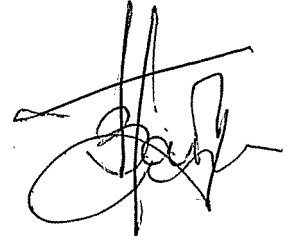


BoI3

ХАРЬКОВСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

На правах рукописи



ВАТУЛЯ ГЛЕБ ЛЕОНИДОВИЧ

УДК 624.072.2.016.046.2

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК
ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ, УСИЛЕННЫХ СТАЛЬНЫМ
ШПРЕНГЕЛЕМ

Специальность 05.23.01 - строительные конструкции, здания и
сооружения

Диссертация на соискание ученой степени кандидата
технических наук

Научный руководитель:
Чихладзе Э. Д.,
доктор технических наук,
профессор

Харьков 1999

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
РАЗДЕЛ 1. ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ С ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ	9
1.1 Сталебетонные и сталежелезобетонные конструкции	9
1.2 Обзор существующих методов расчета	27
1.2.1 Описание процесса деформирования бетона в условиях трехосного напряженного состояния	27
1.2.2 Теории прочности бетона при неодноосных напряженных состояниях	31
1.2.3 Методы расчета сталебетонных конструкций	38
1.3 Краткие выводы и задачи исследований	45
РАЗДЕЛ 2. ТЕОРИЯ РАСЧЕТА СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ, УСИЛЕННЫХ СТАЛЬНЫМ ШПРЕНГЕЛЕМ	47
2.1 Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочности деформативность при изгибе и внецентренном сжатии	47
2.2 Определение поперечных перемещений в обойме от единичных сил состояний	53
1, t_i , j , t_j , o , t_o ,	
1.1.1 Перемещение от единичных сил состояния i , t_i	53
1.1.2 Перемещение от единичных сил состояния o , t_o	55

1.1.3	Перемещение от единичных сил состояния j, t_j	56
1.1.4	Перемещение от единичных СИЛ СОСТОЯНИЯ	58
2.3	Определение поперечных перемещений в бетонном ядре от единичных сил $X^{\wedge}X_{tj}X_pX_{tj}$, $X-0 \text{ } ^{\wedge}t_0 > \text{ } ^{\wedge} *t_x$	5g
2.4	Определение перемещения в обойме и в ядре от внешних воздействий	70
2.4.1	Перемещение в обойме от внешних воздействий	70
2.4.2	Перемещение в ядре от внешних воздействий	70
2.5	Определение несущей способности сталебетонных элементов при изгибе и внецентренном сжатии	77
2.6	Определение несущей способности сталебетонной балки, усиленной шпренгелем	80
РАЗДЕЛ 3.	ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК УСИЛЕННЫХ ШПРЕНГЕЛЕМ	85
3.1	Цели и задачи исследований	85
3.2	Описание опытных образцов и характеристик применяемых материалов	85
3.3	Анализ результатов экспериментальных исследований	97
3.4	Выводы по главе	105
РАЗДЕЛ 4.	ВНЕДРЕНИЕ И ЭФФЕКТИВНОСТЬ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	106

4.1	Применение сталебетонных конструкций в строительной практике	106
4.2	Сталебетонная шпренгельная балка	111
	ВЫВОДЫ	115
	СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	117
	ПРИЛОЖЕНИЯ	

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Основные направления прогресса в современных строительных конструкциях связаны с проблемой более эффективного использования прочностных свойств материалов. Применение железобетона вместо стальных конструкций привело к значительной экономии стали, но при этом поставило новый ряд вопросов таких как уменьшение размеров поперечного сечения, а следовательно и веса конструкции. Поэтому, наряду, с поисками успешно конкурирующих решений в железобетоне, большое значение уделяется развитию других комбинированных систем, в частности: сталебетонных и сталежелезобетонных.

Известно, что бетон, заключенный в обойму, эффективно работает на осевое сжатие благодаря трансформации одноосного напряженного состояния в трехосное. При изгибе применение прямоугольного или круглого сталебетона менее эффективно, но сталебетонные изгибаемые конструкции с подкреплениями, например - шпренгельные, весьма эффективны. Широкое внедрение данных конструкций в практику строительства сдерживается недостаточной разработанностью конструкций и узлов, а также методов расчета, которые отображали бы особенности работы сталебетонной балки и шпренгеля.

Цель диссертационной работы заключается в разработке конструкции балки и узлов сопряжения ее элементов, а также математического аппарата для расчета, с учетом особенностей деформирования бетона, стальной обоймы и шпренгеля.

Задачи исследований:

1. Разработка конструкции балки, усиленной шпренгелем, узлов сопряжения шпренгеля с балкой и элементов шпренгеля между собой.

2. Количественная оценка влияния различной конструкции узлов сопряжения шпренгеля с балкой на несущую способность конструкции.
3. Разработка конструкции предварительно напряженного шпренгеля и оценка влияния предварительного напряжения на несущую способность балки.
4. Разработка математического аппарата расчета сталебетонной балки, усиленной шпренгелем с учетом особенностей деформирования составной балки и шпренгеля.
5. Внедрение результатов исследований в практику проектирования и строительство.

Научная новизна полученных результатов:

1. Разработана и экспериментально обоснована методика расчета сталебетонных балок прямоугольного сечения, усиленных шпренгелем, при кратковременном воздействии с учетом нелинейности деформирования и трещинообразования бетона в условиях объемного неоднородного напряженного состояния.
2. Разработана новая конструкция балки, усиленной шпренгелем.
3. Разработаны узлы сопряжения балки со шпренгелем, элементов шпренгеля между собой и произведена экспериментальная оценка предложенных решений.
4. Разработана конструкция предварительно напряженного шпренгеля и произведена оценка влияния предварительного напряжения на напряженно-деформированное состояние конструкции.

Практическое значение полученных результатов. Использование в практике строительства сталебетонных балок, усиленных шпренгелем и других комбинированных систем взамен железобетонных, позволяет при больших нагрузках и ограниченных размерах се-

чения увеличить перекрываемые пролеты, снизить расход стали, и получить значительный экономический эффект.

Внедрение. Результаты диссертационной работы внедрены в проектные решения строительства объектов ПО «Южтрансстрой», предложенная конструкция сталебетонной балки, усиленной шпренгелем, признана новой и на нее получен патент Украины. Во время стажировки в фирме «Emch+Veideg» AG (Берн, Швейцария) автор произвел анализ комбинированных конструкций, применяемых в зарубежном строительстве, обобщил опыт их эксплуатации, внес конструктивные предложения во вновь проектируемые сталебетонные конструкции и апробировал методику расчета.

Личный вклад соискателя определяется: проведенными экспериментальными исследованиями; анализом характера деформирования и исчерпания несущей способности сталебетонных изгибаемых балок прямоугольного поперечного сечения, усиленных стальным шпренгелем; разработкой математического аппарата расчета рассматриваемых конструкций, с учетом особенностей деформирования бетона, стальной обоймы и шпренгеля.

Апробация результатов диссертации. Результаты теоретических и экспериментальных исследований докладывались на научно-технических конференциях Харьковской государственной академии железнодорожного транспорта (1995 - 1998 г.), 40^й Anniversary Congress of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) (Мадрид, Испания, 1999 г.).

Публикации. По теме диссертации опубликовано 6 работ.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех разделов, выводов, списка использованных источников, приложения и содержит 160 страниц машинописного текста, в том числе: 53 рисунка, 4 таблицы, 30 страниц приложения. Список использованных ис-

точников содержит 109 работ (в том числе 93 работ отечественных и 16 работ иностранных авторов).

РАЗДЕЛ 1

ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ С ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ

1.1. Сталобетонные и сталежелезобетонные конструкции

Основные направления прогресса в современных строительных конструкциях связаны с проблемой более эффективного использования прочностных свойств материалов. Бетон, как основной материал в изготовлении конструкций, подвергался наиболее тщательному анализу. При этом исследовались как технологические аспекты - изменение свойств и состава смеси, так и конструктивные - варьировался не только вид арматуры, но и место её расположения. Применение железобетона взамен стальных конструкций, привело к значительной экономии стали, но при этом поставило новый ряд вопросов таких как уменьшение размеров поперечного сечения, а следовательно и веса конструкции. Поэтому, наряду с поисками успешно конкурирующих решений в железобетоне, большое значение уделялось и уделяется развитию других комбинированных систем, в частности: сталобетонных и сталежелезобетонных. Сталобетонными - будем считать конструкции с внешним листовым армированием. В сталежелезобетонных конструкциях предусматривается внешнее листовое армирование в сочетании со стержневым, или совместное армирование жесткой и стержневой арматурой.

Известно, что бетон, заключенный в обойму, эффективно работает на осевое сжатие благодаря трансформации одноосного напряженного состояния в трехосное. При изгибе применение прямоугольного или круглого сталобетона менее эффективно, но сталобетонные изгибаемые конструкции с подкреплениями, например - шпренгелем, весьма эффективны и получают в настоящее время широкое применение.

В подтверждение вышесказанному остановимся на анализе новых конструкций из сталобетона и сталежелезобетона.

В железобетонном элементе с внешней листовой арматурой (А.С. СССР №1002483) слой бетона, примыкающий к листовой арматуре, армирован стальными фибрами, благодаря чему достигается снижение металлоемкости и повышение надежности конструкции (рис. 1.1) [3].

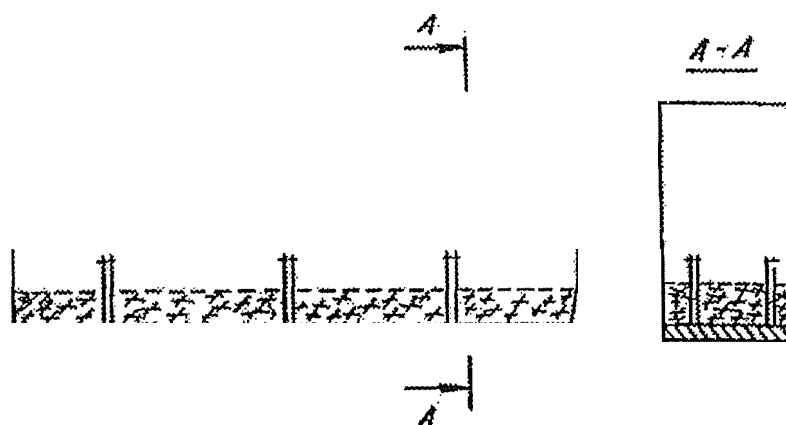


Рис. 1.1- Железобетонный элемент с внешней листовой арматурой

Прогрессивным является также конструктивное решение железобетонного элемента (А.С. СССР № 1571168) [4], содержащего наружную металлическую оболочку в виде ромбической решетки и бетонное ядро, заполняющее ячейки решетки, в котором с целью повышения прочности, надежности и огнестойкости, решетка выполнена объемной, причем ребра, образующие решетку, расположены перпендикулярно бетонному ядру или наклонены с образованием в ячейках бетонных клиньев. Металлическая оболочка выполняется также из штампованного листа (рис. 1.2).

Для элементов с квадратными, круглыми поперечными сечениями был предложен целый ряд перспективных решений повышающих прочность, таких как косвенное армирование густопоставленными сварными

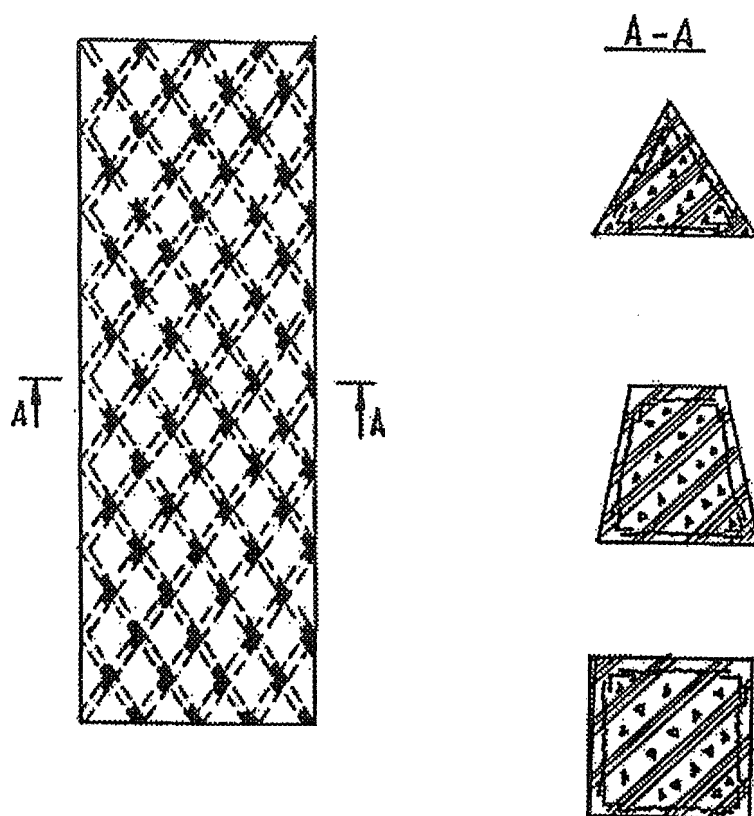


Рис. 1.2 - Железобетонный элемент (А.С. СССР №1571168)

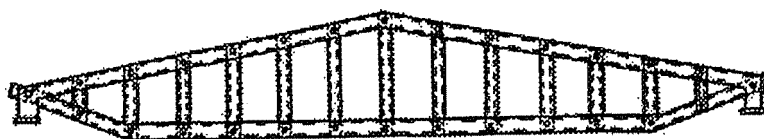


Рис. 1.3 - Сталебетонная ферма покрытия

сетками и различные методы поперечного армирования бетона. Насыщение бетонного стержня продольной арматурной не является эффективным, так как не повышает прочности самого бетона. Наиболее интересным из предложенных решений является применение поперечного армирования в виде сплошной обоймы.

Так в конструктивном решении сталебетонной фермы покрытия (А.С. СССР №1675515) [5], металлические обоймы верхнего пояса, выполненные сплошными, замкнутого профиля, заполнены бетоном, а нижнего и решетки - легким термостойким заполнителем. Предлагаемое техническое решение позволяет повысить надежность и огнестойкость конструкции в целом (рис. 1.3).

В ЦНИИПромзданий при участии НИИЖБ были разработаны новые конструкции стропильных и подстропильных металлобетонных ферм, в основу которых положены типовые фермы из гнутосваренных профилей прямоугольного сечения (рис. 1.4 и 1.5) [6].

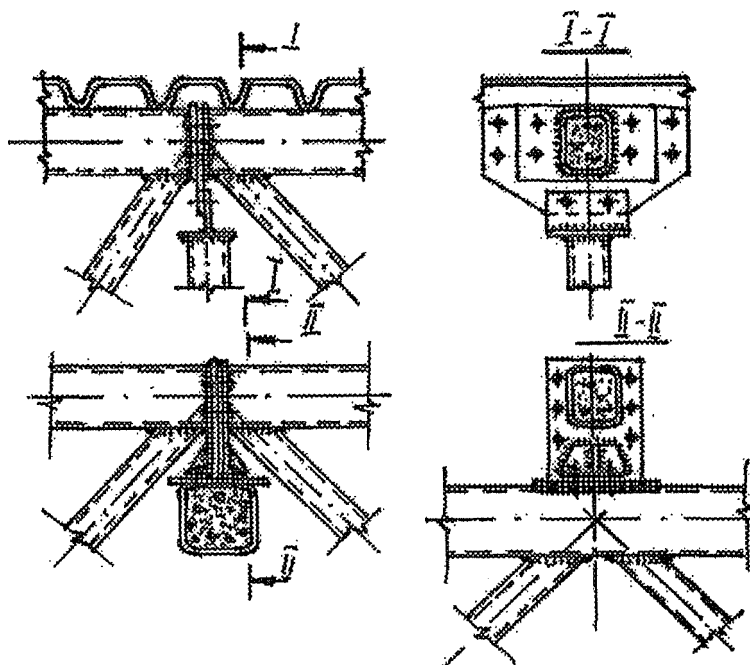


Рис. 1.4 - Стропильные и подстропильные металлобетонные фермы

В НИИЖБ были проведены исследования с целью определения несущей способности прямоугольных труб, заполненных бетоном, а также выявления рациональной области их применения, в частности в фермах [7].

Известны конструкции из стальных труб, заполненных бетоном (патент ФРГ №1559558 [8], патент Японии №526533 [9]). Основная идея этих изобретений заключается в уменьшении прочности стальной обоймы на сжатие в осевом направлении. Так, например, в патенте ФРГ обойма выполнена из профилированной полосы, сваренной по винтовой линии, а в патенте Японии описана конструкция опорного элемента, обойма которого выполнена из развальцованного стального цилиндра. Функции обоймы в этих конструкциях при работе на центральное сжатие сводятся к обжатию бетона в поперечном направлении, что приводит к увеличению его прочности. В осевом направлении, обойма не работает вследствие большой деформативности.

В патенте Японии №526534 обойма выполнена гофрированной, при этом гофры располагаются перпендикулярно продольной оси элемента [10].

Экспериментальные исследования линейных сталебетонных элементов с полосовой арматурой периодического профиля, проведенные во Львовском политехническом институте и Львовском физико-механическом институте, показали высокую эффективность листовой арматуры, надежность сцепления с бетоном и возможность применения в различных конструкциях в качестве рабочей арматуры [11].

Технология заполнения оболочки бетоном отработана и доведена до практического использования. Одним из примеров заполнения является метод напорного бетонирования.

В промышленном строительстве широкое применение нашли монотрубные и составные элементы разнообразных сечений. Конструктив-

ные особенности комбинированных элементов позволяют образовать пространственные решетчатые системы различных конструкций.

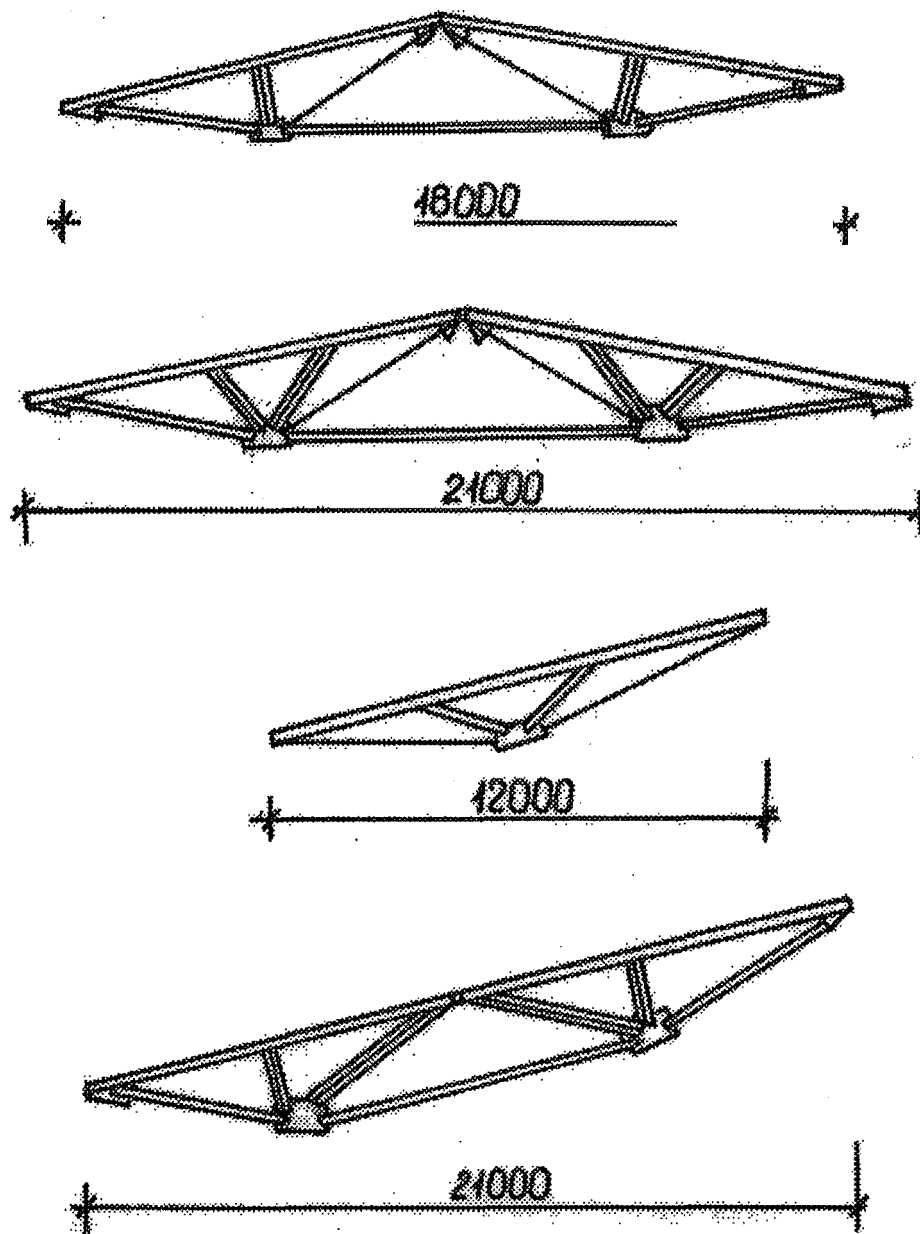


Рис. 1.5 - Металлобетонные фермы из гнутосваренных профилей

Примером является конструкция рамы каркаса промышленного здания (А.С. СССР №1647110) (рис. 1.6) [12], в которой рациональное ис-

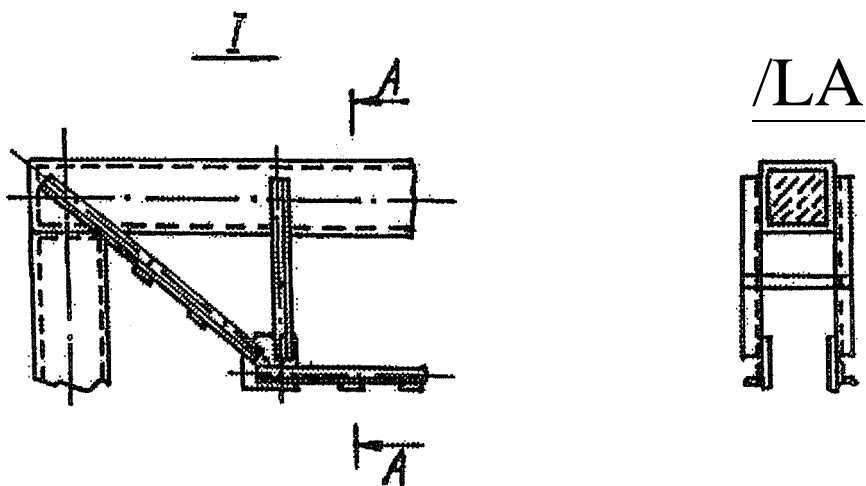
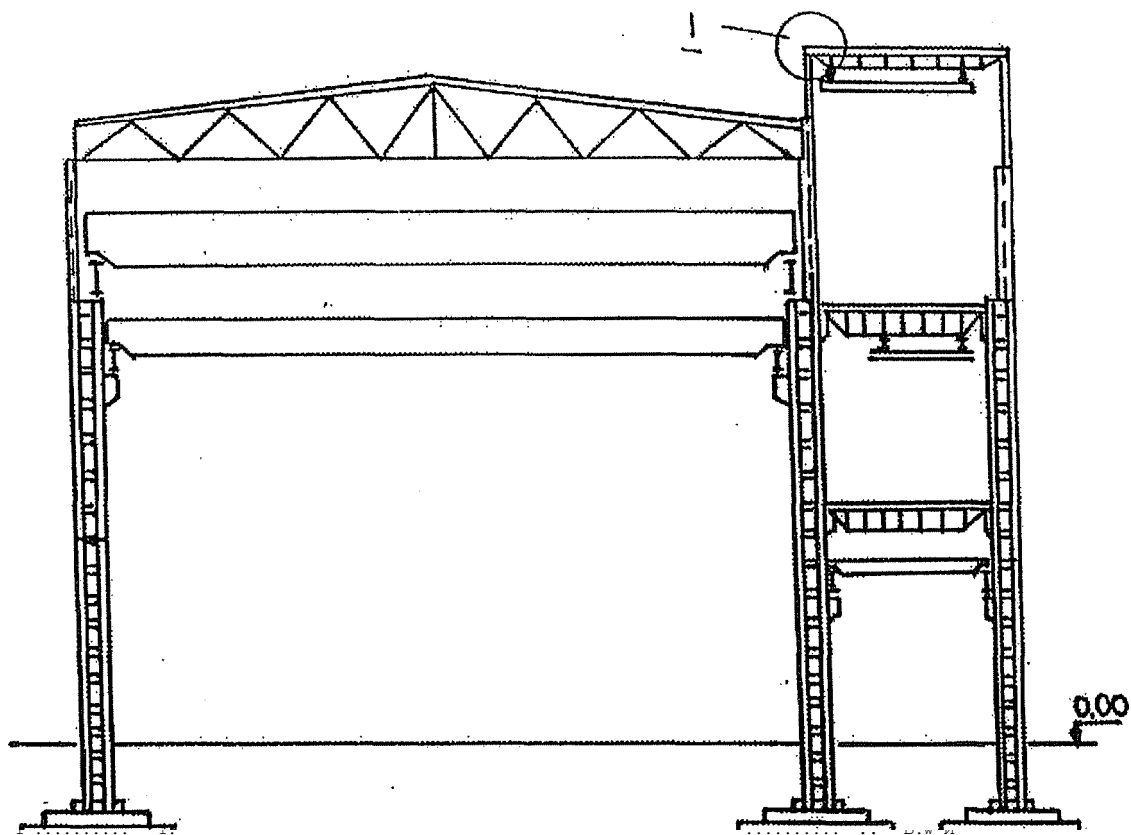


Рис. 1.6 - Рама каркаса промышленного здания

пользование материала достигается путем опирания балок и ферм на торцевые поверхности колонн, вследствие чего нагрузка передается на бетон и металл одновременно, бетонное ядро имеет повышенную, по сравнению с обычным железобетоном, прочность, из-за обжатия, создаваемого обоймой; металлическая обойма, заменяя стержневую арматуру, выполняет функции продольного и поперечного армирования. Металлические обоймы выполнены сплошными замкнутого профиля, причем верхние пояса ферм, балок и часть ветвей и распорок колонн снабжены по крайней мере одним центрирующим элементом постоянного или переменного поперечного сечения.

Анализируя это решение, отметим, что в настоящее время выявляются два подхода к построению схем несущих каркасов. Первый заключается в использовании сталебетонного стержня в традиционных конструктивных схемах сооружений для элементов, работающих преимущественно на сжатие. К таким конструкциям относятся колонны производственных и общественных зданий [13], стойки, пилоны висячих покрытий и сооружений, сжатые пояса опор линий передач, сжатые стержни ферм и арок. Второй подход к конструированию каркасов состоит в разработке новых схем, в которых, как указывалось выше [13], повышение надежности, долговечности, огнестойкости и снижение материалоемкости достигается за счет рационального использования материалов.

Дополнительные резервы увеличения эффективности комбинированных конструкций можно получить, используя предварительное напряжение растянутых сталебетонных стержней [14].

Комбинированная конструкция, состоящая из стальной обоймы и бетонного ядра, работающих совместно, обладает многими, как указывалось выше, положительными качествами. Прочность бетонного ядра, стесненного стальной обоймой, повышается примерно в 1.5-2 раза по сравнению с обычными железобетонными конструкциями. Исследованиями установлено, что вместо ожидаемой усадки происходит набухание

бетона в обойме и его расширение, сохраняющееся на протяжении многих лет, что создаёт благоприятные условия для его работы. Разбухание характерно для бетона не только заключенного в стальную оболочку, но и изолированного любым другим способом от окружающей среды, что подтверждается известными опытами О.Я.Берга с изолированными бетонными образцами [15]. Причиной разбухания является отсутствие влагообмена между бетоном и внешней средой. В упомянутых опытах через 135 дней на одном из образцов была снята изоляция, что вызвало быстрое развитие деформаций усадки, которые стали почти такими же, как у аналогичных неизолированных образцов. Величины усадочных продольных деформаций изолированного образца весьма незначительны и составляют $\epsilon = (24-3) \cdot 10^{-5}$. Это является одним из преимуществ таких конструкций в сравнении с железобетонными. В сталебетонной конструкции отсутствует разделение функций между продольной, поперечной и кривой арматурой, т.к. металлическая оболочка выполняет одновременно функции продольного и поперечного армирования и воспринимает усилия во всех направлениях и под любым углом. Бетон, защищенный от агрессивного воздействия внешней среды, может использоваться там где обычный железобетон не применяется. В работах А.А.Долженко [17 - 21], В.А.Росновского [22, 23], Л.И.Стороженко [24 - 30], Э.Д.Чихладзе [31 - 39], Р.С.Санжаровского [40 -46] и других показано, что сталебетонный стержень при получении большей деформации может нести и в дальнейшем значительную нагрузку.

К достоинствам сталебетонных конструктивных элементов можно отнести:

- высокую прочность вследствие работы бетонного ядра в условиях объемного сжатия;
- ® высокую пластичность в предельном состоянии, исключающую возможность внезапного разрушения конструкции;

- равноустойчивость вследствие осевой симметрии поперечного сечения;
- эстетичность, обтекаемость и минимальную площадь наружной поверхности;
- повышение местной устойчивости стенок вследствие благоприятного влияния внутреннего давления твёрдой среды;
- отсутствие необходимости применения специальной опалубки, роль которой играет сама обойма;
- удобство образования стыков под различными углами с помощью электросварки;
- более высокую по сравнению с металлическими конструкциями огнестойкость;
- повышение сопротивления оболочки вмятию в узлах сопряжений и при ударных воздействиях во время транспортировки и монтажа.

История развития сталебетона начинается с 1919г., когда Ф.А.Барыкин впервые применил трубы для опор одного из мостов. В 1931г. в Париже был построен арочный мост пролётом 9 м, арки которого состоят из многотрубных пакетов. В 1936г. по проекту и под руководством академика Г.П.Передерия был построен мост пролетом 101 м через реку Нева в Санкт-Петербурге. Арки этого моста выполнены из трубобетона [47].

Началом широкого развития комбинированных конструкций следует считать появление монотрубной системы. В 40-х годах профессор В.А.Росновский [23] предложил использовать в качестве конструктивного элемента мостов одну тонкостенную трубу, заполненную бетоном, и в ряде проектов показал её преимущества по сравнению с обычными решениями. Им было испытано около 200 трубобетонных образцов различного диаметра и высоты. Опытами было выявлено, что для всех образцов в пределах упругих деформаций зависимость σ - ϵ сохранялась

одна и та же, разница наблюдалась лишь при приближении к предельному состоянию, при этом в качестве предельного автор предложил считать такое состояние элемента, когда продольная относительная деформация достигает наперед заданного значения (200×10^{-5}). Установлено, что значения поперечных деформаций при небольших нагрузках составили незначительную часть от продольных, в результате чего сделан вывод, что стальная труба в поперечном направлении начинает работать только после достижения бетоном предельного состояния по прочности. Впоследствии по одному из проектов предложенных В.А.Росновским был построен железнодорожный мост через р. Исеть, вблизи города Каменск-Уральского. Применение трубобетона в этом сооружении снизило стоимость строительства на 20% и позволило сэкономить 52% стали.

Монотрубные арки успешно используются в автодорожных мостах в качестве поясов подпружных систем. При ширине проезжей части моста 21 м затрачивается 195 кг стали на 1 м^2 её горизонтальной проекции, т.е. почти столько же, сколько в самых современных железобетонных предварительно-напряженных мостах, и в несколько раз меньше чем в обычных железобетонных мостах аналогичных размеров, масса стали в которых достигает 675 кг/м^2 .

В мостовых фермах для сжатых поясов из стальных труб, заполненных бетоном, нужно в 8 раз меньше стали чем для обыкновенных стальных. Масса ферм при этом увеличивается лишь на 14%. Поскольку усилия в поясах от их веса составляют незначительную долю полных расчетных усилий, увеличение последних вследствие замены части металла бетоном получается около 3% и им можно пренебречь. Конструкции сжатых поясов из труб, заполненных бетоном, в 5 раз дешевле по сравнению с чисто металлическими. В целом сметное удешевление

мостов с пролетными строениями в виде свободно опирающихся ферм достигает 20-25%, а экономия стали - 40-60%.

Под руководством профессора А.А.Долженко [21] был построен цех на Семилукском заводе огнеупоров. Стойки этого цеха выполнены из стальных труб, заполненных бетоном. По сравнению с железобетонными сталебетонные конструкции имеют повышенную прочность бетонного ядра, а с металлическими - более высокую надежность и долговечность. Оформление узловых соединений сталебетонных конструкций практически не ограничивается требованиями технологий производства. Функции обоймы сводятся к восприятию продольных усилий и созданию поперечного давления на бетонный сердечник. Обойма препятствует интенсивному развитию микротрещин, разрушению бетонного сердечника, который находится в условиях всестороннего сжатия. Сердечник выдерживает напряжения значительно превышающие его призмную прочность. О высокой надежности конструкции говорит тот факт, что они не теряют несущую способность мгновенно, как железобетонные. Применение сталебетонных конструкций позволяет экономить до 45-65% бетона при снижении полной стоимости конструкции до 35%.

Сталебетонные конструкции нашли применение и в ряде зарубежных стран. Развитие высокоскоростной сети железных дорог во Франции повлекло за собой сооружение новых вокзалов, которые связывали бы воедино автомобильные подходы, пригородные или стандартные железные дороги и высокоскоростные линии (TGV). Первые четыре [49] были открыты летом 1994 года в: Париже - Аэропорт Charles de Gaulle, Лилле - станция, точка пересечения французских, английских и голландских скоростных магистралей, Лионе и EuroDisney. Основной особенностью проектирования данных сооружений было использование стальных подвесных "парящих" конструкций, где одними из элементов поперечного сечения являлись трубобетонные арки и фермы (рис. 1.7).

Так в Лилле перекрытие вокзала, с размерами в плане 300x45.1 м, уложено на легкие продольные кабельные фермы, высотой 1.8 м, которые связаны гибкими стержнями с двумя рядами трубобетонных поперечных арок, диаметром $10 \frac{3}{4}$ in (27.31 см), усиленных стальными связями. Концы арок большего ряда, перекрывающих пролет 26.52 м, омоноличены в пол верхнего и среднего уровней вокзала, являющегося верхней поверхностью железнодорожного туннеля. Второй ряд арок перекрывает пролет 14 метров над двумя дополнительными путями и их платформами в нижнем уровне, расположенными вне туннеля. Колонны ограждающих стен поддерживают концы арок.

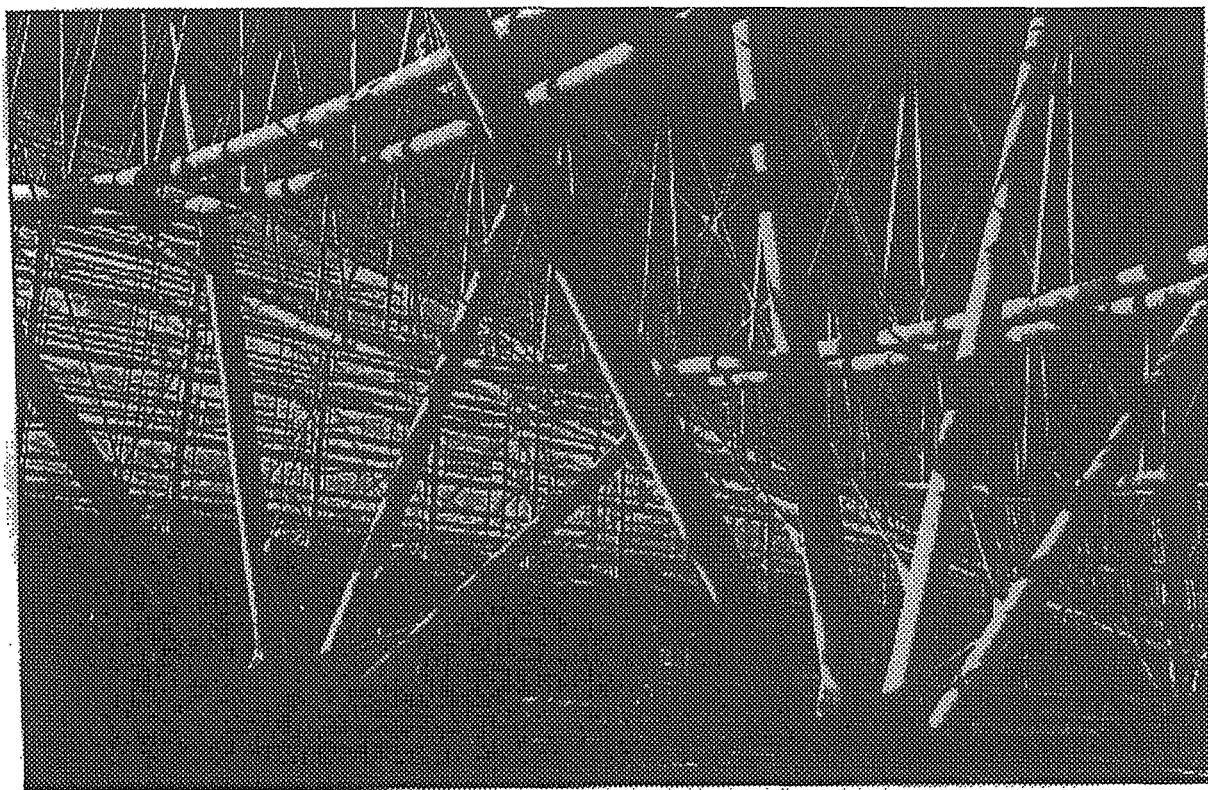


Рис. 1.7 - Трубобетонные колонны (аэропорт Charles de Gaulle)

В аэропорту Charles de Gaulle стальная ортогональная решетка крыши вокзала, с уложенными в ячейки стеклянными панелями, опирается на раскосы, связанные с горизонтальными верхними хордами основных ферм. Верхний пояс ферм выполнен из преднапряженных стальных стержней сплошного сечения, диаметром 7.6 см. Хорды нижнего

пояса представляют собой двухветвевые трубобетонные элементы, диаметром 35,56 см, с распорками между ветвями (рис. 1.8). Бетонные пилоны, расположенные с обеих сторон вдоль центрального пути, в верхней части состоят из двух-четырёх трубобетонных стоек, которые поддерживают фермы. Для придания продольной устойчивости конструкции, стойки зафиксированы в горизонтальных стальных трубах, соединяющих верхний пояса ферм. В поперечном направлении стойки крестообразно объединены связями.

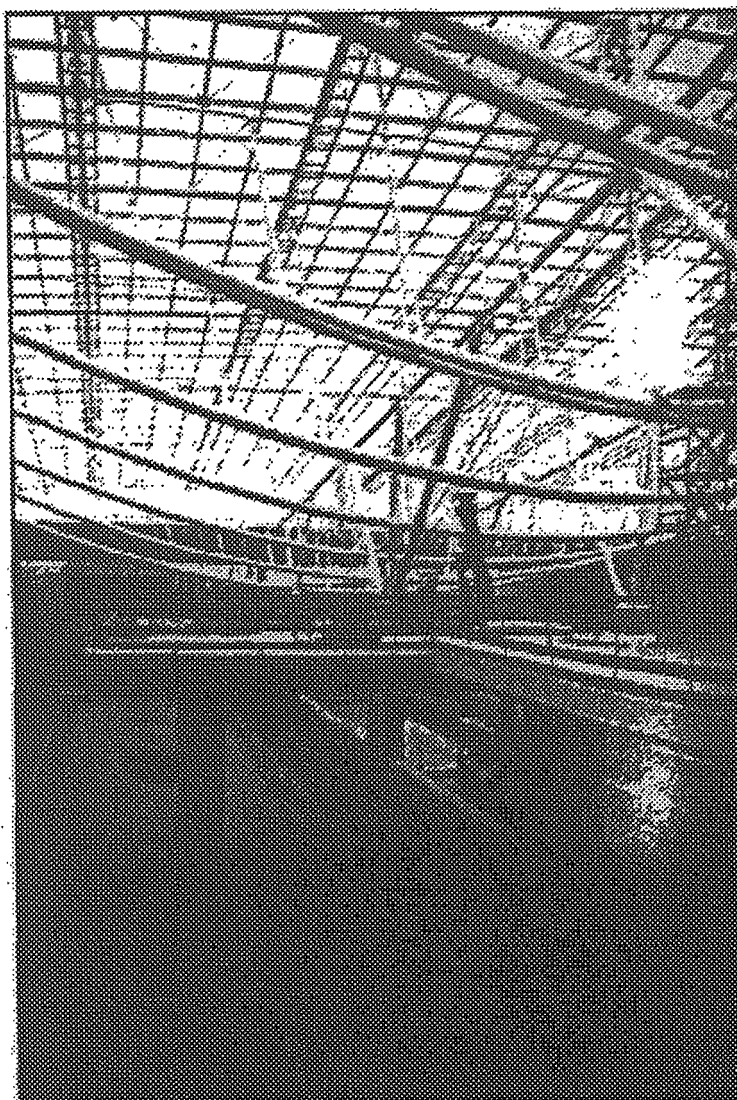


Рис. 1.8 - Двухветвевые сталебетонные элементы нижнего пояса

В начале 90-х годов, в США было запроектировано и построено семь высотных зданий с использованием конструкций системы SWMB, разработанной фирмой "Skilling Ward Magnussen Berkshire Inc" (Сиэтл, штат Вашингтон) [50]. Основной особенностью данной конструктивной системы высотных зданий, является применение труботетонных колонн из сверхвысокопрочного бетона (прочностью на сжатие до 140 МПа). Стальная трубчатая оболочка колонн выполняет роль опалубки для монолитного бетона, а также вертикальной и поперечной арматуры колонн. Дополнительная арматура в колоннах отсутствовала.

Так, в Сиэтле было построено 58-этажное здание Two Union Square, высотой 230.7 м (рис. 1.9).

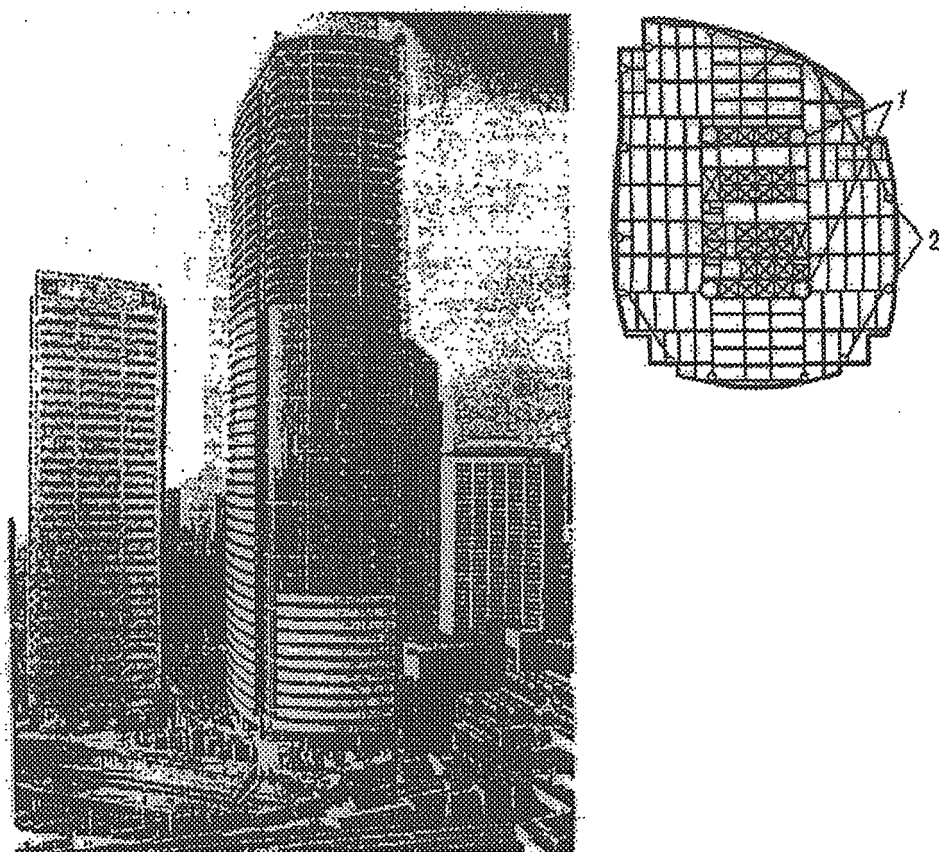


Рис. 1.9 - Общий вид и план типового этажа 58-этажного административного здания с труботетонными колоннами (1 - труботетонные колонны центрального ствола, 2 - контурные труботетонные колонны).

Основными вертикальными несущими конструкциями являются четыре массивные колонны постоянного сечения диаметром по 3 м, размещенные по углам центрального ствола, и 14 колонн переменного по высоте сечения, размещенные по контуру здания. Диаметр контурных колонн изменяется от 136 в нижней до 41 см в верхней части здания. Все колонны запроектированы сталебетонными и представляют собой стальные трубчатые оболочки толщиной 16 мм, выполняющие функции опалубки и рабочей арматуры для монолитного бетона, заполняющего полость оболочки. Для обеспечения сцепления стальной оболочки с бетоном к внутренней поверхности оболочки приварены стальные анкерные стержни (шаг 30 см). Дополнительная арматура в конструкции колонн отсутствует. С внешней стороны оболочек нанесен слой огнезащитной изоляции. Стальные оболочки изготавливались в виде секций высотой 7.3 м. Конструкции перекрытий были решены в виде двутавровых балок, на которые был уложен стальной профилированный настил и слой монолитного бетона. В зоне примыкания балок к колоннам была предусмотрена установка вязкоупругих амортизаторов, снижающих колебание здания при ветровых нагрузках. Установка стальной трубчатой опалубки опережала уровень укладки бетонной смеси на четыре этажа. Для исключения пустот смесь подавалась снизу вверх каждого яруса бетонирования через отверстие в трубчатой оболочке, вибрирование смеси не применялось. Расход стали составил 61 кг на 1 м² площади этажей, что равно примерно половине расхода стали в традиционных зданиях подобной этажности.

Система SWMB, была также использована при строительстве 44-этажного здания Pacific First Center и 62-этажного здания Gateway Tower в Сиэтле. Первое, в плане имеет форму прямоугольника с западающими углами, основными вертикальными конструкциями которого, являются восемь труботонных колонн диаметром 225 см, размещенных по контуру центрального ствола, а также труботонные колонны диаметром

75 см, в пределах наружных стен здания. Второе - форму вытянутого восьмиугольника (рис. 1.10).

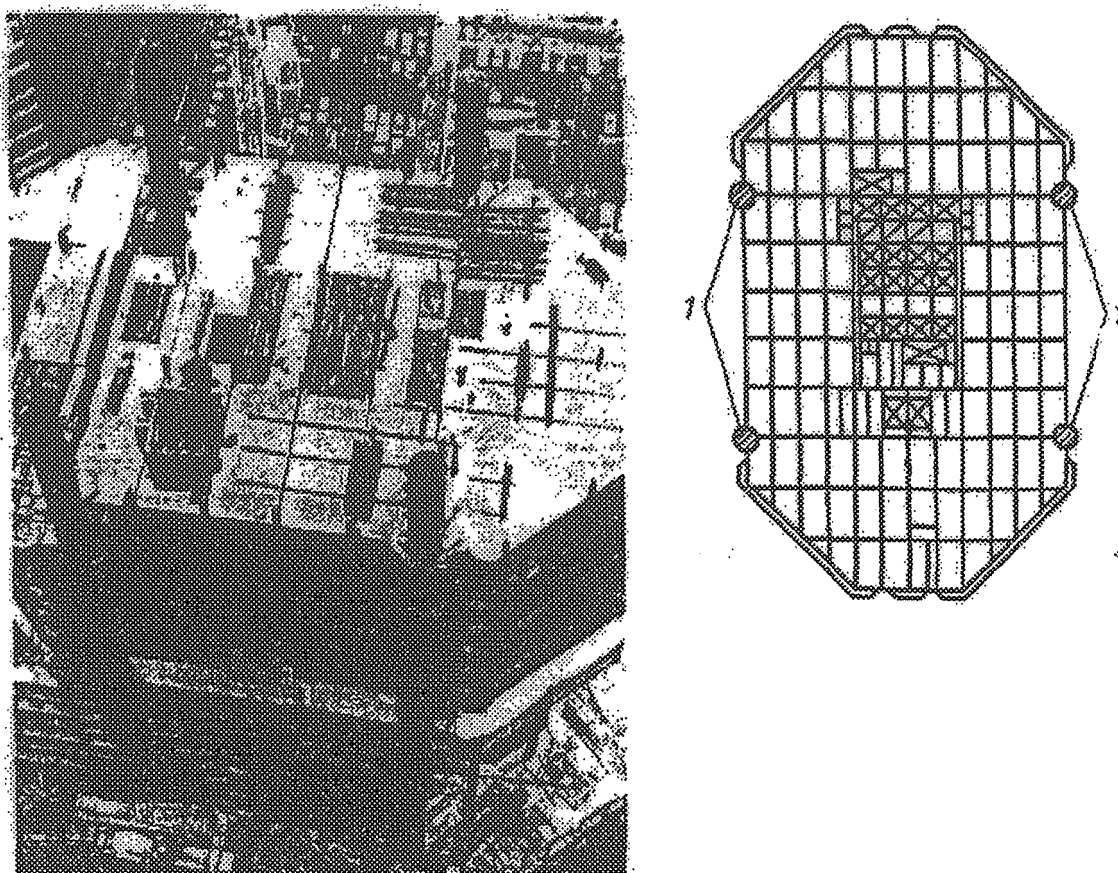


Рис. 1.10- Общий вид и план типового этажа 62-этажного административного здания с трубобетонными колоннами (1)

Четыре трубобетонные колонны размещены по продольным наружным сторонам и объединены между собой X-образными связями на высоту десяти этажей, образующими жесткую пространственную систему. К достоинствам конструкций системы SWMB наряду со значительным снижением материалоемкости стоит отнести и высокую сопротивляемость зданий сейсмическим воздействиям.

Иным примером использования сталебетонных конструкций является применение комбинированного покрытия «Vulcraft» [51] при строительстве административного здания Cincinnati's 312 Walnut (рис. 1.11).

Использование данного типа покрытия позволило не только снизить стоимость строительства, но и существенно уменьшить время и затраты труда по возведению, ввиду отсутствия необходимости установки и последующего демонтажа громоздкой опалубки. Нанесение огнезащитной изоляции предусматривалось с внешней стороны покрытия, что при сравнении с оцинкованным настилом, обычно используемым, позволило дополнительно сэкономить \$35.000.

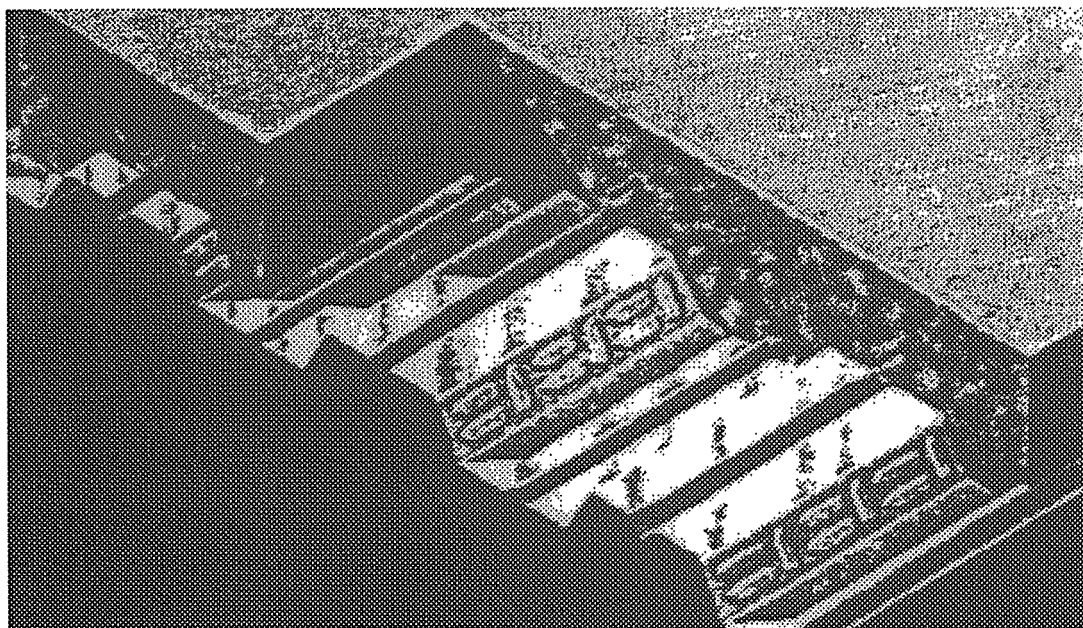


Рис. 1.11 - Комбинированное покрытие «Vulcraft»

При разработке проекта реконструкции взлетно-посадочных полос аэропорта Рокфорд (США, штат Иллинойс) [52] рассматривались три различных варианта покрытия: 561 ft бетонные плиты толщиной 15 in, 900 ft сталефибробетонные плиты толщиной 10 in и 1200 ft преднапряженные, сталефибробетонные плиты толщиной 7 in. При приготовлении бетонной смеси использовался усадочно-компенсационный цемент. 900 ft плиты имели шесть поперечных швов, в то время как 1200 ft - ни одного, что было выполнено впервые в конструкциях подобного класса. Окончание испытательного периода намечено на конец 1998 года, хотя уже

после года испытаний, отмечались хорошие показатели работы сталефибробетонных конструкций, несмотря на работу в условиях неожиданно суровой зимы.

Большой опыт исследования и использования трубобетона накоплен в Германии [53, 54]. Научные исследования в этой области продолжаются, о чем свидетельствуют традиционные научно-технические семинары по комплексным конструкциям, которые проводились в Дортмунде, Дюссельдорфе, Берлине. Последний семинар состоялся 13 марта 1997 года в Штутгардском университете.

В 1988 году была создана международная Ассоциация Сталебетонных Комплексных Конструкций (АСБКК). На данный момент проведено уже 4 конференции: в 1985 и 1988 годах в Китае, в 1991 году в Японии, в 1993 году в Словакии. Целью этих конференций является суммирование результатов в области сталебетона и обмен информацией об исследованиях этих прогрессивных конструкций.

1.2. Обзор существующих методов расчета

Принимая во внимание то, что в описываемых в диссертационной работе конструкциях бетонное ядро работает в условиях трехосного напряженного состояния (благодаря эффекту обоймы, происходит трансформация одноосного напряженного состояния в трехосное), рассматриваемый ниже параграф имеет важное значение.

1.2.1 Описание процесса деформирования бетона в условиях трехосного напряженного состояния

Вопросам обоснования и выбора основных физических соотношений для бетона посвящены многочисленные экспериментальные и тео-

ретические работы. Частичный обзор дан в [55, 56] и др. Как свидетельствуют результаты экспериментов, проведенных на установках различного типа при трехосном и плоском напряженном состояниях, для бетона характерна нелинейная зависимость между компонентами напряжений и компонентами деформаций. На зависимости значительно влияет вид напряженного состояния - трехосное сжатие, сжатие с растяжением или всестороннее растяжение и соотношение между главными напряжениями $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Существует четыре направления математического описания основных физических соотношений для бетона [56].

К первому направлению относятся исследования, которые базируются на предположении, что бетон работает по направлениям главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ или по направлениям главных деформаций $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ как ортотропный материал. Оси ортотропии совпадают с направлениями $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ или $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$. Данный подход получил наиболее полное развитие в работах Н.И.Карпенко [57, 58], В.С.Здоренко [59], Т.А.Балана [60 - 63], Ю.Н.Малашкина [64], Базанта [65], Дарвина [66] и др. Ортотропная модель позволяет имитировать развитие дилатационного эффекта в бетоне, а также ниспадающую ветвь деформирования материала. Однако здесь предполагается, что закономерность изменения упругих постоянных, полученных в опытах при простейших видах напряженного состояния (одноосное сжатие, растяжение), будет справедливо и для трехосного напряженного состояния.

Другое направление исследований основано на использовании теории малых упруго-пластических деформаций. Здесь зависимости между напряжениями и деформациями принимаются в форме закона Гука, с переменными параметрами деформирования E и ν . Данный подход получил развитие в работах Г.А.Гениева [67, 68], Е.С.Лейтеса [69], А.П.Кричевского [70], А.В.Яшина [71 - 75], А.И.Козачевского [76]. А.И.Козачевским предложены основные физические соотношения в виде

$$\epsilon = \frac{1}{K_0} K_{11}(a_0) + \frac{1}{g_0} K_{12}(a_0, T) T, \quad (1.1)$$

$$\tau = \frac{1}{g_0} K_{21}(a_0, T) + \frac{1}{G_0} K_{22}(T) T, \quad (1-2)$$

где O, g - характеристики объемной и сдвиговой деформации; K_0 - начальный объемный модуль; K - параметры нелинейности, которые показывают степень изменения модулей упругости.

Третье направление в развитии теории деформирования бетона базируется на предпосылках теории течения. Привлечение теории течения, связано со стремлением получить математическим способом физические соотношения расчета железобетонных конструкций при сложных режимах нагружения, в основном с учетом эффектов разгрузки. В основе теории течения лежит так называемый принцип градиентности [76], согласно которому, если пренебречь деформационной анизотропией, можно записать

(1-3)

где ds_y - компоненты приращений пластических деформаций;

$d\lambda$ - скалярный множитель Лагранжа;

$f = f(a_y, h)$ - поверхность нагружения, зависящая от тензора напряжений O_y и параметра упрочнения h .

Теоретические исследования, в части применения к бетону теории течения, находятся в стадии становления.

Четвертое направление развито в работах В.М.Бондаренко [77 - 82], А.И.Судницына, Д.Г.Суворкина, Э.Д.Чихладзе и его учеников [31 - 39], А.Л.Шагина [83, 84] и др. Сущность подхода состоит в следующем. Для конкретных видов напряженного состояния (соотношений напряжений на главных площадках $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = \sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 > \sigma_1/\sigma_2 > \sigma_3$) экспериментальные диаграммы деформирования бетона аппроксимируются аналитической зависимостью в виде полинома

$$\sigma_i = \sum_{k=1}^m A_k (\sigma_i)^k \quad (1.4)$$

$$\sigma_i = \sum_{k=1}^m A_k (\sigma_i)^k \quad O-\textcircled{R}$$

$i = 1, 2, 3$; $Q_{bi}(a_{bti}), S_{bi}(s_{bti})$ — соответственно, напряжения и деформации в i -том направлении при сжатии (растяжении); A^k — неизвестные коэффициенты, определяющие отклонение экспериментально полученных значений напряжений и подсчитанных с использованием выше приведенных зависимостей. В работах [31 - 39] в качестве исходных диаграмм деформирования бетона при двухосном напряженном состоянии использованы данные Г.Купфера [85], а при трехосном напряженном состоянии — А.В.Яшина [74, 75].

Подводя итог анализу различных теорий деформирования бетона, можно констатировать следующее. К настоящему времени существенное развитие получили три типа моделей: модели, реализующие идею работы бетона как ортотропного тела; модели, базирующиеся на теории малых упруго - пластических деформаций; феноменологические модели. Модели материала, использующие гипотезы теории течения, находятся в стадии становления.

Известно, что ортотропная модель и модель малых упруго-пластических деформаций не всегда хорошо описывают конкретные виды напряженного состояния. Поэтому мы при описании процесса деформирования бетона используем феноменологический подход. При этом нелинейно деформированный материал с микротрещинами в структуре условно приводится к изотропному с обычными интегральными характеристиками - модулем упругости и коэффициентом поперечных деформаций.

На основании выше сказанного можно отметить, что для оценки напряженно-деформированного состояния и несущей способности сталебетонных конструкций необходим учет особенностей деформирования бетона в условиях трехосного и двухосного напряженного состояния. Способность бетона эффективно работать в режиме многоосного нагружения является хорошим резервом совершенствования традиционных конструкций. Примером этому могут служить, рассматриваемые в диссертации сталебетонные конструкции, в которых, как было отмечено, благодаря трансформации одноосного напряженного состояния в трехосное, достигается значительный эффект.

1.2.2. Теории прочности бетона при неодноосных напряженных состояниях

Данный раздел рассматривается ввиду использования в диссертационной работе методики предложенной А.В.Яшиным, а следовательно, необходимости определения значений коэффициентов для предельных нагрузок.

Подробный анализ применимости различных классических теорий прочности к бетону на основе анализа опытов различных исследователей можно встретить в монографиях А.А.Гвоздева [86], О.Я.Берга [15], Г.А.Гениева, В.Н.Киссюка, Г.А.Тюпина [67].

Так А.А.Гвоздев [86] пришел к выводу, что классические формы разрушения в виде скольжения по некоторым опасным площадкам к бетону не применимы. Он указывает на преобладающее влияние отрывного механизма разрушения не только при простом растяжении и кручении, но и в случае одноосного и неоднородного сжатия. Им было обращено внимание и на влияние среднего напряжения σ_2 на прочность, а также на влияние эффекта дилатации, который выразился в видимом увеличении объема образцов в момент разрушения при неравномерном трехосном сжатии.

Большое значение для установления истины имеют исследования О.Я.Берга. Проанализировав изменения, происходящие в структуре бетона под нагрузкой, он экспериментально установил, что причиной разрушения являются микроскопические трещины отрыва, возникновение которых начинается значительно раньше при нагрузках, составляющих 50-60% предельной. В результате проведенных исследований и последующего анализа была предложена линейная теория прочности бетона в условиях многоосного напряженного состояния, учитывающая сложное нагружение.

В дальнейших работах О.Я.Берга [16] и его последователей методами теории упругости выполнен анализ влияния несовершенств бетона и заполнителя на образование первых микротрещин. Показано, что нижняя граница нагрузки, разрушающей контакт между заполнителем и раствором, прямо пропорциональна удельному сцеплению между материалами включения и матрицы и обратно пропорциональна отношению их модулей упругости. Теоретически доказано, что для тяжелых бетонов высоких марок более вероятно образование микроразрушений на контакте между цементным раствором и заполнителем, в то время как для низкопрочных бетонов характерно образование продольных микротрещин в цементном растворе. Если сопоставить экспериментальные и

теоретические результаты, то можно отметить, что причиной разрушения бетона при сжатии являются растягивающие напряжения, возникающие по контуру различных несовершенств структуры и включений заполнителя.

Одним из первых механизмов разрушения бетона при сжатии исследовал Б.Г.Скрамтаев. Он отметил определяющее влияние цементного камня и его пористости на прочность бетона, а также то, что разрушение бетона при сжатии, с устранением трения по торцам образца, сопровождается образованием трещин отрыва, направленных вдоль сжимающего усилия.

Если сопоставить процесс деформирования и разрушения бетона в условиях многоосного напряженного состояния и в условиях одноосного напряженного состояния, можно сделать вывод, что значение величины прочности бетона при двухосном сжатии, по сравнению с прочностью одноосного сжатия, колебались от 0.8 в опытах А.Феппеля до 3.5 в экспериментальных исследованиях К.Т.Сандера. Такие расхождения в результатах объясняются сложностью опытов в условиях плоского напряженного состояния, отсутствием единой методики испытаний, проведением опытов на образцах различного состава и прочности. Кроме того, как было показано многими исследователями, прочность испытываемых образцов существенно зависит от сил трения на площадках загрузения и способ их устранения. Эффективным способом устранения влияния фрикционных сил на прочность бетона оказалось использование разработанных Г.Хилсдорфом опорных подушек типа щеток. Такие системы набираются из отдельных стальных гибких фибр, благодаря чему податливы из плоскости сжатия, и, в зависимости от длины могут воспринимать различные по величине усилия. Им получены интересные сведения о развитии линейных и объёмных деформаций бетона в процессе нагружения для случаев двухосного сжатия, растяжения и смешанного напряженного состояния сжатие-растяжение. Диаграммы деформирования

сд/сигри двухосном сжатии получены с нисходящей ветвью, что свидетельствует о совершенстве испытательной установки и измерительной аппаратуры.

К выводу о повышении прочности двухосно сжатого бетона пришла большая группа исследователей - А.В.Яшин, Г.А.Гениев, П.М.Бик, Я.Атан, Ю.В.Зайцев, А.Л.Шагин, Г.Купфер. Необходимо отметить, что при общности вывода у данных авторов имелись разногласия относительно количественной стороны наблюдавшегося увеличения прочности.

В НИИЖБ Госстроя СССР А.В.Яшиным [73] были проведены значительные экспериментально-технические исследования прочности и деформативности бетона в условиях многоосного напряженного состояния. Для случая двухосного сжатия было получено увеличение прочности тяжелого бетона на 39% и 26% при соотношении напряжений соответственно равных 0.4 и 1.0. На основании данных о деформировании и структурных изменениях, определяемых по скорости прохождения ультразвуковых импульсов, сделан вывод о необходимости армирования бетона в свободном (слабо нагруженном) направлении для ограничения развития деформации при уровнях напряжений, близких к предельным.

С теоретической точки зрения представляется интересной работа Ю.В.Зайцева [89], где бетон рассматривается как система сложного иерархического строения - твердое тело, в виде матрицы с включениями (зерна заполнителя) и дефектами (микротрещины) различных размеров на разных уровнях структуры материала. При построении математической модели бетона форма, размеры и ориентация концентраторов напряжений считались случайными величинами, распределенными по заданным законам (равномерный, нормальный и др.). С применением аппарата математической статистики, теории вероятностей, теории случайных функций и методов механики разрушения, автор смоделировал процесс деформирования, развития трещин в микро- и макроструктуре и

разрушения бетона. Большое внимание уделено автором описанию влияния микро- и макроструктуры на прочностные и деформативные свойства материала, показано, что варьированием структуры можно изменять свойства бетона в заданном направлении.

В работах Г.А.Гениева, В.Н.Киссюка критерий прочности даёт удовлетворительное приближение в области всестороннего сжатия. По данным экспериментов при повышении всестороннего обжатия наблюдается недооценка прочности бетона. Расхождение экспериментальных и теоретических данных достигает 30%.

В работах А.П.Кудзиса и А.И.Ноткуса [90] на основании выдвинутого критерия состояния получены выражения для обобщенных деформаций и напряжений. Ими показано существование единой диаграммы “обобщенные напряжения - обобщенные деформации”, справедливой для различных видов напряженного состояния бетона. Таким образом, свойства бетона, являющегося сложным композиционным материалом, определяются на различных уровнях его структуры. Результаты экспериментальных исследований говорят о том, что явления, протекающие в бетоне под нагрузкой, представляют собой сложные процессы и зависят от большого числа факторов.

Наиболее универсальным критерием является критерий А.В.Яшина. В нём учтена нелинейность развития деформаций в бетоне, объёмное расширение и их зависимость от напряженного состояния в стадии близкой к разрушению. А.В.Яшин [74] отметил почти полное отсутствие сравнительных данных о характере и ориентации в пространстве предельных поверхностей, в особенности кривых напряжений в девиаторной плоскости, отвечающих разрушению бетона при трехосном сжатии. Эти данные могут быть получены на специальном оборудовании, позволяющем создавать неравномерное трехосное сжатие по всем трем направлениям $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$.

А.В.Яшин учел в теории прочности три инварианта тензора напряжений: среднего напряжения

$$G = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}} \quad (1.6)$$

характеризующего шаровый тензор, и двух инвариантов, характеризующих девиатор напряжений

$$S_I = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2, \quad (1.7)$$

и угол, образуемый инвариантом S_T с направлением проекции главной оси O_x

$$\sin \frac{3}{2} \Phi = \frac{1 - S_{TT}/S_T}{2} \quad (1.8)$$

$$\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot (\sigma_2 - \sigma_3) \cdot (\sigma_3 - \sigma_1) \quad (1.9)$$

А.В.Яшин отметил, что учет трех инвариантов напряжений $\sigma, \sigma_p < p$ приводит к наиболее согласующейся с опытом форме предельной поверхности разрушения бетона, описываемой уравнением

$$k(\Phi) - \tau(\sigma) \cdot \sigma, \quad (1.10)$$

$$m(\sigma) = \left[A + \frac{1-A}{F_c} \cdot F(\sigma) \right] \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \quad (1.11)$$

Обобщенная функция среднего напряжения

$$F(\sigma) = \lg \left(B + \frac{R_p}{R_c} + \alpha \frac{\sigma}{R_c} + \beta \frac{\sigma^2}{R_c^2} \right) \quad (1.12)$$

и ее выражения для случаев осевого сжатия и растяжения соответственно

$$F_c = \lg \left(B + \frac{R_p}{R_c} + \frac{\alpha}{3} + \frac{\beta}{9} \right) \quad (1.13)$$

$$F_c = \lg \left[B + \frac{R_p}{R_c} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) + \frac{\beta}{9} \left(\frac{R_p}{R_c} \right)^2 \right] \quad (1.14)$$

Параметр А, вытекающий из рассмотрения обобщенного критерия для случая осевого растяжения, равен

$$A = \frac{\left(\frac{R_p}{R_c \cdot k_p(\varphi)} - \frac{F_p}{F_c} \right)}{\left(1 - \frac{F_p}{F_c} \right)} \quad (1.15)$$

функция, характеризующая вид напряженного состояния

$$k(p) = 1 - a \cdot \frac{3}{p} + b \cdot \frac{3}{p^2} - c p^3, \quad (1.16)$$

и её выражение для случаев осевого растяжения

$$k_p(\phi) = 1 - a + B. \quad (1-17)$$

В соответствии с данным критерием прочности можно решать как прямую, так обратную задачи прочности бетона в конструкции в условиях двух- и трехосного напряженного состояния. Этот же критерий прочности дает хорошее приближение к эксперименту в области трехмерного напряженного состояния и удовлетворительное для двумерного напряженного состояния (наибольшее отклонение от опытов не превышает 10%).

Обобщая современные направления в развитии критериев прочности бетона, можно заметить, что все они сводятся к нахождению тех или иных функциональных зависимостей между тремя инвариантами: первым инвариантом тензора напряжений (I_1) и вторым (D_2) и третьим (D_3) инвариантами девиатора напряжений

$$r(I_1, D_2, D_3) = 0. \quad (1.18)$$

Дальнейшее совершенствование методов расчета бетонных и железобетонных конструкций связано с более глубоким пониманием процессов разрушения бетона, картины его деформирования при различных напряженных состояниях.

1.2.3 Методы расчета сталебетонных конструкций

При оценке несущей способности сталебетонной конструкции были использованы различные критерии.

Так в теории предложенной профессором А.А.Гвоздевым [86], формула для определения величины разрушающей нагрузки при осевом сжатии имеет вид:

$$N = R_b \cdot A_b + \sigma_c - \sigma_{ft} \cdot A_s , \quad (1.19)$$

где A_b A_s - площади бетона и трубы;

α - коэффициент эффективности обоймы;

R_b - призмная прочность бетона;

σ_{ft} - предел текучести материала.

Коэффициент эффективности обоймы по рекомендации А.А.Гвоздева принимается равным 2. По опытам, проведенным А.П.Долженко [17] $\sigma_c = 2.2 \cdot R_b$. А.Ф.Липатов [91] на основании экспериментальных данных получил α в пределах от 1.4 до 4.65. В.А.Росновский [23] предложил определять разрушающую нагрузку по формуле

$$N = R_b \cdot A_b + \alpha \cdot A_s , \quad (1.20)$$

где R_b - прочность бетона в трубе.

Он же совместно с А.Ф.Липатовым [22] получили эмпирическую зависимость для определения прочности бетона в трубе.

В нормах 318-75 американского института бетона [92] предельную нагрузку рекомендуется определять по формуле

$$N = \sigma_{ty} \cdot A_s + R_4 \cdot A_b , \quad (1.21)$$

где σ_{ty} - предел упругости стали;

R_4 - разрушающее напряжение при сжатии бетона, полученное в результате испытания цилиндрических образцов.

В работах профессора Л.И.Стороженко [30] предложена следующая формула:

$$N = \alpha_c \cdot R_b \cdot A_b + \rho \cdot R_s A_s, \quad (1.22)$$

где R_b, R_s - соответственно сопротивление сжатого бетона и трубы;

A_b, A_s - площади поперечного сечения бетона и трубы;

α, ρ - коэффициенты эффективности трубы и бетона при их совместной работе.

Методика расчёта сталебетонного элемента прямоугольного поперечного сечения при осевом сжатии, предложенная профессором Э.Д.Чихладзе [37], основана на раскрытии контакта между обоймой и бетонным ядром, работающим в условиях объёмного напряженного состояния с переменными параметрами деформирования. Рассматривается сталебетонный элемент, состоящий из металлической обоймы и бетонного ядра. Предполагается, что внешняя нагрузка приложена к бетону и обойме одновременно. Бетонное ядро и обойма в сжатой зоне работают совместно, без отрыва и проскальзывания. Расчетные схемы обоймы и бетонного ядра в поперечном сечении сталебетонного элемента приведены на рис. 1.12. За неизвестные принимаются нормальные X_j, X_j и касательные $X_b X_0$ контактные силы в сжатой и растянутой зонах сечения.

Предполагается, что материал обоймы обладает свойствами идеальной упругопластичности.

При описании процесса деформирования бетона в условиях трехосного напряженного состояния был использован подход, изложенный в [72 - 75], при этом переменные параметры деформирования секущих

модуль деформации бетона при растяжении (сжатии) E и коэффициент поперечной деформации ν принимаются в следующем виде:

$$E(a_0, S_I) = \frac{g - K_{fco} \cdot sQ - GfS!}{[G(S_I) + 3 \cdot K(a_0, S_I)]}$$

$$\nu(<7_0, S_I) = \frac{[3 - K(a_{I, S_I}) - 2 - G(S_I)]}{}$$

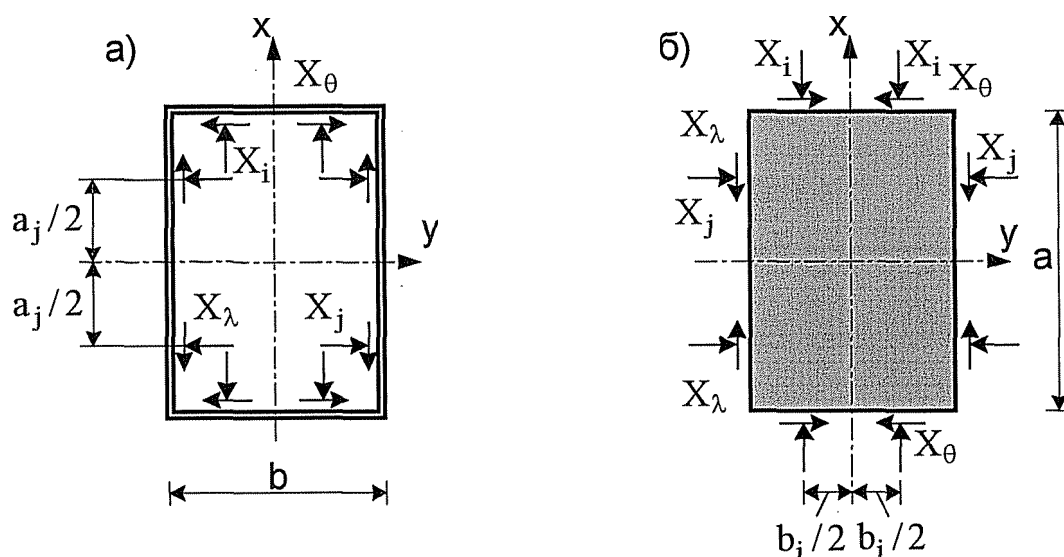


Рис. 1.12 - Расчетные схемы обоймы (а) и ядра (б)

Величины, зависящие от R_b , определяются интерполированием, $R_b = (8.54 - 25.0)$ МПа и экстраполированием $R_b = (25.0 = 45.0)$ МПа. Силы взаимодействия между ядром и обоймой найдены из условия равенства перемещений на границе контакта из следующей системы уравнений:

$$A \cdot X = -H \quad (1.23)$$

Элементы $(\delta_{ki} - \delta_{ij}), (\delta_{jd} - \delta_{j\alpha}), (\delta_{k\alpha} - \delta_{k\beta}), (\delta_{\beta\gamma} - \delta_{\beta\delta})$ матрицы A представляют собой разности поперечных перемещений точки к обоймы и бетонного ядра от единичных сил X^i, X^j, X^k, X^l состояний. Элементы $(A_{ks} - A_{ks})$ матрицы - столбца N - соответственно разности поперечных перемещений обоймы и ядра от внешних продольных усилий.

Для нахождения поперечных перемещений в бетонном ядре от единичных сил X^i, X^j, X^k, X^l решено в разностной форме дифференциальное уравнение плоской задачи с переменными по полю параметрами деформирования v и ϵ .

Значения функции v и ϵ производной на контуре определяются с использованием рамной аналогии [93, 94].

Поперечные перемещения обоймы от заданных продольных смещений рассчитываются по формулам:

(1_24)

$$A \cdot k_p = N \sim \Delta \quad (1-25)$$

... * Δ_s

Поперечные перемещения в ядре от продольных усилий найдены в результате приближенного решения пространственной задачи теории упругости для призматического тела единичной длины, выполненного из изотропного материала с переменными параметрами деформирования

$$u = A_{kp} = p J \Delta \sim \Delta \quad (1-26)$$

* Δ_s
o E

$$V = A \int_{o k}^{b/2 \sim} s - dy \quad (1_27)$$

Уравнения (1.26) и (1.27) получены для случая $a_z = r$, $\sigma_x = \sigma_y = \tau_{zy} = \tau_{xy} = \tau_{zx} = 0$, что удовлетворяет граничным условиям, условиям равновесия. Условия совместности деформаций удовлетворяются приближенно. Решение реализуется численно, шаговым перебором деформированных состояний сталебетонного элемента.

Линеаризация нелинейной стороны задачи осуществляется в процессе последовательных приближений, переменными параметрами которого являются секущий модуль деформации бетона E_y и коэффициент поперечной деформации в каждой точке конечно разностной сетки. При решении системы уравнений предусмотрена процедура исключения контактных сил, превысивших силы сцепления между бетоном и облоймой. Предельное значение сил сцепления определялось экспериментально при выдавливании бетона из металлической облоймы.

Процесс последовательных приближений на каждом шаге продолжается до достижения удовлетворительной сходимости по величинам модулей упругости. Критерием предельного состояния является достижение в растянутой зоне облоймы состояния текучести определяемого по Мизесу, либо в крайних волокнах сжатого бетона - предела прочности [72].

В предельном состоянии ядро и облойма контактируют лишь в углах сечения посредством нормальных сил X_i, X_j . Распределение напряжений по главным площадкам приведено на рис. 1.13. На рис. 1.14 показано распределение напряжений по главным площадкам в предельном состоянии в предположении, что обеспечено сцепление между облоймой и ядром и касательные контактные силы не выключаются из работы.

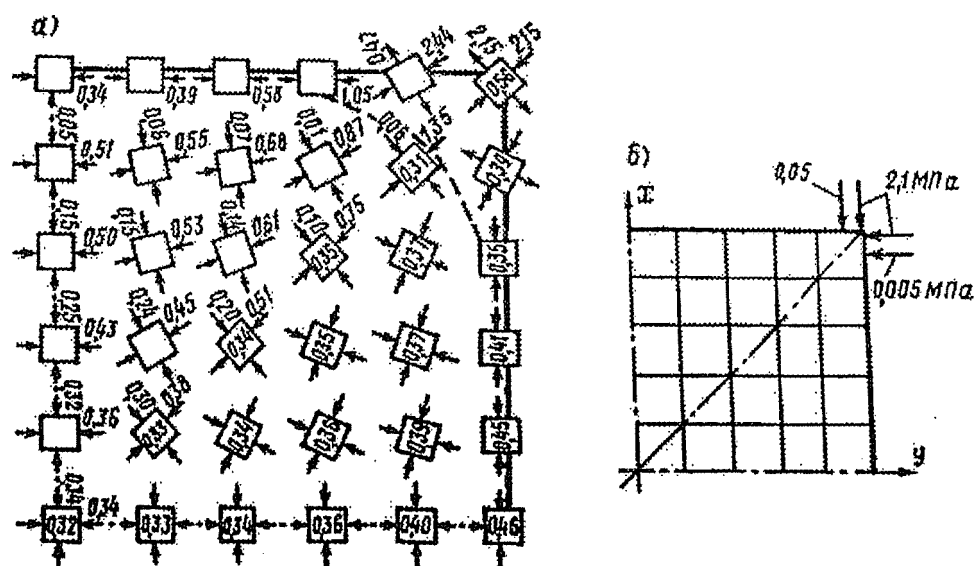


Рис. 1.13 - Распределение напряжений по главным площадкам, при взаимодействии обоймы и ядра в углах сечения

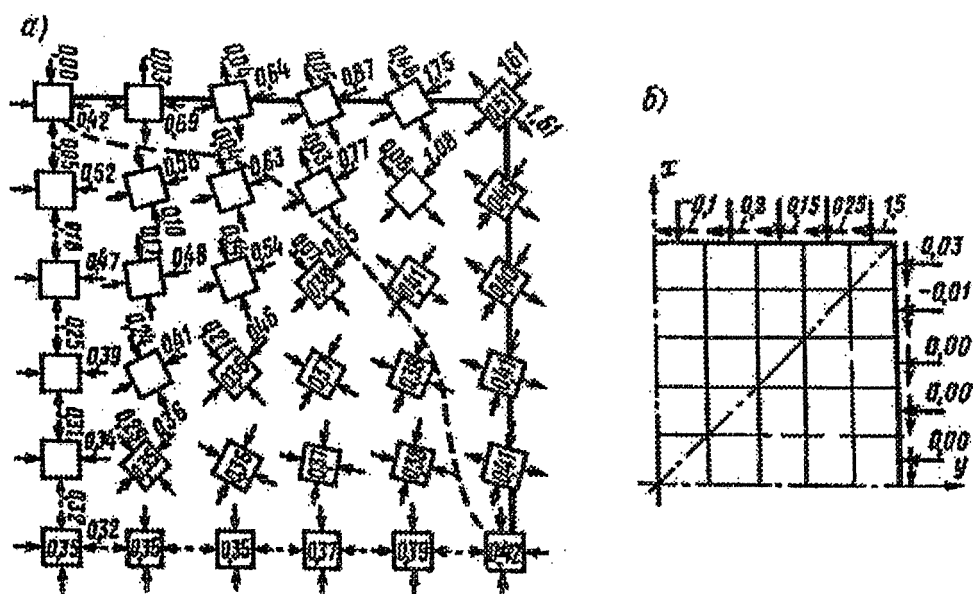


Рис. 1.14 - Распределение напряжений по главным площадкам, при взаимодействии обоймы и ядра по периметру сечения

1.3. Краткие выводы и задачи исследований

Изучение новых направлений в области совершенствования строительных конструкций показало, что одним из перспективных является использование внешнего листового армирования, которое одновременно выполняет силовые, защитные, изоляционные и технологические функции.

Практика применения конструкций с внешним армированием в строительстве говорит об их конкурентоспособности с традиционными железобетонными. Некоторые недостатки, обусловленные малой коррозионной стойкостью и огнестойкостью, могут быть преодолены применением различных защитных покрытий.

Методика расчета сталебетонных конструкций на осевое сжатие достаточно хорошо освещена в работах [17, 23, 30, 37, 86, 91], что нельзя сказать о расчете конструкций на внецентренное сжатие.

Широкое внедрение в практику строительства сдерживается отсутствием или недостаточностью методов для расчета конструкций с внешним армированием, которые включали бы и учёт взаимодействия между ядром и обоймой, а также их взаимное влияние на напряженно-деформированное состояние и несущую способность конструкций в целом.

Характер деформирования и исчерпания несущей способности сталебетонных конструкций с подкреплениями, в частности шпренгельных балок, исследован недостаточно. Не выявлено влияние шпренгеля на процесс деформирования и разрушения балки; не исследовано влияние предварительно напряженного шпренгеля на напряженно-деформированное состояние; не оценено влияние упрочнения стали обоймы и шпренгеля на несущую способность и деформативность балки.

Построение методики расчета сталебетонной балки со шпренгелем должно базироваться на достаточно хорошо изученных предложениях по

расчету железобетонных и стальных балок со шпренгелем, с учетом особенностей деформирования бетона в условиях объёмного напряженного состояния и стальной обоймы в условиях двухосного напряженного состояния.

Расчет напряженно-деформированного состояния сталебетонных балок, усиленных шпренгелем, целесообразно выполнять численно с использованием метода конечных разностей в сочетании с методом сил, что позволяет с достаточной точностью и наименьшими затратами машинного времени проводить расчет такого класса задач.

Представленный обзор исследований комбинированных и сталебетонных конструкций позволяет сформулировать задачи настоящей работы:

1. Разработка конструкции балки, усиленной шпренгелем, узлов сопряжения шпренгеля с балкой и элементов шпренгеля между собой.
2. Количественная оценка влияния различной конструкции узлов сопряжения шпренгеля с балкой на несущую способность конструкции.
3. Разработка конструкции предварительно напряженного шпренгеля и оценка влияния предварительного напряжения на несущую способность балки.
4. Разработка математического аппарата расчета сталебетонной балки, усиленной шпренгелем с учетом особенностей деформирования составной балки и шпренгеля.
5. Экспериментальные исследования сталебетонных изгибаемых элементов, усиленных шпренгелем.
6. Внедрение результатов диссертационной работы в практику проектирования и строительство.

РАЗДЕЛ 2

ТЕОРИЯ РАСЧЕТА СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ, УСИЛЕННЫХ СТАЛЬНЫМ ШПРЕНГЕЛЕМ

2.1. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность и деформативность при изгибе и внецентренном сжатии.

Рассматриваемая в работе конструкция (рис. 2.1) помимо внешней статической неопределенности имеет еще и внутреннюю статическую неопределенность, которая обусловлена комплексностью сечения (бетонное ядро, стальная обойма). В этой конструкции распределение усилий обуславливается характером изменения жесткости сталебетонной балки.

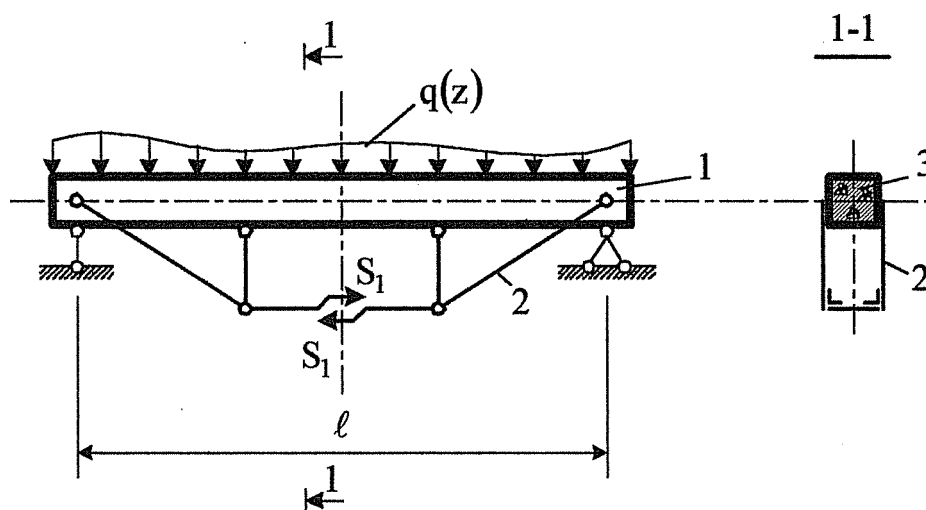


Рис. 2.1 - Конструкция сталебетонной балки, усиленной шпренгелем
(1-сталебетонная балка, 2 - шпренгель, 3 - бетонное ядро)

Для определения жесткости выделим из балки сталебетонный элемент единичной длины (рис. 2.2). При изгибе (внецентренном ежа-

тип), теряется симметрия физических свойств бетона относительно нейтральной оси. В результате положение последней заранее неизвестно. Поэтому схема воздействия на изгибаемый элемент принимается в виде вынужденной деформации

$$s_z = K \cdot x,$$

где K - кривизна нейтрального слоя;

x - расстояние от нейтрального слоя до рассматриваемого волокна.

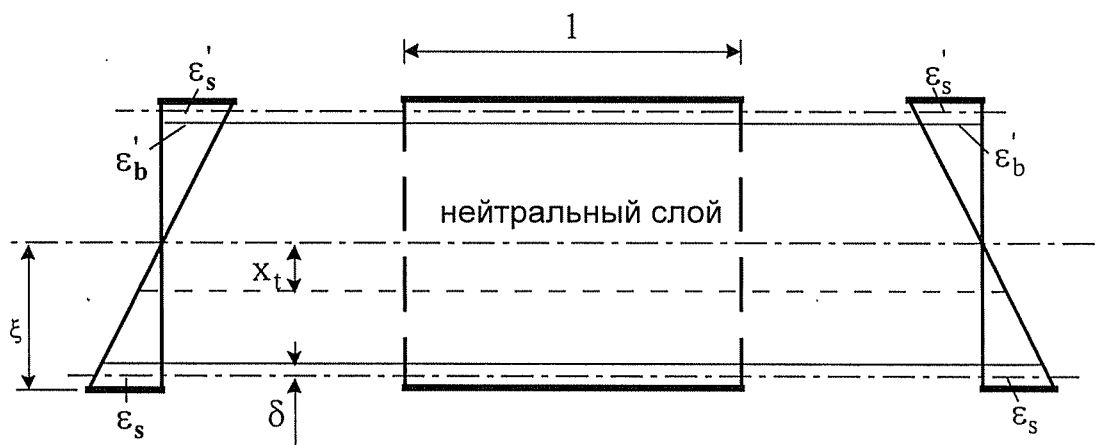


Рис. 2.2 - Деформация в нормальном сечении сталебетонного элемента при изгибе

Предположим, что ядро и обойма в сжатой зоне работают совместно без отрыва и проскальзывания. В растянутой зоне возможно возникновение трещин, нормальных к продольной оси элемента. Критерием образования трещин для конкретного вида напряженного состояния является достижение в волокнах бетона предельных напряжений. После образования трещин в направлении действия макси-

мальных растягивающих напряжений, в перпендикулярных направлениях полосы бетона работают без трещин.

Расчетные схемы обоймы и ядра в поперечном сечении сталебетонного элемента показаны на рис. 2.3.

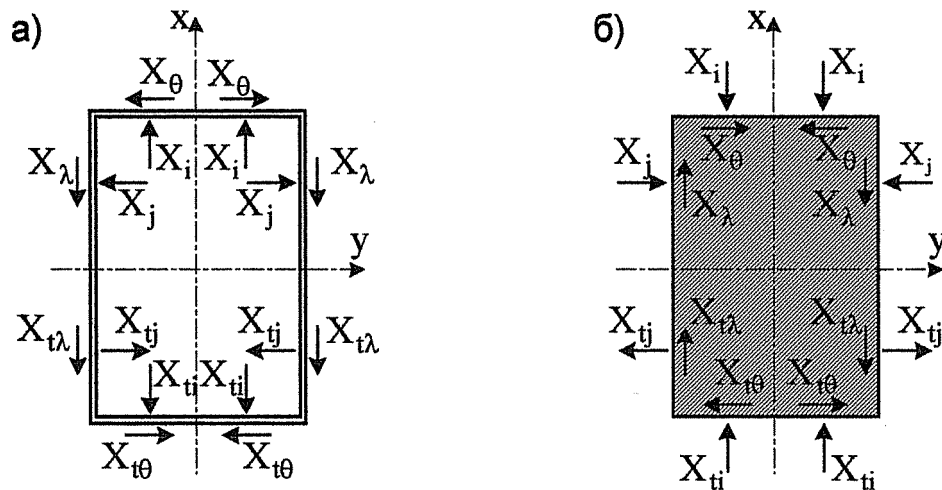


Рис. 2.3 - Расчетные схемы обоймы (а) и ядра (б)

За неизвестные силы приняты касательные $X_x, X_e, X_a, X_{\theta}$ и нормальные силы $X_n, X^{\wedge}, X_{\lambda}, X_{\theta}$. Считаем, что материал обоймы обладает свойствами идеальной упругопластичности. Для описания процесса деформирования бетона в условиях трехосного напряженного состояния воспользуемся подходом изложенным в [72-75], где бетон приводится к изотропному материалу с переменными параметрами деформирования $\dot{\epsilon}$ (2.1) и γ (2.2).

$$E(o_0, S_i) = \frac{9-P(a_0, S_i)-G(S_i)}{[O^{\wedge}-\beta_3-P^{\wedge}D]} \quad (2.1)$$

$$\tilde{\nu}(\sigma_0, S_I) = \frac{[3 \cdot P(\sigma_0, S_I) - 2 \cdot G(S_I)]}{2[G(S_I) + 3 \cdot P(\sigma_0, S_I)]} \quad (2.2)$$

где σ_0 - среднее напряжение;

$P^{\circ}D$) - секущий модуль относительных объемных изменений бетона;

$G(S_I)$ - секущий модуль сдвига;

S_i - инвариант, характеризующий девиатор напряжений.

Секущий модуль относительных объемных изменений бетона определяется следующим образом:

$$P(\sigma_0, S_I) = P_0 \left[\frac{S_I^3}{(\sigma_0 + m)^3} \right] \cdot D$$

где P_0 - начальный модуль объемного сжатия бетона;

$1 + A_{\text{СУ}} \cdot \frac{1}{1 + B_{\text{оо}}}$ - функции, зависящие от среднего напряжения и учитывающие

снижение P_0 по мере возрастания среднего напряжения;

$\left[1 - \left(\frac{\sigma_0}{\tilde{\sigma}_0} \right)^n \left(C + \frac{S_I^3}{(\sigma + m)^3} \right) \cdot D \right]$ - функция, зависит от шарового тензора и

от девиатора напряжений, она резко убывает с уменьшением отношения $\sigma_0/\tilde{\sigma}_0$, где $\tilde{\sigma}_0$ - предельное среднее напряжение.

Секущий модуль сдвига определяется следующим образом:

$$G(S_i) = G_0 \frac{1 + a^* S_i^2}{1 + b^* S_i^2} \frac{1}{1 + C^A + H^A (S_i/S_j)^m}$$

где S_j - предельное значение инварианта S_T ;

G_0 - начальный модуль сдвига;

$C_{ст}$ -коэффициент Лоде-Надаи.

Решение уравнения осуществляется шаговым приближением к величине σ_p при этом начальный шаг равен R_b , затем $\langle R_b \rangle$

и т.д. Эмпирические величины, использованные при определении предельного среднего напряжения, можно разделить на две группы:

- величины характеризующие прочность

$$a = 0.55 \frac{R_c}{R_b} \ll 1; b = 0.15; B = 1.1; a = 1.41, 0 = 0.081;$$

- ® величины характеризующие деформативность и не зависящие

$$\text{от } R_b - a^* = 4 \cdot 10^{-5} 1 / (\text{МПа})^2, A = 0.2 \cdot 10^{-3}, C = 5.56, m = 0.61, n = 16.$$

Величины, характеризующие деформативность и зависящие от R_b , b^* , C , D , B , E представлены в табл. 2.1

Таблица 2.1 - Величины, характеризующие деформативность

R_b	$b^* 1/(\text{МПа})^2$	C	$B1/(\text{МПа})^2$	D	$E_0 (\text{МПа})$
8.5	$32 \cdot 10^{-4}$	1.0	$1.6 \cdot 10^{-3}$	0.30	$23 \cdot 10^3$
14.5	$16 \cdot 10^{-4}$	0.8	$1.0 \cdot 10^{-3}$	0.30	$30 \cdot 10^3$
25.0	$9 \cdot 10^{-4}$	0.3	$0.45 \cdot 10^{-3}$	0.15	$37.5 \cdot 10^3$

Если R_b находится в пределах (8.5 - 25) МПа, то величины представленные в таблице находятся интерполированием, а если R_b меньше 8.5 МПа или больше 25 МПа, то экстраполированием.

Контактные силы, действующие между ядром и обоймой, найдем из условий равенства перемещений на границе контакта. Математическая запись этого условия представлена системой канонических уравнений

$$A \cdot X = -\dot{Y} \quad (2.3)$$

где

$$A = \begin{Bmatrix} (\delta_{11} - \delta_{11}^*) & (\delta_{12} - \delta_{12}^*) & (\delta_{1n} - \delta_{1n}^*) \\ (\delta_{21} - \delta_{21}^*) & (\delta_{22} - \delta_{22}^*) & (\delta_{2n} - \delta_{2n}^*) \\ \dots & \dots & \dots \\ (\delta_{n1} - \delta_{n1}^*) & (\delta_{n2} - \delta_{n2}^*) & (\delta_{nn} - \delta_{nn}^*) \end{Bmatrix},$$

$$X = \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \dots \\ X_n \end{Bmatrix}, \quad \begin{matrix} \Delta \Pi_c - \Delta \Pi_c \\ \Delta \Pi_c - \Delta \Pi_c \end{matrix}$$

Элементы $(\delta_{ki} - \delta_{ki}^*)$ $(\delta_{kj} - \delta_{kj}^*)$ $(\delta_{k0} - \delta_{ke})$ $(\delta_{kx} - \delta_{kx}^*)$ $(\delta_{kti} - \delta_{kti}^*)$ $(\delta_{ktj} - \delta_{ktj}^*)$ матрицы A представляют собой разности поперечных перемещений точки к обоймы и бетонного ядра от единичных сил $X_n, X_p, X_x, X_e, X_i, X_s, X_a, X_y$ состояний. Элементы $(A_{kc} - D_{kc})$ матрицы столбца H - соответственно разности попереч-

ных перемещений обоймы и ядра от внешних продольных усилий. Расчет обоймы проводится методом сил [95, 96].

Поперечные перемещения $\delta_{и}, \delta_{ч}, \delta_{и.}, \delta_{кв}, \delta_{ы}, \delta_{ч}, \delta_{кл}, \delta_{кв}$ определяются в замкнутом виде. Для поперечных перемещений от системы сил $X_b, X_{и}, X_x, X_a$ точки обоймы на уровне нейтральной оси считаем неподвижными в направлении оси x (рис. 2.4).

2.2 Определение поперечных деформаций в обойме заполненной бетоном, от единичных сил состояний $i, t_i, 0, t_0, X, tX, j, t_j$.

2.2.1 Перемещение от единичных сил состояний i, t_i .

Если точка % принадлежит верхней горизонтальной стенке (рис. 2.4а), то

$$\delta_{x>} = A^4 [(b-b_0)(2b+b_0 - 3b_y) + 6(b-b_0)X^2 a^2] \sum_{i=0}^{50\%} \frac{3^{-b^a} + 3b^{-a} + 3b - b_i}{t_i} \quad (2.4)$$

x

$$\sum_{i=0}^{50\%} \frac{1}{t_i} \quad (2.5)$$

Если точка % принадлежит вертикальной стенке, то

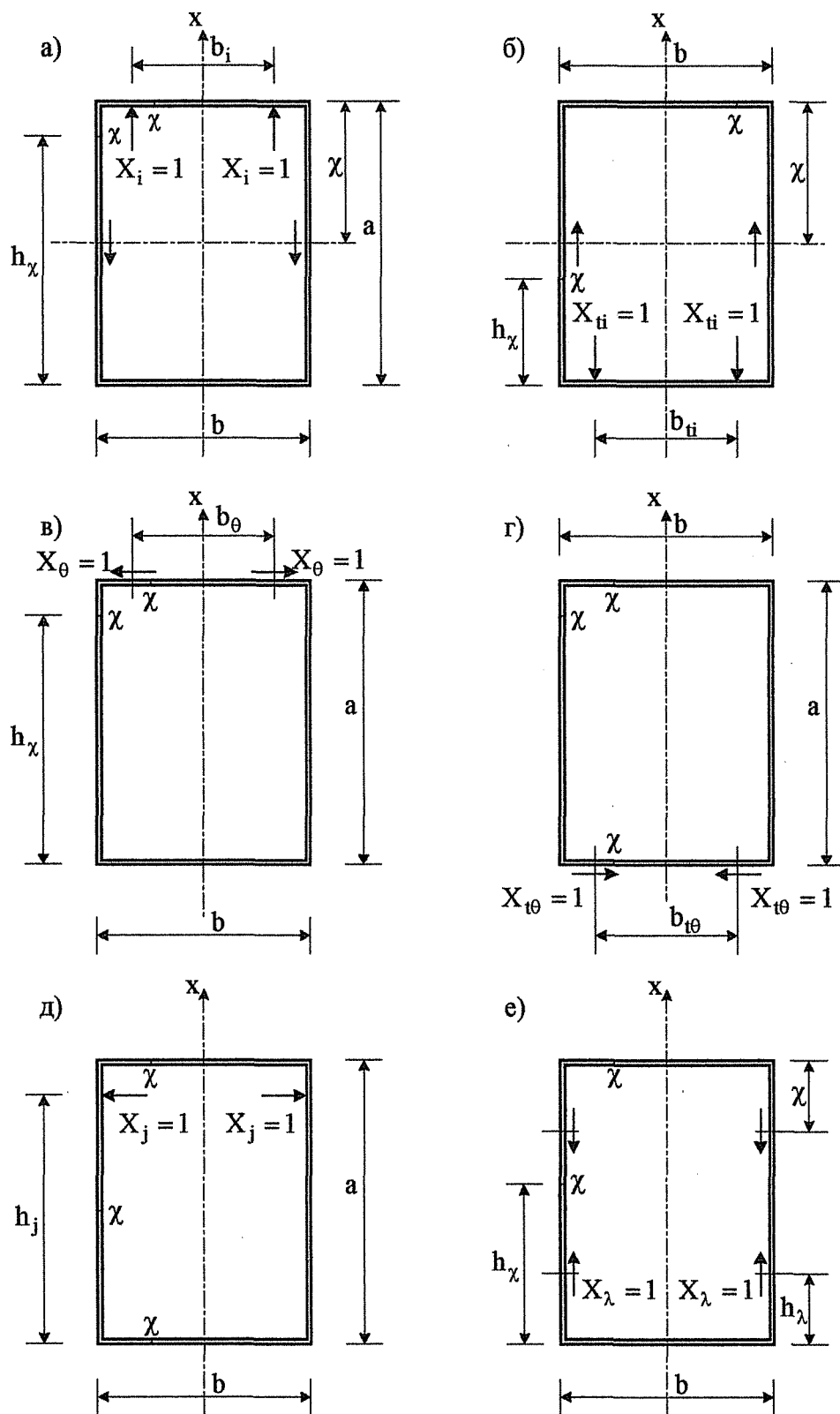


Рис. 2.4 - Схема действующих усилий и направление на обейме
 а) - состояние i , б) - состояние t_i , в) - состояние θ ,
 г) - состояние t_θ , д) - состояние j , т) - состояние K , а

$$\begin{aligned}
& - \frac{(b + b_i)}{a(a + 3b)} \left([a - (h - h_x)] [a + 2(h - h_x)] + 3ab \right) - \\
& \frac{(4a + 3b - b_i)}{(a + b)} [a + b - (h - h_x)] - \frac{3b(b^2 - b_i^2)}{8E_s t a(a + 3b)}
\end{aligned} \tag{2.6}$$

$$= \text{---}, \text{---} \tag{2.7}$$

$$\delta_{\pi^*}^{5^*i} = 0, \text{---} < (h - x)$$

Если точка % принадлежит нижней горизонтальной стенке, то

$$\delta_{\pi^*}^{xi} = \frac{3(b^2 - b^a b - b_j) r 3(b - b_j) 4a + 3b - b_j}{16E_s t^3 L a + 3b a + b} \tag{2.8}$$

$$\delta_{\pi^*}^{xi=0} \tag{2.9}$$

перемещение от единичных сил состояния t_i (рис. 2.46) определяется по тем же формулам (2.4 - 2.9).

2.2.2 Перемещение от единичных сил состояния 0, tG.

Если точка % принадлежит верхней горизонтальной стенке (рис. 2.4в), то

$$\delta_{x\theta}^y = \frac{b_x}{2E_s t} \left[1 - \frac{b_i t^2}{2[h^2(h + 3b) + b t^2]} \right]; \text{---} > b_y \tag{2.10}$$

$$2[h^2(h + 3b) + bt^2]_{\text{—}} ; \text{ при } b_e < b_{\%} \quad (2.11)$$

(2.12)

Если точка % принадлежит вертикальной стенке

(2.13)

Если точка % принадлежит нижней горизонтальной стенке, то

$$y_{\text{—}} \sim 4E_s [h^2(h + 3b) + bt^2] \quad (2.14)$$

$$= \frac{3hb_i (b^2 - b_{\chi}^2)}{8E_s t [h^2(h + 3b) + bt^2]},$$

перемещение от единичных сил состояния t_0 (рис. 2.4г) определяются по формулам (2.11 - 2.15).

2.2.3 Перемещение от единичных сил состояния j , t_j .

Если точка % принадлежит верхней горизонтальной стенке (рис. 2.4д), то

$$\delta_{xj} = \frac{4E_{st}^3}{b + b_{xj}} \left[\dots \right] + 3ab \quad (2.16)$$

$$\delta_{xj} = \frac{b_x J[a - (h - h_j)]^2 [a - (h - h_j)] + 2(h - h_j) + 3ab}{2E_{st} a^2(a + 3b)} \quad (2.17)$$

Если точка % принадлежит вертикальной стенке:

$$\delta_{xj}^y = \frac{[a - (h - h_j)]}{E_{st}^3} \left\{ 2 \left[[a - (h - h_j)] [2a + 3h_x - 2h - h_j] + 3b[a - (h - h_x)] \right] - \frac{[a - (h - h_x)] \left\{ [a - (h - h_x)] [a + 2(h - h_x)] + 3ab \right\} \left[[a - (h - h_j)] [a + 2(h - h_j)] \right]}{a^2(a + 3b)} - 3 \left[[a - (h - h_x)] [a + b - (h - h_x)] [a + b - (h - h_j)] / (a + b) \right] \right\} + \frac{b}{2E_{ct}} \left[1 - \frac{[a - (h - h_j)] \left\{ [a - (h - h_j)] [a + 2(h - h_j)] + 3ab \right\}}{a^2(a + 3b)} \right] \quad (2.18)$$

$$\delta_{xj}^z = 0 \quad (2.19)$$

Если точка % принадлежит нижней горизонтальной стенке:

$$\delta_{xj}^z = \frac{z(b^2 - b^2)_{ij} J[h_j (h + 2(h - h_j)) + 3hb] h_j + b}{h(h + 3b)} + h + b \quad (2.20)$$

$$\sigma_y = A \frac{+ 3hb}{2E_s} > \quad (2.21)$$

2.2.4 Перемещение от единичных сил состояния %,

Если точка % принадлежит верхней горизонтальной стенке (рис.

2.4e), то

$$\sigma_{xx} = 0 \quad (2.22)$$

$$\sigma_{xx} = \frac{z}{E_s} \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (2.23)$$

Если точка % принадлежит вертикальной стенке

$$\sigma_{xx} = 0 \quad (2.24)$$

$$\sigma_{xx} = E_s \epsilon \quad (2.25)$$

Если $h_{\text{п}} < (h - x)$,

$$\sigma_{xx} = \frac{z}{E_s} \frac{d^2 w}{dx^2} - g; \quad \sigma_{xx} = 0; \quad (2.26)$$

$$-\frac{3^2(p}{x''a/'} \text{ Пy''5?'} \text{ Тхy''''\Lambda7} - \frac{\partial^2 x}{\partial y^2} - \frac{3^2 \phi}{\partial x^2} \quad (2.32)$$

Тогда

$$\frac{1-y^2}{E} \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \quad (2.33)$$

$$-\frac{1-\nu^2}{E_y} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \quad (2.34)$$

$$\frac{2(1+\nu)}{E} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \quad (2.35)$$

Подставив выражение для деформаций выраженное
через функцию $\phi(x, y)$ в уравнение совместности

$$\frac{\partial^2 s_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 s_y}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \gamma}{\partial x \partial y} \quad (2.36)$$

получим

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left[\frac{(1-\tilde{\nu}^2)}{\tilde{E}} \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} - \frac{\tilde{\nu}(1+\tilde{\nu})}{\tilde{E}} \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \right] + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{(1-\tilde{\nu}^2)}{\tilde{E}} \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - \frac{\tilde{\nu}(1+\tilde{\nu})}{\tilde{E}} \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \right] + \\ & + \frac{\partial^2}{\partial x \cdot \partial y} \left[\frac{2(1+\tilde{\nu})}{\tilde{E}} \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \cdot \partial y} \right] = 0 \end{aligned} \quad (2.37)$$

Выражение (2.37) представляет собой дифференциальное уравнение плоской задачи с переменными параметрами деформиро-

вания, оно справедливо для каждой точки в искомой области решения. В связи с численным методом решения этого уравнения, и, следовательно, дискретным характером вычислений, непрерывную задачу сводим к дискретной и будем оперировать со значением искомого решения в наперед заданных точках.

В качестве численного метода используем метод конечных разностей (МКР) [97, 98]. Для этого в искомой области выбирается конечное число точек, представляющих собой узлы конечно-разностной сетки с дискретными координатами I, J (рис. 2.5). Для каждой точки, полученной таким образом сетки, записывается исходное уравнение (2.37), в котором частные производные заменяются приближенными выражениями через значение искомой функции напряжений в узлах сетки. В результате непрерывное решение заменяется его дискретными значениями в узлах сетки, а дифференциальное уравнение сводится к системе алгебраических. Сходимость полученного методом конечных разностей решения, можно контролировать с использованием принципа Рунге [99], который, при наличии двух решений задачи с различным шагом сетки, позволяет получить уточненное решение и оценку погрешности.

Для решения поставленной нами задачи уравнение (2.37) сводилось в одно разрешающее уравнение. Дифференциальное уравнение представлялось в конечно-разностной форме с использованием обычных центральных разностей и для точки с координатами (I, J) принимало вид:

$$\delta_i = \frac{4\Gamma^M}{\Delta v} (1 + \epsilon) + \phi(\epsilon)$$

$$- \frac{A_y}{A_x} [\phi(i, j) + \phi(i-1, j)]$$

$$\overline{A_y}$$

$$\frac{A_x \cdot A_y}{A_x^2 \cdot A_y^2} [\phi(1, j) + \phi(1, j-1)] -$$

$$\frac{A_x \cdot A_y}{A_x} [\phi(1, j+1) - 2\phi(1, j) + \phi(i, j-1)] +$$

$$- \frac{A^4 X^L}{A_x \cdot A_y} [\phi(1+1, J+1) - 2\phi(1, J+1) + \phi(i-1, J+1)] +$$

$$+ \frac{2\phi(1, j) - 2\phi(1, j-1) + \phi(1, j-1)}{A_x \cdot A_y} -$$

$$\frac{A^2 X^J}{A_x \cdot A_y} [\phi(1+1, J-1) - 2\phi(i, J-1) + \phi(1-1, J-1)] +$$

$$+ \frac{A^{2J+2}}{16A_x \cdot A_y} [\phi(1+2, J) - \phi(1, J+2)] +$$

$$+ \frac{16A_x \cdot A_y}{16A_x \cdot A_y} [\phi(1, J) + \phi(1-2, J-2) - \phi(i, J-2) - \phi(i-2, j)] -$$

$$- \frac{\phi(1, j+2) + \phi(1-2, J) - \phi(x-2, J+2) - \phi(1, J)}{16A_x \cdot A_y} -$$

$$- \frac{\phi(1, j+2) + \phi(1, J-2) - \phi(1+2, J-2) - \phi(1, J)}{16A_x \cdot A_y} = C$$

где

(2.38)

$$\phi_1 = \quad \phi_2 = \sim, \quad \phi_3 =$$

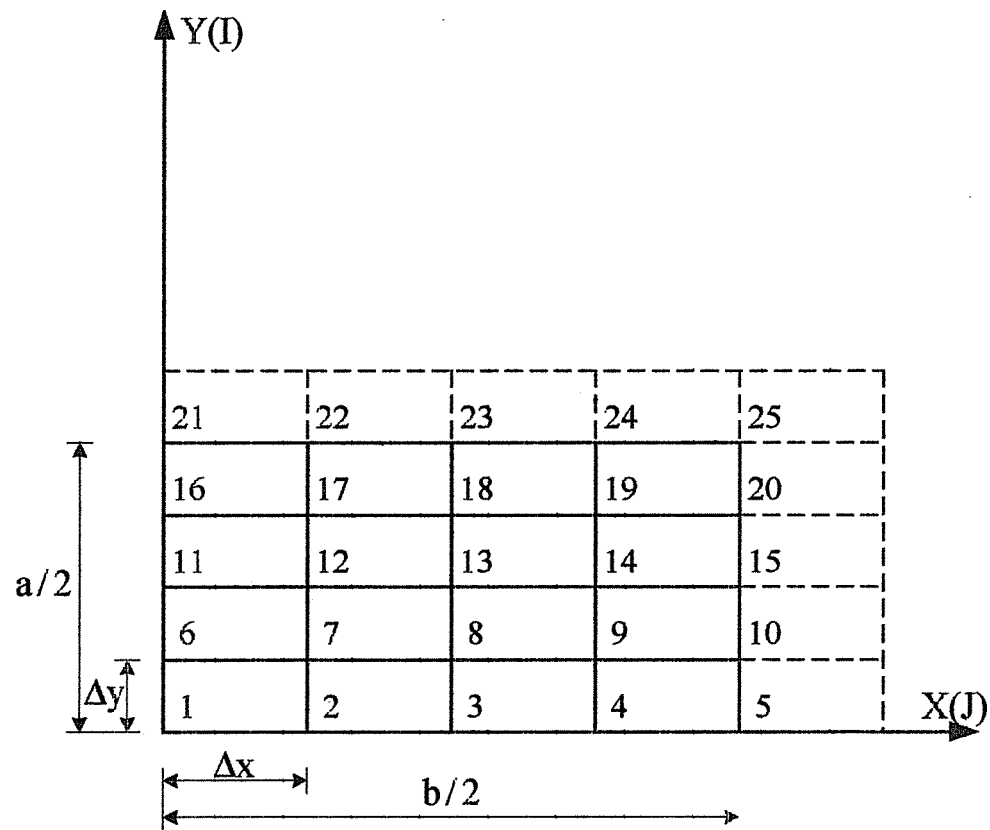
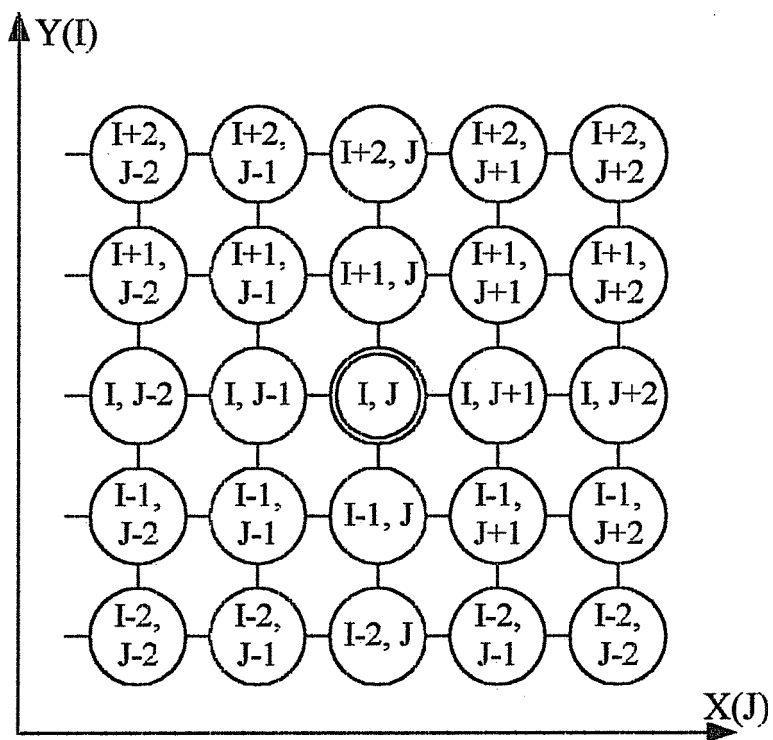


Рис. 2.5 - Схема конечно-разностной сетки

В свернутом виде конечное разрешающее уравнение МКР для точки с координатами (I, J) можно представить в следующем виде:

$$f Z < p(I + \%, J + L) - B(I + X, J + L) = 0, \quad (2.39)$$

$x = -2L = -2$

где % и $L = -2, -1, 0, 1, 2$.

Разрешающее уравнение представляет собой линейное уравнение относительно 25 неизвестных значений функций напряжения в окрестности рассматриваемой точки (рис. 2.5а). При записи разрешающего уравнения (2.39) для точек на контуре и прилежащих к контуру приходится иметь дело с законтурными значениями функции напряжения ϕ , которые увязываются дополнительными (граничными) условиями со значениями этой функции внутри контура. Для внеконтурных точек определим функции напряжения через центральные разности (рис. 2.5б).

Значение функции Φ и ее производной на контуре определяется с использованием рамной аналогии (рис. 2.6 - 2.8).

Функции $B(I, j)$, входящие в уравнение (2.39), записываются в следующем виде:

$$v(i) = i \phi_3(i - i - i),$$

16

$$B(3) = \Phi_3(I - 1, J \times C X \diamond ex) - \frac{1}{16} [\Phi_3(i - -1) + \Phi_3(i - 1, J + 1)],$$

$$B(5) = \sim \Phi_3(I - 1, J + 1), \quad B(7) = -\Phi_2(I - 1, J) - \Phi_2(I, J - \zeta)$$

$$B(8) = -2CX \cdot CX[\phi](I - 1, J) + \Phi_2(i, J) + 2[\Phi_2(I - 1, J) + \Phi_2(1, 1)]$$

$$B(9) = -\Phi_2(I - 1, I) - \Phi_2(I, J + 1),$$

$$\begin{aligned}
B(11) &= \Phi_1(I, J-1)(CX \cdot CX) - \frac{1}{16}[\Phi_3(I-1, J-1) + \Phi_3(I+1, J-1)], \\
B(12) &= -2[\Phi_1(I, J-1) + \Phi_1(I, J)]/(CX \cdot CX) + 2[\Phi_2(I, J) - \Phi_2(I, J-1)], \\
B(13) &= [\Phi_1(I-1, J) + 4\Phi_1(I, J) + \Phi_1(I+1, J)](CX \cdot CX) - 8\Phi_2(I, J) + \\
&+ [\Phi_1(I, J+1) + 4\Phi_1(I, J) + \Phi_1(I, J-1)]/(CX \cdot CX) + \\
&+ \frac{1}{16}[\Phi_3(J+1, J+1) + \Phi_3(I-1, J-1) + \Phi_3(I+1, J-1) + \Phi_3(I-1, J+1)], \\
B(14) &= 2[\Phi_2(I, J) + \Phi_2(I, J+1)] - 2[\Phi_1(I, J) + \Phi_1(I, J+1)]/(CX \cdot CX), \\
B(15) &= \Phi_1(I, J+1)/(CX \cdot CX) - \frac{1}{16}[\Phi_3(I+1, J+1) + \Phi_3(I-1, J+1)], \\
B(17) &= -\Phi_2(I+1, J) - \Phi_2(I, J-1), \\
B(18) &= -2[\Phi_1(I, J) + \Phi_1(I+1, J)](CX \cdot CX) + 2[\Phi_2(I+1, J) + \Phi_2(I, J)], \\
B(19) &= -\Phi_2(I+1, J) - \Phi_2(I, J+1), \\
B(21) &= \frac{1}{16}\Phi_3(I+1, J-1), \\
B(23) &= \Phi_1(I+1, J)(CX \cdot CX) - \frac{1}{16}[\Phi_3(I+1, J+1) + \Phi_3(I+1, J-1)], \\
B(25) &= \frac{1}{16}\Phi_3(I+1, J+1), \\
CX &= \frac{\Delta x}{\Delta y}
\end{aligned}$$

Вычисление коэффициентов $B(I, J)$, с учетом особенностей составления разрешающих уравнений осуществлялось в подпрограмме "REG*1. Совокупность разрешающих уравнений вида (2.39), полученных для каждой точки конечно-разностной сетки, с учетом граничных условий, представляет собой систему линейных алгебраических уравнений (СЛАУ) относительно неизвестных значений функций напряжения ϕ .

Решение СЛАУ выполнялось методом Гауса, для чего использовалась стандартная подпрограмма [100].г видоизмененная на случай ленточной структуры матрицы коэффициентов. В результате ре-

шения СЛАУ находится значение функции напряжений в узлах сетки МКР.

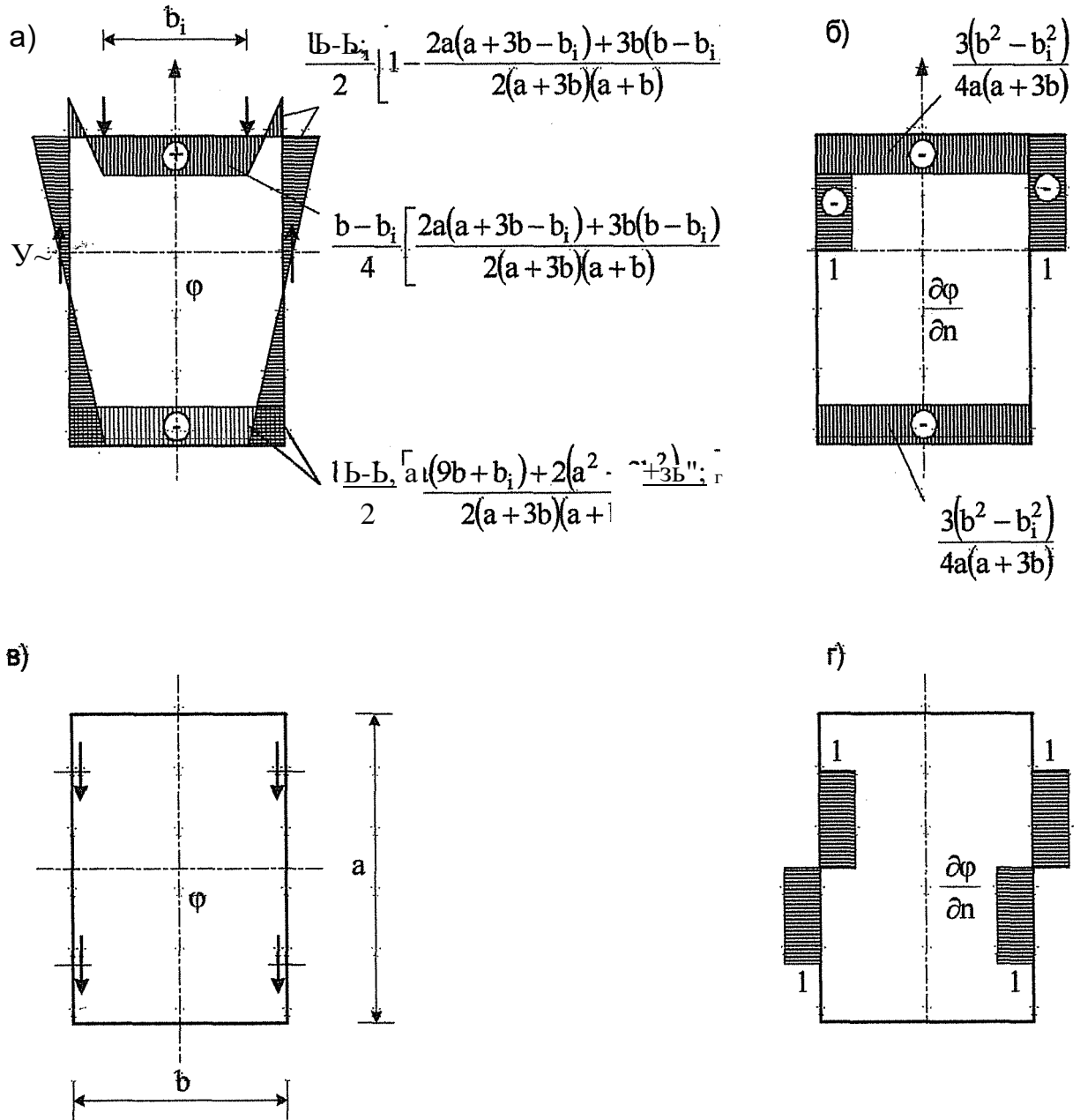


Рис. 2.6 - Значение функции ϕ и ее производной на контуре

а), б) - единичные силы состояния \bar{I}

в), г) - единичные силы состояния X, tX

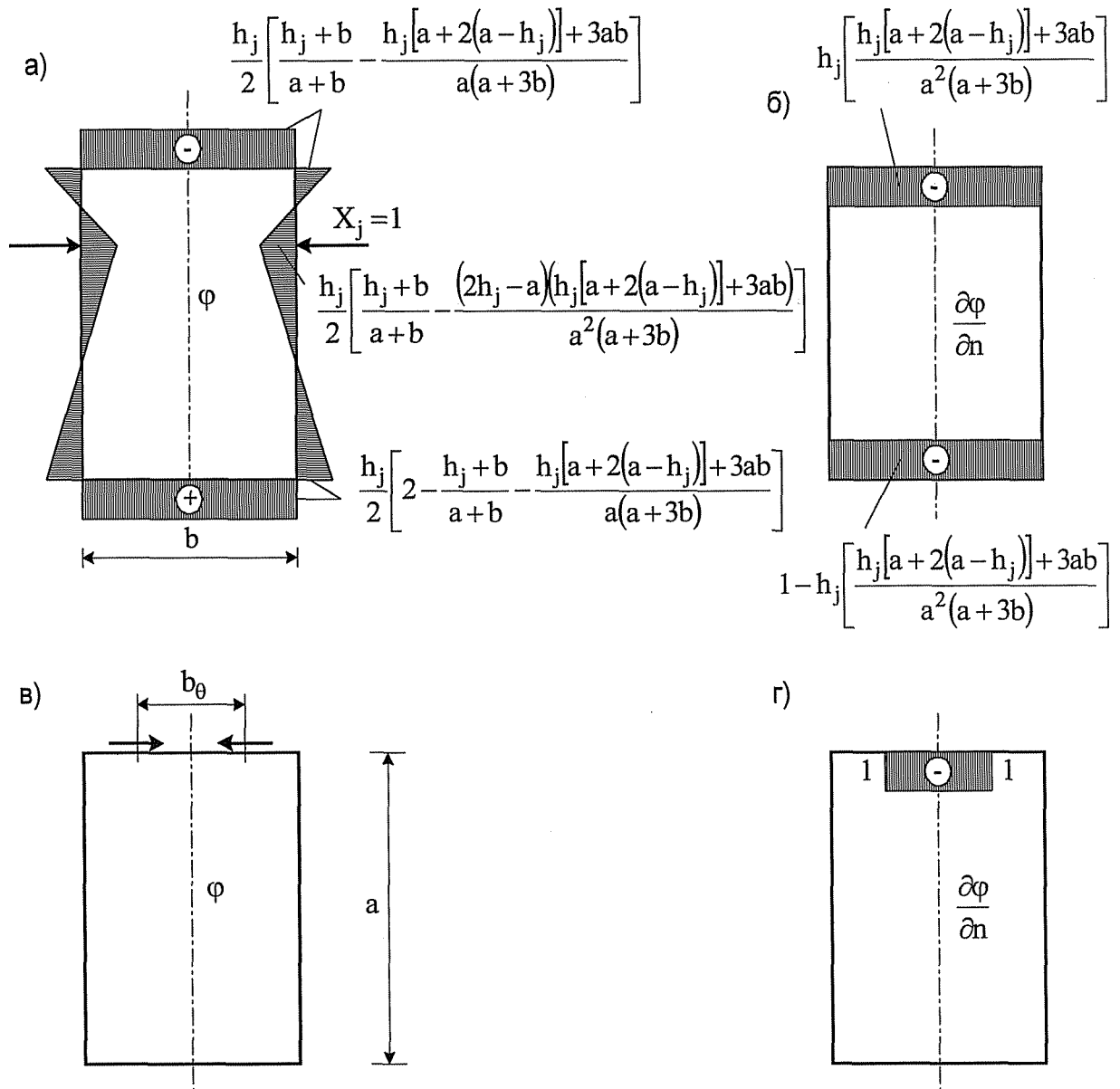


Рис. 2.7 - Значение функции φ и ее производной на контуре

а), б) - единичные силы состояния j, t_j

в), г) - единичные силы состояния 0

Эпюры перемещений в обойме и в ядре при различных условиях приложения единичной нагрузки показаны на рис. 2.9.

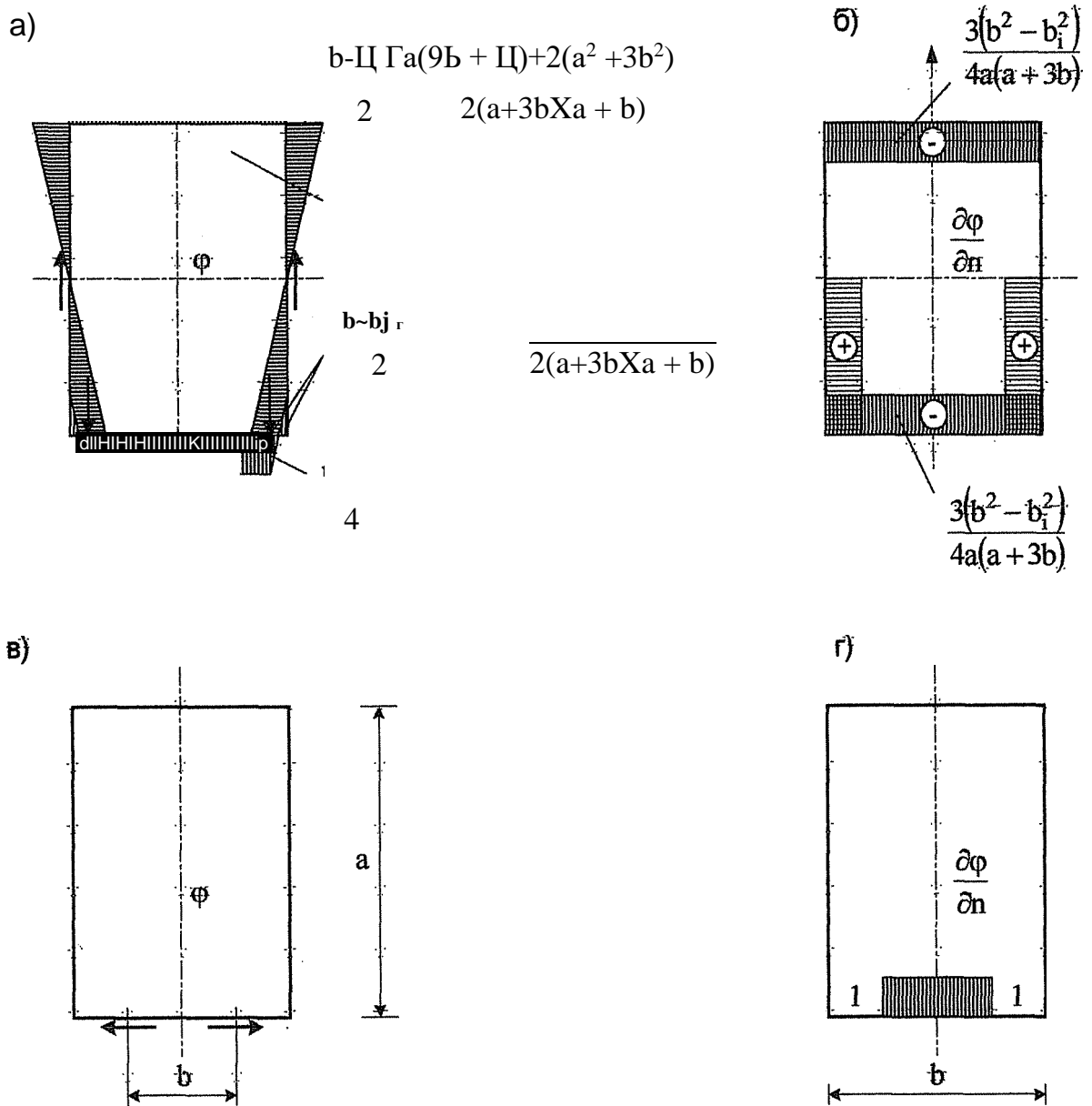


Рис. 2.3 - Значение функции Φ и ее производной на контуре

а), б) - единичные силы состояния t_i

в), г) - единичные силы состояния Π

Значение функции напряжения на контуре Φ равно изгибающему моменту, а нормальные производные — равны продольной силе $\frac{\partial \Phi}{\partial a}$ в соответствующем, сечении, рамы..

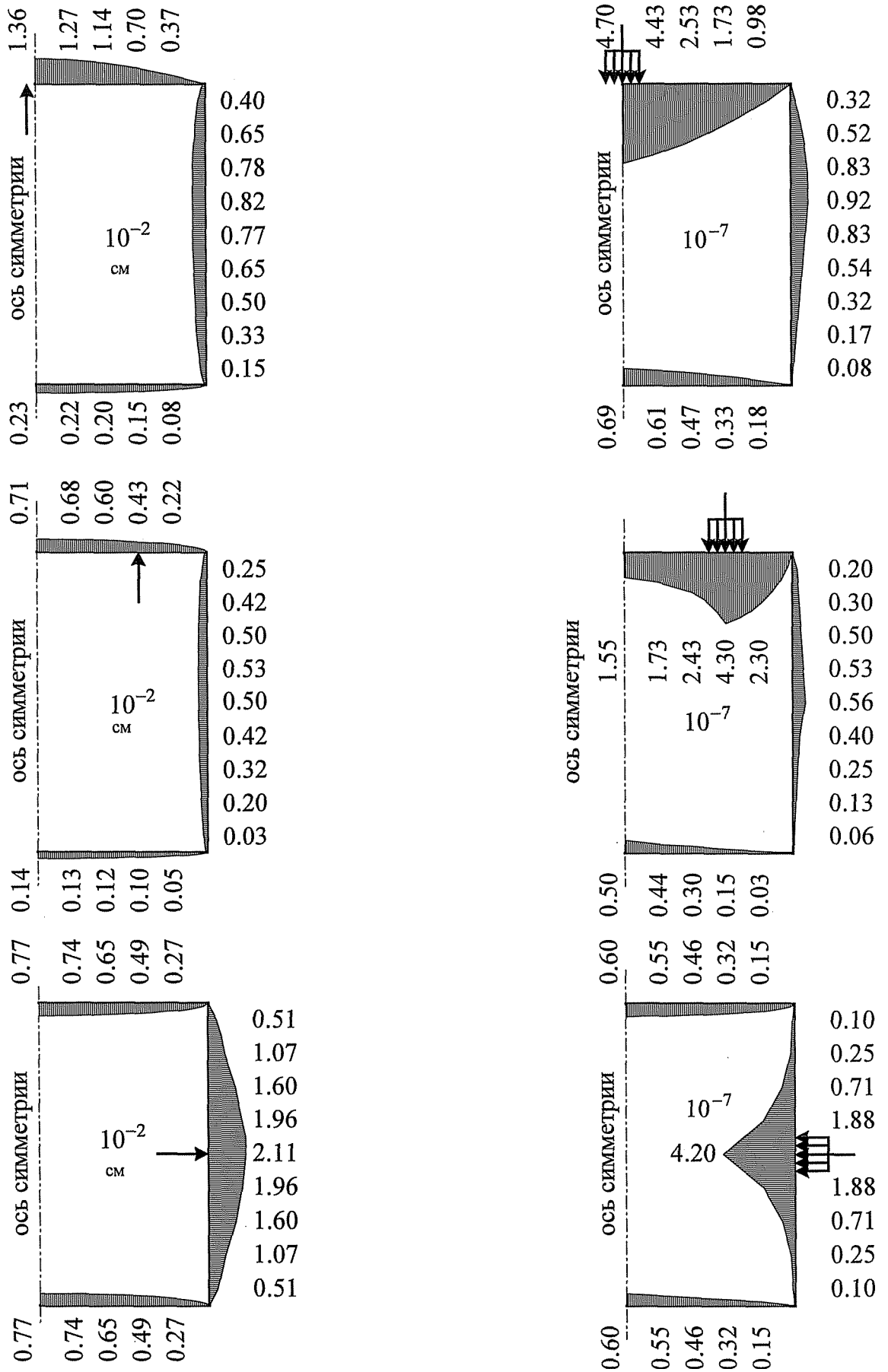


Рис. 2.9 - Эпюры перемещений в обойме и ядре при различных положениях единичной силы

Правила знаков сформулируем следующим образом: будем откладывать изгибающий момент, построенный внутри области, соответственно положительному значению ϕ , а построенный вне - отрицательному. Продольную силу считаем положительной при растяжении, положительная продольная сила - соответствует положительному значению N .

δn

2.4. Определение перемещения в обойме и в ядре от внешних воздействий.

2.4.1 Перемещение в обойме от внешних воздействий.

Поперечные перемещения обоймы от заданных продольных смещений определяются следующим образом: при $a > x > 0$

$$u_c = \frac{v_0}{K} \cdot x, \quad u_c = \frac{V_0}{K} \cdot x^2 \quad (2.4^0)$$

Перемещение при $a > x > 0$ может быть определено по тем же формулам (2.4.0) но с противоположным знаком.

2.4.2 Перемещение в ядре от внешних воздействий

Поперечные перемещения в ядре от заданных деформации $G_z = K' \cdot x$ найдем в результате приближенного решения пространственной задачи теории упругости для призматического тела единичной

длины вытиса из изотропногo матер^а
 раметраи деформирования [72].

На основании закона Гука при $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = Q$, $\sigma_z = \nu \cdot K \cdot E$ имеем:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= -\nu \frac{\sigma_z}{E} = -\nu \frac{Q}{E} \\ \epsilon_y &= -\nu \frac{\sigma_z}{E} = -\nu \frac{Q}{E} \end{aligned} \quad (2.41)$$

Для определения перемещений u, v, w используем известное соотношение:

$$\epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$$

отсюда, интегрируя найдем

$$w = \nu \frac{Q}{E} \cdot z + w_0$$

Пред полагая кривизну заданной на каждом этапе шагового за-
 гружения, получим

$$w = \nu \frac{Q}{E} \cdot z + w_0, \quad (2.42)$$

где $z=1$

Далее, используем зависимости между компонентами дефор-
 мации сдвига и перемещениями

(2.43).

Соотношения (2.43) приближенные, соответствующие элементарной теории изгиба. Погрешность такого допущения будет оценена позже численно.

Из первого уравнения (2.43)

дифференцируем (2.42) по x

$$= z \cdot K + \wedge$$

тогда

$$\frac{\partial u}{\partial z} = -z \cdot K - \frac{\partial w_0}{\partial x} \quad (2.44)$$

Аналогично из второго уравнения (2.43)

$$3v - \frac{dw}{dy} - \frac{dw'}{dy} = \frac{\partial w_0}{\partial y}$$

(2.45)

Проинтегрируем (2.44) и (2.45)

$$и = \quad (2.46)$$

Из уравнений (2.66) получаем:

Следовательно,

$$\frac{\partial^2 w_0}{\partial x^2} - \partial x = -V \cdot K \cdot x \quad (2.48)$$

$$\frac{\partial^2 w_0}{\partial y^2} = -v \cdot K \cdot x \quad (2.49)$$

Уравнения (2.48) и (2.49) должны удовлетворяться для любых

” значений, откуда $\frac{\partial^2 w_0}{\partial x^2} = 0$ и $\frac{\partial^2 w_0}{\partial y^2} = 0$ и следовательно

$$\frac{\Delta p}{\Delta x} = -v \cdot K \cdot x \quad (2.50)$$

$$\frac{\Delta v_0}{\Delta y} = -V \cdot K \cdot x \quad (2.51)$$

После интегрирования (2.50) и (2.51), получим

$$u_0 = -\int v \cdot K \cdot x \cdot dx + f_1 \quad (2.52)$$

$$v_0 = -\int v \cdot K \cdot x \cdot dy + f_2 \quad (2.53)$$

Подставим (2.52) и (2.53) в (2.46) и (2.47)

$$u = \frac{z^2 \cdot K}{2} \int -Jv - K \cdot x \cdot dx + f_1 \quad (2.54)$$

$$\frac{c/w_0}{v} \int -2 \cdot v \cdot K \cdot x \cdot dy + f_2 \quad (2.55)$$

Используя третье условие уравнения (2.43), получим

$$\frac{\partial u}{\partial v} = \frac{z^2 w_0}{3x3v} \cdot \int \frac{\partial}{\partial y} (\tilde{v} \cdot K \cdot x) dx + \frac{\partial f_1}{\partial y},$$

$$\frac{dv}{dz} \frac{z^2 w_0}{3} \cdot \int (v \cdot K \cdot x) dy + \frac{3f_2}{3x}$$

Так как только первое из составляющих этих уравнений зависит от z , необходимо выполнение следующего условия

$$\frac{\partial^2 w_0}{\partial x \partial y} = 0,$$

а следовательно

$$(\int \Gamma, - J v \cdot K \cdot x dx) + \int [f_2 - J v \cdot K \cdot x dy] = 0 \quad (2.56)$$

$$f_1 - f_2 \cdot K \cdot x \frac{\partial}{\partial x} = \int y \frac{\partial}{\partial x} (v \cdot K \cdot x) dy - \int \frac{f_2 v \cdot K \cdot x}{2} dx - \int x \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\tilde{v} \cdot K \cdot x}{2} \right) dx \quad (2.57)$$

$$f_2 - f_2 v \cdot K \cdot x dy = \int x \frac{\partial}{\partial y} (v \cdot K \cdot x) dy + \int y \frac{\partial}{\partial y} (v \cdot K \cdot x) dy \quad (2.58)$$

Проверим это, подставив (2.57) и (2.58) в (2.56)

$$\int y \frac{\partial}{\partial x} (v \cdot K \cdot x) dy + \int x \frac{\partial}{\partial y} (v \cdot K \cdot x) dx - \int \frac{f_2 v \cdot K \cdot x}{2} dx - \int x \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\tilde{v} \cdot K \cdot x}{2} \right) dx - \int y \frac{\partial}{\partial x} (v \cdot K \cdot x) dy - \int x \frac{\partial}{\partial y} (v \cdot K \cdot x) dx = 0$$

Таким образом, уравнение (2.56) удовлетворяется и выражения, для определения перемещении, принимают вид :

$$\frac{z^2 \cdot K_f v \cdot K \cdot x_f d(v \cdot K \cdot x Y}{2^J 2} \dots \frac{dx - J x}{\partial x v 2} \dots \frac{ox + J y}{dx} \dots (v \cdot K \cdot x) dy \quad (2.59)$$

$$v = -\int (\tilde{v} \cdot K \cdot x) dy - \int y \frac{\partial}{\partial y} (\tilde{v} \cdot K \cdot x) dy + \int x \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\tilde{v} \cdot K \cdot x}{2} \right) dy \quad (2.60)$$

$$w = x \cdot z - K \quad (2.61)$$

Запишем уравнения (2.59) и (2.60) через центральные разности

$$\begin{aligned} & \frac{K}{2} + \frac{K}{2} \sum_j x_j \cdot \tilde{v} \cdot \Delta_{xj} + \frac{K}{2} \sum_j x_i \left\langle (\tilde{v} \cdot x_j)_{x+2h} - (\tilde{v} \cdot x_j)_{x-2h} \right\rangle \frac{\Delta_{xj}}{2hx} \\ & \quad - K \sum_i y_i \left\langle (\tilde{v} \cdot x_i)_{y+2h} - (\tilde{v} \cdot x_i)_{y-2h} \right\rangle \frac{\Delta_{yi}}{2hy}, \\ v = & K \cdot x \sum_i (\tilde{v} \cdot \Delta_{yi}) + K \cdot x \sum_i y_i \left\langle (\tilde{v})_{y+2h} - (\tilde{v})_{y-2h} \right\rangle \frac{\Delta_{yi}}{2hy} + \\ & + \frac{K}{2} \sum_j x_i^2 \left\langle (\tilde{v})_{x+2h} - (\tilde{v})_{x-2h} \right\rangle \frac{\Delta_{xi}}{2hx}. \end{aligned}$$

Для практических расчетов рекомендуются следующие формулы

$$\begin{aligned} u &= (d^*_{kc}) = \int_0^{\ell_2} (v \cdot x \cdot K) dx, \\ v &= (\Delta^*_{kc})^y = \int_0^{\ell_2} (\tilde{v} \cdot x \cdot K) dy, \end{aligned} \quad (2.62)$$

где \sim ордината и абсцисса точки, в которой определяется перемещение; $0 < \Delta < (a - a^{\wedge})$; $B/2 > \ell_2 > 0$.

Определив перемещения в ядре и обойме, заполняем матрицу А и матрицу Н, решаем систему (2.3) и находим контактные силы $X_b, X_y, X_p, X^A, X_e, X_y, X_b, X_a$.

2.5 Определение несущей способности сталебетонных элементов при изгибе и внецентренном сжатии

Предложенное решение реализуется численно, шаговым перебором деформированных состояний сталебетонного элемента. Каждое деформированное состояние определяется кривизной

$$K = K_0 - 1, \quad (2.63)$$

где K_0 - шаг кривизны;

I - номер деформированного состояния.

Величина шага кривизны находится в зависимости от величины действующей нагрузки по формуле

$$K_0 = (1.4 - N/a - b \cdot R_b) \cdot 10^{-4}/a \quad (2.64)$$

где N - продольная сила;

a, b - размеры поперечного сечения элемента;

R_b - прочность бетона.

Линеаризация нелинейной стороны задачи осуществляется в процессе последовательных приближений, переменными параметрами которого являются секущий модуль деформации бетона (2.1) и коэффициент поперечной деформации ν^s (2.2) в каждой точке конечно-разностной сетки. При решении системы

уравнений (2.3) предусмотрена процедура исключения контактных сил, превысивших силы сцепления между бетоном и обоймой. Предельное значение сил сцепления определялось экспериментально при выдавливании бетона из металлической обоймы.

Процесс последовательных приближений на каждом шаге продолжается до достижения удовлетворительной сходимости по величинам модулей упругости. Зная контактные силы, находим положение главных площадок (рис. 2.10), главные напряжения в бетоне σ_{b2}, σ_{b3} , а затем σ_{b1} и стали σ_{s1} . Элементы сечения, в которых $\sigma_{b1} > \sigma_{bt1}$, где σ_{bt1} - предельное значение главного растягивающего напряжения, определяемое по [74], выключаются из работы в продольном направ-

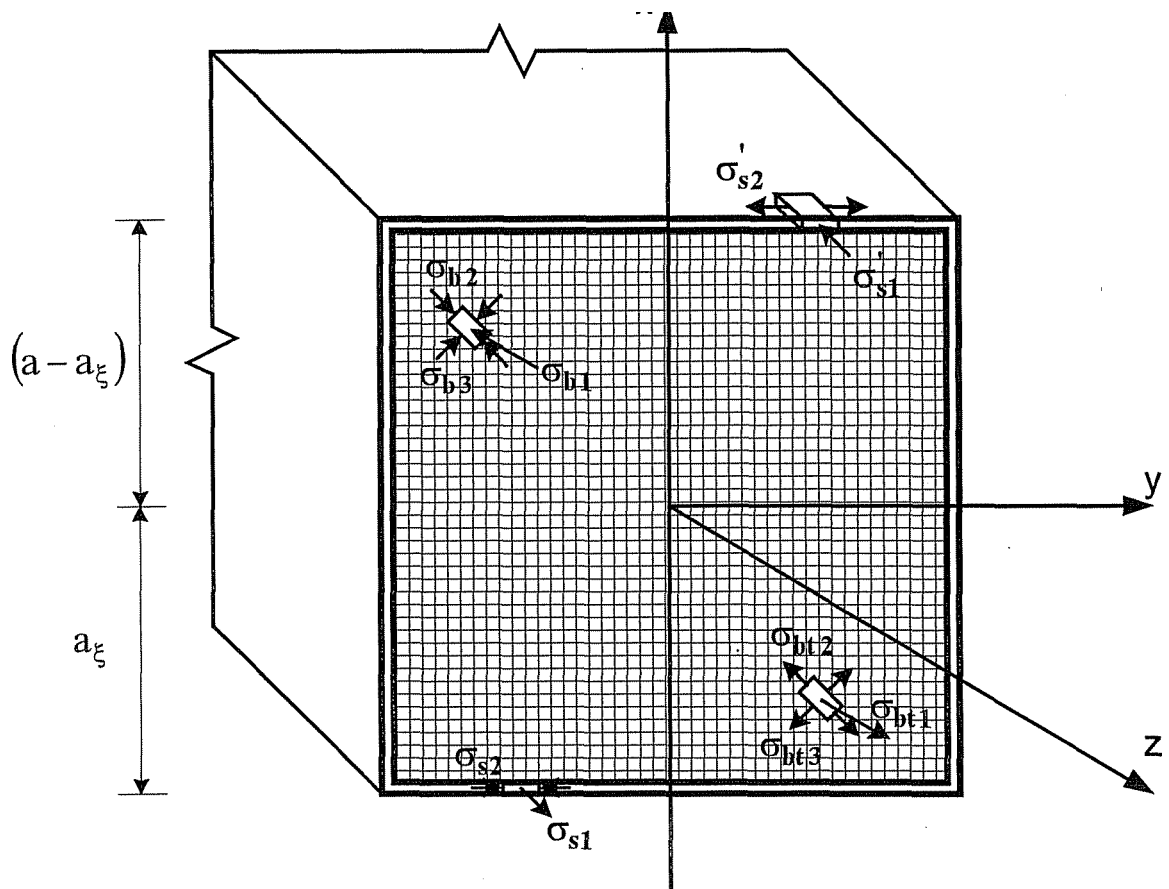


Рис. 2.10 - Схема нормального сечения сталебетонного элемента и действующих усилий при изгибе

лении.

Изгибающий момент в сечении определяется по формуле (2.65)

$$M = \frac{P_y}{H} \sum_{n=1}^N S^{bn} \cdot \epsilon^{bn} \cdot x_n + \frac{2L}{U} \sum_{m=1}^M S^{bm} \cdot \epsilon^{bm} \cdot x_m + \sum_{f=1}^B S^{sf} \cdot \epsilon^{sf} \cdot x_f + \sum_{p=1}^P S^{sp} \cdot \epsilon^{sp} \cdot x_p$$

где x_n, x_m, x_f, x_p - расстояние элементов бетонного ядра и обоймы до геометрической оси поперечного сечения элемента.

Для каждого деформированного состояния в процессе последовательных приближений находится положение нейтральной оси из условия равновесия

$$\sum_{n=1}^N S^{bn} \cdot \epsilon^{bn} + 2L \sum_{m=1}^M S^{bm} \cdot \epsilon^{bm} - \sum_{f=1}^B S^{sf} \cdot \epsilon^{sf} - \sum_{p=1}^P S^{sp} \cdot \epsilon^{sp} = N \quad (2.66)$$

где $\sigma_{b1} = \epsilon_{b1} \cdot E + \nu(\sigma_{b2} + \tau_{b3})$,

$$\sigma_{s1} = S_s T_s^E + V_s - C_{s2}$$

r, h - число сжатых в продольном направлении элементов бетонного ядра и обоймы;

u, t - число растянутых в продольном направлении элементов бетонного ядра и обоймы;

A_b, A_s - площади элементов бетонного ядра и обоймы.

В зависимости от величины продольной силы нейтральная ось может быть расположена как в пределах сечения, так и за его пределами. Критерием предельного состояния является достижение в растянутой зоне обоймы состояния текучести определяемого по Мизесу:

$$\sigma_{sl} = V^{1 + n_s^2 - n_s} \quad (2.67)$$

либо в крайних волокнах сжатого бетона - предела прочности [72].

2.6 Определение несущей способности сталебетонной балки, усиленной шпренгелем.

Расчет выполняется с использованием метода конечных разностей в сочетании с методом сил. При определении коэффициентов канонического уравнения пренебрегаем деформациями в верхнем поясе балки, вызванными продольными силами.

Обозначим D_{sb} - жесткость сталебетонного верхнего пояса при изгибе; D_s - жесткость шпренгеля при растяжении или сжатии ($D_s = E$

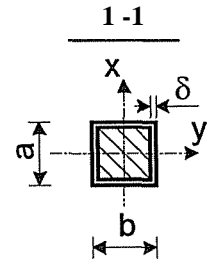
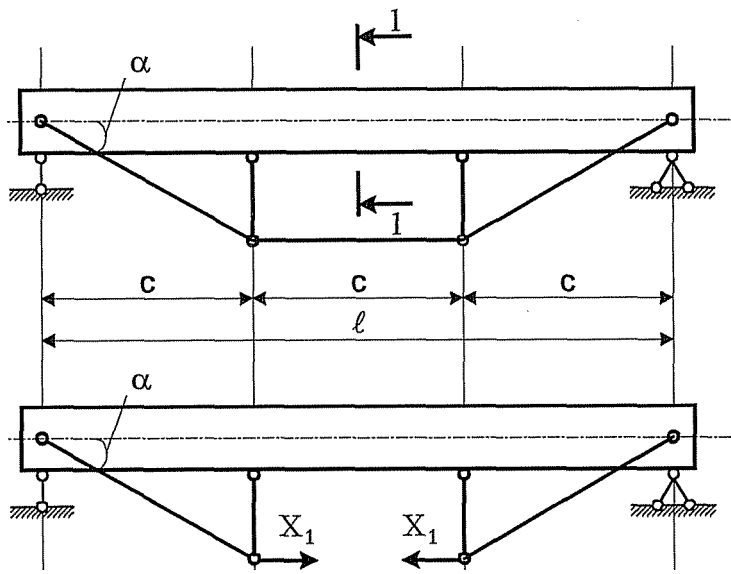
$$\delta_{II} = \frac{5 \cdot c^3 \cdot \text{tg}^2 \alpha}{\dots} \cdot \frac{4 \cdot c^2}{OC} \cdot \frac{2}{\dots} \cdot B \cdot (1 + 2 \text{tg}^2 \alpha) \quad (2.68)$$

Найдем A_{1F} для нескольких частных случаев:

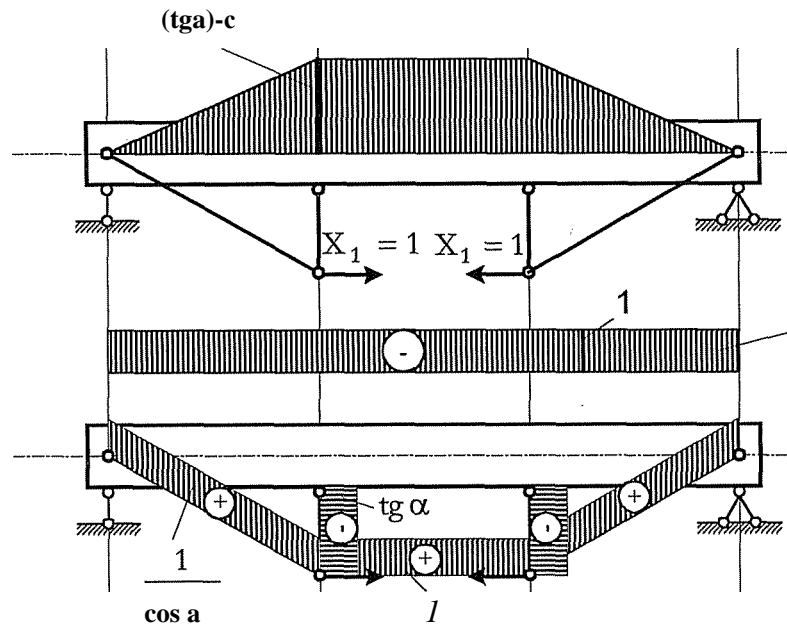
- сила F посредине пролета балки

$$A_{1F} = \frac{23 \cdot F \cdot c^3}{\dots} \cdot \text{tg} \alpha \quad (2.69)$$

- сила F в трети пролета балки



$$X_1 \delta_{11} + \Delta_{1F} = 0$$



M_1

эпюра N в верхнем поясе балки

M_F

сосредоточенная сила посередине пролета

M_F

сосредоточенные силы в третях пролета

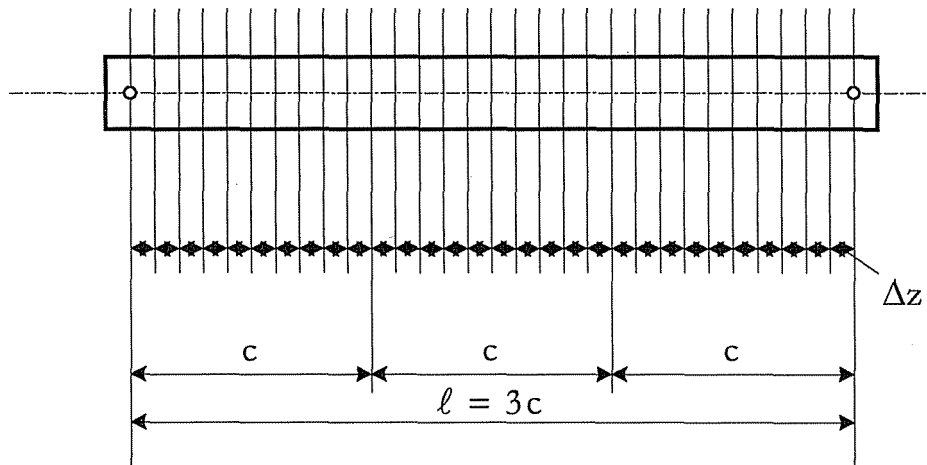
$$\frac{\Delta F}{A} = \frac{5-F-c^3}{3-D_{sb}} \operatorname{tg} \alpha \quad (2.70)$$

Далее находим изгибающий момент в любом сечении балки $M_x = M_j \cdot X_x + M_F$ и продольную силу $N_x = -1 \cdot X_x$.

Определение жесткости D_{sb} производим по следующей формуле

$$D_{sb} = \frac{h^2}{4} [E_b - a - b + 2E_s - S(3-a + b)]$$

Пролет шпренгельной балки разбивается на n -е количество участков.



$$\sum_{i=1}^n \frac{A_i \Delta z_i}{e x} = \frac{c^2}{4} \cdot \frac{1}{1 + 2 \operatorname{tg} \alpha} \quad (2.71)$$

$$\int M_0 M_{Fi} \quad -Az^* \quad (2.72)$$

$$I D_{sbi}$$

$$X_1 = -\Delta, \quad M_x = M_r X_1 + M_F, \quad N_x = -1 - X,$$

«11

Предполагаем, что шпренгель, как и обойма, обладает свойствами идеальной упругопластичности.

Для определения жесткости D_{sbi} в каждом приближении решаем задачу прочности сталебетонного элемента при внецентренном сжатии. В результате такого расчета получаем

$$K_i = \Phi(M_i) = \frac{M_i}{D_i}$$

$$\frac{M}{D} = -1 \quad (2.73)$$

Внутренняя статическая неопределимость внешне статически неопределимой системы раскрывается в едином процессе последовательных приближений. Сочетание процессов внутренних и внешних итераций с помощью последовательных приближений заключается в следующем: в обычной упруголинейной постановке решается заданная система и устанавливаются эпюры внутренних усилий; назначаются сечения, в которых по данным об усилиях с помощью внутреннего процесса итераций уточняются расчетные жесткости; по новому закону изменения жесткости повторяется статический расчет системы с учетом переменности вдоль пролета расчетных жесткостей; по усилиям первого приближения вновь уточняются жесткости, а по ним на-

ходятся эпюры усилий во втором приближении и т.д. до стабильной сходимости с заданной степенью точности.

Реализация расчетов осуществлена на ПЭВМ. Программа расчета состоит из двух блоков основной программы и пакета подпрограмм. В блоках основной программы раскрываются внутренняя и внешняя статическая неопределимость системы. Основная программа осуществляет ввод исходных данных; определение массивов переменных; определение параметров модели МКР; определение перемещений в стальной обойме от единичных сил состояний и деформации; определение значений функции напряжения и ее производной на контуре при различных состояниях; определение перемещений бетонного ядра от деформации и единичных сил; формирование СЛАУ метода сил с учетом выключения связей. Алгоритм и программа расчета приведены в приложении.

РАЗДЕЛ 3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК УСИЛЕННЫХ ШПРЕНГЕЛЕМ

3.1. Цели и задачи исследования

Цели исследования:

1. Выявить влияние шпренгеля на процесс деформирования и разрушения балки.
2. Разработать эффективную конструкцию узлов сопряжения шпренгеля с балкой и элементов шпренгеля между собой.
3. Исследовать влияние предварительно напряженного шпренгеля на напряженно-деформированное состояние конструкции.

3.2. Описание опытных образцов и характеристики применяемых материалов

Данные экспериментальные исследования сталебетонных балок, усиленных шпренгелем, загруженных кратковременно действующей нагрузкой, были проведены на лабораторной базе кафедры “Строительная механика и гидравлика” Харьковской государственной академии железнодорожного транспорта.

Сталебетонные балки длиной $l = 1200\text{мм}$ изготавливали из двух стальных гнутых равнополочных швеллеров по ГОСТ 8278 - 83* (из углеродистой стали) с толщиной стенки $\delta_s = 5\text{мм}$, шириной полки 75мм, высотой швеллеров 150мм, сваренных между собой по продольной оси. Торцы швеллеров обрабатывались на токарном станке. Все сварные работы выполнялись в механическом цехе ПО “Хартрансстрой”.

Для изготовления бетонной смеси составом по массе 1:1.3:2.8 при водоцементном соотношении 0.5 использовался портландцемент марки

400. В качестве заполнителя применялся песок средней крупности и гранитный щебень фракции 54- 10мм. Бетонная смесь была приготовлена в лабораторных условиях кафедры “Строительные материалы, конструкции и сооружения” Харьковской государственной академии железнодорожного транспорта при помощи гравитационного бетоносмесителя. Уплотнение бетонной смеси производилась глубинным вибратором ИВ -17. Бетонирование экспериментальных образцов производилось в вертикальном положении. Для укладки бетонной смеси в стальную обойму применялась металлическая воронка. Бетонирование производилось по сериям, т.е. из одного замеса заполнялось несколько образцов. Также из каждого замеса бетонировалось по три кубика и три призмы. Призмы и кубики изготавливались в металлических сборно-разборных опалубках в вертикальном положении.

После окончания вибрирования поверхность бетона тщательно заглаживалась, торцы верхнего пояса заваривались. Необходимо отметить, что в образцах серий БШ -1 и БШ - 2 набор прочности бетона происходил в нормальных условиях в течении 28 суток. Распалубка призм и кубиков, для бетона образцов этих серий, производилась через 28 суток. Образцы серии БШ - 3, кубики и призмы, соответствующие им, помещались в лабораторную безнапорную камеру пропаривания. Обеспечение заданных режимов ТВО с точностью $\pm 1^{\circ}$ С осуществлялось с помощью автоматических регулирующих приборов ПРТЭ - 2М.

Экспериментальные образцы представляют собой комбинированную систему, где верхний сталебетонный пояс, прямоугольного поперечного сечения, заполненный бетоном, соединен со шпренгелем. Внешний вид конструкций представлен на рисунках 3.1 - 3.3. Соединение элементов шпренгеля между собой, как и соединения шпренгеля с верхним, сталебетонным поясом, варьировалось.

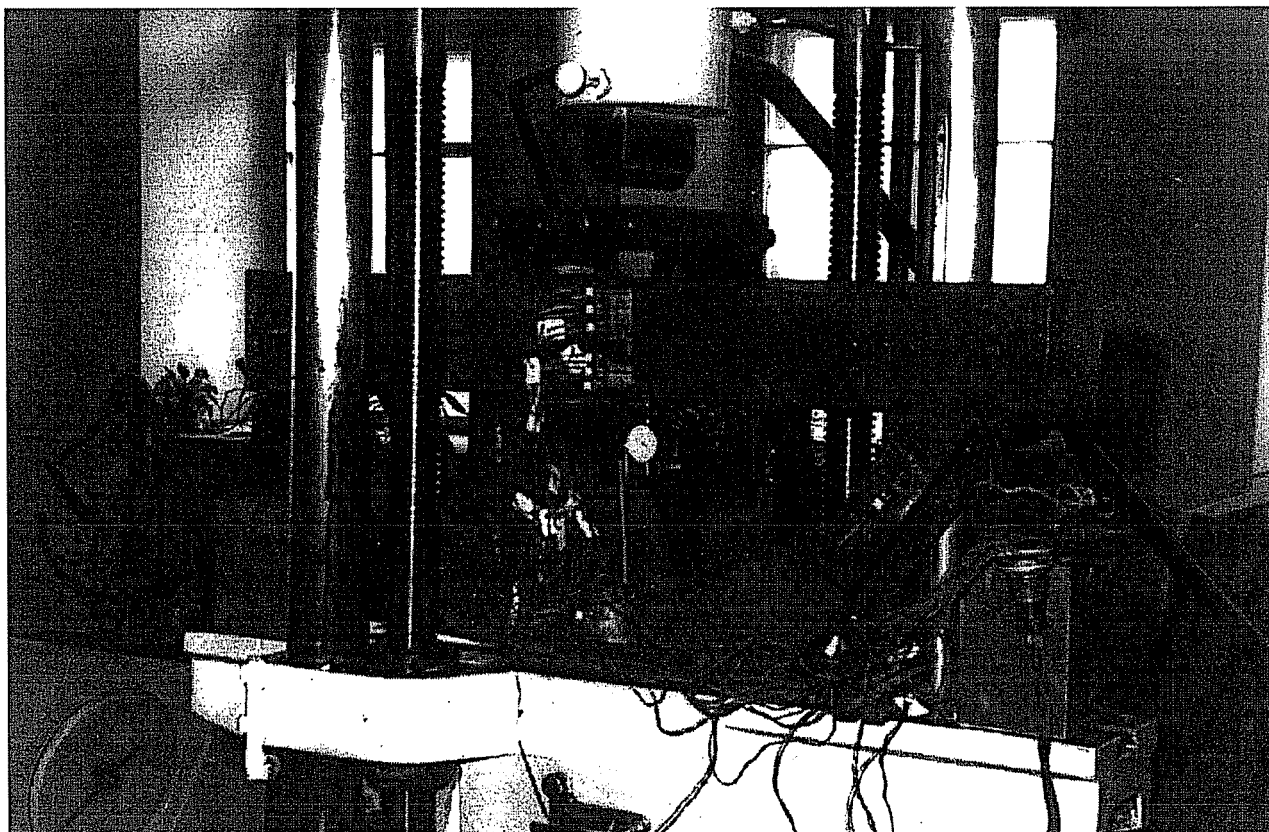


Рис. 3.1 - Экспериментальный образец (серия БШ - 2)

Так в конструкции образцов серии БШ - 1 (рис. 3.4) соединение элементов шпренгеля между собой и соединение элементов шпренгеля с обоймой верхнего пояса в третях пролета было выполнено сварным (на косынках) (рис. 3.5).

Конструкция балок серии БШ -2 (рис. 3.6) отличалась тем, что соединение шпренгеля (наклонные элементы) с верхним поясом было выполнено шарнирным. Для этого в образец при бетонировании закладывался стальной круглый стержень диаметром 24мм, с резьбой на концах, который затем пропускался в отверстия, образованные в точках пересечения продольной оси элемента (верхнего пояса) с осями опор (рис. 3.7). Стальной стержень, в средней зоне, имел анкера для упрочнения торцевой зоны конструкции.

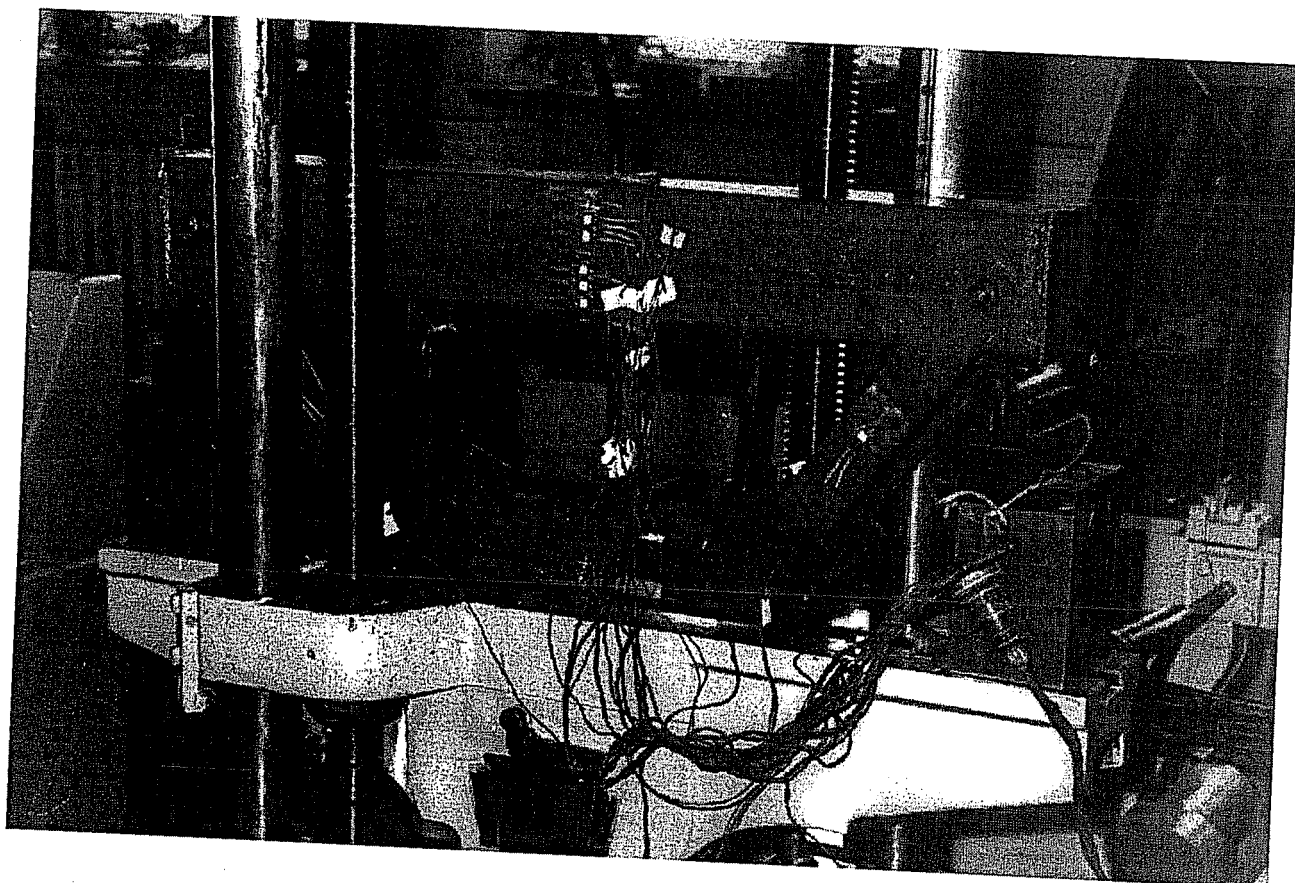


Рис. 3.2 - Экспериментальный образец БШ - 2 -2

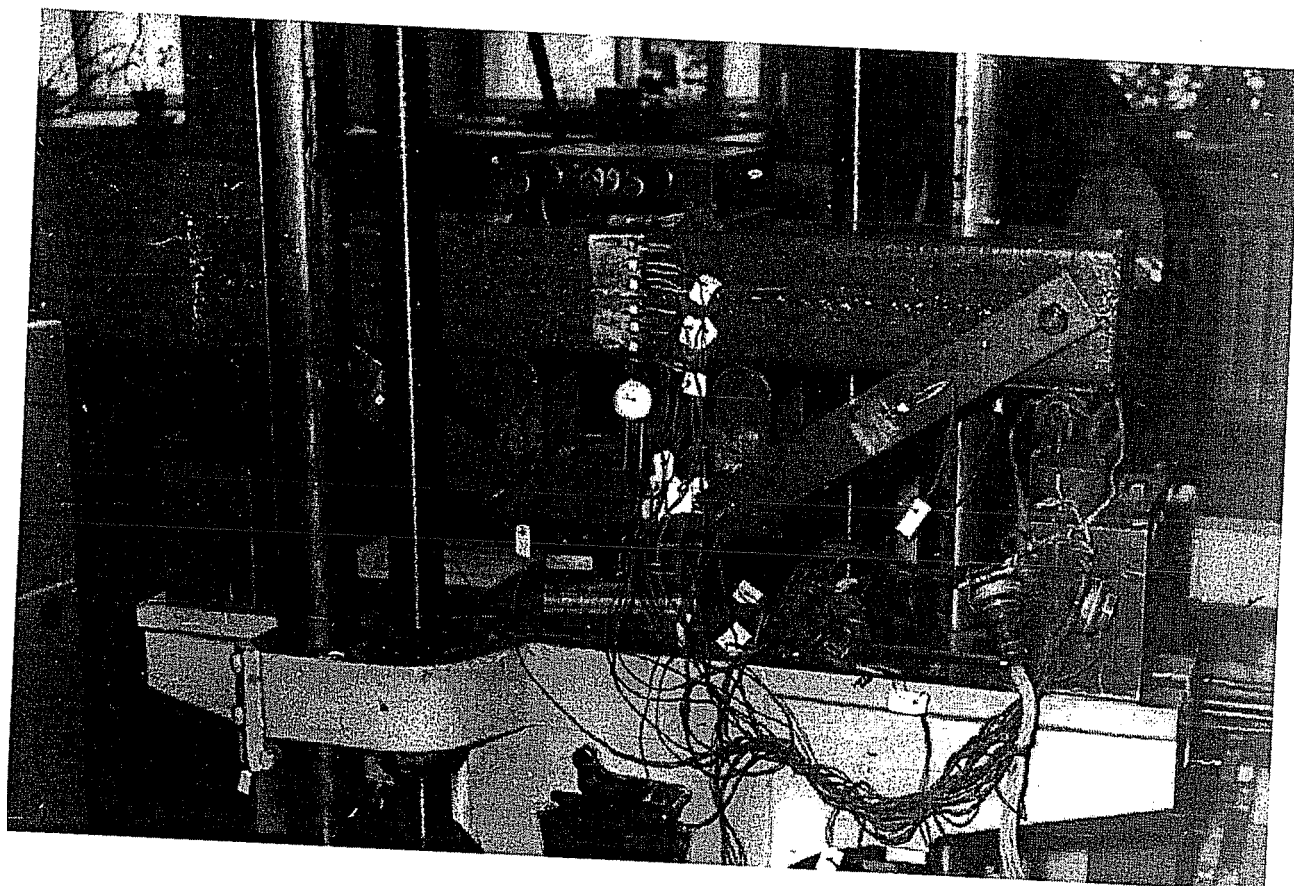


Рис. 3.3 - Экспериментальный образец (серия БШ - 3)

Соединение элементов шпренгеля с облойкой верхнего пояса балок серии БШ - 3 (рис. 3.8), достигалось путем приваривания поперек верхнего пояса в третях пролета полутрубок, толщиной 5мм и диаметром 68 мм, а стойкам шпренгеля в верхней части придавался вид окружности $R=34\text{мм}$ (рис. 3.9).

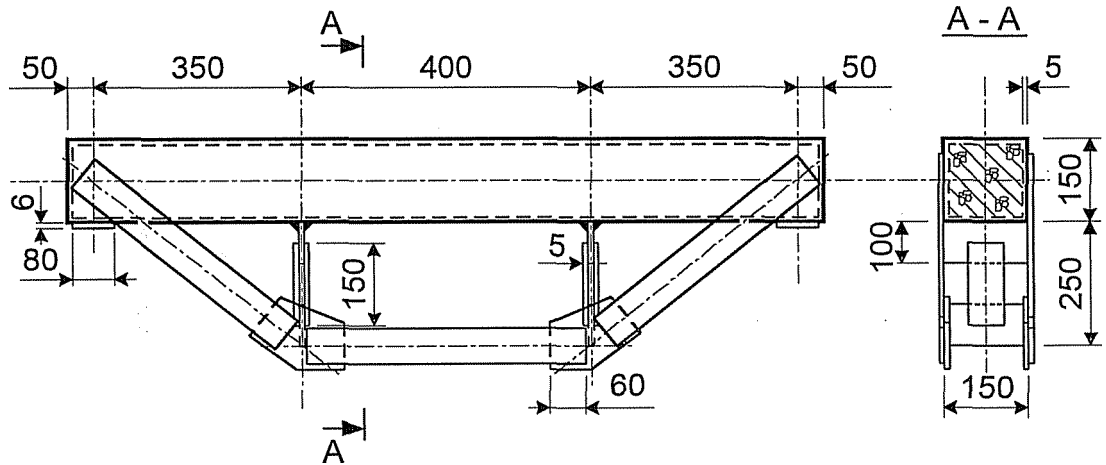


Рис. 3.4 - Конструкция образцов (серия БШ - 1)

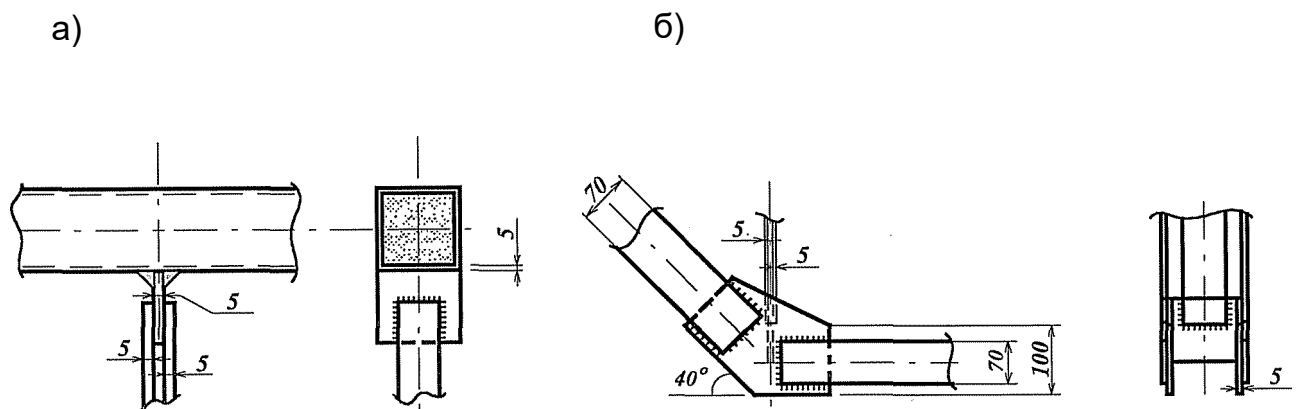


Рис. 3.5 - Соединение шпренгеля и облойки в третях пролета (а) и соединение элементов шпренгеля между собой (б)

В образцах БШ - 1 - 3, БШ - 2 - 3, БШ - 3 - 3 нижний, ломаный пояс, был выполнен с зазором (рис. 3.10). Пояс состоял из двух частей в виде

стального бруса, который в зоне соединения с элементами шпренгеля имел прямоугольное поперечное сечение, а далее - цилиндрическое Ø30 мм. На цилиндрическую часть бруса была нарезана резьба. Устранение зазора происходило путем натяжения. Для этого была использована муфта, имеющая сквозное отверстие в продольном направлении, где также имелась резьба. В боковых гранях муфты устраивались отверстия для облегчения процесса натяжения (рис. 3.11).

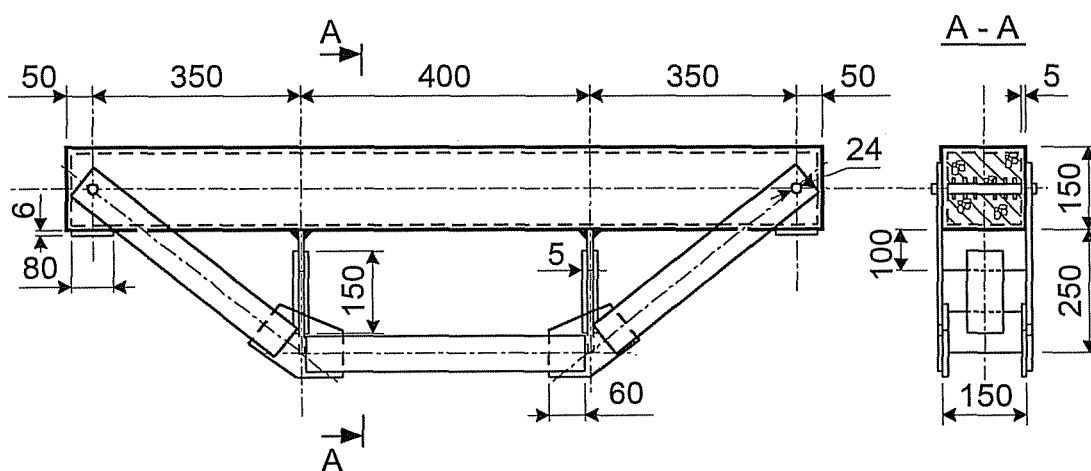


Рис. 3.6 - Конструкция образцов (серия БШ - 2)

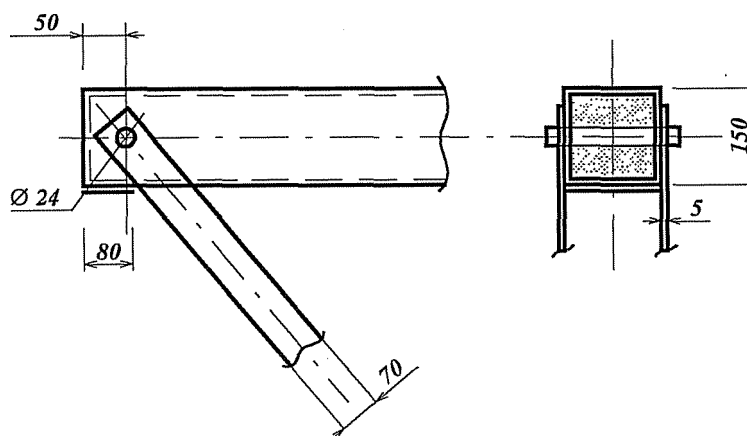


Рис. 3.7 - Шарнирное соединение шпренгеля и обоймы в опорной зоне

На всех экспериментальных образцах для замера продольных деформаций в средней части устанавливались индикаторы часового типа с

ценой деления 0.01мм на базе 200 мм. Кроме индикаторов, на образцы для замера продольных и поперечных деформаций были наклеены фольговые электротензодатчики базой 10мм. Электротензодатчики наклеивались как на верхний пояс (коробчатое сечение) в средней части, так и на элементы шпренгеля. Схема расположения электротензодатчиков приведена на рисунке 3.12.

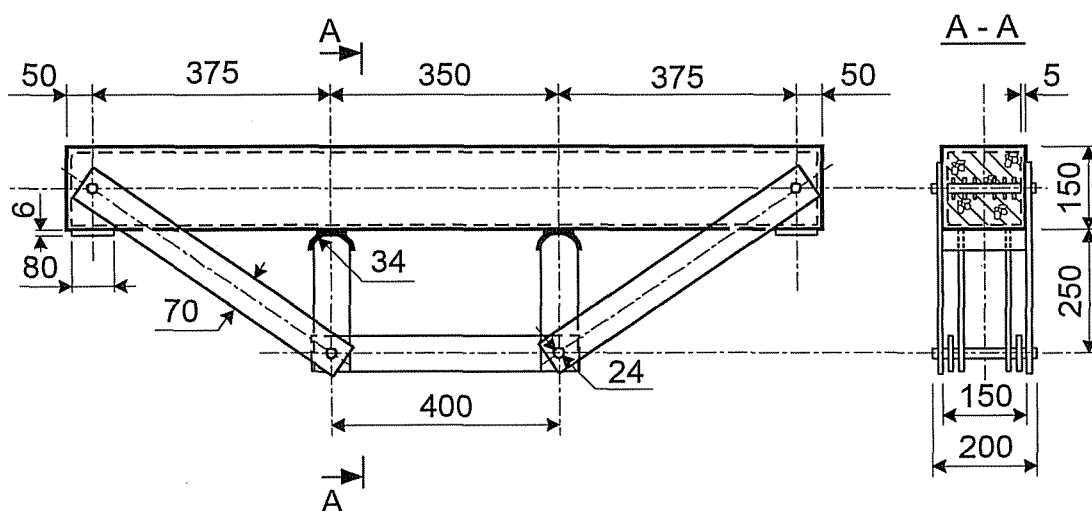


Рис. 3.8 - Конструкция образцов (серия БШ - 3)

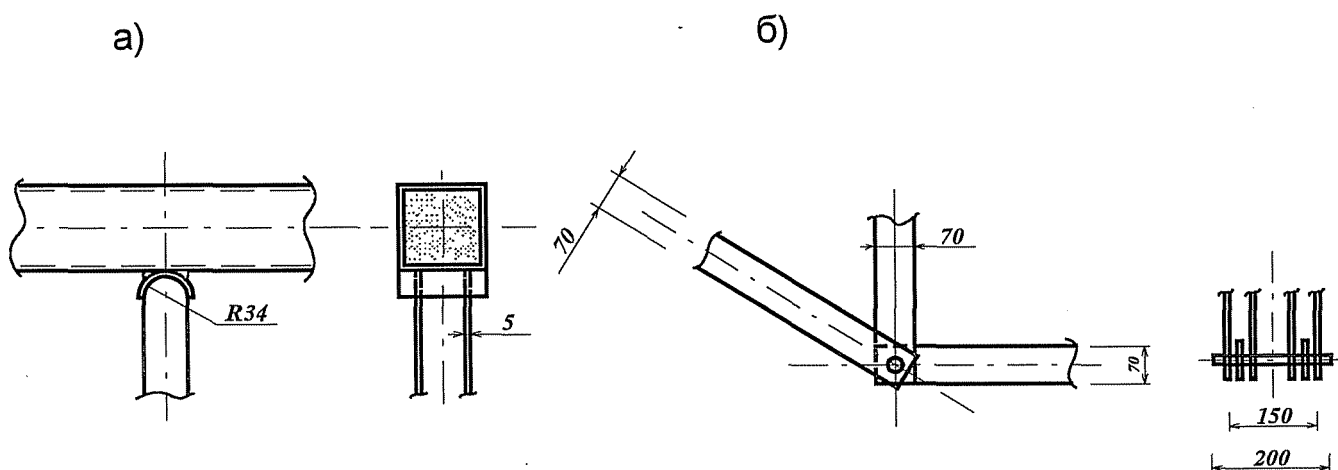


Рис. 3.9 - Соединение шпренгеля и обоймы в третях пролета (а) и соединение элементов шпренгеля между собой (б)

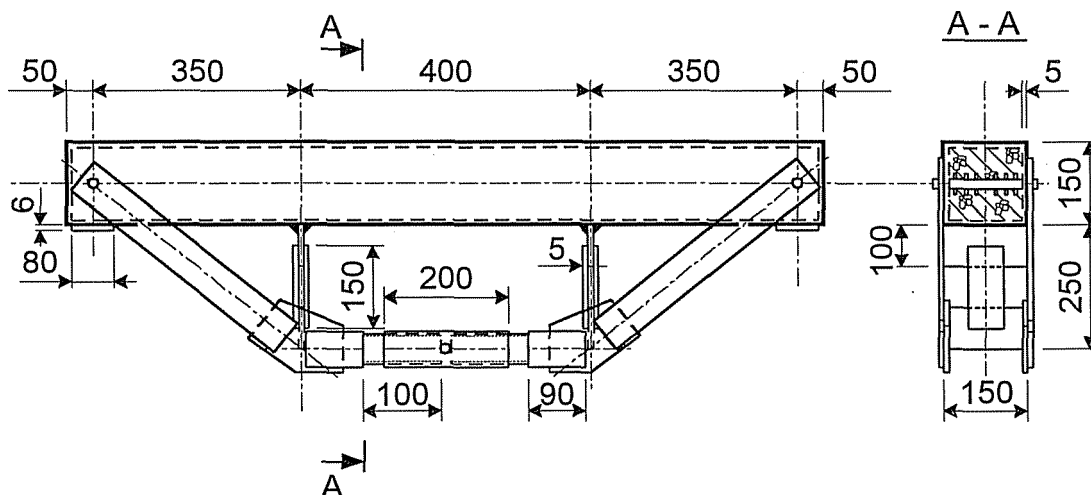


Рис. 3.10 - Конструкция преднапряженного образца (серия БШ - 2)

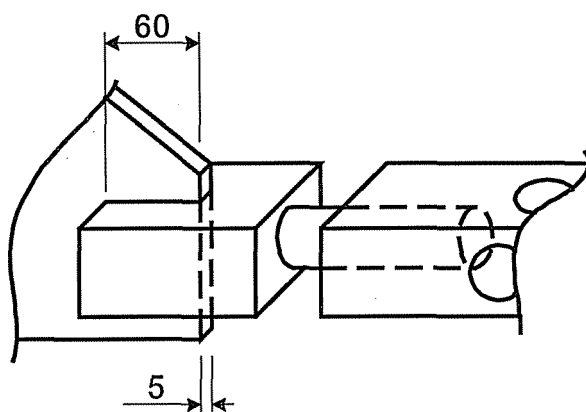
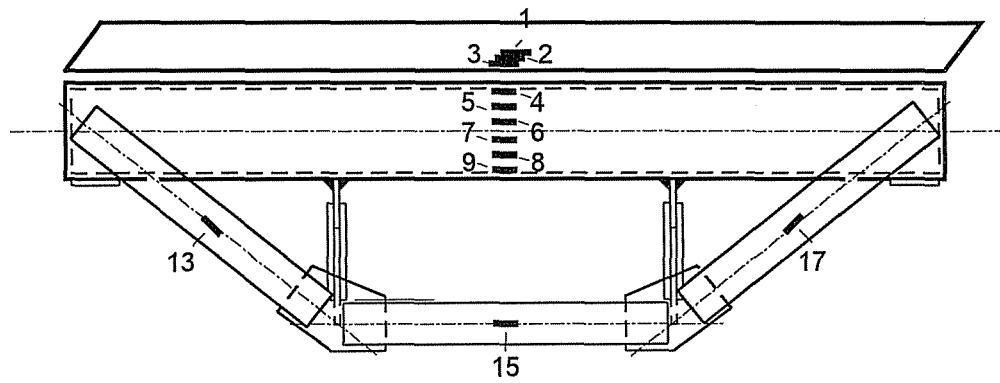


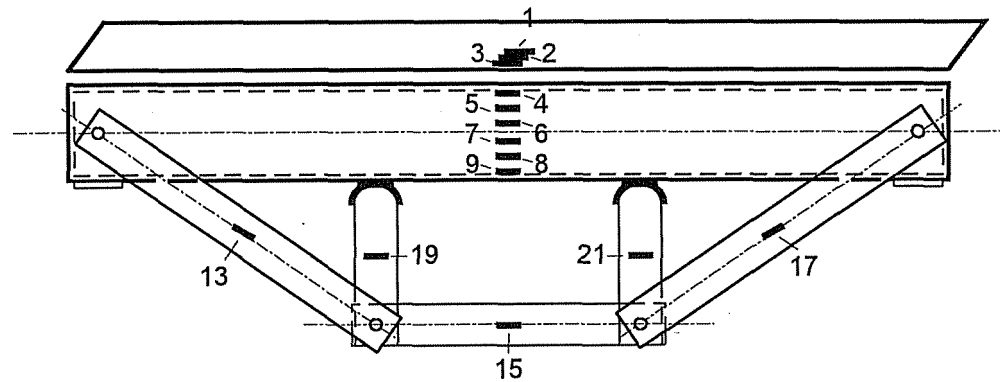
Рис. 3.11 - Нижний ломаный пояс преднапряженного образца

Поверхность конструкции покрывалась краской в два слоя, а места под электротензодатчики тщательно зачищались в направлении, перпендикулярном электротензодатчику. Затем поверхность обезжиривалась ацетоном. Во избежание замыкания выводных контактов через обойму, выводы спаивались в колодочки из оргстекла, затем на склеиваемые поверхности (электротензодатчика и обоймы) наносился слой клея БФ - 2 и выдерживался до момента схватывания. Датчик плотно прижимался к

а)



б)



в)

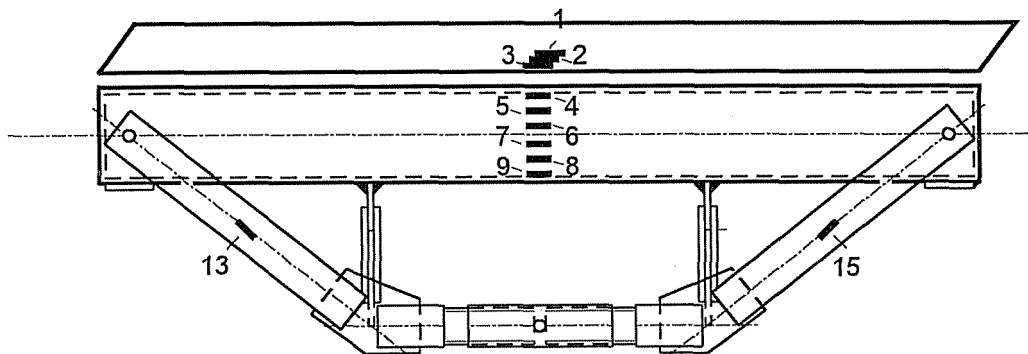


Рис. 3.12 - Схема расположения электротензодатчиков

а) - для образцов серий БШ -1 и БШ - 2

б) - для образцов серии БШ - 3

в) - для преднапряженных образцов серий

стенке и приглаживался через кальку. Подобным образом наклеивались электротензодатчики и на элементы шпренгеля. Колодочки приклеивались к элементам конструкции с помощью клея "Феникс".

Поверхность бетона, перед наклейкой электротензодатчиков, очищалась от пыли, а затем зачищалась карборудным бруском.

До испытаний производилась проверка приклеенных электротензодатчиков. Проверенные электротензодатчики припаивались к соединительным проводам и вновь проверялось их сопротивление вместе с проводами, которые свободными концами присоединялись к клеммам измерительной аппаратуры.

Подбор состава бетонной смеси и испытания призм и кубиков велись согласно требованиям ГОСТ, испытания проводились на гидравлическом прессе ПММ - 125. По результатам определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона отдельных образцов определялись призмная прочность, модуль упругости и коэффициент Пуассона, для чего предварительно отбраковывались аномальные результаты испытаний.

Для определения прочности и модуля деформации стали из тела обоймы и элементов шпренгеля вырезались полосы, размерами 200x25x5мм. На полосы наклеивались электротензодатчики с базой 10 мм и устанавливались оптические тензометры. Испытание полос на растяжение проводилось на разрывной машине Р - 5. Загружение производилось ступенями, с небольшим выдерживанием под нагрузкой, необходимым для снятия отсчетов по приборам.

Напряжения, соответствующие пределу текучести определялись по диаграмме ст - ϵ , построенной по результатам испытания полос.

Результаты испытаний бетона и стали, приведены в табл. 3.1 и 3.2, а диаграмма ст- ϵ - на рисунке 3.13.

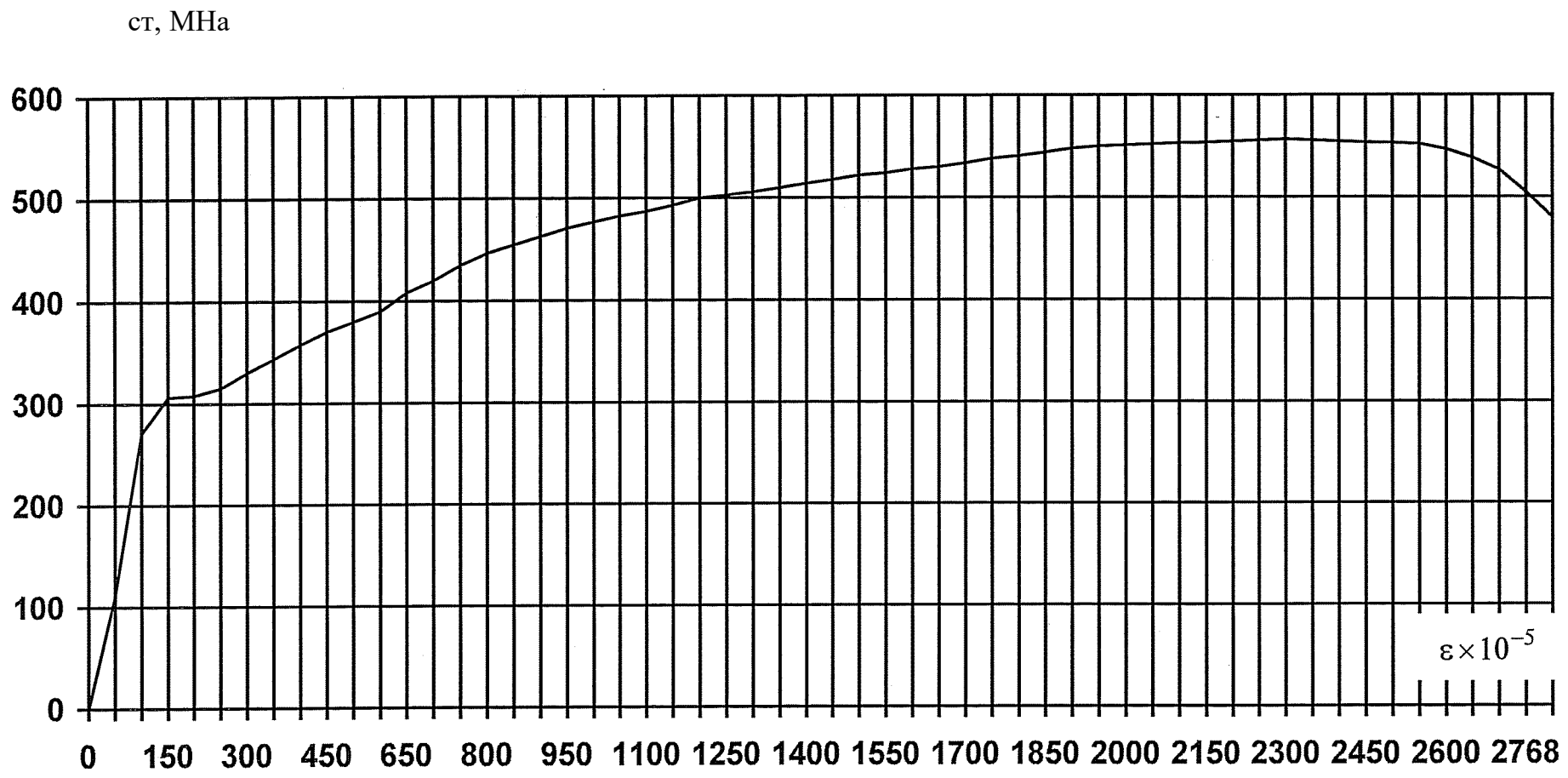


Рис. 3.13 - Диаграмма растяжения стали

ТАБЛИЦА 3.1 - Механические характеристики стали

σ_y , МПа	$\sigma_{ГИЛ.}$, МПа	S_y	$E_s, \text{МПа}$ O^7	s_{ut}	v_s
шпренгель 306	560	153-10 ⁻⁵	215-Ю ³	276.8-10 ⁻⁵	0.3
обойма 360	580	171-10 ⁻⁵	210-10 ³	351.2-10 ⁻⁵	0.3

ТАБЛИЦА 3.2 - Механические характеристики бетонного ядра

K_b , МПа	E_b , МПа	$S_{ис}$
36.5	25-Ю ³	1.7-10 ⁻³

Испытания сталебетонных балок, усиленных шпренгелем, производились на гидравлическом прессе ГРМ - 1. Для предохранения конструкции, в местах опирания приваривались стальные пластины. Перед испытаниями образец центрировался по геометрической оси и пригружался нагрузкой, примерно равной 20% от разрушающей. Стрелки приборов устанавливались в нулевое положение. После этого проверялось совпадение физической и геометрической оси образца. С этой целью производили нагружение, примерно равное 0.1-ь 0.3 от разрушающей нагрузки и проверялись показания приборов. При совпадении деформаций считалось, что физическая ось совпадает с геометрической.

Загружение образца производилось по ступеням с шагом 5т до нагрузки соответствующей 0.4 от разрушающей, затем переходили к шагу 2т. Ожидание на каждой ступени составляло время необходимое для снятия отсчетов по приборам.

3.3. Анализ результатов исследований

Результаты испытаний сталебетонных балок, усиленных шпренгелем, приведены в табл. 3.3. Теоретическая нагрузка получена расчетом сталебетонной балки на внецентренное сжатие. Разрушающая нагрузка, определяющая несущую способность балки без шпренгеля, составила 154.46кН.

ТАБЛИЦА 3.3 - Результаты испытаний сталебетонных балок, усиленных шпренгелем

№ серии	Шифр образца	Размеры Сечения		Вели- чина предна- пря- жения	Про- гиб <i>мм</i>	Разрушающая нагрузка		$\frac{F_{оп.}}{F_{рас}}$
		<i>a, мм</i>	<i>Ъ, мм</i>			¹ расч. кН	¹ опыт. кН	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	БШ -1-1	150	150		11.34	415	440	1.06
	БШ -1-2	150	150	-	11.47	415	444	1.07
	БШ -1-3	150	150	0.281	11.04	437	477	1.09
2	БШ -2-1	150	150	-	11.58	385	405	1.05
	БШ -2-2	150	150	-	12.13	385	412	1.07
	БШ -2-3	150	150	0.316	11.31	406	450	1.11
3	БШ -3-1	150	150	-	13.40	349	370	1.06
	БШ -3-2	150	150		12.87	349	360	1.03
	БШ -3-3	150	150	0.346	12.35	373	410	1.10

Как видно из табл. 3.3 в образцах первой серии несущая способность была выше по сравнению с образцами второй и третьей серий. Это объясняется большей податливостью узлов в балках с шарнирным соединением элементов, по сравнению с брусьями, где соединения элементов выполнено жестким. Разрушение образцов серий характеризовалось достижением текучести обоймы в сжатой зоне, с последующим её выпучиванием. Напряжения в элементах шпренгеля составляли 70% и 65% от напряжений текучести, соответственно при сварном и шарнирном соединениях узлов конструкции. Предварительное напряжение шпренгеля в образцах позволило достичь большей несущей способности, чем в не преднапряженных образцах серий. Разрушение экспериментальных образцов произошло при одновременном достижении предела текучести, как в сжатых волокнах обоймы, так и элементов шпренгеля.

Внешний вид конструкций после испытаний представлен на рисунках 3.14-3.16.

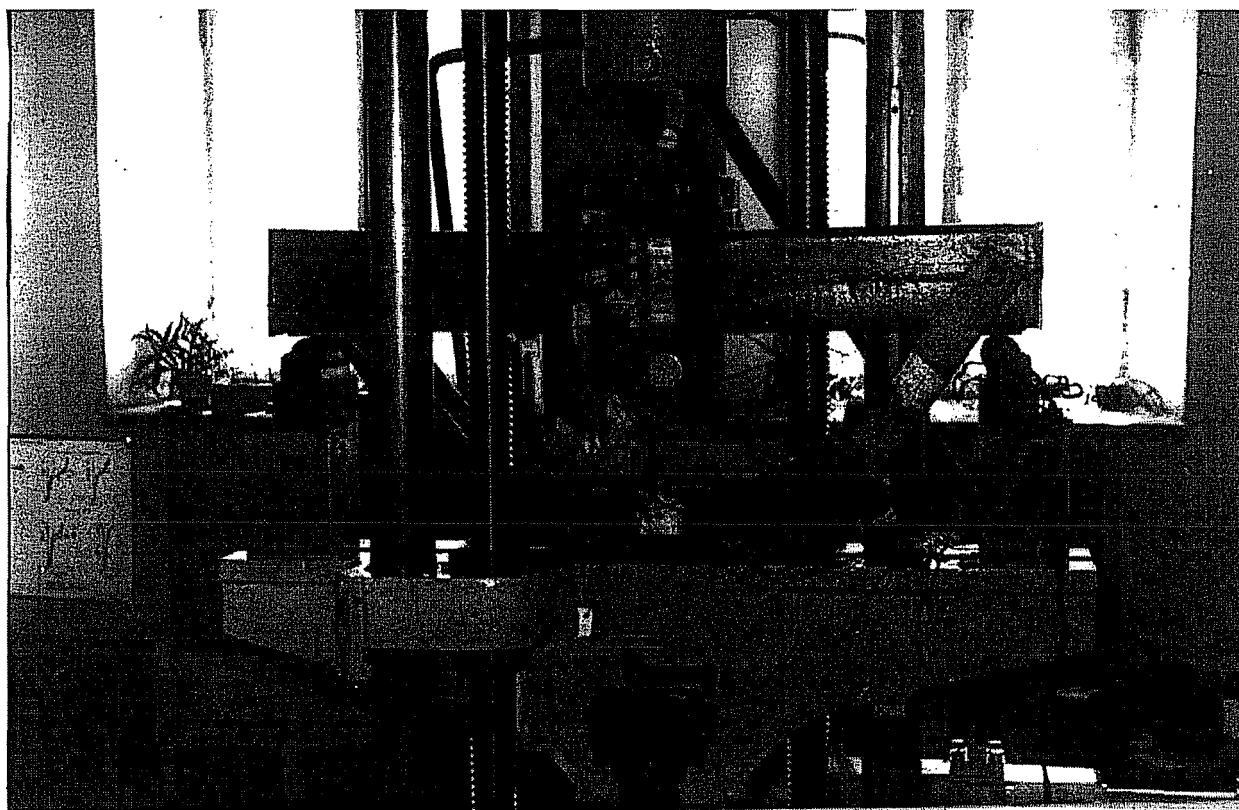


Рис. 3.14 - Образец после испытания (серия БШ - 2)

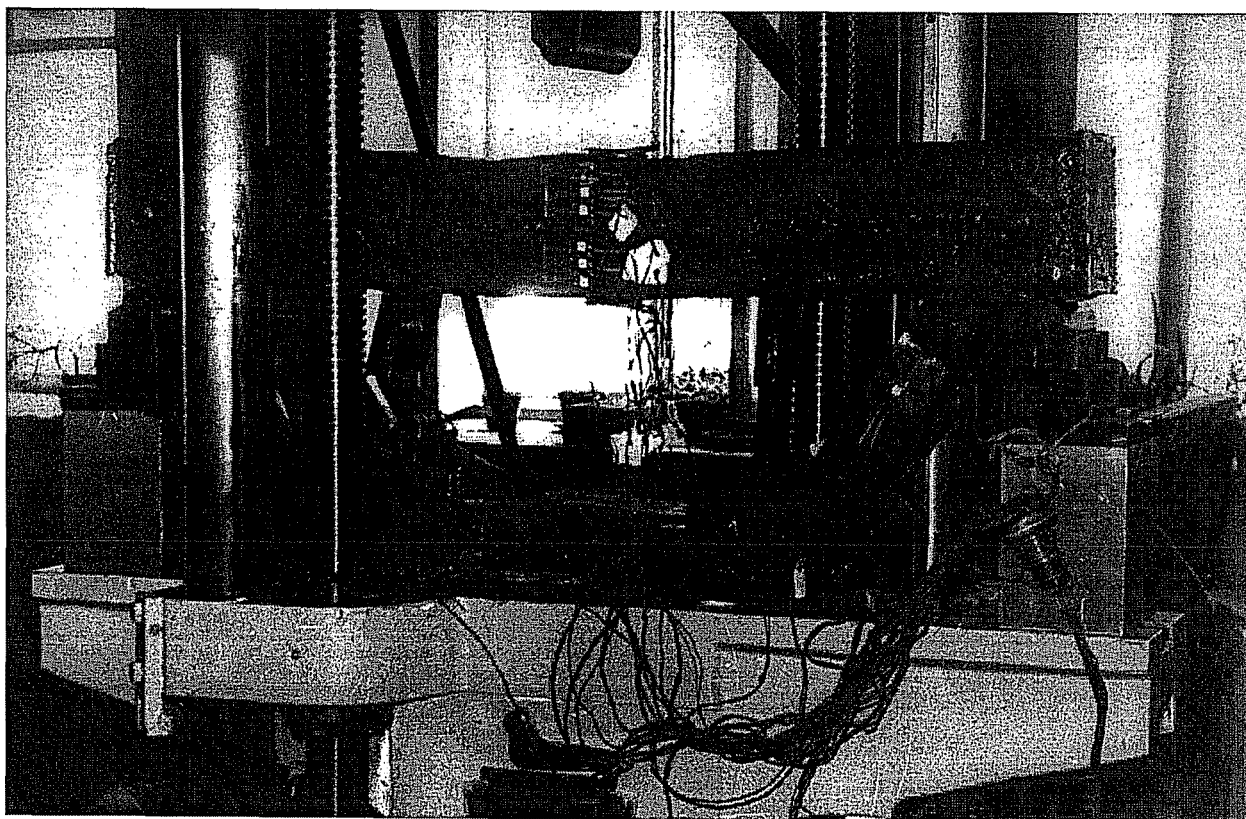


Рис. 3.15 - Разрушение преднапряженного образца

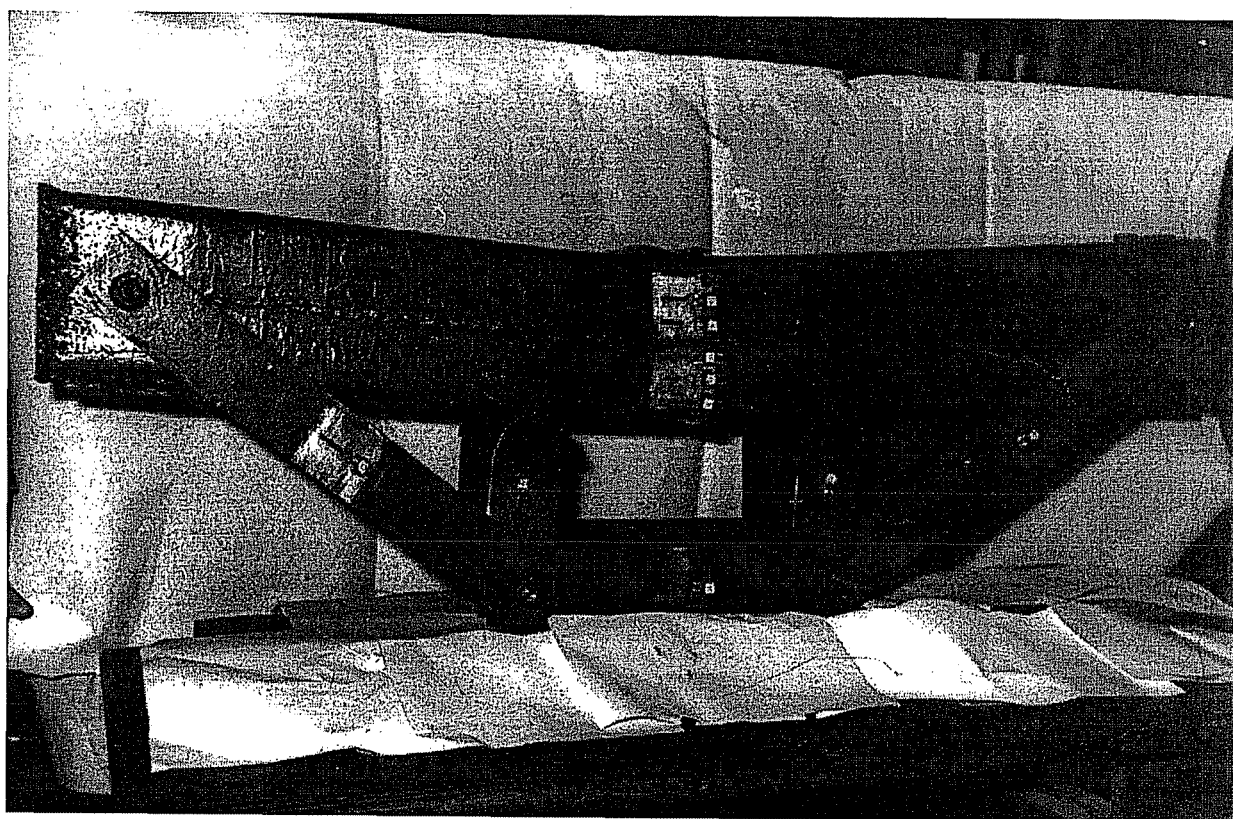


Рис. 3.16 - Образец после испытания (серия БШ - 3)

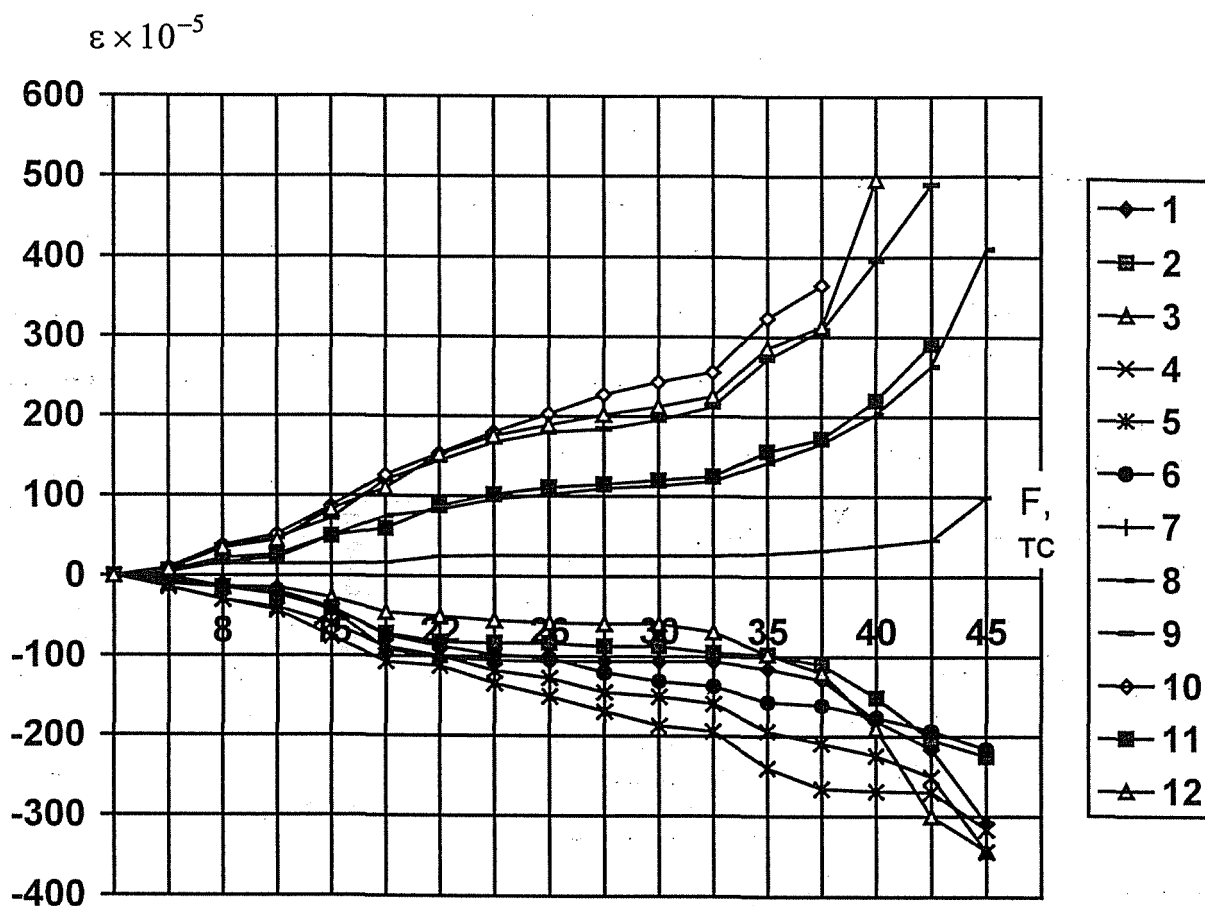


Рис. 3.17 - Графики зависимостей деформаций от нагрузки, при испытании образцов серии БШ - 1 (датчики 1-12)

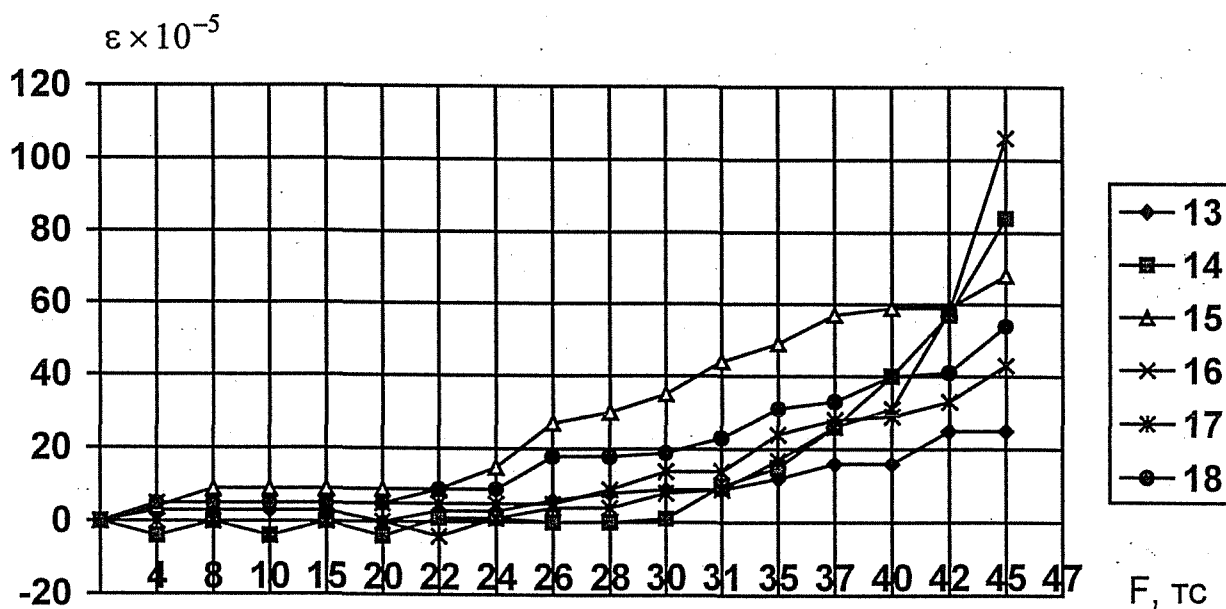


Рис. 3.18 - Графики зависимостей деформаций от нагрузки, при испытании образцов серии БШ - 1 (датчики 13-18)

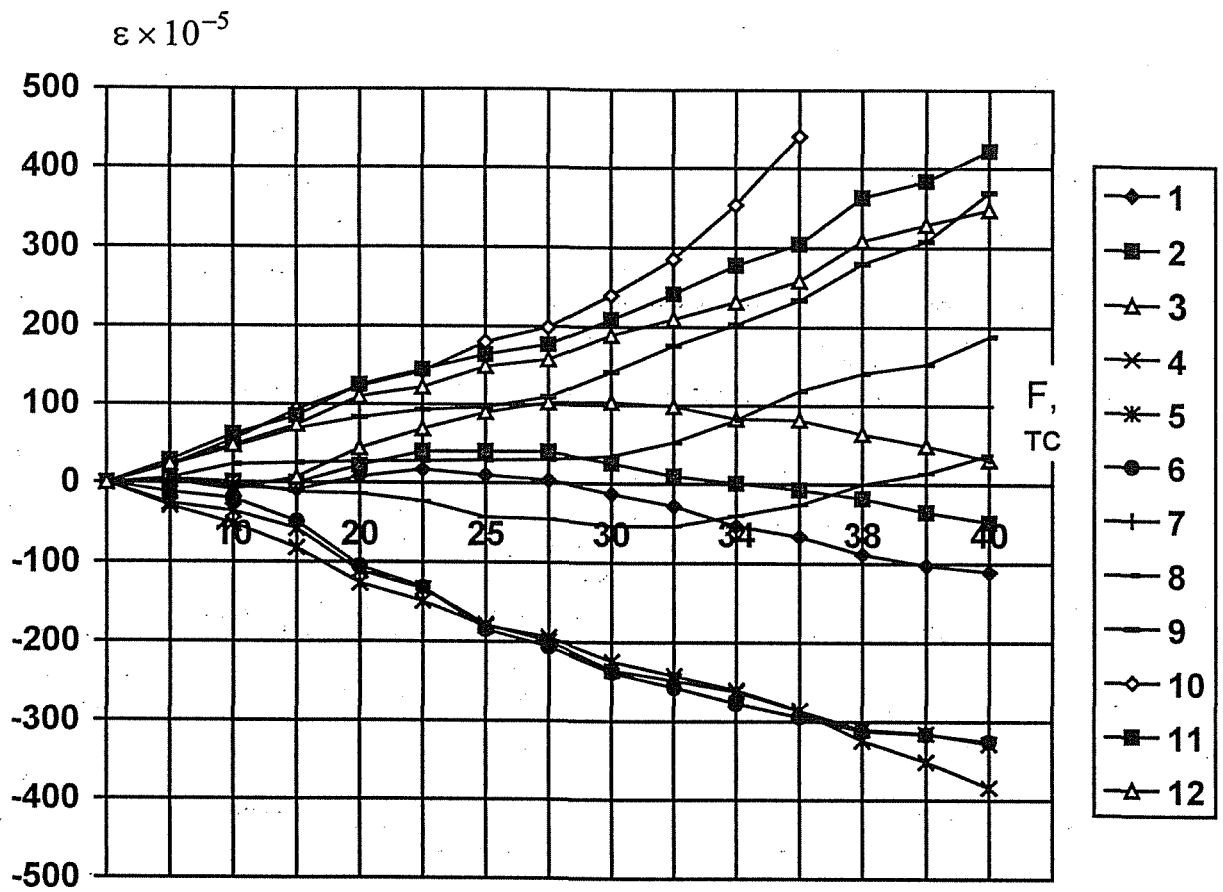


Рис. 3.19 - Графики зависимостей деформации от нагрузки, при испытании образцов серии БШ - 2 (датчики 1-12)

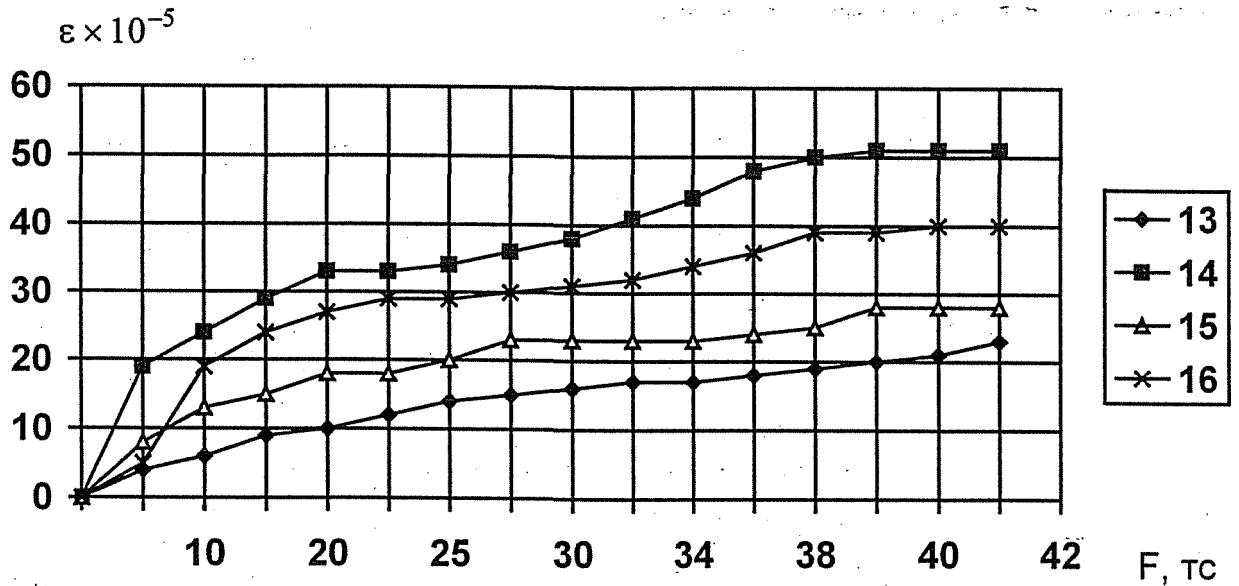


Рис. 3.20 - Графики зависимостей деформаций от нагрузки, при испытании образцов серии БШ - 2 (датчики 13-16)

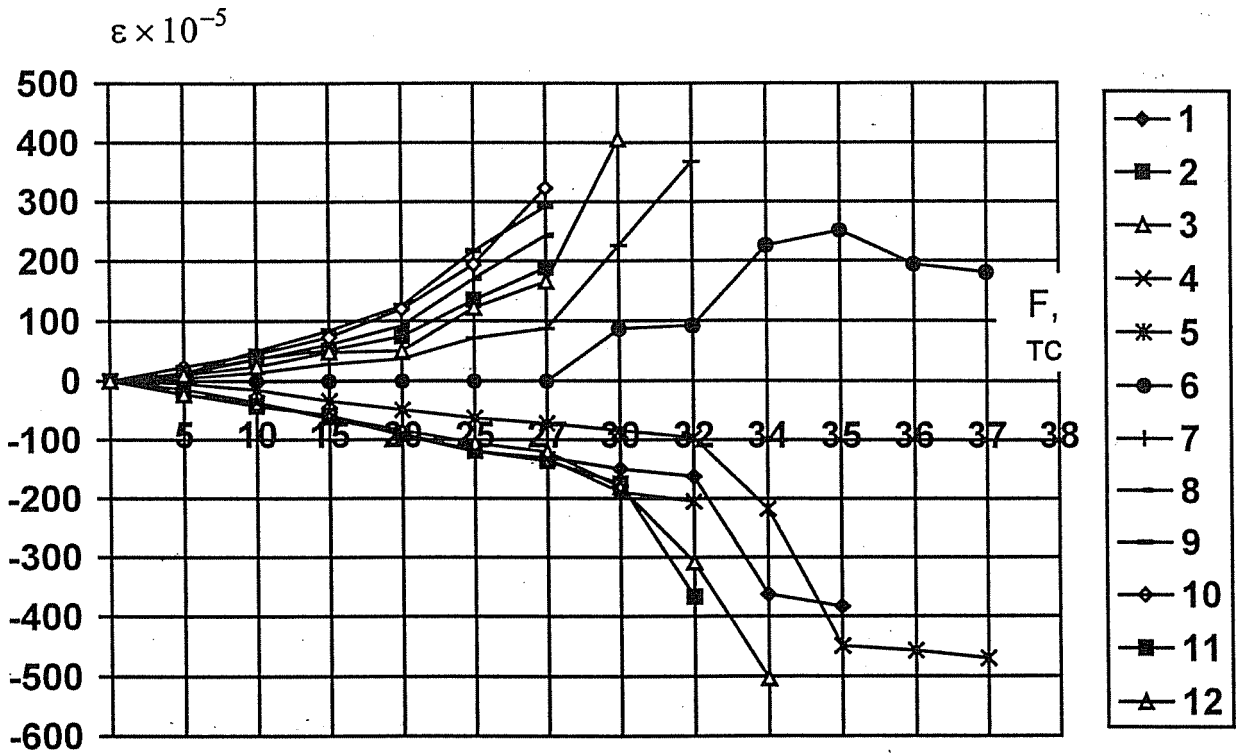


Рис. 3.21 - Графики зависимостей деформаций от нагрузки, при испытании образцов серии БШ - 3 (датчики 1-12)

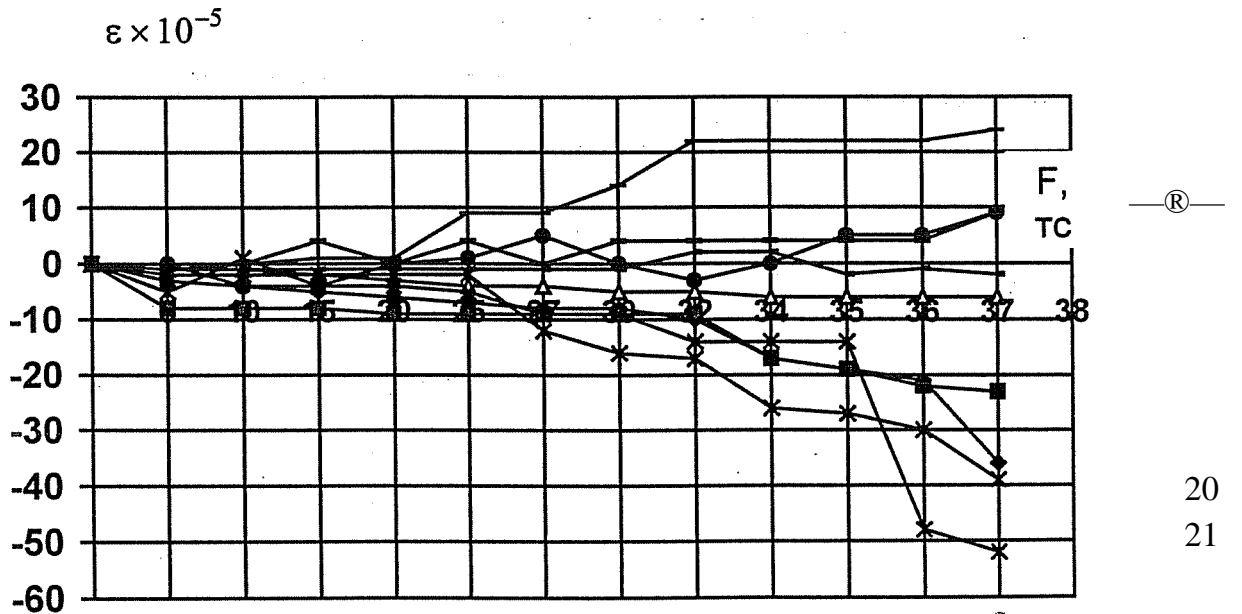
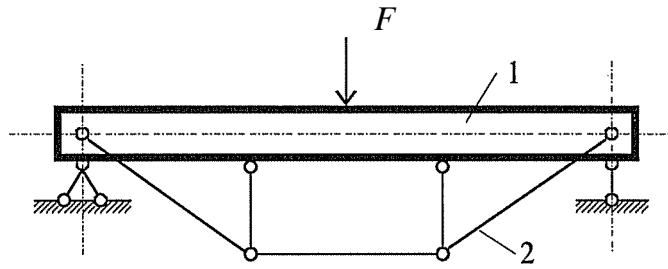


Рис. 3.22 - Графики зависимостей деформаций от нагрузки, при испытании образцов серии БШ - 3 (датчики 13-21)



a)

0			1
-0,0001			
-0,0002	RS	5	10
-0,0003			
itlti*			
-0,0005			
-0,0006			
-0,0007			
-0,0008			
-0,0009			
-0,001			
-0,0011			
-0,0012			
-0,0013			
-0,0014			
-0,0015			
-0,0016			
-0,0017			
-0,0018			
-0,0019			
-0,002			
-0,0021			
-0,0022			
-0,0023			
-0,0024			
-0,0025			
-0,0026			
-0,0027			
-0,0028			
-0,0029			
-0,003			
-0,0031			
-0,0032			
-0,0033			
-0,0034			
-0,0035			
-0,0036			
-0,0037			
-0,0038			
-0,0039			
-0,004			

◆	1
■	1*
▲	2
×	2*
*	3
●	3*

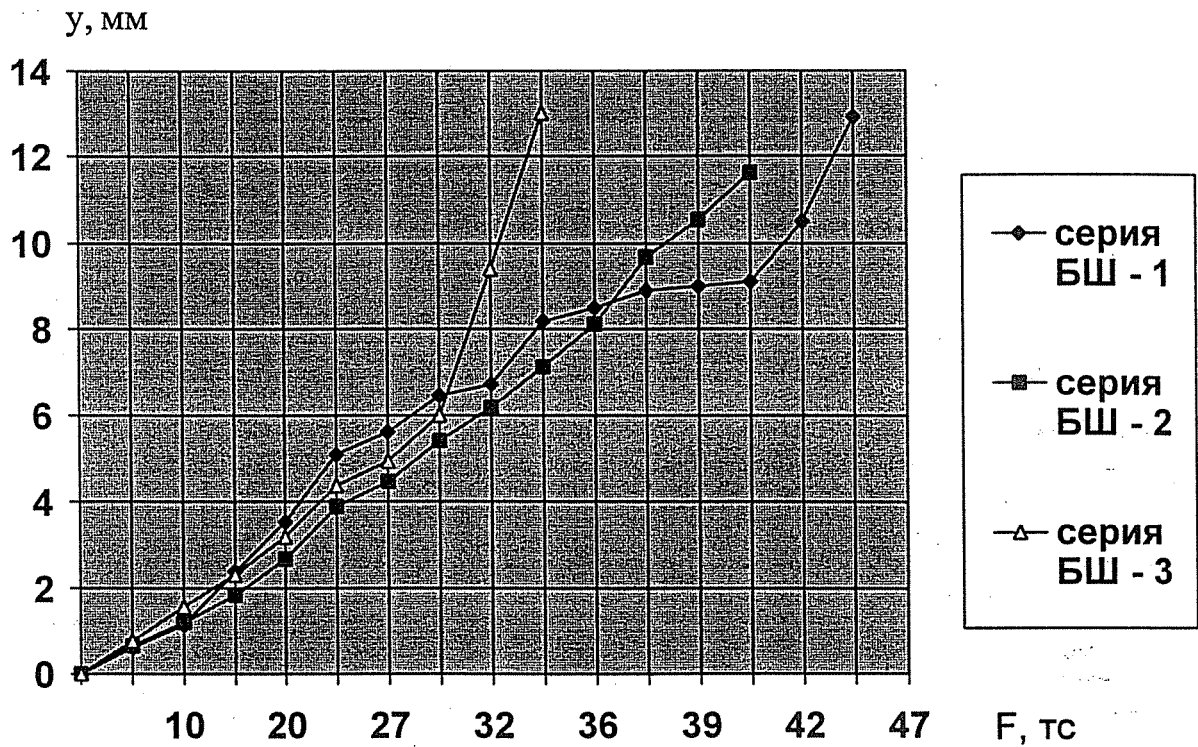


Рис. 3.23 - Графики прогибов сталебетонных балок

Графики зависимостей деформации от нагрузки приведены на рисунках 3.17 - 3.22, кривые прогибов на рисунке 3.23. На рис. 3.24 представлена эпюра деформации в сечении балки с предварительно напряженным шпренгелем в момент предшествующий разрушению.

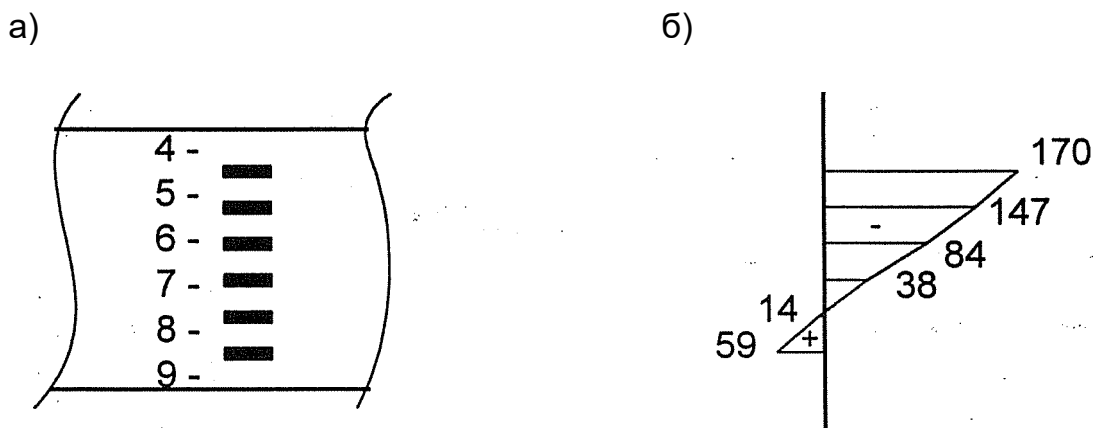


Рис. 3.24 - Эпюра деформации в сечении балки

3.4. Выводы по главе

1. Показано, что шпренгель с жесткими узлами увеличивает несущую способность сталебетонных балок в 2.6 раза, с шарнирными узлами - в 2.4 раза.
2. Предварительное напряжение шпренгеля с рассмотренными механическими характеристиками стали, позволяет увеличить несущую способность конструкции в 1.1 раза.
3. Показано соответствие теоретических и экспериментальных данных.

РАЗДЕЛ 4

ВНЕДРЕНИЕ И ЭФФЕКТИВНОСТЬ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Применение сталебетонных конструкций в строительной практике.

В процессе подготовки диссертационной работы, во время стажировки в фирме "Emch+Berger" AG, Берн, Швейцария, специализирующейся на разработке проектов строительства и реконструкции зданий и сооружений транспортного назначения, было отмечено, что в технических решениях широко используются комбинированные конструкции, в частности сталебетонные (трубобетонные) и сталежелезобетонные.

Так трубобетонные колонны (ТБК), как основные вертикальные несущие элементы, были использованы при реконструкции вокзалов Берна и Женевы. В Берне трубобетонные колонны, диаметром 27 см и высотой 4.7 м, являются стойками пешеходного туннеля, связывающего вокзал с платформами городского транспорта. Ширина туннеля 25 м. Кроме этого, ТБК диаметром 38 см и высотой 7.5 м (толщина стенки трубы 5 мм), используются в качестве опор перекрытия платформ, в свою очередь служащего для расположения вокзальной автостоянки в верхнем уровне вокзала. Трубобетонные вертикальные элементы расположены по центру платформ с шагом 15-45 метров.

При сооружении комплекса зданий аэропорта Цюрих - Клотен в качестве сквозных вертикальных несущих элементов использовались ТБК с аналогичными параметрами, связывающие воедино подземную железнодорожную станцию и терминалы и залы ожидания в верхних уровнях. Колонны железнодорожной станции расположены с шагом

10 метров. Узлы сопряжения колонн с плитами перекрытия и общий вид элементов представлены на рис. 4.1.



Рис. 4.1 - Узел сопряжения колонн с плитами перекрытия

Трубобетонные колонны были использованы в конструктивном решении фасада при строительстве третьего международного аэропорта в Лондоне (Англия), осуществляемого по проекту выполненному фирмой [101] (рис. 4.2).

В России, сталежелезобетонные пролетные строения повышенной надежности были использованы при реализации Проекта Ремонта Мостов, финансируемого Международным Банком Реконструкции и Развития [102].



Рис. 4.2 - Конструктивное решение фасада аэропорта

Так при реконструкции моста через Сайменский канал в г. Выборге на 862 км автодороги М - 10 «Москва - Санкт-Петербург - Госграница» новое пролетное строение запроектировано неразрезным пятипролетным по схеме $25.8 + 3 \times 28.1 + 25.8$ м, с габаритом Г - $9.5 + 2 \times 2.25$ (рис.4.3). Пролетное строение - сталежелезобетонное - имеет в поперечном сечении пять главных балок высотой 1380 мм. Монолитная железобетонная плита проезжей части бетонируется в несъемной стальной опалубке, которая выполнена из листов толщиной 6 мм, с приваренными к ним пером поперечными уголками с размерами $50 \times 50 \times 5$ мм. Листы опалубки приварены к верхним поясам главных балок фланговыми швами и включены в работу пролетного

строения вдоль и поперек пролета. Вес металла пролетного строения - 210 т (сталь 10ХСНД), оставляемой опалубки - 102 т (сталь СтЗсп), объём бетона плиты проезжей части - 409 м³.

Объединение железобетонной плиты с главными балками и несъемной опалубкой было выполнено при помощи гибких стержневых упоров из арматуры диаметром 10 и 14 мм А-III по ГОСТ 5781-82*, сталь марки 25Г2С, приваренных при монтаже полуавтоматом «Гефест», разработанным в КТБ НИИЖБа (автор О.Г. Бахурин), сварным швом типа Т1-Мф по ГОСТ 14098-91. При бетонировании плиты проезжей части использовался бетон повышенной долговечности с применением специальной композиции «ЦМИД» (ТУ 577514-001-00127916-98), разработанной во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева.

Бетоны с композицией «ЦМИД» обеспечивают широкий диапазон свойств, в том числе и для условий зимнего бетонирования. Перед сдачей моста в эксплуатацию (сентябрь 1998 г.) были проведены статические и динамические испытания конструкций.

Полученные при статических испытаниях данные о деформациях и напряжениях, прогибах элементов главных балок, плиты проезжей части от кратковременной нагрузки, составляющей 75-95% от нормативной А11 и их сравнение с теоретическими значениями, показало высокую прочность и пространственную жесткость конструкции сталежелезобетонного пролетного строения и его элементов.

Пролетное строение, с применением аналогичных конструктивно-технологических решений, сооружается в настоящее время при реконструкции путепровода через железную дорогу на 440 км автодороги М - 10 «Москва - Санкт-Петербург».

При разработке проекта реконструкции моста через Хорошевское спрямление р. Москвы (сроки реконструкции: апрель - октябрь 1999 года) рассматривались два варианта решения: первый вариант

предусматривал установку типовых железобетонных пролетных строений, второй - перекрытие пролетов железобетонными главными

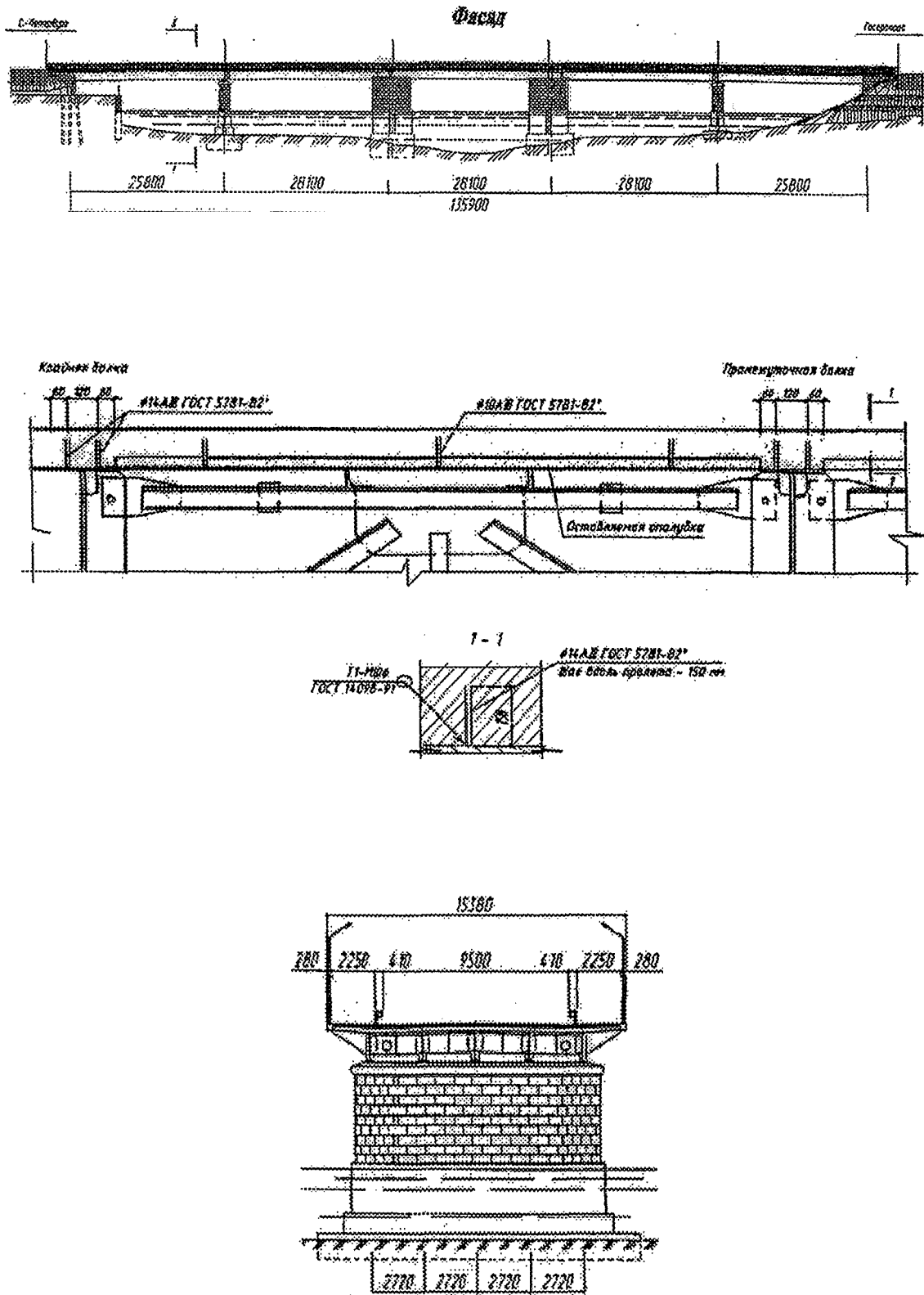


Рис. 4.3 - Сталежелезобетонное пролетное строение

балками, объединенными монолитной неразрезной плитой проезжей части, которая бетонировалась в несъемной стальной опалубке. Объединение плиты проезжей части с главными балками и несъемной опалубкой осуществлялось с помощью анкеров. В разработке проектной документации по реконструкции данного моста принимал участие и автор диссертационной работы (см. приложение).

Применение описанных выше технологических решений позволило повысить надежность конструкций, их сопротивляемость динамическим воздействиям, снизить материалоемкость и трудоемкость изготовления, а также достичь значительного экономического эффекта по сравнению с использованием традиционных железобетонных.

4.2 Сталобетонная шпренгельная балка

Предложенное решение относится к строительству, а именно к несущим конструкциям промышленных зданий.

Известна рама каркаса промышленного здания [12], включающая двухветвевые колонны с распорками и опорными элементами, фермы покрытия и шпренгельные балки, опертые на верхние торцы и опорные элементы колонн. Ветви, распорки, опорные элементы, верхние пояса ферм и шпренгельных балок выполнены в виде сплошной металлической обоймы замкнутого профиля с бетонным ядром. Верхний пояс каждой шпренгельной балки выполнен из двух ветвей, установленных с двух сторон ветвей колонны на опорном элементе, размещенном на плоскости рамы и соединенном с распоркой колонны.

Недостатками известной конструкции является трудоемкость изготовления узлов крепления элементов.

Наиболее близким к предложенному решению является сталебетонная ферма покрытия [5], включающая выполненные из замкнутой оболочки верхний и нижний пояса и шарнирно соединенную с ними решетку раскосную и безраскосную. Верхний пояс выполнен двухветвевым по всей длине, нижний пояс - двухветвевым в пролете и сужающимся к опорной зоне с переходом в одноветвевой, раскосы и опорная зона нижнего пояса заведены между ветвями поясов. Верхний пояс заполнен бетоном, раскосы и нижний пояс - легким термостойким заполнителем, а каждый шарнир представляет собой трубобетонный вкладыш, пропущенный через отверстия, образованные в поясах и раскосах.

Недостатками известных решений являются следующие факторы: выполнение поясов и раскосов с отверстиями для трубобетонных вкладышей ослабляет сечение поясов, понижает их прочность на сжатие и растяжение; наличие большого количества соединений, включающих трубобетонные вкладыши, приводит к податливости узлов фермы и, как следствие, к недостаточной надежности всей конструкции.

На рис. 4.4 изображена сталебетонная шпренгельная балка, у которой нижний пояс выполнен с зазором, сечение 1-1, сечение 2-2.

Сталебетонная шпренгельная балка состоит из верхнего 1, нижнего 2 поясов, вертикальных стоек 3. Соединение верхнего 1 и нижнего 2 поясов с вертикальными стойками 3 - шарнирное в виде трубобетонных вкладышей 4, пропущенных через отверстия в косынках 5, которые являются продолжением вертикальных граней обоих поясов 1 и 2. Нижний пояс 2 выполнен ломаным с зазором в средней части, вертикальные стойки 3 с отверстиями для трубобетонных вкладышей 4. Нижний пояс 2 и вертикальные стойки 3 образуют шпренгель. Пояса 1 и 2, вертикальные стойки 3 выполнены из металлической замкнутой оболочки. Верхний пояс 1 и вертикальные стойки 3 заполнены бе-

тоном, а нижний пояс 2 - легким термостойким заполнителем. Трубо-бетонные вкладыши 4 пропущенные через отверстия образованные в косынках 5 и вертикальных стойках 3.

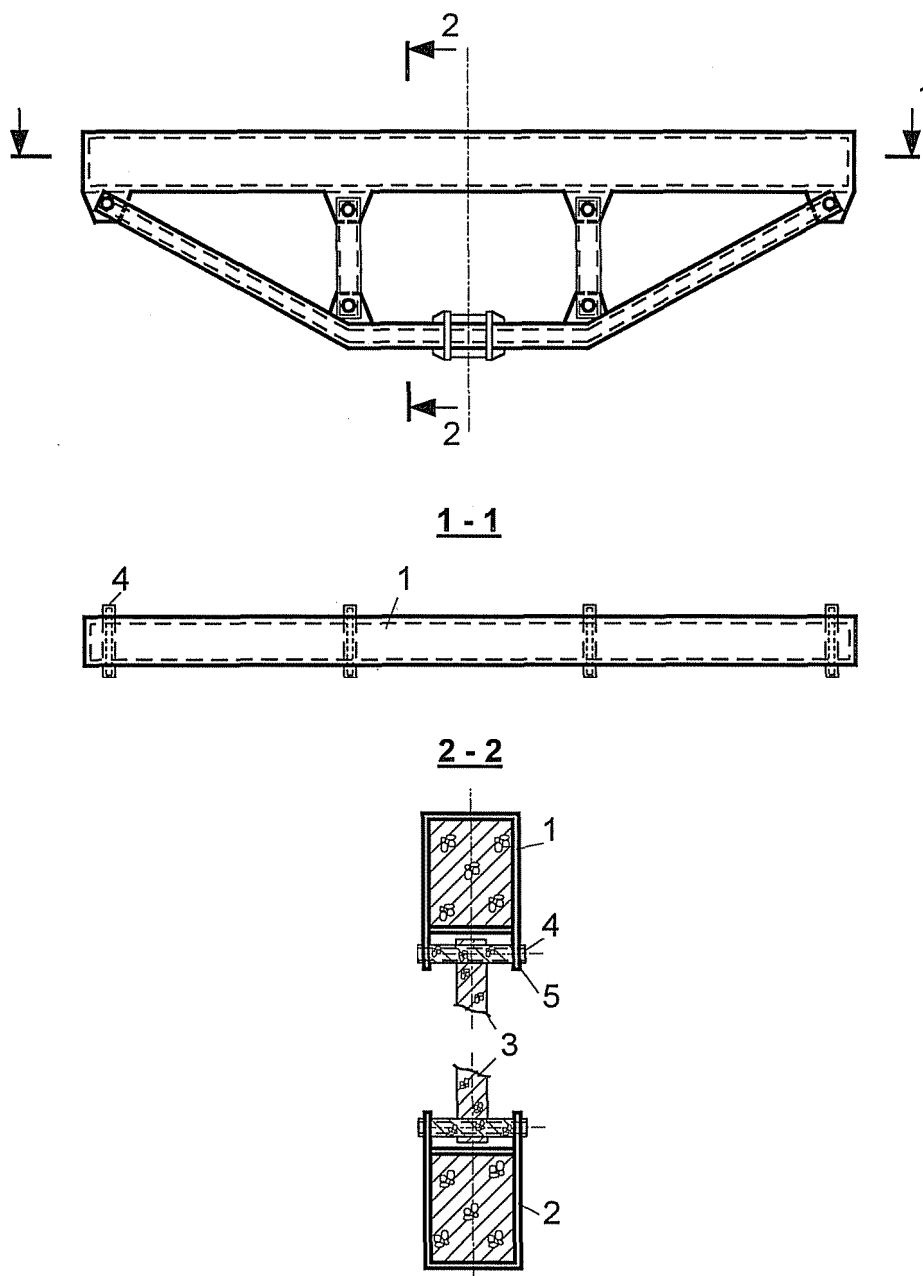


Рис. 4.4 - Сталебетонная шпренгельная балка

Сталебетонная шпренгельная балка под нагрузкой работает таким образом, что в сечениях верхнего пояса 1 возникает внецентрен-

ное сжатие, в вертикальных стойках 3 - осевое сжатие, в ломаном поясе 2 - осевое растяжение. Зазор в нижнем поясе устраняется натяжением, с последующим закреплением обеих половин пояса.

Выводы по разделу

1. Предложенное решение сталебетонной шпренгельной балки подтверждено патентом Украины.
2. Методика расчета и конструкции сталебетонных балок, усиленных шпренгелем приняты к внедрению в проектных решениях строительства объектов ПО "Южтрансстрой".

ВЫВОДЫ

В работе изложены результаты экспериментальных и теоретических исследований несущей способности сталебетонных балок, усиленных шпренгелем при изгибе и внецентренном сжатии.

Проведенный анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. Разработана конструкция узлов сопряжения сталебетонной балки со шпренгелем, элементов шпренгеля между собой.
2. Показано, что шпренгель с жесткими узлами увеличивает несущую способность по сравнению с балкой без усиления в 2.6 раза, с шарнирными узлами - 2.4 раза.
3. Разработана и экспериментально оценена конструкция предварительно напряженного шпренгеля и показано, что предварительное напряжение позволяет достичь разрушения конструкции при одновременном достижении предела текучести, как в сжатых волокнах обоймы, так и элементов шпренгеля.
4. Показано, что предварительное напряжение шпренгеля увеличивает несущую способность по сравнению обычным шпренгелем в 1.1 раза, при примерно одинаковых механических характеристиках материала обоймы и шпренгеля.
5. Разработана методика расчета сталебетонных балок прямоугольного сечения, усиленных шпренгелем, при кратковременном воздействии с учетом нелинейности деформирования и трещинообразования бетона в условиях объемного неоднородного напряженного состояния.
6. Разработана программа расчета сталебетонных балок, усиленных шпренгелем при внецентренном сжатии.

7. Анализ использования сталебетонных конструкций с подкреплениями в зарубежном строительстве показал их предпочтительность перед другими типами конструкций при больших нагрузках и ограниченных размерах сечения.
8. Предложенная конструкция сталебетонной шпренгельной балки признана новой и на нее получен патент Украины.
9. Методика расчета и конструкции сталебетонных балок, усиленных шпренгелем, внедрены в проектные решения строительства объектов ПО «Южтрансстрой».

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. А.с. № 1680900 СССР, МКИ Е 04 С 3/20. Сталелезобетонная балка / И.Н. Герасимов, А.Е. Васильев, Н.А. Гаранин и Р.Б. Харисов (СССР). - № 4641617/33; Заявлено 26.01.89; Оpubл. 30.09.91, Бюл. №36. - 3 с.
2. А.с. №1647101 СССР, МКИ Е 04 В 5/40. Перекрытие / С.А. Жуков, Я.Л. Кранцфельд, М.Е. Русанов, Э.Д. Чихладзе, В.С. Шмуклер и А.Д. Арсланханов (СССР). - № 4457539/33; Заявлено 08.07.88; Оpubл. 07.05.91, Бюл. №17. -2 с.
3. А.с. №1002483 СССР, МКИ Е 04 С 3/20. Железобетонный элемент / В.Б. Арончик, В.С. Коган (СССР). - № 2858291/29-33; Заявлено 19.12.79; Оpubл. 07.03.83, Бюл. №9. - 2 с.
4. А.с. № 1571168 СССР, МКИ . Железобетонный элемент / Э.Д. Чихладзе и др. (СССР); Для служебного пользования №317 -1990.
5. А.с. №1675515 СССР, МКИ Е 04 С 3/29. Сталебетонная ферма покрытия / С.А. Жуков, Я.Л. Кранцфельд, М.Е. Русанов и Э.Д. Чихладзе (СССР). - № 4673790/33; Заявлено 05.04.89; Оpubл. 07.09.91, Бюл. №33. - 4 с.
6. Людковский И.Г., Фонов В.М., Кузьменко С.М., Самарин С.И. Сталебетонные фермы из гнутосварных профилей // Бетон и железобетон. - 1982. - №7. - С. 30-31.
7. Рабинович Р.И., Ривкин А.М., Петухова Н.В. Металлобетонные фермы для покрытий промзданий // Бетон и железобетон. - 1982. - №7. - С. 28-29.
8. Пат. 1559558 ФРГ, МКИ 37 В 3/34, Е 04 С 3/34. Заполняемая бетоном стальная труба. Хэртэл Вилхэлм (ФРГ). - №Н57590; Заявлено 04.11.65; Оpubл. 16.04.70.

9. Пат. 526533 Японии, МКИ 86/5/ С 23, Е 04 С 3/34. Опорный бетонный элемент с металлическим развальцованным цилиндром в качестве каркаса. К.К. Такэнака коммутэн (Япония). - №47-110020; Заявлено 03.11.72; Оpubл. 23.03.77, Бюл. "Изобретения за рубежом" вып. 33.
10. Пат. 526534 Японии, МКИ 86/5/ С 23, Е 04 С 3/34. Опорный бетонный элемент с металлическим каркасом. К.К. Такэнака коммутэн (Япония). - №47-110021; Заявлено 03.11.72; Оpubл. 23.03.77, Бюл. "Изобретения за рубежом" вып. 33.
11. Фонов В.М., Людковский И.Г., Нестерович А.П. Прочность и деформативность трубобетонных элементов при осевом сжатии *И* Бетон и железобетон. -1989. - №1. - С. 4-6.
12. А.с. №1647110 СССР, МКИ Е 04 Н 5/02. Рама каркаса промышленного здания / Э.Д. Чихладзе, В.С. Шмуклер, Я.Л. Кранцфельд, М.Е. Русанов и С.А. Жуков (СССР). - № 4376810/33; Заявлено 23.02.88; Оpubл. 07.05.91, Бюл. №17. -10 с.
13. Васильев А.Г., Голосов В.Н. Состояние и перспективы развития конструкций с внешним армированием *И* Бетон и железобетон. - 1983.-№3.-С. 23-24.
14. Думный В.Н. Применение сталебетонных балок в тресте Карелиястрой *И* Бетон и железобетон. -1973. - №6. - С. 33-34.
15. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. - М.: Госстройиздат, 1962. - 92 с.
16. Берг О.Я. Некоторые физические обоснования теории прочности бетона // Теория расчета и конструирования железобетонных конструкций. - М., Трансжелдориздат, 1960. -112 с.
17. Долженко А.А. Усадка бетона в трубчатой обойме *И* Бетон и железобетон. -1960. - №8. - С. 353-358.

18. Долженко А.А. К теории расчета трубобетона *И* Теория проектирования сооружений и конструкций. - Воронеж: ВИСИ. - 1964. - С. 23-33.
19. Долженко А.А. Исследование ползучести трубобетона *И* Ползучесть строительных материалов и конструкций. - М., 1964.
20. Долженко А.А. Трубчатая арматура в железобетоне: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. - М., 1967. - 24 с.
21. Долженко А.А. Трубобетонные конструкции на строительство производственного здания *И* Промышленное строительство. -1965. - №6. - С. 24-26.
22. Росновский В.А., Липатов А.Ф. Испытание труб заполненных бетоном //Железнодорожное строительство. -1952. - №11. - С. 13-17.
23. Росновский В.А. Трубобетон в мостостроении. - М.: Трансжелдориздат, 1963. -109 с.
24. Стороженко Л.И., Ефименко В.И., Плохотный П.И. Изгибаемые трубобетонные конструкции. - К.: Будівельник, 1994. -104 с.
25. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. - К.: Будівельник, 1978.-80 с.
26. Storogenko L.I. Strength and Deformation of Concrete Filled Steel Tubular Elements // Proceeding of the International Special Conference on Concrete Filled Steel Tubular Structures. - Harbin, China, 1985. - p. 48-51
27. Стороженко Л.И., Голобородько Б.И., Яровой И.С. Исследование внецентренно-сжатых трубобетонных элементов *И* Строительные конструкции. - Киев, 1970, вып. 14.
28. Стороженко Л.И., Сурдін В.М., Розрахунок трубобетонних конструкцій при короткочасній і тривалій дії навантаження - К.: Будівельник, 1972. -132 с.

29. Стороженко Л.И. , Сурдин В.М. Ползучесть центрально сжатых трубобетонных элементов // Трубобетонные и железобетонные конструкции - К.: Будівельник, 1972. - С. 27-31.
30. Стороженко Л.И., Маракуца В.И. Влияние ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние гибких трубобетонных элементов И Трубобетонные и железобетонные конструкции - К.: Будівельник, 1972. - С. 40-44.
31. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Теория деформирования сталебетонных плит И Совершенствование методов расчета и проектирования конструкций и сооружений. - Харьков, ХарГАЖТ, -1996, вып. 27, С. 4-39.
32. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при изгибе и внецентренном сжатии И Известие вузов. Строительство. -1992. - №1. - С. 6-10.
33. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Расчет сталебетонного элемента на прочность при осевом сжатии И Бетон и железобетон. - 1993.-№1.-С. 13-15.
34. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Несущая способность сталебетонных плит // Бетон и железобетон. -1990. - №10. - С. 30-31.
35. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит И Строительная механика и расчет сооружений. -1990. - №2. - С. 22-26.
36. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Приближенная теория изгиба бетонных плит, усиленных стальным листом // Известие вузов. Строительство. -1990. - №4. - С. 6-10.
37. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения: Дис. ... д-ра техн. наук. - М. -1989. - 423 с.

38. Грушко И.М., Ильин А.Г., Чихладзе Э.Д. Повышение прочности бетона. - Харьков: Вища школа, изд. объедин. при ХГУ, 1985. - 160 с.
39. Гайдук Е.Н. Несущая способность сталебетонных колонн нагруженных с эксцентриситетом: Дис. ... к-та техн. наук. - Полтава. 1995. -153 с.
40. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Трулль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. - М.: Госстрой изд ат, 1974. - 144 с.
41. Санжаровский Р.С., Кусябгалиев С.Г. К технологии заполнения и твердения бетона в стальных трубах // Строительные материалы. Строительное производство. Технология строительных изделий. - Л., 1971, С. 93-97.
42. Санжаровский Р.С. Несущая способность сжатых железобетонных стержней // Бетон и железобетон. -1971. - №11. - С.27-28.
43. Трулль В.А., Санжаровский Р.С. Экспериментальные исследования несущей способности внецентренно сжатых металлических труб, заполненных бетоном // Известия вузов. Строительство и архитектура. -1968. - №3.
44. Трулль В.А., Санжаровский Р.С. Исследование устойчивости внецентренно сжатых трубобетонных стержней с учетом работы бетона на растяжение И Исследование по строительным конструкциям и испытанию сооружений. - Л., 1968, С. 5-12.
45. Санжаровский Р.С. О критериях прочности и устойчивости сжатых трубобетонных стержней И Механика стержневых систем и сплошных сред. - Л., ЛИСИ, -1969. - №60. - С. 164-171.
46. Санжаровский Р.С. К теории устойчивости сжатых стержней, в частности трубобетонных при статическом и динамическом нагружении с учетом ползучести И Механика стержневых систем и сплошных сред. - Л., ЛИСИ, -1970. - №63. - С. 216-243.

47. Передерий Г.П. Трубчатая арматура. - М.: Трансжелдориздат, 1954.-40 с.
48. Ривкин А.М., Лапочкина А.Ф. Сталежелезобетонные стропильные фермы *И* Бетон и железобетон. -1981. - №10. - С. 7-8.
49. Inspiring connections *И* Engineering News Record. - February 7, 1994. - p. 20-23.
50. Put that in your pipe and cure it // Engineering News Record. - 1989. - Vol. 222. - №7. - p. 52-53.
51. With our composite deck, the builders poured less money into 312 Walnut// Engineering News Record. - January 24, 1994. - p. 18-19.
52. Rob McManamy. In search of a long-life pavement // Engineering News Record. - March 21, 1994. - p. 29.
53. Kuhlmann U. Perspektiven in Verbundbrückenbau 7/ Stahlbau. - 1996. - №10. - S. 356-367.
54. Meuss H. Der Neubau der Siemens AG Verkehrstechnik in Berlin - Treptow // Stahlbau. -1996. - №2. - S. 34-40.
55. Карпенко Н.И., Круглов В.М. Современное состояние исследований по критериям прочности и связям между напряжениями и деформациями бетонных элементов при объемном напряженном состоянии *И* Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений. - Л.: Энергоатомиздат. - 1991.-С. 170-185.
56. Круглов В.М. Нелинейные состояния и критерии прочности бетона в трехосном напряженном состоянии *И* Строительная механика и расчет сооружений. - 1987. - №1. - С. 40-48.
57. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. - М.: Стройиздат, 1976. - 208 с.

58. Карпенко Н.И. К построению общей ортотропной модели деформирования бетона // *Строительная механика и расчет сооружений*. -1987. - №2. С. 31-36.
59. Здоренко В.С. Развитие численных методов исследования прочности и устойчивости стержневых и тонкостенных железобетонных конструкций во времени // *Дисс. ... д-ра техн. наук*. - Киев, 1977. - 302 с.
60. Балан Т.А. Модель деформирования бетона при кратковременном нагружении // *Строительная механика и расчет сооружений*. - 1986. - №4. - С. 32-36.
61. Балан Т.А. Вариант критерия прочности структурно - неоднородных материалов при сложнапряженном состоянии // *Проблемы прочности*. - Киев. -1986. - №2. - С. 21-26.
62. Балан Т.А., Раздорожная О.В., Абалович Л.Б. Пакет прикладных программ АР строительных конструкций МКЭ. - Кишинев, 1980. - 412 с.
63. Балан Т.А., Клованич С.Ф. Определяющие соотношения для бетона при сложном, непропорциональном нагружении и нагреве // *Строительная механика и расчет сооружений*. -1987. - №2. - С. 39 - 44.
64. Малашкин Ю.Н. Деформирование и разрушение бетона в условиях сложных напряженных состояний. Автореф. дисс. ... д-ра техн. наук. - М., 1984. - 24 с.
65. Bazant Z.P., Bhat P.D. Endochronic Theory of Inelasticity and Failure of Concrete // *Journal Engineering Mechanics Division, ASCE*. -1976. - Vol. 102. - №4 - August. - P. 701-722.
66. Darvin D., Pecknold D.A. Nonlinear Biaxial Law of Concrete // *Journal Engineering Mechanics Division, ASCE*. - 1977. - Vol. 103. - №2 - April. - P. 229-241.

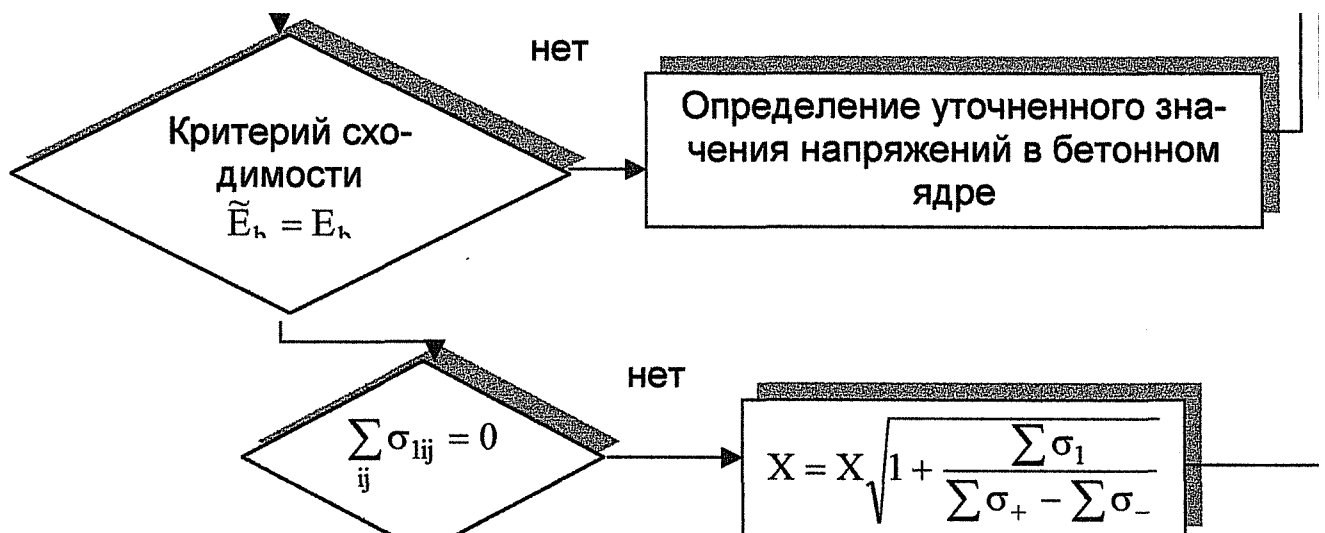
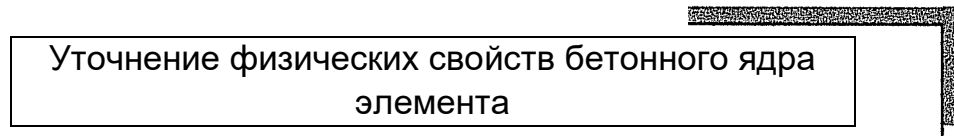
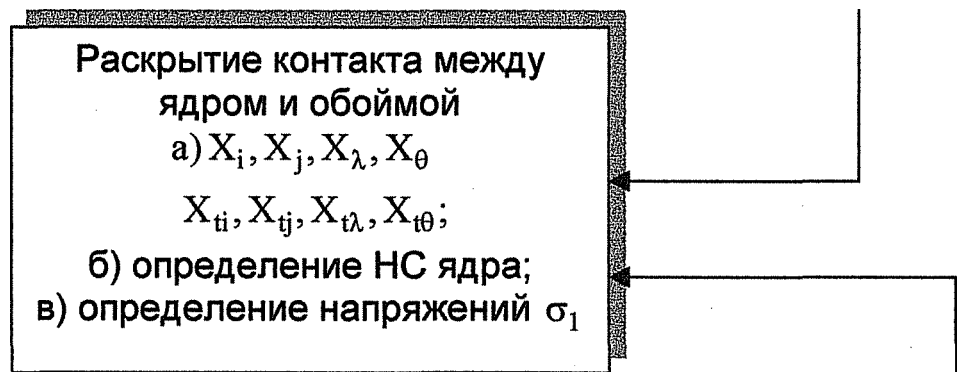
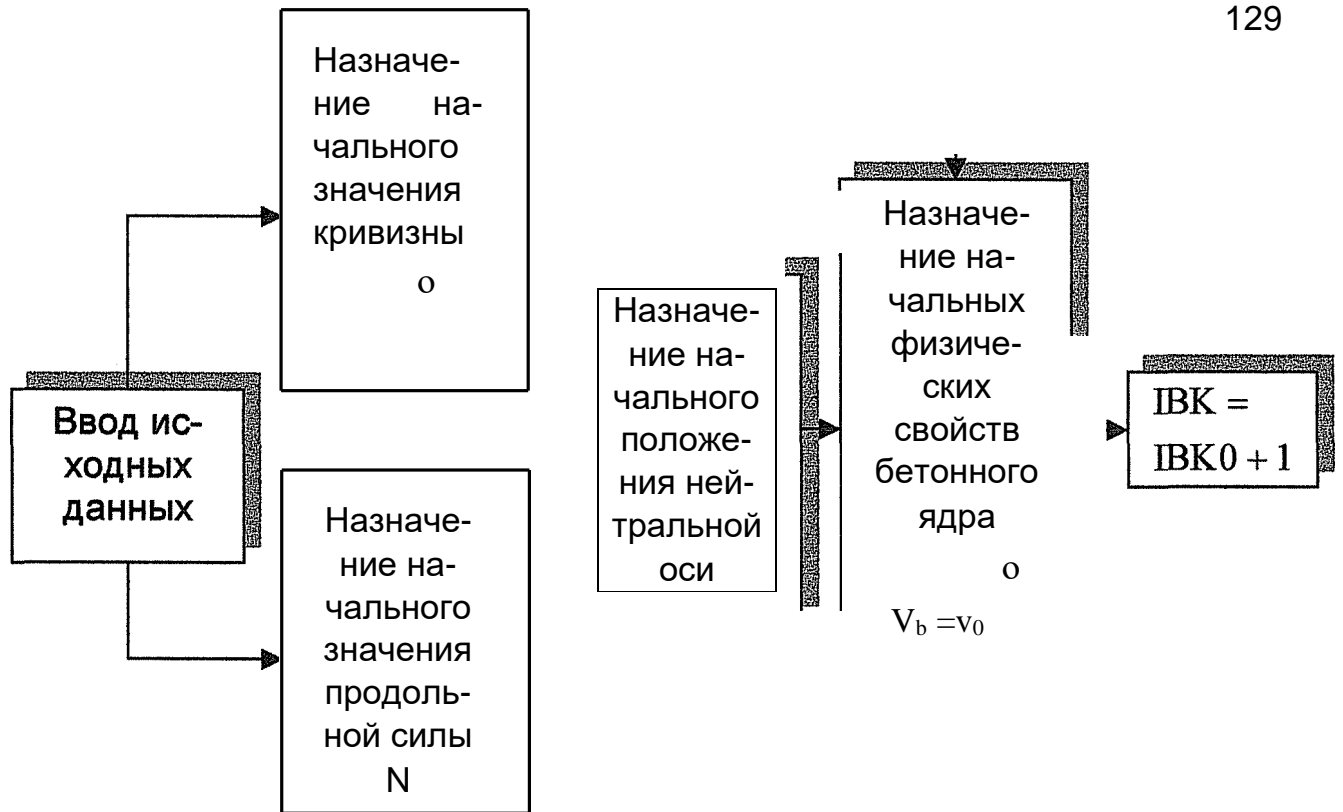
67. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. - М.: Стройиздат. -1974, 316 с.
68. Гениев Г.А. Вариант деформационной теории пластичности бетона *И* Бетон и железобетон. -1969. - №2.
69. Лейтес Е.С. Вариант теории пластического течения бетона *И* Строительная механика и расчет сооружений. -1978. - №3. - С. 34-37.
70. Кричевский А.П. Прочность и деформации тяжелого бетона в условиях плоского напряженного состояния с учетом температурных воздействий *И* Известие вузов. Строительство. - 1985. - №11. - С. 1-5.
71. Яшин А.В. Неодносное напряженно-деформированное состояние бетона // Прочность структурные изменения и деформации бетона / Под ред. А.А. Гвоздева. - М.: Стройиздат. - 1978. - С. 196-222.
72. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при одноосных напряженных состояниях. - М.: НИИЖБ, 1985.-72 с.
73. Яшин А.В. Теория деформирования бетона при простом и сложном нагружении // Бетон и железобетон. - 1986. - №8. - С. 39-42.
74. Яшин А.В. Влияние одноосных (сложных) напряженных состояний на прочность и деформации бетона, включая область, близкую к разрушению // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева. - М., 1979. - 96 с.
75. Яшин А.В. Критерии прочности и деформирования бетона при простом нагружении для различных видов напряженного состояния

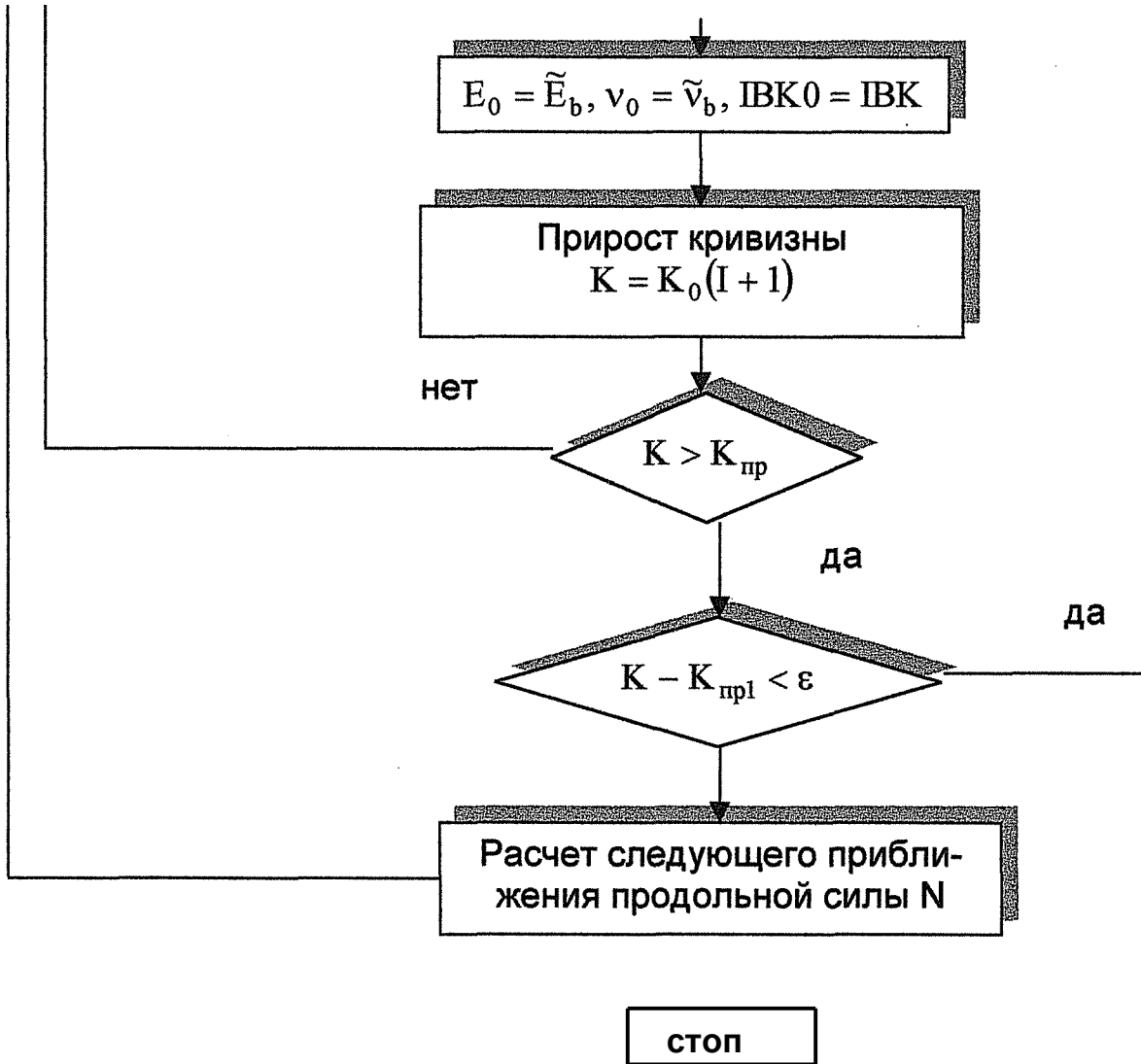
- И* Расчет и конструирование железобетонных конструкций, НИИЖБ. - М., 1977. - вып. 39. - С. 48-57.
76. Ильюшин А.А. Пластичность // М. - Л.: Гостехиздат, 1948. - 372 с.
77. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. - Харьков., ХГУ, 1968. - 323 с.
78. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы расчета железобетонных колонн. - М.: Стройиздат, 1982. - 287 с.
79. Бондаренко В.М. К построению общей теории железобетона *И* Бетон и железобетон. -1978. - №9. - С. 20-22.
80. Бондаренко В.М., Санжаровский Р.С. О методе расчета железобетонных колонн *И* Строительная механика и расчет сооружений. -1984. - №3. - С. 74-76.
81. Бондаренко В.М. Чихладзе Э.Д. Устойчивость внецентренно сжатых железобетонных колонн // Строительные конструкции. - Киев, 1969. вып. 12. - С. 58-68.
82. Бондаренко В.М., Герджула Л.Б., Любимов А.А., Пальчинский О. В. Исследование деформаций бетона при статической нагрузке / Труды и-та /ХИСИ, 1962. вып. 18. - С. 179.
83. Шагин А.Л. К расчету бетонных и железобетонных конструкций, работающих в условиях сложного напряженного состояния *И* Прогрессивные решения в промышленном и гражданском строительстве Харьковской области: Тез. докл. научн. конф. - Харьков. -1970. - С. 142-143.
84. Шагин А.Л. Об оценке работы бетона в условиях сложного напряженного состояния *И* Реализация региональной комплексной научно-технической целевой программы "Бетон": Тез. докл. обл. конф. - Харьков. -1983. - С. 28-30.

85. Kupfer H., Gerstle K. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. Proceedings of the American Society of Civil Engineers // Journal of the Engineering Mechanics Division. -1973. - Vol. 99. - №4. P. 853-866.
86. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности по методу предельного равновесия. - М.: Госстройиздат, 1949. - 280 с.
87. Филоненко - Бородич М.М. Об условиях прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению и сжатию // Инж. сб. -1954, вып. 19. - С. 15-47.
88. Лившиц М.Б. Учет вида напряженного состояния в критерии прочности бетона // Строительные конструкции транспортного и общего назначения. - Новосибирск, 1979. - С. 19-30.
89. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. - М.: Стройиздат, 1982. -196 с.
90. Ноткус А.И., Кудзис А.П. Оприменении теории малых упругопластических деформаций и теоретическом обосновании условия прочности бетона //Железобетонные конструкции. -1977. - №8. - С. 21-30.
91. Липатов А.Ф. Исследование прочности трубобетонных элементов мостовых конструкций: Автореф. дис. ... к-та. техн, наук -М., 1953.-18 с.
92. Aske M., Forlong A.R. Design of Steel - Encased Concrete Beams - Columns. Proceeding ASCE. - 1968. - Vol. 94. - January. №1. - P. 267-281.
93. Керопян К.К., Карандаков Г.В., Музыченко Ю.Н. Электрическое моделирование и численные методы теории упругости. - М.: Стройиздат, 1973. - 384 с.
94. Бычков Д.В. Формулы и графики для расчета рам. - М.: Госстройиздат, 1957. -194 с.

95. Жемочкин Б.Н. Расчет рам. - М.: Литература по строительству. - 1965.-406 с.
96. Ржаницын А.Р. Строительная механика. - М.: Высшая школа, 1982.-400 с.
97. Коллатц Л. Численные методы решения дифференциальных уравнений: Пер. с нем. - М.: Иностранная литература, 1953. - 453 с.
98. Канторович Л.В., Крылов В.Н. Приближенные методы высшего анализа. - М.: Физматгиз, 1962. - 708 с.
99. Корнишин М.С. Нелинейные задачи теории пластин и пологих оболочек и методы их решения. - М.: Наука, 1964. -192 с.
100. Бреббия К., Теллес Ж., Вррубел Л. Методы граничных элементов / Пер. с англ. - М.: Мир, 1987. - 524 с.
101. Астанин В.В., Романченко В.И. Прочность и сжимаемость стеклопластика при ударе *И* Механика композитных материалов. - 1984.-№4.-С. 731-734.
102. Степанов Г.В., Астанин В.В. Определение сопротивления материала сдвигу за фронтом плоской ударной волны *И* Проблемы прочности. - 1976. - №4. - С. 94-98.
103. Астанин В. В. Экспериментальное исследование упругих предвестников плоских упруго-пластических волн в металлах // Проблемы прочности. - 1980. - №6. - С. 92-94.
104. Галиев Ш.У., Иващенко К.Б., Астанин В.В. Численное моделирование высокоскоростного взаимодействия толстостенной оболочки вращения, заполненной жидкостью, с двухслойной преградой // Проблемы прочности. - 1987. - №8. - С. 90-95.
105. Астанин В.В., Галиев Ш.У., Иващенко К.Б. Численно-экспериментальное исследование упругопластического взаимодействия ударника с преградой *И* Проблемы прочности. - 1987. - № 11. -С. 97-100.

106. Молодченко Г.А., Попельных В.Н. К вопросу надежности железобетонных стен силосов // Эффективные конструкции, методы расчета и возведения зданий и сооружений. - Белгород, 1993.-С. 57.
107. Молодченко Г.А., Попельных В.Н. Особенности эксплуатации и реконструкции силосов // Эксплуатация и ремонт систем народного хозяйства. - К.: УМК ВО, 1992. - С. 38-44.
108. Aktuell *И* Informationsbulletin der Emch+Berger Ingenieurunternehmungen. - №2. Dezember 1990. S.1.
109. Современные технологии при реализации Проекта Ремонта Мостов *И* Техническое описание ЗАО "Институт Стройпроект", 1998 -26 с.





```

C
C ----- MAIN -----
C
DOUBLE PRECISION A,B
DIMENSION PUB(11,7),UEB(11,7),SI(11,6),S2(11,6),WEBZ(11,6)
*,FIK(46,23),DFIK(46,23),AC(46,46) , S3(11,6),SPR(11,6)
*, FI(11,7),F2(11,7),F3(11,7),A(45,45),B(45),FI(13,8),PUB1(11,7)
*,WEBX(11,6),WEBY(11,6),WEBXY(11,6),AT(45,45) , C(45) , BSR1(46)
*,SX(11,6),SY(11,6),SXY(11,6),CRE(6),BC(46) , BS(46) , AS(46,46)
*,ASB(46,46),BSB(46),NKR(46) ,NKL(46) ,ASR(46,46) ,BSR(46)
*, RFIK(46,23),RDFIK(46,23),ALFA(11,6),IBK(11,6),UEB1(11,7)
*,UEB0(11,7),PUB0(11,7),IBK0(11,6)
real mx(21)
open(unit=1,file='g.dat')
open(unit=2,file='g.rez')
READ (1,600) NM,MM
600 FORMAT(214)
nm_0=nm
mm_0=mm
nshk=0
2020 IM=0
write (0,1107) nshk
1107 format(' nshk',i4)
pause
nm=niti_0
mm=mm_0
NP1=NM+1
MP1=MM+1
NP2=NM+2
MP2=MM+2
NP3=NM+3
MP3=MM+3
N=2*(2*MP1+NP1)
N2=N/2
NT=MM*(NM-1)
LS=(5*MM+1)/2
WRITE (2,677)
677 FORMAT (2X//Г)Б'-./ '†Б< ...f...'RKK>' к< Ъ, ЦЃ)цНЯІ"гИ< ьКЪгЪ ЦВД...Ѓ)...-К
'...-...ЙПЦ/5X, 'Ц5П D+rDf... ( , Г)...кйиЪ 'ГВ'ПП ')
CALL DINP (AM, BM, RB,NM,MM, PUS, DT,NDIM, UES,NKL,N, CX, DELX, DELY
*,IRAS,IPCOF,RKX0,IXXP,TCH,ITERP,SST,IRKXP,cm,al,F,Eb,nf,
*produs,mx,nshk,rkx_0)
c write (0,1108)
c 1108 format(' end_dinp')
c pause
if (nshk.eq.0) RKX_0=RKX0
UESP=UES/(1.-PUS*PUS)
H=AM
c write (0,1111) nm, npl,mm,mpl
c 1111 format(' npi,mpi',4I4)
c pause
DO 82 I=1,NP1
DO 82 J=1,MP1
S1(I,J)=1.
IBK0(I,J)=1
S2(I,J)=0.
82 S3(I,J)=0.

c write (0,1113)
c 1113 format(' end cycle')

```

```

      CALL ART(SI,S2,S3,RB,UEBO,PUBO,SPR,NP1,MP1,NP2,MP2,IBKO)
c      write (0,1109)
c 1109 format(' end_art' )
c      pause
      DO 1 1=1,NP1
      UEBO(I,1)=UEB0(I,3)
1 PUB0(I,1)=PUB0(I,3)
      XX=-PRODUS/(RKX0*AM*BM*UEB0(6,2)) +AM/2 .
      DO 5 IRKX=1,IRKXP
      RKX=IRKX*RKXO
      XXZ=-PRODUS/(RKX*AM*BM*UEB0(6,2))+AM/2.
      IF (XX.LT.AM) GOTO 559
      IF (XX.LT.XXZ) GOTO 559
      xx=xxz
559 CONTINUE
      IXX=0
550 CONTINUE
      IXX=IXX+1
      WRITE (2,107) IXX
107 FORMAT (2X/6X, ' ЦРПГ<          ККЪ...Г' , I3, ' ЦЪ X' )
      IF (IXX.GT.IXXP) GOTO 377
      CALL CONFI(N,N2,AM,BM,NM,MM,DFIK,FIK,XX)
c      write (0,1110)
c 1110 format(' end_confi' )
c      pause
      DO 10 1=1,NP1
      DO 10 J=1,MP2
      UEB(I,J)=UEB0(I, J)
10 PUB(I,J)=PUB0(I, J)
      DO 101 1=1,NP1
      DO 101 J=1,MP1
101 IBK(I,J)=IBK0(I, J)
      ITER=0
11 ITER=ITER+1
      IF (ITER.LT.ITERP) GOTO 23
      WRITE (2,24)
24 FORMAT (2X, 'TP"ЪКй,Л>Ъ. ITER > ITER.Цї)...., . ' )
      GOTO 377
23 CONTINUE
      DO 41 1=1,NP1
      DO 41 J=1,MP2
      F1(I, J) = (1.-PUB(I,J)*PUB(I,J))/UEB(I,J)
      F2(I,J)=PUB(I,J)*(1.+PUB(I,J))/UEB(I,J)
41 F3 (I, J) =2 . * (1.+PUB (I, J))/UEB(I,J)
      CALL COLREG(F1,F2,F3,A,CX,NT,MM,NM,NP1,MP1,NP2,MP2)
      CALL GRANSMA,A,NT,MM,NM)
      DO 100 1=1,NT
      DO 100 J=1,NT
100 AT(I,J)=A(I,J)
      DO 83 IJ=1,N
      DO 105 1=1,NT
      DO 105 J=1,NT
105 A(I,J)=AT(I,J)
      IPR=0
      CALL FRECON(A, B,FIK,DFIK,DELX,DELY,IJ,N,N2,MM,NM,NT,IPR)
      CALL GRANKN(A,NT,NM,MM,C)
      CALL SLINAL (NT, LS, A, B)
      CALL FUNKFI(FI,B,FIK,DFIK,DELX,DELY,IJ,NM,MM,NT,N,N2
* ,NP1,MP1,NP2,MP2,NP3,MP3)
      CALL STRESS(FI,SX,SY,SXY,WEBX,WEBY,WEBXY,UEB,PUB

```

```

      CALL PERCON(IJ,NP1,MP1,AC,WEBX,WEBY,WEBXY,XX,DELX,DELY,N,N2,CRE)
83 CONTINUE
      CALL PERSHL(N,UESP,DT,AS,AM,BM,MM,NM,XX,H)
      CALL BCCON(NM,MM,NP1,MP1,NP2,MP2,BC,WEBX,WEBY,XX,DELX
      *,DELY,N,N2,RKX,PUB,BS,PUS,AM,BM,WEBZ,NKL,IBK)
      IF (IPCOF.EQ.N) GOTO 4
      CALL PRACAS (N, AC, AS, BC, BS)
4 CONTINUE
      DO 131 I=1,N
      DO 132 J=1,N
132 ASB (I, J) =AS (I, J)-AC (I, J)
131 BSB(I)=-BS(I)+BC(I)
      DO 183 I=1,N
183 BSR(I)=0.
      LL=0
      DO 52 I=1,N
      IF (NKL(I).EQ.0) GOTO 52
      LL=LL+1
      DO 53 J=1,N
53 ASR(LL,J)=ASB(I, J)
      BSR(LL)=BSB(I)
52 CONTINUE
      LL=0
      DO 54 I=1,N
      IF (NKL(I).EQ.0) GOTO 54
      LL=LL+1
      DO 55 J=1,N
55 ASR(J,LL)=ASR(J, I)
      NKR(LL)=NKL(I)
54 CONTINUE
      IF (IRAS.EQ.O) GOTO 710
      WRITE (2,711)
711 FORMAT ('/RAS .ЖВ'ijn-L ЛТк".К'Т, '<Б" Б./Б,,Б '□< ' )
      WRITE (2,12) ((ASR(I,J),J=1,LL),1=1,LL)
      12 FORMAT (2X, 5 (E12.4,2X) )
      WRITE (2,712)
712 FORMAT ('/ RAS. ',БГБ,,Й>... -<...&> '<Т>' Б./Б,,Б '□<'/)
      WRITE (2,12) (BSR(I),1=1, LL)
710 CALL SLIN1(LL,NDIM,ASR, BSR)
      DO 2 I=1,N
      2 BSR1(I)=0.
      J=0
      DO 3 I=1, N
      IF (NKL(I).EQ.O) GOTO 3
      J=J+1
      BSR1(I)=BSR(J)
      3 CONTINUE
      DO 13 I=1,N
      DO 13 J=1,N2
      RFIKf,I,J)=0.
13 RDFIK(I,J)=0.
      DO 14 I=1,N
      DO 14 J=1,N2
      RFIKf,I,J)=FIK(I, J)*BSR1(I)
14 RDFIK(I,J)=DFIK(I,J)*BSR1(I)
      DO 15 I=2,N
      DO 15 J=1,N2
      RFIK(1,J)=RFIK(1,J)+RFIK(I, J)
15 RDFIK(1,J)=RDFIK(1,J)+RDFIK(I, J)
      DO 61 I=1,NT

```

```

61 A(I, J) =AT (I, J)
   IJ=1
   IPR=0
   CALL FRECON(A,B,RFIK,RDFIK,DELX,DELY,IJ,N,N2,MM,NM,NT,IPR)
   CALL GRANKN(A,NT,NM,MM,C)
   CALL SLINAL(NT,LS,A,B)
   CALL FUNKFI(FI,B,RFIK,RDFIK,DELX,DELY,IJ,NM,MM,NT,N,N2
*,NP1,MP1,NP2,MP2,NP3,MP3)
   CALL STRESS(FI,SX,SY,SXY,WEBX,WEBY,WEBXY,UEB,PUB
*,DELX,DELY,NP1,MP1,NP2,MP2,NP3,MP3)
   DO 211 I=1,NP1
   DO 211 J=1,MP1
   Z1=(SX(I,J)+SY(I,J))/2.
   Z2=SQRT((SX(I,J)-SY(I,J))*(SX(I,J)-SY(I,J))*0.25
*+SXY(I,J)*SXY(I, J))
   S2(I,J)=Z1+Z2
   S3(I,J)=Z1-Z2
   SI(I, J) = (UEB(I,J+1)*WEBZ(I, J)+PUB (I, J+1) * (S2(I,J)+S3(I,J)))
**IBK(I,J)
   IF (ABS(SXY(I,J)).GT.0.001) GOTO 510
   IF (ABS(S2(I,J)-SY(I,J)).GT.0.001) GOTO 511
   ALFA(I,J)=90.
   GOTO 211
511 IF (ABS(S2(I,J)-SX(I,J)).GT.0.001) GOTO 510
   ALFA(I,J)=0.
   GOTO 211
510 TAL=S2(I,J)-SY(I, J)
   IF (TAL.NE.0.0) GOTO 65
   TAL=1.E-20
65 TALFA=-SXY(I,J)/TAL
   ALFA (I, J) =18 0 . *ATAN (TALFA) /3.14
211 CONTINUE
   DO 7 I=1,NP1
   DO 7 J=1,MP2
   UEB1(I,J)=UEB(I, J)
7 PUB1(I,J)=PUB(I,J)
   CALL ART (SI,S2,S3, RB,UEB,PUB,SPR,NP1,MP1, NP2 ,MP2, IBK)
   DO 64 I=1,11
   UEB(I,1)=UEB(I,3)
64 PUB(I,1)=PUB(I,3)
   DO 6 I=1,NP1
   DO 6 J=1,MP2
   UEB(I,J)=(UEB(I,J)+ITER*UEB1(I,J))/(ITER+1)
   PUB(I,J)=(PUB(I,J)+ITER*PUB1(I,J))/(ITER+1)
6 CONTINUE
   DO 21 I=1,NP1
   DO 21 J=1,MP1
   Z1=(UEB1(I,J)-UEB(I,J))/UEB(I, J)
   IF (ABS(Z1).GT.TCH) GOTO 67
21 CONTINUE
   GOTO 68
67 CONTINUE
   DO 763 I=1,NP1
   DO 763 J=1,MP1
763 SI(I,J)=(UEB(I,J+1)*WEBZ(I,J)+PUB(I,J+1)*(S2(I,J)+S3(I,J)))
   DO 761 I=1,NP1
   DO 761 J=1,MP1
   IF (ABS(SI(I,J)).LT.0.001) GOTO 761
   IF (S1(I,J).LT.0.) GOTO 762
   IF (S1(I,J).LT.SPR(I,J)) GOTO 764

```

```

      GOTO 761
764 IBK(I,J)=1
      GOTO 761
762 CONTINUE
      IF (SI(I,J).GT.SPR(I,J)) GOTO 766
      IBK(I,J)=0
      GOTO 761
766 IBK(I,J)=1
761 CONTINUE
      DO 145 J=1,MM
      IF (ABS(SI(NP1,J)).GT.ABS(SPR(NP1,J))) GOTO 146
145 CONTINUE
      GOTO 11
146 continue
      WRITE (2,147)
147 FORMAT (2X/5X, 'i)Пфi)'П...КП... ЦП 'Г'К Ф'ЪК... f1...'ЪЙЪ' )
      WRITE (2,1077)      rkx
      WRITE (2,1012)      (BC(I),I=1,N)
      WRITE (2,1079)      rkx
      WRITE (2,1012)      (BS(I),I=1,N)
      WRITE (2,66) I      ( (SI(I,J),J=1,MP1),I=1,NP1)
      WRITE (2,512)
      WRITE (2,66) I      ; (SPR (I,J),J=1,MP1),I=1,NP1)
      WRITE (2,63) I      ; (PUB(I,J),J=1,MP2),I=1,NP1)
      WRITE (2,213)
      WRITE (2,66) i      ((S2(I, J),J=1,MP1),I=1,NP1)
      WRITE (2,214)
      WRITE (2,66) i      ((S3(I,J) , J=1,MP1),I=1,NP1)
      GOTO 377
1077 FORMAT (2X/'Ц...Ī)...Б...™...КПц , Г...'ИЙКИН, ц,,i)... Ъ.' RkX= ' , E12.4/)
1012 FORMAT(6(E12.4,2X))
1079 FORMAT (2X/'Ц...Ī)..Д...™...ЙПц , НГИ<Ъ-Јб... Н' RkX= ' , E12.4/)
66 FORMAT(6(E12.4,2X))
512 FORMAT (2X/ 12X, ' ЦГ).....< ЈбК >... КВЦ?)ц1...КПц , Г./ИК... SPR'/)
63 FORMAT(7(E12.4,2X))
213 FORMAT (2X/12X, ' К»ЦĪ)ц+...ЙПц , f1../ИЙ.. S2 ' /)
214 FORMAT (2X/12X, ' КЪЦГ)ц+...КПц , f1../ НК... S3'/)
68 CONTINUE
      WRITE (2,143) ITER
143 FORMAT(2X/12X/И ЦГ)ПГ< □+...КП°Д ЦП ЕВ - ',12)
      PXX=XX
      IF (XX.LT.AM) GOTO 1100
      PXX=AM/2.
1100 SIGMB=WEBZ(NP1,1)*UES-PUS*RDFIK(1, 1)/DT
      SIGMBS=WEBZ(NP1,1)*UES-PUS*RDFIK(1,MP2)/DT
      SIGMH=WEBZ(1,1)*UES-PUS*RDFIK(1,N2)/DT
      I2=N2-MP1
      SIGMHS=WEBZ(1,1)*UES-PUS*RDFIK(1,12)/DT
      IF (SIGMH.LT.SST) GOTO 8
      WRITE (2,9) SIGMH
9 FORMAT (2X/12X, 'И"ИКИ, ЈбН. SIGMH =' ,E12.5,' > SST')
      GOTO 377
8 Z1=SIGMB*BM*DT
      Z2=(2.*SIGMBS+PXX*(SIGMHS-SIGMBS)/AM)*PXX*DT
      SC=Z1+Z2
      Z2=(WEBZ(NP1,1)*UES-PUS*RDFIK(1,MP2)/DT)*XX*DT
      FMOM=-Z1*AM/2.-Z2*(AM/2.-XX/3.)
      Z1=SIGMH*BM*DT
      Z2=(2.*SIGMHS+(AM-PXX)*(SIGMBS-SIGMHS)/AM)*(AM-PXX)*DT
      IF (XX.GE.AM) GOTO 1101
      ST Z1 : Z2

```

```

      GOTO 1102
1101 ST=0.
      SC=SC+Z1+Z2
1102 CONTINUE
      I2=N2-MP1
      Z2=(WEBZ(1,1)*UES-PUS*RDFIK(1,12)/DT)*(AM-XX)*DT
      FMOM=FMOM+Z1*AM/2.+Z2*(AM/2.-(AM-XX)/3.)
      WRITE (2,555) FMOM
555 FORMAT(2X,'FMOM =',E12.5)
      SYMP=SC+ST
      SYMPM=SC
      SYMPP=ST
      DO 532 I=1,NP1
      HI=(I-1)*DELY
      DO 532 J=1,MP1
      IF (IBK(I,J).EQ.O) GOTO 532
      CALL INDF(I,J,NP1,MP1,FKI,FKJ)
      SYMP=SYMP+2.*S1(I,J)*FKI*FKJ*DELX*DELY
      FMOM=FMOM+2.*S1(I,J)*FKI*FKJ*DELX*DELY*(AM/2.-HI)
      IF (S1(I,J).LT.O.) GOTO 141
      SYMPP=SYMPP+2.*S1(I,J)*FKI*FKJ*DELX*DELY
      GOTO 532
141 SYMPM=SYMPM+2.*S1(I,J)*FKI*FKJ*DELX*DELY
532 CONTINUE
      WRITE (2,142) PRODUS
142 FORMAT (2X/12X, 'ЦГ)Б,,Б<к,KB...      ',E12.5)
      WRITE (2,554) XX,SYMP,SYMPP,SYMPM,IXX,SIGMH,FMOM
554 FORMAT(2X,'XX =',E10.3,' SYMP =',3(E10.3,' '),CXX =',I2,
      *' SIGMH =',E10.3,' FMOM =',E12.5)
      SYMP=SYMP-PRODUS
      Z1=SYMP/(-SYMPM+SYMPP)
      IF (ABS(Z1).LT.0.05) GOTO 551
      XX1=XX
      XX=XX1*SQRT(1.+SYMP/(-SYMPM+SYMPP))
GOTO 550
551 continue
      WRITE (2,56) LL
56 FORMAT (2X/1 OX,      '<Б ft...ОФК > • =',I3/)
      WRITE (2,59) (NKR(I),I=1,LL)
59 FORMAT(2X,10(15,2X))
      WRITE (2,123)
123 FORMAT(2X,11(E9.3,' '))
      WRITE (2,113) (BSR1(J),J=1,6)
      WRITE (2,113) (BSR1(J),J=7,17)
      WRITE (2,113) (BSR1(J),J=18,23)
      WRITE (2,113) (BSR1(J),J=24,29)
      WRITE (2,113) (BSR1(J),J=30,40)
      WRITE (2,113) (BSR1(J),J=41,46)
113 FORMAT(2X,11(E9.3,' '))
      WRITE (2,212)
212 FORMAT (2X/12X, 'ЙВЦГ|И+...ЙОц ,      SI/)
      WRITE (2,66) ((SI(I,J),J=1,MP1),I=1,NP1)
      WRITE (2,552) RKX,XX,FMOM,nshk
552 FORMAT (2X/12X, 'Jbt)D,D* KB =',E10.3,' X =',E10.3,' M =',E12.5,
      *' nshk=',i4)
      IM=IM+1
c WRITE (3,1552) RKX,FMOM
1552 format(e10.3,e12.5)

      if (abs(RKX-RKX_0).gt.0.1*abs(RKX)) then
          RKX_0=RKX

```

```

    call PR_U (nf, am, bm, cm, dt, al, Eb, UES, F, Dsb, RKX, PRODUS, nshk,mx)
    goto 2020
endif

DO 103 I=1,NP1
DO 103 J=1,MP2
UEBO(I,J)=UEB(I, J)
103 PUB0(I,J)=PUB(I,J)
DO 104 I=1,NP1
DO 104 J=1,MP1
104 IBK0(I,J)=IBK(I,J)
5 CONTINUE
WRITE (2,213)
WRITE (2,66) ((S2(I,J),J=1,MP1),I=1,NP1)
WRITE (2,214)
WRITE (2,66) ((S3(I,J),J=1,MP1),I=1,NP1)
WRITE (2,500)
500 FORMAT (2X/12X, "'f<>> ЙЪЛхЪКВ Г<Ъ,К>« ALFA'/)
WRITE (2,66) ((ALFA(I,J),J=1,MP1),I=1,NP1)
WRITE (2,512)
WRITE (2,66) ((SPR(I,J),J=1,MP1),I=1,NP1)
WRITE (2,771)
771 FORMAT(2X/10X,Г../Т.ЙЪ')
WRITE (2,63) ((UEB(I,J),J=1,MP2),I=1,NP1)
WRITE (2,63) ((PUB(I,J),J=1,MP2),I=1,NP1)
WRITE (2,765) ((IBK(I,J),J=1,MP1),I=1,NP1)
765 FORMAT(2X,6(I3,4X))
WRITE (2,553)
553 FORMAT (2X/12X 'П П ЙО "П ПЕСВ ФЪ ЙП ЛКЪ')

377 REWIND(3)
c WRITE (3,2001) IM
2001 FORMAT(15)
STOP
END

C
C ----- PROD -----
C

SUBROUTINE PR_U (nf,am,bm,cm,dt,al,Eb,UES,F,Dsb,RKX,PRODUS,
*nshk,mx)
real Ml(21),Mx(21),MF(21),Dsb(21),Nx

nshk=nshk+1
write (0,1100) nshk
1100 format(' nshk(prod)',i4)
pause

c=cm
nz=20
hz=c*3.0/nz
nzl=nz+1
a=am
b=bm

Es=UES

Ds=Es*(am-dt)*(bm-dt)

c3=c*c*c
tg=sin(al)/cos(al)

```

```

tg3=tg*tg*tg
cos3=cos(al)*cos(al)*cos(al)

do 2 i=1,nzl
z=(i-1)*hz
if (z.ge.0.and.z.le.c) then
  M1(i)=-z*tg
  if (nf.eq.3) MF(i)=F*z
endif
if (z.ge.2*c.and.z.le.3*c) then
  M1(i)=(3*c-z)*tg
  if (nf.eq.3) MF(i)=(3*c-z)*F
endif
if (z.gt.c.and.z.lt.2*c) then
  M1(i)=-c*tg
  if (nf.eq.3) MF(i)=F*c
endif
if (nf.eq.2) then
  if (z.ge.0.and.z.le.(1.5*c)) MF(i)=0.75*F*z
  if (z.gt.(1.5*c).and.z.le.3*c) MF(i)=0.5*F*(3*c-z)
endif
2 continue

do 3 i=1,nzl
3 Dsb(i)=Mx(i)/RKX

c write (0,1102) (mf(i),i=1,nzl)
c 1102 format(' mf',5e10.3)
c pause

sum1=0
sum2=0
do 4 i=2,nz
sum2=sum2+M1(i)*MF(i)*hz/Dsb(i)
4 sum1=sum1+M1(i)*M1(i)*hz/Dsb(i)

dll=sum1+c/Ds*(2/cos3+1+2*tg3)
DIF=sum2

c write (0,1103) dll,dlf
c 1103 format(' dll,dlf,2e10.3)
c pause

xl=-DIF/dll
do 5 i=1,nzl
5 Mx(i)=M1(i)*xl+MF(i)
Nx=-xl

c write (0,1105) xl
c 1105 format(' xl',e10.3)
c pause

PRODUS=Nx

return
end

C
C
C
DINP

```

```

SUBROUTINE DINP(AM,BM,RB,NM,MM,PUS,DT,NDIM,UES,NKL,N,CX,DELX,DELY
*,IRAS,IPCOF,RKXO,IXXP,TCH,ITERP,SST,IRKXP,cm,al,F,Eb,nf,
*produs,mx,nshk,rkx_0)
  real Ml(21),Mx(21),MF(21),Dsb(21)
  DIMENSION NKL(N)
  if (nshk.eq.0) then
    READ (1,601) RB,IRKXP,SST,ITERP,TCH,IXXP,IRAS,
    *AM,BM,PUS,DT,NDIM,UES,
    *cm,al,F,Eb,nf
    601 FORMAT(F8.1,14,F8.1/14,F8.2,2I4/3F8.3,E8.2,14,E8.2/3f8.3,e8.3/i3)
    READ (1,602) 10,RKXO
    602 FORMAT(12,E11.5)
  c WRITE (3,605) PRODUS '
  c 605 FORMAT(E12.5)

  c if (nshk.eq.0) then

    al=al*3.1415/180

    nz=20
    nzl=nz+1
    hz=3.0*cm/nz
    Ds=UES*(am-dt)*(bm-dt)
    do 1 i=1,nzl
      1 Dsb(i)=bm*bm/12*(Eb*am*bm+2*UES*dt*(3*am+bm))

  c      write (0,1102) (dsb(i),i=1,nzl)
  c 1102 format(' dsb',5e10.3)
  c      pause

    c3=cm*cm*cm
    tg=sin(al)/cos(al)
  c      write (0,1103) tg
  c 1103 format(' tg',e10.3)
  c      pause
    tg3=tg*tg*tg
    cos3=cos(al)*cos(al)*cos(al)

    do 2 i=1,nzl
      z=(i-1)*hz
      if (z.ge.0.and.z.le.cm) then
        Ml(i)=-z*tg
        if (nf.eq.3) MF(i)=F*z
      endif
      if (z.ge.2*cm.and.z.le.3*cm) then
        Ml(i)=-((3*cm-z)*tg)
        if (nf.eq.3) MF(i)=(3*cm-z)*F
      endif
      if (z.gt.cm. and.z.lt.2*cm) then
        Ml(i)=-cm*tg
        if (nf.eq.3) MF(i)=F*cm
      endif
      if (nf.eq.2) then
        if (z.ge.0.and.z.le.1.5*cm) MF(i)=0.75*F*z
        if (z.gt.1.5*cm.and.z.le.3*cm) MF(i)=0.5*F*(3*cm-z)
      endif
    2 continue

  c      write (0,1100) (ml(i),i=1,nzl)
  c      write (0,1100) (mf(i),i=1,nzl)
  c      .....

```

```

c write (0,1104) ds
c 1104 format(' ds ',e/O.3)
c pause

      dll=5*c3*tg/(3*Dsb(1)) + cm/Ds*(2/cos3+1+2*tg3)

      if (nf.eq.2) DIF=-23*F*c3/(24*Dsb(1))*tg
      if (nf.eq.3) DIF=-5*F*c3/(3*Dsb(1))*tg

c      write (0,1100) dll,dlf
c      pause

      xl=-DIF/dll
      do 3 i=1,nzl
3      Mx(i)=Ml(i)*xl+MF(i)
c      write      (0,1100)  (mx(i) , i=1,nzl)
c 1100 format(5ell.3)
c      pause

      PRODUS=-xl

c      write      (0,1100)  produs
c      pause
c      endif

      IPCOF=N

      IF (PRODUS.NE.0.) GOTO 70
      IF (10.EQ.O) RKX0=2.0E-4/AM
      GOTO 71
70 IF (10.EQ.O) RKX0=(1.4-0.1*PRODUS/(AM*BM*RB))*1.0E-4/AM
      endif

      if (nshk.gt.0) rxx0=rxx_0

71 DELX=BM/(2*MM)
      DELY=AM/NM
      CX=DELX/DELY
      WRITE (2,201)
201 FORMAT (2X//Г...ЪБ../ Ì)П-... 'JbD...           ,,ЪКК >...')
      WRITE (2,202) AM,BM,DT
202 FORMAT (2X, 'Г)ЪФй>...Т)> ЦТ1Ц...Т)...-ЙЪГ'Ъ Y...-...КОц (М) AM=',E12.5,' BM=',
      *E12.5,/2X, ' 'Ъ<™DKB Ъ^Ъ<Ъ-Л>П =',E12.5)
      WRITE (2,203)
203  FORMAT (2X// ' "ЩП—... 'JbD...           ,/Bi£к >...¹ / )
      WRITE (2,204) UES,PUS,RB,SST
204  FORMAT (2X, 'bH,, "<ib "Ц1)"ГЪ " □ (Т/М2) =', E12.5/2X, ' ЈГТК" " . ЦВД...Г)...-Й.
      *,... "Ъ1)H=Ъ-П"л =', E12.5/2X, 'Ц1Ъ'H-КГЪ'н> Г...'ИЇСВ (Т/М2) -',E12.5/
      *2X, ' Цї)'..'Jb"-... "D "Ъ<П (Т/М2) -',E12.5)
      WRITE (2,1205) RKX0
1205 FORMAT (2X, ' KB-Ъ< ЪКК... ФЙВ-...КП... ЈbfjD, ПФК > ', E12.5)
      DO 81 I=1,N
      81 NKL(I)=I
      DO 194 I=24,46
194 NKL(I)=0
      RETURN
      END

C
n
C

```

SLINAL

```

      SUBROUTINE SLINAL(N,LS,A,B)
      DOUBLE PRECISION A, B,CC
      DIMENSION A(N,N),B(N)
      N1=N-1
      DO 100 K=1,N1
      NN=LS+K
      IF (NN.LE.N) GOTO 12
      NN=N
      12 K1=K+1
         CC=A(K,K)
         3 DO 4 J=K1,NN
            4 A(K, J) =A(K, J)/CC
            B(K)=B(K)/CC
      DO 10 I=K1,NN
      CC=A(I,K)
      NN1=LS+I
      IF (NN1.LE.N) GOTO 15
      NN1=N
      15 DO 9 J=K1,NN1
      9 A(I,J)=A(I,J)-CC*A(K, J)
      . 10 B(I)=B(I)-CC*B(K)
      100 CONTINUE
      101 B(N)=B(N)/A(N,N)
      DO 200 L=1,N1
      K=N-L
      K1=K+1
      NN=LS+K
      IF (L.GT.LS) GOTO 14
      NN=N
      14 DO 200 J=K1,NN
      200 B(K)=B(K)-A(K, J)*B(J)
      IFAIL=0
      300 RETURN
      END
      C
      C ----- RERCON -----
      C
      SUBROUTINE PERCON(IJ,NP1,MP1,AC,WEBX,WEBY,WEBXY,XX,DELY
      *,DELY,N,N2,CRE)
      DIMENSION WEBX(NP1,MP1),WEBY(NP1,MP1),WEBXY(NP1,MP1)
      *,AC(N,N),CRE(MP1)
      AM=DELY*(NP1-1)
      IRX=0
      IF (XX.LT.AM) GOTO 881
      XXX=XX
      XX=AM/2.
      IRX=1
      881 DO 62 J=1,N
      62 AC (I J, J)=0.
      IX=XX/DELY
      JX=NP1-IX
      JX1=JX-1
      DY=XX-IX*DELY
      IM1=-1
      DO 70 J=1,MP1
      70 CRE(J)=WEBY(JX,J)+(WEBY(JX-1,J)-WEBY(JX,J))*DY/DELY
      DO 86 J=1,MP1
      DO 82 I=JX,NP1
      IF (I.EQ.JX) GOTO 81
      DL=(WEBY(I,J)+WEBY(I-1,,J))*DELY/2.

```

```

81 DL=(WEBY(I,J)+CRE(J))*DY/2.
82 AC(IJ,J)=AC(IJ,J)+DL
   J3=N2-J+1
   DO 83 K=1,JX1
     I=JX1-K+1
     IF (I.EQ.JX1) GOTO 84
     DL=(WEBY(I, J)+WEBY(1+1,J))*DELY/2 .
     GOTO 83
84 DL=(WEBY(I,J)+CRE(J))*(DELY-DY)/2.
83 AC(IJ,J3)=AC(IJ,J3)+DL
   IF (J.EQ.1) GOTO 86
   DO 85 1=2,J
     AC(IJ,J+N2)=AC(IJ,J+N2)+(WEBX(NP1,I)+WEBX(NP1,1-1))*DELX/2.
     J6=N-J+1
85 AC(IJ,J6)=AC(IJ,J6)+(WEBX(1,1)+WEBX(1,1-1))*DELX/2.
86 CONTINUE
   DO 73 I=JX,NP1
     J5=N2+MP1+NP1-I+1
     DO 73 J=JX,I
       IF (J.EQ.JX) GOTO 72
       DL=(WEBY(J,MP1)+WEBY(J-1,MP1))* DELY/2.
       GOTO 73
72 DL=(WEBY(J,MP1)+CRE(MP1))*DY/2.
73 AC(IJ,J5)=AC(IJ,J5)+DL
   DO 71 K=1,JX1
     I=JX1-K+1
     J5=N2+MP1+NP1-I+1
     DO 71 L=I,JX1
       J=JX1-L+I
       IF (J.EQ.JX1) GOTO 74
       DL=(WEBY(J,MP1)+WEBY(J+1,MP1))*DELY/2.
       GOTO 71
74 DL=(WEBY(J,MP1)+CRE(MP1))*(DELY-DY)/2 .
71 AC(IJ,J5)=AC(IJ,J5)+DL
   DO 75 1=1,NP1
     J2=MP1+NP1-I+1
     DO 75 J=2,MP1
       75 AC(IJ,J2)=AC(IJ,J2)+(WEBX(I,J)+WEBX(I,J-1))*DELX/2.
IF (IRX.EQ.O) GOTO 882
XX=XXX
882 CONTINUE
RETURN
END
C
C ----- RERSHL -----
C
      SUBROUTINE PERSHL(N,UESP,DT,AS,AM,BM,MM,NM,XX, H)
DOUBLE PRECISION ZO,Z1,Z2,Z3,Z4,Z5,Z6,Z7
DIMENSION AS(N,N)
IRX=0
IF (XX.LT.AM) GOTO 881
XXX=XX
XX=AM/2.
IRX=1
881 MM1=MM+1
NM1=NM+1
TE=UESP*DT
DO 9 1=1,N
DO 9 J=1,N
9 AS(I,J)=0.

```

```

I3=N/2-I+1
I4=N/2+I
I6=N-1+1
BMI=BM*(1-1)/MM
DO 2 J=1,MM1
BMX=BM*(J-1J/MM
J3=N/2-J+1
J6=N-J+1
J4=N/2+J
Z1=3.*(BM*BM-BMX*BMX)*(BM-BMI)/(16.*TE*DT*DT)
Z2=3.*(BM+BMI)/(AM+3.*BM)+(4.*AM+3.*BM-BMI)/(AM+BM)
AS(13,J)=Z1*(Z2-4.)
Z1=2.*(H*H*(H+3.*BM)+BM*DT*DT)
IF (BMI.GT.BMX) GOTO 12
AS(14,J4)=BMI*(1.-BMI*DT*DT/Z1)/(2.*TE)
GOTO 13
12 AS (14,J4)=BMX*(1.-BMI*DT*DT/Z1)/(2.*TE)
13 AS(14,J3)=0.
IF (BMI.GT.BMX) GOTO 14
AS(16,J6)=BMI*(1.-BMI*DT*DT/Z1)/(2.*TE)
GOTO 15
14 AS(16,J6)=BMX*(1.-BMI*DT*DT/Z1)/(2.*TE)
15 CONTINUE
IF (BMX.GE.BMI) GOTO 20
Z0=(BM-BMI)*(BM-BMI)*(2.*BM+BMI-3.*BMX)
Z1=4.*(Z0+6.*(BM-BMX)*(BM-BMI)*(2.*AM+BM))
GOTO 21
20 Z0=(BM-BMX)*(BM-BMX)*(2.*BM+BMX-3.*BMI)
Z1=4.*(Z0+6.*(BM-BMI)*(BM-BMX)*(2.*AM+BM))
21 Z2=9.*(BM*BM-BMX*BMX)*(BM*BM-BMI*BMI)/(AM+3.*BM)
Z3=3.*(BM-BMX)*(4.*AM+3.*BM-BMX)*(4.*AM+3.*BM-BMI)*(BM-BMI)
*/(AM+BM)
AS(I,J)=((Z1-Z2-Z3)/(16.*DT*DT)+XX/2.)/TE
AS(13,J3)=((Z1-Z2-Z3)/(16.*DT*DT)+(H-XX)/2.)/TE
J4=J+N/2
Z1=BM*BM-BMI*BMI
Z2=8.*UESP*H*AM*(AM+3.*BM)
AS(I,J4)=0.
J3=1-J+N/2
Z1=3.*(BM+BMI)/(AM+3.*BM)+(4.*AM+3.*BM-BMI)/(AM+BM)
Z2=3.*(BM*BM-BMX*BMX)*(BM-BMI)
AS(I,J3)=Z2*(Z1-4.)/(16.*TE*DT*DT)
J6=N-J+1
2 AS(I,J6)=0.
DO 1 J=1,NM1
J2=MM1+J
J5=N/2+MM1+J
HX=AM-AM*(J-1)/NM
IF (J.EQ.1) GOTO 1001
IF (J.EQ.NM1) GOTO 1001
Z1=3.*(BM-BMI)*(AM-HX)/(4.*TE*DT*DT)
Z2=((AM-HX)*(AM+2.*HX)+3.*AM*BM)*(BM+BMI)/(AM*(AM+3.*BM))
Z3=(4.*AM+3.*BM-BMI)*(AM+BM-HX)/(AM+BM)
AS(13,J2)=Z1*(4.*(AM+BM-HX)-Z2-Z3)
1001 CONTINUE
IF (HX.GT.(H-XX)) GOTO 11
AS(13,J5)=(H-XX-HX)/(TE*2.)
11 Z1=HX*(HX*(3.*H-2.*HX)+3.*BM*H)/DT
AS(14,J2)=Z1*BMI/(2.*UESP*H*H*(H+3.*BM))
Z1=(H-HX)*((H-HX)*(H+2.*HX)+3.*BM*H)/(DT*DT*DT)
Z2=2.*UESP*(H*H*(H+3.*BM)+BM*DT*DT)

```

```

AS(16,J2)=BMI*DT*DT*(Z1+BM/(2.*DT))/Z2
IF (J.EQ.1) GOTO 1002
IF (J.EQ.NM1) GOTO 1002
Z1=4.*(AM+BM-(H-HX))
Z2=((AM-(H-HX))*(AM+2.*(H-HX))+3.*AM*BM)*(BM+BMI)
Z3=(4.*AM+3.*BM-BMI)*(AM+BM-H+HX)/(AM+BM)
Z4=3.*(BM-BMI)*(AM-H+HX)/(4.*TE*DT*DT)
AS(I,J2)=Z4*(Z1-Z2/(AM*(AM+3.*BM)))-Z3
1002 CONTINUE
IF (HX.LE.(H-XX)) GOTO 1
AS(I,J5)=(HX-(H-XX))/(TE*2.)
1 CONTINUE
DO 4 I=1,NM1
HI=H-H*(1-I)/NM
I5=N/2+MMI+I
I2=I+MMI
DO 3 J=1,MMI
BMX=BM*(J-I)/MM
J4=N/2+J
J3=N/2-J+1
J6=N-J+1
IF (I.EQ.NM1) GOTO 402
Z1=(AM-H+HI)*(AM+2.*(H-HI))+3.*AM*BM/(AM*AM*(AM+3.*BM))
AS(12,J4)=BMX*Z1*(AM-H+HI)/(2.*TE)
402 CONTINUE
IF (I.EQ.1) GOTO 401
IF (I.EQ.NM1) GOTO 401
Z1=3.*(BM-BMX)*(AM-(H-HI))/(4.*TE*DT*DT)
Z2=4.*(AM+BM-(H-HI))
Z3=(BM+BMX)*((AM-H+HI)*(AM+2.*(H-HI))+3.*AM*BM)
Z4=(4.*AM+3.*BM-BMX)*(AM+BM-H+HI)/(AM+BM)
AS(12,J)=Z1*(Z2-Z3/(AM*(AM+3.*BM)))-Z4
Z1=3.*(BM*BM-BMX*BMX)*HI/(4.*TE*DT*DT)
Z2=(HI*(H+2.*(H-HI))+3.*H*BM)/(H*(H+3.*BM))
AS(12,J3)=Z1*(Z2+(HI+BM)/(H+BM)-2.)
401 CONTINUE
IF (I.EQ.1) GOTO 404
Z2=HI*(HI*(H+2.*(H-HI))+3.*H*BM)/(H*H*(H+3.*BM))
AS(12,J6)=BMX*(1.-Z2)/(2.*TE)
404 CONTINUE
IF (HI.LT.(H-XX)) GOTO 5
AS(15,J)=(HI-(H-XX))/(TE*2.)
5 J3=N/2-J+1
IF (HI.GT.(H-XX)) GOTO 3
AS(15,J3)=((H-XX)-HI)/(TE*2.)
3 CONTINUE
DO 4 J=1,NM1
HX=H-H*(J-1)/NM
J5=N/2+MMI+J
J2=J+MMI
XI2=HI*(HI*(AM+2.*(H-HI))+3.*AM*BM)
* / (AM*AM*(AM+3.*BM))
XX2=HX*(HX*(AM+2.*(H-HX))+3.*AM*BM)
* / (AM*AM*(AM+3.*BM))
X3=(AM-H+HI)*(AM-H+HI+BM)/(2.*(AM+BM))
IF (I.EQ.1) GOTO 171
IF (I.EQ.NM1) GOTO 171
IF (J.EQ.1) GOTO 171
IF (J.EQ.NM1) GOTO 171
Z1=-HX*HI*(HX*(3.*AM-2.*HX)+3.*AM*BM)*(HI*(3.*AM-2.*HI)+
* 3.*AM*BM)/(12.*AM*AM*(AM+3.*BM))

```

```

      Z2=- (HX+BM)*HX*HI*(HI+BM)/ (4 . *(AM+BM))
      Z3=HX*BM*HI/2.
      IF (HX.GE.HI) GOTO 22
      Z4=HX*HX*(3.*HI-HX)/6.
      GOTO 23
22  Z4=HI*HI*(3.*HX-HI)/6 .
23  Z5=12.*(Z1+Z2+Z3+Z4)/(TE*DT*DT)
GOTO 172
171 Z5=0.
172 Z6=BM*((1.-XI2)*(1.-XX2)+XX2*XI2)/(2.*TE)
      AS (12,J2)=Z5+Z6
      IF (HI.LT.(H-XX)) GOTO 6
      IF (HX.LT.(H-XX)) GOTO 4
      IF (HX.GT.HI) GOTO 7
      IF (ABS(HI-H+XX).LT.0.000001) GOTO 4
      AS(15,J5)=(HX-H+XX)*(HX-H+XX)/(2.*TE*(HI-H+XX))
      GOTO 4
7  AS(15, J5) = (HI-(H-XX))/(2.*TE)
      GOTO 4
6  IF (HX.GT.(H-XX)) GOTO 4
      IF (HX.LT.HI) GOTO 8
      IF (ABS(H-XX-HI).LT.0.000001) GOTO 4
      AS(15,J5) = (H-XX-HX)*(H-XX-HX)/(2.* TE *(H-XX-HI))
      GOTO 4
8  AS(15,J5)=(H-XX-HI)/(2,*TE)
4  CONTINUE
      IF (IRX.EQ.0) GOTO 882
      xx=xxx
882 CONTINUE
RETURN
END
C
C ----- BCCON -----
C
      SUBROUTINE BCCON(NM,MM,NP1,MP1,NP2,MP2,BC,WEBX,WEBY,XX,DELX
      *,DELY,N,N2,RKX,PUB,BS,PUS,AM,BM,WEBZ,NKL,IBK)
      DIMENSION WEBX(NP1,MP1),WEBY(NP1,MP1),PUB(NP1,MP2),BC(N
      *,BS(N),WEBZ(NP1,MP1),NKL(N),IBK(NP1,MP1)
      DO 62 J=1,N
      BS(J)=0.
      62 BC(J)=0.
      PXX=XX
      IF (XX.LE.AM) GOTO 881
      PXX=AM/2.
      881 IX=PXX/DELY
      DY=PXX-IX*DELY
      JX=NP1-IX
      JX1=JX-1
      DO 21 I=1,MP1
      BS(I)=PUS*PXX*(XX*2.-PXX)*RKX/2.
      I3=N2-I+1
      BS(I3)=PUS*(AM-PXX)*(XX*2.-PXX-AM)*RKX/2.
      I4=N2+I
      BS(14)=PUS*XX*RKX*(1-1)*DELX
      I6=N-I+1
      21 BS(16)=PUS*(-AM+XX)*RKX*(1-1)*DELX
      DO 22 I=JX,NP1
      I2=MP1+NP1-I+1
      B S(12) = (DY/XX+({I-JX}*DELY+XX-PXX)/XX)* PUS *XX* RKX*BM/2.
      I5=N2+I2

```

```

DO 23 I=1,JX1
IK=JX1-I+1
I2=MP1+NP1-IK+1
I5=N2+I2
BS(12)=(XX-PXX-((DELY-DY)+(1-1)*DELY))*PUS*RKX*BM/2.
23 BS(15)=(XX-PXX-0.5*(DELY-DY+(1-1)*DELY))*(DELY-DY+(1-1)*DELY)
**RKX*PUS
DO 111 I=JX,NP1
DO 111 J=1,MP1
WEBZ(I,J)=-RKX*(DY+(I-JX)*DELY+XX-PXX)
WEBX(I,J)=RKX* PUB(I,J+1)*(DY+(I-JX)* DELY+XX-PXX)
111 WEBY(I,J)=WEBX(I,J)
DO 112 I=1,JX1
IK=JX1-I+1
DO 112 J=1,MP1
WEBZ(IK,J)=-RKX*(XX-PXX-(DELY-DY+(1-1) *DELY) )
WEBX(IK,J)=(PUB(IK,J+1)*RKX*(XX-PXX-(DELY-DY+(1-1)*DELY)))
**IBK(IK,J)
112 WEBY(IK,J)=WEBX(IK, J)
DO 86 J=1,MP1
DO 82 I=JX,NP1
IF (I.EQ,JX) GOTO 81
DL=(WEBY(I,J)+WEBY(I-1, J))*DELY/2.
GOTO 82
81 DL=(WEBY(I,J)*(2.-DY/DELY)+DY*WEBY(I-1,J)/DELY)*DY/2.
82 BC(J)=BC(J)+DL
J3=N2-J+1
DO 83 K=1,JX1
I=JX1-K+1
IF (I.EQ,JX1) GOTO 84
DL=(WEBY(I,J)+WEBY(1+1,J))*DELY/2 .
GOTO 83
83 4 DL=(2.*WEBY(I,J) + (DELY-DY)*(WEBY(I+1,J)-WEBY(I,J))/DELY)
**((DELY-DY)/2.
83 BC(J3)=BC(J3)+DL
IF (J.EQ,1) GOTO 86
DO 85 I=2,J
BC(J+N2)=BC(J+N2)+(WEBX(NP1,I)+WEBX(NP1,1-1))*DELX/2.
J6=N-J+1
85 BC(J6)=BC(J6)+(WEBX(1,I)+WEBX(1,1-1))*DELX/2.
86 CONTINUE
DO 73 I=JX,NP1
J5=N2+MP1+NP1-I+1
DO 73 J=JX,I
IF (J.EQ,JX) GOTO 72
DL=(WEBY(J,MP1)+WEBY(J-1,MP1))* DELY/2.
GOTO 73
72 DL=(WEBY(J,MP1)*(2.-DY/DELY)+DY*WEBY(J-1,MP1)/DELY)*DY/2.
73 BC(J5)=BC(J5)+DL
DO 71 K=1,JX1
I=JX1-K+1
J5=N2+MP1+NP1-I+1
DO 71 L=I,JX1
J=JX1-L+I
IF (J.EQ,JX1) GOTO 74
DL=(WEBY(J,MP1)+WEBY(J+1,MP1))*DELY/2.
GOTO 71
74 DL=(2.*WEBY(J,MP1)+(DELY-DY)*(WEBY(J+1,MP1)-WEBY(J,MP1))/DELY)
**((DELY-DY)/2.
71 BC(J5)=BC(J5)+DL
DO 75 I=1 NP1

```

```

      J2=MP1+NP1-I+1
DO 75 J=2,MP1
75 BC(J2)=BC(J2)+(WEBX(I,J)+WEBX(I,J-1))*DELX/2.
377 RETURN
END
C
C ----- CONF I -----
C
      SUBROUTINE CONF I(N,N2,AM,BM,NM,MM,DFIK, FIK,XX)
      DIMENSION FIK(N,N2),DFIK(N,N2)
      IRX=0
      IF (XX.LT.AЙ) GOTO 881
      XXX=XX
      XX=AM/2.
      IRX=1
      881 H=AM
          DELY=AM/NM
          DELX=BM/MM
          MM1=MM+1
          NM1=NM+1
          DO 9 I=1,N
          DO 9 J=1,N2
          FIK(I,J)=0.
          9 DFIK(I,J)=0.
          DO 1 I=1,MM1
          I3=N/2-I+1
          I4=N/2+I
          I6=N-I+1
          BMI=BM*(1-I)/MM
          Z1= (2. *AM* (AM+3. *BM-BMI) +3. *BM* (BM-BMI) ) / ( (AM+3. *BM)* (AM+BM) )
          Z2=(BM-BMI)/2.
          Z0= (AM* ( 9. *BM+BMI) +2. * (AM*AM+3. *BM*BM) ) / (2. * (AM+3. *BM) *
          (AM+BM) )
          ZB=Z1*Z2/2.
          ZZ=Z2*(1.-Z1/2.)
          ZA=Z2*(Z0-1. )
          DO 2 J=1,MM1
          BMX=BM*(J-1)/MM
          J3=N/2-J+1
          IF (BMX.GT.BMI) GOTO 21
          FIK(I,J)=ZB
          FIK(I3,J3)=ZB
          IF (I.EQ.1) GOTO 22
          DFIK(I4,J)=-1.
          DFIK(I6,J3)=-1.
          GOTO 22
          21 IF (BMI.EQ.BM) GOTO 22
          FIK(I,J)=ZB-(ZB+ZZ)*(BMX-BMI)/(BM-BMI)'
          FIK(I3,J3)=ZB-(ZB+ZZ)*(BMX-BMI)/(BM-BMI)
          22 DFIK(I,J)=-3. *(BM*BM-BMI*BMI)/(4. *AM*(AM+3. *BM))
          DFIK(I3,J)=-DFIK(I,J)
          DFIK(I,I3)=-DFIK(I,I)
          DFIK(I3,I3)=DFIK(I,I)
          FIK(I3,I)=Z2*(Z0-1.)
          2 FIK(I,I3)=Z2*(Z0-1.)
          DO 1 J=1,NM1
          J2=MM1+J
          HX=H*(NM-J+1)/NM
          FIK(I3,J2)=-ZZ+(ZZ+ZA) *HX/AM
          FIK(I,I2)=-ZZ+(ZZ+ZA)*(AM-HX)/AM

```

```

      DFIK(I3,J2)=0.
      GOTO 1
121  CONTINUE
      IF (HX.LT.(H-XX)) GOTO 23
      DFIK(I,J2)=-1.+(J-I)*DELY/XX
      GOTO 1
23   DFIK(13,J2)=-1.+(NM1-J)*DELY/(H-XX)
      IF (HX.NE.(H-XX)) GOTO 1
      DFIK(I,J2)=-1.
1    CONTINUE
      DO 4 I=1,NM1
      HI=H*(NM-I+1)/NM
      I5=N/2+MM1+I
      I2=I+MM1
      Z1=(HI+BM)/(H+BM)
      Z2=(HI*(H+2.*(H-HI))+3.*H*BM)/(H*(H+3.*BM))
      ZZ=-HI*(Z1-Z2)/2.
      ZA=HI*(2.-Z2-Z1)/2.
      ZB=HI*(Z1-Z2*(2.*HI-H)/H)/2.
      DO 3 J=1,MM1
      BMX=BM*(J-1)/MM
      J3=N/2-J+1
      IF (I.EQ.1) GOTO 33
      IF (I.EQ.NM1) GOTO 33
      FIK(12,J)=-ZZ
33   FIK(12,J3)=-ZA
      CONTINUE
      IF (I.EQ.1) GOTO 131
      IF (I.EQ.NM1) GOTO 132
      DFIK(12,J)=-HI*Z2/H
      DFIK(12,J3)=HI*Z2/H-1.
131  GOTO 3
      DFIK(12,J)=-1.
132  GOTO 3
3    DFIK(I2,J3)=-1.
      CONTINUE
      DO 4 J=1,NM1
      HX=H*(NM-J+1)/NM
      J2=J+MM1
      IF (ABS(HI-H+XX).LT.0.001) GOTO 32
      IF (HL.LT.(H-XX)) GOTO 31
      IF (HX.GT.HI) GOTO 32
      IF (ABS(HX-H+XX).LT.0.001) GOTO 32
      IF (HX.LT.(H-XX)) GOTO 32
      IF (I.NE.J) GOTO 140
      DFIK(15,J2)=-1.
140  GOTO 32
      DFIK(I5,J2)=-1.+(J-I)*DELY/(HI-(H-XX))
31   GOTO 32
      CONTINUE
      IF (HX.LT.HI) GOTO 32
      IF (ABS(HX-H+XX).LT.0.001) GOTO 32
      IF (HX.GT.(H-XX)) GOTO 32
      IF (I.NE.J) GOTO 141
      DFIK(15,J2)=-1.
141  GOTO 32
32   DFIK(I5,J2)=-1.+(I-J)*DELY/((H-XX)-HI)
      CONTINUE
      IF (I.EQ.1) GOTO 4
      IF (I.EQ.NM1) GOTO 4

```

```

      FIK(12,J2)=-ZZ+(ZZ+ZB)*(H-HX)/(H-HI)
      GOTO 4
      25 IF (H.LEQ.O.) GOTO 4
      FIK(12,J2)=-ZA+(ZA+ZB)*HX/HI
      4 CONTINUE
      IF (IRX.EQ.O) GOTO 882
      XX=XXX
      882 CONTINUE
      RETURN
      END
      C
      C ----- INDF -----
      C
      SUBROUTINE INDF(I,J,NP1,MP1,FKI,FKJ)
      IF (I.EQ.1) GOTO 1
      IF (I.EQ.NP1) GOTO 1
      FKI=1.
      GOTO 2
      1 FKI=0.5
      2 CONTINUE
      IF (J.EQ.1) GOTO 3
      IF (J.EQ.MP1) GOTO 3
      FKJ=1.
      GOTO 4
      3 FKJ=0.5
      4 CONTINUE
      RETURN
      END
      C
      C ----- ■----- INDSYS -----
      C
      SUBROUTINE INDCYC(IP,NMR,LL1,L2)
      IF (IP.EQ.1) GOTO 63
      IF (IP.EQ.2) GOTO 64
      NMR1=NMR-1
      IF (IP-NMR1) 65,66,67
      63 L1=3
      L2=5
      GOTO 70
      64 L1=2
      L2=5
      GOTO 70
      65 L1=1
      L2=5
      GOTO 70
      66 L1=1
      L2=4
      GOTO 70
      67 L1=1
      L2=3
      70 RETURN
      END
      C
      C ----- STRESS -----
      C
      SUBROUTINE STRESS(FI,SX,SY,SXY,WEBX,WEBY,WEBXY,UEB,PUB
      *,DELX,DELY,NP1,MP1,NP2,MP2,NP3, MP3)
      DIMENSION FI(NP3,MP3),SX(NP1,MP1),SY(NP1,MP1),SXY(NP1,MP1),
      *WEBX(NP1,MP1),WEBY(NP1,MP1),WEBXY(NP1,MP1),UEB(NP1,MP2)
      *,PUB(NP1,MP2)

```



```

5 CONTINUE
  M2=MM*2
  I1=N2-MM-1
  B (M2) =B (M2)-2 . *A(M2,5)*DELX*DFIK(IJ,II)-A(M2,5)*FIK(IJ,11+2)
  M2=(NM-2)*MM
  B(M2)=B(M2)-2. *A (M2,25)*DELX*DFIK(IJ,MM+2)-A(M2,25)*FIK(IJ,MM)
  RETURN
  END

C
C ----- PRACAS -----
C
  SUBROUTINE PRACAS(N,AC, AS, BC,BS)
  DIMENSION AC(N,N),AS(N,N),BC(N),BS(N)
  DO 112 1=1,N
  WRITE (2,110) I
110 FORMAT (2X,'Ц...Г)...Л. , Ц,Г)... К' ...,□ЙП-ЇСК'й '□< > X',12,' = 1/')
  WRITE (2,113) (AC(I,J),J=1,6)
  WRITE (2,113) (AC(I,J),J=7,17)
  WRITE (2,113) (AC(I,J),J=18,23)
  WRITE (2,113) (AC(I,J),J=24,29)
  WRITE (2,113) (AC(I,J),J=30,40)
  WRITE (2,113) (AC (I,J),J=41,46)
  WRITE (2,120)
120 FORMAT (2X,'Ц...Ї)...Л...™...КПЦ , ЪГЪ°йб...'/)
  WRITE (2,113) (AS(I,J),J=1,6)
  WRITE (2,113) (AS (I,J),J=7,17)
  WRITE (2,113) (AS (I,J),J=18,23)
  WRITE (2,113) (AS (I,J),J=24,29)
  WRITE (2,113) (AS (I,J),J=30,40)
  WRITE (2,113) (AS(I,J),J=41,46)
112 CONTINUE
  WRITE (2,121)
121 FORMAT (2X,'Ъ...™...КПЦ Ъ/ , Й...ПК...гЪ , КФ ,...."й " , Оц , ц,^...'/)
  WRITE (2,113) (BC(J),J=1,6)
  WRITE (2,113) (BC(J),J=7,17)
  WRITE (2,113) (BC(J),J=18,23)
  WRITE (2,113) (BC(J),J=24,29)
  WRITE (2,113) (BC(J),J=30,40)
  WRITE (2,113) (BC(J),J=41,46)
  WRITE (2,122)
122 FORMAT (2X,' Ц...Г)..Л>...™...Й0ц Ъ' , Й...ПК...гЪ , ЪФ ,....'й " , Пц , Ъ.ГН°йб... ' /
  WRITE (2,113) (BS(J),J=1,6)
  WRITE (2,113) (BS(J),J=7,17)
  WRITE (2,113) (BS(J),J=18,23)
  WRITE (2,113) (BS(J),J=24,29)
  WRITE (2,113) (BS(J),J=30,40)
  WRITE (2,113) (BS(J),J=41,46)
113 FORMAT(2X,11(E9.2,' '))
377 RETURN
  END

C
C -----
C
  SUBROUTINE ART(SI,S2,S3,RB,UEB,PUB,SPR,NP1,MP1,NP2,MP2,IBK)
  DIMENSION BMI(3),CM1(3),BBI(3),DB1(3),RBX(3),SPR(NP1,MP1),
  *UE(3),S1(NP1,MP1),S2(NP1,MP1),S3(NP1,MP1),UEB(NP1,MP2)
  * ,PUB(NP1,MP2),IBK(NP1,MP1)
  DATA BMI,CM1,BB1,DB1,RBX,UE/32.E-4,16.E-4,9.E-4 ,
  * 1.0, 0.8,0.3,1.6E-3,1.E-3,0.45E-3,0.3,0.3,0.15,8.5,
  * 14.5,25.,23.E3,3.E4,37.5E3/
  DATA BM, BB, BT,AL,AM1,AB1, CB1, RM1,N1, PU/0.15,

```

```

*1.1,0.087,1.41,4.E-5,0.2E-3,5.6,0.01,16,0.2/
DO 111 I=1,NP1
DO 111 J=1,MP1
S1(I,J)=-S1(I, J)/100.
S2(I,J)=-S2(I,J)/100.
III S3(I,J)=-S3(I,J)/100.
RB=RB/100.
RBT=0.064*(RB*10.0)**0.66666
AN=RBT/RB
DO 21 I=1,3
IF (RBX(I)-RB) 21,23,23
21 CONTINUE
23 L=I-1
IF (L) 26,26,24
26 L=1
I=2
24 RKK=(RB-RBX(L))/(RBX(I)-RBX(L))
BMX=BM1 (L) + (BM1 (I)-BM1 (L))*RKK
CMX=CM1(L)+(CM1(I)-CM1(L))*RKK
BBX=BB1(L)+(BBI(I)-BBI(L))*RKK
DBX=DB1(L) + (DB1(I)-DB1 (L))*RKK
UEX=UE(L)+(UE(I)-UE(L))*RKK
25 CONTINUE
DO 41 I=1,NP1
DO 41 J=1,MP1
IF (IBK(I,J).EQ. . 0) GOTO 41
IF (ABS(SI(I,J)) .GT.0.001) GOTO 721
IF (ABS (S2 (I, J) ) .GT.0.001) GOTO 721
IF (ABS (S2 (I, J) ) .GT.0.001) GOTO 721
GOTO 41
721 SSS1=S1(I,J)
SSS2=S2(I,J)
SSS3=S3(I,J)
IF (ABS(S2(I,J)).GT.ABS(S3(I,J))) GOTO 701
SSS=S2(I,J)
S2(I, J)=S3(I,J)
S3(I,J)=SSS
701 CONTINUE
IF (ABS(SI(I,J) ) .GT.ABS(S3(I, J) ) ) GOTO 702
SSS=S1(I,J)
SI(I,J)=S2(I,J)
S2 (I, J)=S3 (I,J)
S3(I,J)=SSS
GOTO 500
702 CONTINUE
IF (ABS(SI(I,J)).GT.ABS(S2(I,J))) GOTO 500
SSS=S1(I,J)
SI(I,J)=S2(I, J)
S2(I,J)=SSS
500 CONTINUE
IF (SI(I,J).GT.0.) GOTO 100
W=-1.
GOTO 101
100 W=1.
101 T2=S2(I,J)/SI(I, J)
T3=S3(I,J)/SI(I, J)
Z=(1+T2+T3)/3.
Z1=(1-Z)*(T2-Z)*(T3-Z) *W
Z2=((1-Z)**2+(T2-Z)**2+(T3-Z)**2)**1.5
ZZ=3.*SQRT(6.)*Z1/Z2
if (abs(z-1) > 1e-6) z = 1.000

```

```

RL=SQRT(0.5*(1-ZZ))■
RM=SQRT((1.-Z)**2+(T2-Z)**2+(T3-Z)**2)
AM=0.55-AN
RK=1.-(AM-BM*RL)*RL
RKR=0.7
FP=ALOG10(BB+AN*(3.-AL)/3.+AN*AN*BT/9.)
FC=ALOG10(BB+AN+AL/3.+BT/9.)
AA=(AN/RKR-FP/FC)/(1.-FP/FC)
SP1=0.
RX=BB+AN+AL*Z*SP1*W/RB+BT*(SP1*Z/RB)**2
R1=AA+(1.-AA)*ALOG10(RX)/FC
R2=SQRT(1.5)*RM*SP1/(RB*RK)
DRO=R1-R2
IF (DRO) 2,2,3
3 DO 9 L=1,5
8 SP1=SP1+RB/(10.**(L-1))
  RX=BB+AN+AL*Z*SP1*W/RB+BT*(SP1*Z/RB)**2
  R1=AA+(1.-AA)*ALOG10(RX)/FC
  R2=SQRT(1.5)*RM*SP1/(RB*RK)
  DR1=R1-R2
  IF (DR1) 13,2,5
5 IF (SP1-30*RB) 8,8,10
10 WRITE (2,102) I,J
102 FORMAT(2X, 'I = ',I2,2X, ', ',<Ц ^, ЪKKHrЪ K.'. /T.KЪ SP1 > 30RB')
  GOTO 2
13 SP1=SP1-RB/(10.**(L-1))
9 CONTINUE
2 SP1=SP1*W
  SPR(I,J)=-SP1*100
  IF (ABS(SI(I,J)).LT.ABS(SP1)) GOTO 999
  SI(I,J)=SP1
999 G0=UEX/(2.*(1.+PU))
  GK0=UEX/(3.*(1.-2*PU))
  SPO=SP1*Z
  SIP=ABS(SP1)*RM
  RLDN=(2.*T2-T3-1.)/(1.-T3)
  SO=S1(I,J)*Z
  SI=ABS(SI(I,J))*RM
  RK1=(1.+AB1*S0*S0)/(1.+BBX*S0*S0)
  G1=(CB1+SI/((S0+RM1)**3))*DBX
  RK2=1.-G1*(SO/SPO)**N1
  RRK=GKO*RK1/RK2
  FS1=(1.+AM1*SI*SI)/(1.+BMX*SI*SI)
  FS2=1.+CMX*(2.+RLDN)*(SI/SIP)**N1
  G2=S0/(3.*RRK)
  G3=(GO*FS1)/FS2
  PUB(I,J+1)=(3.*RRK-2.*G3)/(2.*(G3+3.*RRK))
  UEB(I, J+1)=100.*(9.*RRK*G3)/(G3+3.*RRK)
  SI(I,J)=-SSS1*100.
  S2(I,J)=-SSS2*100.
  S3(I,J)=-SSS3*100.
41 CONTINUE
  RB=RB*100.
  RETURN
  END

```

C

```

c ----- SLIN1 -----
  SUBROUTINE SLIN1(N,NDIM,A,B)
  DIMENSION A(NDIM,NDIM),B(NDIM)
  N1=N-1

```

```

        DO 100 K=1,N1
        K1=K+1
        CC=A(K,K)
        IF (ABS(CC)) 1,1,3
1    DO 7 J=K1,N
        IF (ABS(A(J,K) ) ) 7,7,5
5    DO 6 L=K,N
        CC=A(K,L)
        A(K, L) =A( J, L)
6    A(J,L)=CC
        CC=B(K)
        B(K)=B(J)
        B(J)=CC
        CC=A(K,K)
        GOTO 3
7    CONTINUE
        GOTO 8
8    DO 4 J=K1,N
9    A(K,J)=A(K,J)/CC
        B(K)=B(K)/CC
        DO 10 I=K1,N
        CC=A(I,K)
        DO 9 J=K1,N
10   A(I, J)=A(I, J)-CC*A(K, J)
11   B(I)=B(I)-CC*B(K)
100  CONTINUE
        IF (ABS(A(N,N)).LE.0.0000001) GOTO 8
101  B(N)=B(N)/A(N,N)
        DO 200 L=1,N1
        K=N-L
        K1=K+1
        DO 200 J=K1,N
200  B(K)=B(K)-A(K,J)*B(J)
        IFAIL=0
        GOTO 300
8    WRITE (2,2) K
2    FORMAT(////,20X,'* * * SING IN ROW',15)
        IFAIL=1
300  RETURN
        END
C
C ----- FUNKFI -----
C
        SUBROUTINE FUNKFI(FI,B,FIK,DFIK,DELX,DELY,IJ,NM,MM,NT,N,N2
        *,NP1,MP1,NP2,MP2,NP3,MP3)
        DOUBLE PRECISION B
        DIMENSION FI(NP3,MP3),B(NT),DFIK(N,N2),FIK(N,N2)
        I1=NM-1
        DO 77 I=1,NP3
        DO 77 J=1,MP3
        77 FI(I,J)=0.
        DO 22 I=1,I1
        DO 22 J=1,MM
        KM=(I-1)*MM+J
        22 FI (I+2, J+1) =B (KM)
        DO 24 I=1,I1
        J2=N2-MP1-I
        24 FI(I+2,MP2)=FIK(IJ,J2)
        DO 23 J=1,MP1
        FI(NP2,J+1)=FIK(IJ, J)

```

```

      FI (2,J+1)=FIK(IJ,JI)
      FI(NP3,J+1)=FI(NP1,J+1)+2.*DELY*DFIK(IJ, J)
23 FI(1,J+1)=FI(3,J+1)+2.*DELY*DFIK(IJ,JI)
      DO 29 I=1,NP1
      J2=N2-MM-I
29 FI(I+1,MP3)=FI(I+1,MP1)+2.*DELX*DFIK(IJ, J2)
      FI(NP3,MP3)=FI(NP1,MP1)+2.*(DELY*DFIK(IJ,MM)+
      *DELX*DFIK(IJ,MP3))
      I1=N2-MM+1
      FI(1,MP3)=FI(3,MP1)+2.*(DELY*DFIK(IJ, I1) +
      *DELX*DFIK(IJ,I1-3))
      DO 26 I=1,NP3
26 FI(I,1)=FI(1,3)
      RETURN
      END

```

```

C
C ----- GRANSM -----
C

```

```

      SUBROUTINE GRANSM (A,NT,MM,NM)
      DOUBLE PRECISION A
      DIMENSION A(NT,NT)
      J1=NM-1
      DO 3 J=1,J1
      DO 3 L=1,5
      K1=(L-1)*5+1
      K2=(L-1)*5+2
      K3=(L-1)*5+3
      K4=(L-1)*5+4
      K5=(L-1)*5+5
      KM=(J-1)*MM+1
      A(KM,K5)=A(KM,K5)+A(KM,K1)
      A(KM,K4)=A(KM,K4)+A(KM,K2)
3 A(KM+1,K3)=A(KM+1,K3)+A(KM+1,K1)
      RETURN
      END

```

```

C
C ----- COLREG -----
C

```

```

      SUBROUTINE COLREG(F1,F2,F3,A,CX,NT,MM,NM,NP1,MP1,NP2,MP2)
      DOUBLE PRECISION A
      DIMENSION A(NT,NT),BD(25),F1(NP1,MP2),F2(NP1,MP2),F3(NP1,MP2)
      I1=NM-1
      DO 1 I=1,I1
      DO 1 J=1,MM
      DO 2 K=1,25
2 BD(K)=0.
      BD(1)=F3(I,J)/16.
      BD(25)=F3(1+2,J+2)/16.
      BD(3)=F1(I,J+1)*CX*CX-(F3(I, J)+F3(I, J+2))/16.
      BD(23)=F1(1+2,J+1)*CX*CX-(F3(1+2, J+2)+F3(1+2, J))/16.
      BD(5)=F3(I,J+2)/16.
      BD(21)=F3(1+2,J)/16.
      BD(7)=-F2(I,J+1)-F2(1+1, J)
      BD(19)=-F2(1+2,J+1)-F2(1+1, J+2)
      BD ( 8 ) =-2 . *CX*CX* ( F1 ( I, J+D+F1 ( 1+1, J+1 ) )+2* ( F2 ( I, J+1J+F2 ( 1+1, J+1 ) )
      BD(18)=-2*CX*CX*(F1(1+1,J+1)+F1(1+2, J+1)) +
      *2 . * ( F2 ( 1+2, J+1)+F2 ( 1+1, J+1 ) )
      BD(9)=-F2(I,J+1)-F2(1+1,J+2)
      BD(17)=-F2(1+2,J+1)-F2(1+1, J)
      BD(11)=F1(1+1,J)/(CX*CX)-(F3(I,J)+F3(1+2, J))/16.

```

```

      BD(12)=-2.*(F1(1+1,J)+F1(1+1,J+1))/(CX*CX)+
* 2.*(F2(1+1,J)+F2(1+1,J+1))/(CX*CX)+
      BD(14)=-2.*(F1(1+1,J+2)+F1(1+1,J+1))/(CX*CX)+
* 2.*(F2(1+1,J+1)+F2(1+1,J+2))/(CX*CX)+
      BD(13)=(F1(I,J+1)+4.*F1(1+1,J+1)+F1(1+2,J+1))*CX*CX-
* 8.*(F2(1+1,J+1)+F1(1+1,J)+4.*F1(1+1,J+1)+F1(1+1,J+2))/(CX*CX) +
* (F3(1+2,J+2)+F3(I,J)+F3(1+2,J)+F3(I,J+2))/16.
      KM=(I-1)*MM+J
      DO 3 M=1,25
3 A(KM,M)=BD(M)
1 CONTINUE
      RETURN
      END

```

```

C
C ----- GRANKN -----
C

```

```

      SUBROUTINE GRANKN(A,NT,NM,MM,C)
      DOUBLE PRECISION A
      DIMENSION A(NT,NT),C(NT)
      NMM1=NM-1
      DO 17 I=1,NMM1
      DO 17 J=1,MM
      DO 18 LJ=1,NT
18 C(LJ)=0.
      KM=(I-1)*MM+J
      IP=I
      NMR=NMM1
      CALL INDCYC(IP,NMR,LI,L2)
      K1=L1
      K2=L2
      DO 61 L=K1,K2
      IP=J
      NMR=MM
      CALL INDCYC(IP,NMR,LI,L2)
      DO 61 K=L1,L2
      KK=(L-1)*5+K
      II=I+L-3
      JJ=J+K-3
      KM1=(II-1)*MM+JJ
61 C(KM1)=A(KM,KK)
      DO 17 L=1,NT
17 A(KM,L)=C(L)
      RETURN
      END

```

ЗАО "Нівдентрансбуд"
підприємство, організація

Типова форма № ПВ-3
Затверджена наказом
Мінстату України
від 24.03.95 р. №79.

Ідентифікаційний
код ДРЗОУ

14097227

по У-КУД

**АКТ ПРО ВИКОРИСТАННЯ ОБ'ЄКТА ПРОМИСЛОВОЇ ВЛАСНОСТІ
(ВИНАХОДУ, КОРИСНОЇ МОДЕЛІ, ПРОМИСЛОВОГО ЗРАЗКА)**

" 30 ". 08

1999р.

Назва і номер охоронного документа

патент України № 25697А від 30.10.1998 р.

Назва винаходу', корисної моделі або промислового зразка

Сталебетонна шпренгельна балка

Підприємство (організація, об'єднання), де використано об'єкт ЗАО "ШвдеНТраНСбуд"

Технічний об'єкт, в якому використано винахід, корисну модель або промисловий зразок згідно з формулою винаходу чи корисної моделі або згідно із сукупністю суттєвих ознак промислового зразка, зображених на фотографії вибору Цльї нпцьке няфто^клнпянс.ятне родовище. Нех газолінового пального

Дата початку використання " 21 " 07 1999 р.

Керівник підприємства
організації, установи



[Signature]
підпис

..-АХІЗІМОХА.....
прізвище

Члени комісії заступник управляючого

посада

підпис

.. ЛрїЛїиіе ла є в

..головний механік

посада

підпис

....ВжМжМайб одода
прізвище

..майстер

посада

підпис

.. ВїБїлрусенКО
прізвище



ДЕРЖАВНЕ
ПАТЕНТНЕ
ВІДОМСТВО

УКРАЇНА „„, UA „„, 25695 «»А

ОПИС ДО ПАТЕНТУ НА ВИНАХІД

без проведення експертизи по суті
на підставі Постанови Верховної Ради України
№ 3769-ХІІ від 23.XII. 1993 р;

Публікується ¹
в редакції заявника

(54) СТАЛЕБЕТОННА ШПРЕНГЕЛЬНА БАЛКА

1

(21)97063249
(22) 27.06.97 .
(24)30.10.98.
(46) 25.12.98. .Бюл. № 6
(47)30.10.98
(72) Чихладзе Елгуджа Давидович, Ватуля
Гліб Леонідович
(73) Харківська державна академія залізничного транспорту

(57) Сталобетонная шпренгельная балка, включающая выполненные из замкнутой

2

оболочки верхний и нижний пояса и вертикальные стойки, шарнирно соединенные с ними, причем верхний пояс заполнен бетоном, а нижний пояс выполнен Легким термостойким заполнителем, шарнир выполнен в виде трубобетонного вкладыша, пропущенного через отверстия, отличающ а я с я тем, что нижний пояс выполнен с зазором в средней части, вертикальные грани поясов г снабжены косынками с отверстиями для трубобетонных вкладышей, а вертикальные стойки заполнены бетоном.

Изобретение относится к области строительства. а именно к несущим конструкциям промышленных зданий.

Известна рама каркаса промышленного здания [Авт. св. СССР № 1647110. кл. Е 04 Н 5/02, опубл. 07.05.91, Бюл. № 17], включающая двухветвевые колонны с распорками и опорными элементами, фермы покрытия и шпренгельные балки, опертые на верхние торцы и опорные элементы колонн. Ветви, распорки, опорные элементы, верхние пояса ферм и шпренгельных балок выполнены в виде сплошной металлической обоймы замкнутого профиля, с бетонным якорем. Верхний пояс каждой шпренгельной балки выполнен из двух ветвей, установленных с двух сторон ветвей колонны на опорном элементе, размещенном на плоскости рамы и соединенном с распоркой колонны.

Недостатками известной конструкции является трудоемкость изготовления узлов крепления элементов.

Наиболее близким к заявляемому техническому решению является сталобетонная ферма покрытия [Авт. св. СССР № 1675515, кл. Е 04 С 3/29, опубл. 07.09.91,-Бюл. № 33], включающая выполненные из замкнутой оболочки верхний и нижний пояса и шарнирно соединенную с ними решетку раскосную и безраскосную (в заявляемом решении это вертикальные стойки). Верхний пояс выполнен двухветвевым по всей длине, нижний пояс - двухветвевым в пролете и сужающимся к опорной зоне с переходом в одноветвевой, раскосы и опорная зона нижнего пояса заведены между, ветвями поясов. Верхний пояс заполнен бетоном, раскосы и нижний пояс - легким термостойким заполнителем, а каждый шарнир выполнен в виде трубе-

UA«-»-> 256995 <

см

тонного вкладыша, пропущенного через верстия, образованные в пояшсой раскосах.

Причины, препятствующие получению требуемого технического результата, заключаются в следующем. Выполнение поясов и 5 раскосов с отверстиями для трубобетонных, вкладышей ослабляет сечение поясов, понижает их прочность на сжатие и растяжение. Наличие большого количества соединений, включающих трубобетонные, вкладыши, 10 приводит к податливости узлов фермы и, как следствие, к недостаточной надежности всей конструкции. :

В основу й изобретения поставлена задача создания такой конструкции сталебетон- 15 ной шпренгельной балки, в которой новое выполнение нижнего пояса и элементов соединения, позволило бы устранить податливость узлов и источники концентраций ■ напряжений в поясах, за счёт этого увеличи- 20 вается прочность и надежность.

Поставленная задача достигается тем, что в Сталебетонной шпренгельной балке, содержащей выполненное из замкнутой оболрчки верхний и нижний пояса и верти- 25 кальные стойки, шарнирно соединённые с, ними, причем верхний пояс заполнен бето- , ном, а нижний пояс - легким термостойким заполнителем; шарнир выполнен в виде тру- 30 бобетд.нНого вкладыша, Пропущенного че- рез от вер ст ия, в ; к ото ро й; 'со г л а с н о изобретению нижний пояс выполнен с зазо- ; ром в средней части, вёртикальные грани . поясов снабжены косынками с отверстиями для трубобетонных вкладышей, а вертикаль- 35 ные стойки заполнены бетоном.

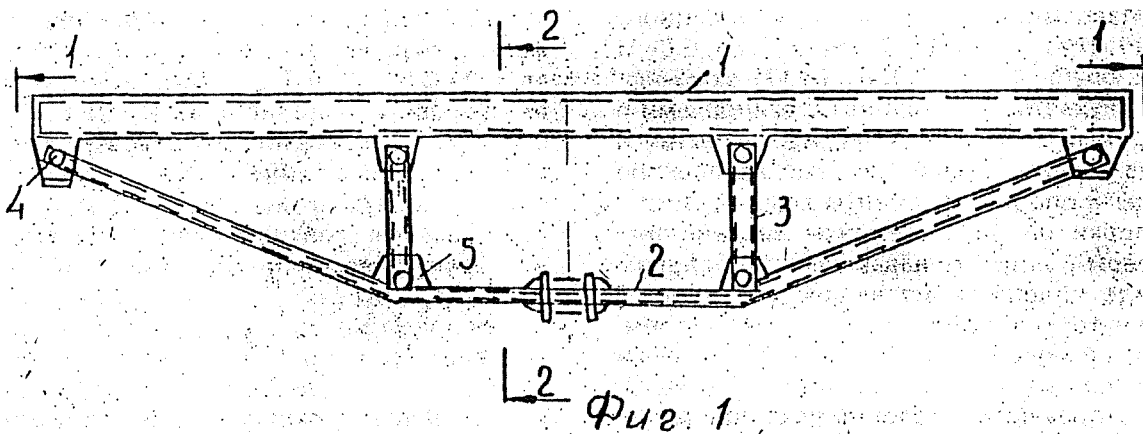
Введение отличительных признаков, приводит к тому, что в основных несущих , элементах системы (сталебетонный верхний пояс и шпрёнгель) исчезают концентраторы 40

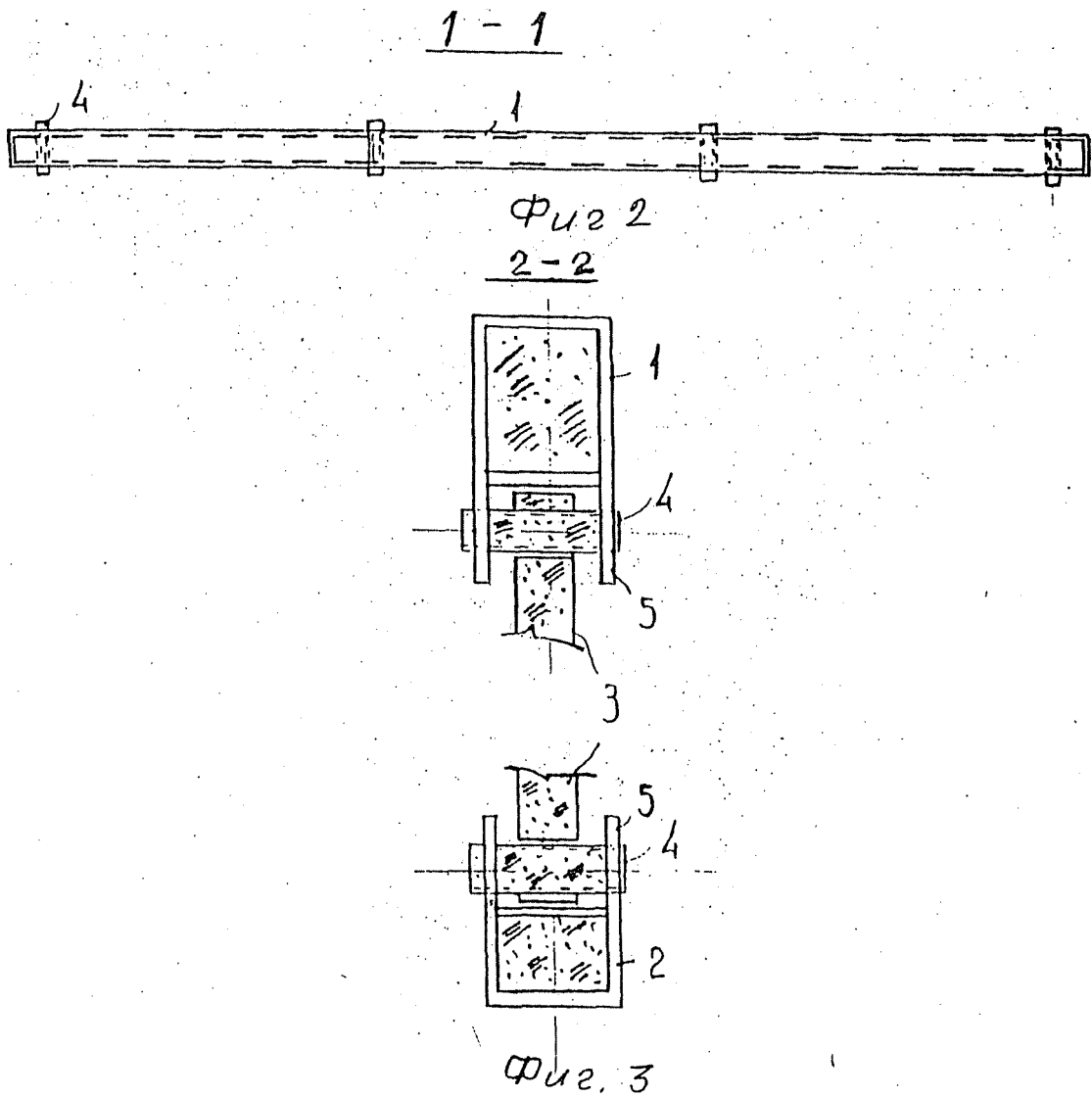
от-напряжений. Отверстия в поперечных сече- ниях поясов.в местах шарнирного соедине- ния элементов конструкции, выносятся за их пределы. Это приводит к увеличению надеж- ности и прочности конструкции в целом.

На фиг.-1 изображена сталебетонная . і шпренгельная балка, у которой нижний пояс, ; выполнен с зазором; на фиг. 2 - сечение 1-1 на фиг. 1; на фиг. 3 -сечение 2-2. на фиг. 1 . и 2. ... '■■■■ -... " ■ . 7 . -- j

Сталебетонная шпрёнгельная балка со- стоит из верхнего¹1, Нижнего 2 поясов, вер- тикальных стоек 3. Соединение верхнего 1 й .. нижнего 2 поясов с вертикальными стойка- ' ми 3-- шарнирное в виде, трубобетонных ! вкладышей 4, пропущенных через отверстия ! в косынках 5, которые являются продолже- нием вертикальных граней обоих поясов 1 и 2. Нижний пояс 2 выполнен ломаным с ! зазором в средней части, вертикальные • стойки 3 с отверстиями для трубобетонных ! вкладышей 4. Нижний пояс 2 и'вертикаль- ные стойки 3 образуют шпрёнгель. Пояса 1 ! и 2, вертикальные стойки 3 выполнены из ! металлической замкнутой оболочки. Верх- : ний пояс 1 и вертикальные стойки 3 запол- : нены бетоном, а нижний пояс 2 - легким ! термостойким Заполнителем. Трубобетон- ! ный вкладыш 4 пропущен через отверстия, ! образованные в косынках 5 и вертикальных ! стойках 3. ' А !

Сталебетонная шпренгельная балка под' нагрузкой работает таким образом, что в. ■ * сечениях.верхнего пояса 1 возникает вне- центренное сжатие, в вертикальных стойках 3 - осевое сжатие, в ломаном поясе 2 - осевое растяжение. Зазор в нижнем поясе устраняется натягом, с последующим за- креплением обоих,половин пояса. '■





Упорядник

Техред М.Келемеш

Коректор м.Самборська

Замовлення 4655

Тираж
Державне патентне відомство України,
254655, ГСП, Київ-53, Львівська пл., 8

Підписне

Arbeitszeugnis für Stipendiat Gleb Vatulia

Herr Gleb Vatulia hat in der Zeit vom September 1998 bis April 1999 bei der Firma Emch+Berger AG, Bern, Schweiz, als Stipendiat der Schweizerischen Akademie der Technischen Wissenschaften SATW gearbeitet.

Herr Vatulia hat in dieser Zeit an folgenden Projekten mitgewirkt:

- Erstellung der Ausschreibungsunterlagen für die Erneuerung von Autobahnbrücken in der Russischen Federation.
- Ausarbeitung der Bauleiterhandbücher für die Erneuerung von drei Strassenbrücken in der Russischen Federation.
- Ermittlung des Feuchtigkeitsaustausches zwischen dem Drainagesystem und dem Fahrraum im Lotschberg-Basistunnel.
- Vergleich verschiedener Feldmethoden zur Bestimmung des Bergwasserzuflusses zum Lotschberg-Basistunnel.
- Beurteilung von Möglichkeiten für Kosteneinsparungen durch Vereinfachung des Drainagesystems im Lotschberg-Basistunnel.

Wir haben Herrn Vatulia als einen freundlichen, initiativen, einsatzfreudigen und zielstrebig arbeitenden Mitarbeiter kennengelernt. Herr Vatulia hat die ihm übertragenen Aufgaben zu unserer vollsten Zufriedenheit gelöst. Er hat sich in neue, anspruchsvolle Aufgabengebiete jeweils rasch eingearbeitet.

Wir wünschen Herrn. Vatulia für seine berufliche Zukunft alles Gute und können ihn als Mitarbeiter empfehlen. -----

Emch+Berger AG Bern

Leiter Bereich Ausland

Dr. Peter Hufschmied

Bern, 12. April 1999

