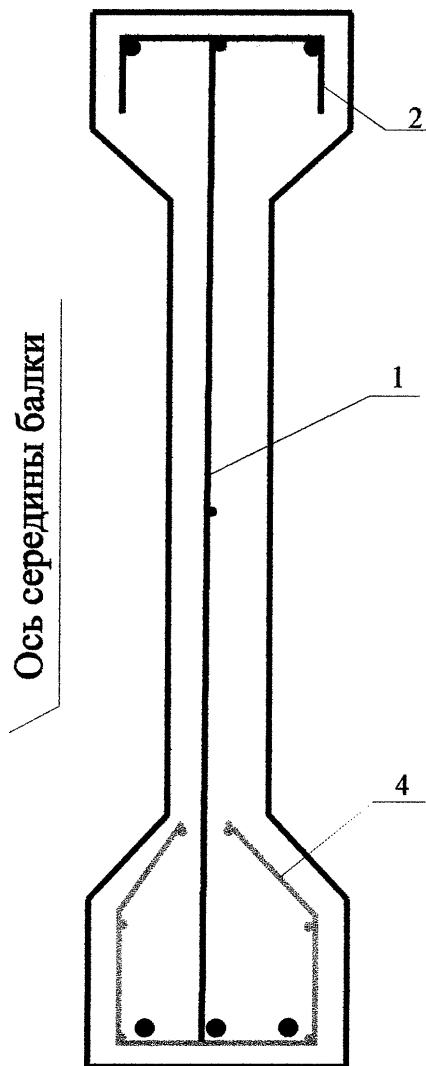
; ГЛАВНЫЕ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ /УСИЛИЯ/ ;								
:	2i_	391-1	392-1	393-1	394-1	395-1	396-1	:
t		399	400	401	402	403	404	:
1		400	401	402	403	404	405	:
;								1
:	1-						2.207336	
:	NI	-225.6166	26.64593	-3.399072	3.884315	1.709871		
:	ЫЗ	-2702.700	-2407.205	-2204.651	-2016.142	-1822.503		
:	FI	84.77152	88.95623	88.78340	88.49707	88.24447		
i	21_	397-1	398-1	399-1	400-1	401-1	402-1	:
1		405	406	407	408	409	410	:
(406	407	408	409	410	411	:
;								1
:	1-						13.62317	
:	NI	2.338516	2.750342	3.316150	4.330946	5.676714		
:	ЫЗ	-1424.116	-1222.830	-1020.985	-818.5039	-615.2498		
!	FI	87.69226	87.30422	86.75968	85.93065	84.51208	-413.3928	:
i	2i_	403-1	404-1	405-1				:
t		411	412	413				:
t		412	413	414				:
;								1
:	i-	12.86281	-6.844579	3.819374				:
:	NI	-229.0153	-41.91722	-3.569608				:
:	ЫЗ	72.65416	79.52513	-59.34282				:
:	FI							:

Приложение Б

Схема армирования балки БСП 9.2-7А Шв и величины главных напряжений °

361	362 >	363	> 3641	365	366	367	3681	369]
-0,144	-L06	-3,6	a -4,44	-	-6,24	a -7,2	-8,16a	-9,12
271	*4 ;	1,44	: 1,85	1,85:	i,68	1	1,44	1,44
-0,408	-1,22 ;	-3,6	; -4,56	-	-5Д8	■ 277 1 -5,7€	278a	279
226	0,33< >	1,68 Γ	• 2,26	2,26 >>	2,26	a 2,21	2,21 a	2,2
W -0,72	227 ' -1,Φ J	228	1W 229 J -4,32	230 *	231	' 232	233a	234
		1,92	>> 2 16 ~	2 4	2 64	a 2 88	3 2 a	3 36
181	W2 ;	183	184	^85 :	ив	I 187	188a	189
-1,08	-1,73 ■	-4,25	. -4,08	-3,84	III ~^3>6	a -3,36	-3,12a	-2,88
136	137 ' 1	138	a 139	140 >>	3,1i	I 3,6	4,32 1	4,8
-1,56	-2,16 I	432	"-3,6	-2,88 :	14ΓΓ	1 142	143a	144
91	0,48 1	1,68	• 1,92	2,64 •	3,36	1 4,56	5,76 a	6,72
-22,8	92 -24 ,	93	J 94 , -2,64	W I -1,92	96	; 97 w	981	99
46	47 «	48 [■ 49 !	8 1	10	! 14,2	18,^L	23,25
		0,21	: 3,2	50 r	51	• ^52	53	54
1	К	3 i	> 2,0 i	6,9C	12,5	a 18,2	242!	30,11
				5	7	a 7		11

379 ■ -59,4 • 1	3801 -59,41	382I -59,4 1	383 -59,4
334: -14,4	335 -14,4	336 -14,4	337 -14,4
№ 290 -9,6	290 -9,6	291 -9,6	292 -9,6
244' -3,6!	245 -3,36	246 -3,36	247 -3,36
264 в 199 : и	264 200	264 201	288 в 202 1
8,88 i 154 r	8,88 155	8,88 156	8,88 157
15,12 • 109 1	15,12 110	15,12 ш	15,12 112
50,3i J 64 в	50,31 65 I	50,3 66	I 50,32 ■ 67
69,1: ■ Hi ĩmi	68,8 I ■ ДИИ	68,6	I 68,6 в 22 1
			68,6 ^23



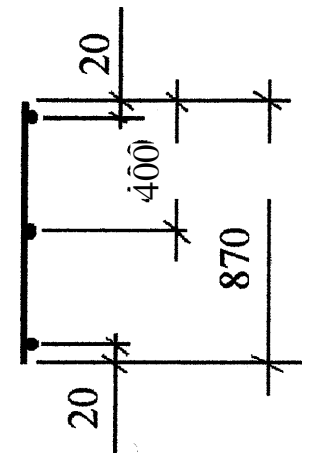
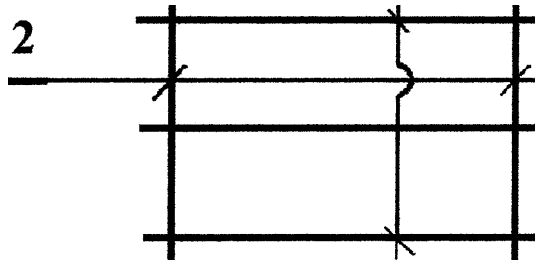
° Пунктиром показана предлагаемая схема армирования балки поперечной и продольной рабочей напрягаемой арматурой.

Схема армирования приопорных зон не показана.

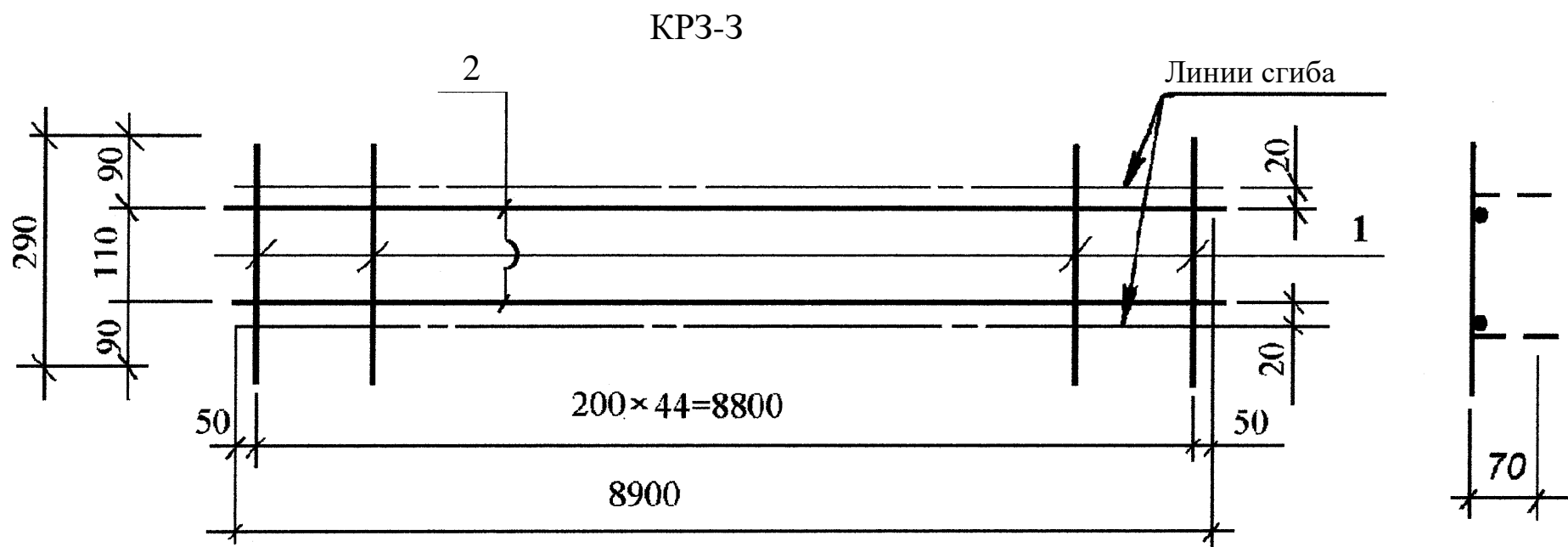
Приложение В

Арматурные каркасы балки БСП9.2-7АШВ

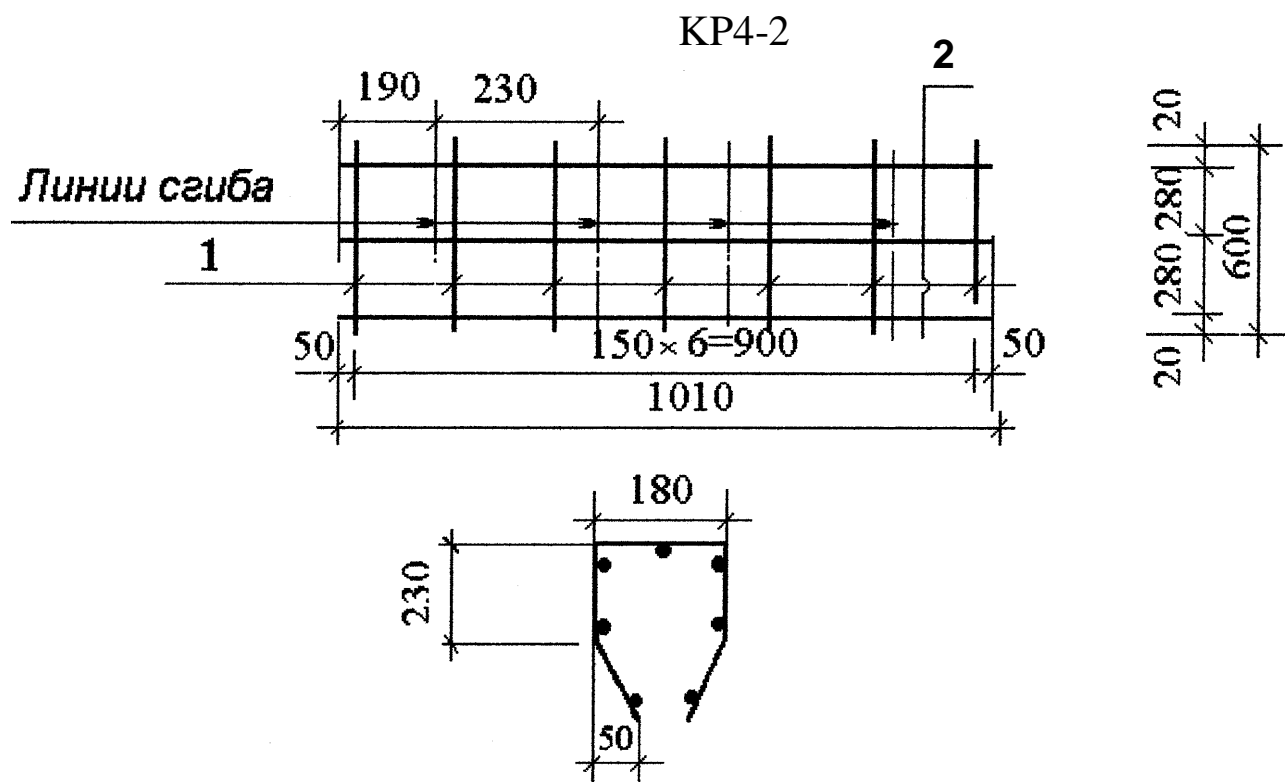
КР 1-4



Марка	По	Наименование	Ко	Масса ед. КС	Общая масса:
КР1- 4	1	05ВР-I, l=8440	3	1,30	26,0
	2	08А-III, l=870	65	0,34	

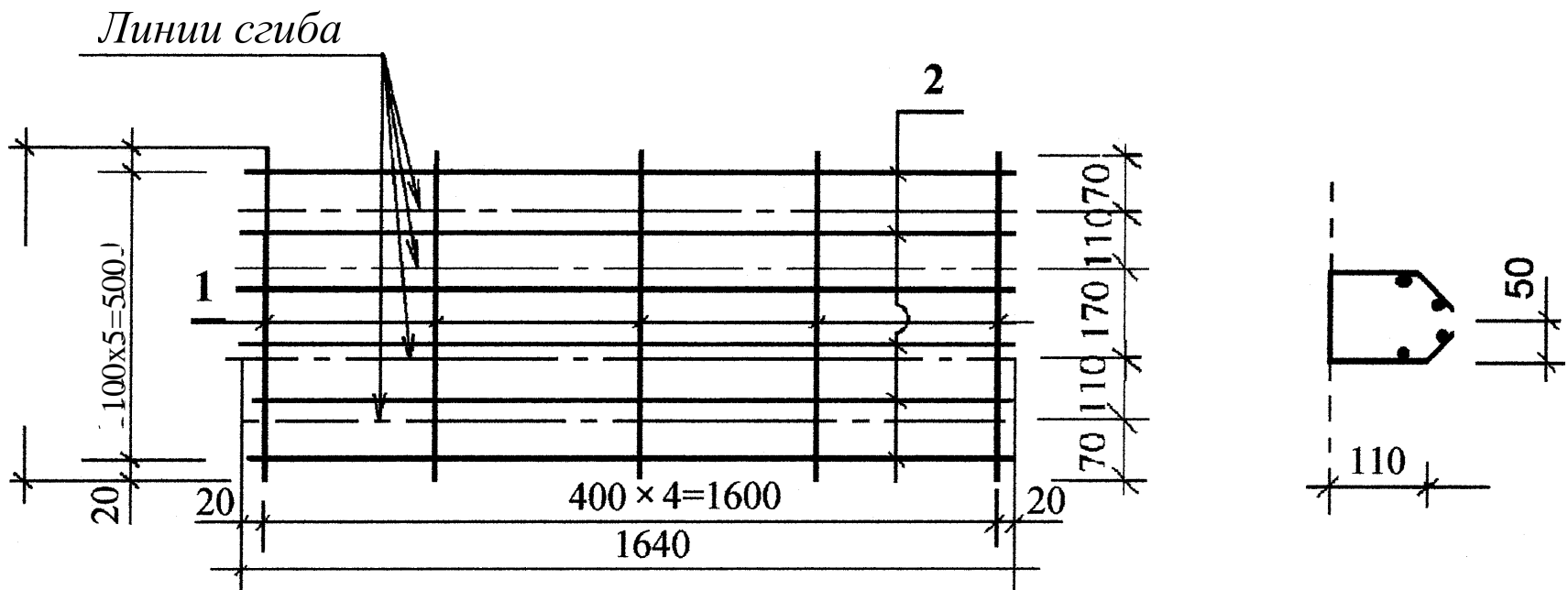


Марка	Поз.	Наименование	Кол.	Масса ед. кг	Общая масса, кг
КР 3-3	1	0 5Bpl, l=290	2	0,04	12,8
	2	010AIII, l=8900	45	5,49	



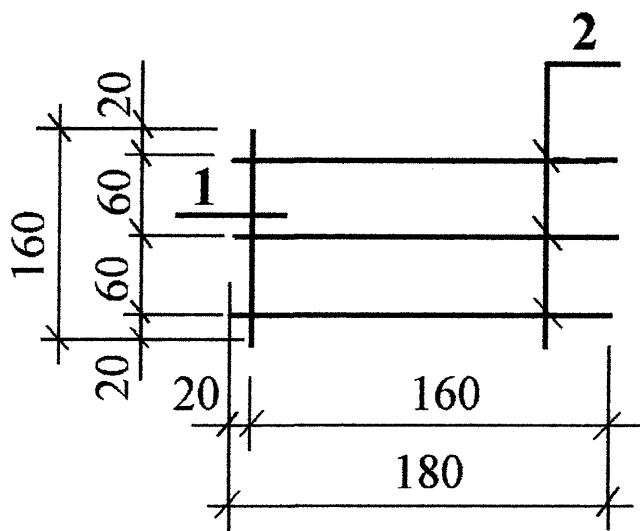
Марка	Поз	Наименование	Кол	Масса ед., кг	Общая масса, кг
КР4-2	1	$\phi 5$ Вр 1, $l=600$	7	0,09	1,1
	2	$\phi 5$ Вр!, $l=1010$	3	0,15	

КР5-1

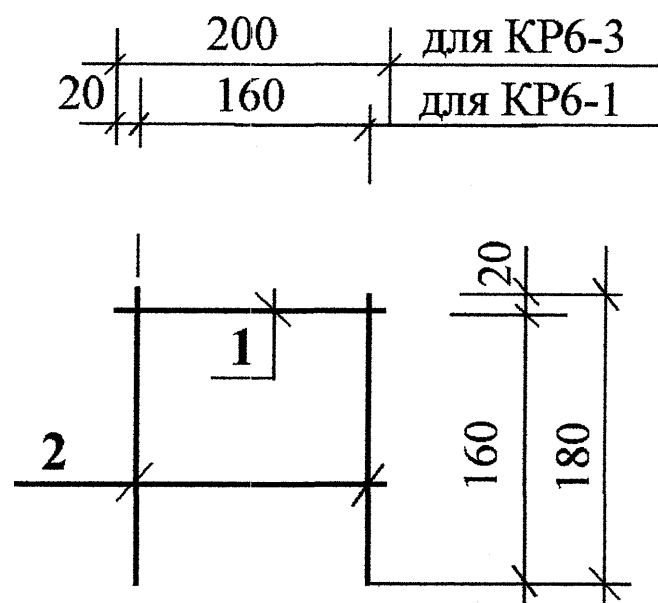


<i>Марка</i>	<i>По з.</i>	<i>Наименование</i>	<i>Кол .</i>	<i>Масса ед., кг</i>	<i>Общая мае. кг</i>
КР5-1	1	05Вр1, /=540	7	0,08	1,3
	2	05Вр1, /=1010	3	0,25	

КР6-1




КР6-3



Марка	Поз.	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Общая мас., кг
КР6-1	1	05ВрI, /=160	1	0,02	0,02
	2	05ВрI, /=180	3	0,03	
КР6-3	1	05ВрI, /=200	1	0,03	0,09
	2	05ВрI, /=180	2	0,03	

Утверждаю:

проректор по научной работе
Сумского ГАУ


В.М. Кобаев
1998



АКТ

о внедрении результатов исследований по диссертации Семирненко Ю.И.

“ Регулирование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок”.

Мы, нижеподписавшиеся, директор научно-производственного малого предприятия “Наука”, действующего при кафедре строительных конструкций Сумского государственного аграрного университета, Ткаченко Г.Ф., зав. лабораторией строительных конструкций Сумского ГАУ Гарькавий В.С., инженер НПМП “Наука” Кирпичева Т.Н., главный инженер Кролевецкого хлебзавода Ивашко Н.А. составили настоящий акт в том, что при усилении монолитных железобетонных конструкций покрытия производственного корпуса Кролевецкого хлебзавода были использованы предложения, разработанные в кандидатской диссертации Семирненко Ю.И. по усилению и регулированию напряжений и деформаций в балках и плитах покрытия при помощи синтетической арматуры из опшангованого стекиожгута, изготовленного Подольским кабельным заводом.

Предложенный метод усиления позволил упростить технологию работ и обойтись без устройства дополнительного защитного слоя бетона.

Директор НПМП “Наука”

Г.Ф. Ткаченко

Зав. лаб. Строительных

конструкций

В .С. Гарькавий

Инженер НПМП “Наука”

Т.Н. Кирпичева

Гл. инженер Кролевецкого

Л

хлебзавода

/

Н.А. Ивашко

**В Ученый Совет
Харьковской государственной
академии железнодорожного**

310050, г. Харьков, пл. Фейербаха, 7

Справка

о практической полезности научной разработки

Материалы разработки балок с механизмами регулирования деформаций и напряжений, представленные аспирантом Семирненко Ю.И. в процессе подготовки диссертации на тему: “Регулирование напряженно - деформированного состояния железобетонных балок” были рассмотрены в АО Стройиндустрия.

Разработка оценена, как новое направление в области проектирования и изготовления железобетонных конструкций, позволяющее отказаться от энергоемких технологических процессов предварительного напряжения арматуры, снизить затраты на силовую оснастку, обеспечив трещиностойкость и работоспособность балок при помощи специальных механизмов, входящих в конструкцию балок.

Считаем, что работа имеет научную новизну, практическую значимость.



Директор АООС Стройиндустрия

Л.И. Алексенко

ХАРКІВСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

СЕМІРЕНКО ЮРІЙ ІВАНОВИЧ



УДК 624.072.2

**РЕГУЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО
СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК**

Спеціальність 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі
та споруди

АВТОРЕФЕРАТ

дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Харків - 1998

Дисертацією є рукопис.

Робота виконана в Сумському державному аграрному університеті (СДАУ) Міністерства агропромислового комплексу України.

Науковий керівник -

доктор технічних наук, професор

Фомиця Леонід Миколайович,

завідуючий кафедрою будівельних конструкцій

Сумського державного аграрного університету.

Офіційні опоненти:

- доктор технічних наук, професор

Пустовойтов Володимир Павлович,

завідуючий кафедрою будівельної механіки

Харківської державної академії міського

господарства;

- кандидат технічних наук,

старший науковий співробітник

Азізов Талят Нуредінович,

директор Сумського центру наукових досліджень

і проектування промислових будинків і споруд.

Провідна установа - Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури
Міносвіти України.

Захист відбудеться “72” листопада 1998 р. о 13³⁰ годині на засіданні спеціалізованої вченої ради Д 02.15.05 Харківської державної академії залізничного транспорту за адресою:

310050, м. Харків, пл. Фейербаха, 7.

З дисертацією можна ознайомитись у бібліотеці Харківської державної академії залізничного транспорту.

Вчений секретар
спеціалізованої вченої ради,
к.т.н., доцент

Є.М. Єрмак

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми. Значні обсяги виробництва залізобетонних конструкцій в будівництві роблять актуальною задачу зниження витрат матеріалів, особливо сталі, та економії енергозатрат на виготовлення конструкцій. Особливої уваги заслуговують залізобетонні балки та інші елементи, що працюють на згин, в яких економія сталі пов'язана з використанням високоміцної арматури, що викликає необхідність в її попередньому напруженні. Технологія попереднього напруження є енергозатратною, крім того вона проблематична при використанні неметалевої (синтетичної) високоміцної арматури.

Регулювання напружень та деформацій балок в процесі їх навантаження та експлуатації за допомогою спеціальних регулюючих пристроїв, що входять до складу балок, на нашу думку, може бути альтернативою попередньому напруженню. Такі пристрої включаються в роботу на короткий час за весь період роботи балки, тому потребують обмаль енергії, окрім того поліпшують роботу балки, що дозволяє знизити витрати арматури за конструктивними вимогами, та призначеної для сприймання попереднього напруження. Тому розробка принципів регулювання напружено-деформованого стану залізобетонних балок є актуальною задачею.

Зв'язок роботи з науковими програмами.

Виконана робота є одним з етапів досліджень, що проводяться кафедрою будівельних конструкцій Сумського державного аграрного університету за темою “Розробка методів оцінки працездатності та посилення будівельних конструкцій за складних умов експлуатації”.

Мета роботи: пошук нових шляхів регулювання напружень та деформацій залізобетонних елементів, що працюють на згин, на стадіях виготовлення, навантаження та експлуатації для забезпечення зменшення витрат енергії при збереженні

Задачі, що вирішуються в роботі:

- провести аналіз напружено-деформованого стану балки з залученням елементів теорії пружності та сучасних методів із застосуванням ЕОМ, а саме - метода кінцевих елементів;

- перевірити можливість зменшення армування різних зон та перерізів балки, що застосовується в типових серіях, з використанням регулюючих пристроїв;

- запропонувати нові схеми забезпечення тріщиностійкості

балок на основі регулювання напружень та деформацій;

- розробити схеми виконавчих механізмів для регулювання

напружено - деформованого стану балок;

- провести експериментальні дослідження балок з регулюванням напружень та деформацій.

Наукова новизна роботи:

- запропоновані нові схеми та пристрої регулювання напружень та деформацій в залізобетонних балках;

- розроблена методика випробовування залізобетонних балок з регулюванням напружень та деформацій;

- експериментально підтверджена можливість регулювання

деформацій розтягнутої зони та напружень в приопорних зонах балки за допомогою механізмів;

- вказані можливості розширеного використання високомі-

цної неметалевої арматури в балках при застосуванні регулюючих пристроїв;

- розроблені пропозиції щодо використання балок з механізмами регулювання напружено - деформованого стану.

Практичне значення роботи полягає в тому, що запропоновані принципи конструювання балок з механізмами регулю-

високоміцні синтетичні матеріали, спростити технологію виготовлення балок.

Запропонована методика регулювання деформацій використана при посиленні монолітного залізобетонного покриття Кролевецького хлібзаводу, конструкція балки з регулюючими механізмами схвалена та прийнята до впровадження Сумським АТ “Сумзалізобетон”.

Особистий внесок здобувала представлений:

- розробкою ідеї створення балки з регулюванням НДС;
- пропозиціями схем механізмів регулювання з використанням зовнішніх джерел енергії та енергії деформування балки під дією навантаження;
- методикою випробування балок з регулюючими механізмами;
- розробкою конструкції балки, армованої синтетичною арматурою з регулюванням деформацій.

Апробація роботи. Основні положення дисертаційної роботи, а також результати проведених досліджень доповідались на: міжнародній науково-практичній конференції “Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях” (м. Суми, 1994 р.), міжнародній конференції “Ресурсо - и энергосберегающие технологии строительных материалов, изделий и конструкций” (м. Белгород, 1995 р.), міжнародній конференції “Инженерные проблемы современного бетона и железобетона” (м. Мінськ, 1997 р.), науково-практичних конференціях професорсько - викладацького складу СДАУ (1995 - 1998 р.).

Публікації. Оpubліковано 11 робіт, із них 9 - за темою дисертації.

Обсяг роботи. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел, додатків і містить 172 сторінки друкованого тексту, в тому числі: 43 рисунки, 12 таблиць, 22 сторінки додатків. Список використаних джерел

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

У вступі обгрунтована необхідність проведення розробки та дослідження регулювання напружено-деформованого стану в залізобетонних балках, актуальність роботи, викладені мета, задачі досліджень, її наукова та практична цінність.

В першому розділі проаналізовані праці вітчизняних та зарубіжних вчених, які присвячені теоретичному та експериментальному вивченню способів напруження сталюї та синтетичної арматури, регулюванню напружено-деформованого стану будівельних конструкцій, викладений огляд основних питань, необхідних для створення методів та Механізмів регулювання напружень та деформацій в залізобетонних балках. Наведені переваги та недоліки основних способів напруження залізобетонних конструкцій. Були при цьому використані роботи Абовського Н.П., Бондаренка В.М., Вахненка П.Ф., Гийона L, Гольденблата І.І., Зеленського К.В., Іванова О.М., Леонгардта Ф., Мадатяна С.А., Маїляна Р.Л., Маньєля Г., Мельникова М.П., Михайлова В.В., Погребного Я.Ф., Пустовойтова В.П., Фомиці Л.М., Фролова М.П., Шагіна О.Л.

В зазначених роботах найбільша увага приділялась основним методам попереднього напруження арматури, шпренгельним та локальним методам регулювання деформацій та напружень.

З іншого боку попереднє напруження залізобетонних балок, як видно з аналізу, приводить до значних витрат енергії, та затрат коштів на виготовлення матеріаломістких силових форм та спеціальних стендів. Сформульовані основні задачі досліджень.

У другому розділі розглянуті теоретичні основи регулювання напружень в залізобетонних балках.

Використовуючи елементи теорії пружності та метод кінцевих елементів, зроблено аналіз напруженого стану кожного кінцевого елемента балки спочатку в пружній стадії, а потім з врахува-

Одержані результати порівняні з результатами розрахунку балки за нормами та з фактичним розташуванням арматури типової балки БСП9.2-7АШВ за типовою серією 1.462.1-10/89. При цьому враховані конструктивні вимоги з мінімального армування, встановлення діаметрів арматури при конструюванні каркасів, правил виконання відгинів та розташування поперечної арматури, армування приопорних та анкерних зон, тощо. Було враховано також, яка арматура сприймає лише зусилля попереднього напруження, тобто від якої арматури можна відмовитись, якщо арматура попередньо не напружується. Визначено також величину та напрямок дії головних напружень в кожному кінцевому елементі балки, що дало змогу дослідити характер найбільш доцільного розміщення розтягнутої арматури. Таким чином створено ідеалізовану схему армування балки з розрахунку сприйняття арматурою лише розтягуючих зусиль та, в крайньому разі, забезпечення мінімального відсотку армування. Встановлено, що економія арматурної сталі при такому армуванні балок в залежності від прогону, складає 8-15%.

Відмова від попереднього напруження компенсується регулюванням деформацій в розтягнутій арматурі за допомогою механізмів, що забезпечують тріщиносіійкість та зменшення прогину балки. Така схема армування може бути виконана також з застосуванням синтетичної арматури, яка має підвищену деформативність при високій міцності.

Розглянуті доцільні схеми регулювання зусиль та деформацій. Сформульовані основні передумови, що враховуються при розробці таких схем:

- механізми регулювання включаються в роботу короткочасно, лише у випадках перевищення нормативних значень деформацій;
- механізми регулювання повинні бути легкими, простими та дешевими;

- досягнутий рівень деформацій при регулюванні не повинен залежати від стану джерел енергії;
- переважно за джерело енергії для регулювання мати енергію навантаження балки.

Якщо слідувати цим передумовам, то відпадає потреба напружувати арматуру зразу до високих рівнів, що викликає значні втрати напружень. Достатньо забезпечити на кожному етапі регулювання лише необхідний для дрщиносійкості рівень. Поетапне регулювання дає не тільки економію енергії, але полегшує роботу перерізів балки.

Пропонуються такі схеми регулювання напружень та деформацій балок:

- з гідравлічним приводом;
- з важільним механізмом;
- з ручним приводом;
- з пневматичним приводом;
- з електричним приводом.

Схеми з гідравлічним приводом та важільним механізмом можуть працювати без зовнішніх джерел енергії, використовуючи енергію навантаження балки. Найбільш доцільною вибрана гідра-

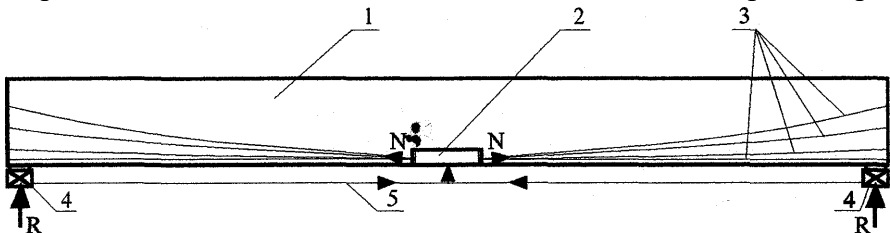


Рис. 1 Схема балки з регулюванням напружень та деформацій без використання зовнішньої енергії
 1 - балка; 2 - стягуючий домкрат; 3 - напружувана

В цій схемі напруження арматури, з метою зменшення прогинів, виконується з використанням енергії зовнішнього навантаження за рахунок роботи переміщення балки на опорах. Співвідношення діаметрів поршнів домкратів і їх хід повинні підбиратися із співвідношення зусиль в напружуваній арматурі і опорних реакцій.

$$\frac{Y_{op}}{Y_{ar}} \sim \frac{d_{op}}{d_{ar}} \quad (1)$$

де Z - плече внутрішньої пари;

L - прогін балки

Просідання опорних домкратів визначається із співвідношення об'ємів рідини.

Виходячи з цього співвідношення, можна розрахувати величини переміщень опор, необхідних для забезпечення регулювання деформацій балки. Якщо виходити із забезпечення умов нормального розкриття тріщин, можна, використовуючи методику норм (СНиП 2.03.01-84) визначити напруження в арматурі, при яких такі тріщини з'являться.

$$\frac{a_T E_s}{20(3,5 - 100j)VIod} \quad (2)$$

де a_T - ширина розкриття тріщин, мм;

E_s - модуль деформації арматури;

ψ - коефіцієнт армування перерізу;

d - діаметр арматури, мм

В схемі балки (рис. 2) регулювання прогину відбувається за

рахунок збільшення тиску робочої рідини в гідросистемі, в наслідок чого плунжер натяжного домкрату переміщується й збільшує

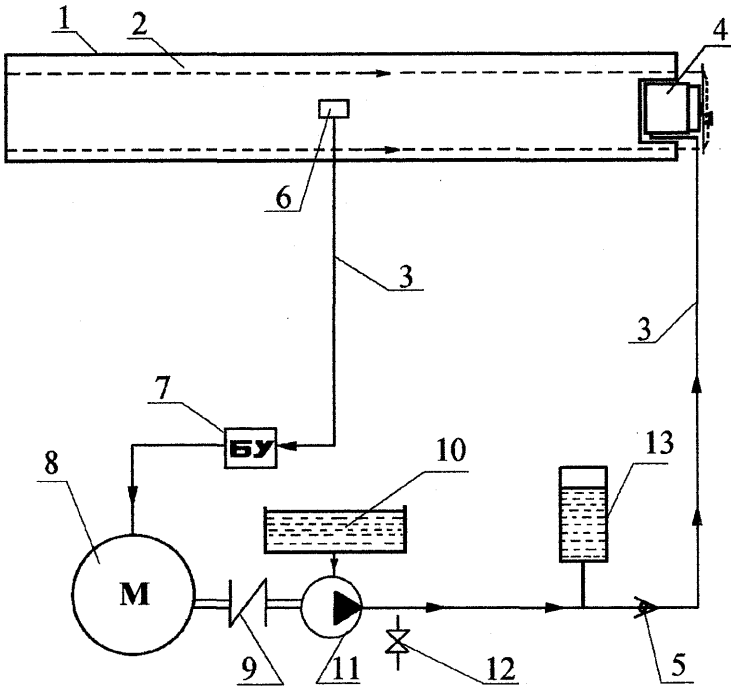


Рис. 2 Схема балки з регулюванням напружень та деформацій з використанням зовнішньої енергії

1 - балка; 2 - напружувана арматура; 3 - гідропроводи;
 4 - натяжний домкрат; 5 - клапан; 6 - датчик; 7 - блок керування; 8 - електродвигун; 9 - з'єднувальна муфта; 10 - бак для робочої рідини; 11 - гідронасос; 12 - вентиль;
 13-гідропневмоакумулятор

Для підтримання тиску в системі установлений гідропневмоакумулятор. Величина прогину балки, при якому включається в роботу регулююча схема, задається. Приведена схема не потребує багато енергії, тому джерело живлення її може бути автономним. Працює схема в автоматичному режимі.

Третій розділ присвячений експериментальним дослідженням залізобетонних балок з регулюванням напружень та деформацій

БСП9.2-7АШВ прогоном 9 м, та балка, заармована синтетичною арматурою.

Мета експерименту полягає в перевірці роботи балки-механізму, відпрацюванню пристроїв та обладнання, призначених

для регулювання зусиль та деформацій, перевірки теоретичних даних. Випробуванню підлягало два зразки балок:

- типова натурна конструкція БСП9.2-7А-ШВ;
- модернізована конструкція, виготовлена з тими ж геометричними та фізичними характеристиками, але армована синтетичною арматурою з ошлангованого скложгута.

Балка оснащена гідравлічною системою для регулювання деформацій синтетичної арматури, як з зовнішнім джерелом енергії, так і з використанням енергії просідання балки на опорах.

Проведенню експерименту передувало визначення фізико-механічних властивостей матеріалів, з яких складаються експериментальні зразки. Перевірялась міцність бетону, випробовувалась склопластикова арматура, перевірялось зчеплення синтетичної арматури з бетоном. Результати випробувань показали, що міцність бетону відповідає проектному класу В 30, однорідність, пере-

вірена ультразвуковим методом, досить висока - середньоквадратичне відхилення не перевищує 10 %. Випробування синтетичної арматури (ошлангованого скложгута) показали, що її міцність становить 1600 МПа, модуль пружності - 52000 МПа. Після перевірки зчеплення арматури з бетоном було зроблено висновок, що можлива укладка синтетичної арматури до бетонування без утворення каналів. Була відпрацьована та випробувана надійна конструкція кінцевих анкерів для вказаної арматури.

При випробуванні балок деформації вимірювались тензорезисторами, переміщення - прогиномірами та індикаторами часового типу, деформації склопластикової арматури - тензотрами Гугенбергера. Гідравлічна система для навантаження включа-

натяжний домкрат, систему живлення, блок керування, датчик контролю прогину. Схема, в якій використовувалась енергія навантаження балки, передбачає єдину гідравлічну мережу для опорних домкратів та натяжного домкрата.

Результати експериментальних досліджень підтвердили те-

оретичні дані щодо напружень та деформацій типової балки. Балка БСП9.2- 7АШВ відповідає стандартним уявленням, тобто прогини наростають нелінійно від росту навантажень.

На рис. 3-4 показано графіки росту прогинів балок, армованих синтетичною арматурою з регулюючими механізмами, в

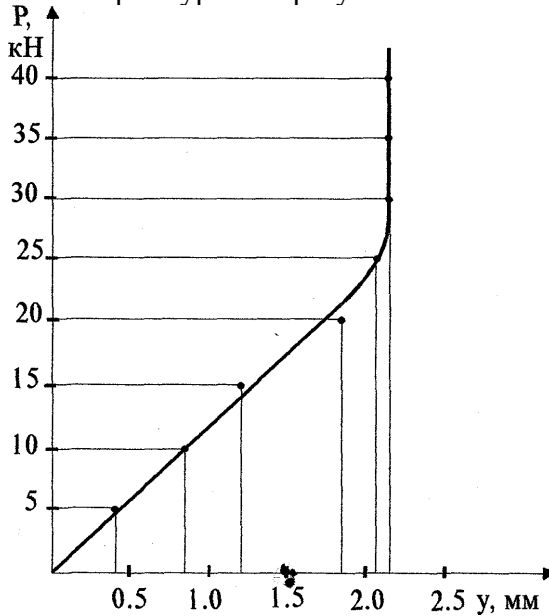


Рис. 3 Графік залежності прогинів від навантажень балки з регулюванням (без використання зовнішньої енергії).

Як видно з графіків, за допомогою регулювання можна встановити будь-яку величину прогину й забезпечити її автоматичну підтримку в процесі роботи балки, не зважаючи на підвищену деформативність синтетичної арматури.

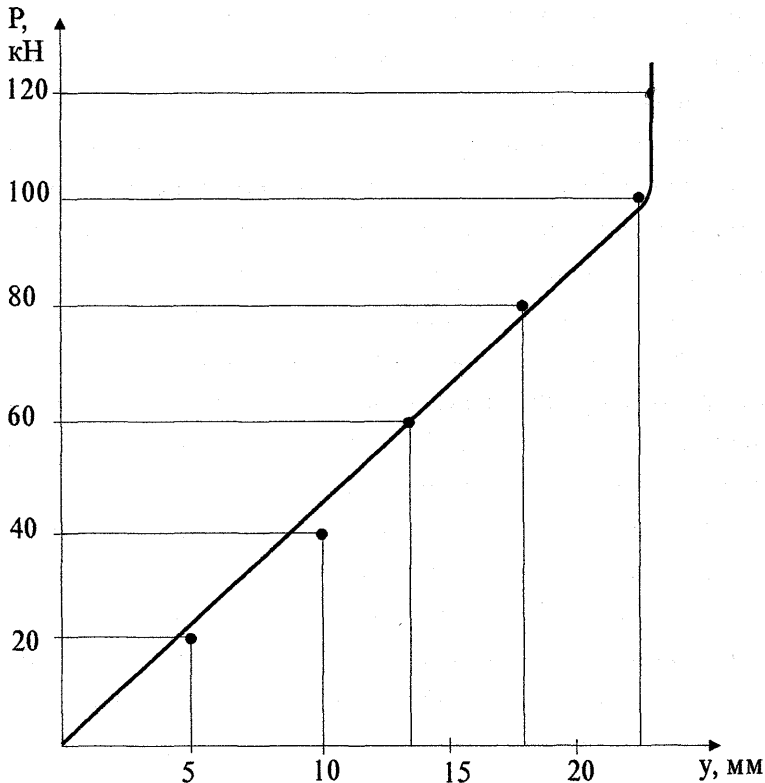


Рис. 4 Графік залежності прогинів від навантажень балки з регулюванням (з використанням зовнішньої енергії) Експериментально підтверджена працездатність гідравлічної системи регулювання деформацій як з використанням зовнішнього джерела енергії, так і без зовнішнього джерела енергії, відпрацьовані параметри системи та методика підбору опорних та натяжних домкратів.

В четвертому розділі даються принципи конструювання та використання в виробництві балок з механізмами регулювання напружень та деформацій. Показані особливості виготовлення таких балок, сформульовані вимоги до конструкцій та технології їх виробництва з врахуванням вимог будівельних норм (СНиП),

“Рекомендаций по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой” та “Указаний по предварительному напряжению железобетонных конструкций”.

Розроблена конструкція балки з гідравлічною системою регулювання напружень та деформацій розтягнутої арматури, в якій використовуються плоскі домкрати, завдяки чому забезпечується мала висота та збільшена робоча площа домкрата, мала маса, повна герметичність, простота конструкцій та низька собівартість. Приводиться методика розрахунку таких домкратів. Запропонована конструкція балки схвалена та прийнята для впровадження АТ “Сумзалізобетон” та “Будіндустрія” Сумського обл. агробуду, де виготовлялися дослідні зразки балок.

Запропоновані в дисертації принципи регулювання деформацій були використані також для посилення монолітного залізобетонного покриття Кролевецького хлібзаводу. Це дало змогу відмовитись від нанесення захисного шару бетону на поверхню плити (застосовувалась синтетична арматура), а також дало змогу підтяжки арматури, при необхідності, в процесі експлуатації.

Показано також приклади використання запропонованих методів регулювання зусиль та деформацій в інших галузях техніки.

Економічна ефективність розробок автора показана на прикладі розробки залізобетонних балок з прогоном 9 м. При цьому враховані додаткові затрати на виготовлення регулюючих механізмів, їх експлуатацію в протиставленні з затратами, які йдуть на попереднє напруження арматури з врахуванням його втрат, на силове спорядження металоформ та стендів, нераціональне армування та інше.

Показано, що використання балок з регулюванням деформацій стає економічно доцільним при прогонах 18 і більше метрів.

ВИСНОВКИ

1. На основі аналізу сучасних методів регулювання напружено-деформованого стану залізобетонних балок зроблено висновки про доцільність розробки спеціальних механізмів, що включають в конструкцію балок для регулювання напружень та деформацій в процесі експлуатації з метою забезпечення тріщино-стійкості.

2. Регулювання деформацій арматури забезпечує можливість широкого використання високоміцної сталевий та неметалевої (низькомодульної) арматури для армування балок.

3. Проведений за допомогою метода кінцевих елементів аналіз напружено-деформованого стану залізобетонної балки БСП9.2-7АШВ дав змогу дати пропозиції щодо економії арматури при використанні регулювання напружень та деформацій.

4. Запропоновані нові схеми регулювання напружень та деформацій балок шляхом використання спеціальних механізмів, що працюють в процесі навантаження та експлуатації балок, або в разі зростання деформацій в найбільш небезпечних зонах.

5. Розроблені схеми регулювання, що використовують зовнішні джерела енергії, а також внутрішню енергію під дією навантаження.

6. Розроблені схеми виконавчих механізмів: з ручним приводом, важільним, електроприводом, гідро- та пневмоприводом; а також схеми автоматизованого управління їх роботою.

7. На основі проведених експериментальних досліджень запропонована конструкція залізобетонної балки прогоном 9 м з гідравлічною системою регулювання напружень та деформацій, що використовує енергію роботи балки під навантаженням.

8. Проведені експериментальні дослідження по застосуванню синтетичної арматури в балках з регулюючими механізмами. Результати досліджень використані при посиленні монолітного залізобетонного покриття Кролевецького хлібзаводу.

Основні положення дисертації опубліковані в роботах:

1. Фомиця Л.М., Семірненко Ю.І. Саморегулюючі конструкції // Вісник Сумського державного аграрного університету. - Суми: Вид. "Козацький вал". -1998. - № 2. С. 134-136.
2. Семірненко Ю.І. Регулювання деформацій склопластикової арматури при напруженні на бетон без каналотворювачів // Вісник Сумського державного аграрного університету. - Суми: Вид. "Козацький вал". -1998. - № 2. С. 121-122.
3. Фомиця Л.М., Семірненко Ю.І. Напруження неметалевої арматури в балках // 36. наук, статей "Проблеми теорії і практики залізобетону". - Полтава: Вид. Полт.ДТУ - 1997. - С. 462.
4. Семірненко Ю.І., Довжик М.Я. Регулювання зусиль та деформацій в широкозахватних сільськогосподарських машинах // Вісник Сумського державного аграрного університету. - Суми: Вид. "Козацький вал". -1998. - № 2. С.317-318.
5. Семирненко Ю.И., Луцковский В.Н., Фомица Л.Н. Обеспечение жесткости изгибаемых конструкций с неметаллической арматурой // Материалы Междунар, конф. "Инженерный проблемы современного бетона и железобетона". - Том 1, ч. 2. - Минск: БелНИИС -1997. - С. 126-128.
6. Фомица Л.Н., Луцковский В.Н., Семирненко Ю.И. Контроль уровня напряженного состояния строительных конструкций, находящихся в эксплуатации // Материалы Междунар, конф. "Инженерные проблемы современного бетона и железобетона". - Том 1, ч. 2. - Минск; БелНИИС -1997. - С. 210-213.
7. Семирненко Ю.И., Лютенко А.Н. Применение неметаллической арматуры в железобетонных балках *И* Сб. докл. Междунар, конф. "Ресурсо- и энергосберегающие технологии строительных материалов, изделий и конструкций" Ч 2. Белгород:

учно-практической конференции “Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях”. - Сумы: ИПП “Мрия”. -1994.-С.109.

9. Семірненко Ю.І., Циганенко Г.М. Новий метод армування залізобетонних балок // Матеріали наук. конф. “Напрямки підвищення продуктивності та якості сільськогосподарської продукції”. - Суми: Вид. ССГІ. - 1996. - С. 195.

АНОТАЦІЯ

Семірненко Ю.І. Регулювання напружено - деформованого стану залізобетонних балок. Рукопис.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди. - Харківська державна академія залізничного транспорту, Харків, 1998.

Дисертація присвячена розробці методів регулювання напружено-деформованого стану залізобетонних балок з метою забезпечення економії енергозатрат, витрат арматури при умові забезпечення тріщиностійкості та надійності. Запропоновані механізми, що використовують зовнішні джерела енергії, а також внутрішню енергію балки під дією навантаження.

Ключові слова: регулювання напружень, деформації, залізобетон, арматура, напруження, балка.

Семирненко Ю. И. Регулирование напряженно - деформированного состояния железобетонных балок. Рукопись.

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23. 01 - строительные конструкции, здания и сооружения. - Харьковская государственная

Диссертация посвящена разработке методов регулирования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с целью обеспечения экономии энергозатрат, расхода арматуры при условии обеспечения трещиностойкости и надежности. Предлагаемые механизмы используют внешние источники энергии, а также внутреннюю энергию балки под действием нагрузки.

Ключевые слова: регулирование напряжений, деформации, железобетон, арматура, напряжение, балка.

Semimenko U. I. Regulation of a condition of voltage and strain of ferro-concrete beams. The manuscript.

Thesis is on competition of a scientific degree of the candidate of engineering science on a speciality 05.23. 01 - Building constructions, building and structure. - Kharkov state academy of a railway transport, Kharkov, 1998.

The thesis is devoted to development of methods of regulation of a condition of voltage and strain of ferro-concrete beams with the purpose of maintenance of economies of the power costs, costs of the fixture under condition of maintenance of stability to formation of cracks and reliability. The offered mechanisms use external power sources, and also internal energy of a beam under an operation of a load.

Key word: regulation of voltages, strain, ferro-concrete, fixture, voltage, beam.

АВТОРЕФЕРАТ
дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

РЕГУЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО
СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

СЕМІРНЕНКО ЮРІЙ ІВАНОВИЧ

Відповідальний за
випуск

Підписано до друку 8. 10. 1998. Зам. № 47
Формат 60x84 1/16. Папір для розмножувальних апаратів.
Уч.-вид.Арк.І.О.Тираж 100 прим.
Вид. Сумського державного аграрного університету
Адреса: 244030, м. Суми, вул. Петропавлівська, 57