

ХАРЬКОВСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

на правах рукописи

УДК: 624.046.5:539.385

МОТОВИЛОВ АЛЕКСАНДР ВАЛЕРЬЕВИЧ

***ПРОЧНОСТЬ СТАЛЕБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО
СЕЧЕНИЯ ПРИ КРУЧЕНИИ***

05.23.01 — Строительные конструкции, здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук,
профессор ЧИХЛАДЗЕ Э.Д.

ХАРЬКОВ — 1999

СОДЕРЖАНИЕ

	стр.
Введение.....	4
Раздел 1. Обзор работ, посвященных исследованию сталебетона.	
1.1. Эффективность, разновидность и область применения сталебетона	7
1.2. Подход к расчету на прочность сталебетонного эле- мента.....	25
1.3. Расчет на кручение стержня с прямоугольным сече- нием	40
Выводы к разделу 1	51
Раздел 2. Экспериментальное исследование сталебетонных, ста- лежелезобетонных и железобетонных брусьев прямо- угольного сечения при кручении	52
2.1. Описание опытных образцов и характеристик приме- няемых материалов.....	52
2.2. Описание опытной установки и методики испытания... 64	
2.3. Анализ результатов эксперимента	68
Выводы к разделу 2.....	73
Раздел 3. Напряженно-деформированное и предельное состоя- ние сталебетонных брусьев прямоугольного сечения на кручение.....	75
3.1. Напряженно-деформированное состояние элемента, вырезанного из бруса нормальными сечениями.....	75
3.1.1. Влияние депланации на напряженно-деформиро- ванное состояние.....	79
3.2. Напряженно-деформированное состояние элемента, выделенного из бруса наклонными сечениями	80
3.3. Определение несущей способности бетонного, желе-	

зобетонного и сталебетонного бруса прямоугольного поперечного сечения	88
Выводы к разделу 3.....	95
Раздел 4. Внедрение результатов исследования	96
4.1. Примеры использования сталебетонных колонн вместо железобетонных	96
4.2. Предлагаемый сталебетонный элемент.....	100
4.3. Алгоритм и программа расчета сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при кручении.....	106
Выводы к разделу 4.....	112
Выводы	114
Список использованных источников.....	116
Приложения.....	123

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Задачи снижения металлоемкости, стоимости и трудоемкости строительства могут быть успешно решены путем применения конструкций с внешним армированием взамен стальных, и во многих случаях железобетонных. Этому способствуют ряд преимуществ сталебетонных конструкций: упрощение технологии изготовления; сокращение расходов на опалубку и закладные детали; простота сборки, ремонта и усиления; совмещение функций рабочей арматуры с защитными ограждениями от механических и других воздействий; уменьшение высоты сечения элементов за счет отсутствия защитного слоя и компактного расположения арматуры.

Для повышения эффективности и более широкого распространения конструкций с внешним армированием необходима разработка теории и методов их расчета при различных воздействиях, в частности при кручении.

Цель диссертационной работы заключается в разработке способа расчета сталебетонного элемента прямоугольного поперечного сечения на прочность при кручении.

Задачи исследования: провести экспериментальные исследования сталебетонных брусьев прямоугольного сечения при кручении и на основании полученных данных разработать математический и вычислительный аппарат для определения напряженно-деформированного и предельного состояния сталебетонных элементов.

Научная новизна полученных результатов определяется:

- результатами испытаний на кручение железобетонных, сталебетонных и сталежелезобетонных брусьев;
- способом определения напряженно-деформированного состояния сталебетонного элемента прямоугольного сечения при кру-

чении, основанном на раскрытии контакта между стальной оболочкой и бетонным ядром, находящимся в условиях объемного напряженного состояния;

— способом определения напряженно-деформированного состояния сталебетонного элемента прямоугольного поперечного сечения, выделенного из скручиваемого бруса наклонными сечениями;

— способом определения несущей способности бетонных, железобетонных и сталебетонных брусьев прямоугольного поперечного сечения при кручении, основанным на преобразовании крутящей нагрузки в изгибающую.

Практическое значение работы. Использование в строительстве сталебетонных балок и колонн прямоугольного сечения, расчет которых производится по разработанной методике, позволит значительно снизить расход стали по сравнению с железобетонными балками и колоннами.

Внедрение. Результаты диссертационной работы в виде программ расчета на прочность при кручении сталебетонных балок и колонн внедрены в проектных институтах: "Харьковтрансмашпроект", "Укрэнергопроект".

Личный вклад соискателя определяется экспериментальными исследованиями прочности и деформативности сталебетонных брусьев прямоугольного сечения при кручении, разработанной методикой расчета напряженно-деформированного состояния и несущей способности сталебетонных элементов прямоугольного поперечного сечения при кручении.

Апробация результатов диссертации. Результаты экспериментально-теоретических исследований докладывались и обсуждались на 2-ой и 3-ей международной научно-технической конференции "Сталебетонные конструкции: исследование, проектирование, строитель-

ство, эксплуатация" (Кривой Рог), проходивших, соответственно, в 1996 и 1998 годах, на 60-й научно-технической конференции кафедр ХарГАЖТ и специалистов железнодорожного транспорта (Харьков, 1998).

Публикации. Опубликовано 4 работы по теме диссертации.

Автор выражает глубокую благодарность доктору технических наук Колчунову В.И. за помощь в постановке и проведении экспериментальных исследований.

РАЗДЕЛ 1

ОБЗОР РАБОТ, ПОСВЯЩЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЮ СТАЛЕБЕТОНА

1.1. Эффективность, разновидности и область применения сталебетона

В последние годы пристальное внимание инженеров всего мира уделяется конструкциям из бетона с внешним стальным армированием. Объясняется это высокой эффективностью данной конструкции. Практически ежегодно собираются научные конференции, посвященные этой проблеме. За рубежом очередная научная конференция прошла в июне 1996 г. в Ирзее (Германия), а в Украине в октябре 1998 г. в Кривом Роге.

Конструкции из бетона с внешним стальным армированием можно подразделить на:

- сталебетонные, под которыми следует понимать конструкцию с внешней листовой арматурой, расположенной на гранях поперечного сечения [1] (рис.1.1);

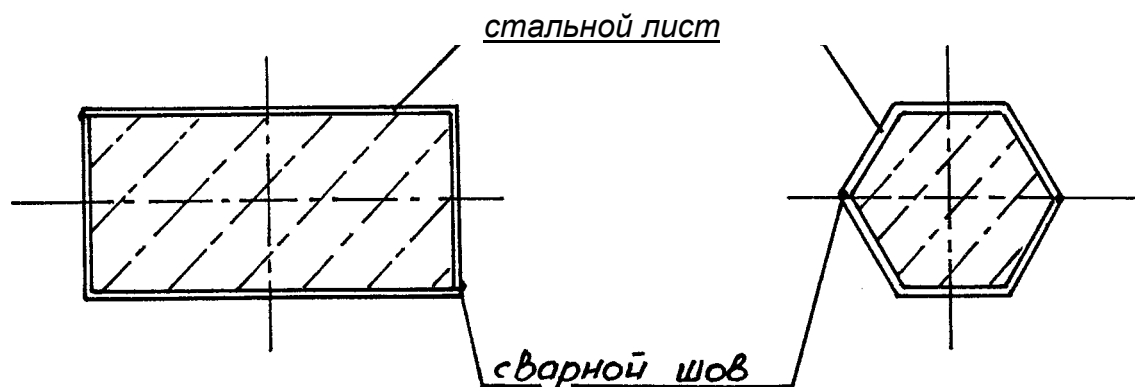


Рис. 1.1. Сталебетонные элементы

—сталежелезобетонные, которые отличаются от сталебетонных конструкций наличием помимо внешней еще и внутренней прокатной или стержневой арматуры (рис. 1.2);

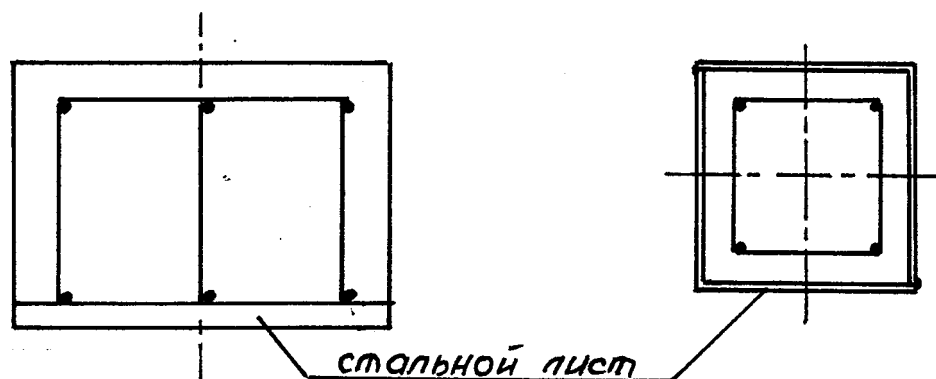


Рис. 1.2. Сталежелезобетонные элементы

— трубобетонные, представляющие собой трубы, наполненные бетоном (рис. 1.3);



Рис. 1.3. Трубобетонные элементы

— трубожелезобетонные (рис. 1.4);



Рис. 1.4. Трубожелезобетонные элементы

— брусковые — дополнительно армированные прокатным уголком в углах сечения бетонные или железобетонные элементы, преимущественно прямоугольного сечения (рис. 1.5);

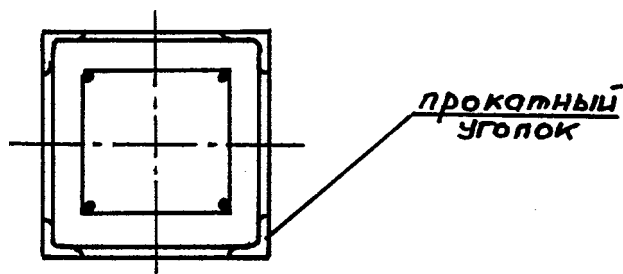


Рис. 1.5. Брусковый элемент

— комбинированные (рис. 1.6).

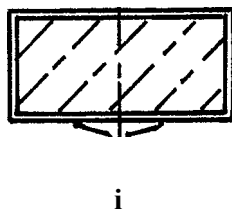


Рис. 1.6. Комбинированный элемент

В качестве внешней арматуры в вышеперечисленных конструкциях может использоваться полосовая, листовая и профилированная сталь.

В последнее время проведено множество работ, доказывающих высокую эффективность конструкций с внешним армированием. Так, в Криворожском ТУ были проведены обширные экспериментальные исследования изгибаемых трубобетонных элементов [2]. Испытывались элементы с различными геометрическими размерами поперечных сечений, варьировались величина пролетов и прочностные характеристики материалов. В результате экспериментов установлено, что при заполнении трубы бетоном в 1,2-1,3 раза увеличивается несущая способность. В отличие от пустых труб, в трубобе-

тонном элементе бетонное ядро препятствует возникновению в трубе местных потерь устойчивости. Кроме того, трубобетонный элемент практически не удается разрушить: получая в предельном состоянии большие прогибы, он продолжает держать нагрузку.

НПП Криворожмехспецстрой и Криворожским ТУ были проведены также испытания элементов на изгиб из прямоугольных труб с размерами поперечного сечения 100x100; 160x160; 180x180 мм при толщине стенок 3, 4 и 6 мм [3]. Расчетный пролет всех элементов принят одинаковым: 2000 мм. Для оценки эффективности использовался коэффициент T :

$$\frac{M_{T6}}{M_T} \quad (1.1)$$

где M_{T6} — несущая способность трубобетонного элемента;

M_T — несущая способность пустой трубы.

Значения коэффициента составили 1,32-1,54.

Уральским ЭМИИЖТ и СибНИПИгазстрой предложена легкобетонная плита с внешним листовым армированием [4]. Являясь при изготовлении плиты элементом опалубки, листовая арматура передает на бетон усилия через раму из гнутых швеллеров и поперечные балки, выполняющие функции связей. Расход стали на плиту составил 37 кг на 1 м² площади, что в 2,1 раза меньше, чем для ранее применявшейся стальной сварной плиты для строительного блока объекта нефтедобычи. В 1980-1987 гг. экспериментально-производственное объединение Сибкомплемонтаж (Тюмень) выпустило 4,5 тыс. блоков, при этом расход стали был снижен на 2800 т.

Бельгийскими конструкторами была разработана сталежелезобетонная преднапряженная балка "Уилстресс" с пролетом $L = 18,0$ м [65] (рис. 1.7). Было замечено, что при увеличении армирования за

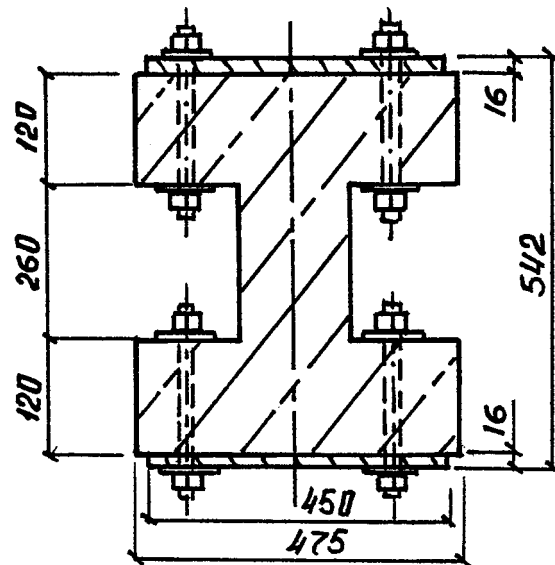


Рис. 1.7. Преднапряженная балка "Уилстресс", Бельгия.
Пролет $L=18,0$ м.

счет листов лишь на 10%, жесткость конструкции в целом возрастает в 4 раза. В данной конструкции внешняя листовая арматура навешивается к заранее изготовленной железобетонной балке, что увеличивает трудоемкость работ. Значительно дешевле использовать металлический лист уже в процессе изготовления конструкции в качестве опалубки, а крепить лист к основной конструкции предпочтительнее электросваркой, а не болтами, что и было сделано при сооружении перекрытия в машинном зале №3 цеха холодного проката на Челябинском металлургическом комбинате (рис. 1.8).

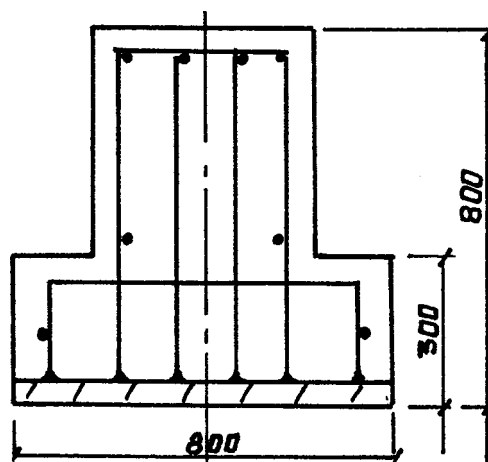


Рис. 1.8. Перекрытие в машинном зале №3 на Челябинском металлургическом комбинате.

В 1977 г. в МИСИ было выполнено вариантное проектирование двухпролетного ремонтно-кузнечного цеха площадью 5760 м² со следующими вариантами каркасов: металлический, железобетонный, сталежелезобетонный с внешним армированием ферм и колонн [5]. Наиболее оптимальной оказалась конструкция с внешним армированием.

Там же в 1988 г. была разработана конструкция сборного железобетонного прогона с арматурой-опалубкой из стального профилированного настила, в результате было сэкономлено 30% металла [6].

Наиболее эффективной конструкцией с внешним армированием является конструкция, в которой внешняя арматура играет роль обоймы, обжимая бетонное ядро и вызывая в нем объемное напряженное состояние при нагружении. В данной работе будет рассматриваться сталебетонный элемент, имеющий сплошную, замкнутую по контуру стальную оболочку.

Суть эффективности данной конструкции, в смысле повышения прочности, заключается в том, что при боковом реактивном давлении обоймы на бетон, последний претерпевает трехосное сжатие. В этом случае бетон приобретает способность испытывать значительные пластические деформации. О.Я. Бергом [7] было отмечено, что при трехосном однородном напряженном состоянии влияние обжимающих сил настолько значительно, что материал разрушить практически не возможно, несмотря на то, что целостность данного материала нарушается из-за смещения отдельных его частей относительно друг друга.

Э.Д. Чихладзе были проведены численные расчеты, результаты которых были подтверждены экспериментом, сталебетонного элемента с размерами поперечного сечения $a = b = 300$ мм, толщиной обоймы $\delta = 2$ мм. Элемент рассчитывался на прочность при осевом

сжатию [8]. В расчетах учитывалось контактное взаимодействие между бетонным ядром, работающим в условиях объемного напряженного состояния, и облойкой сталебетонного элемента при загрузении. Результаты расчета показали, что в предельном состоянии ядро и облойка контактируют лишь в углах сечения посредством нормальных контактных сил (рис. 1.9). Расчет также показал, что отношение u^*/R_b ("эффект облойки") (— среднее значение предельных на-

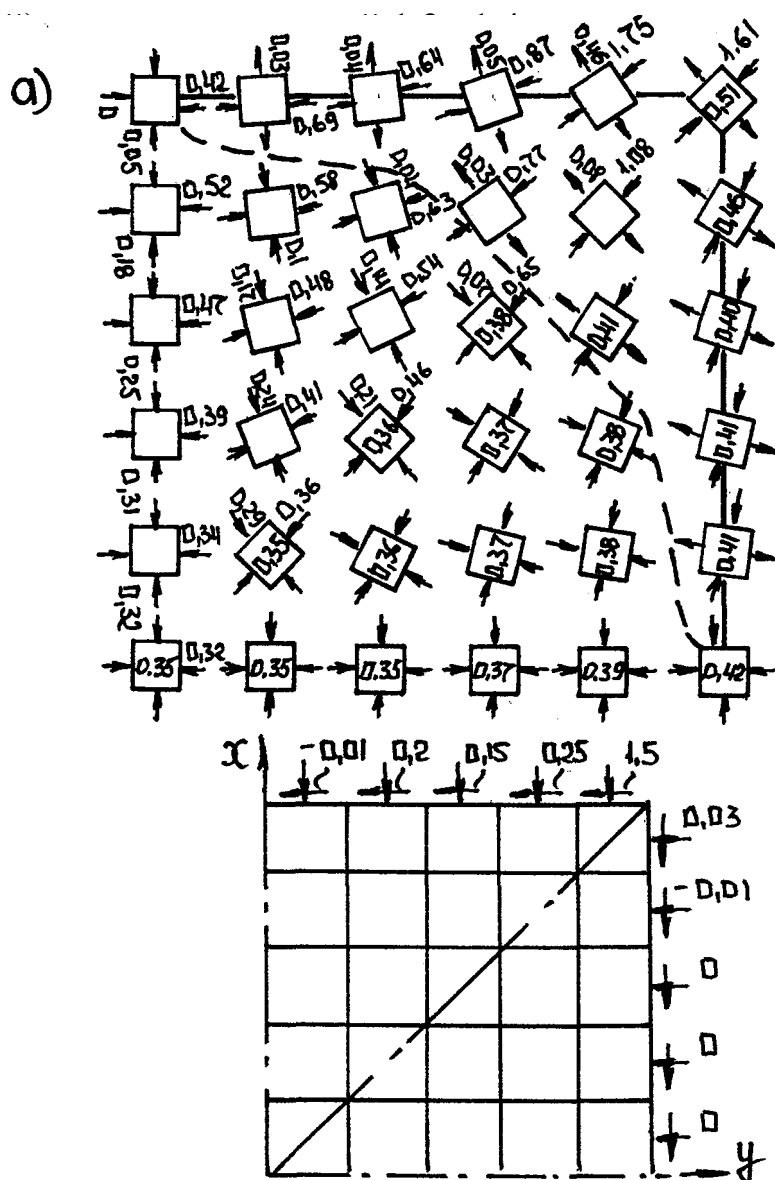


Рис. 1.9. Распределение напряжений по главным площадкам (а) в сечении элемента в предельном состоянии при взаимодействии оболочки и ядра по периметру сечения (б)

А.В. Яшиным были проведены эксперименты, цель которых изучение работы бетона в условиях плоского напряженного состояния [9]. Эксперимент проводился на образцах-кубах с ребром 15 см. Образцы изготавливались как из тяжелого бетона состава 1 : 1,97 : 3,63 : 0,57 (Ц : П : Щ : В), так и из керамзитобетона состава 1 : 1,97 : 1,65 : 0,55 (Ц : П : Щ : В). Результаты показали (рис. 1.10), что предельные значения напряжений при двухосном сжатии существенно возрастают по сравнению с напряжениями при осевом сжатии. Причем увеличение предельных значений напряжений зависит от отношения σ_1/σ_2 . Максимальные значения прочности превысили R_c на 37% — для тяжелого бетона и на 29% — для керамзитобетона.

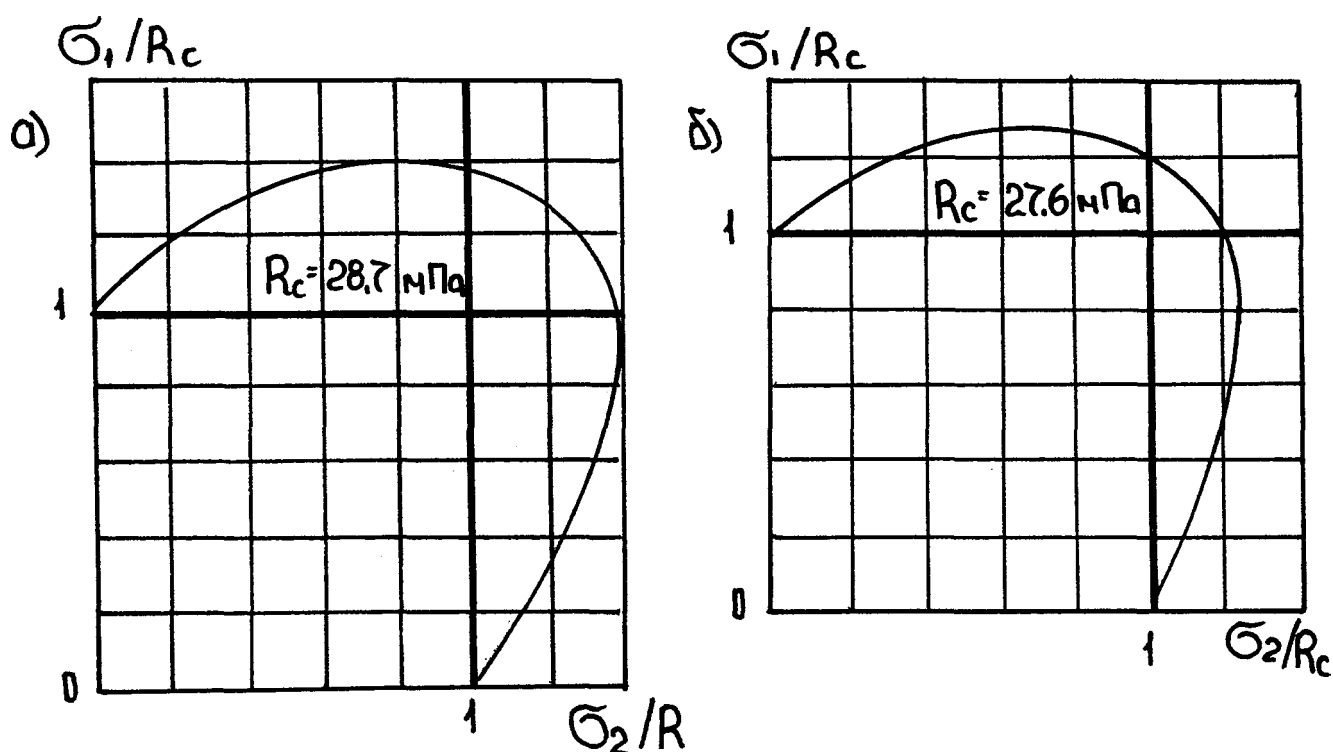


Рис. 1.10. Прочность бетона при двухосном сжатии:

- а) тяжелый бетон;
- б) керамзитобетон

В [10] приведены результаты опыта на двухосное равномерное сжатие, которые показали повышение предела прочности по сравнению с одноосным сжатием в среднем на 28% для образцов в возрасте 141-223 суток и 11% для образцов в возрасте 252-268 суток. В качестве образцов принимались призмы со стороной основания 150 мм и высотой 450 мм.

НИИЖБом [И] было произведено сравнение результатов расчета прочности опытных колонн с внешним уголковым армированием по СНиП П-21-75 и сравнение их с опытной разрушающей нагрузкой в зависимости от величины уровня насыщения поперечной арматурой d/t (σ — предел текучести стали хомутов, μ — коэффициент поперечного армирования). При этом коэффициент поперечного армирования определялся по следующей формуле:

$$\mu_x = \frac{4 f_x}{a \cdot S} \quad (1-2)$$

где 4 — площадь поперечного сечения хомутов;

a — размер поперечного сечения элемента;

S — шаг хомутов.

Испытание на центральное сжатие железобетонных колонн с внешним уголковым армированием показало, что методика СНиП П-21-75 дает достаточно хорошее совпадение результатов расчета с опытными данными при значениях уровня насыщения поперечной арматурой не превышающих 1,4 мПа. В этом случае величина отклонения составляет в среднем 3%. С увеличением величины уровня насыщения поперечной арматурой d/t значительно растет расхождение опытных данных с расчетными. Объясняется это возникновением эффекта обоймы, который не учитывался при расчете. Причем расхождения достигают 10-18%, а в некоторых случаях и более 20%.

В Белорусском Политехническом институте и НПО Дорстройтехника были испытаны призматические образцы 30x30x120 мм (27 шт.), имеющие сплошную стальную оболочку [12]. Данные эксперимента были сравнены с расчетом по СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.05.03-85. Результаты сравнения показали, что СНиП значительно недооценивает эффективность косвенного армирования (рис.1.11).

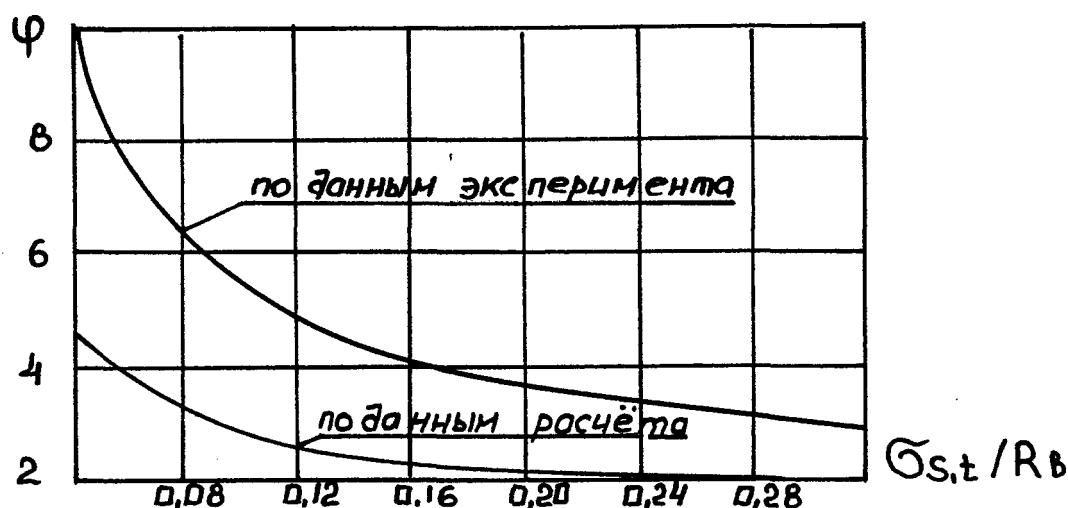


Рис. 1.11. График зависимости коэффициента косвенного армирования φ от относительного реактивного бокового обжатия σ_{st}/R_b .

В ХарГАЖТе аспирантом Глазуновым Ю.В. под руководством Чихладзе Э.Д. были проведены экспериментальные исследования сталебетонных колонн с прямоугольным поперечным сечением [13]. В этом эксперименте варьировались отношения сторон образцов ($B/a = 1; 1,3; 1,6; 2$) и толщины оболочек ($\delta = 2; 3,1; 3,8; 4,1$ мм). Образцы испытывались на следующие виды воздействия: нагрузка на бетон и сталь одновременно, на стальную обойму в образце, заполненном бетоном; на стальную обойму в образце без бетонного ядра. Результаты испытаний показали, что несущая способность составных колонн существенно превышает сумму предельных усилий в оболочке и бетонном ядре, испытанных отдельно (в среднем в 2 раза). Не-

обходимо заметить, что при передаче продольной нагрузки на бетон несущая способность сталебетонных колонн составляет в среднем 0,8 от несущей способности при передаче нагрузки одновременно на бетон и оболочку; а несущая способность при передаче нагрузки на обойму составляет в среднем 0,46 от несущей способности при загрузке бетона и обоймы одновременно [13].

Впервые о сталебетоне заговорили в начале столетия. В отечественной практике сталебетон применялся в подземных конструкциях мартеновских цехов, отстойников доменных печей, вагонопрокидывателей. Широкое применение получили сталебетонные пролетные строения в сороковых-пятидесятых годах. В СССР в проектирование этих конструкций было вовлечено много организаций: Лентрансостпроект, Трансмостпроект, Союздорпроект и т.д. В конце пятидесятых годов были проведены обширные исследования сталебетонных мостовых конструкций в НИИЖТе, УНИИСе, МАДИ, МИИТе и т.д. Часто применяется сталебетон в каркасах промышленных и гражданских зданий, в подкрановых эстакадах, в качестве колонн общественных зданий.

За рубежом сталебетон использован при строительстве подземного путепровода под Кильским каналом в Германии, в строительстве Венгерского метрополитена, при строительстве подземных переходов в Англии.

В 1936 г. в Ленинграде при строительстве арочного моста через Неву был использован трубобетон [12]. Чуть позже, под руководством профессора В.А.Росновского был спроектирован и построен трубобетонный мост через р. Исеть пролетом 140 м [14]. Часто трубобетонные конструкции используют в качестве несущих колонн в каркасах административных зданий (рис. 1.12). Применяют трубобетон и в качестве опорных стоек морских стационарных платформ, эксплуатируемых в замерзающих акваториях [15]. В Полтавской об-

ласти при строительстве дробильной установки фирмы "Крупп" подпорная стенка разгрузочной площадки изготавливалась с использова-

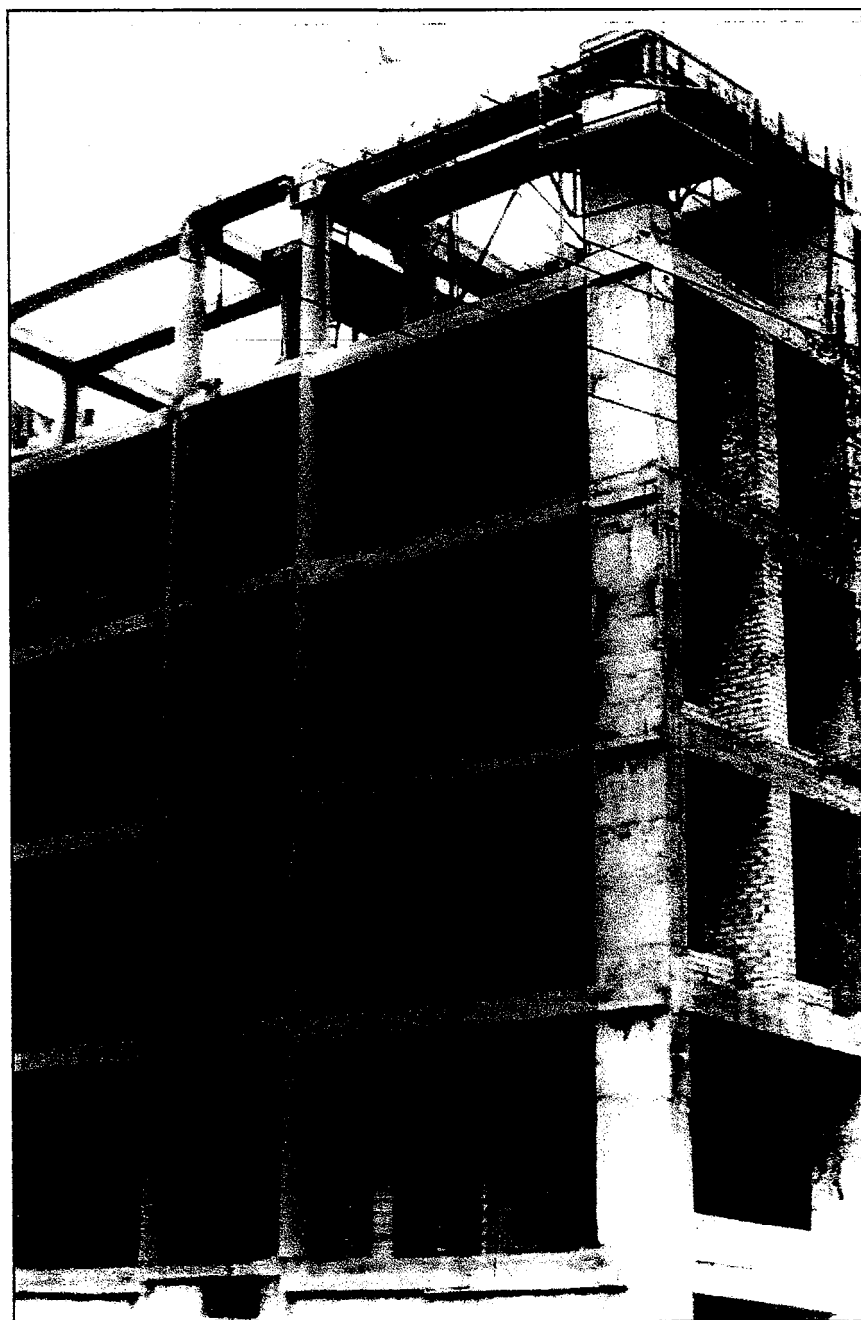


Рис. 1.12. Здание Киевского Народного Банка по ул.Артема, 17. Киевпроект ПТАМ 'Юнаков'

нием трубобетона. Стена представляет собой ряд трехэтажных П-образных трубобетонных несущих рам пролетом 4 м, между которыми укладывались отработанные шины карьерных рудовозов [16].

Для усиления здания водоочистки Октябрьского спиртзавода были предложены трубобетонные колонны, которые включались в совместную работу с существующими конструкциями перекрытий [16]. Трубожелезобетонные колонны были применены при строительстве офиса страхового общества "Саламандра" в г. Полтаве, а также в переходной галерее административного корпуса табачной фабрики и при усилении лестничных площадок кулинарного училища в г. Кременчуге.

Вопрос теории расчета трубобетонных конструкций широко освещен в работах Лукши Л.К. [17], Передерия Т.П. [12], Росновского В.А. [14], Стороженко Л.И. [18,19], Долженко А.А. [20-22], Санжаровского Р.С. [23,24].

Наиболее популярной является конструкция, представляющая собой гнутосварной профиль прямоугольного сечения, заполненный бетоном. Спектр использования данной конструкции очень широкий. В ЦНИИПромзданий при участии НИИЖБ были разработаны конструкции стропильных и подстропильных сталебетонных ферм [25]. В основу взяты гнутосварные профили из низколегированной стали класса С 46/33, заполненные бетоном класса В40. Разработано 10 типоразмеров стропильных ферм с пролетом $L = 18, 24, 30$ м и 4 типоразмера подстропильных ферм пролетом $L = 12$ м (рис. 1.13).

Чихладзе Э.Д. была разработана рама каркаса промышленного здания [26], которая включает двухветвевые колонны с распорками и опорными элементами, фермы покрытия, шпренгельные балки. Все элементы данного каркаса выполнены в виде бетонного ядра с замкнутой по контуру металлической обоймой. Чихладзе Э.Д. также разработана сталебетонная ферма покрытия [27], в которой верхний и нижний пояса выполнены из замкнутой стальной оболочки, причем верхний пояс заполнен бетоном. Элементы рамы каркаса промыш-

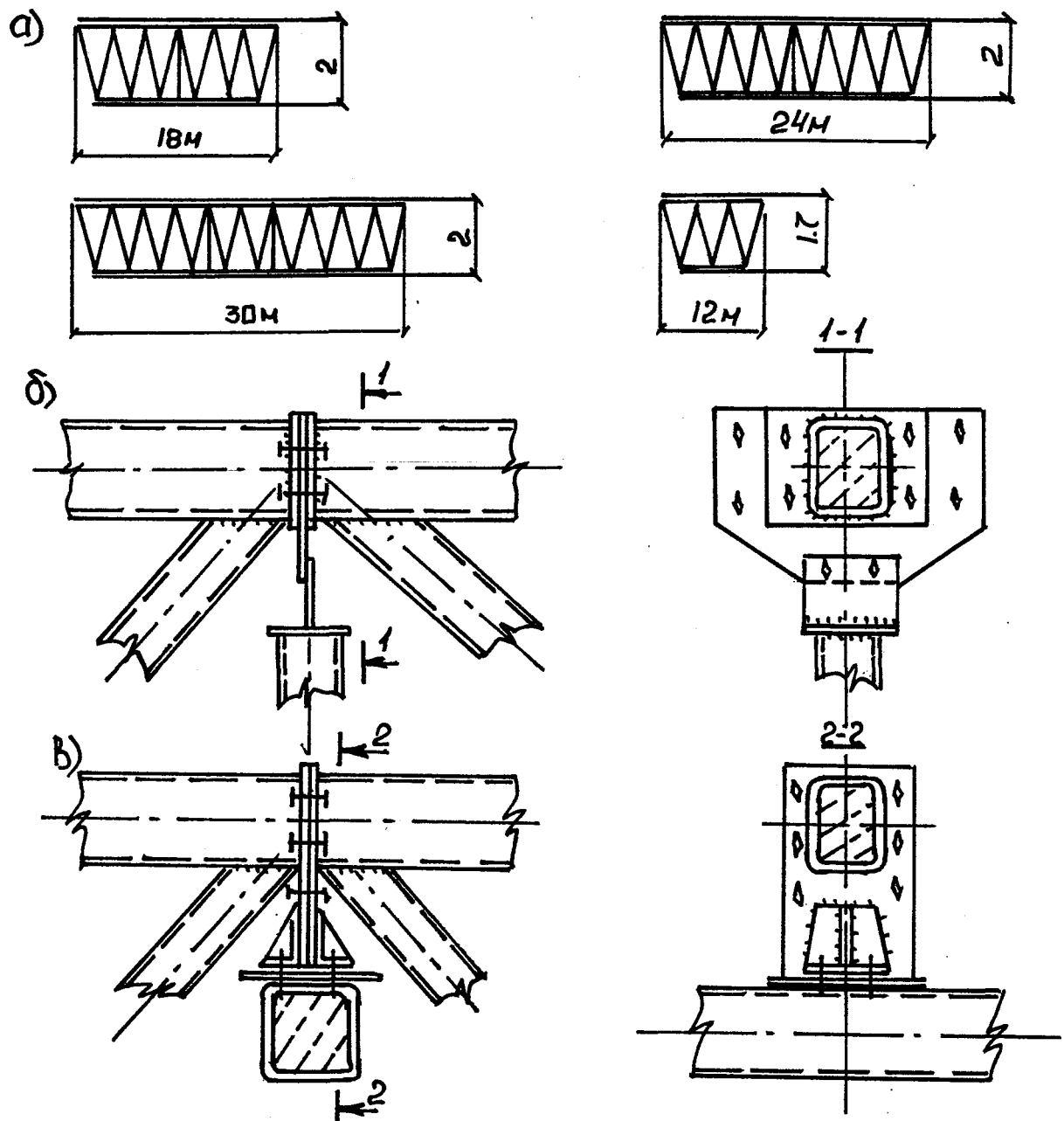


Рис. 1.13. Схемы конструкции металлобетонных ферм:
 а — стропильные и подстропильные фермы;
 б — монтажный узел стропильных ферм;
 в — узел опирания стропильной фермы на подстропильную

ленного здания и фермы покрытия имеют прямоугольное поперечное сечение.

Вологодским политехническим институтом был разработан стержневой элемент [28], содержащий гнутый швеллерный профиль с

размещенными в нем усиливающими ребрами, которые выполнены в виде волнообразно изогнутой полосы, жестко соединенные с полками вершинами волн; полость профиля заполнена бетоном.

Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова разработан сборный элемент [29], включающий бетонное тело с наружной листовой арматурой, который используется для погружения в грунт забивкой. Наружное листовое армирование с внутренними гофрами выполнено по периметру сечения.

В энергетическом строительстве широкое применение получили брусковые элементы [30]. Брусковые элементы использовались при строительстве каркасов на Киевской ТЭЦ-5, Ставропольской, Углегорской и Запорожской ГРЭС (рис. 1.14).

Если говорить о том, какая конструкция из бетона с внешним армированием эффективнее, необходимо учесть, во-первых, какой вид нагрузки испытывает данный элемент, во-вторых, передается ли нагрузка только на бетон, или только на оболочку, или на то и другое одновременно. В том случае, если элемент испытывает только сжатие, и нагрузка передается в основном на бетон, наиболее эффективно работает сталебетонный и трубобетонный элемент с ограниченной относительной толщиной обоймы [8]. Эффект обоймы, в данном случае, максимален.

В случае, когда нагрузка в основном передается на стальную часть элемента, целесообразно использовать сталебетонный элемент с усиленной оболочкой или со стальным сердечником. При этом эффективность сталебетонной конструкции заключается в том, что бетон повышает жесткость и устойчивость конструкции в целом, хотя эффект обоймы минимален. В случаях, когда элемент испытывает кроме сжатия другие виды нагрузок, эффективен сталежелезобетон

и комбинированный сталебетон. В данных случаях бетон воспринимает сжимающие усилия и работает эффективно в условиях сложно-

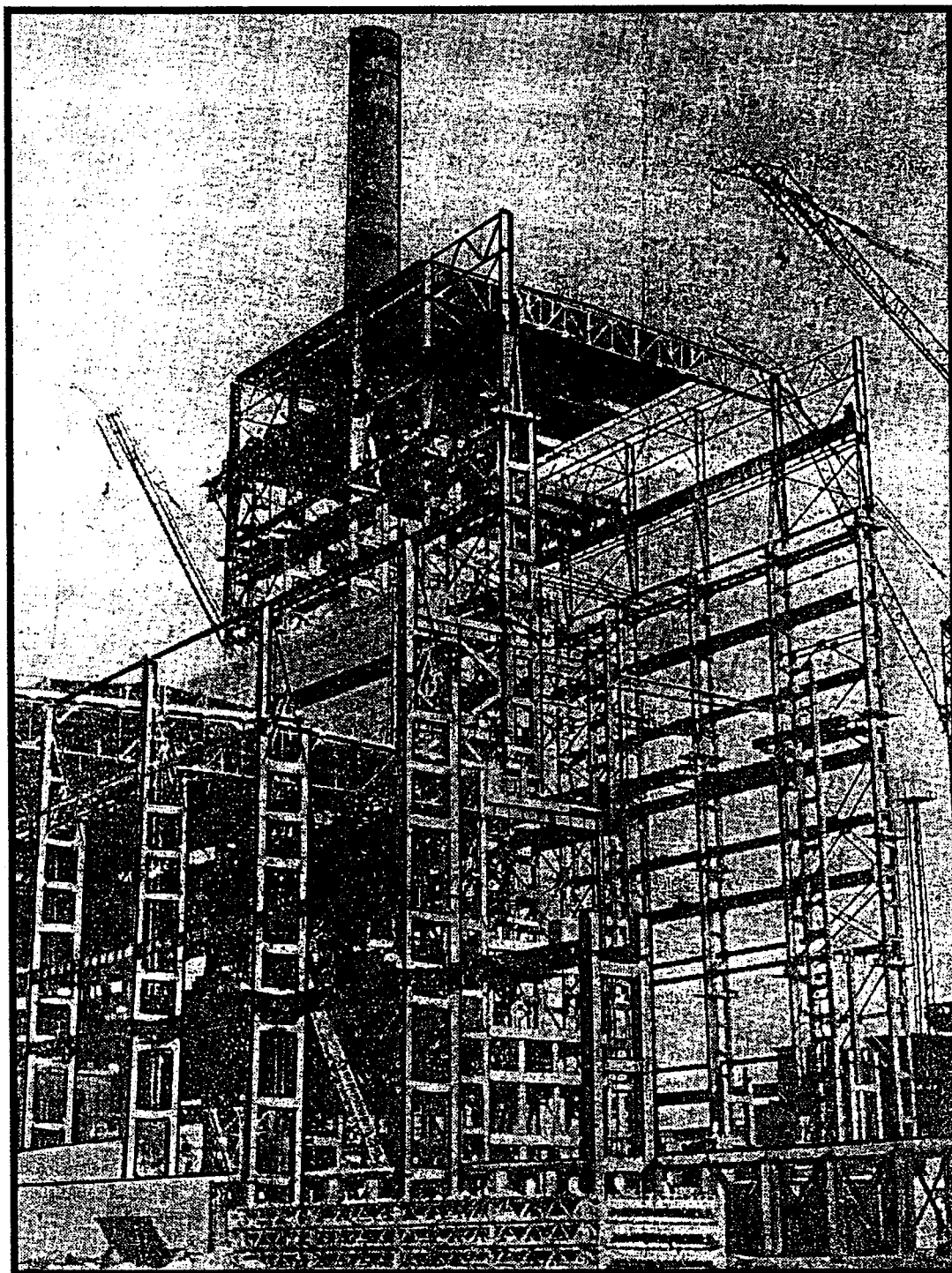


Рис. 1.14. Главный корпус Запорожской ГРЭС

го напряженного состояния, а металлическая часть испытывает растягивающие усилия.

Естественно, что сталебетон (здесь и далее следует иметь ввиду конструкцию из бетона и металлической оболочки) не идеальная конструкция. Она обладает как достоинствами, так и недостатками. К достоинствам можно отнести следующие факторы:

1. За счет увеличения несущей способности сталебетона по сравнению с железобетоном существенно снижается масса конструкции, уменьшаются поперечные размеры сечения, что приводит к значительной экономии материала. Например, потребность в стали снижается в среднем на 45%.
2. Значительно увеличивается прочность конструкций вследствие работы бетонного ядра в условиях объемного сжатия.
3. Сталебетон обладает большим моментом сопротивления, так как арматура максимально удалена от центра тяжести сечения.
4. Существенно увеличивается жесткость и трещиностойкость конструкции.
5. В предельном состоянии значительно увеличивается пластичность сталебетона, что исключает внезапность разрушения.
6. За счет уменьшения поперечного сечения элементов конструкции экономится полезная площадь.
7. Отсутствует необходимость применения опалубки. Оболочка выполняет роль не только арматуры, но и опалубки.
8. При использовании сталебетона очень удобно образовывать стыки при помощи электросварки (рис. 1.15).
9. Стальная оболочка представляет собой надежную защиту бетонной части конструкции от внешних воздействий, таких как выветривание, влага, механические повреждения и т.д.
10. Применение сталебетона в строительстве существенно снижает трудозатраты.

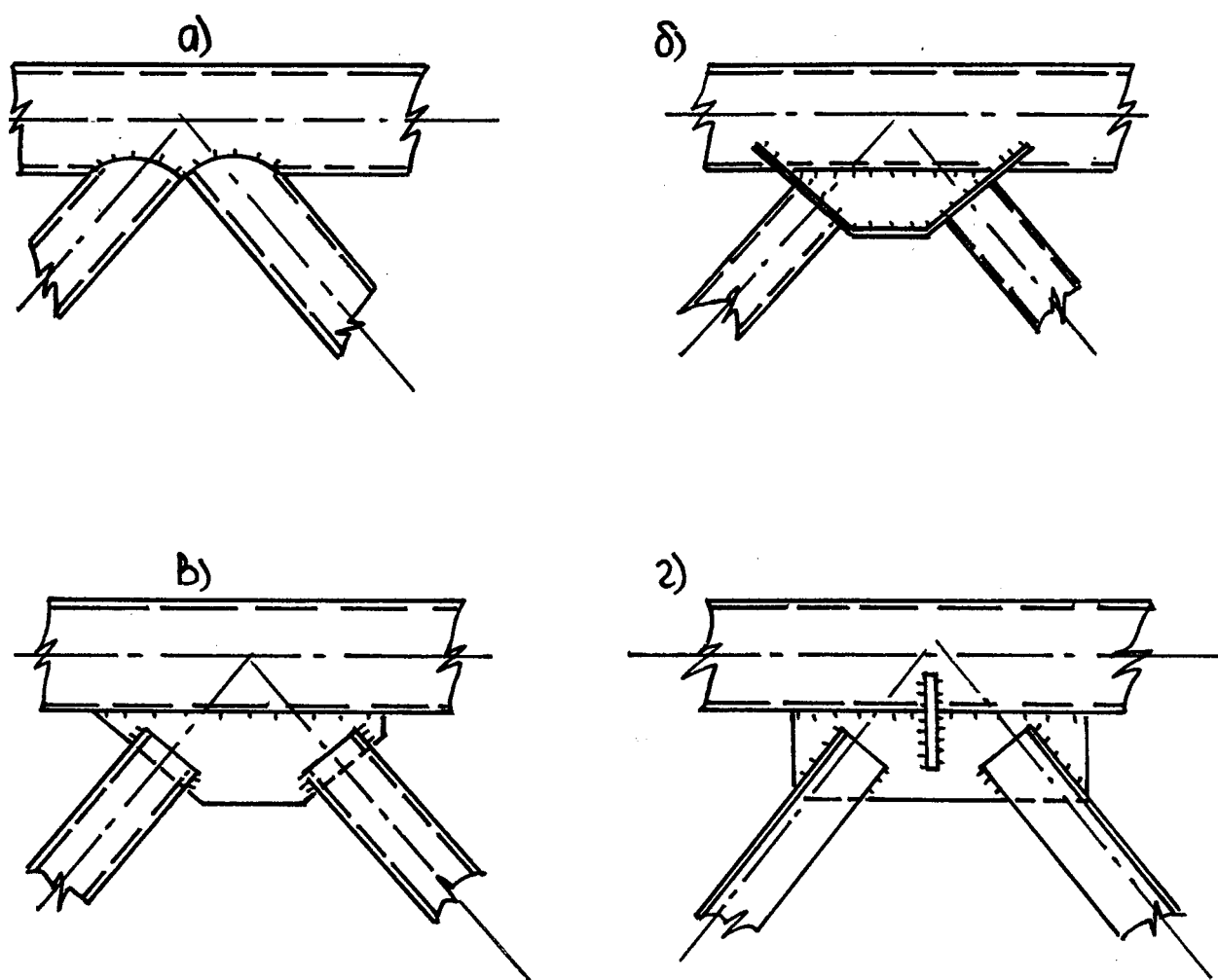


Рис. 1.15. Примыкание раскосов к верхнему сжатому трубобетонному поясу:

а — непосредственное примыкание;

б, в, г — примыкание с помощью фасонки

Среди недостатков можно выделить только три фактора:

1. Низкая коррозионная устойчивость стальной оболочки.
2. Значительное снижение прочности стальной оболочки при интенсивных температурных воздействиях [31,32].

3. Возможность отставания бетонного ядра от стальной оболочки под действием внутреннего давления паров связанной воды, которая освобождается при сильном нагревании [32].

Исследованиями О.Я. Берга и А.А. Долженко [12,21,22] было установлено, что при твердении бетона в обойме вместо его усадки происходит набухание. В результате этого бетон оказывается в условиях объемного напряжения, что положительно сказывается на его прочностных качествах. Причиной набухания является отсутствие влагообмена между бетоном и внешней средой. Деформаций усадки в бетоне, заключенном в обойму, практически не возникает. Величина усадочных продольных деформаций изолированного образца составляет $\delta = (2-3) \cdot 10^{-5}$ [12].

Подводя итог сказанному, следует отметить, что конструкция из бетона и металлической оболочки очень эффективна, а значит и перспективна.

1.2. Подход к расчету на прочность сталебетонного элемента

В том случае, если в сталебетонном элементе внешняя арматура не замкнута по контуру, схема расчета таких конструкций практически такая же, как и в железобетонных. Принципиальное отличие сталебетона, имеющего сплошную стальную оболочку, в эффекте обоймы; в данном случае бетонное ядро находится в объемном напряженном состоянии, что значительно увеличивает его прочность. Таким образом, эффект обоймы качественным образом меняет характер напряженно-деформируемого состояния бетонной части сталебетонного элемента. Все известные в настоящее время подходы к построению методов расчета прочности сталебетонных элементов, в которых учитывается эффект обоймы, можно разделить на две группы:

1. Полуэмпирические методы, суть которых в сложениях несущих способностей бетонного ядра и стальной оболочки; при этом повышение сходимости расчета с опытом достигается при помощи эмпирических коэффициентов [11,12,18,33].
2. Методы расчета, базирующиеся на теоремах и принципах механики сплошной деформируемой среды. В этих методах используются дифференциальные уравнения равновесия осесимметричных тел, критерий предельных состояний, обобщенный закон Гука и т.д.

Первая группа методов довольно часто используются в настоящее время. Так, в Криворожском ТУ были разработаны два способа расчета изгибаемых трубобетонных элементов квадратного поперечного сечения, в которых объемное напряженное состояние сжатой зоны бетона было учтено коэффициентом эффективности работы бетона [34]. Первый способ расчета основан на использовании метода приведенных сечений. Эпюры напряжений приняты прямоугольными, а расчетная формула имеет вид:

$$M < W_{ijp} R, \quad (1.3)$$

где W_{ijp} — приведенное к стали поперечное сечение элемента с учетом перечисленных выше особенностей работы конструкции.

Формула второго способа расчета получена из условия равновесия поперечного сечения $\sum M = 0$ и $\sum Xx = a$.

$$M < A_s \sigma_s (1 - a) \quad (1.4)$$

где A_s — площадь поперечного сечения трубы;

a — приведенная относительная часть сжатой зоны элемента с

учетом объемного напряженного состояния бетона;

y_1, y_2 — расстояние от центральной оси до приведенных центров тяжести сжатой и растянутой зон.

Что касается второй группы, то входящие в нее методы имеют более фундаментальный характер, а предпосылки этих методов имеют строгий физический смысл. Поэтому остановимся более подробно на рассмотрении именно этой группы методов расчета.

При расчете сталебетона, во-первых, необходимо определиться с критерием прочности. Предельное состояние может характеризоваться достижением в элементе как предельных напряжений, так и предельных деформаций.

Сталебетон, в отличие от железобетона, не имеет ярко выраженного момента разрушения, что вызывает ряд трудностей при определении критерия прочности. В работах Л.К. Лукши, А.А. Гвоздева, В.Ф. Меренина, А.Б. Ренского [12,17,35], а также Я.П. Семененко [36] за предельное состояние принимают момент достижения поперечными напряжениями оболочки предела текучести. Но данное условие прочности приемлемо только при очень тонкой обойме. В.А. Росновский [14] и В.М. Фонов [37] предлагают предельное состояние трубобетонного элемента характеризовать появлением в стальной оболочке в продольном направлении напряжений, соответствующих началу текучести стали.

В работах А.И. Кикина, Р.С. Санжаровского, В.А. Трулля [23,24,38], Э.Д. Чихладзе [39-41] предельное состояние определяется предельной деформацией, на основании которой подбирается силовой фактор.

Существуют различные взгляды на оценку предельного состояния сталебетонного элемента по предельным деформациям. Росновский В.А. [14] предлагает рассматривать в качестве предельной деформации конкретную постоянную величину, не зависящую от

прочностных характеристик стержня ($\xi = const$), но при этом не будут использованы до конца возможности сталебетонных элементов, в которых оболочка изготовлена из высокопрочной стали. В связи с этим, более целесообразно в качестве предельной рассматривать продольную деформацию, соответствующую началу текучести (f_y) [18,19,23,39,40,43-45]. Предельное состояние можно оценить также предельными поперечными деформациями [33], соответствующими началу текучести оболочки в поперечном направлении.

Оценить прочность сталебетонного элемента можно по максимальной нагрузке, которую он может выдержать безотносительно к его деформациям. Но экспериментально показано [23], что продольные деформации до момента разрушения сталебетонного образца могут достигать 15% и выше, что недопустимо в реальных конструкциях.

Если оценивать прочность конструкции по бетону, то необходимо учитывать особенности его механических свойств (нелинейность, неоднородность, ползучесть, усадка, трещиноватость и др.), а также то, что в сталебетонных конструкциях бетонное ядро при различных видах воздействия находится в условиях объемного напряженного состояния. Наиболее приемлемым в этом отношении является условие прочности Карпенко Н.И. [42], которое достаточно хорошо согласуется с данными экспериментов при различных напряженных состояниях:

$$3 Q_1 + B Q_3 - Q_i [K_c (f - B) + 5/\lambda] - (Y_3 (K_c \cdot b - f' \cdot p) - Q_i \cdot \mu_3 (a + b + 1 - l) - K_c \cdot f \cdot \dots = 0; (Q_1 < Q_2 < Q_3), (1.5)$$

где $a, =$

$$i = 1, 2, 3;$$

Rbc

R_{bc} — прочность бетона при одноосном сжатии;

a, b — коэффициенты, устанавливаемые на основании опытов;

$\delta p, K_c$ — относительные безразмерные функции изменения прочности бетона при двухосном сжатии;

f — коэффициент, зависящий от вида бетона.

Данный критерий охватывает различные виды бетонов как на плотных, так и на пористых заполнителях. Условие (1.5) по сути является преобразованным условием Кулона-Мора:

$$\sigma = -R_{bc} + m \sigma_1, \quad (1.6)$$

$$m = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

где ϕ — угол внутреннего трения.

Важной характеристикой любого материала является его модуль упругости E . Начальный модуль упругости бетона E_b соответствует упругим деформациям. Он определяется как тангенс угла наклона прямой упругих деформаций:

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha_0. \quad (1-)$$

В расчетах железобетонных конструкций используют модуль упругопластичности, который представляет собой тангенс угла наклона секущей a и кривой ($J_b - \epsilon_b$ в точке с заданным напряжением:

$$E_b' = \operatorname{tg} \alpha_j. \quad (1-$$

В этом случае модуль упругопластичности является переменной величиной вследствие изменения угла α_j , который зависит от величины напряжений.

Не менее важной характеристикой бетона и стали является коэффициент Пуассона ν . Точно установлено, что с ростом напряжений величина модуля деформации бетона уменьшается, а коэффициент поперечной деформации при этом увеличивается. Естественно, что при расчете сталебетона эти изменения необходимо учитывать. Практически во всех расчетах материал обоймы (сталь) рассматривается как материал, обладающий идеальной упругопластичностью. Для бетона же характерна нелинейность связи между напряжениями и деформациями на всех уровнях напряженного состояния. Вследствие этой нелинейности модуль деформации бетона и коэффициент деформации значительно изменяются с ростом нагрузки по причине развития пластических деформаций.

На основе статистической обработки опытных данных теоретическое значение E_b предлагается определять из следующей эмпирической формулы [19]:

$$E_b = E_{b0} \left[1 - \beta \left(\frac{\sigma_b}{R_b} \right) - 0,2 \right], \quad (1.10)$$

где β — эмпирический коэффициент, зависящий от вида бетона;

E_{b0} — начальный модуль упругости, который жестко регламентирован СНиП 2.03.01-84*.

В дальнейшем, изменяющийся в зависимости от напряжения модуль деформации бетона будем называть секущим модулем. Можно записать зависимость для определения секущего модуля в виде полинома [19]:

$$E_b = m E_{b0} (b_0 + b_1 \sigma + b_2 \sigma^2 + b_3 \sigma^3), \quad (1.11)$$

где $m = 1 - a(\sigma)$;

$a(i)$ — переменный коэффициент, зависящий от процента армирования;

b_1, b_2, b_3 — параметры нелинейности, подбираемые отдельно для интервалов $E_b > 0,5 E_{b0}$ к $E_b < 0,5 E_{b0}$.

Учитывая, что изменчивость модуля деформации и коэффициента поперечной деформации вызвано одними и теми же факторами, имеет смысл связать эти величины одной зависимостью [19]:

$$v = v_{b\max} \left[1 - \frac{\left(1 - \frac{v_{b0}}{v_{b\max}} \right) E_b}{E_{b0}} \right] \quad (1.12)$$

где v_{b0} — коэффициент Пуассона бетона при малых напряжениях;

$v_{b\max}$ — максимальное значение коэффициента Пуассона.

В своей работе [46] В.Н. Бондаренко и А.Л. Шагин используют в определении коэффициента поперечной деформации V_b и модуля деформации бетона E_b следующий подход: чтобы погрешность от введения обобщенного закона Гука была наименьшей, обеспечивается минимум квадратичных отклонений деформации от полученных экспериментально при заданных значениях напряжений (T^* , C_y , U_z). В качестве условия принимается минимум функции [46]:

$$\Psi = \left[\varepsilon_{x\phi} - \frac{\sigma_x - v_b(\sigma_y + \sigma_z)}{E_b} \right]^2 + \left[\varepsilon_{y\phi} - \frac{\sigma_y - v_b(\sigma_x + \sigma_z)}{E_b} \right]^2 + \left[\varepsilon_{z\phi} - \frac{\sigma_z - v_b(\sigma_x + \sigma_y)}{E_b} \right]^2, \quad (1.13)$$

где $\varepsilon_{x\phi}$, $\varepsilon_{y\phi}$, $\varepsilon_{z\phi}$ — фактические значения деформаций, полученных в эксперименте на трехосное сжатие.

Искомые значения E и V_b определяются путем решения системы уравнений:

(1.14)

Если принять $V_b = const$, то значение модуля деформации определится из следующей зависимости:

$$E_b = \frac{[\sigma_x - \nu_b(\sigma_y + \sigma_z)]^2 + [\sigma_y - \nu_b(\sigma_x + \sigma_z)]^2 + [\sigma_z - \nu_b(\sigma_x + \sigma_y)]^2}{\varepsilon_{x\phi}[\sigma_x - \nu_b(\sigma_y + \sigma_z)] + \varepsilon_{y\phi}[\sigma_y - \nu_b(\sigma_x + \sigma_z)] + \varepsilon_{z\phi}[\sigma_z - \nu_b(\sigma_x + \sigma_y)]} \quad (1.15)$$

Определив, таким образом, модуль деформации на всех уровнях нагружения, можно построить зависимость модуля деформации от действующих напряжений (рис.1.16).

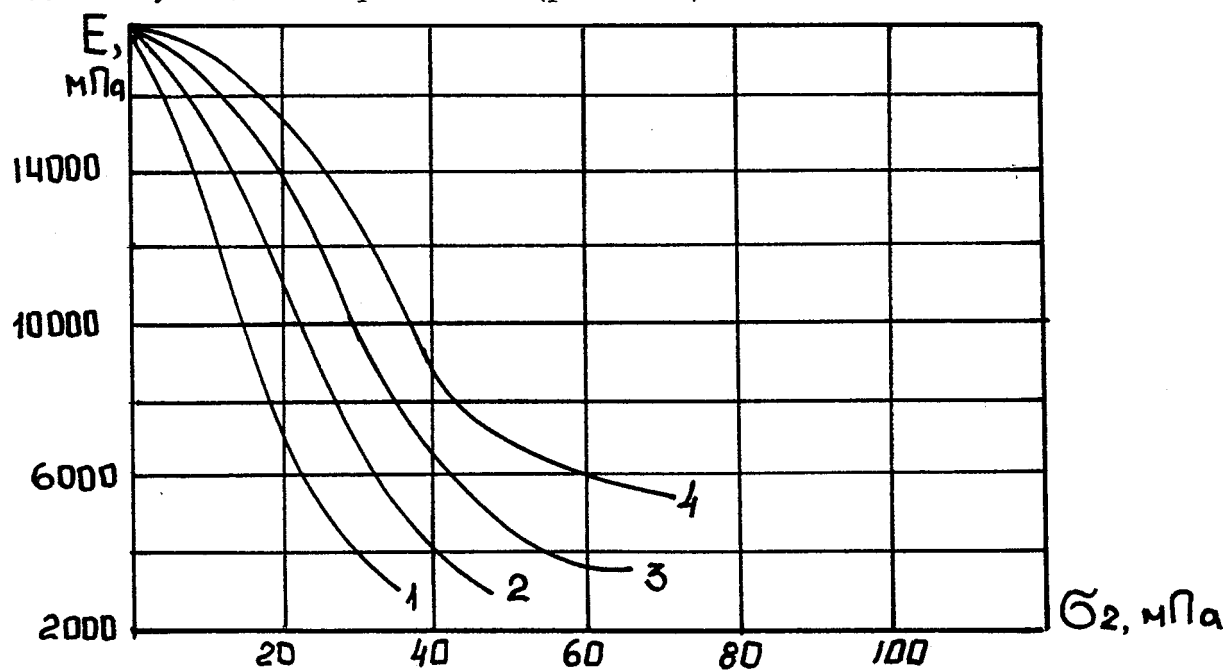


Рис. 1.16. Зависимость модуля деформации трехосно сжатого бетона от напряжений при различных скоростях роста поперечного обжатия

В опытах по трехосному сжатию бетона в закритической стадии работы наблюдается увеличение объема бетона. Это явление необходимо учитывать в зависимостях модуля деформации от напряжений. Г.А. Гениев [47] предложил следующую зависимость для объемной деформации:

$$\theta = \frac{\sigma}{K(T)} - g_0 \Gamma^2 \quad , \quad (1.16)$$

где

$$K(T) = \frac{K_0}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{T}{T_s}} \right)$$

Второй член в формуле (1.16) учитывает увеличение объема бетона в закритической стадии. В данной формуле g_0 — модуль дилатации.

В работе [48] была предложена другая зависимость, более четко описывающая процесс объемных изменений бетона вплоть до закритической стадии работы:

$$s = Q I3K(G, S_I) \quad (1.18)$$

где $\bar{\sigma}$ — среднее напряжение;

A (« γ », ч $K_0 K_I(S)$)
 $A(\bar{\sigma}) = \frac{\dots}{K_z f_c S_j}$ — секущий модуль относительных объемных изменений бетона;

K_0 — начальный модуль объемного сжатия бетона:

$$K_1(\sigma) = \frac{1 + A\sigma^2}{1 + B\sigma^2} \quad , \quad (1.19)$$

$$K_2(\sigma, S_1) = 1 - \left(\frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right)^n \left(c + \frac{S_1^3}{(\sigma + m)^3} \right) D \quad . \quad (1.20)$$

Из представленных зависимостей можно увидеть, что секущий объемный модуль $KfaSj$ полностью соответствует характеру объемных изменений бетона и росту уровня напряжения. Он уменьшается при увеличении уровня напряжений, а с приближением к критической стадии работы начинает расти. Принимая во внимание вышеизложенное, зависимости между напряжениями и деформациями для случая простого нагружения можно записать в следующем виде:

$$E' = 3 \cdot (a \cdot \sigma) \cdot 2G(5.) \quad (1-22)$$

$$G(51) = \frac{p \cdot \sigma - [ст. - Y(a \cdot 5,)(o.. + a,)]}{Si} \quad (1-23)$$

или

при этом секущий модуль деформации и секущий коэффициент поперечной деформации определяется по следующим зависимостям:

$$\frac{9KG}{[G + 3ЛГ]} \quad (1.24)$$

$$\frac{3ЛГ-2(7)}{2G + 3K} \quad (1.25)$$

Данная методика определения E и V используется в работах Э.Д.Чихладзе [39-41 и т.д.] при расчетах сталебетона на сжатие, на изгиб, на внецентренное сжатие и т.д.

Секущий модуль деформации бетона и коэффициента поперечной деформации при расчете сталебетонного элемента необходим

при описании зависимости напряжений от деформаций. Но существуют другие способы описания нелинейной зависимости ($Y_b - \delta_{el}$). Например, метод, основанный на интерполяционной формуле Лагранжа [19]. Считается, что кривая проходит через наперед заданные точки, расположение которых определяется экспериментом. Для диаграммы, проходящей через точку пересечения осей графика и четыре точки, зависимость будет иметь вид:

$$\begin{aligned}
 & \frac{\sigma_1}{\epsilon_1} = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_2)(\epsilon_1 - \epsilon_3)(\epsilon_1 - \epsilon_4)}{\epsilon_1(\epsilon_1 - \epsilon_2)(\epsilon_1 - \epsilon_3)(\epsilon_1 - \epsilon_4)} + \frac{\sigma_2}{\epsilon_2} \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_2)(\epsilon_1 - \epsilon_3)(\epsilon_1 - \epsilon_4)}{(\epsilon_2 - \epsilon_1)(\epsilon_2 - \epsilon_3)(\epsilon_2 - \epsilon_4)} \\
 & + \frac{\sigma_3}{\epsilon_3} \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_2)(\epsilon_1 - \epsilon_3)(\epsilon_1 - \epsilon_4)}{(\epsilon_3 - \epsilon_1)(\epsilon_3 - \epsilon_2)(\epsilon_3 - \epsilon_4)} + \frac{\sigma_4}{\epsilon_4} \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_2)(\epsilon_1 - \epsilon_3)(\epsilon_1 - \epsilon_4)}{(\epsilon_4 - \epsilon_1)(\epsilon_4 - \epsilon_2)(\epsilon_4 - \epsilon_3)} \quad (1.26)
 \end{aligned}$$

где σ_p (Y_2, ϵ_i) — напряжения в точках ϵ_i — координаты характерных точек излома диаграммы ($Y - \delta$).

Полученную экспериментально диаграмму ($Y_b - \delta_{el}$) также можно описать вписанной ломаной:

$$\begin{aligned}
 & \frac{\sigma^*1}{\epsilon^*1} \quad , \quad \epsilon^*1 < \epsilon^*2 < \epsilon^*3 < \epsilon^*4 \\
 & \frac{\sigma^*1 + \sigma^*2}{\epsilon^*1 + \epsilon^*2} \quad \text{при } \epsilon^*1 < \epsilon^*2 < \epsilon^*3 < \epsilon^*4 \\
 & \frac{\sigma^*1 + \sigma^*2 + \sigma^*3}{\epsilon^*1 + \epsilon^*2 + \epsilon^*3} \quad \text{при } \epsilon^*1 < \epsilon^*2 < \epsilon^*3 < \epsilon^*4 \\
 & \frac{\sigma^*1 + \sigma^*2 + \sigma^*3 + \sigma^*4}{\epsilon^*1 + \epsilon^*2 + \epsilon^*3 + \epsilon^*4} \quad \text{при } \epsilon^*1 < \epsilon^*2 < \epsilon^*3 < \epsilon^*4
 \end{aligned}$$

На прочность сталебетона значительное влияние оказывает толщина стенки обоймы и диаметр трубы. В работе [37] была определена степень этого влияния посредством коэффициента армирова-

ния //, который определяется по следующей формуле для трубобетона:

$$p = \frac{5}{\delta}, \quad (1.28)$$

где δ — толщина стенки обоймы;

D — диаметр трубы;

Анализ результатов испытаний показал, что с увеличением I в пределах 0,01...0,14 (при $D = 630$ мм) коэффициент эффективности обжатия бетона обоймой K уменьшается на 37%. При изменении диаметра элемента со 100 до 1020 мм (при // = 0,045...0,054) коэффициент K уменьшается на 34%. Объясняется это тем, что при значительных деформациях ($\epsilon > 0,3\%$) стенка трубы теряет местную устойчивость раньше, чем кольцевые напряжения (J_t в ней достигнут предела текучести. Таким образом, чем больше толщина стенки обоймы δ , тем ниже ее эффективность. На рисунке 1.17 приведена зависимость K от //, полученная экспериментально.

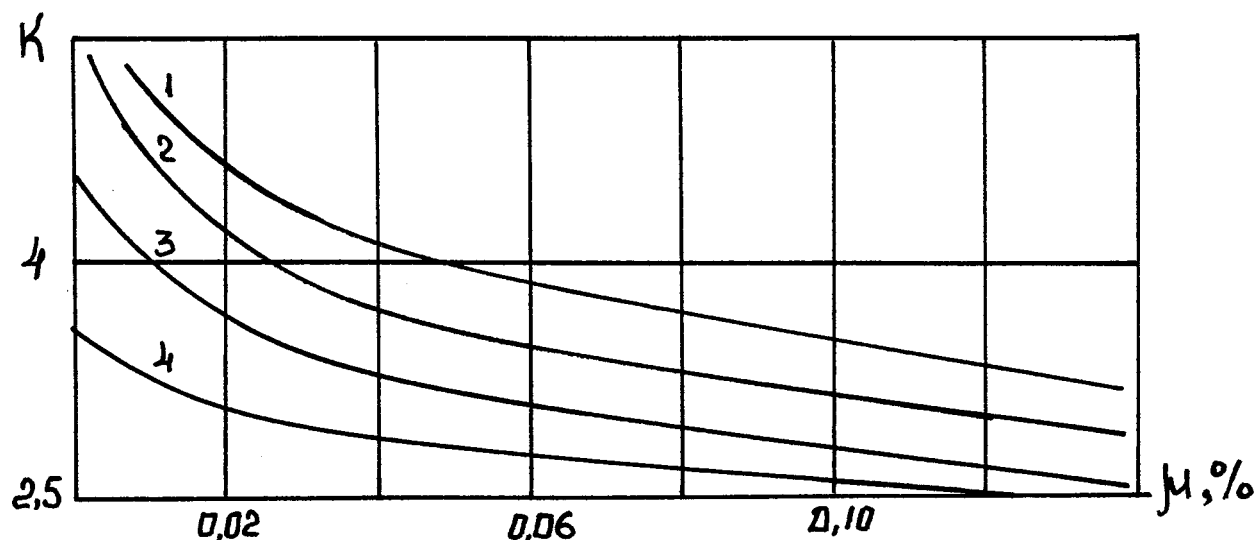


Рис. 1.17. Изменение коэффициента K в зависимости от //:

1 — $D = 100$ мм; 2 — $D = 300$ мм;

3 — $D = 600$ мм; 4 — $D = 1000$ мм

Величину коэффициента эффективности обжатия бетона обоймой K предложено [37] определять по следующей формуле:

$$K = 4,81 >^{0,18} (0,03 \sigma^{0,72} + 1). \quad (1.29)$$

При расчете необходимо учитывать, что принцип суперпозиций для сталебетона, представляющего собой бетон в стальной обойме, неприемлем. Несущая способность данной конструкции существенно превышает сумму предельных усилий в оболочке и бетонном ядре, испытанных отдельно [13]. Для доказательства этой гипотезы стоит рассмотреть результаты испытаний, проведенных профессором Долженко А.А. [22]. В табл. 1.1 представлены исходные параметры бетона и трубы, их расчетные предельные усилия, суммарное расчетное усилие, опытное усилие в трубобетоне и отношение его к сумме опытных усилий в трубе и бетоне. Последний столбец таблицы характеризует превышение несущей способности трубобетонного элемента над суммарной несущей способностью составляющих данной конструкции, испытанных отдельно. Величину $\mu^{\text{э}} m_b$ можно назвать сталебетонным эффектом, который обусловлен взаимной работой металлической оболочки и бетонного ядра в процессе нагружения.

Таблица 1.1

Результаты испытания сталебетонных колонн на сжатие

Номера образцов	d , мм	z , мм	R_a , мПа	мПа	N_T , кН	N_b , кН	N_o , кН	кН	$\mu^{\text{э}} m_b$
1	254	8,6	304	16,1	2150	820	2970	4800	1,54
2	256	9,2	345	16,1	2650	820	3480	4900	1,33
3	255	8,4	304	16,1	2100	820	2920	4740	1,67
4	254	8,4	304	16,1	2100	820	2920	4740	1,41
5	206	2,5	340	15,1	560	500	1060	1600	1,63
6	203	3,3	330	15,1	710	490	1200	1800	1,82
7	305	3,6	334	15,1	1170	1100	2270	3700	1,70
8	305	5,6	334	15,1	1820	1100	2920	5000	1,64

Практически во всех работах, посвященных расчету сталебетона, в случаях приложения нагрузки одновременно и на оболочку и на бетонное ядро, принимается, что ядро и обойма работают совместно без отрыва и проскальзывания [18,19,37,39-41,43-46]. Таким образом, на поверхностях раздела различных материалов должны выполняться условия равенства смещений:

$$U_j = U_k; \quad V_j = V_k; \quad (1.30)$$

а также равенства напряжений на границах раздела областей:

$$(X_{JJ} = \sigma_{X4} \quad (Y_{JJ} = \sigma_{YJ}^* \quad (1.31)$$

где n — нормаль к поверхности раздела;

U_j, V_j, U_k, V_k — значения смещений с одной и другой сторон поверхности раздела.

Задача определения напряженно-деформированного состояния в многокомпонентных конструкциях, при любых комбинациях материалов (изотропных, ортотропных — при различной степени анизотропии), успешно решается раскрытием контакта между отдельными частями конструкции [39-41,49-51].

Так, в работах Чихладзе Э.Д. [8, 39-41] сталебетонный элемент прямоугольного сечения рассчитывается путем определения контактных сил взаимодействия между ядром и обоймой с последующей оценкой несущей способности конструкции. Расчетная схема сталебетонного элемента прямоугольного сечения представлена в виде контактирующих между собой элементов: бетонного ядра и металлической обоймы. Последняя представлена в виде набора прямоугольных пластин, материал которых считается изотропным и идеально упругопластичным.

Связь между J и σ в бетонном ядре принимается в форме за-

кона Гука. Параметры деформирования: секущий модуль E деформации бетона при сжатии (растяжении) и коэффициент поперечной деформации V , зависящий от напряженного состояния в точке определяются по формулам (1.24) и (1.25).

Контактные силы взаимодействия определяются из условия равенства перемещений на границе контакта методом сил, при этом поперечные перемещения δ_{kj} , $d_k Q$ и δ_{kx} определяются для обоймы единичной длины в замкнутом виде. Поперечные перемещения в бетонном ядре от действия единичных сил X_i , X_j , X_s и X_t определяются путем решения в разностной форме дифференциального уравнения плоской задачи с переменными по полю параметрами деформирования V и E .

Поперечные перемещения обоймы от продольных усилий определяется из системы уравнений (при осевом сжатии):

$$\begin{cases} \Delta_{kp}^x = \frac{v_s \xi_a}{2 E_s}; \\ \Delta_{kp}^y = \frac{v_s \xi_b}{2 E_s}; \end{cases} \quad (1.32)$$

где ξ — продольные усилия, действующие на обойму, определяемые из условия равенства продольных деформаций в бетоне и стали.

Поперечные перемещения в ядре от продольных усилий p находятся в результате приближенного решения пространственной задачи теории упругости для призматического тела единичной длины с переменными параметрами деформирования:

$$\begin{aligned} | V = \Delta_{kp}^{*y} &= p \int_0^{b/2} \frac{\tilde{v}}{\tilde{E}} dy; \\ | U = \Delta_{kp}^{*x} &= \int_0^{f \cdot v \cdot L} \frac{\tilde{v}}{\tilde{E}} dy \end{aligned} \quad (1.33)$$

где a и b — геометрические размеры поперечного сечения элемента.

Данное решение реализуется численно при шаговом нагружении сталебетонного элемента. На каждом шаге загрузки устанавливают модули деформации бетона в каждой точке и коэффициенты поперечных деформаций, контактные силы, главные напряжения в бетоне, положение главных площадок.

При решении задачи исключают контактные силы, превышающие силы сцепления между бетоном и ядром. Процесс последовательных приближений продолжают до достижения удовлетворительной сходимости по величинам модулей упругости.

1.3. Расчет на кручение стержня с прямоугольным сечением

Кручение железобетонного элемента прямоугольного сечения вызывает в нем сложное напряженное состояние. Однозначно задача кручения железобетонного элемента прямоугольного сечения не решена; у специалистов нет единого мнения по этому вопросу. Нормативные документы различных стран содержат разнообразные подходы к расчету железобетонных конструкций на кручение. Этой проблемой занимались многие отечественные и зарубежные ученые [52-58]. Решение задачи кручения призматического стержня с круговым и кольцевым поперечным сечением было получено Кулоном. При этом принималось, во-первых, что поперечные сечения поворачиваются как жесткие диски, не деформируясь, во-вторых, что поперечные сечения остаются при деформации плоскими, то есть не появляется *депланация*. Под депланацией следует понимать перемещения в продольном направлении.

При расчете призматического стержня с некруговым поперечным сечением на кручение исходят из следующих предпосылок [52, 53]:

- 1) поперечное сечение при кручении поворачивается не деформируясь, т.е. форма поперечного сечения сохраняется;
- 2) при деформации возникают продольные перемещения — депланация;
- 3) в поперечном сечении появляются касательные напряжения τ_{xz} и τ_{zy}
- 4) нормальные напряжения σ_x , σ_y , σ_z и касательные T_{xy} принимаются равными нулю.

Для решения задачи кручения призматического стержня с некруговым поперечным сечением, в частности с прямоугольным и квадратным, Х. Ханом [52] была введена функция депланации $\Phi(x;y)$, которая описывает перемещение в продольном направлении. Применяя полуобратный метод, используя закон Гука и уравнения равновесия было доказано, что функция депланации является гармонической функцией. Х.Хан сводит задачу кручения к краевой задаче Неймана, согласно которой требуется найти функцию депланации $\Phi(x;y)$, которая внутри рассматриваемой области поперечного сечения является гармонической, а на заданной на границе области является нормальной производной. Иначе говоря, задача кручения будет полностью решена, если известна функция депланации $\Phi(x;y)$.

Решение задачи кручения для стержня с прямоугольным сечением можно получить только в виде ряда Фурье, который отыскивается решением гармонического уравнения Лапласа для функции $\Phi(x;y)$, или решением уравнения Пуассона для функции кручения Прандтля [48].

Для стержня с прямоугольным сечением функция кручения принимается в виде:

$$+ T(x;y), \quad (1-$$

где b — ширина поперечного сечения стержня;

T — четная относительно x и y функция, удовлетворяющая дифференциальному уравнению:

$$\Delta T(x; y) = 0 \tag{1.35}$$

и граничным условиям:

$$T = 0 \text{ для } x = \pm b; \quad T = x^2 - y^2 \text{ для } y = \pm a.$$

Таким образом, Х. Ханом получены следующие выражения для определения касательных напряжений, крутящего момента, величины деформации [52]:

$$\tau_{xy} = \frac{16GQb}{2L} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{\cos \frac{m\pi x}{2b} \cdot \frac{m\pi y}{2b}}{\frac{m^2 \pi^2}{4b^2}} \tag{1.36}$$

$$M_x = \frac{16GQb^2}{2L} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{\cos \frac{m\pi x}{2b} \cdot \frac{m\pi y}{2b}}{\frac{m^2 \pi^2}{4b^2}} \tag{1-}$$

$$M_y = 2\epsilon b^2 I \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{\cos \frac{m\pi x}{2b} \cdot \frac{m\pi y}{2b}}{\frac{m^2 \pi^2}{4b^2}} dx dy \tag{1.38}$$

$$xy + \frac{32b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{\frac{m\pi y}{2b} \cdot \frac{m\pi x}{2b}}{\frac{m^2 \pi^2}{4b^2}} \tag{1.39}$$

В случае квадратного поперечного сечения:

$$71 \text{ л } n \quad \frac{\cos \frac{\pi x}{2a} \cdot \sin \frac{\pi y}{2a}}{\frac{\cosh \frac{\pi x}{2a}}{\cosh \frac{\pi y}{2a}}} \quad (1.40)$$

$$\frac{\sin \frac{\pi x}{2a} \cdot \cosh \frac{\pi y}{2a}}{\frac{\sinh \frac{\pi x}{2a}}{\sinh \frac{\pi y}{2a}}} \quad (1.41)$$

$$M_r = 1 - \frac{7}{3} \left(\frac{2a}{h} \right)^2 \left(\frac{1}{1 + 0.14 \left(\frac{2a}{h} \right)^2} \right) \quad (1.42)$$

$$71 \text{ л } n \quad \frac{\sin \frac{\pi x}{2a} \cdot \cosh \frac{\pi y}{2a}}{\frac{\sinh \frac{\pi x}{2a}}{\sinh \frac{\pi y}{2a}}} \quad (1-$$

Решая подобную задачу А.А. Гвоздев [53] использует функцию напряжения $f(x;y)$. Через функцию $f(x;y)$ им описываются касательные напряжения T_{xz} и T_{yz}

$$\frac{\partial f}{\partial y} = T_{yz} \quad \frac{\partial f}{\partial x} = T_{xz} \quad (1-$$

Задав или определив функцию $f(x;y)$, можно по ней найти в каждой точке поперечного сечения составляющую касательного напряжения в любом направлении.

Предельное условие при этом имеет следующий вид:

$$|\tau| \leq \frac{\sigma_r}{\sqrt{3}} \quad (1-45)$$

А.А. Гвоздев [51] рассматривает предельное состояние, при котором стержень испытывает максимально возможную для него нагрузку — крутящий момент. В данном случае крутящий момент будет иметь следующее значение:

$$M_z = \int_{\text{Аду}} (y^2 + x^2) dF. \quad (1.46)$$

Правая часть уравнения (1.46) представляет собой удвоенный объем, заключенный между поверхностью $\xi = f(x;y)$ и плоскостью $\xi = 0$.

Функция $f(x;y)$ должна удовлетворять следующим условиям:

- 1) на наружном контуре $f = \#$
- 2) угол наибольшего ската поверхности не должен превышать наперед заданной величины ($\text{grad } f$)
- 3) объем, заключенный между поверхностью f и плоскостью сечения, должен быть максимальным.

Этим условиям удовлетворяет куча песка, рассыпанная на поперечном сечении стержня. Таким образом, максимальный крутящий момент определяется по следующей формуле:

$$M_{\Gamma} = T_{\text{л}} \int_{\text{Аду}} (a^2 + b^2) dF. \quad (1.47)$$

где a и b — поперечные размеры сечения стержня ($a > b$).

При кручении железобетонного элемента в нем появляются спиральные трещины, развивающиеся по всему контуру сечения [56-58]. Трещины расположены под углом 45° к продольной оси.

Считается, что в железобетонном элементе при кручении [57] возникают главные растягивающие и главные сжимающие напряжения, направление которых составляет с продольной осью элемента

угол, равный 45° . Возникновение и направление трещин зависит от главных растягивающих напряжений. После появления трещин главные растягивающие напряжения воспринимает арматура, а главные сжимающие — бетон.

Разрушение железобетонного элемента наступает при достижении напряжений в арматуре начала текучести. В современной нормативной документации [59] рассматривается совместное действие кручения и изгиба. При этом разрушение происходит по пространственной трещине (рис. 1.18). Несущая способность элемента оценива-

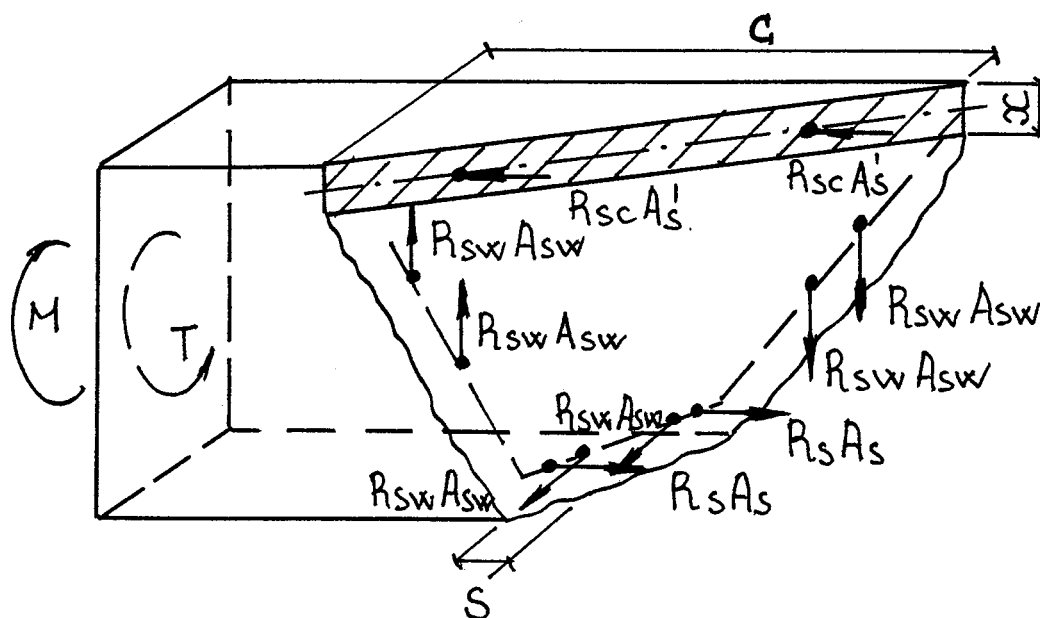


Рис. 1.18. К расчету элементов прямоугольного сечения, работающих на изгиб с кручением

ется по методу предельного равновесия. Согласно [59], расчет производится по трем расчетным схемам, в зависимости от расположения сжатой зоны пространственного сечения (рис. 1.19).

Расчет элемента производится по всем трем схемам. Необходимо, чтобы крутящий момент от действия внешней нагрузки, вычисляемый относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой

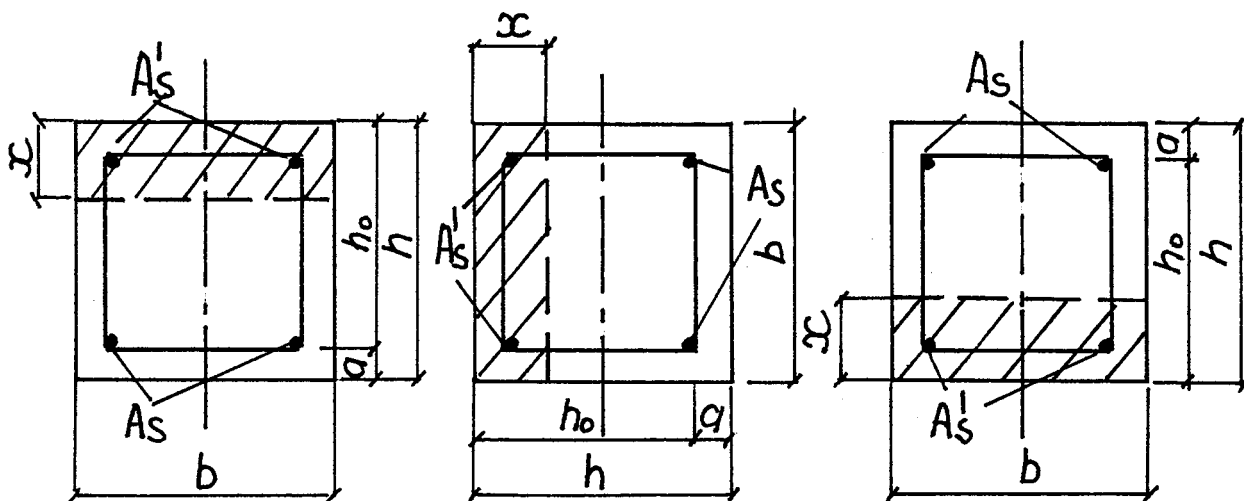


Рис. 1.19. Схемы расположения сжатой зоны:

а — первая схема; б — вторая схема; в — третья схема

зоны, не превышал суммы моментов предельных усилий в продольной и поперечной арматуре, пересеченных пространственной трещиной. За расчетное значение принимается меньшее из трех. Расчет рекомендуется производить по следующей формуле:

$$\frac{f_c A (f_c - 0^{\wedge}) (1 + \phi_{об} X^2)}{(1-} \quad (1-$$

где $L_s = c/tr$, $\delta = b/(2h+b)$;

$$(Pw \sim (b/S)(R_{Sw} \blacksquare A_{Sw}) / (R_s \cdot Ag);$$

$$x = M/T; \quad c p_q = l + 0,5hQ/T;$$

здесь M — изгибающий момент;

T — крутящий момент;

Q — поперечная сила;

A_s и A_s^f — площади поперечных сечений продольной армату-

ры в растянутой и сжатой зонах;

bah — размеры сторон поперечного сечения элемента;

C — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента;

x — высота сжатой зоны, определяемая из формулы:

$$R_s \cdot D \cdot R_{sc} \cdot A_s \sim \# b \cdot b^* \quad (1 *49)$$

В случае разрушения по бетону ранее достижения предела текучести в растянутых стержнях арматуры, определить несущую способность элемента довольно сложно. Это обусловлено тем, что вследствие неопределенности площади и формы сечения бетона, воспринимающего сжимающие усилия, а также направления равнодействующей этих усилий, весьма затруднительно сформулировать условия разрушения бетона от сжатия у одной из граней элемента, исходя из теоретических предпосылок.

Таким образом, оценка несущей способности железобетонных элементов, разрушающихся по бетону, представляется возможной преимущественно при помощи эмпирических формул, полученных в результате накопления и обработки опытных данных [60]:

$$M_k = k \cdot f \cdot h \cdot R_w \quad (1.50)$$

где k — некоторый коэффициент, значение которого должно быть установлено по экспериментальным данным.

В НИИЖБе Н.Н. Лессиг было испытано на чистое кручение три типа балки по два близница [60]. Балки армировали четырьмя одинаковыми стержнями по углам сечения; поперечная арматура этих балок у вертикальной и горизонтальной грани была одинаковой и постоянной по всей длине балки. Три типа балок с поперечным сечением 300x200, 300x200 и 400x170 мм и диаметром продольной армату-

ры 15 мм, 16 мм соответственно имели длину 3050 мм. При этом стержни продольной арматуры диаметром 15 мм были гладкими, а стержни диаметром 16 мм периодического профиля.

На основании проведенных экспериментов можно сделать вывод, что разрушение железобетонных элементов было вызвано одной из следующих причин [60]:

- 1) достижение предела прочности бетона на сжатие;
- 2) достижение в продольных и поперечных растянутых стержнях арматуры предела текучести;
- 3) выдергивание продольных стержней при недостаточной их анкеровке у хомутов элемента (касательно гладких стержней);
- 4) раскрытие (сразу же после появления) пологих косых трещин на гранях балки, при отсутствии или очень малом сечении поперечных стержней.

Если соотношение между поперечной и продольной арматурой элемента значительно отличается от того соотношения, которое при расчете по действующим нормам соответствует равнопрочности по продольной и поперечной арматурам, то предел текучести достигается сначала в стержнях одного направления; после этого происходят неупругие деформации бетона, после чего перераспределяются усилия между продольной и поперечной арматурой. Если арматура одного направления поставлена с большим избытком, то в процессе этого перераспределения деформации бетона могут оказаться настолько велики, что разрушение его от сжатия наступит ранее, чем напряжения во всех стержнях арматуры, пересекающих сечение пространственного пластического шарнира, достигнут предела текучести.

Следует отметить, что в процессе перераспределения усилий между продольной и поперечной арматурой происходит раскрытие и

углубление трещин, отчего в сборном каркасе могут возникнуть значительные отрывающие усилия в местах сварных соединений, что может явиться причиной исчерпания несущей способности элемента.

Различные предпосылки и допущения образуют определенную модель процесса деформации. При расчете элемента мы имеем дело не с реальным объектом, а с его моделью, которая упрощает расчеты, но при этом она должна достаточно точно отражать реальный процесс.

Интересным примером такой модели может служить интегратор переменной структуры [54]. Он представляет собой модель скручиваемого стержня за пределом упругости (рис. 1.20). Модель состоит

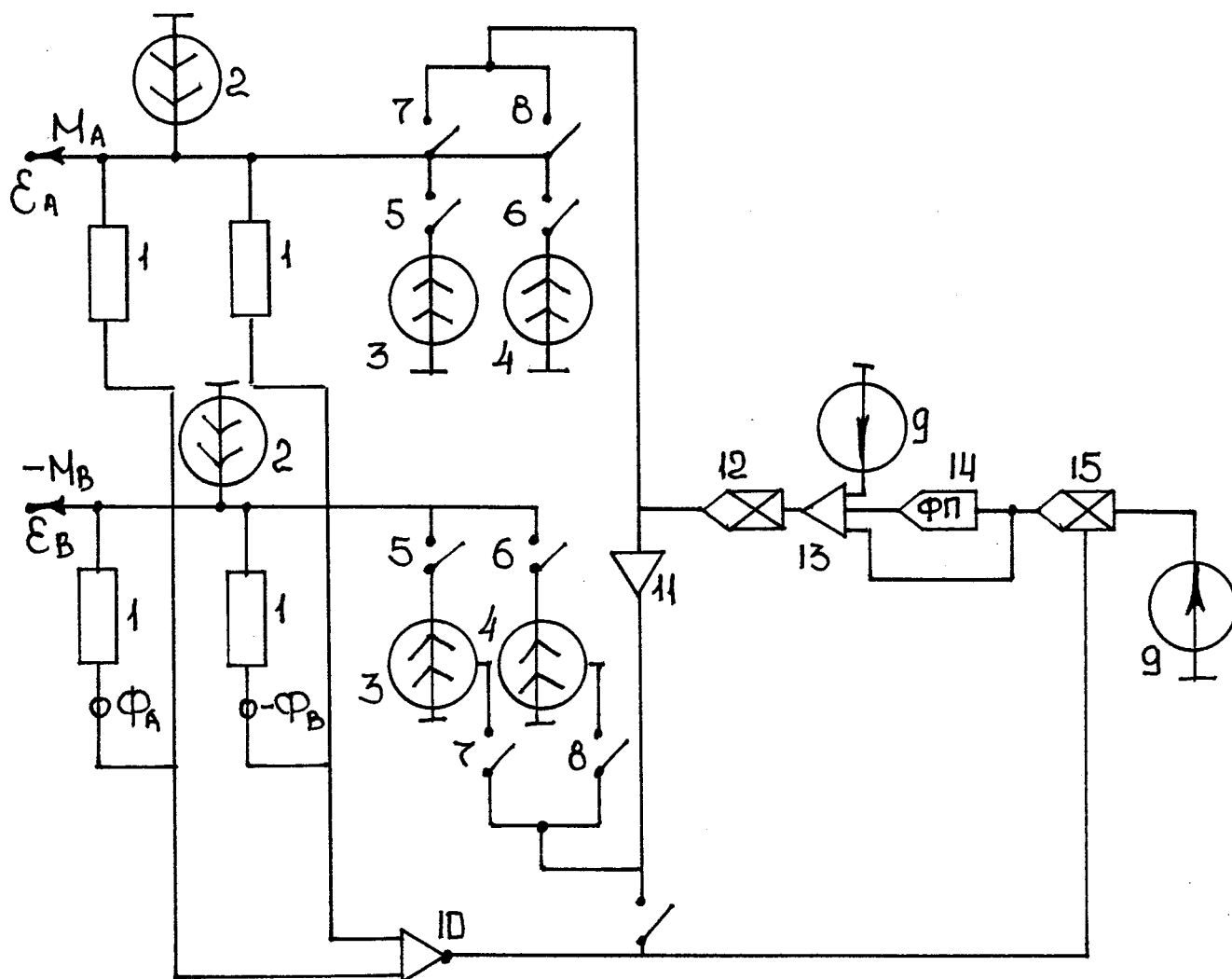


Рис. 1.20. Электронная модель скручиваемого стержня

из сетки омических проводимостей 1, пропорциональных жесткости

$$G \quad I_p \quad o$$

при кручении —, источников тока 2, пропорциональных крутящим моментам от действия пролетной крутящей нагрузки; запоминающих источников тока 3, 4; ключей 5-8; источников э.д.с. 9 для задания величин $1/u R^4$ (R — радиус поперечного сечения стержня), двухвходового сумматора 10; инвентора напряжений И; блока перемножения 12; трехвходового сумматора 13; диодного функционального преобразователя 14; блока деления 15. В основе расчета лежит процесс итераций.

Современный исследователь обладает куда более эффективным инструментом моделирования и расчета процессов деформации — персональная ЭВМ. Использование ЭВМ и современных методов расчета строительной механики (метод конечных разностей, метод конечных элементов и т.д.) значительно упрощает расчеты, существенно приближая модель процесса деформирования к реальному процессу. Примером может служить проектно-вычислительный комплекс SCAD, в основу которого положен метод конечных элементов [61,62]; данный комплекс позволяет рассчитывать объекты любой конфигурации по различным теориям прочности, учитывает реальные свойства материалов (их физическую нелинейность).

В заключении данного раздела следует отметить, что из-за физического несовершенства конструкций, из-за неточности сборки сооружений, в результате деформаций, вызванных просадкой грунта, на практике элементы конструкций испытывают помимо расчетных и другие виды деформаций. Например, сталебетонные колонны, которые рассчитывают в проекте только на центральное или внецентренное сжатие, в силу вышеперечисленных причин могут на практике работать в более сложных условиях, когда одновременно с про-

если разработки по расчету сталебетона на сжатие и изгиб уже производились, то область исследования сталебетона, испытывающего деформацию кручения, пока еще не затрагивалась.

Выводы к разделу 1

На основе анализа отечественной и зарубежной литературы в данном разделе рассмотрены существующие виды сталебетонных конструкций и их сфера применения; проведен анализ современных методов расчета сталебетона, а также методов расчета стержневых элементов прямоугольного сечения на кручение. Обзор накопленного материала на эту тему показал, что вопрос расчета сталебетонных стержневых элементов прямоугольного поперечного сечения на кручение слабо изучен, а все существующие методы имеют полуэмпирический характер. В наше время, когда наиболее остро стоят вопросы снижения металлоемкости, требуется предельная точность расчетов, поэтому следует опираться на методы, имеющие строгий физический смысл; необходимо создать методику расчета, которая базировалась бы на принципах механики сплошной деформируемой среды.

Таким образом, цель данной работы состоит в разработке способа определения напряженно-деформированного и предельного состояния сталебетонного элемента прямоугольного сечения, создание методики определения их несущей способности.

Для того, чтобы правильно определить критерий предельного состояния, а также иметь четкое представление о характере деформирования и разрушения сталебетонных стержневых элементов прямоугольного поперечного сечения, следует провести экспериментальное исследование.

Необходимо провести сравнительный анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований.

РАЗДЕЛ 2

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ СТАЛЕБЕТОННЫХ, СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БРУСЬЕВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ КРУЧЕНИИ

2.1. Описание опытных образцов и характеристик применяемых материалов

В процессе эксперимента испытывалось 8 образцов с размерами 1500x300x100 мм. Образцы подразделялись на 4 группы, каждая из которых была представлена образцами, отличающимися расположением датчиков сопротивления для измерения деформаций. Сталебетонные образцы (СБ1 и СБ2) имели сплошную металлическую обойму, изготовленную из листа толщиной 2 мм (рис. 2.1, 2.2).

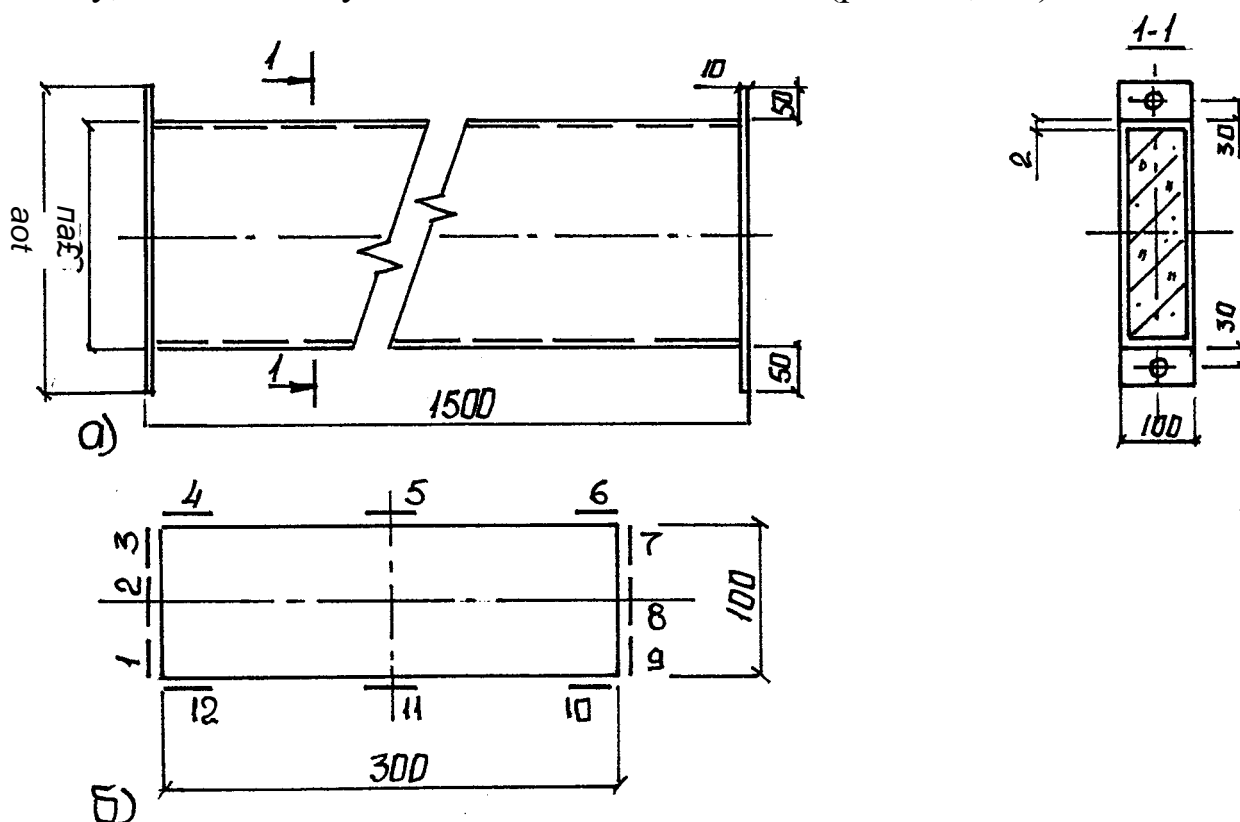


Рис. 2.1. Сталебетонный образец СБ1 (а), схема расположения датчиков (б)

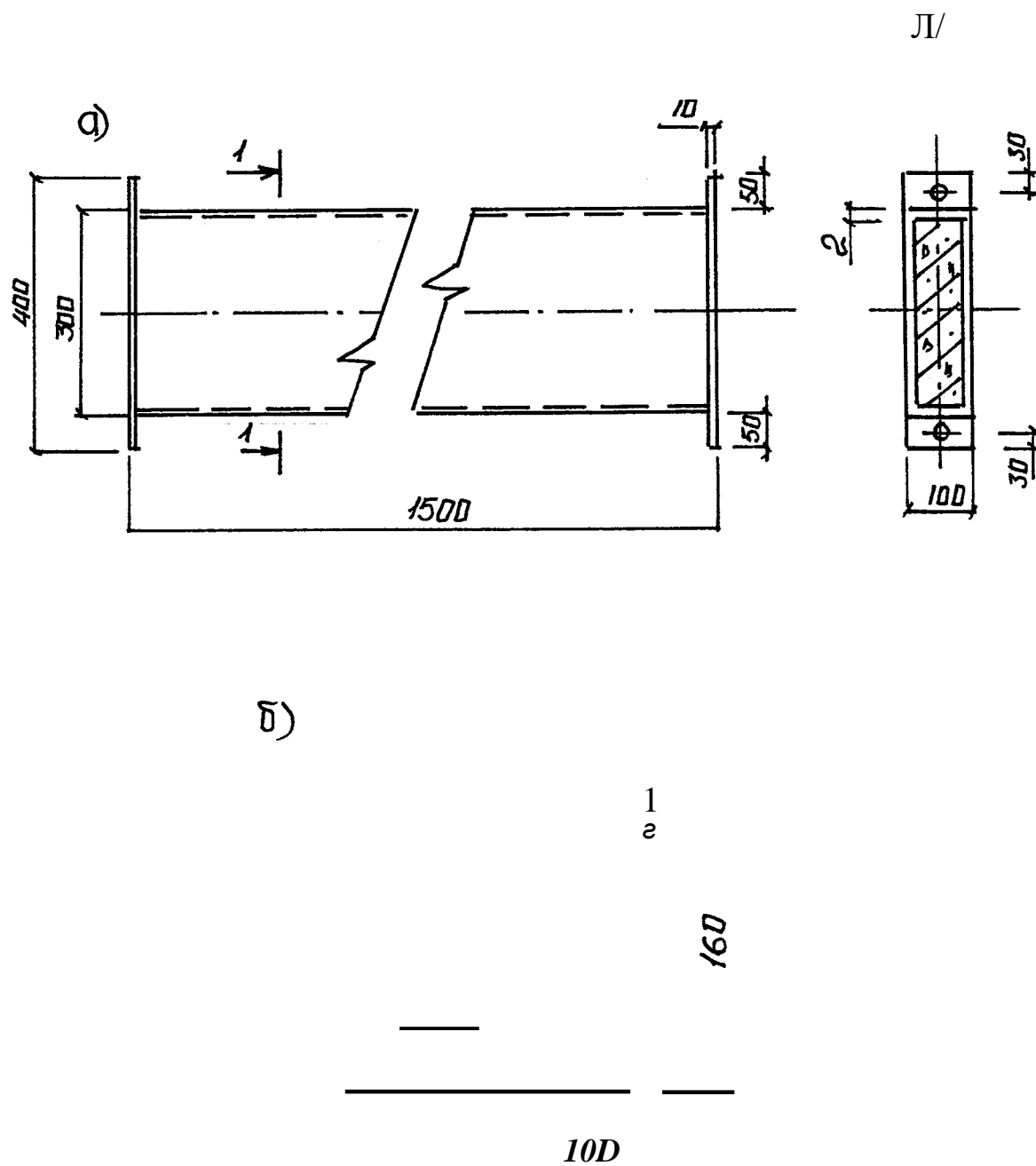


Рис. 2.2. Сталобетонный образец СБ2 (а),
датчиков (б)

схема расположения

Сталежелезобетонные образцы (СЖБ1, СЖБ2, СЖБ3, СЖБ4) помимо обоймы имели дополнительный каркас с продольной арматурой класса А-П, диаметром 12 мм и поперечной — диаметром 16 мм того же класса (рис. 2.3-2.6). Сталежелезобетонные образцы СЖБ3 и

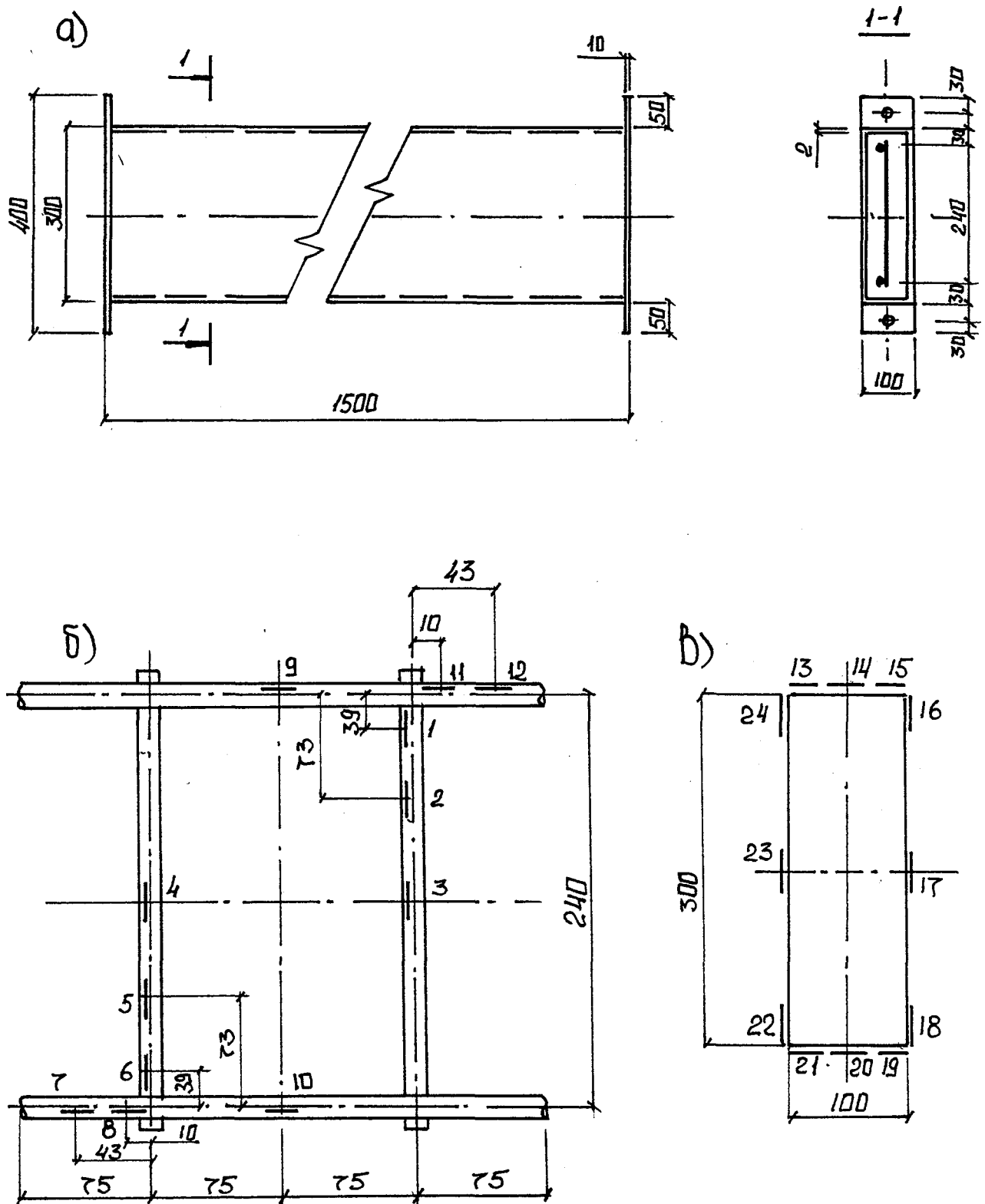


Рис. 2.3. Сталелазобетонный образец СЖБ1 (а), схемы расположения внутренних (б) и внешних (в) датчиков

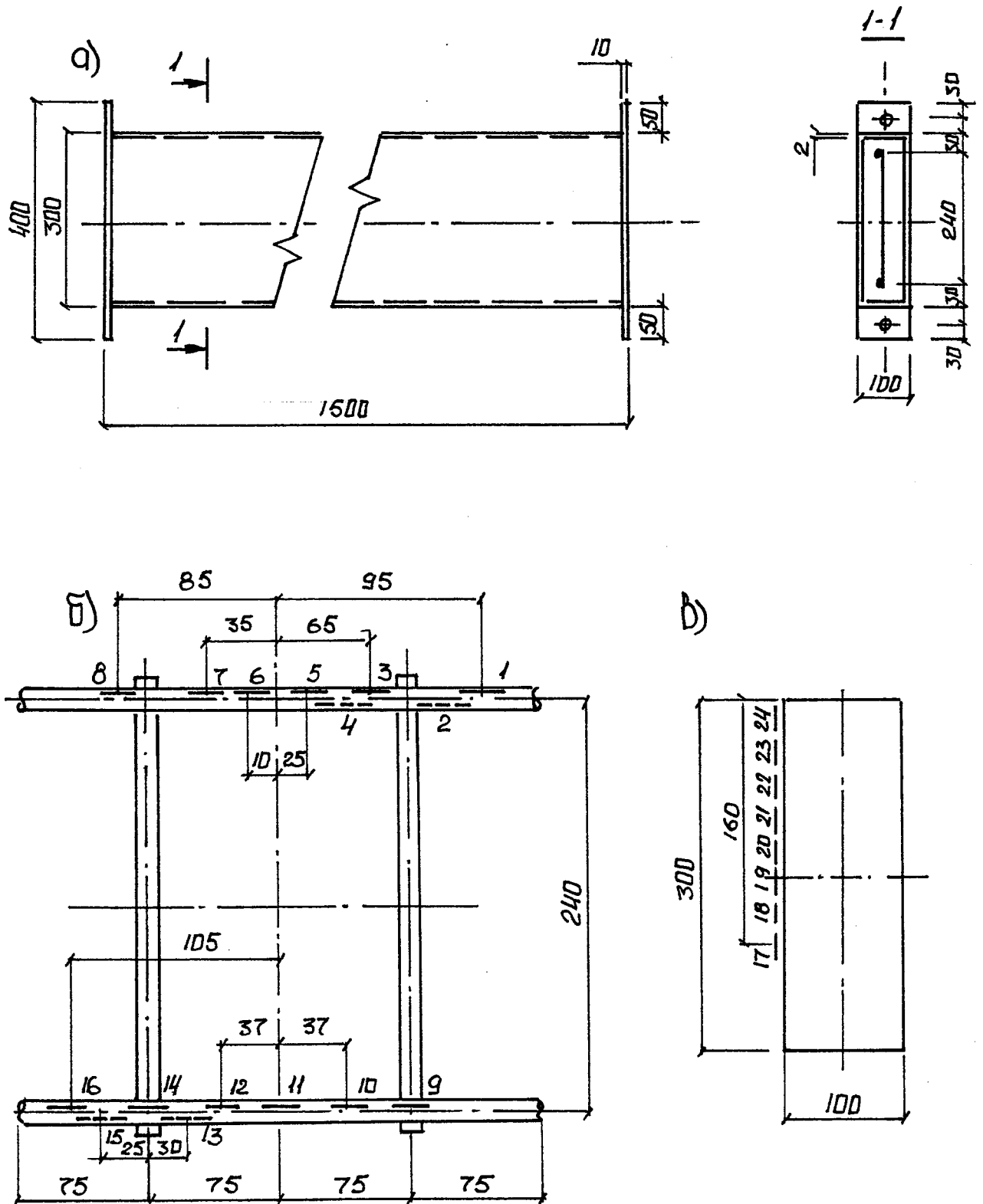


Рис. 2.4. Сталежелезобетонный образец СЖБ2 (а), схемы расположения внутренних (б) и внешних (в) датчиков

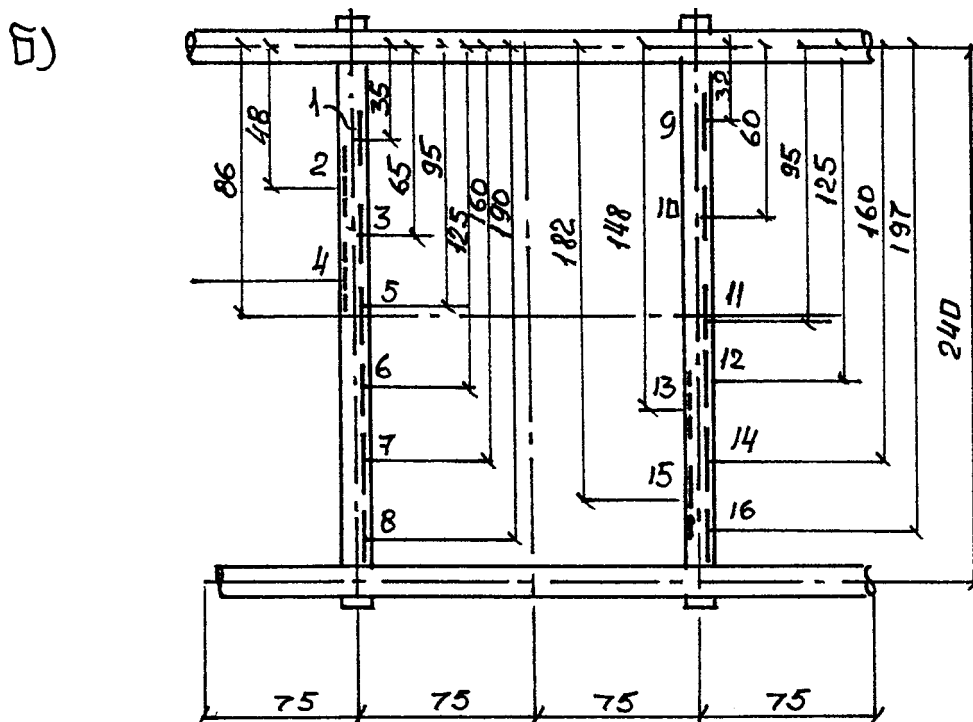
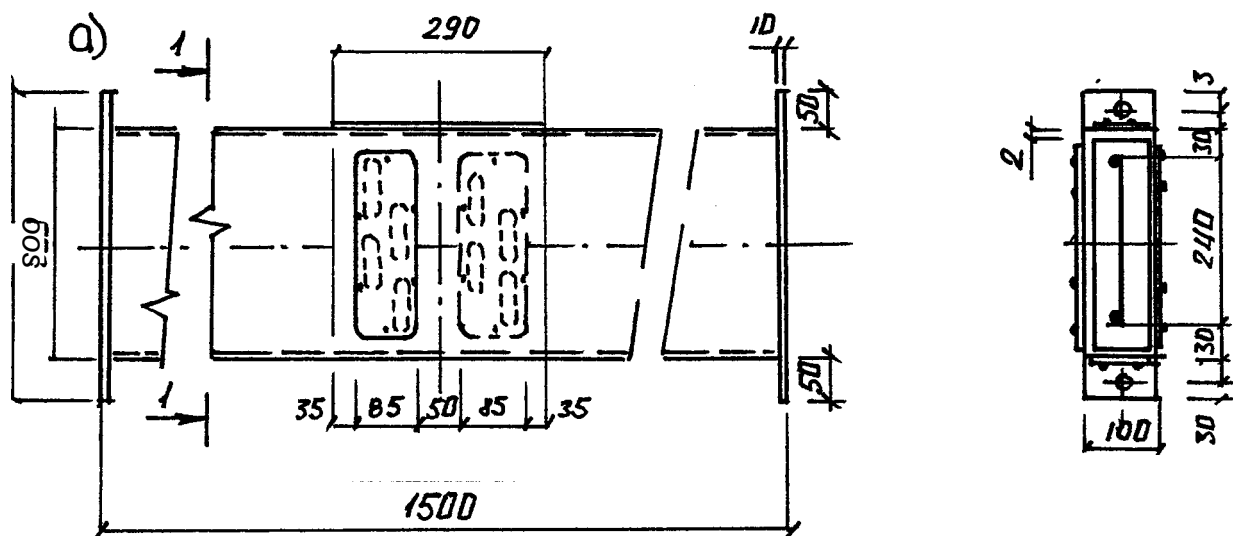


Рис. 2.6. Сталежелезобетонный образец СЖБ4 (а), схема расположения датчиков (б)

Железобетонные образцы ЖБ1 и ЖБ2 (рис.2.7, 2.8) были армированы таким же каркасом, как и сталежелезобетонные (рис.2.9).

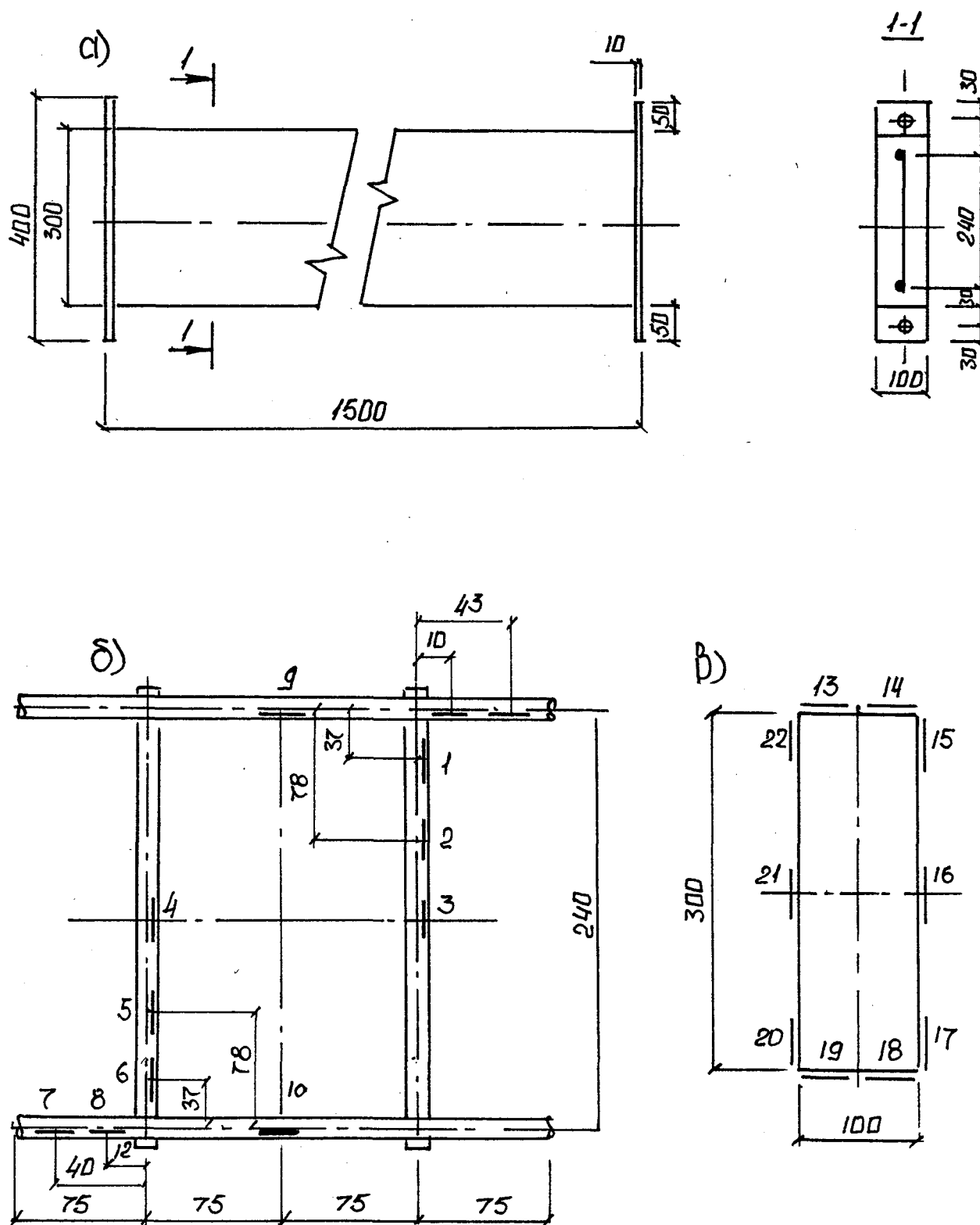


Рис. 2.7. Железобетонный образец ЖБ1 (а), схемы расположения внутренних (б) и внешних (в) датчиков

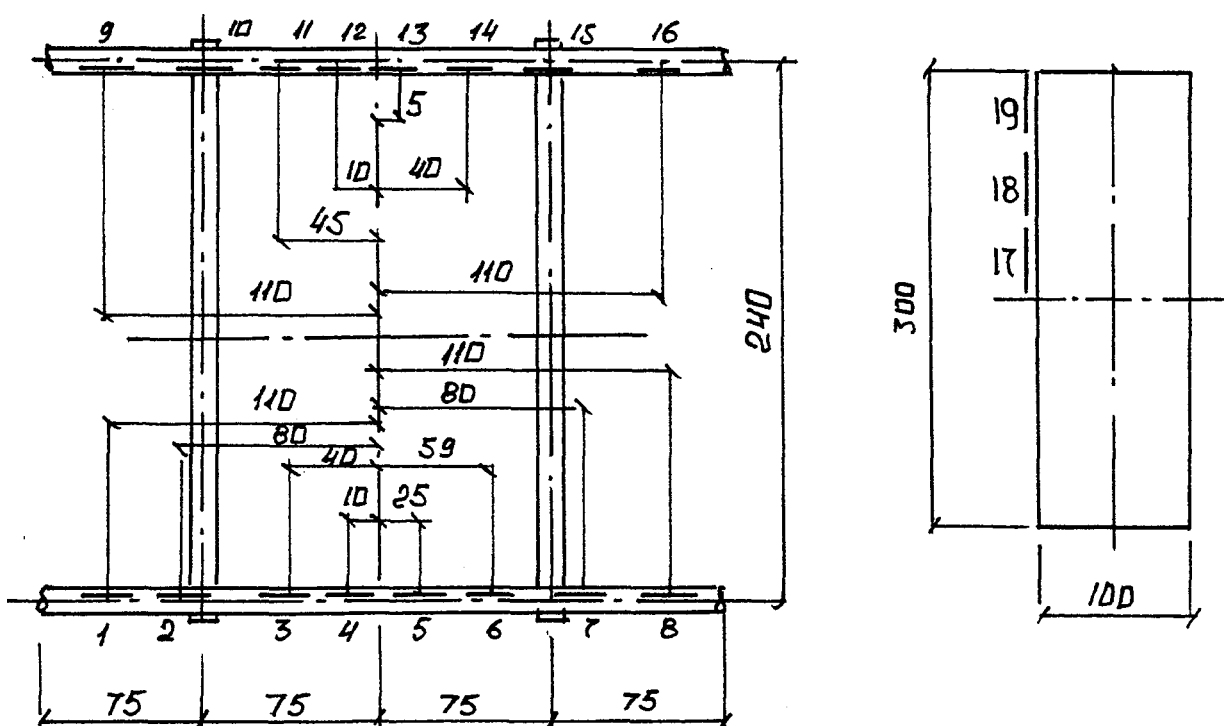
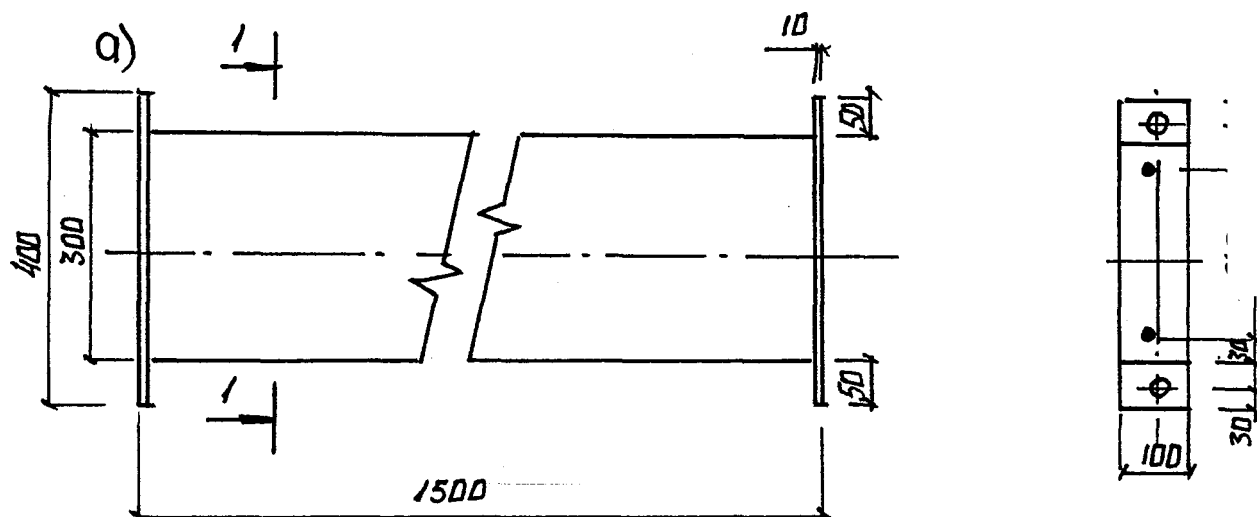


Рис. 2.8. Железобетонный образец ЖБ2
внутренних (б) и внешних (в) датчиков

(а), схемы расположения

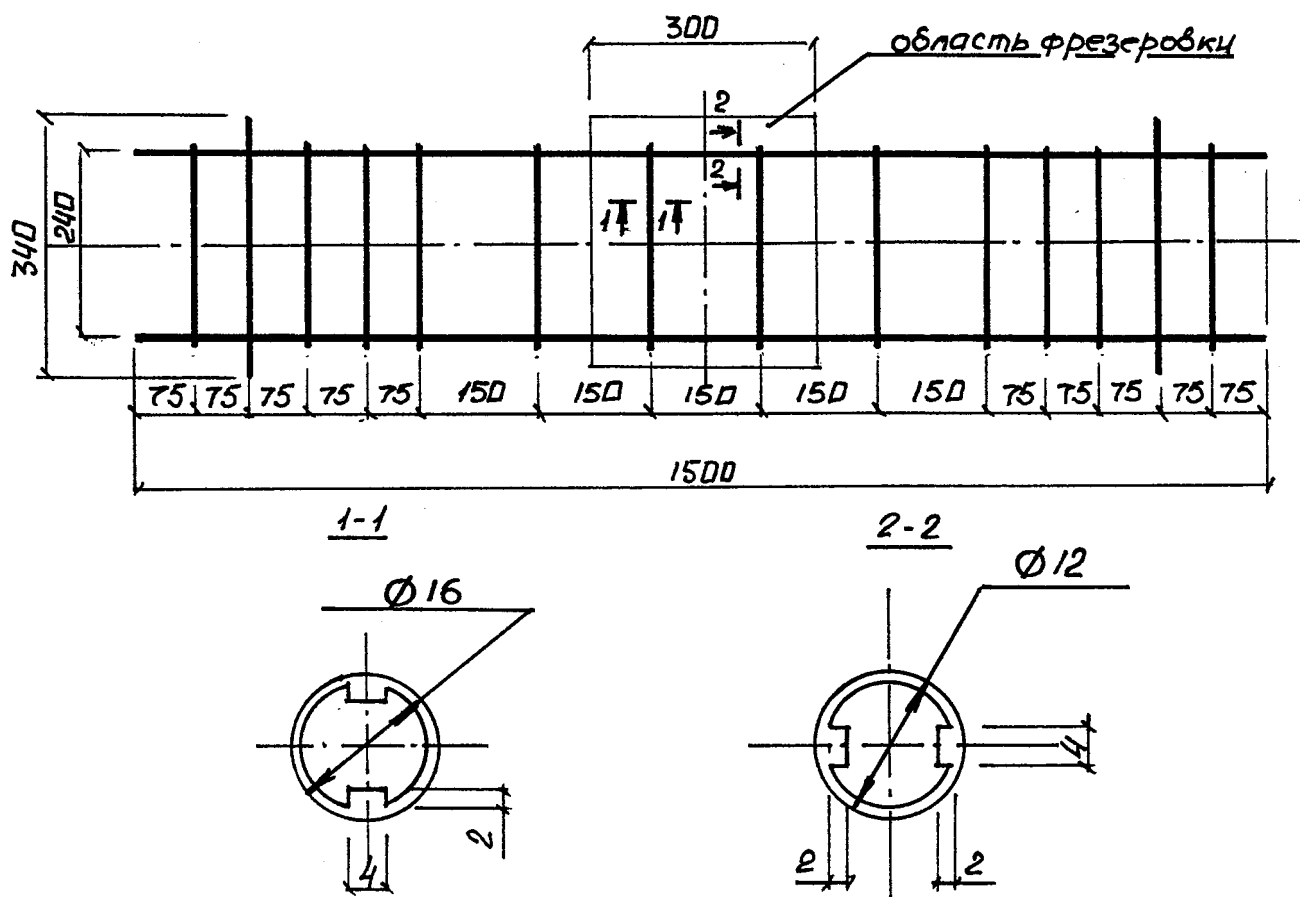


Рис. 2.9. Каркас железобетонных и сталежелезобетонных образцов

На образцах СБ1 и СБ2 располагались только наружные датчики сопротивления типа КФ5П.1.-20-100-А-12, а на образцах СЖБ3 и СЖБ4 — только внутренние того же типа. Все остальные образцы оснащались как внутренними, так и наружными датчиками. Внутренние датчики размещались на каркасе в специальных пропилах, выполненных в арматуре. Для железобетонных брусьев в качестве наружных использовались датчики сопротивления типа П базой 50 мм. Схемы расположения датчиков изображены на рисунках 2.1-2.8.

При изготовлении бетонной смеси составом по массе 1 : 1,7 : 3,6 при водоцементном отношении 0,5 использовался портландцемент марки 400, речной песок с модулем крупности МК 2,5. В качестве за-

полнителя применялся гранитный щебень фракции 5... 10 мм. Изготовленные образцы в течение 60 суток содержались под слоем влажного песка в лабораторных условиях.

Для получения характеристик бетона были испытаны кубы и призмы размерами 0,1x0,1x0,1 м и 0,4x0,1x0,1 м соответственно (табл.2.1, 2.2).

Таблица 2.1

Испытание кубов на сжатие

Возраст бетона, дней	Величина предельной нагрузки, кН						Среднее значение величины предельной нагрузки, кН
	1-ый куб	2-ой куб	3-ий куб	4-ый куб	5-ый куб	6-ой куб	
28	253,6	233,7	234,4	253,8	272,1	258,8	251,1
60	267,1	247,4	252,8	294,6	279,8	292,4	272,4

Таблица 2.2

Испытание призм на сжатие

Этап нагружения	1-ая призма			2-ая призма		
	Величина нагрузки, Т	Величина деформации, $10^{-5}s$	Предельная нагрузка, Т	Величина нагрузки, Т	Величина деформации, $10^{-5} \epsilon$	Предельная нагрузка, Т
1	0	0	22	0	0	21,2
2	0,5	10		0,5	7,5	
3	2,5	65		2,5	70	
4	5	145		5	158	
5	7,5	240		7,5	255	

Экспериментально была получена величина модуля упругости в области упругой работы бетона: $E = 32,5 \cdot 10^3$ мПа.

Кроме того, было испытано 6 призм на осевое сжатие (рис. 2.10) и получена ниспадающая ветвь графика ($J - \epsilon$ (рис.2.11)).

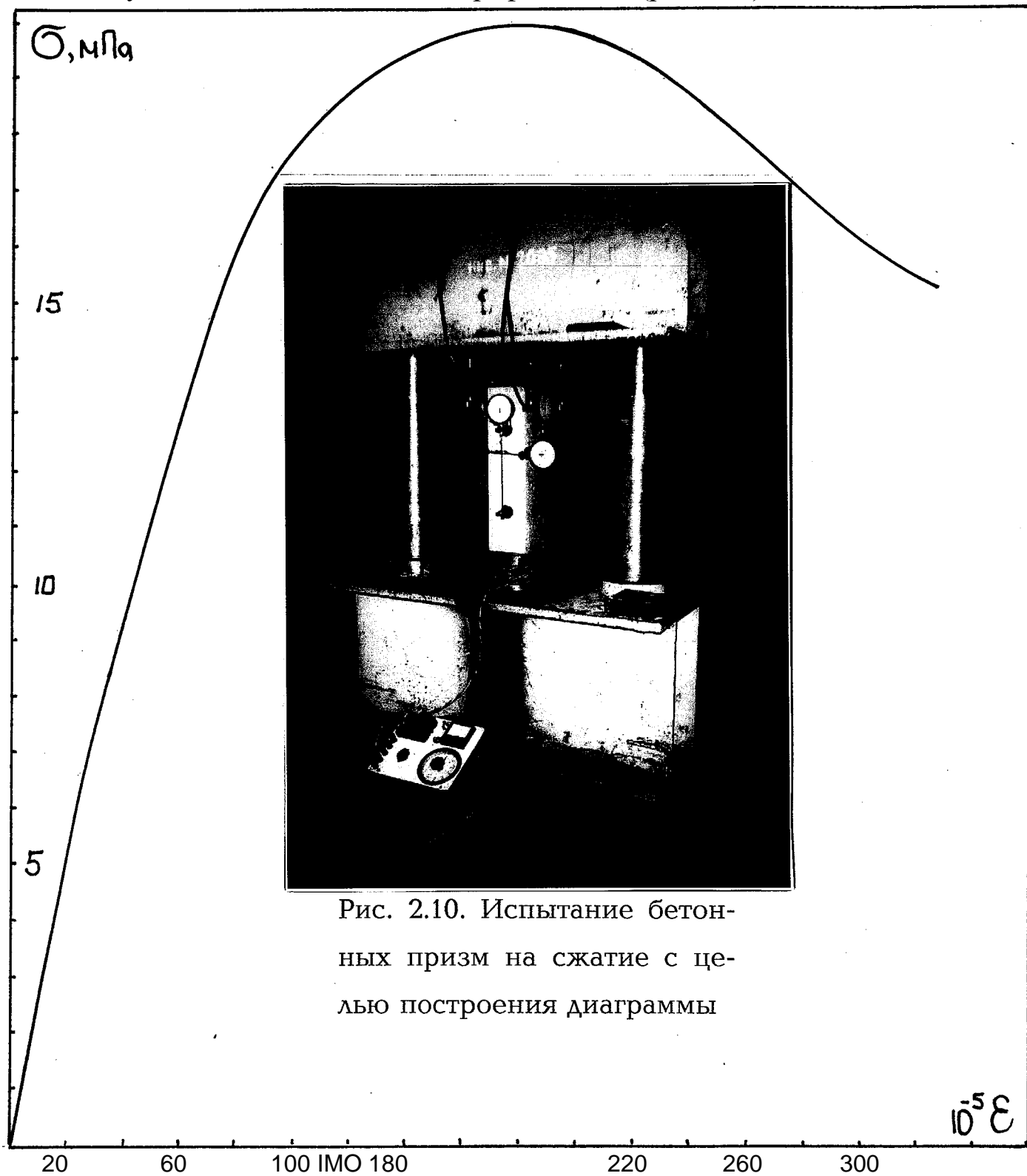


Рис. 2.11. График зависимости продольной относительной деформации от напряжения в бетонной призме размером 400x100x100 мм

Результаты испытаний арматуры и материала оболочки образцов показаны на рисунках 2.12 и 2.13.

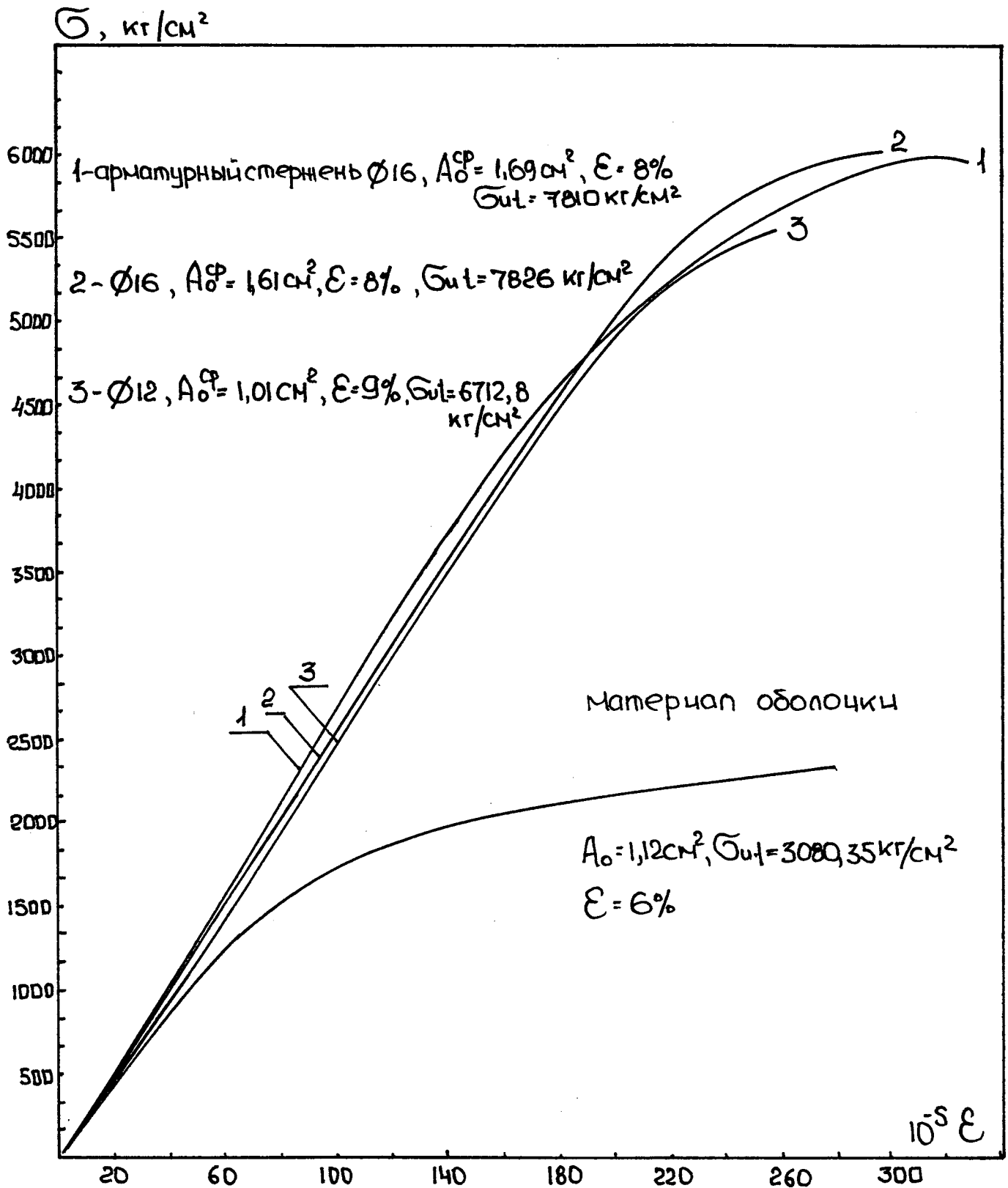


Рис. 2.12. Результаты испытаний материалов образцов

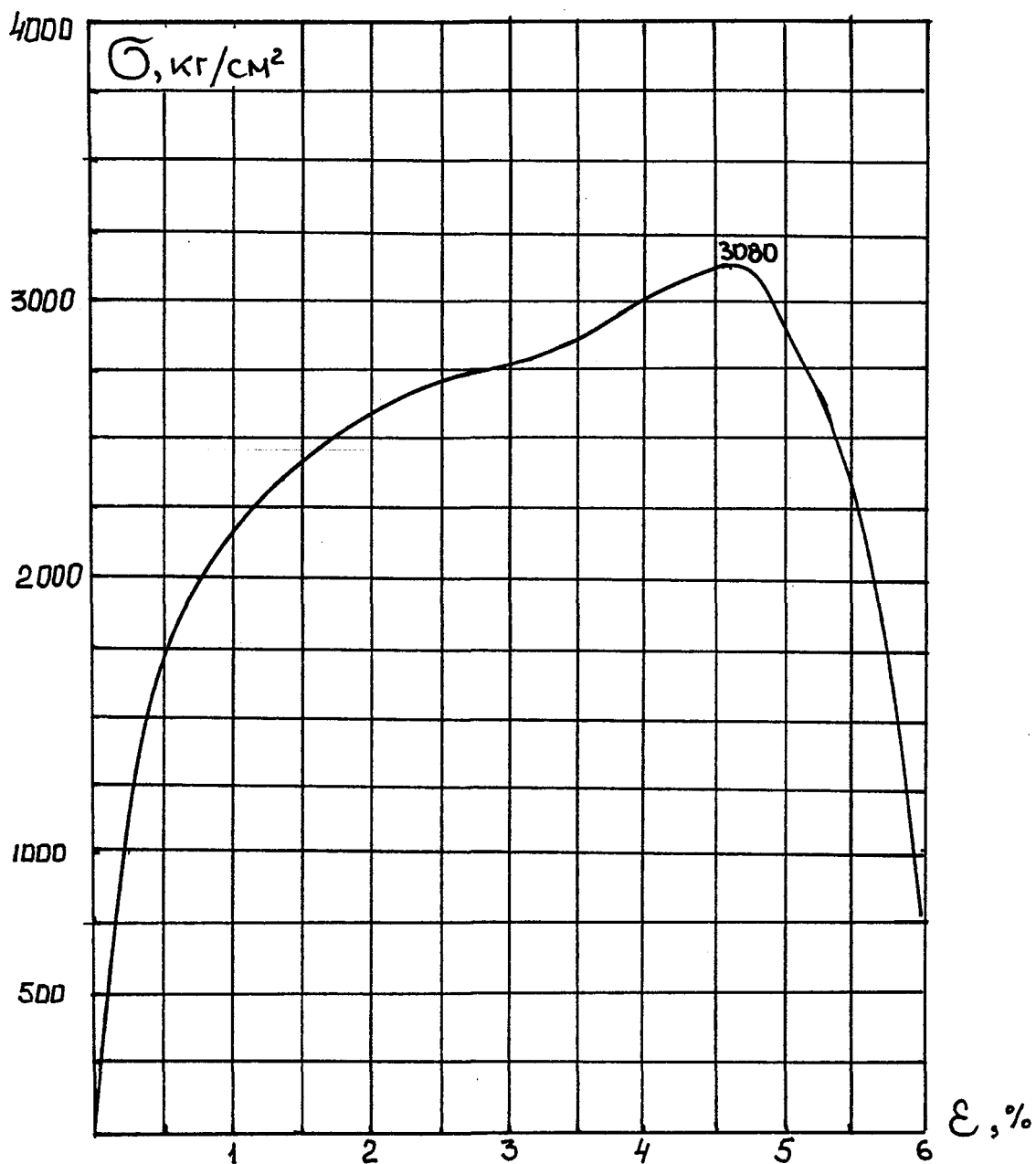


Рис. 2.13. Диаграмма $\sigma - \epsilon$ для материала оболочки образца

2.2. Описание опытной установки и методики испытаний

Экспериментальная установка для испытания образцов была изготовлена из прокатного швеллера №10. Располагалась экспериментальная установка в силовой яме, обшитой изнутри металлическими листами толщиной 5 мм. Установка состояла из двух частей (рис.2.14).

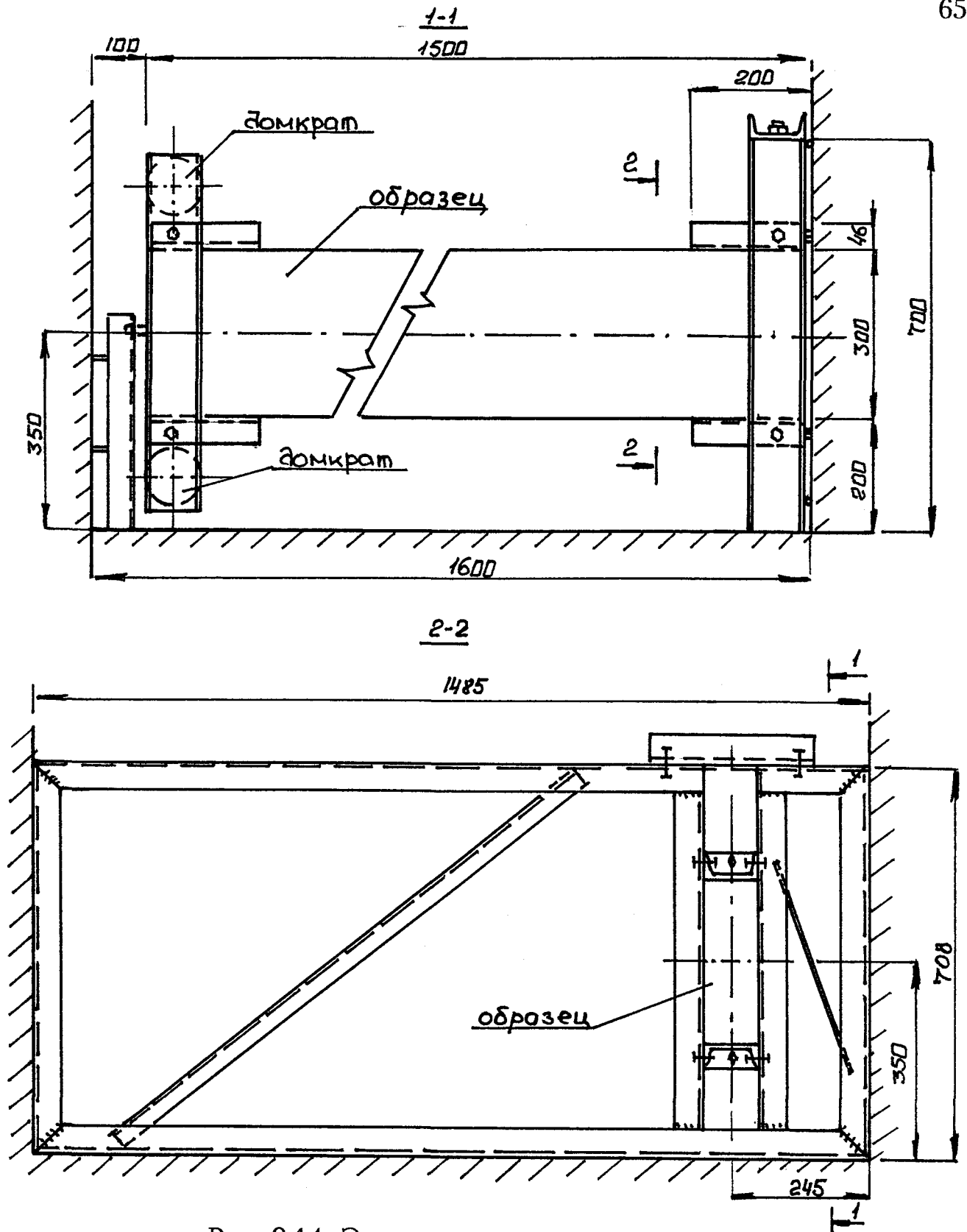


Рис. 2.14. Экспериментальная установка

Первая часть предназначена для передачи крутящего момента на образец (рис. 2.15 и 2.16). Вторая часть экспериментальной установки служит для заземления образца (рис. 2.17).

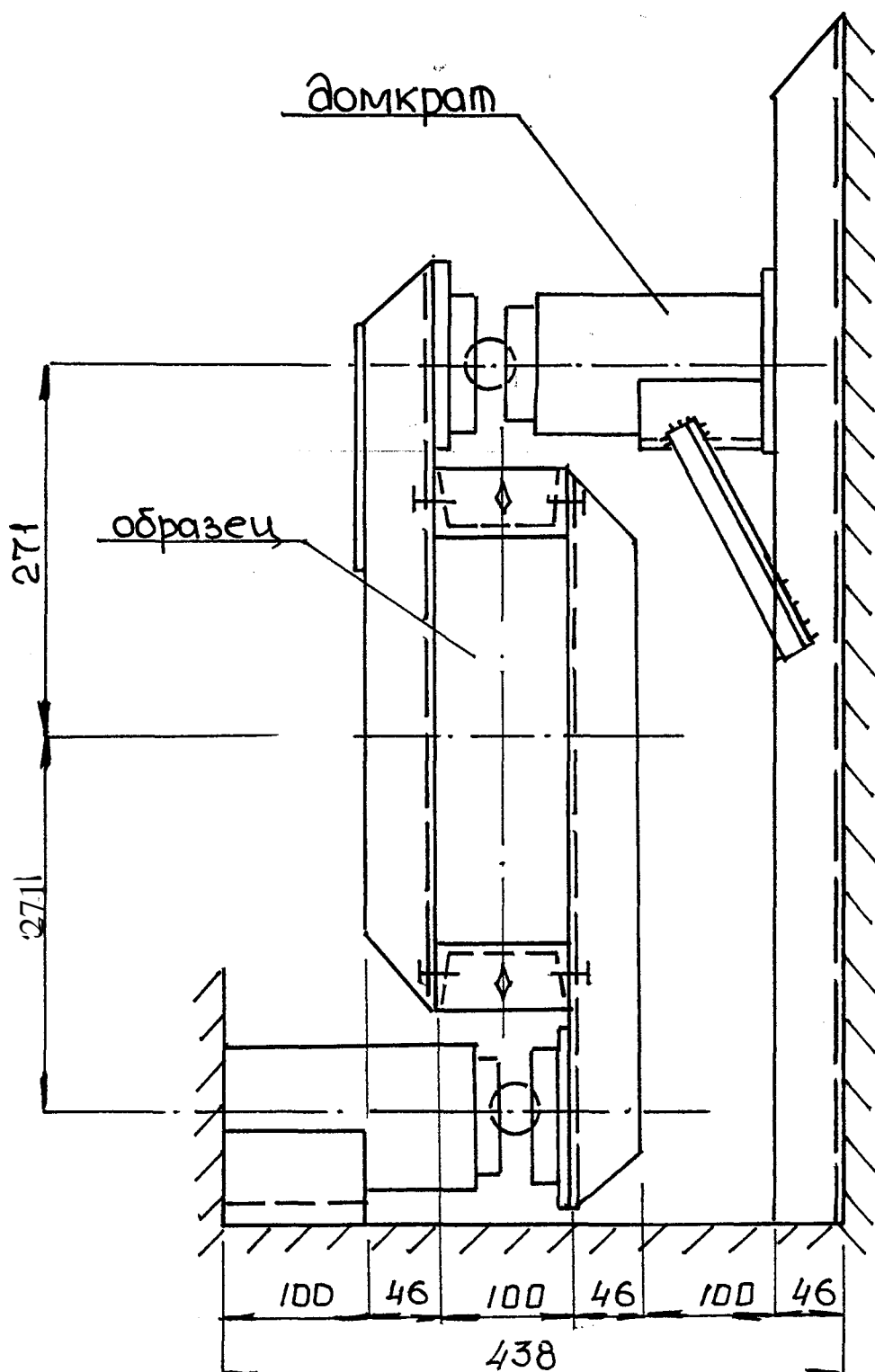


Рис. 2.15. Схема передачи крутящего момента

Крутящий момент образовывала пара сил от действия гидравлических домкратов, имеющих максимальное усилие Ют.

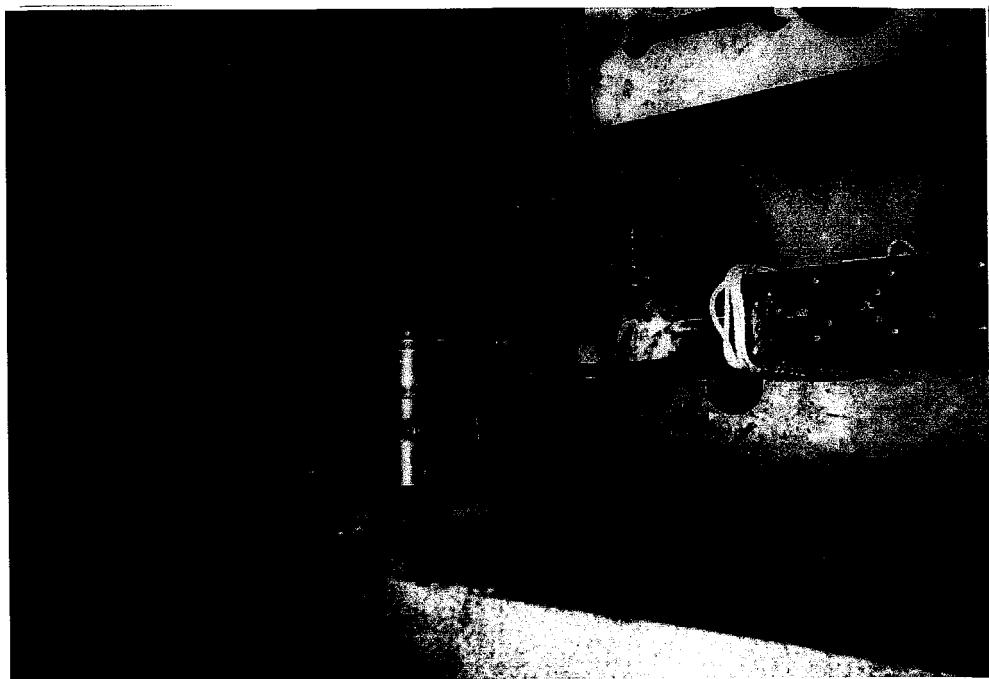


Рис. 2.16. Первая часть экспериментальной установки, необходимая для передачи крутящего момента на образец

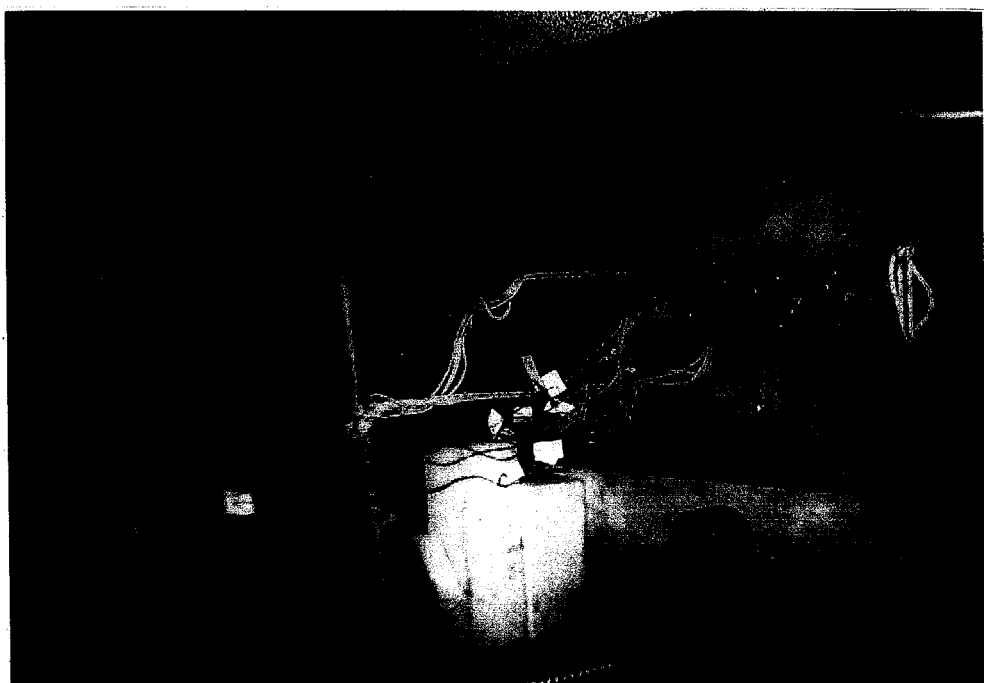


Рис. 2.17. Вторая часть экспериментальной установки, необходимая для жесткого закрепления образца

Давление масла в домкратах создавалось при помощи ручного насоса (рис. 2.18).

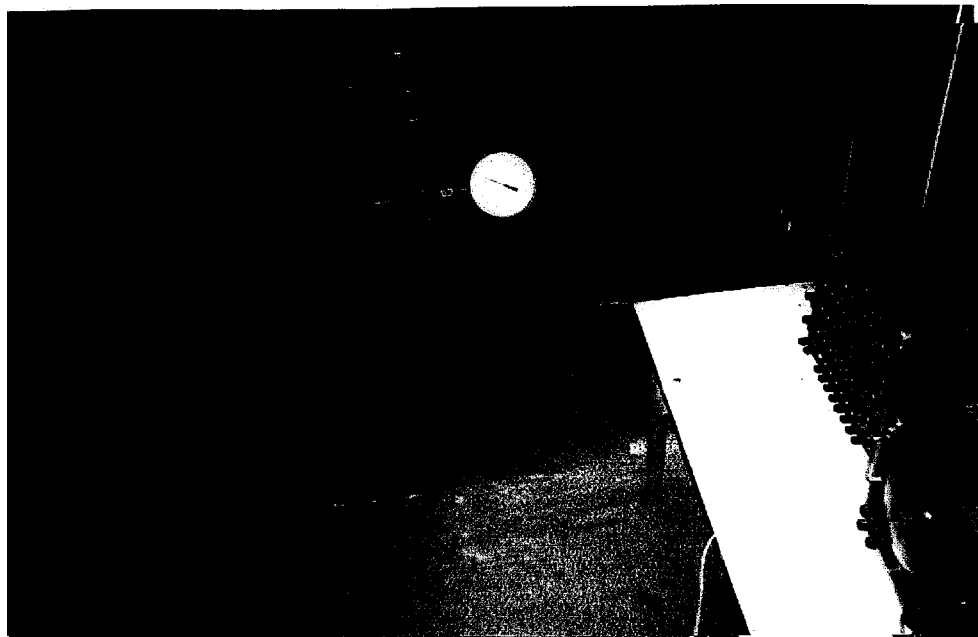


Рис. 2.18. Гидравлический насос и прибор АИД-4

Величина давления масла определялась по манометру, установленному на насосе. Значение передаваемого на образец крутящего момента определялось из формулы:

$$M = L SP, \quad (2.1)$$

где L — плечо, равное 54,2 см;

S — площадь поршня домкрата;

P — давление масла в домкрате.

Показания датчиков снимались с помощью прибора АИД-4 на каждом этапе нагружения. Полученные данные и построенные на их основе зависимости $M - \varphi$ представлены в приложении А, Б.

2.3. Анализ результатов эксперимента

Анализ диаграмм "крутящий момент — угол закручивания" (рис.2.19), полученных в результате испытаний железобетонных, ста-

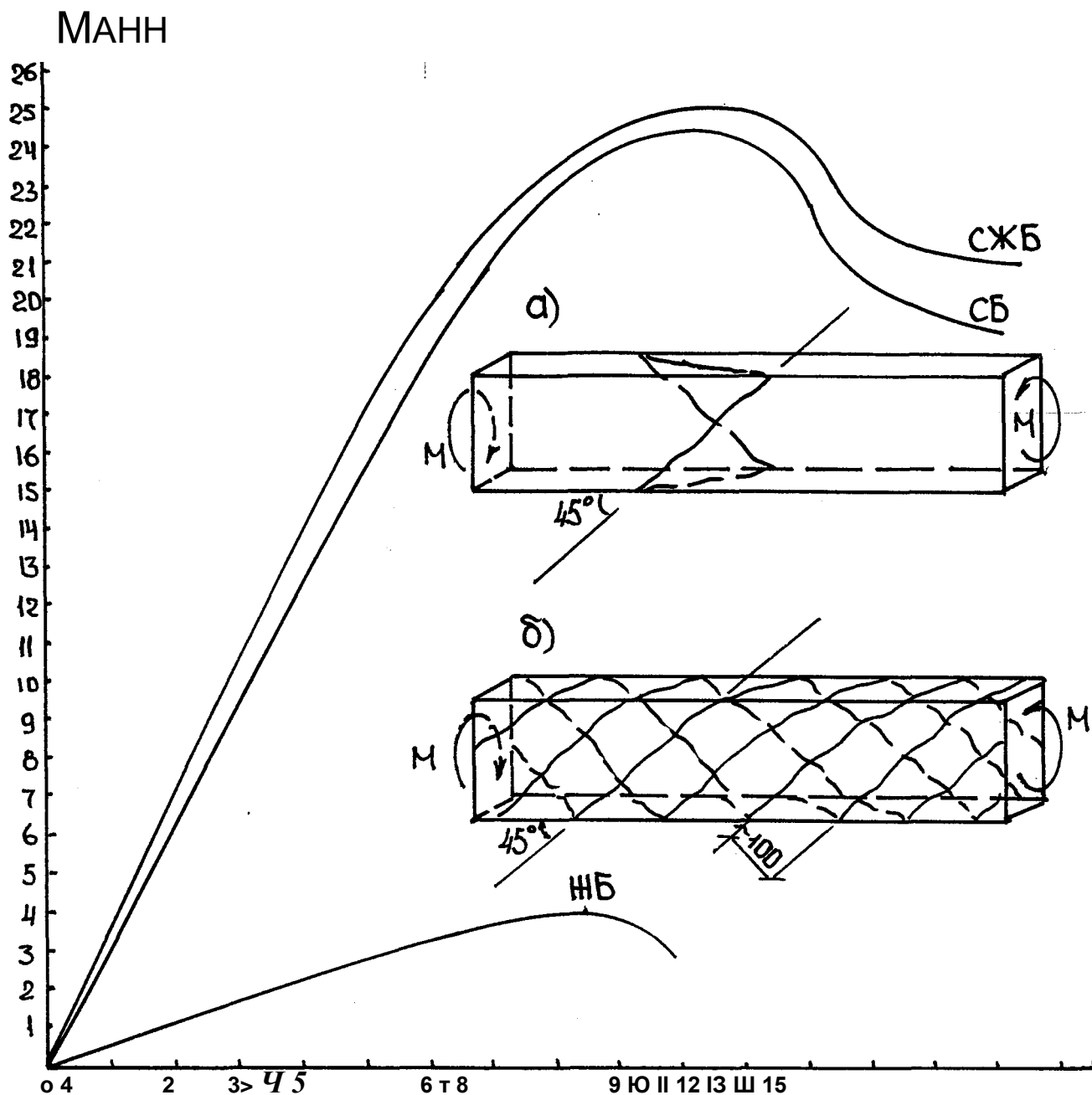


Рис. 2.19. Диаграмма крутящий момент — угол закручивания и схемы трещинообразования: а) железобетонные брусья; б) сталебетонные брусья

лебетонных и сталежелезобетонных образцов, позволяет выделить два участка, плавно переходящих друг в друга. Первый участок практически линейный, второй — нелинейный. Переход ко второму уча-

стку диаграмм наметился после образования трещин. В железобетонных образцах первые трещины появляются при уровне нагружения, равном $(0,9...0,93) M_{np}$ и имеют локальный характер (см. рис. 2.19(а), рис. 2.20).



Рис. 2.20. Характер трещинообразований в железобетонных образцах

В образцах, имеющих сплошную обойму, первые трещины появляются на этапе нагружения, соответствующем $(0,8...0,85) M_{np}$, при этом они расположены винтообразно по всей длине балки с шагом 7...12 см (рис.2.19(б), рис. 2.21); (описанная картина трещинообразования наблюдалась через смотровые окна в образцах СЖБЗ и СЖБ4 и получена после вскрытия обоймы в образцах СБ1, СБ2, СЖБ1 и СЖБ2). Наклон трещин во всех образцах одинаковый и составляет угол примерно 45° с продольной осью.

Характер разрушения сталебетонных и сталежелезобетонных образцов принципиально отличается от характера разрушения желе-

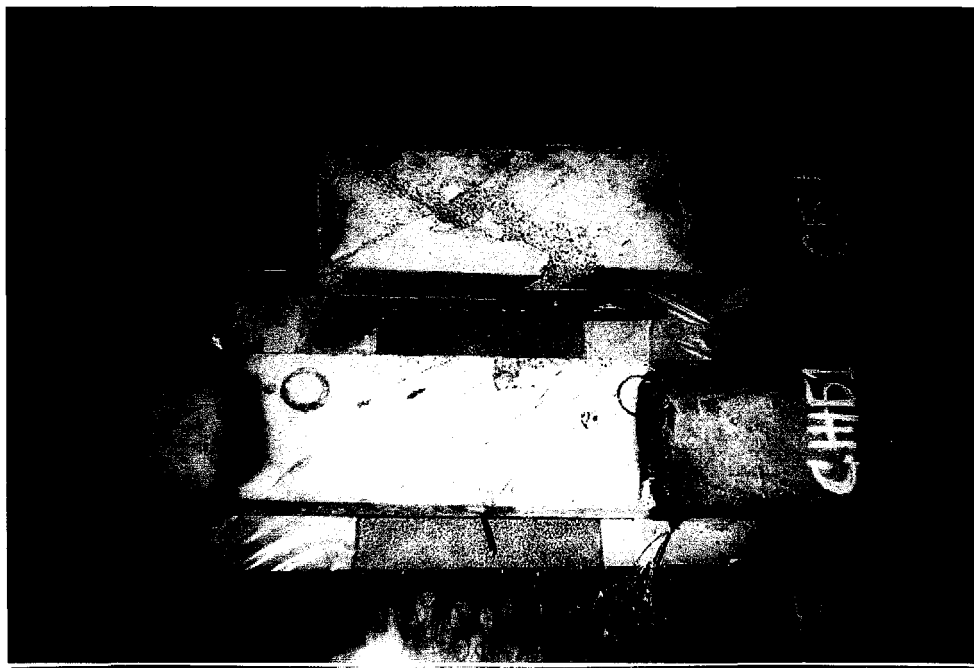


Рис. 2.21. Характер трещинообразований в сталебетонном и сталежелезобетонном образцах

зобетонных образцов. В железобетонных образцах локальные трещины, раскрываясь при разрушении, образуют одну сплошную пространственную трещину, при этом первые трещины возникают на грани с меньшей шириной и располагаются вдоль образца в средней области, что связано с отсутствием поперечной арматуры на этой грани. Следует также отметить, что в железобетонных образцах на следующем этапе нагружения после появления трещин возникает значительный рост деформаций, а затем мгновенное разрушение образца.

В сталебетонных и сталежелезобетонных образцах процесс разрушения характеризуется развитием значительных пластических деформаций в обойме по винтовым линиям, соответствующим линиям трещинообразования в бетонном ядре. После достижения предельного крутящего момента, сталебетонные и сталежелезобетонные образцы способны воспринимать долгое время нагрузку, соответствующую

(0,85...0,9) M_{pr} .

Анализ величин предельных моментов, полученных в эксперименте (табл.2.3) показывает, что внешнее армирование сплошной обоймой бетонных и железобетонных образцов позволяет увеличить предельный крутящий момент в среднем в 6,5 раза. Предельный момент в сталежелезобетонных образцах, по сравнению со сталебетонными, больше приблизительно в 1,03 раза (при анализе не учитывались данные испытаний образцов СЖБЗ и СЖБ4, имеющих смотровые окна, так как наличие окон значительно уменьшает несущую способность образца).

Таблица 2.3

Величины предельных крутящих моментов

ЖБ1	ЖБ2	СБ1	СБ2	СЖБ1	СЖБ2	СЖБЗ	СЖБ4
<i>M_{pr}</i> , кН-м							
3,6	3,94	24,3	24,3	24,8	25,2	15,3	15,3

По результатам эксперимента построены графики, показывающие величины деформаций контура сечения образцов в зависимости от величины крутящего момента (рис.2.22). Анализ этих графиков показывает, что максимальные значения деформаций возникают на серединах длинных сторон поперечного сечения образцов. В углах сечения деформации равны нулю. Отношение деформаций, возникающих в серединах коротких сторон, к деформациям в серединах длинных сторон составляет приблизительно 0,77.

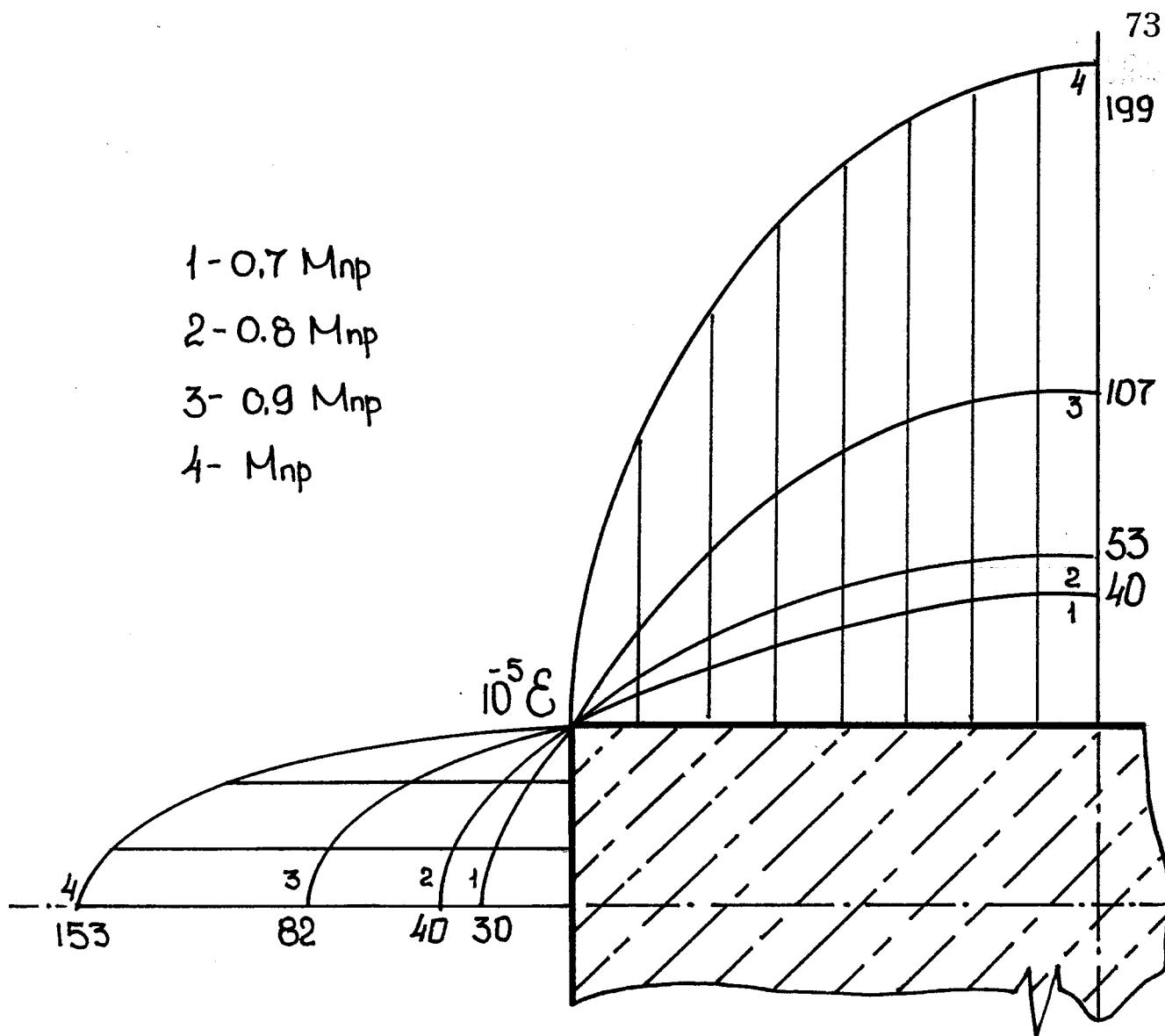


Рис. 2.22. Величины деформации в обойме в зависимости от величины крутящего момента

Выводы к разделу 2

Проведенное экспериментальное исследование показало, что конструкции, состоящие из бетонного ядра и металлической обоймы, обладают специфическим, принципиально отличающимся от железобетонных конструкций, характером трещинообразования и разрушения:

— в бетонном ядре сталебетонных образцов трещины расположены винтообразно по всей длине образца;

— процесс разрушения сталебетонных образцов, в отличие от железобетонных, более плавный; после достижения предельного момента сталебетонный брус продолжает держать нагрузку при значительном росте деформаций.

В результате эксперимента получены графики и диаграммы, раскрывающие характер деформирования сталебетонных элементов прямоугольного сечения при кручении; получены прочностные характеристики материалов, из которых изготавливались образцы. Испытание сталебетонных брусьев на кручение продемонстрировало высокую эффективность конструкций с внешним армированием при данном виде нагрузки. Сравнение величин предельных моментов для сталебетонных и сталежелезобетонных образцов показало нецелесообразность использования дополнительного каркаса.

РАЗДЕЛ 3

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ И ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЕБЕТОННЫХ БРУСЬЕВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ КРУЧЕНИИ

3.1. Напряженно-деформированное состояние элемента, вырезанного из бруса нормальными сечениями

Рассмотрим сталебетонный элемент единичной длины, состоящий из стальной обоймы и бетонного ядра (рис.3.1). Ядро и обойма,

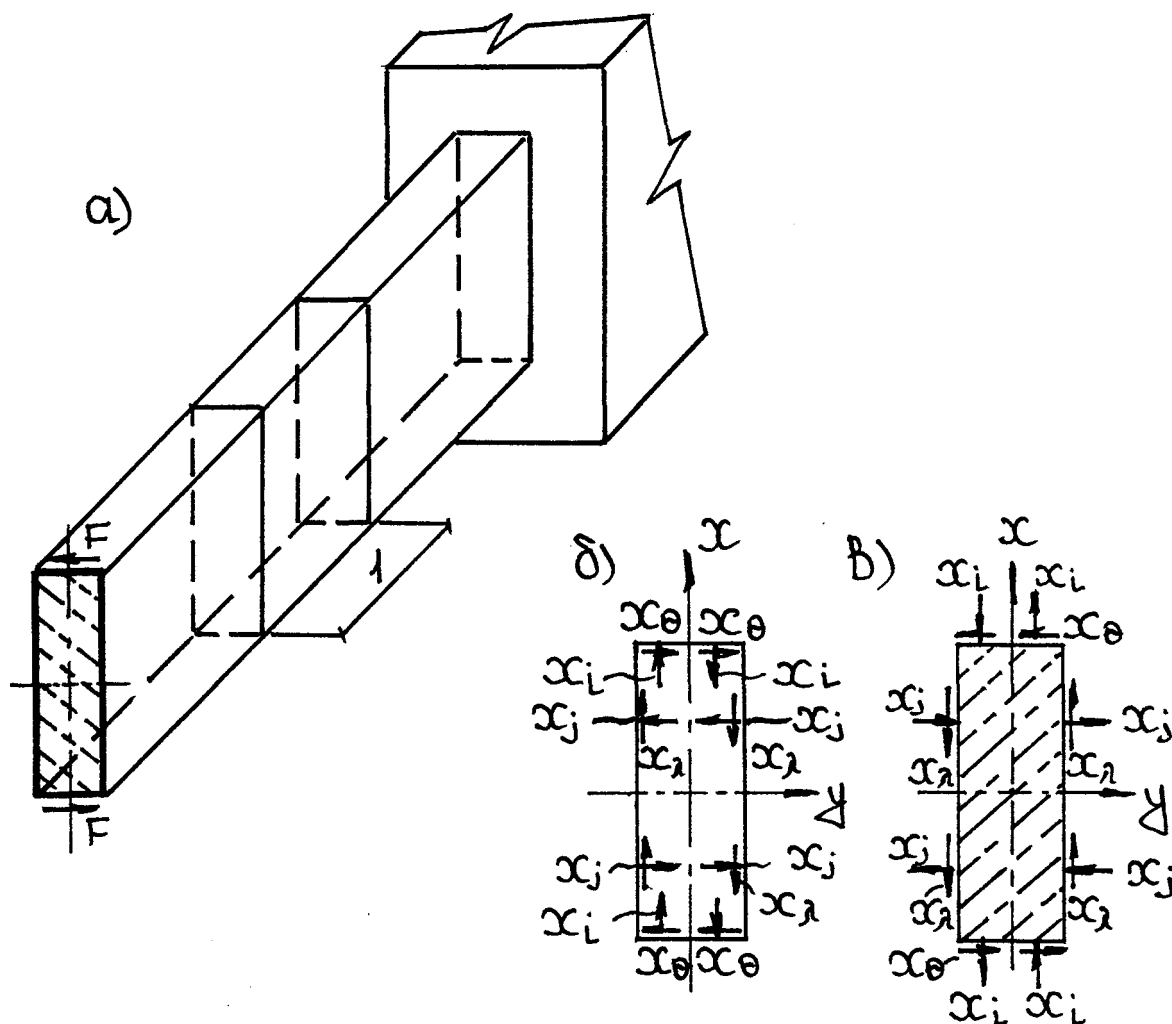


Рис. 3.1. Сталебетонный брус (а), расчетные схемы оболочки (б) и ядра (в)

будем считать, работают совместно, без отрыва и проскальзывания. Вначале решаем задачу без учета деформации. Расчетные схемы обоймы и ядра выделенного элемента показаны на рис. 3.1 (б, в). За неизвестные примем нормальные X_b , X_j - и касательные X_u , X_o контактные силы. Считаем, что материал обоймы обладает свойствами идеальной упругопластичности. Для описания процесса деформирования бетона в условиях трехосного напряженного состояния воспользуемся подходом, изложенным в [63], где бетон приводится к изотропному материалу с переменными параметрами деформирования V и E :

$$E(Go, Si) = 9K(Go, Si) \cdot G(Si) / [G(Si) + 3K(Go, Si)], \quad (3.1)$$

$$\sim V(Go, Si) = [3K(Go, Si) - 2G(Si)] / 2 [G(Si) + 3K(Go, Si)], \quad (3.2)$$

где Go — среднее напряжение;

$K(Go, Si)$ — секущий модуль относительных объемных изменений бетона;

$G(Si)$ — секущий модуль сдвига;

SI — инвариант, характеризующий девиатор напряжений.

Эмпирические величины, входящие в (3.1) и (3.2), принимаются по [63].

Силы взаимодействия между ядром и обоймой найдем из условия равенства перемещений на границе контакта из системы уравнений:

$$AX = -H, \quad (3.3)$$

где A — матрица (разности поперечных перемещений точки K обоймы и ядра от единичных сил $i, j, 0$ / состояний); элементы A_{kk} матрицы A столбца H — поперечные перемещения от

внешних воздействий. Существуют три возможных варианта приложения внешней нагрузки (рис.3.2). Анализируя схему передачи нагрузки в эксперименте, принимаем случай, когда нагрузка передается только на оболочку.

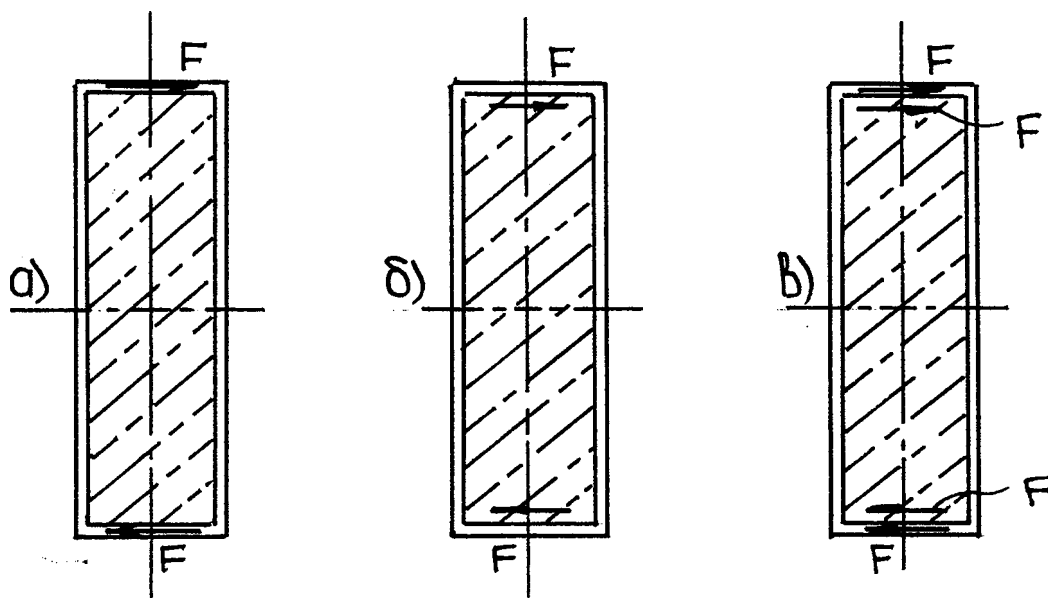


Рис. 3.2. Возможные варианты приложения внешней нагрузки на элемент: а) нагрузка приложена только к обойме;
 б) нагрузка приложена только к ядру;
 в) нагрузка приложена и к обойме, и к ядру

Поперечные перемещения δ^{\wedge} , δ_{kf} , δ^{\wedge} и $\delta_{кл}$ определяются для обоймы единичной длины в замкнутом виде. Для нахождения перемещений в бетонном ядре от единичных сил X_f , X_j , X_e и X_l решаем в разностной форме дифференциальное уравнение плоской задачи с переменными по полю параметрами деформирования V и E :

$$\begin{aligned}
 & \frac{d^2}{dx^2} \frac{1 - \tilde{\nu}}{\tilde{E}} \frac{d^2(\varphi - \nu H + \nu)}{dx^2} = \frac{d^2(\varphi - \nu)}{dx^2} \\
 & - \frac{\tilde{\nu}(1 + \tilde{\nu})}{\tilde{E}} \frac{d^2(\varphi)}{dy} - \frac{d^2}{dx^2} \frac{2(1 + \tilde{\nu})}{\tilde{E}} \frac{d^2(\varphi)}{dx^2} = 0. \quad (3-
 \end{aligned}$$

В свернутом виде разрешающее уравнение МКР для точки с координатами (I, J) представим в виде:

$$\frac{d^2 \varphi}{dx^2} + \frac{d^2 \varphi}{dy^2} + \frac{d^2 \varphi}{dx^2} = \Phi \cdot \sigma_s$$

где $\sigma_s, L = -2, -1, 0, 1, 2$.

Значения функции (φ) и ее производной на контуре определяются с использованием рамной аналогии [64].

Поперечные перемещения обоймы от заданной внешней нагрузки рассчитываются так же, как и поперечные перемещения от действия единичных сил.

Предложенное решение реализуется численно при шаговом нагружении сталебетонного элемента. Линеаризацию осуществляют в процессе последовательных приближений, переменными параметрами которого являются секущий модуль деформации бетона E_u (3.1) и коэффициент поперечной деформации ν_u (3.2) в каждой точке конечно разностной сетки.

При решении системы уравнений (3.3) предусмотрена процедура исключения контактных сил, превысивших силы сцепления между бетоном и обоймой. Предельные значения сил сцепления определялись экспериментально при выдавливании бетона из металлической обоймы [6]. В результате обработки опытных данных получены значения сил склеивания для бетонов прочностью $R_b = (15; 20; 25; 35)$ МПа. Соответствующие напряжения, характеризующие прочность контакта, равны: $(0,3; 0,48; 0,6; 0,68)$ МПа.

Процесс последовательных приближений на каждом шаге продолжается до достижения удовлетворительной сходимости по величинам модулей упругости. Определив контактные силы, мы имеем возможность найти положение главных площадок, главные напряжения в бетоне $\langle \sigma_{b2}$, $\langle \sigma_{b3}$, а затем $\langle \sigma_{s1}$ и стали $\langle \sigma_{s1}$.

3.1.1. Влияние депланации на напряженно-деформированное состояние. При определении напряженно-деформированного состояния в данном разделе будем учитывать влияние депланации, путем приложения к торцам элемента (к бетонному ядру) вынужденной продольной деформации. Геометрическая интерпретация прикладываемой деформации представляет собой эпюру депланации (рис. 3.3). Вынужденная деформация определяется продольными пе-

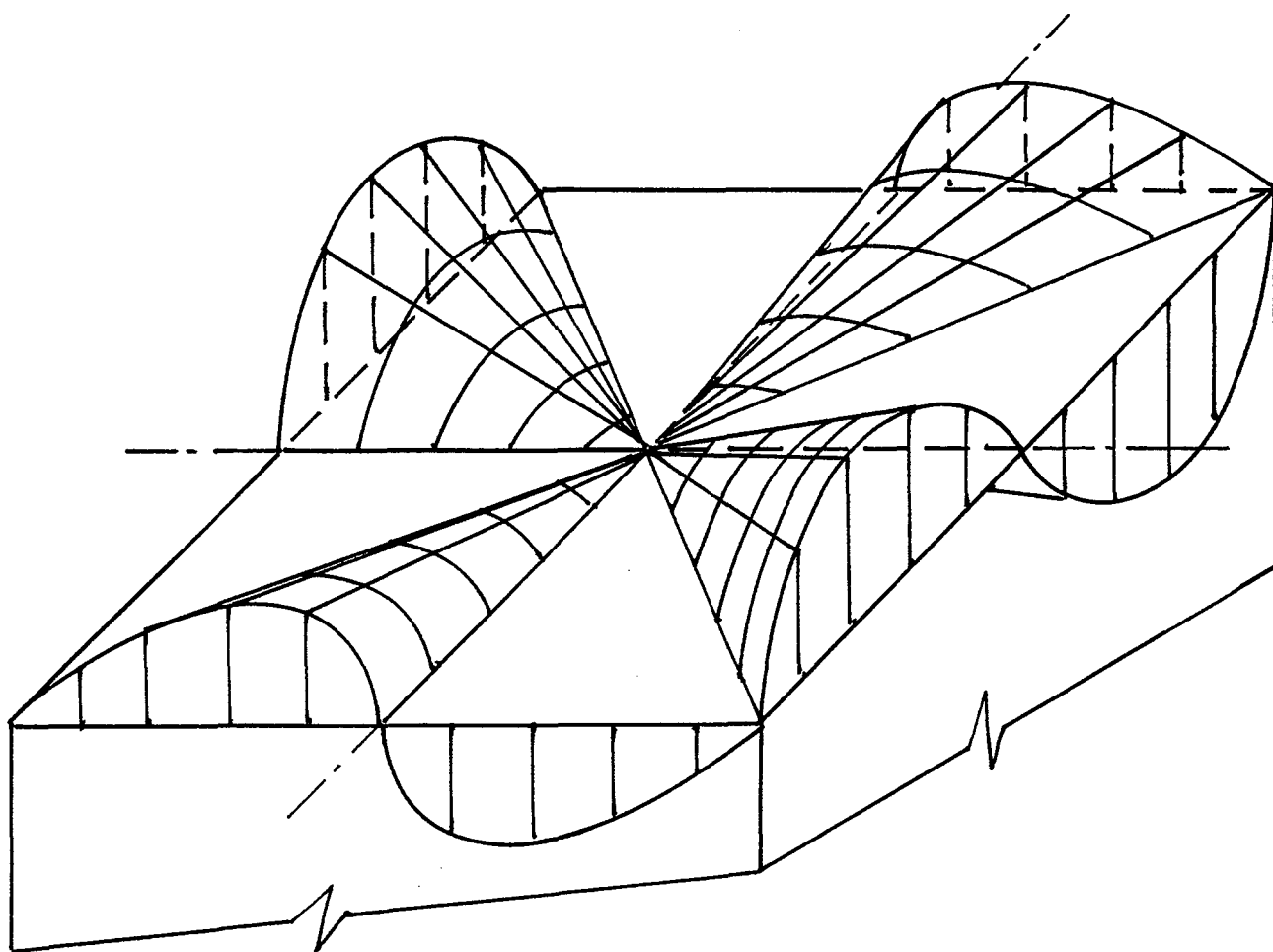


Рис. 3.3. Линии уровня депланации

ремещениями [65]:

$$G) = T \cdot (p(x;y), \quad (3.6)$$

$$m = M_{кр} / v - t f c a, \quad (3.7)$$

$$q(x;j) = x j + \frac{8L^2}{\gamma a^3 c} \sin \frac{\pi x}{a} \quad (3.8)$$

где O — величина продольного перемещения;

T — относительный угол закручивания;

$(p(x;y))$ — функция кручения;

B, c — поперечные размеры сечения ($B < c$);

CC — коэффициент, зависящий от отношения c/B .

При этом в матрице H формулы (3.3) добавится элемент L_{kc} представляющий собой величину поперечного смещения точки K бетонного ядра от действия депланации.

3.2. Напряженно-деформированное состояние элемента, выделенного из бруса наклонными сечениями

На основании анализа схемы трещинообразования в бетоне и развития пластических деформаций в обойме, выделен прямоугольный элемент скрученного сталебетонного стержня со сторонами под углом 45° к продольной оси (рис. 3.4, 3.5). На выделенный элемент по направлению главных площадок действуют изгибающие моменты разных знаков (см. рис.3.5), определив которые, найдем значения M_{np} .

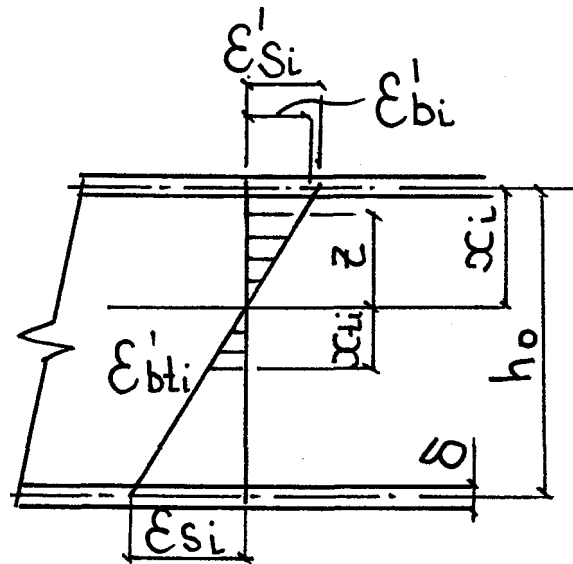


Рис. 3.4. Деформации в сечении сталебетонного элемента

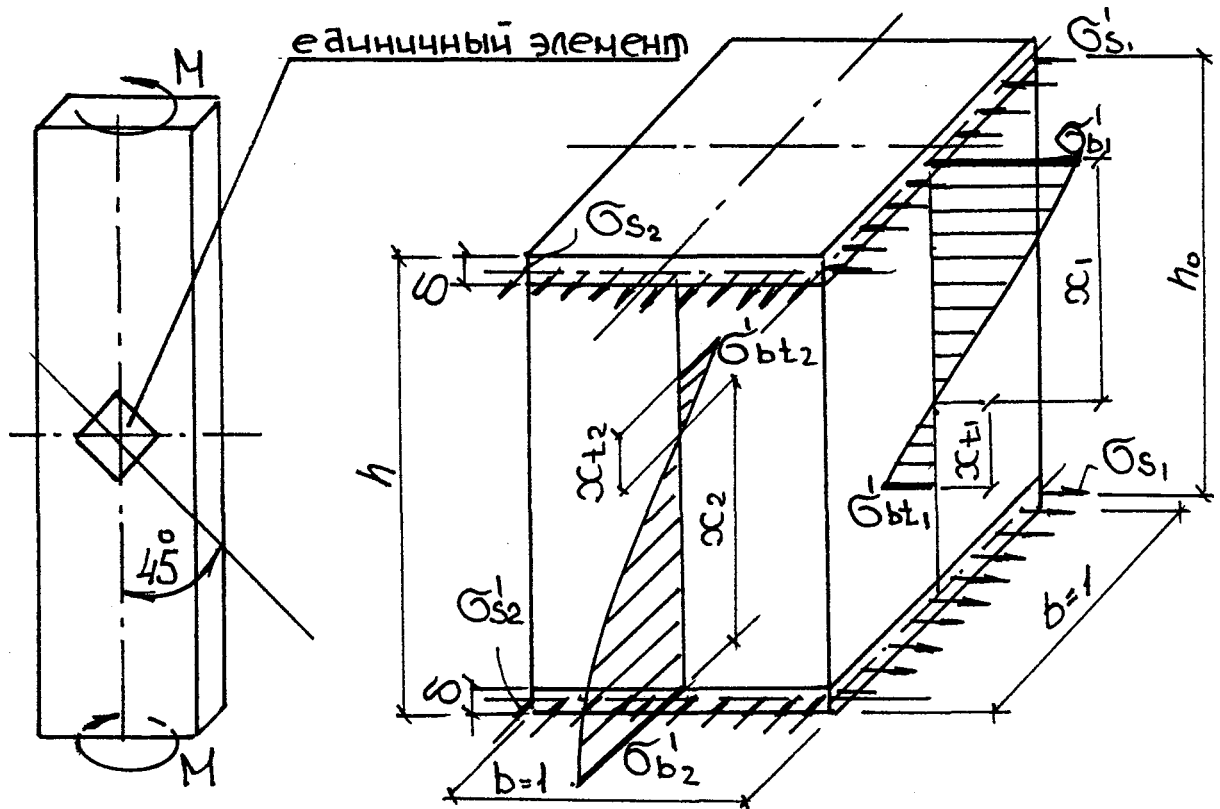


Рис. 3.5. Единичный элемент, схема напряженного состояния

При описании процесса деформирования бетона воспользуемся феноменологическим подходом, который заключается в использовании истинных диаграмм деформирования материалов для конкретных видов напряженного состояния. В данном случае нелинейно де-

формируемый материал с микротрещинами в структуре условно приводится к изотропному с обычными интегральными характеристиками — модулем упругости и коэффициентом поперечных деформаций. Последние являются переменными величинами и зависят от уровня напряженного состояния. Данное описание процесса деформирования бетона рассмотрено в работе А.Д.Арсланханова [66]. Суть подхода в следующем: экспериментальные диаграммы деформирования бетона аппроксимируются аналитической зависимостью в виде полинома:

$$\sigma_{ij} = \sum_{k=1}^n A_{ijk} \epsilon_{ij}^k \quad (3-9)$$

где $i, j = 1, 2$;

σ_{ij} — напряжения в i -ом направлении при сжатии (растяжении);

ϵ_{ij} — деформации в i -ом направлении при сжатии (растяжении);

A_{ijk} — неизвестные коэффициенты, определяемые из условия минимума квадратичных отклонений экспериментально полученных значений напряжений и подсчитанных с использованием зависимостей (3.9).

В качестве исходных экспериментальных диаграмм деформирования бетона в условиях плоского напряженного состояния для аппроксимации зависимостей [67] использованы данные Г. Купфера [66], которые хорошо согласуются с экспериментальными и теоретическими данными других авторов.

Для обработки экспериментальных данных использована про-

рования A_{ik} ($i=1,2; k=1,4$).

Согласно гипотезе прямых нормалей, справедливой для бетонной части сечения, имеем:

$$\sigma = \epsilon_{bi} \frac{z}{x_i} \quad (3.10)$$

где x_i , X_u — соответственно высоты сжатой и растянутой зон; ϵ'_{wi} , ϵ_{ti} — фибровые деформации в сжатой и растянутой зонах; z — расстояние от нейтральной оси сечения до рассматриваемого волокна.

По достижении деформацией в волокнах бетона предельных значений они выключаются из работы, тогда $\epsilon'_{wi} = \epsilon_{k,w}$, $\epsilon_{ti} = \epsilon_{tol}$ а значения X_i и X_u определяются в соответствии с рис. 3.4 следующим образом:

$$X_i = X_i \cdot f_i; \quad \bar{x}_i = (h_b - x_i) \cdot f_i \quad (3.11)$$

где x_i — расстояние от верхней кромки сечения до нейтральной оси;

$$f_i = \begin{cases} 1, & \text{если } k_i X_i \leq \epsilon_{bi} \\ \frac{\epsilon_{bi}}{k_i x_i} & \text{если } k_i X_i > \epsilon_{bi} \end{cases} \quad (3.12)$$

$$f_{ti} = \begin{cases} 1, & \text{если } k_i(h_b - X_i) \leq \epsilon_{bt} \\ \frac{\epsilon_{bt}}{(h_b - x_i)k_i} & \text{если } k_i(h_b - X_i) > \epsilon_{bt} \end{cases} \quad (3.13)$$

Путем подставления выражения (3.10) в (3.9) получим зависимости, определяющие закон изменения нормальных напряжений по высоте сечения:

$$\sigma_{bi} = \sum_{k=1}^n A_{ik} (\varepsilon'_{bi})^k \cdot \left(\frac{z}{\bar{x}_i} \right)^k,$$

$$\sigma_{bti} = \sum_{k=1}^n A_{tik} (\varepsilon'_{bti})^k \cdot \left(\frac{z}{\bar{x}_{ti}} \right)^k \quad (3.14)$$

Далее определяем величину погонного изгибающего момента интегрированием в пределах высоты сечения:

$$M = \int_{-x_1}^{x_2} \int_{-y_1}^{y_2} \sigma_{bti} z dz + (J_{si} \varepsilon'_{si} - X_i) \sim Q^Z \sigma_{si} A_s \varepsilon'_{si} \quad (3.15)$$

где σ_{si} , ε'_{si} — напряжение в стальном листе вдоль i -того направления, соответственно в растянутой и сжатой зонах;

A_s — площадь стального листа на единице ширины сечения или толщина листовой арматуры.

Выражения для напряжений в стальном листе получим, разрешив закон Гука для плоского напряженного состояния относительно напряжений:

$$\sigma_{tsi} = E_s \varepsilon'_{tsi} \frac{V_s}{1 - V_s},$$

$$\sigma_{>S2} = E_s \varepsilon'_{>S2} \frac{V_s}{1 - V_s},$$

$$\sigma_{SI} = E_s \varepsilon'_{SI} \frac{V_s}{1 - V_s},$$

$$\sigma'_{S2} = E_s \varepsilon'_{S2} \frac{V_s}{1 - V_s}, \quad (3.16)$$

где E_s , V_s — соответственно модуль упругости и коэффициент поперечной деформации стального листа.

Подставив в (3.15) выражения для напряжений в бетоне (3.14) и стальном листе (3.16), после вычисления интегралов имеем:

$$M_i = \frac{\sigma_{xi} \cdot b \cdot h^2}{3} + \frac{\sigma_{xn} \cdot b \cdot h^2}{3} + \frac{A_s E_s (h_0 - x_i)}{1 - \nu_s} \cdot \frac{\epsilon_{s2} - \nu_s \epsilon'_{s1}}{1 - \nu_s^2} - \frac{A_s E_s \sum_{j=1}^n \frac{\sigma_{xi} \cdot b \cdot h^2}{3} \cdot \frac{1}{1 - \nu_s}}{1 - \nu_s} \quad (3.17)$$

$$M_2 = -\frac{\sigma'_{x2} \cdot b^2}{3} + \frac{\sigma'_{br2} \cdot b^2}{3} + A_s E_s (h_0 - x_2) \frac{\epsilon_{s2} - \nu_s \epsilon'_{s1}}{1 - \nu_s^2} - \frac{A_s E_s \sum_{j=1}^n \frac{\sigma'_{x2} \cdot b^2}{3} \cdot \frac{1}{1 - \nu_s}}{1 - \nu_s} \quad (3.18)$$

где $E_{bl} < E_{bl}$ — представляют собой обобщенные интегральные модули деформаций сжатой и растянутой зон сечения и определяются следующим образом:

$$E_{bl} = \sum_{k=1}^n A_{ik} (\epsilon'_{bl}) / (\epsilon' + \epsilon'_{bl});$$

$$E_M = \sum_{k=1}^n \frac{A_{ik} (\epsilon'_{bl})}{(\epsilon' + \epsilon'_{bl})} \quad (3.19)$$

Выражения (3.18) перепишем в следующем виде:

$$M_i = \frac{\sigma_{xi} \cdot b \cdot h^2}{3} + \frac{\sigma_{xn} \cdot b \cdot h^2}{3} + \frac{A_s E_s (h_0 - x_i)}{1 - \nu_s} \cdot \frac{\epsilon_{s2} - \nu_s \epsilon'_{s1}}{1 - \nu_s^2} - \frac{A_s E_s \sum_{j=1}^n \frac{\sigma_{xi} \cdot b \cdot h^2}{3} \cdot \frac{1}{1 - \nu_s}}{1 - \nu_s}$$

$$M_2 = -\frac{\sigma'_{x2} \cdot b^2}{3} + \frac{\sigma'_{br2} \cdot b^2}{3} + A_s E_s (h_0 - x_2) \frac{\epsilon_{s2} - \nu_s \epsilon'_{s1}}{1 - \nu_s^2} - \frac{A_s E_s \sum_{j=1}^n \frac{\sigma'_{x2} \cdot b^2}{3} \cdot \frac{1}{1 - \nu_s}}{1 - \nu_s}$$

$$\frac{A_s E_s \sum_{j=1}^n \frac{\sigma'_{x2} \cdot b^2}{3} \cdot \frac{1}{1 - \nu_s}}{1 - \nu_s} \quad (3.20)$$

где $\sigma'_{bt} = \sigma'_{bt} - \nu_{bt} \sigma'_{bt}$ — соответственно фибровые напряжения в сжатой и растянутой зонах эквивалентного линейно деформируемого сечения.

Считая, что работу реального материала можно описать с помощью обычных характеристик — модуля упругости и коэффициента поперечных деформаций, получаемых приведением бетона к условно изотропной мгновенно-упругой сплошной среде, напряжения в крайних сжатых волокнах сечения представим в виде:

$$\begin{aligned} \sigma'_{bt} &= \frac{\sigma'_{bt} - \nu_{bt} \sigma'_{bt}}{1 - \nu_{bt}} \\ \sigma'_{bt} &= \frac{\sigma'_{bt} - \nu_{bt} \sigma'_{bt}}{1 - \nu_{bt}} \end{aligned} \quad (3.21)$$

а в крайних растянутых волокнах:

$$\begin{aligned} \sigma'_{bt} &= \frac{\sigma'_{bt} - \nu_{bt} \sigma'_{bt}}{1 - \nu_{bt}} \\ \sigma'_{bt} &= \frac{\sigma'_{bt} - \nu_{bt} \sigma'_{bt}}{1 - \nu_{bt}} \end{aligned} \quad (3.22)$$

где E_b (E_{bt}), ν_b (ν_{bt}) — соответственно модуль упругости и коэффициент поперечных деформаций приведенной среды при сжатии (растяжении).

С учетом формул для напряжений (3.21) и (3.22) выражения (3.20) преобразуются к следующему виду:

$$\begin{aligned} M &= \frac{1}{3} \cdot X_1 \cdot E_b \cdot \frac{\sigma'_{bt} - \nu_{bt} \sigma'_{bt}}{1 - \nu_{bt}} + \frac{1}{3} \cdot X_{t1}^2 \cdot E_{bt} \cdot \frac{\sigma'_{bt} - \nu_{bt} \sigma'_{bt}}{1 - \nu_{bt}^2} + \\ &+ \frac{A_s E_s (h_0 - x_1) (\varepsilon_{s1} - \nu_s \varepsilon'_{s2})}{1 - \nu_s^2} - \frac{A_s E_s x_1 (\varepsilon'_{s1} - \nu_s \varepsilon_{s2})}{1 - \nu_s^2} ; \end{aligned}$$

$$M_i = -\frac{1}{2} X_2' E_b \left[\frac{\epsilon_{bt} v_{bt} S_{bt}}{v_{bt}} + \frac{1}{2} \frac{r, (\epsilon'_{bt} v_{bt} S'_{bt})}{X_{t2} E_{bt}} \right] + \frac{A_s E_s (h_0 - x_2) (\epsilon_{s2} - v_s \epsilon'_{s1})}{1 - v_s^2} - \frac{A_s E_s x_2 (\epsilon'_{s2} - v_s \epsilon_{s1})}{1 - v_s^2} \quad (3.23)$$

но так как $M_t = M_2$ в силу симметрии расчетной схемы, то окончательное уравнение примет вид:

$$M_t - M_2 = D_j - k_j + \kappa_2, \quad (3.24)$$

где

$$D_1 = \frac{\bar{x}_1^3 E_b}{3(1 - v_b^2)} + \frac{\bar{x}_{t1}^3 E_{bt}}{3(1 - v_{bt}^2)} + \frac{A_s E_s (h_0 - x_1)^2}{1 - v_s^2} - \frac{A_s E_s x_1^2}{1 - v_s^2},$$

$$D_\mu = \frac{v_b \bar{x}_1^3 E_b}{3(1 - v_b^2)} + \frac{v_{bt} \bar{x}_{t1}^3 E_{bt}}{3(1 - v_{bt}^2)} + \frac{v_s A_s E_s (h_0 - x_1)^2}{1 - v_s^2} - \frac{v_s A_s E_s x_1^2}{1 - v_s^2} \quad (3.25)$$

Кривизну в /-том сечении определяем из формулы:

$$\frac{\epsilon'_{bt} - \epsilon_{bt}}{X_{i h_0} - X_i} \quad (3.26)$$

Положения нейтральных осей, определяемые значениями x_y ($/ = 1, 2$), находятся из условия равенства нулю проекций всех сил, действующих в сечении на горизонтальную плоскость:

$$\sum_{i=1}^n \sigma_i x_{iy} = 0 \quad (3-27)$$

С учетом приведенных ранее выражений для напряжений в бетоне и листе (3.14) и (3.16) получаем:

$$\sum_{k=1}^n A_{ik} (\varepsilon'_{bi})^k \frac{\bar{x}_i}{k+1} + \sum_{k=1}^n A_{tik} (\varepsilon'_{bti})^k \frac{\bar{x}_{ti}}{k+1} + \frac{A_s E_s (\varepsilon_{si} - \nu_s \varepsilon'_{sj})}{1 - \nu_s^2} - \frac{A_s E_s (\varepsilon'_{si} - \nu_s \varepsilon_{sj})}{1 - \nu_s^2} = 0, \quad i = 1, 2; j = 2, 1. \quad (3.28)$$

Значения деформаций δ_{si} , δ'_{bir} , δ'_{btir} , ε'_{si} находят в соответствии с гипотезой плоских сечений:

$$\varepsilon_{si} = (h_0 - x_i) k_i; \quad \varepsilon'_{si} = \left(x_i + \frac{\delta}{2} \right) k$$

$$\varepsilon'_{bi} = x_i \cdot k_i, \quad \varepsilon'_{bti} = x_{ti} \cdot k_i. \quad (3.29)$$

Решение уравнения (3.28) совместно с (3.29) относительно x_i осуществляется в процессе последовательных приближений.

Используя известное выражение для преобразования тензора момента:

$$M_{xy} = (M_t - MJ \sin \alpha \cdot \cos \alpha), \quad (3.30)$$

получим значение предельного крутящего момента:

$$M_{кр} - M_{xy} = M_{I\Gamma} \quad (3.31)$$

т.к. $M_2 - M_{I\Gamma} \alpha = 45^\circ$.

3.3. Определение несущей способности бетонного, железобетонного и сталебетонного бруса прямоугольного поперечного сечения

Для определения несущей способности рассматриваем схему предельного равновесия элемента бруса длиной, равной высоте сече-

ния h (рис. 3.6, 3.7). Взаимно пересекающиеся линии пластических шарниров расположены на верхней и нижней гранях элемента. Кру-

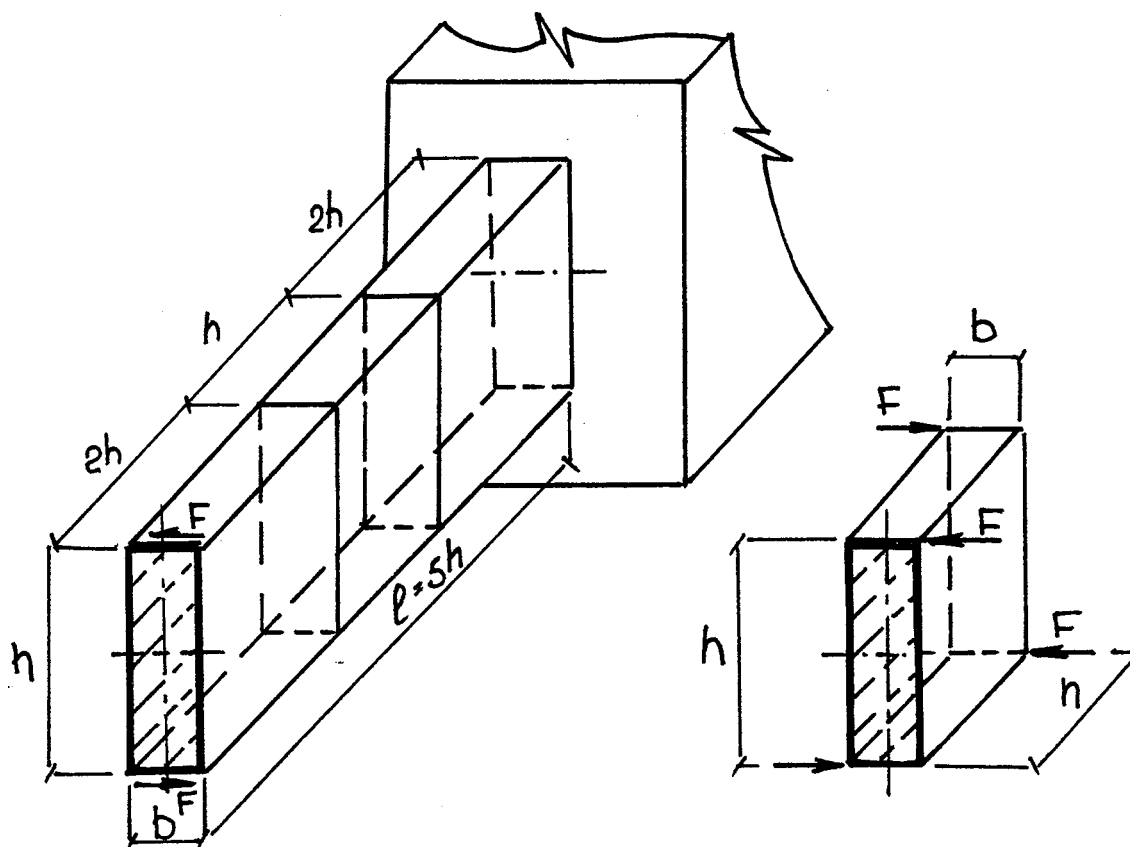


Рис. 3.6. Брус прямоугольного поперечного сечения под действием крутящего момента (а), выделенный элемент (б)

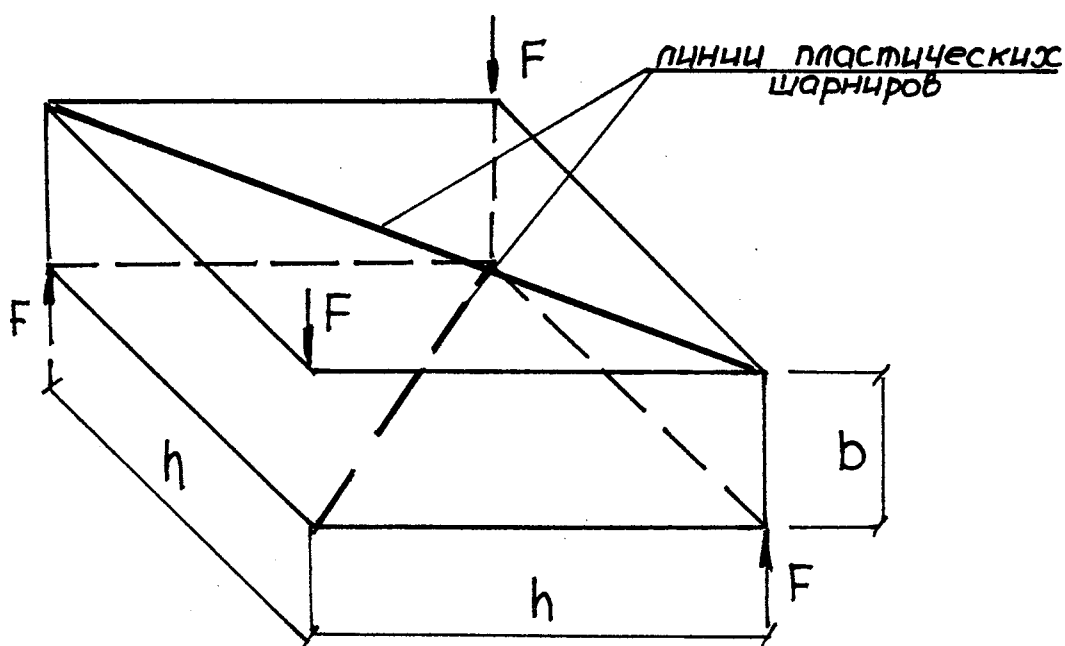


Рис. 3.7. Расчетная схема выделенного элемента

тящая нагрузка в виде пары сил, приложенных к торцам элемента, создает изгиб относительно линий пластических шарниров. Переход от изгиба к кручению осуществляется по следующей формуле, полученной из геометрических соображений (см. рис.3.7):

$$M_{кр} = 1,415 \cdot M_{взг}. \quad (3.32)$$

При расчете бетонного бруса принимаем следующие допущения: высота сжатой зоны равна $\mathcal{B}/2$ (рис. 3.8), эпюра сжатой и растянутой зоны треугольная, фибровые напряжения соответствуют

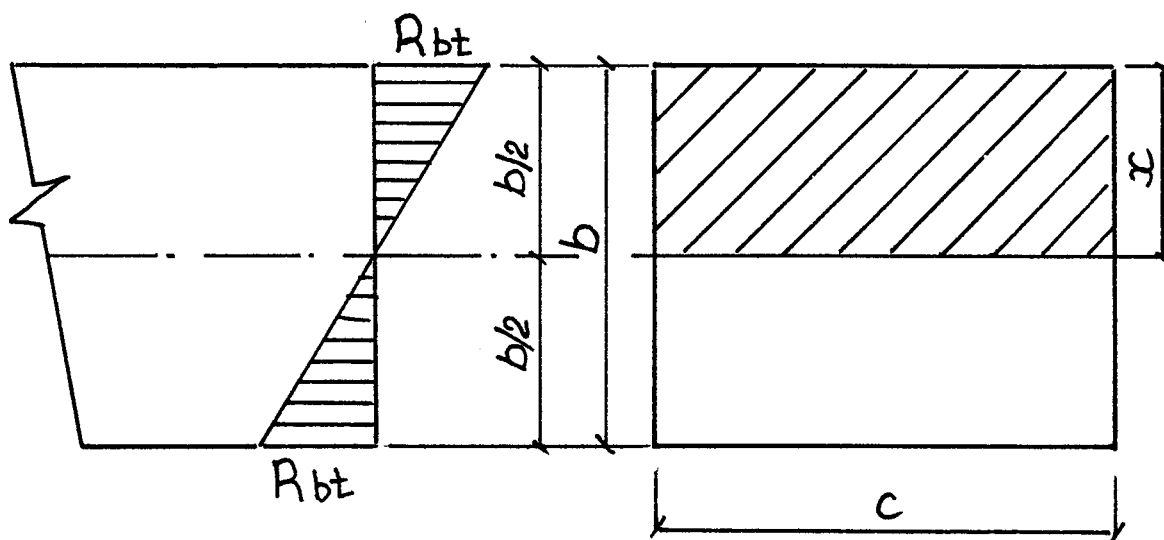


Рис. 3.8. Расчетная схема бетонного элемента

пределу прочности на растяжение R_{bt} . Величина предельного крутящего момента определяется по формуле:

$$M_{кр} = 0,33 \cdot t f h \cdot R_{bt}, \quad (3.33)$$

где h , b — соответственно больший и меньший размер поперечного сечения бруса.

При нахождении предельного момента для железобетонного и

сталебетонного бруса, расчетные схемы которых показаны на рисунках 3.9 и 3.10, прочность бетона принимается равной прочности при

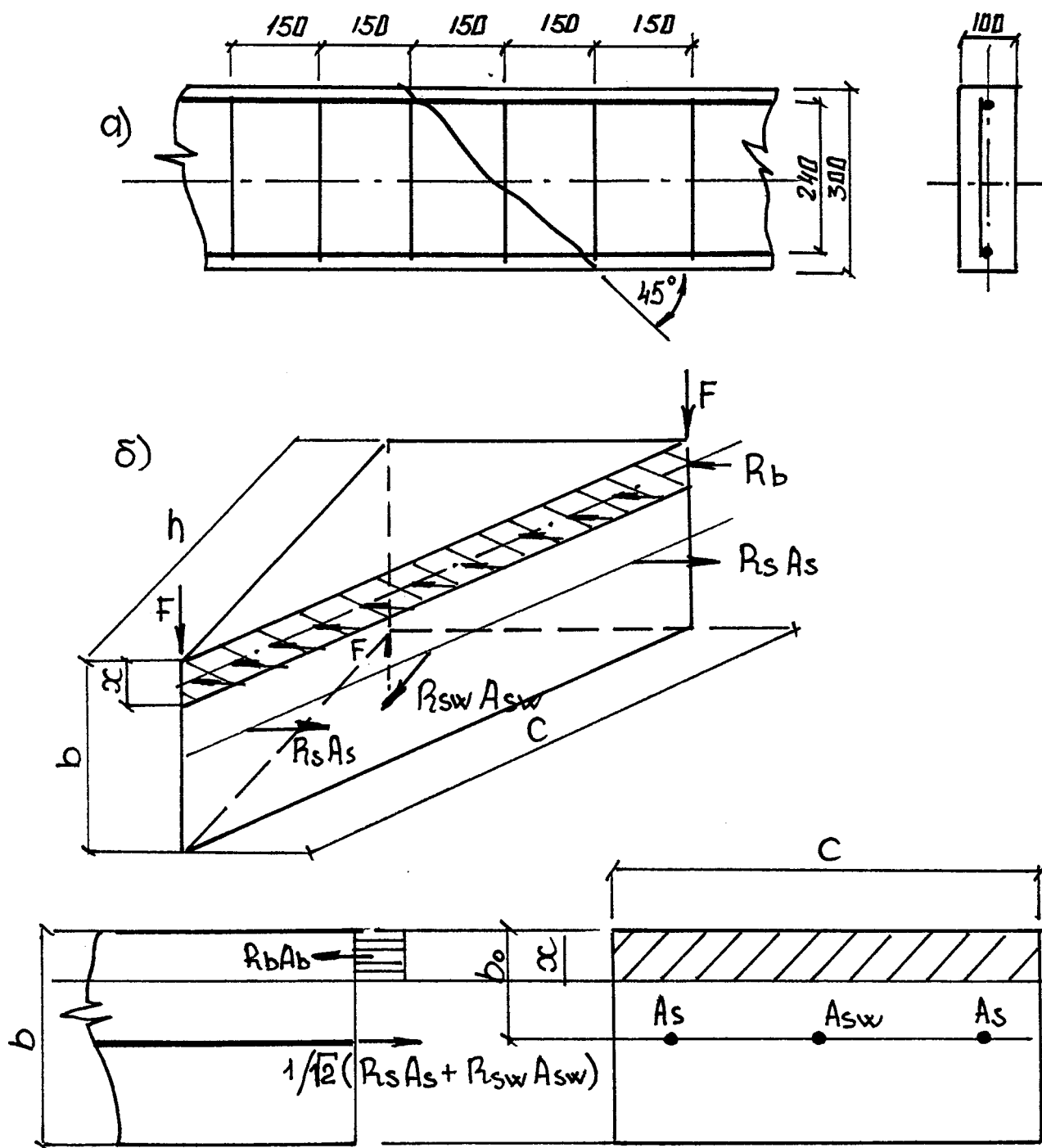


Рис. 3.9. Схема расположения опасного сечения в железобетонном образце (а); расчетная схема железобетонного элемента (б)

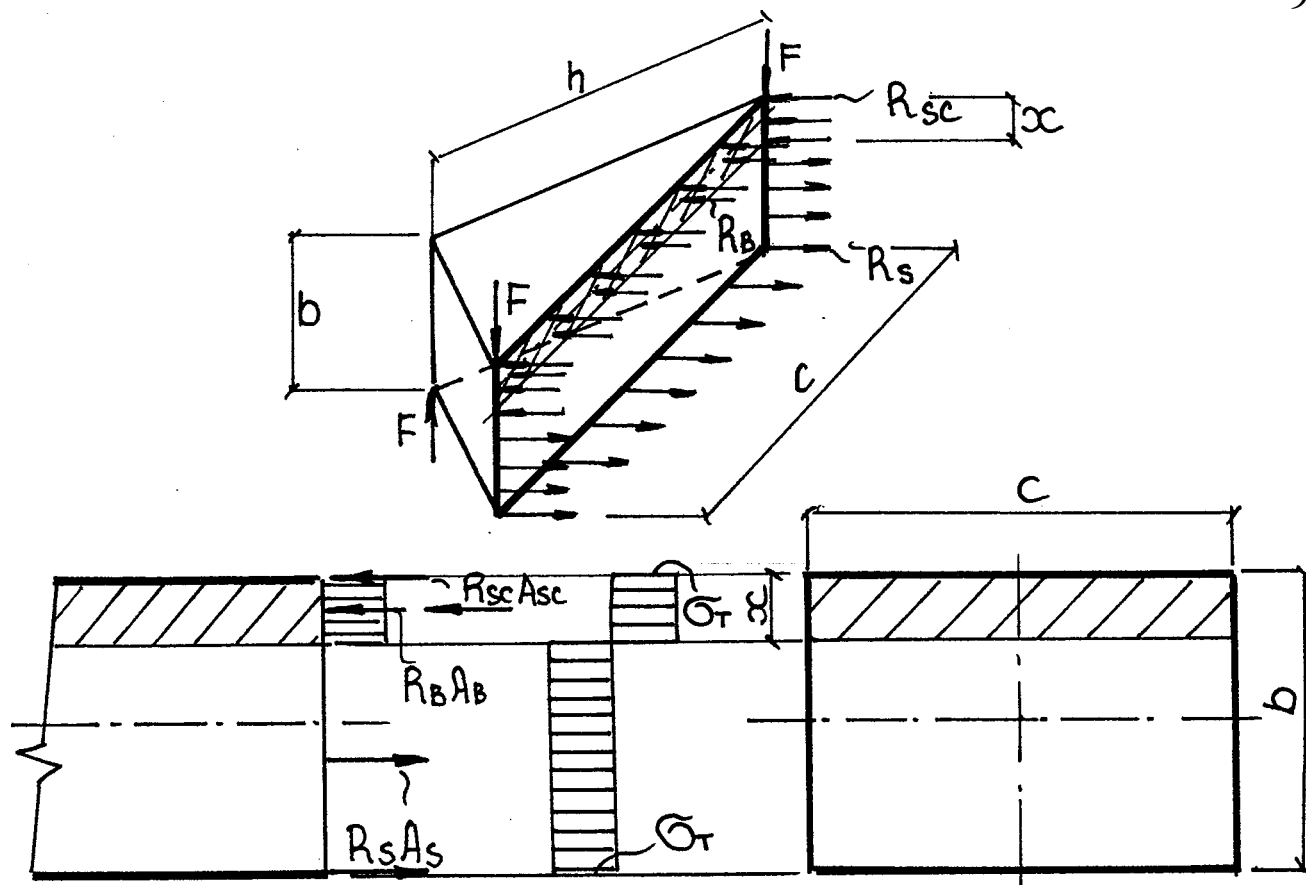


Рис. 3.10. Расчетная схема сталебетонного элемента

одноосном сжатии, при этом напряжения распределяются равномерно по высоте сжатой зоны. Напряжения в стали (в сжатой и в растянутой зоне) находятся с привлечением энергетической теории Мизеса и в соответствии с которой принимаются равными σ_T . Высота сжатой зоны определяется из условия равновесия внутренних усилий в стадии разрушения. В расчете железобетонных брусьев рассматриваются не сами усилия в арматуре, а их проекции на плоскость изгиба, так как стержни арматуры расположены к ней под углом 45° (см. рис. 3.9(а,б)). Величина предельного момента определяется как момент внутренних усилий относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры. Таким образом, высота сжатой зоны и величина предельного момента рассчитываются по следующим формулам:

$$\frac{1}{\sqrt{2}} [R_s A_s + R_{s0} A_{s0} - R_{sc} A'_s - R_{s0c} A'_{s0}] = R_b \cdot c \cdot x ; \quad (3.34)$$

$$M_{кр} = 1,415 \left[R_b \cdot c \cdot x (b_0 - 0,5x) + \frac{1}{\sqrt{2}} (R_{sc} A'_s + R_{s0c} A'_{s0}) \right] \quad (3.35)$$

где R_s, R_{sc} — расчетные сопротивления продольной арматуры бруса соответственно растяжению и сжатию;

$R_{sw}, R_{sa>c}$ — расчетные сопротивления поперечной арматуры бруса соответственно растяжению и сжатию;

A_s, A'_s — площади сечения продольной арматуры бруса, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах;

$A_{sw}, A_{sa>c}$ — площади сечения поперечной арматуры бруса, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах;

a' — расстояние от равнодействующей усилий в сжатой арматуре до ближайшей грани сечения;

c — ширина сечения ($c = h \sqrt{2}$).

При расчете сталебетонных брусьев значение предельного момента определяется как момент внутренних усилий относительно оси, проходящей через центр сжатой зоны. Высоту сжатой зоны и значение предельного момента определяем по формулам:

$$R_s \cdot c \cdot b + 2 R_s \cdot b (b-x) - R_{sc} \cdot c \cdot b - 2 R_{sc} \cdot S \cdot x = R_b \cdot c \cdot x, \quad (3.36)$$

$$M_{кр} = 1,415 R_s c b \left(b - \frac{x}{2} \right) + 2 R_{sc} S x$$

где R_s, R_{sc} — расчетное сопротивление листовой арматуры соответственно растяжению и сжатию;

S — толщина листа оболочки.

Для более точного определения предельного значения момента в сталебетонном бруске предлагается раскрыть контакт между стальной оболочкой и бетонным ядром на основании п.3.1, при этом в растянутой части обоймы принимаются напряжения, равные $S_{ш}$. Расчет производится при помощи программы для ЭВМ, описание и алгоритм которой представлен в п.4.3.

В таблице 3.1 приведены результаты расчетов по предлагаемой методике, сопоставленные с данными эксперимента (в том числе с данными [60]), и с результатами расчета по существующим нормам.

Таблица 3.1

Сопоставление расчетных и экспериментальных данных

Значения предельного крутящего момента, кН-М	Вид образца				
	ЖБ1	ЖБ2	БК-3	СБ1	СБ2
Экспериментальное	3,6	3,94	20,2	24,3	24,3
Определенное по методике СНиП	3,7		18	—	
Определенное по предлагаемой методике	3,8		19	23,5	
Определенное по предлагаемой методике раскрытием контакта между оболочкой и ядром	—		—	22	

Выводы к разделу 3

В данном разделе предложены способы определения напряженно-деформированного состояния сталебетонного элемента прямоугольного сечения, находящегося под действием крутящего момента. Первый способ основан на теории контактируемых тел (оболочки и ядра) [40] и раскрывает картину напряженно-деформированного состояния в поперечном сечении элемента на каждом этапе нагружения. Данный способ дает возможность учесть в расчете эффект обоймы.

Второй способ, основанный на выделении из бруса наклонными сечениями единичного элемента, в котором по направлению главных площадок действуют изгибающие моменты разных знаков, позволяет определять величины главных напряжений (в сечении, составляющим угол 45° с поперечным сечением бруса) и значение предельного крутящего момента.

Кроме того, в третьем разделе предлагается методика расчета на кручение бетонных, железобетонных и сталебетонных брусев. Данная модель расчета, преобразует крутящую нагрузку в изгибающую. Сравнение теоретических значений предельных моментов, определенных по предложенной методике, с экспериментальными показало, что расхождение не превышает 6%.

РАЗДЕЛ 4

ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ

4.1. Примеры использования сталебетонных колонн вместо железобетонных

Как уже было отмечено в п. 1.1, конструкции, имеющие внешнее листовое армирование, имеют ряд преимуществ перед железобетонными: стальная оболочка создает обжимающие усилия в бетоне, что приводит к созданию в нем объемного напряженного состояния, а бетонное ядро, в свою очередь, препятствует местной потере устойчивости оболочки. Все это обеспечивает повышение несущей способности конструкции в целом.

Кроме этого, использование внешней листовой арматуры значительно упрощает технологию изготовления конструкции из бетона и стали, так как в сталебетонных конструкциях рабочая арматура используется в процессе изготовления как опалубка. При этом следует отметить, что при строительстве монолитным способом опалубочные работы являются наиболее трудоемким и сложным процессом, поэтому использование сталебетона позволяет существенно снизить расходы, трудозатраты и сроки строительства.

В настоящее время сталебетонные конструкции незаслуженно забыты, так как в начале 60-ых годов был взят курс на развитие индустрии железобетона, что в свою очередь вызвало пристальное внимание к железобетону отечественных ученых-конструкторов. Поэтому существующие нормы расчета строительных конструкций не содержат методику расчета сталебетона.

Несмотря на это, в силу своей эффективности, конструкции, состоящие из бетонного ядра и стальной оболочки, находят свое

применение в промышленном и гражданском строительстве. В частности, в Кривбассе при строительстве главного корпуса завода "Коммунист" вместо железобетонных колонн применены трубобетонные, что позволило снизить стоимость конструкции на 45% [68]. При строительстве каркаса инженерного корпуса КНЗ также использовались сталебетонные колонны, стоимость строительства при этом снизилась на 40% [68]. В работе проф. Чихладзе Э.Д. [68] на основании теоретических и экспериментальных исследований показана эффективность применения сталебетонных колонн вместо железобетонных, при этом характеристики бетона и стали в сталебетонных колоннах приняты теми же, что и в железобетонных. Результаты этого исследования показывают, что экономия стали составляет в среднем 30-35%, при уменьшении площади поперечного сечения колонн на 20%.

В работе [68] предлагается элементы каркаса промышленного здания (колонны, фермы, балки) выполнять в виде сплошной металлической обоймы замкнутого профиля с бетонным ядром. При этом: — повышение надежности достигается тем, что конструкции, имеющие наружное армирование в виде сплошной стальной обоймы замкнутого профиля, не теряют несущую способность мгновенно, как железобетонные, а приобретая деформации, могут еще выдержать значительную нагрузку, а бетонное ядро препятствует возникновению в оболочке местных потерь устойчивости;

— повышение долговечности достигается за счет снижения усадочных деформаций, поскольку величина усадки бетона в конструкциях, где отсутствует влагообмен между бетоном и внешней средой, весьма незначительна и процесс усадки происходит очень медленно; лучшей сопротивляемости в аг-

рессивных, по отношению к бетону, средах, поскольку бетон защищен облоймой от влияния внешней среды;

- снижение материалоемкости достигается благодаря отсутствию хомутов, планок, закладных деталей, поперечной и монтажной арматуры; использование резервов несущей способности материалов, благодаря повышению, по сравнению с брусковыми конструкциями, эффекта облоймы; отсутствия опалубки, поскольку облойма выполняет роль несъемной опалубки;
- рациональное использование материалов достигается тем, что опирание балок и ферм осуществляется на торцевые поверхности колонн, вследствие чего нагрузка передается на бетон и сталь одновременно; бетонное ядро имеет повышенную, по сравнению с обычным железобетоном прочность, вследствие обжатия, создаваемого облоймой; металлическая облойма, заменяя стержневую арматуру, выполняет функции поперечного и продольного армирования, воспринимая усилия во всех направлениях; бетонное ядро препятствует потере местной и общей устойчивости облоймы;
- повышение огнестойкости, по сравнению с металлическим каркасом, достигается за счет наличия в металлической облойме бетонного ядра.

Экономический эффект был также достигнут благодаря использованию сталебетонных колонн при строительстве станции Харьковского метрополитена "Научная" (рис.4.1).

С целью повышения надежности, сопротивляемости динамическим воздействиям, а также снижения трудоемкости изготовления на Константиновской ГАЭС было предложено [68] изготавливать колонны статора обратимой гидромашины из сталебетона (рис.4.2).

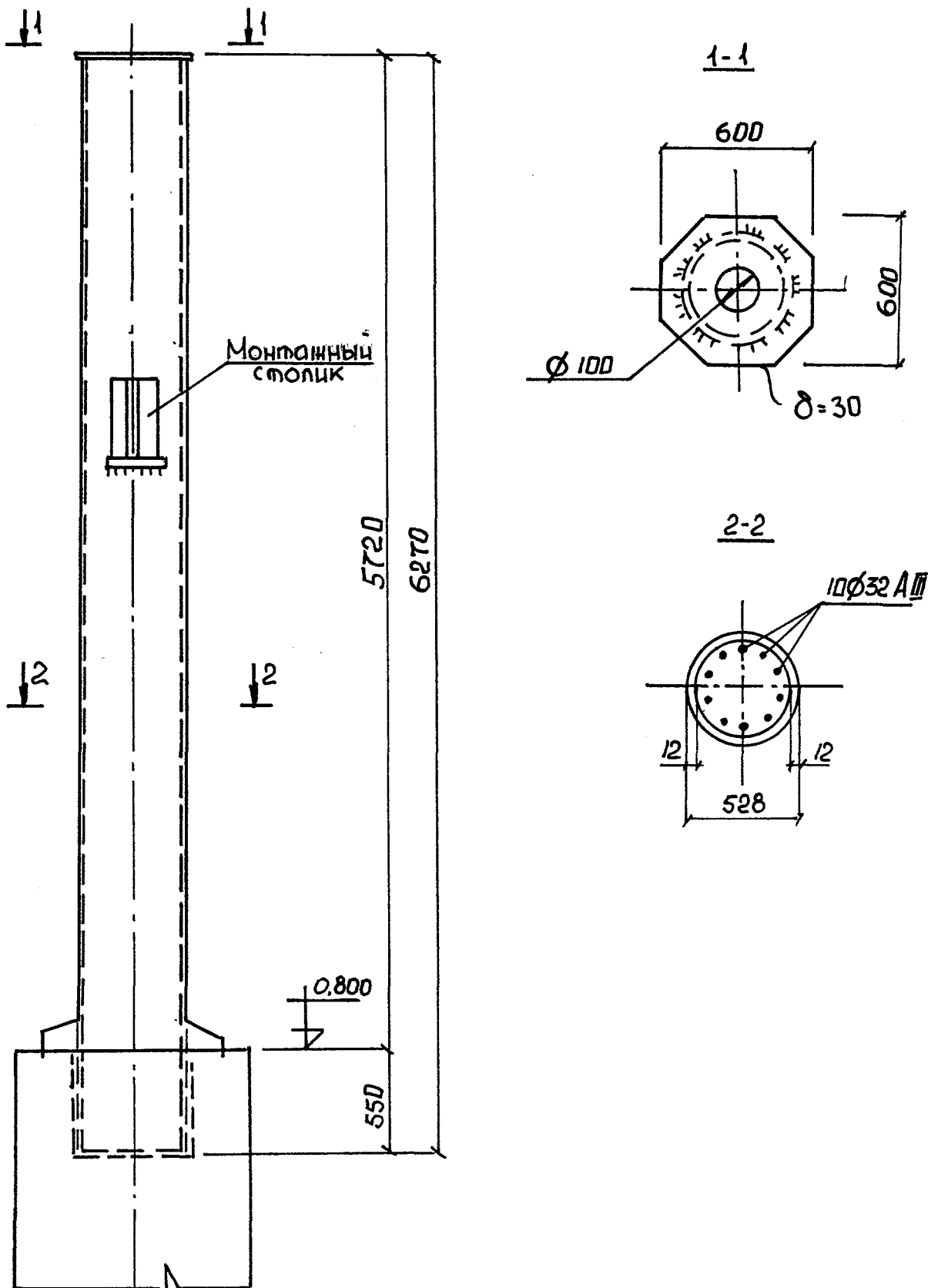


Рис. 4.1. Конструкция колонны

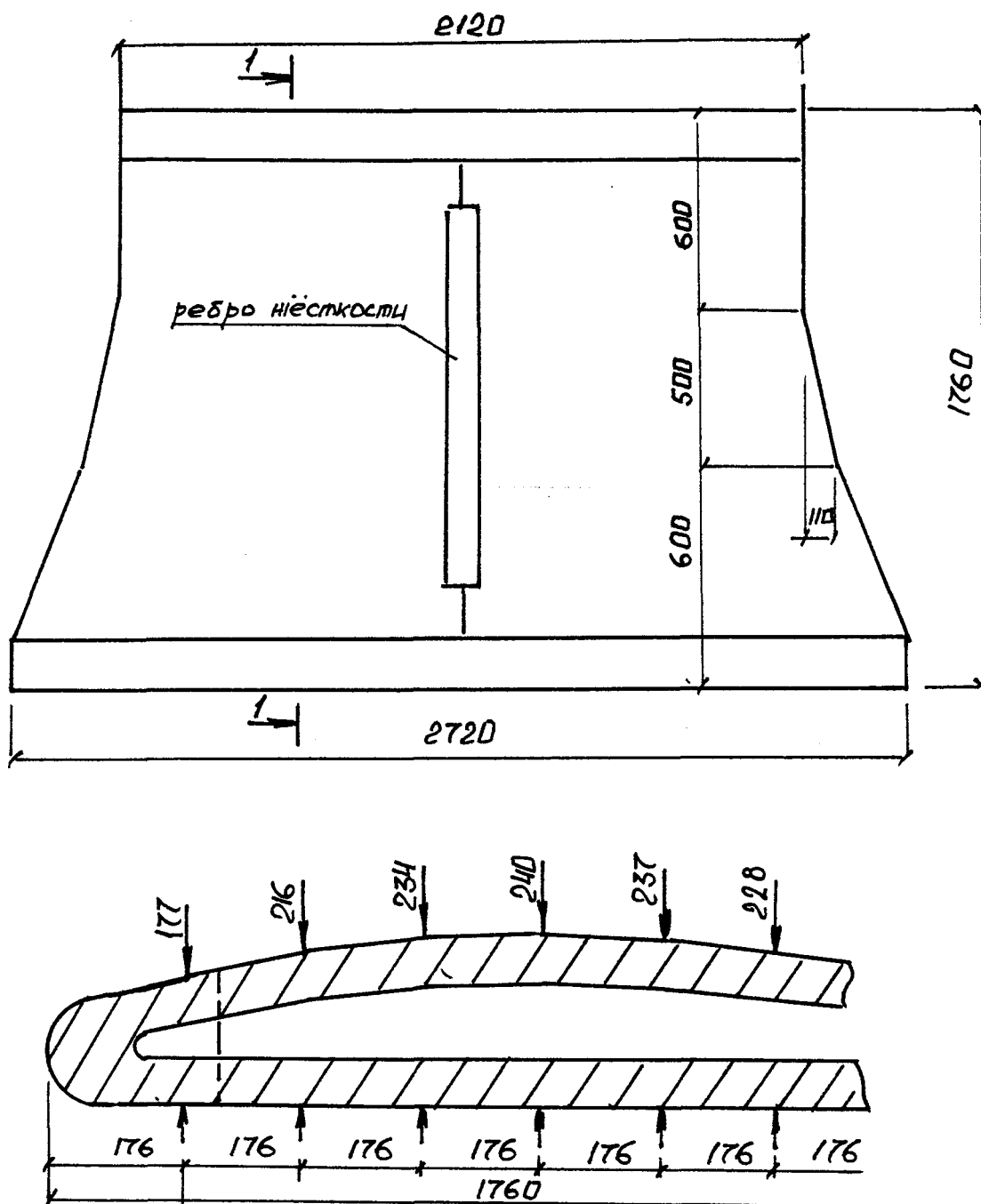


Рис. 4.2. Колонна статора

4.2. Предлагаемый сталебетонный элемент

Предлагается сталебетонный элемент колонны прямоугольного поперечного сечения каркаса главного корпуса тепловой электростанции (рис. 4.3), имеющий внешнюю листовую опалубку-арматуру,

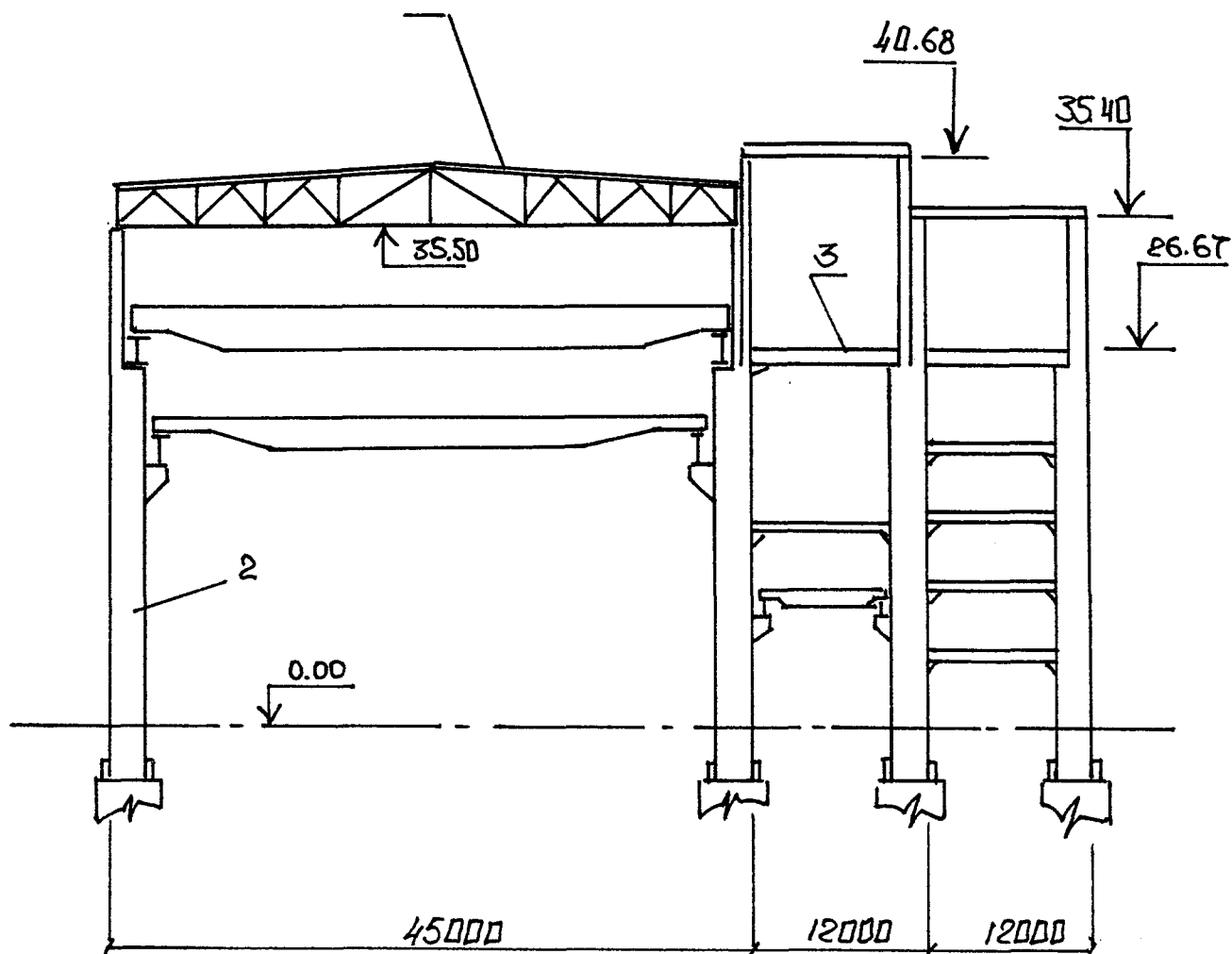


Рис. 4.3. Каркас машинного отделения ТЭС. Элементы каркаса:

- 1 — фермы; 2 — сталебетонные колонны;
3 — поперечные балки

усиленную прокатным уголком (рис.4.4). Арматура-опалубка собирается при помощи сварки из отдельных щитов, укрепленных по контуру и по диагоналям уголком, который при монтаже конструкции

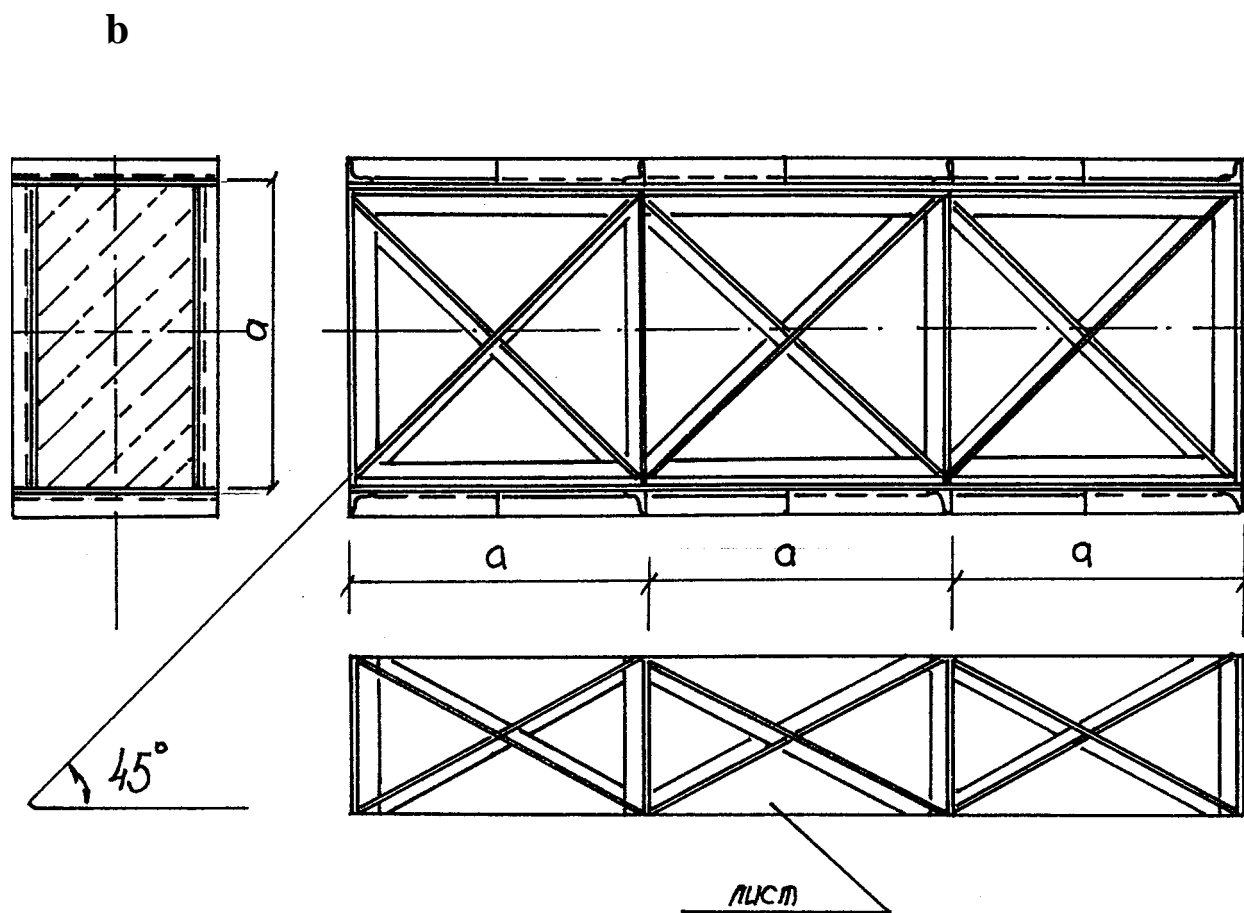


Рис. 4.4. Сталобетонный элемент колонны каркаса тепловой электростанции

выполняет роль ребер жесткости, не позволяя бетонной смеси при укладке распирает листовую арматуру, а в дальнейшем воспринимает рабочую нагрузку. Арматура-опалубка при полной сборке образует пространственную ферму-каркас, усиленную бетонным ядром. Поперечная уголкового арматура образует хомуты, обеспечивая тем самым дополнительное обжатие бетонного ядра, которое, находясь в замкнутой обойме, претерпевает трехосное напряженное состояние, благотворно влияющее на его несущую способность. Арматура максимально удалена от центра тяжести сечения, обеспечивая максимальное значение момента сопротивления. Диагонально расположенная

на щитах уголкового арматура воспринимает дополнительно с листом главные растягивающие и сжимающие напряжения при возникающей крутящей нагрузке, которую необходимо учитывать при расчете элементов колонн каркаса.

Появление в колоннах крутящего момента обусловлено множеством причин: например, таких как неточность сборки каркаса, смещение опоры, ветровая нагрузка и т.д. Такой причиной также может служить возникновение усилия вдоль или поперек подкрановой балки от торможения крана или соответственно тележки крана (рис.4.5), достигающего в некоторых случаях значения 1,5 кН.

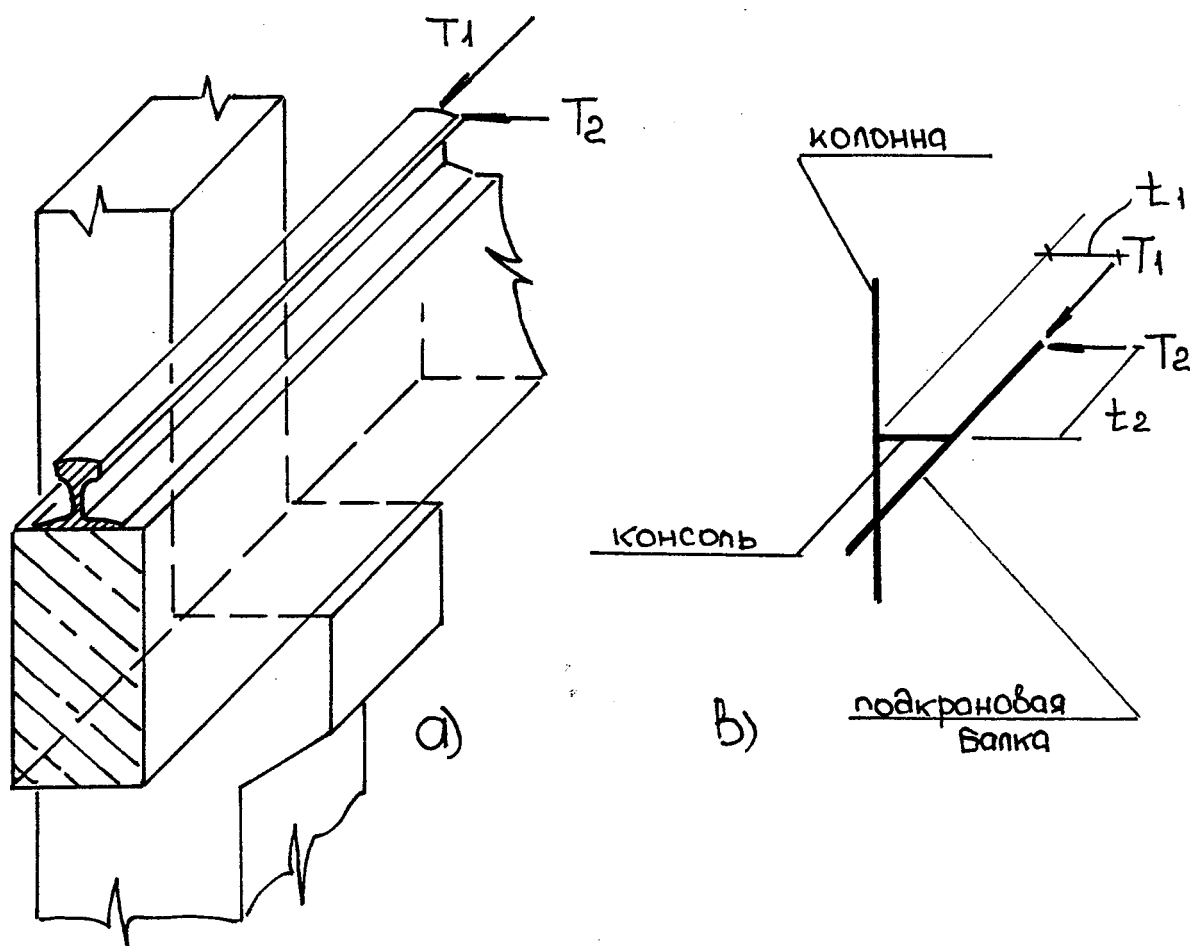


Рис. 4.5. Схема передачи крутящей нагрузки на колонну (а),
расчетная схема колонны (б)

Для сопряжения колонн с ригелем, распоркой и смежными элементами колонны предусматривается дополнительное внутреннее армирование в месте стыка с выводом стержней арматуры наружу с целью крепления консоли, которая изготавливается из листовой стали.

В целях иллюстрации экономической эффективности выполним сравнение железобетонного элемента колонны со сталебетонным, находящимся под действием крутящей и изгибающей нагрузки. Сравнение осуществляем на основании методики СНиП [59] по следующей схеме: определяется предельная нагрузка для сталебетонного элемента, при этом листовая арматура в расчете приводится к стержневой, "размазанной" по контуру сечения, а затем, используя полученное для сталебетона значение предельного момента, решается обратная задача, т.е. определяется необходимое количество арматуры для железобетонного элемента с теми же размерами сечения и прочностными характеристиками материалов, способного воспринимать аналогичную нагрузку. С целью определения случая, при котором эффективность максимальна, расчет повторяем, варьируя соотношение размеров поперечного сечения, соотношение действующего изгибающего и крутящего моментов, прочностные характеристики бетона и стали.

В качестве оценивающего критерия введем коэффициент эффективности сталебетона $\eta_{\text{ст}}$, который определяется по следующей формуле:

$$\eta_{\text{ст}} = \frac{M_{\text{ст}}}{M_{\text{жб}}}$$

где $M_{\text{ст}}$, $M_{\text{жб}}$ — предельные значения крутящих моментов соответственно для сталебетонного и железобетонного элементов, оценивающие прочность элементов, работающих при кручении с изгибом.

Расчет по предложенной методике показал, что $u^3\#$ не зависит от прочностных характеристик стали и бетона, а также от величины соотношения изгибающего и крутящего моментов %. Коэффициент эффективности $nf\%$ зависит только от соотношения размеров сторон сечения h/b . Результаты расчетов представлены в таблице 4.1, на основании которой построена графическая зависимость экономического эффекта, выраженного в % экономии стали, от h/b (рис.4.6).

Таблица 4.1

Результаты сравнения сталебетонных элементов с железобетонными

Соотношение размеров сторон сечения элементов h/b	1	1,5	2	2,5	3
Соотношение объемов стали в железобетонном и сталебетонном элементах <i>уЖІб 1 уС.б.</i>	1,70	1,60	1,50	1,46	1,42
Экономия стали, %	42	34	32	31	30

h/b

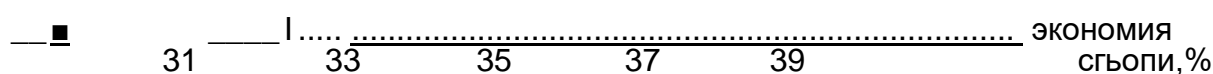


Рис. 4.6. Зависимость экономического эффекта от соотношения сторон сечения элемента

Анализ этой зависимости показывает, что экономический эффект максимален при квадратном поперечном сечении элемента.

Таким образом, из рисунка 4.6 видно, что при использовании сталебетонных колонн в каркасах зданий вместо железобетонных экономится в среднем 30-40% стали.

4.3. Алгоритм и программа расчета сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при кручении

Машинная реализация расчета напряженно-деформированного состояния сталебетонных элементов прямоугольного поперечного сечения осуществлена на языке Фортран. Время расчета для одного деформированного состояния на ЭВМ с процессором частотой 100-130 МГц не превышает 30 сек.

Схема расчетов построена в соответствии с п.3.1 и п.3.3, где крутящая нагрузка сводится к изгибающей. Структура и логическое построение программы соответствуют схеме алгоритма, приведенной на рисунке 4.7.

Программа состоит из основной программы и пакета подпрограмм.

Решение задачи напряженно-деформированного состояния сталебетонного элемента производится методом итераций при поэтапном нагружении элемента. Вынужденная продольная деформация, соответствующая изгибающему моменту, определяется кривизной сечения элемента.

Переход к крутящему моменту осуществляется на основании формулы (3.32).

На каждом этапе нагружения определяются нормальные и касательные контактные силы, напряженное состояние ядра, величины

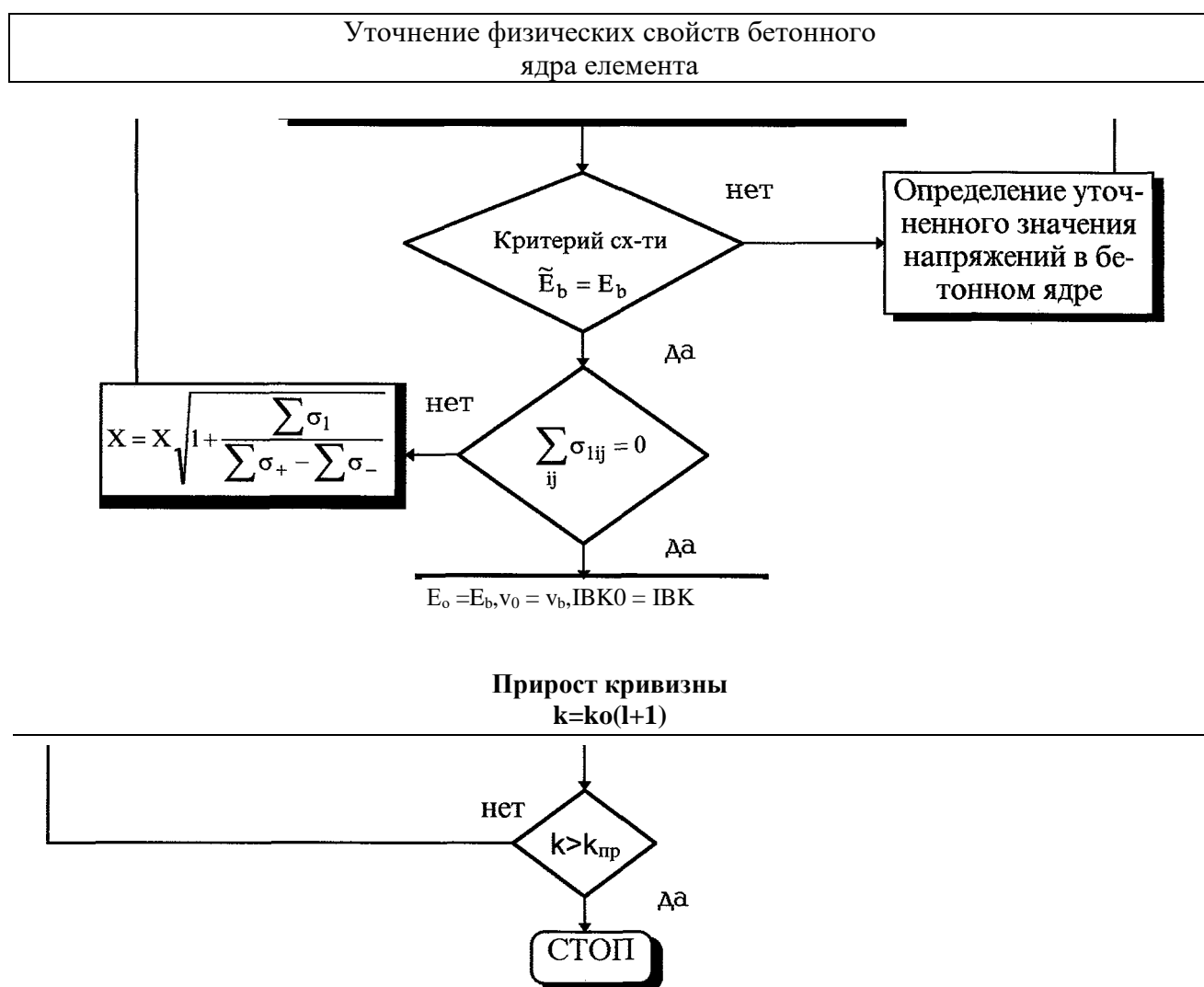
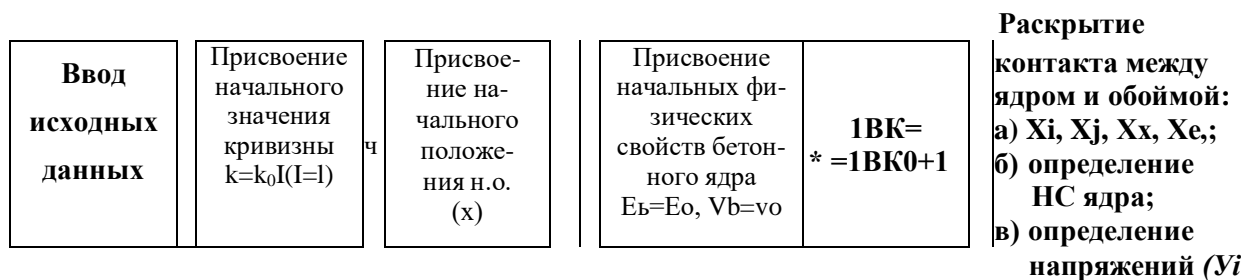


Рис. 4.7. Алгоритм программы

главных напряжений. Элементы сечения, в которых главные растягивающие напряжения достигают предельных значений, выключаются из работы. Также исключаются контактные силы, превышающие силы сцепления между бетоном и обоймой.

Расчет заканчивается при достижении текучести в растянутой части обоймы.

Имена основных переменных, используемых в программе, приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2

Список переменных

Идентификатор	Размерность	Тип	Смысловое значение
<i>UES</i> (<i>PUS</i>)		<i>real</i>	Модуль упругости (коэффициент поперечных деформаций) стальной оболочки
<i>UEB</i> (<i>PUB</i>)	(<i>NP1</i> , <i>MP2</i>)	<i>real</i>	Модуль упругости в узлах сетки МКР бетонного ядра (коэффициент поперечных деформаций); $NP1=n+1$, $MP2=m+2$, где пхд? — размерность сетки
<i>SST</i>		<i>real</i>	Предел текучести стальной оболочки
<i>RB</i> (<i>RBT</i>)		<i>real</i>	Прочность бетона при одноосном сжатию (растяжении)
<i>DT</i>		<i>real</i>	Толщина стальной оболочки
<i>AM</i> , <i>BM</i>		<i>real</i>	Размеры поперечного сечения элемента
<i>NLK</i>		<i>integer</i>	Показатель функционирования контактной связи ($NKL = 0$ — связь не работает, $NKL = 1$ — связь работает)
<i>NT</i>		<i>integer</i>	Число узлов сетки МКР
<i>N</i> (<i>N2</i>)		<i>integer</i>	Максимальное число контактных связей ($N2 = N / 2$)
<i>NM</i> (<i>MM</i>)		<i>integer</i>	Размерность сетки МКР
<i>LL</i>		<i>integer</i>	Число рабочих связей по контакту
<i>RKXO</i>		<i>real</i>	Прирост кривизны
<i>XX</i>		<i>real</i>	Расположение нейтральной оси в поперечном сечении изгибающегося элемента
<i>IRKX</i>		<i>integer</i>	Шаг кривизны

Идентификатор	Размерность	Тип	Смысловое значение
AS (AC)	(N, N)	<i>real</i>	Перемещения от единичных сил в стальной оболочке (ядре); N — число неизвестных метода сил
BS (BC)	(N)	<i>real</i>	Перемещения от внешней нагрузки в стальной оболочке (ядре)
FIK (DFIK)	$(N, N2)$	<i>real</i>	Функция напряжений (ее производная) на контуре бетонного ядра; $N2 = N/2$.
A	(NT, NT)	<i>real</i>	Матрица коэффициентов СЛАУ МКР (плоская задача); $NT = n \times m$.
B	(NT)	<i>real</i>	Вектор-столбец свободных членов СЛАУ МКР.
ASB (ASR)	(N, N)	<i>real</i>	$ASB = AS-AC$ — матрица коэффициентов СЛАУ метода сил (то же с учетом выключ. связей)
BSB (BSR)	(N)	<i>real</i>	$BSB = BC-BS$ — вектор-столбец свободных членов СЛАУ метода сил (то же с учетом выключения связей)
F1, F2, F3	$(NP1, MP2)$	<i>real</i>	Функции физических свойств ядра в узлах сетки МКР
FI	$(NP3, MP3)$	<i>real</i>	Функция напряжений в узлах сетки; $NP3 = n+3, MP3 = m+3$
SX, SY, SXY (SI, S2, S3)	$(NP1, MP1)$	<i>real</i>	Напряжения в ядре в ортогональной системе координат (то же — в главной)
WEBX, WEBY, WEBXY	$(NP1, MP1)$	<i>real</i>	Компоненты тензора деформаций в узлах сетки МКР
RFIK (RDFIK)	$(N, N2)$	<i>real</i>	Значения функции напряжений (ее производной) на контуре ядра с учетом отключенных контактных сил
SPR	$(NP1, MP1)$	<i>real</i>	Предельные напряжения, воспринимаемые бетоном в продольном направлении

Идентификатор	Размерность	Тип	Смысловое значение
<i>IBK</i> <i>(IBK0)</i>	<i>(NP1, MP1)</i>	<i>integer</i>	Показатель, фиксирующий образование трещины в продольном направлении
<i>ALFA</i>	<i>(NP1, MP1)</i>	<i>real</i>	Углы наклона главных площадок в плоскости действия напряжений <i>S1, S2</i>
<i>UEB0,</i> <i>UEB1,</i> <i>PUB0,</i> <i>PUB1</i>	<i>(NP1, MP2)</i>	<i>real</i>	Вспомогательные массивы

Функциональное описание подпрограммы дано в таблице 4.3.

Таблица 4.3

Перечень подпрограмм и их функциональное назначение

Название	Параметры		Функциональное назначение
	исходные	результаты	
<i>DINP</i>	—	Исх. данные	Ввод исходных данных
<i>ART</i>	<i>SI, S2, S3,</i> <i>RB</i>	<i>UEB, PUB,</i> <i>SPR</i>	Определение параметров деформирования бетонного ядра в соответствии с заданным напряженным состоянием
<i>CONFI</i>	<i>AM, BM,</i> <i>N, N2,</i> <i>MM, XX</i>	<i>FIK, DFIK</i>	Определение функции напряжений ϕ и ее производной $\partial\phi/\partial n$ на контуре ядра
<i>COLREG</i>	<i>F1, F2,</i> <i>F3, CX</i>	<i>A</i>	Формирование разрешающих уравнений МКР плоской задачи с переменными параметрами деформирования
<i>GRANSM</i>	<i>A</i>	<i>A</i>	Наложение условий вдоль оси симметрии сечения элемента

Продолжение таблицы 4.3

Название	Параметры		Функциональное назначение
	исходные	результаты	
<i>FRECON</i>	<i>A, FIK, DFIK, IJ</i>	<i>A, B</i>	Наложение условий на контуре бетонного ядра для нагруженного состояния <i>IJ</i>
<i>GRANKN</i>	<i>A</i>	<i>A</i>	Формирование матрицы СЛАУ
<i>SLINAL</i>	<i>NT, LS, A'B</i>	<i>B</i>	Решение СЛАУ с учетом ленточной структуры (на выходе вектор-столбец свободных членов заменяется на вектор решений)
<i>FUNKFI</i>	<i>B, FIK, DFIK, IJ, DELX, DELY</i>	<i>FI</i>	Формирование функции напряжений в бетонном ядре
<i>STRESS</i>	<i>FI'UEB, PUB, DELX, DELY</i>	<i>SX, SY, SXY, WEBX (Y), WEBXY</i>	Определение напряжений и деформаций в бетонном ядре (в узлах сетки МКР)
<i>PERCON</i>	<i>WEBX (Y), WEBXY, XX' IJ, DELX (Y)</i>	<i>AC</i>	Определение перемещений точек контура ядра от единичных сил состояния <i>IJ</i>
<i>PERSHL</i>	<i>UES, DT, N, NM, MM, AM, BM, XX, PUS</i>	<i>AS</i>	Определение перемещений в оболочке от единичных сил всех состояний

Продолжение таблицы 4.3

Название	Параметры		Функциональное назначение
	исходные	результаты	
<i>BCCON</i>	<i>NM, MM, N, AM, BM, PUB, RKX, XX</i>	<i>WEBZ, BC, BS</i>	Определение продольных деформаций элемента (<i>WEBZ</i>) и поперечных перемещений (<i>BC,BS</i>) от внешнего воздействия
<i>SLINI</i>	<i>LL, NDIM, ASR, BSR</i>	<i>BSR</i>	Решение СЛАУ метода сил с переменной размерностью
<i>PRACAS, INDF, INDSYS</i>	—	—	Вспомогательные подпрограммы

На основании программы произведен расчет сталебетонного элемента, который имеет те же размеры поперечного сечения и прочностные характеристики материалов, что и экспериментальный образец (см. раздел 2.1). Результаты расчета представлены в приложении В. Сравнение расчетных данных с экспериментальными показывает, что расхождение составляет 6%.

Выводы к разделу 4

В данном разделе на примерах показана целесообразность использования в строительстве сталебетонных колонн вместо железобетонных.

Предложен сталебетонный элемент колонны каркаса главного корпуса ТЭС, способный воспринимать значительную крутящую и изгибающую нагрузку.

Разработана программа расчета сталебетонного элемента прямоугольного сечения на кручение, на основании которой произведен расчет экспериментального сталебетонного бруса. Сопоставление полученных результатов с экспериментальными показало, что расхождение не превышает 6%.

ВЫВОДЫ

В работе изложены результаты экспериментальных и теоретических исследований прочности сталебетонных элементов прямоугольного поперечного сечения при кручении.

Проведенный анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. Анализ существующих методов расчета сталебетонных конструкций показал, что вопросы расчета сталебетонных элементов прямоугольного поперечного сечения на прочность при кручении изучены недостаточно.
2. Экспериментальные исследования сталебетонных, железобетонных и сталежелезобетонных брусьев прямоугольного поперечного сечения показали, что внешнее армирование сплошной металлической оболочкой бетонных и железобетонных брусьев позволяет увеличить несущую способность при кручении в 5-7 раз.
3. При кручении брусьев прямоугольного сечения максимальные деформации возникают на большей стороне поперечного сечения, в углах деформации равны нулю.
4. Сталебетонные и сталежелезобетонные брусья (при испытании) практически не удается разрушить; после достижения предельного крутящего момента они способны воспринимать долгое время нагрузку, равную $(0,85-0,9) M_{np}$ при значительном росте деформаций.
5. Трещины в бетонном ядре сталебетонных образцов располагаются винтообразно по всей длине бруса и составляют угол равный 45° с продольной осью образца.
6. Разработан способ определения напряженно-деформированного состояния сталебетонного элемента прямоугольного поперечного сечения при кручении, основанный на раскрытии контакта между

стальной оболочкой и бетонным ядром, находящимся в условиях объемного напряженного состояния.

7. Разработан способ определения напряженно-деформированного состояния сталебетонного элемента, выделенного из бруса наклонными сечениями.
8. На основании анализа схемы трещинообразования в бетонном ядре предложена схема предельного равновесия для определения несущей способности бетонного, железобетонного и сталебетонного бруса при кручении.
9. Сравнение железобетонных элементов прямоугольного сечения при кручении со сталебетонными показало, что использование сталебетонных конструкций позволяет сэкономить в среднем 30-35% стали.
10. Предложена конструкция сталебетонного элемента, способного воспринимать значительные крутящие и изгибающие воздействия.
11. Разработана программа расчета сталебетонного элемента прямоугольного сечения на прочность при кручении.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ источников

1. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием. — Киев: Будівельник, 1984. — 88 с.
2. Ефименко В.И. Труبوبетонные конструкции, работающие на изгиб // Сб. тр. конф. "Сталежелезобетонные конструкции: исследование, проектирование и строительство". — Кривой Рог. — 1996. — С. 9-10.
3. Ефименко В.И., Самборский А.С., Харченко С.А. Особенности работы изгибаемых конструктивных элементов из труبوبетона квадратного поперечного сечения // Там же. — С. 18-19.
4. Скоробогатов С.Н., Богаров В.П. Легкобетонные плиты с внешним листовым армированием // Бетон и железобетон. — 1991. — №6. — С. 4-6.
5. Думный В.Н. Неиспользованные резервы строительных конструкций // Промышленное строительство. — 1979. — №10. — С. 11-12.
6. Додонов М.И., Бактыгулов К.Б. Сборно-монолитное перекрытие со стальным профилированным настилом // Бетон и железобетон. — 1988. — №4. — С. 7-9.
7. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. — М.: Госстройиздат, 1962. — 92 с.
8. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Расчет сталебетонного элемента прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии // Бетон и железобетон. — 1993. — №3. — С. 13-16.
9. Яшин Л.В. Неодноосное напряженно-деформированное состояние бетона // Прочность, структурные изменения и деформативность бетона. - М.: Стройиздат, 1978. — С. 196-222.
10. Касимов Р.Г. Прочность и деформативность бетона при трехосном сжатии: Автореф. дис. ... канд. тех. наук. — М., 1977. — 20 с.

11. Васильев А.П., Голосов В.Н., Байдильдинова Г.К. Исследование несущей способности железобетонных колонн с внешним уголковым армированием // Промышленное строительство. — 1979. — №10. — С. 14-16.
12. Лукша Л.К., Мацкевич А.С., Мордич А. И. Сжатие элементов с косвенной листовой арматурой // Бетон и железобетон. — 1989. — №1. — С. 28-30.
13. Глазунов Ю.В. Влияние способа приложения внешней продольной нагрузки на несущую способность сталебетонных коротких колонн прямоугольного сечения: Автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 /ХарГАЖТ. — Харьков, 1997. — 21 с.
14. Росновский В.А. Трубобетон в мостостроении. — М.: Трансжелдориздат, 1963. — 109 с.
15. Пермяков В.А. Сталебетонные опорные стойки морских стационарных платформ // Сб. тр. конф. "Сталежелезобетонные конструкции: исследование, проектирование и строительство". — Кривой Рог. — 1996. — С. 13.
16. Семко А.В., Ефименко Д.А., Кортушов П.Г. Строительство из трубобетонных конструкций // Там же. — С.20.
17. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. — Минск: Высшая школа, 1977. — 96 с.
18. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. — К.: Будівельник, 1978. — 80 с.
19. Стороженко Л.И., Ефименко В.И., Плахотный П.И. Изгибаемые трубобетонные конструкции. — К.: Будівельник, 1984. — 100 с.
20. Долженко А.А. Исследование сопротивления трубобетона внецентренному сжатию и поперечному изгибу // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. — 1965. — №1. — С. 34-36.
21. Долженко А.А. Усадка бетона в трубчатой обойме // Бетон и

- железобетон. — 1960. — №8. — С. 353-358.
22. Долженко А.А. Исследования сопротивления трубобетона осевому сжатию // Сб. трудов Воронежского ИСИ "Теория сооружений и конструкций", вып.1. — 1964. — №10. — С. 3-23.
23. Санжаровский Р.С. Несущая способность сжатых трубобетонных стержней // Бетон и железобетон. — 1971. — №11. — С. 27-28.
24. Трулль В.А., Санжаровский Р.С. Вопросы расчета несущей способности трубобетонных стержней // Докл. II науч. конф, молодых ученых-строителей. — ЛИСИ, 1967. — С. 5-18.
25. Людковский И.Г., Фонов В.М., Кузьменко С.М., Самарин С.И. Сталебетонная ферма из гнутосварных профилей // Бетон и железобетон. — 1982. — №7. — С. 30-31.
26. А.С. СССР №1647110. Рама каркаса промышленного здания. / Чихладзе Э.Д. // Бюлл. изобр. — 1991. — №17.
27. А.С. СССР № 1675515. Сталебетонные фермы покрытия. / Чихладзе Э.Д. // Бюлл. изобр. — 1991. — №32.
28. А.С. СССР № 1668588. Стержневой элемент. / Уткин В.С. // Бюлл. изобр. — 1991. — №29.
29. А.С. СССР № 1670038. Сборный элемент. / Джантимиров Х.А. // Бюлл. изобр. — 1991. — №30.
30. Переяславцев Н.А. Брусковые конструкции с внешним армированием уголками // Промышленное строительство. — 1975. — №10. — С. 13-14.
31. Чихладзе Э.Д., Жакин А.И., Веревичива М.А. Исследование процесса разрушения бетона в условиях высокотемпературного нагрева // Сб. докл. Междунар. конф. "Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. Технология сборного и монолитного железобетона". — Том 2. — Минск: НПФ "Рансо". — 1998. — С.237-243.

32. Веревичива М.А. Исследование процесса разрушения бетонных и сталебетонных конструкций при интенсивных температурных воздействиях: Автореф. дис. ... канд.техн. наук: 05.23.01/ХарГАЖТ. — Харьков, 1997. — 18 с.
33. Долженко А.А. Исследование сопротивления трубобетона внецентренному сжатию и поперечному изгибу // Строительство и архитектура. — 1965. — №1. — с. 34-36.
34. Самборский А.С. Расчетгибаемых трубобетонных элементов квадратного поперечного сечения // Сб. тр. конф. "Сталежелезобетонные конструкции: исследование, проектирование и строительство". — Кривой Рог. — 1996. — С. 31.
35. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. — М.: Госстройиздат, 1949. — 280 с.
36. Семененко Я.П. Определение несущей способности бетонного ядра, заключенного в стальную обойму // Бетон и железобетон. — 1960. — №3. — С. 125-129.
37. Фонов В.М., Людковский И.Г., Нестерович А.П. Прочность и деформативность трубобетонных элементов при осевом сжатии // Бетон и железобетон. — 1989. — №1. — С. 4-6.
38. Кикин А.И., Санжаровский О.С., Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. — М.: Госстройиздат, 1974. — 144 с.
39. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит // Строительная механика и расчет сооружений. — 1990. — №2. — С. 22-26.
40. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Расчет сталебетонных элементов на прочность при изгибе и внецентренное сжатие // Известия ВУЗов. Строительство. — 1992. — №1. — С. 6-10.
41. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д., Салам А. Расчет сталебетонных

- элементов прямоугольного сечения на прочность при внецентренном сжатии и изгибе // Строительная механика и расчет сооружений. — 1992. — №3. — С. 9-17.
42. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. — М.: Стройиздат, 1996. — 416 с.
43. Стороженко Л.И. Объемно-напряженно-деформированное состояние железобетона с косвенным армированием: Автореф. дис. ... д-ра техн. Наук: 05.23.01. — Кривой Рог, 1985. — 48 с.
44. Стороженко Л.И. Железобетонные конструкции с внешним армированием. — К.: УМКВО, 1989. — 99 с.
45. Стороженко Л.И. Расчет трубобетонных конструкций. — К.: Будівельник, 1991. — 120 с.
46. Бондаренко В.М., Шагин А.Л. Расчет эффективности многокомпонентных конструкций. — М.: Стройиздат, 1987. — 175 с.
47. Гениев Г.А., Кисюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1974. — 316 с.
48. Яшин А.В. Критерий прочности и деформирования бетона при простом нагружении для различных видов напряженного состояния // Труды ин-та НИИЖБ "Расчет и конструирование железобетонных конструкций". — 1977. — Вып. 39. — С. 48-57.
49. Кириленко В.Ф. Напряженное состояние изгибаемых коробчатых элементов, выполненных из изотропных и конструктивно-анизотропных материалов // Строительная механика и расчет сооружений. — № 6. — М., 1983. — С. 63-66.
50. Кириленко В.Ф., Беляев В.Ф., Емельянов Б.Н. Напряженно-деформированное состояние и расчет прочности балок с вертикальной гофрированной стенкой // Строительная механика и расчет сооружений. — 1989. — № 6. — С. 12-15.
51. Кириленко В.Ф. Напряжения при локальных нагрузках в тонко-

- стенных балках с конструктивно анизотропными стенками // *Механика композитных материалов*. — 1980. — № 1. — С. 73-77.
52. Хан Х. Теория упругости. — М.: Мир, 1988. — 332 с.
53. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. — М.: Стройиздат, 1949.
54. Токарева О.Н., О возможности моделирования упругопластического кручения стержней: Автореф. дис. ... канд. тех. наук. — К., 1972. — 18 с.
55. Козлов В.Т. Экспериментальное исследование деформаций при свободном и стесненном кручении некруговых стержней: Автореф. дис. ... канд. тех. наук. — Одесса, 1953. — 20 с.
56. Чистова Т.П. Исследование деформативности железобетонных элементов прямоугольного сечения при кручении и при совместном действии изгиба, крутящего момента и поперечной силы: Автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01/НИИЖБ. — М., 1973. ■ — 22 с.
57. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1985. — 728 с.
58. Базоев О.К. Прочность приопорных участков железобетонных балок прямоугольного сечения, испытанных на интенсивное кручение: Автореф. дис. ... канд. тех. наук. — М., 1983. — 23 с.
59. СНиП 2.03.01 - 84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. — 79 с.
60. Расчет железобетонных конструкций. Экспериментально-теоретические исследования по усовершенствованию расчета. — М.: НИИЖБ, 1961. — С. 232-239.
61. Шимановский А.В., Васягин Р.В., Пуляев В.А., Мошкин Л. Применение проектно-вычислительного комплекса SCAD к исследованию объектов атомной энергетики // САПР и графика. — 1997. — №10. — С. 91-95.

62. Шімановський А.В., Карпіловський В.С., Криксунов Е.З. Проектно-обчислювальний комплекс SCAD — інструмент для створення нових технологій дослідження об'єктів атомної енергетики // Будівництво України. — 1998. — №1. — С. 37-40.
63. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при неодноосных напряженных состояниях. — М.: НИИЖБ, 1985. — С. 72.
64. Абобский Н.П., Андреев Н.П., Деруга А.П., Севченко В.И. Численные методы в теории упругости и теории оболочек. — Красноярск: КГУ, 1986. — 384 с.
65. Филоненко-Бородич М.М. Теория упругости. — М.: Гостехиздат, 1947. — 203 с.
66. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Теория деформирования сталебетонных плит // Межвузовский сб. науч. трудов "Совершенствование методов расчета и проектирования конструкций и сооружений". — Харьков, 1996. — С. 4-39.
67. Шагин А.Л. К расчету бетонных и железобетонных конструкций в условиях сложного напряженного состояния // Тез. докл. науч. конф. "Прогрессивные конструктивные решения в промышленном и гражданском строительстве Харьковской области". — Харьков, 1970. — С.142-143.
68. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения: Дис. ... д-ра т. наук: 05.23.01/ВЗИСИ. — М., 1985. — 300 с.

Приложение А

Диаграммы $M - \epsilon$ для датчиков экспериментальных образцов

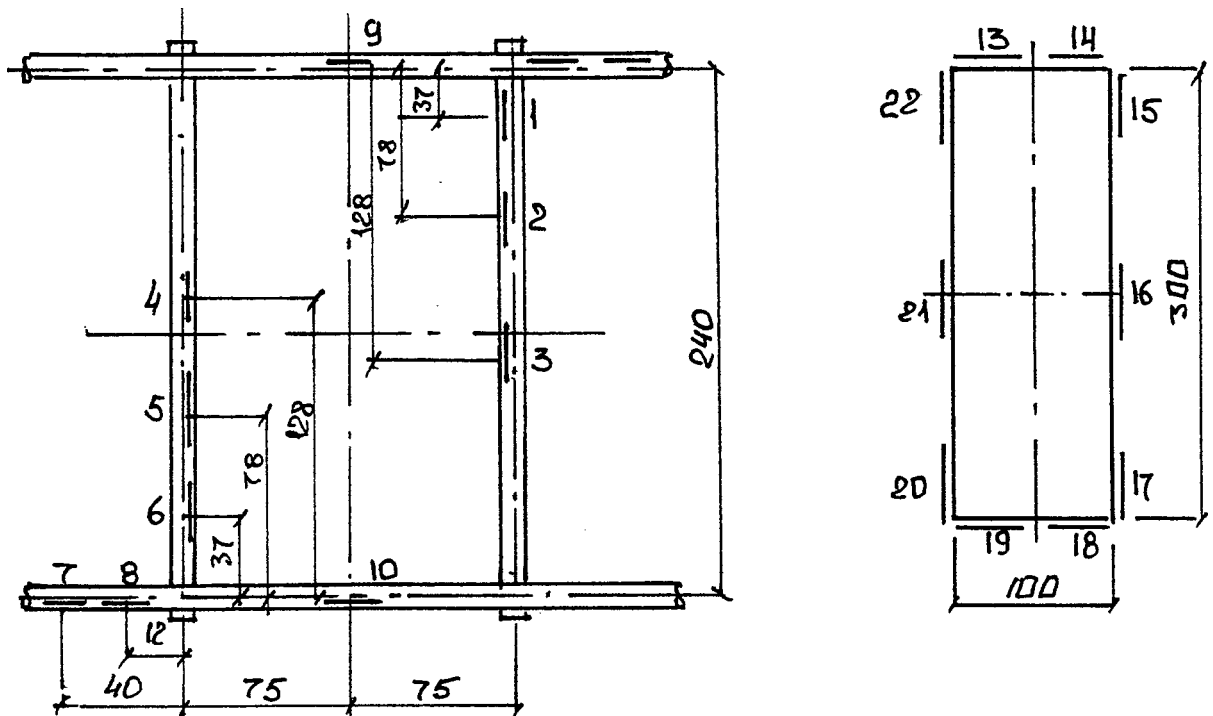
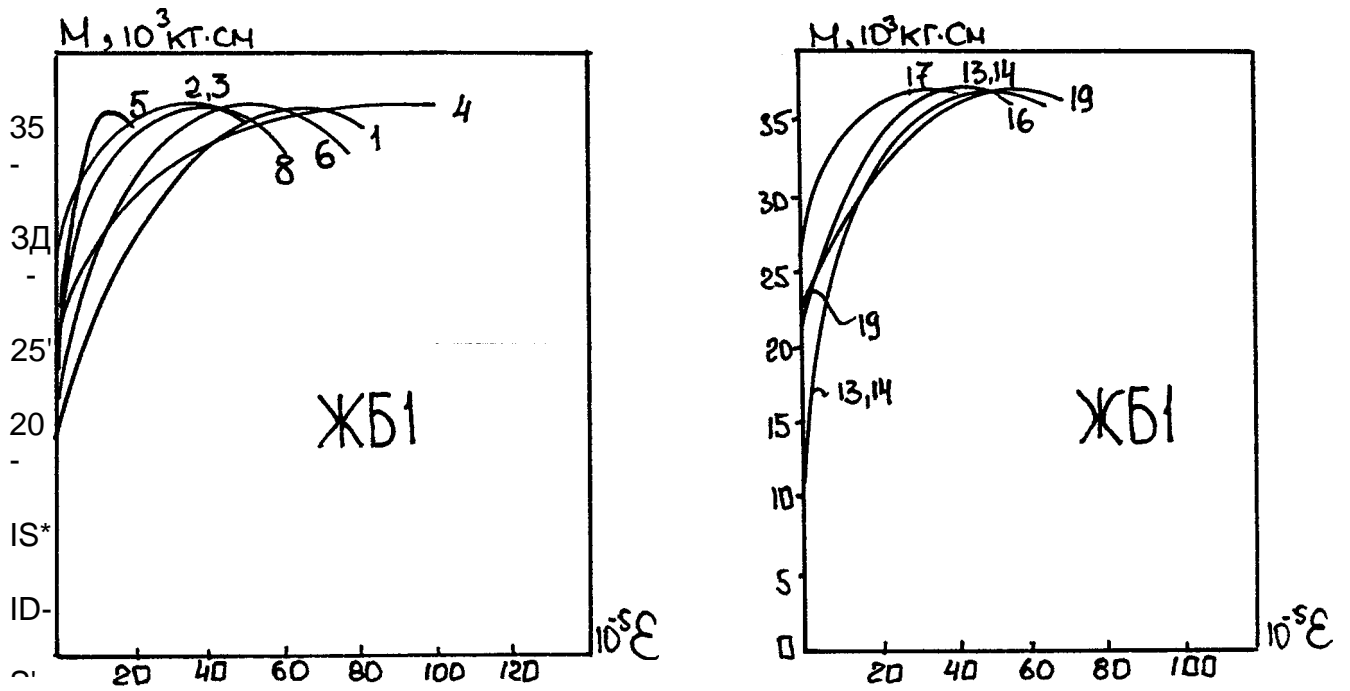


Рис. А.1. Диаграммы $M - \epsilon$ для датчиков железобетонного образца ЖБ1 (а) и ЖБ2 (б); схемы расположения датчиков (в, г)

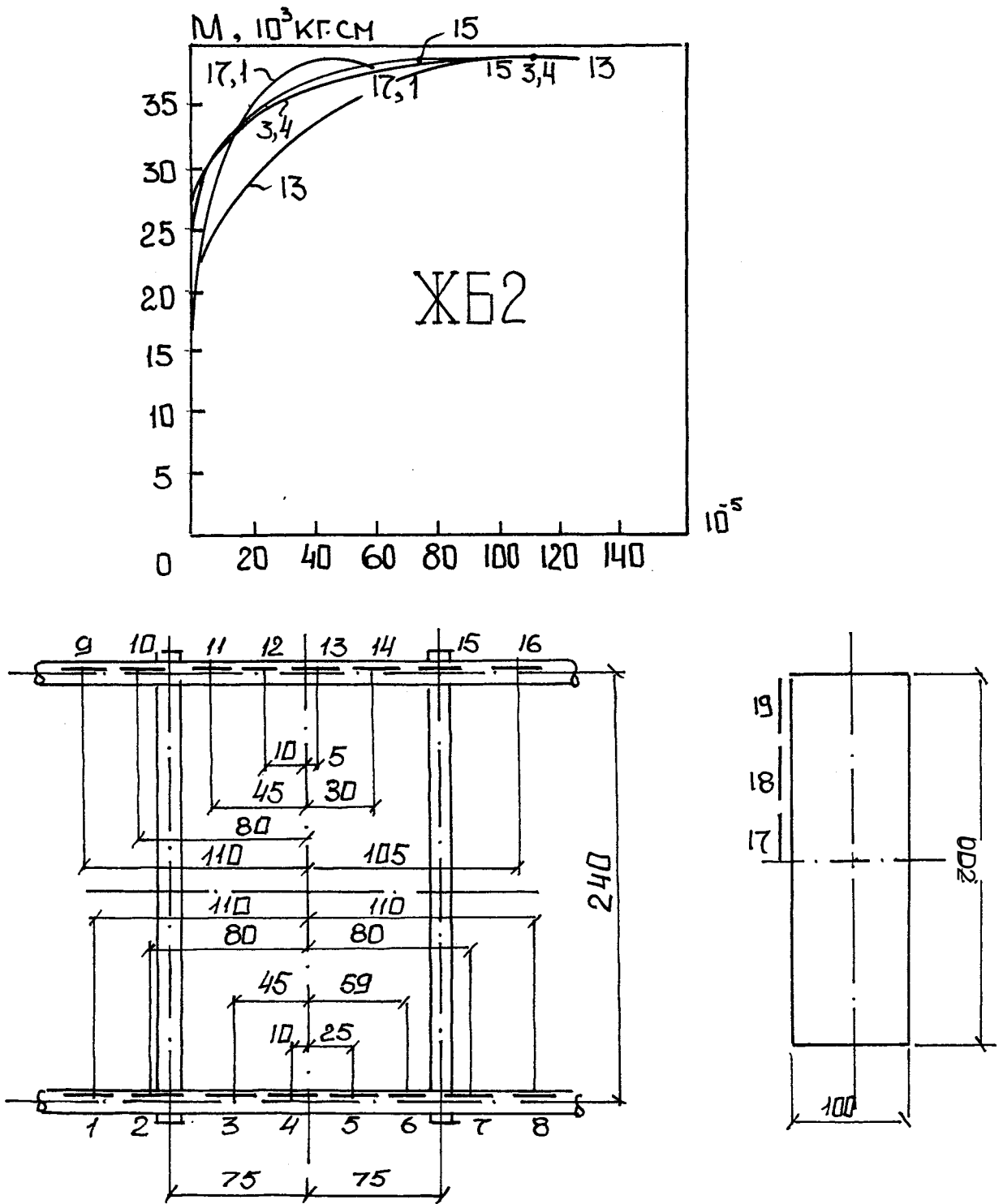


Рис. А.2.. Диаграмма М - φ для датчиков железобетонного образца ЖБ2 и схема расположения датчиков

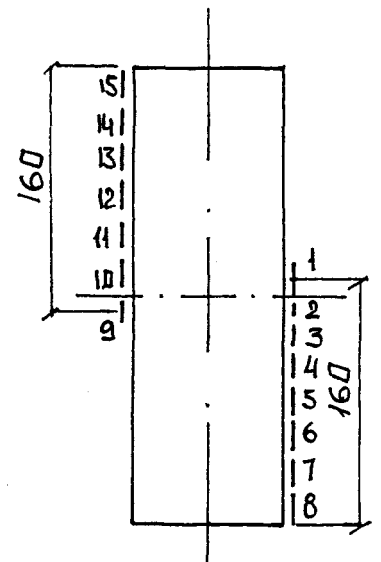
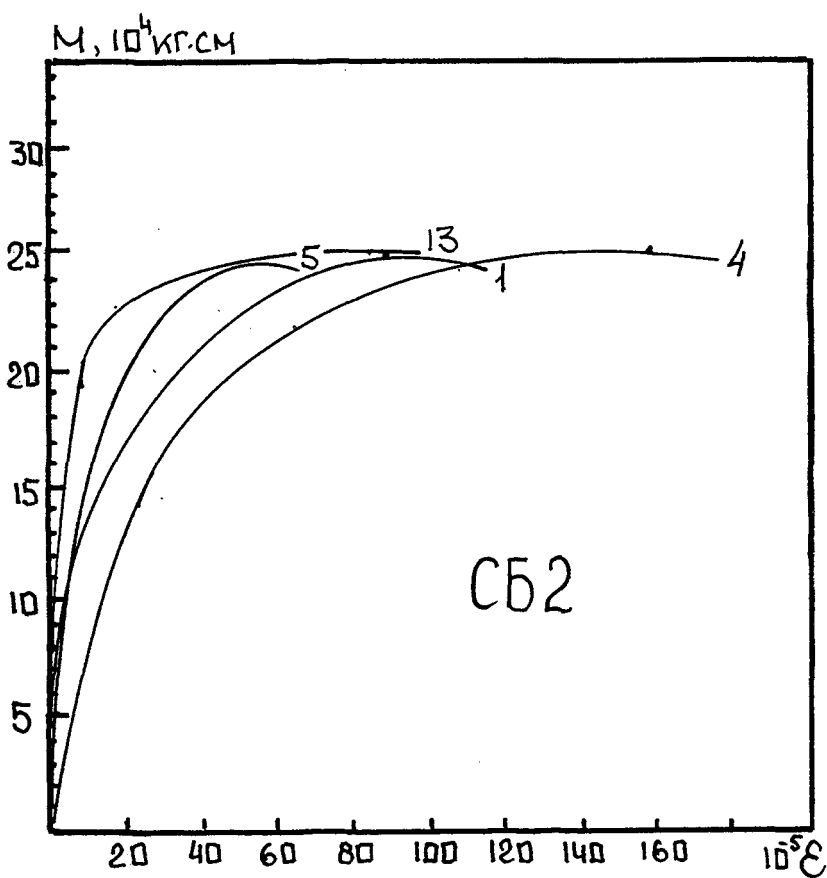
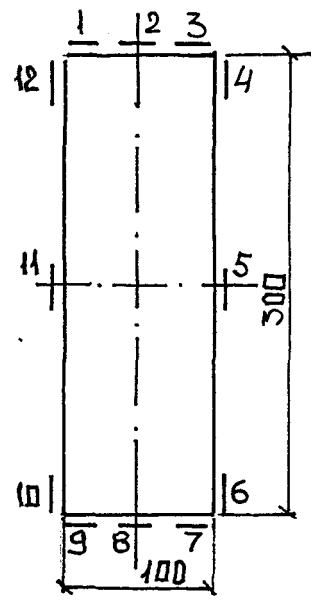
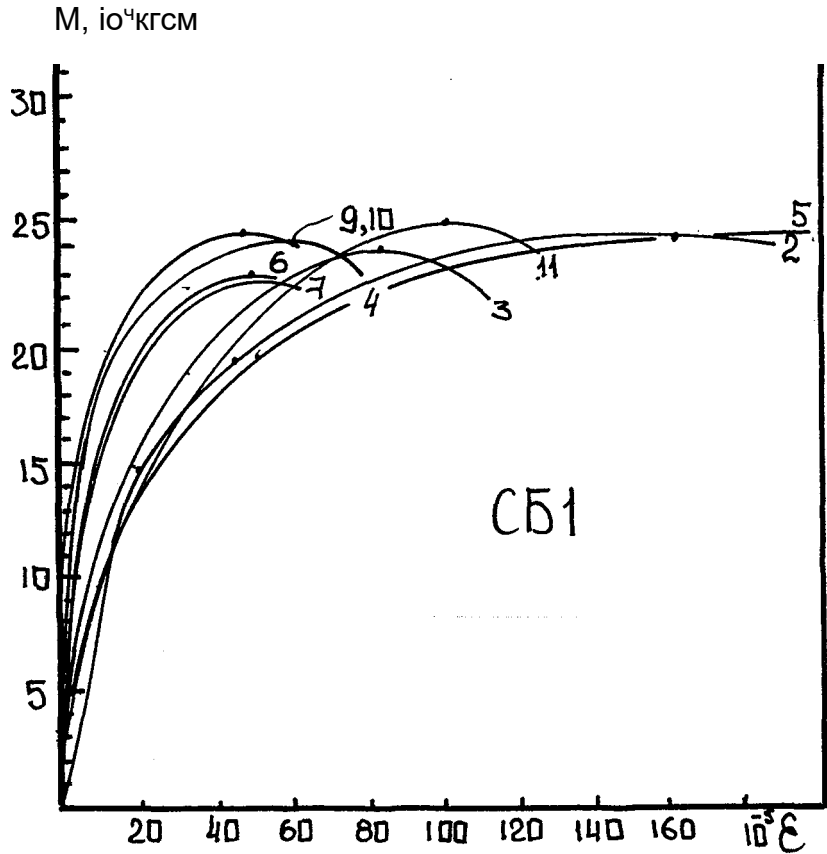


Рис. А.3 . Диаграммы М - 8 для датчиков сталебетонного образца СБ1 (а) и СБ2 (б)

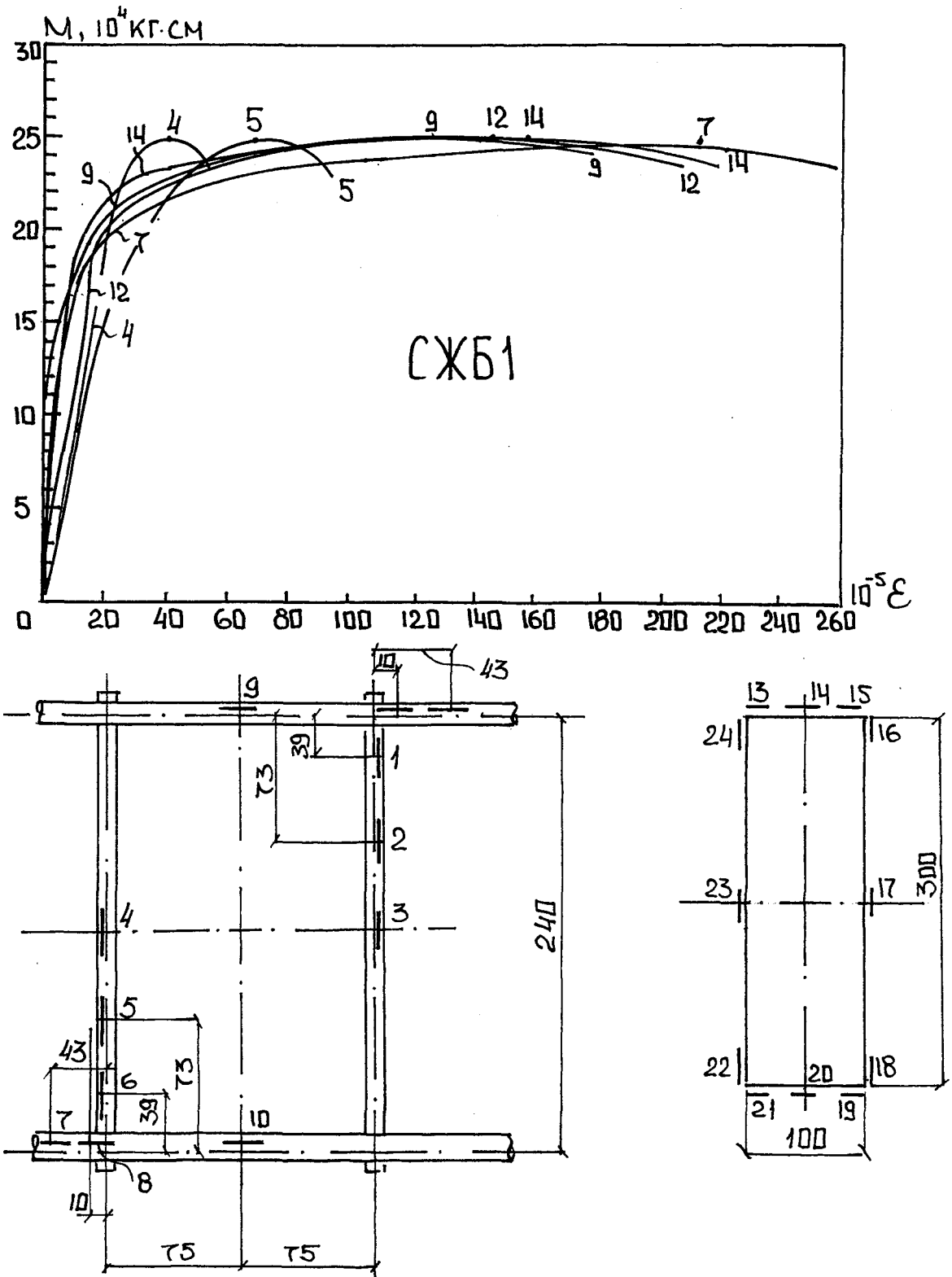


Рис. А.Ц. Диаграмма М - S для датчиков сталежелезобетонного образца СЖБ1 и схемы расположения датчиков

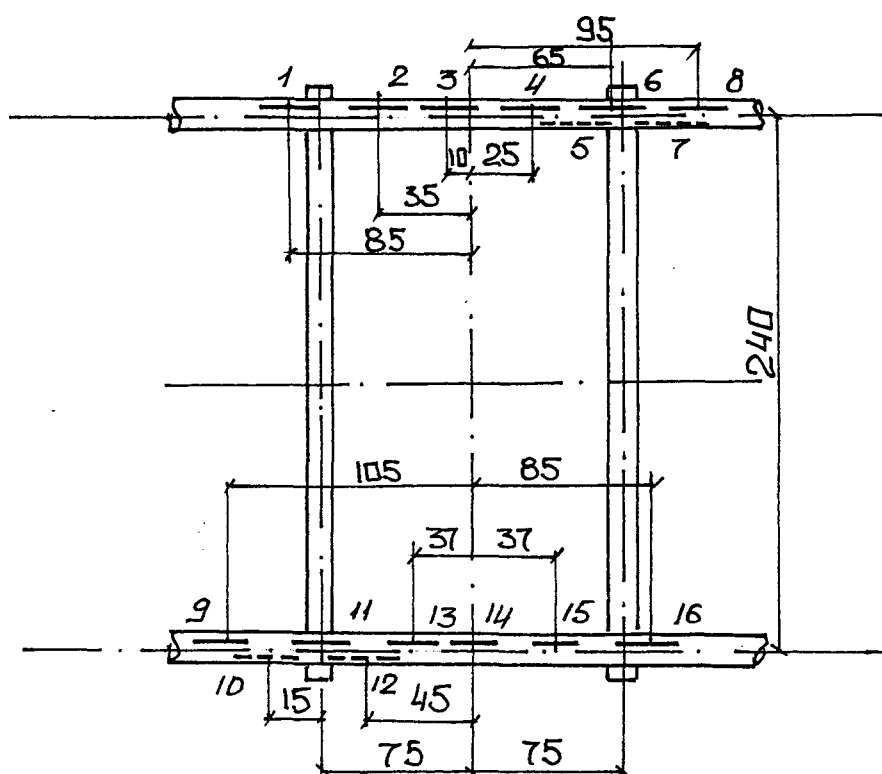
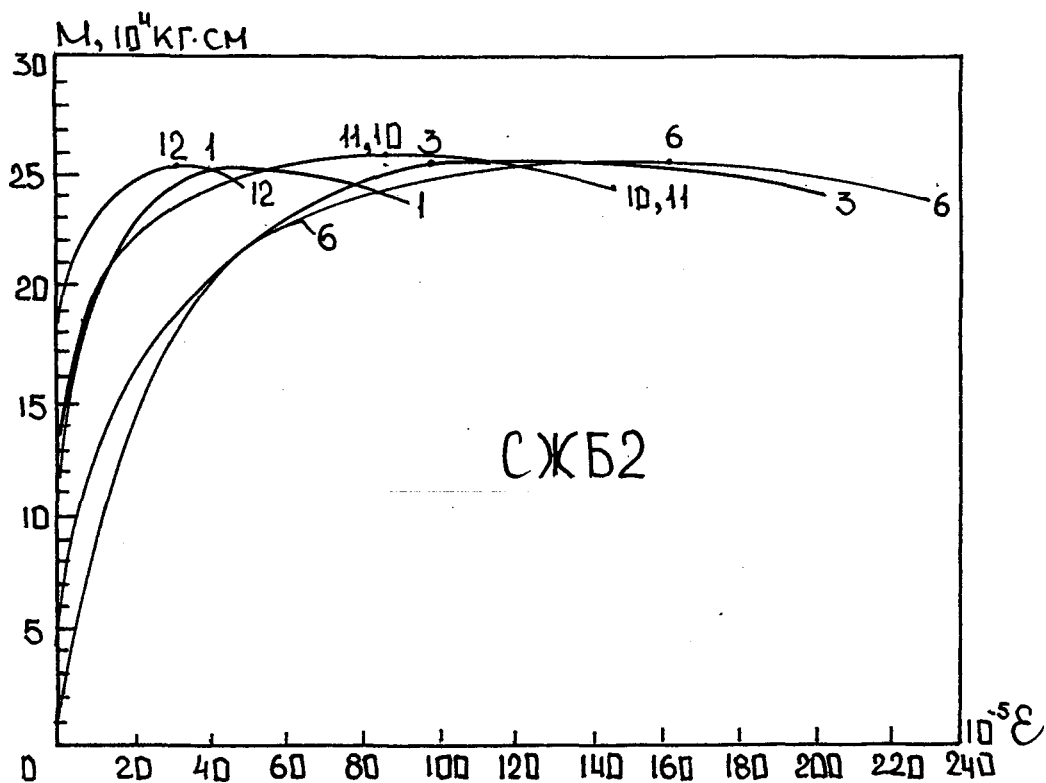


Рис. А.5. Диаграмма М - ϵ для датчиков сталежелезобетонного образца СЖБ2 и схема расположения датчиков

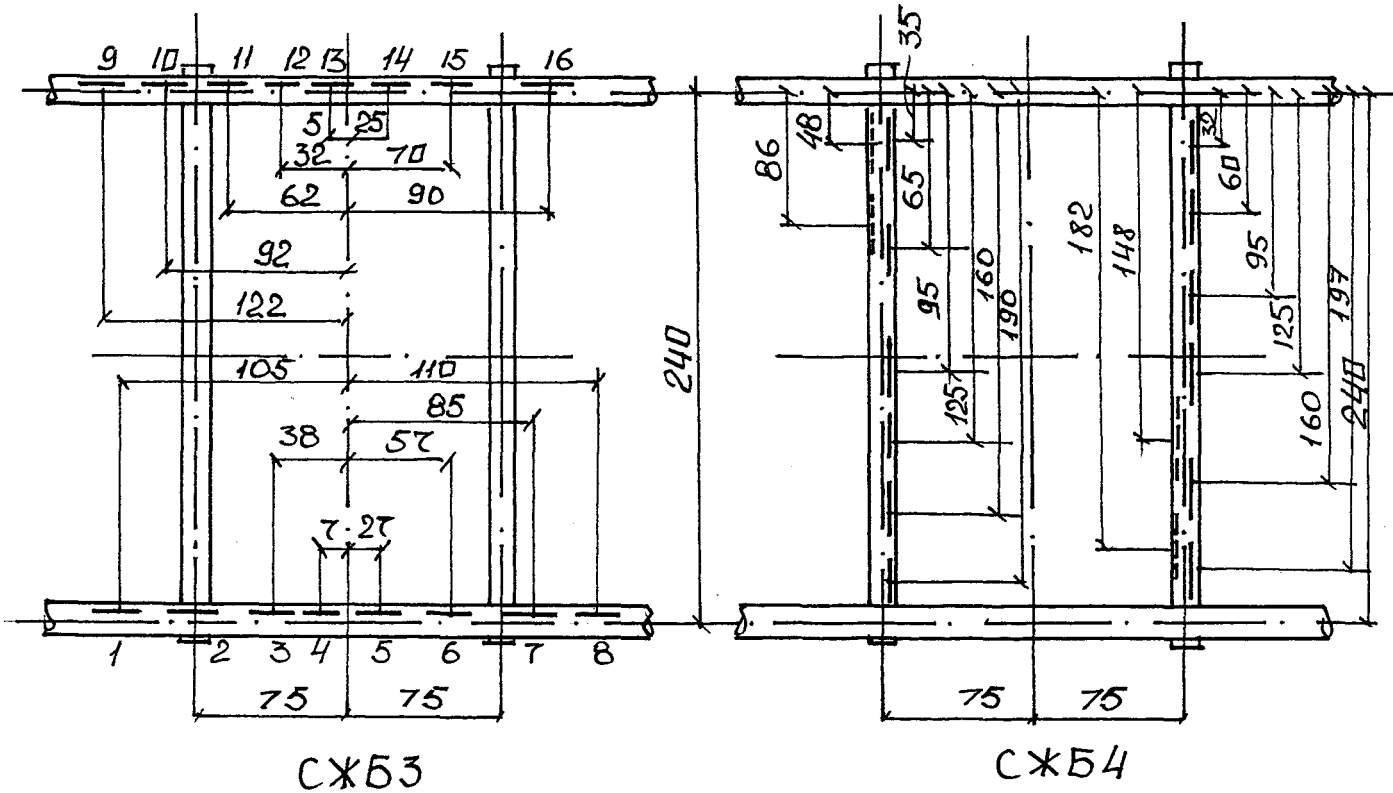
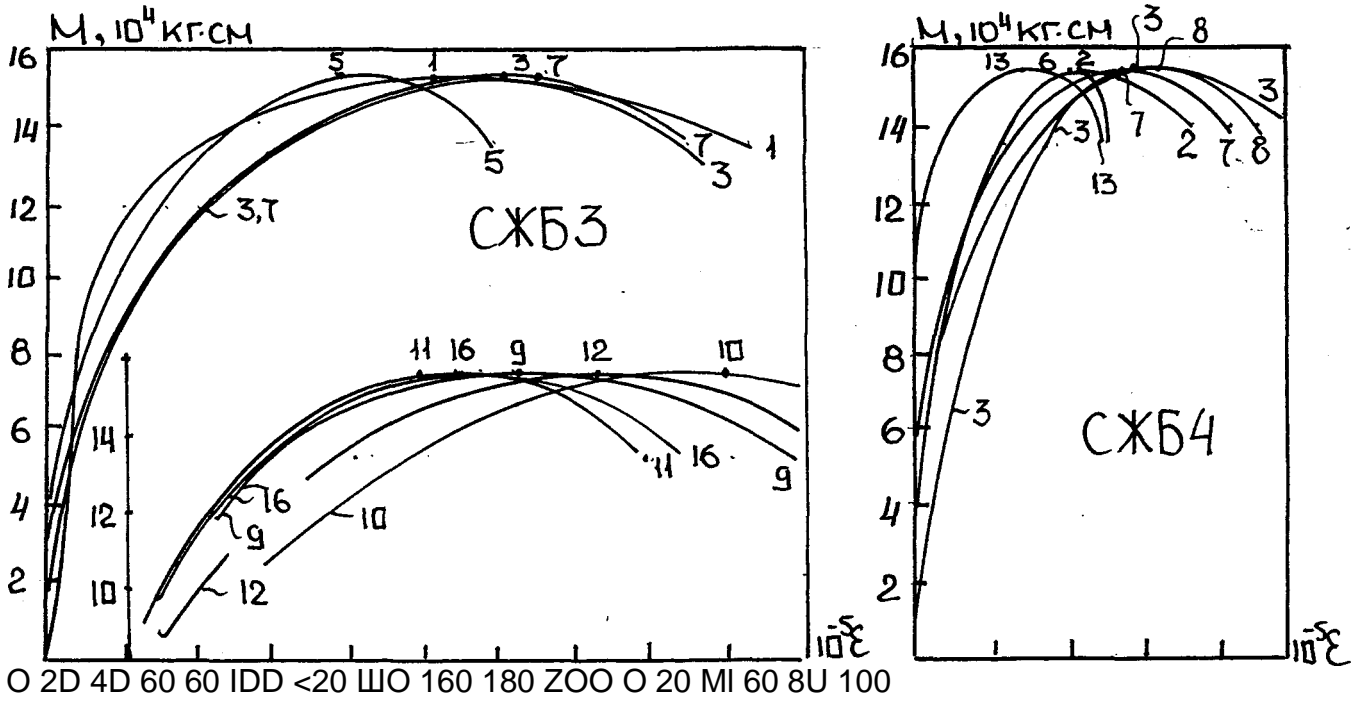


Рис. Д.6. Диаграмма М - 8 для датчиков сталежелезобетонных образцов СЖБ3 (а) и СЖБ4 (б), схемы расположения датчиков

Приложение Б

Показания датчиков в экспериментальных образцах

Таблица Б.1

Показания датчиков в образце ЖБ1

№№ датчиков	Показания прибора/ величина прираще- ния	Величина нагрузки, 10000 кг-см								
		0	0,45	0,9	1,35	1,8	2,25	2,7	3,15	3,6
1	Т1 ь	525	525 0	525 0	525 0	526 1	529 3	546 17	570 24	587 17
2	Т2 ь	550	550 0	550 0	550 0	550 0	550 0	550 0	565 15	587 22
3	Т3 ь	565	565 0	565 0	565 0	565 0	565 0	568 3	579 И	600 21
4	Т4 ь	601	601 0	601 0	602 1	602 0	605 3	616 И	630 14	684 54
5	Т5 ь	684	684 0	684 0	685 1	686 1	687 1	690 3	692 3	706 8
6	Т6 ь	525	525 0	525 0	526 1	528 2	530 2	546 16	560 14	588 28
8	Т8 ь	564	564 0	564 0	565 1	566 1	566 0	570 4	578 8	600 22
10	Тю ь	564	564 0	564 0	564 0	564 0	564 0	564 0	564 0	564 0
И	ти ь	609	609 0	609 0	609 0	609 0	609 0	610 1	620 10	645 25
13	Т13 ь	632	632 0	632 0	632 0	633 1	633 0	633 0	640 7	680 40
14	Т14 ь	673	673 0	673 0	673 0	673 0	673 0	673 0	680 7	720 40
16	Т16 ь	600	600 0	600 0	600 0	600 0	601 1	609 8	620 И	648 28
17	Т17 ь	574	574 0	574 0	574 0	574 0	574 0	575 1	583 8	600 17
18	Т18 ь	590	590 0	590 0	590 0	600 10	600 0	605 5	609 4	620 И
19	Т19 ь	645	645 0	645 0	645 0	645 0	645 0	650 5	658 8	700 42
20	Т20 ь	600	600 0	600 0	600 0	600 0	600 0	600 0	605 5	610 5
21	Т21 ь	645	645 0	645 0	645 0	645 0	645 0	645 0	658 13	664 16

Таблица Б.2

Показания датчиков в образце ЖБ2

№№ датчиков	Показания прибора/ величина прираще- ния	Величина нагрузки, 10000 кг-см							
		0	0,56	1,13	1,69	2,25	2,81	3,38	3,94
1	Т1 ь	482	482 0	482 0	484 2	486 2	489 3	489 0	525 36
3	тз ь	490	503 13	503 0	503 0	503 0	503 0	525 22	600 75
4	Т4 ь	517	525 8	525 0	525 0	525 0	525 0	564 39	627 63
7	Т7 ь	697	719 22	—	—	—	—	—	—
8	Т8 ь	610	610 0	610 0	610 0	610 0	620 10	693 73	752 59
12	Т12 ь	452	452 0	452 0	452 0	452 0	453 1	468 15	550 82
13	Т13 ь	480	482 2	482 0	482 0	482 0	483 1	503 20	588 85
15	Т15 ь	525	525 0	525 0	525 0	525 0	527 2	540 13	622 82
16	Т16 ь	481	481 0	481 0	481 0	481 0	481 0	482 1	569 87
17	Т17 ь	605	605 0	605 0	609 4	609 0	610 1	622 12	648 26

Таблица Б.3

Показания датчиков в образце СБ1

№№ датчиков	Показания прибора/ величина прираще- ния	Величина нагрузки, 10000 кг-см										
		0	4,5	9,9	13,5	15,3	18,9	20,7	21,6	22,5	24,3	20,7
2	T2 b	781	781 0	781 0	781 0	803 22	830 27	863 33	883 20	922 39	947 25	962 15
3	T3 b	782	795 13	803 8	807 4	811 4	816 5	825 9	825 0	840 15	860 20	860 20
4	T4 b	803	803 0	803 0	803 0	803 0	807 4	807 0	807 0	811 4	874 63	—
5	T5 b	772	775 3	777 2	779 2	721 2	812 31	825 13	840 15	900 60	971 71	—
6	T6 b	786	786 0	786 0	786 0	790 4	795 5	803 8	803 0	812 9	812 0	812 0
7	T7 b	811	811 0	811 0	811 0	812 1	813 1	813 0	816 3	825 9	825 0	825 0
8	T8 Ъ	809	809 0	810 1	810 0	811 1	811 0	812 1	825 13	840 15	854 14	874 20
9	T9 b	803	803 0	803 0	807 4	812 5	825 13	825 0	825 0	840 15	850 10	860 10
10	T10 b	706	706 0	706 0	706 0	706 0	706 0	710 4	720 10	742 22	753 И	768 15
И	T11 b	803	803 0	803 0	807 4	811 4	816 5	829 13	840 И	840 0	900 60	947 47
12	T12 b	712	720 8	720 0	720 0	720 0	720 0	720 0	720 0	720 0	752 32	767 15

Таблица Б.4

Показания датчиков в образце СБ2

№№ датчиков	Показания прибора/ величина приращения	Величина нагрузки, 10000 кг-см												
		0	11,3	15,8	16,3	16,9	18	19,1	20,3	21,4	22,5	23,1	24,3	22,5
1	T1 b	767	782 15	786 4	789 3	790 1	794 4	795 1	803 8	808 5	812 4	825 13	878 53	983 105
2	T2 b	706	720 14	752 32	752 0	757 5	757 0	767 10	767 0	767 0	782 15	782 0	782 0	782 0
3	T3 b	720	733 13	752 19	767 15	767 0	767 0	781 14	781 0	786 5	825 39	825 0	825 0	825 0
4	T4 b	767	782 15	789 7	790 1	803 13	807 4	812 5	825 13	840 15	900 60	900 0	930 30	960 30
5	T5 b	767	768 1	772 4	772 0	772 0	772 0	781 9	781 0	781 0	803 12	804 1	825 21	870 45
8	T8 b	707	707 0	707 0	710 3	710 0	710 0	710 0	710 0	710 0	728 18	743 15	859 116	—
9	T9 b	781	782 1	803 21	811 8	812 1	825 13	830 5	839 9	849 10	873 24	873 0	873 0	—
11	T11 b	707	707 0	707 0	707 0	708 1	709 1	711 2	719 8	742 23	772 30	781 9	—	—
12	T12 b	767	767 0	767 0	767 0	767 0	767 0	768 1	769 1	770 1	775 5	782 7	900 18	—
13	T13 b	752	753 1	753 0	754 1	755 1	757 2	757 0	758 1	760 2	767 7	772 5	840 68	—
16	T16 b	752	753 1	767 14	767 0	767 0	768 1	769 1	771 2	772 1	812 40	825 13	900 75	—

Показания датчиков в образце СЖБ1

№№ датчиков	Показания прибора/ величина приращения	Величина нагрузки, 10000 кг-см							
		0	9	16,2	19,8	21,6	23,4	24,8	23,4
4	T4 b	573	574 1	588 14	600 12	601 1	609 8	609 0	619 10
5	T5 b	540	549 9	564 15	573 И	574 1	587 13	601 14	653 52
9	T9 b	540	540 0	549 9	564 15	569 5	600 31	662 62	710 48
7	T7 b	490	490 0	508 18	512 4	540 28	592 52	706 114	781 75
И	T11 b	564	564 0	564 0	564 0	569 5	587 18	601 14	642 41
12	T12 b	515	516 1	525 9.	525 0	540 15	592 52	660 68	740 80
13	T13 ь	803	803 0	803 0	803 0	803 0	887 84	889 2	950 61
14	T14 Ъ	707	710 3	719 9	719 0	723 4	753 30	869 116	—
16	T16 ь	782	782 0	783 1	785 2	660 -125	670 10	688 18	795 107
18	T18 b	781	781 0	790 9	755 -35	767 12	803 36	900 97	—
19	T19 b	782	782 0	787 5	790 3	812 22	840 28	910 70	—
20	T20 b	820	825 5	840 15	850 10	887 37	930 43	—	—
22	T22 b	781	781 0	781 0	772 -9	767 -5	783 16	—	—

Таблица Б.6

Показания датчиков в образце СЖБ2

№№ датчиков	Показания прибора/ величина приращения	Величина нагрузки, 10000 кг-см												
		0	4,5	8,1	11,7	13,5	15,3	17,1	18,9	20,7	22,5	24,3	25,2	22,5
1	Т1 Ъ	564	564 0	569 5	569 0	569 0	569 0	574 5	574 0	574 0	583 9	600 17	612 12	670 58
3	тз ь	212	212 0	212 0	216 4	226 10	226 0	226 0	226 0	226 0	234 8	274 40	300 26	390 90
5	Т5 ь	607	607 0	615 8	615 0	625 10	631 6	646 15	647 1	647 0	647 0	685 38	710 25	812 102
6	Т6 Ъ	420	420 0	420 0	428 8	443 15	452 9	453 1	458 5	462 4	482 20	515 33	587 72	653 66
10	Т10 ь	490	490 0	490 0	490 0	490 0	490 0	507 17	507 0	512 5	516 4	569 53	588 19	793 105
И	Т11 ь	490	490 0	490 0	490 0	490 0	482 -8	485 3	490 5	503 13	511 8	564 53	588 24	638 50
12	Т12 ь	693	693 0	693 0	689 -4	689 0	689 0	689 0	693 4	693 0	698 5	707 9	719 12	790 71
14	Т14 ь	512	512 0	512 0	512 0	512 0	515 3	515 0	694 79	—	—	—	—	—
17	Т17 ь	782	782 0	782 0	782 0	782 0	782 0	782 0	782 0	782 0	782 0	782 0	986 204	—
19	Т19 ь	772	772 0	772 0	772 0	772 0	772 0	772 0	772 0	772 0	782 10	782 0	786 4	870 84
20	Т20 ь	782	782 0	782 0	790 8	794 4	803 9	803 0	803 0	803 0	803 0	812 9	812 0	895 83
22	Т22 Ъ	762	762 0	762 0	762 0	762 0	768 6	768 0	768 0	768 0	768 0	782 14	960 178	—
23	Т23 ь	790	790 0	799 9	812 13	812 0	812 0	812 0	812 0	812 0	812 0	825 13	840 15	—
24	Т24 Ъ	772	772 0	772 0	772 0	772 0	772 0	772 0	772 0	772 0	772 0	790 18	864 74	—

Показания датчиков в образце СЖБЗ

№№ датчиков	Показания прибора/ величина прираще- ния	Величина нагрузки, 10000 кг-см								
		0	4,5	6,3	8,1	9,9	Н,7	13,5	15,3	13,5
1	Т1 ь	573	576 3	582 6	587 5	587 0	600 13	632 32	684 52	783 99
3	тз ь	564	564 0	564 0	564 0	574 10	600 26	637 37	684 47	783 50
4	Т4 ь	429	435 6	444 9	453 9	481 28	512 31	549 37	580 31	622 42
5	Т5 ь	637	637 0	637 0	646 9	646 0	661 15	683 22	710 27	752 42
7	Т7 ь	623	627 4	632 5	646 14	646 0	662 16	683 21	747 64	810 63
9	Т9 ь	587	593 6	600 7	600 0	630 30	646 16	661 15	711 50	787 76
10	тю ь	587	587 0	587 0	600 13	632 32	661 29	693 32	767 74	801 34
И	Т11 ь	573	573 0	573 0	600 27	610 10	630 20	661 31	670 9	742 72
12	Т12 ь	549	555 6	564 9	564 0	573 9	600 27	645 45	698 53	772 74
13	Т13 ь	587	587 0	587 0	587 0	600 13	614 14	670 56	720 50	770 50
16	Т16 ь	610	610 0	614 4	622 8	646 24	661 15	684 23	720 36	772 52

Показания датчиков в образце СЖБ4

№№ датчиков	Показания прибора/ величина прираще- ния	Величина нагрузки, 10000 кг-см								
		0	1,8	3,6	8,1	9,9	11,7	13,5	15,3	13,5
2	T2 b	274	288 14	288 0	288 0	288 0	292 4	301 9	322 21	364 42
3	T3 b	490	491 1	491 0	503 12	503 0	512 9	525 13	545 20	601 56
4	T4 b	574	578 4	588 10	588 0	588 0	601 13	605 4	613 8	623 10
6	T6 b	573	578 5	578 0	588 10	588 0	588 0	601 13	613 12	629 16
7	T7 b	494	503 9	503 0	503 0	503 0	512 9	525 13	541 16	580 39
8	T8 b	592	601 9	601 0	601 0	601 0	601 0	615 14	641 26	683 42
9	T9 b	407	407 0	407 0	407 0	410 3	419 9	428 9	452 24	490 38
10	T10 b	574	574 0	574 0	588 14	588 0	588 0	601 13	605 4	620 15
И	T11 Ъ	685	689 4	689 0	694 5	694 0	704 10	706 12	710 4	722 12
12	T12 b	540	540 0	540 0	549 9	564 15	574 10	587 13	587 0	593 6
13	T13 b	587	587 0	587 0	587 0	592 5	600 8	601 1	614 13	633 19
15	T15 b	601	601 0	601 0	609 8	609 0	612 3	626 14	646 20	700 54

Приложение В

Исходные данные и результаты расчета сталебетонного элемента

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

РАЗМЕРЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ (М) АМ = .1 0000E + 00

ВМ = .42400E + 00

ТОЛЩИНА ОБОЛОЧКИ = .20000E-02

ФИЗИЧЕСКИЕ ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

МОДУЛЬ УПРУГОСТИ (Т/М²) = .20000E + 08

КОЭФФ. ПОПЕРЕЧН. ДЕФОРМАЦИЙ = .30000E + 00

ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА (Т/М²) = .27240E + 04

ПРЕДЕЛ ТЕКУЧЕСТИ СТАЛИ (Т/М²) = .17000E + 05

НАЧАЛЬНОЕ ЗНАЧЕНИЕ КРИВИЗНЫ = .20000E-02

ПРОДОЛЬНОЕ УСИЛИЕ = .00000E + 00

XX = .345-01 SYMP = -.124E + 01 .174E + 02 -.187E + 02

IXX = 1 SIGMH = .167E + 05 FMOM = .15623E + 01

КОНТАКТНЫЕ СИЛЫ

-.460E-04	.189E-03	-.642E-03	■ 164E-02	-.473E-02	-.849E-01
-.377E-01	-.280E-01	-.314E-01	.246E + 00	-.498E + 00	.401E + 00
-.125E + 00	.214E-01	-.188E + 00	.372E + 00	.625E + 01	
.775E + 01	.165E-01	-.459E-02	.984E-03	-.267E-03	.673E-04
.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E +
.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	00
000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E +
.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	.000E + 00	00

НАПРЯЖЕНИЯ В БЕТОНЕ S1

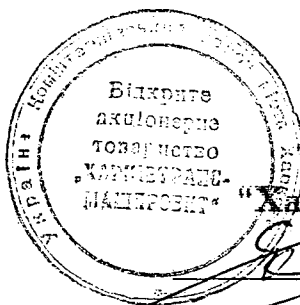
.0000E + 00	.0000E + 00	.0000E	+ .0000E	+ ■0000E	+ .0000E +
.0000E + 00	.0000E + 00	.0000E	+ .0000E	+ .0000E	+ .0000E +
.0000E + 00	.0000E + 00	.0000E	+ .0000E	+ .0000E	+ .0000E +
.0000E + 00	.0000E + 00	.0000E	+ .0000E	+ .0000E	+ .0000E +
.0000E + 00	.0000E + 00	.0000E	+ .0000E	+ .0000E	+ .0000E +
.0000E + 00	.0000E + 00	.0000E	+ .0000E	+ .0000E	+ .0000E +
.2393E + 03	.2393E + 03	.2394E + 03	■2390E + 03	■2274E + 03	.2594E + 03
-.2017E + 03	-.2017E + 03	-.2016E + 03	-.2022E + 03	-.2095E + 03	-.1986E + 03
-.6362E + 03	-.6362E + 03	-.6361E + 03	-.6366E + 03	-.6388E + 03	-.6405E + 03
-.1051E + 04	-.1051E + 04	-.1051E + 04	-.1050E + 04	-.1048E + 04	-.1068E + 04
-.1437E + 04	-.1437E + 04	-.1436E + 04	-.1434E + 04	-.1431E + 04	-.1465E + 04

КРИВИЗНА = .120E-01 X = .345E-01 M = .15623E + 01

ОСТАНОВКА. SIGMH = .19469E + 05 > SST

M_{кр} = 1,415 • 15,623 = 22,1 кН • м

“УТВЕРЖДАЮ”:
 Директор института
 “Харьковтрансмашипроект”
 Бондарев Е.П.
 “ 9 ” Октябрь 1998 г.



АКТ

о внедрении диссертационной работы Мотовилова А.В. на тему ”Прочность сталебетонных элементов прямоугольного поперечного сечения при кручении”

Настоящим актом подтверждается, что предложенная методика расчета прочности сталебетонного элемента прямоугольного поперечного сечения щ_и кручении, разработанная Мотовиловым А.В., принята к использованию в расчетной практике при усилении, проектировании и реконструкции сооружений.

1. Форма внедрения: методика расчета сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при кручении.

Машинная реализация расчета осуществлена на языке Фортран. Время расчета при одном этапе нагружения на ЭВМ с процессором частотой 100-133 МГц не превышает 30 с.

Принцип расчета заключается в раскрытии контакта между стальной оболочкой и бетонным ядром, находящимся в условиях объемного напряженного состояния. В основе расчета положен метод сил, за неизвестные принимаются нормальные и касательные контактные силы. При описании процесса деформирования бетона использован феноменологический подход, при котором параметры деформирования E^{\wedge} , E_m , получены приведением сжатого и растянутого бетона к условно изотропному материалу.

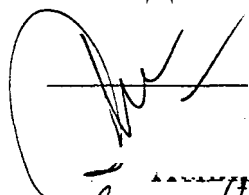
На каждом шаге нагружения устанавливаются модули деформации бетона, контактные силы, главные напряжения в бетоне, положения главных площадок. Элементы сечения, в которых главные растягивающие напряжения достигают предельных значений, исключаются из работы, также, как и контактные силы, превышающие силы сцепления между бетоном и оболочкой. Расчет продолжается до момента, когда в растянутой части обоймы возникают напряжения текучести

. 2. Новизна результатов: методика позволяет оценить напряженно-деформированное состояние в сечении сталебетонного элемента прямоугольного поперечного сечения при кручении с изгибом, а также определить его предельное состояние,

3. Научно-технический эффект: рациональное проектирование зданий и сооружений, в которых используются сталебетонные конструкции.

Исполнители:

Завкафедрой
“Строительная механика”
ХарГАЖТ,
Д.Т.Н., проф.



Чихладзе Э.Д.



Аспирант

Мотовилов А.В.

Начальник строительного
отдела



Загайко Л.РІ.

УТВЕРЖДАЮ:

У//'' ^Технический директор
 д.у А, <ц?онКнеОАО: "Хдаидропроект*
 йШШ *ОЗАРИСТЗО й" у
 :!^V^i<pr^ссп-р.=хт...7^; /<^S2
 у.\ -!^!'-^^^---^В.К.РНдоLНanKo
 " **ок'ггья&Бя** 1998 г.

АКТ ' .±

о внедрении диссертационной работы Мотовилова А.В.
 на тему: ''Прочность сталебетонных элементов прямо-

Настоящим актом подтверждается, что предложенная методика расчета прочности сталебетонного элемента прямоугольного поперечного сечения при кручении с изгибом, разработанная Мотовиловым А.В., принята и использована при расчете варианта сталебетонных колонн водосброса ГЭС Пли.

1. Форма внедрения: пакет программ расчета прочности сталебетонного элемента прямоугольного сечения на кручение с изгибом.

Пакет програшї предназначен для расчета прочности сталебетонных колонн на кручение с изгибом.

Машинная реализация расчета осуществлена на языке Фортран. Время расчета при одном этапе нагружения на ЭВИ с процессором частотой 100-133 МГц не превышает 30 с.

Решение задачи напряженно-деформированного состояния сталебетонного элемента производится методом итераций при поэтапном нагружении элемента. Нагружение элемента осуществляется путем приложения к его торцам вынужденной продольной и поперечной деформации. Вынужденная продольная деформация, соответствующая изгибающему моменту, определяется кривизной сечения элемента. Крутящую нагрузку обеспечивает как вынужденная продольная деформация, определяемая значениями перемещений от действия деплантации со, так и вынужденная поперечная деформация, которая определяется значениями перемещения ζ , и V в каждом конечном элементе сечения.

Принцип расчета заключается в раскрытии контакта между стальной оболочкой и бетонным ядром, находящимся в условиях объемного напряженного состояния. В основе расчета лежит метод сил, а за неизвестные принимаются нормальные и касательные

контактные силы, в описании процесса деформирования бетона использован феноменологический подход, при котором параметры деформирования ϵ_x , ϵ_y , ϵ_z , ϵ_{xy} , ϵ_{yz} , ϵ_{zx} получены приведением сжатого и растянутого бетона к условно изотропному материалу.

На каждом шаге нагружения устанавливаются модули деформации бетона, контактные силы, главные напряжения в бетоне, положения главных площадок. Элементы сечения, в которых главные растягивающие напряжения достигают предельных значений, исключаются из работы, также, как и контактные силы, превышающие силы сцепления между бетоном и оболочкой. Расчет продолжается до момента, когда в растянутой части обоймы возникают напряжения текучести.

2. Новизна результатов: методика позволяет оценить напряженно-деформированное состояние в сечении сталебетонного элемента прямоугольного поперечного сечения при кручении с изгибом, а также определить его предельное состояние.

3. Научно-технический эффект: рациональное проектирование зданий и сооружений, в которых используются сталебетонные конструкции.

Зав.кафедрой
"Строительная механика и
гидравлика" ХарГАЖТ,

Д.Т.Н.,

Чихладзе Э.Д.

Главный инженер проекта

Ландау 10.