

**А.К.Фролов, А.И.Бедов, В.Н.Шпанова,
А.Ю.Родина, Т.В.Фролова**

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ, КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Рекомендовано УМО РФ по образованию в области строительства в качестве
учебного пособия для студентов, обучающихся по направлению 653500
«Строительство»



**Издательство Ассоциации Строительных Вузов
Москва 2001**

УДК 624.012.45

Рецензенты: кафедра железобетонных и каменных конструкций Московского государственного строительного университета (к.т.н., доцент Горбатов С.В. заведующий кафедрой строительных конструкций Московского государственного университета путей сообщений д.т.н., проф. В.П.Чирков.

Проектирование железобетонных, каменных и армокаменных конструкций:
Учебное пособие: А.К.Фролов, А.И.Бедов, В.Н.Шпанова, А.Ю.Родина, Т.В.Фролова. — М.: Издательство АСВ, 2001. — 170 стр. с илл.

Учебное пособие составлено в соответствии с программой по железобетонным, каменным и армокаменным конструкциям. В основу положены требования нормативных документов по определению нагрузок усилий, проектированию железобетонных, каменных и армокаменных конструкций.

Учебное пособие предназначено для студентов высших учебных и средних заведений строительных специальностей, а также может быть полезным инженерно-техническим работникам связанным со строительством.

ISBN 5-93093-084-8

ISBN 5-93093-084-8

© Коллектив авторов, 2001

© Издательство АСВ, 2001

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ И ПРАВИЛА ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ И УЧЕТУ ПОСТОЯННЫХ, ВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ	5
2. СПРАВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ БАЛОК, РАМ, АРОК, КОЛОНН, ПЛИТ (ТАБЛИЦЫ, ФОРМУЛЫ).....	42
2.1. Справочные материалы по статическому расчету балок, рам, арок, колонн	42
2.2. Справочные материалы для расчета колонн.....	67
2.3. Прямоугольные изотропные плиты.....	71
3. СПРАВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ПО РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	74
3.1. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций.....	74
3.2. Требования к проектированию преднапряженных конструкций.....	92
3.3. Требования к железобетонным конструктивным элементам по второй группе предельных состояний.....	99
4. СПРАВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ПО РАСЧЕТУ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	106
ЛИТЕРАТУРА	131
ПРИЛОЖЕНИЯ:	132
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Районирование территории Российской Федерации, СНГ и стран Прибалтики по весу снегового покрова (Карта 1).....	132
Районирование территории Российской Федерации, СНГ и стран Прибалтики по ветровому давлению (Карта 2)	137
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Графический материал дипломного проекта, выполненного по кафедре железобетонных и каменных конструкций на тему: «9-ти этажный жилой дом с автостоянкой (Лист 1- Лист 14)» Графический материал основных несущих конструкций зданий, выполненных в сборном железобетоне.....	141
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Узлы сопряжения арматурных изделий и несущих конструктивных элементов здания, выполненного в монолитном железобетоне (Рис. П.3.1 ...Рис. П.3.5).....	165

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее учебное пособие включены нормативные и справочные материалы по нагрузкам, бетонам, арматуре, материалам каменных и армокаменных конструкций и принципы проектирования отдельных несущих конструктивных элементов.

Даны нормативные и расчетные сопротивления бетона, арматуры и каменной кладки, справочные таблицы для расчета и конструирования

Представлены рабочие чертежи отдельных узлов сопряжения конструктивных элементов здания, графическая часть дипломного проекта на тему: «9-ти этажный жилой дом с автостоянкой», а также вариант рабочих чертежей основных несущих конструкций многоэтажного административного здания со связевым каркасом у одноэтажного промздания.

Учебное пособие может быть использовано при выполнении курсового и дипломного проектирования студентами, а также для подготовки экстернов по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» по специальности 2903 «Промышленное и гражданское строительство».

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ И ПРАВИЛА ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ И УЧЕТУ ПОСТОЯННЫХ, ВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ

В данном разделе номера пунктов, таблиц, формул в скобках даны по соответствующим главам СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [1].

1.1. Общие положения

1.(1.1) При проектировании следует учитывать нагрузки, возникающие при возведении и эксплуатации сооружений, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций.

Плотность строительных материалов, изделий и грунтов приведены в табл.1.1.

Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения, установленные настоящей главой и данными табл. 1.2(3).

Расчетная нагрузка определяется как произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке γ_f (табл.1.3 (1,2)), учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону.

Степень ответственности зданий и сооружений следует учитывать коэффициентом γ_n , приведенным в табл. 1.4.

При одновременном действии двух и более временных нагрузок расчет конструкций как по первой, так и по второй группам предельных состояний, должен выполняться с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний этих нагрузок или соответствующих им усилий.

1.2. Классификация нагрузок

2.(1.4). В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать постоянные и временные (длительные, кратковременные , особые) нагрузки.

Постоянные нагрузки:

- а) вес частей сооружения, в том числе вес несущих и ограждающих конструкций;
- б) вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление.

Сохранившиеся усилия от предварительного напряжения следует учитывать в расчетах как усилия от постоянных нагрузок.

Длительные нагрузки:

- а) вес стационарного оборудования (станки, емкости, аппараты и т.д.);
- б) вес временных перегородок, подливов, подбетонок под оборудование;
- в) давление газов, жидкостей, сыпучих материалов в емкостях и трубопроводах;
- г) нагрузки на перекрытия от складываемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках и т.д.;
- д) температурные технологические воздействия и стационарного оборудования;
- е) вес слоя воды на водонапорных плоских перекрытиях;
- ж) вес отложений производственной пыли;
- з) нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытиях жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с пониженными нормативными значениями, приведенными в табл. 1.2(3);
- и) вертикальные нагрузки от мостовых и подвесных кранов с пониженным нормативным значением, определяемым умножением полного нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана в каждом пролете здания на коэффициент: 0,5 – для групп режимов работы кранов 4К-6К; 0,6- 7К; 0,7- 8К (группы режимов работы кранов принимаются по ГОСТ 25546-82);
- к) снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением, определяемым умножением полного нормативного значения на коэффициент: 0,3 – для III снегового района; 0,5 – для IV района; 0,6 – для V и VI районов;
- л) температурные климатические воздействия с пониженными нормативными значениями, определяемыми в соответствии с указаниями п.п.8.2-8.6 СНиП 2.01.07-85 при условии $\theta_1=\theta_2=\theta_3=\theta_4=\theta_5=0$, $\Delta_1=\Delta_{VII}=0$;
- м) воздействия, обусловленные деформациями основания, не сопровождающимися коренными изменениями структуры грунта, а также оттаиванием вечномерзлых грунтов;
- н) воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

Кратковременные нагрузки:

- а) нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах, а также при его перестановке или замене;
- б) вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;
- в) нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями, кроме нагрузок, указанных в разделе «Длительные нагрузки» п.п. а,б,г,д;
- г) нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов-штабелеров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением);
- д) снеговые нагрузки с полным значением;
- е) температурные климатические воздействия с полным нормативным значением;
- ж) ветровые нагрузки;
- з) гололедные нагрузки.

Особые нагрузки:

- а) сейсмические воздействия;
- б) взрывные воздействия;
- в) нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;
- г) воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых.

Плотность строительных материалов, изделий и грунтов

№/пп	Материалы	Плотность, кг/м ³	№/пп	Материалы	Плотность кг/м ³
1	Бетоны и раство- ры			Керамзитобетон на перлитовом песке	1000
	<i>Бетоны на природных плотных заполнителях</i>			То же	800
	Железобетон	2500		Шунгизитобетон	1400
	Бетон на гравии или щебне из природно- го камня	2400		«	1200
	<i>Бетоны на природных пористых заполнителях</i>			«	1000
	Туфобетон	1800		Перлитобетон	1200
	«	1600		«	1000
	«	1400		«	800
	«	1200		«	600
	Пемзобетон	1600		Шлакопемзобетон (термозитобетон)	1800
	«	1400		То же	1600
	«	1200		«	1400
	«	1000		«	1200
	«	800		«	1000
	Бетон на вулканическом шлаке	1600		Шлакопемзопено- и шлакопемзогазо- бетон	1600
	То же	1400		То же	1400
	«	1200		«	1200
	«	1000		«	1000
	«	800		Бетон на доменных гранулированных шлаках	1800
	<i>Бетоны на искусствен- ных пористых заполни- телях</i>			То же	1600
	Бетон на кирпичном щебне	1800		«	1400
	Керамзитобетон на ке- рамзитовом песке и ке- рамзитопенобетон	1800		«	1200
	То же	1600		Аглопоритобетон и бетоны на топлив- ных (котельных) шлаках	1800
	«	1400		То же	1600
	«	1200		«	1400
	«	1000		«	1200
	«	800		Бетон на зольном гравии	1400
	«	600		То же	1200
	«	500			
	Керамзитобетон на квар- цевом песке с поризаци- ей	1200			
	То же	1000			
	«	800			

№/пп	Материал	Плотность, кг/м ³	№/пп	Материал	Плотность, кг/м ³
	То же	1000		Глиняного обыкновенного	1800
	Вермикулитобетон	800		(ГОСТ 530-95) на	
	«	600		цементно-	
	«	400		песчаном	
	«	300		растворе	
	<i>Бетоны ячеистые</i>			Глиняного обыкновенного на	
	Газо- и пенобетон,	1000		цементно-шлаковом	1700
	газо- и пеносиликат	800		растворе	
	То же	600		Глиняного обыкновенного на	
	«	400		цементно-	1600
	«	300		перлитовом	
	«	1200		растворе	
	Газо- и пенозолобетон	1000		Силикатного	
	То же	800		(ГОСТ 379-95) на	
	«			цементно-	1800
	<i>Цементные, известковые</i>			песчаном	
	<i>и гипсовые растворы</i>			растворе	
	Цементно-песчаный	1800		Трепельного	
	Сложный (песок, известь, цемент)	1700		(ГОСТ 648-73) на	1200
	Известково-песчаный	1600		цементно-	
	Цементно-шлаковый	1400		песчаном растворе	
	«	1200		То же	1000
	Цементно-перлитовый	1000		Шлакового на	
	«	800		цементно-	1500
	«	600		песчаном	
	Гипсоперлитовый			растворе	
	Поризованный гипсоперлитовый	500		<i>Кирпичная кладка</i>	
	То же	400		<i>из кирпича керамического и силикатного пустотного</i>	
	Плиты из гипса	1400		Керамического	
	То же	1200		пустотного плотностью 1400 кг/м ³	
	«	1000		(брутто) на цементно-песчаном растворе	1600
	Листы гипсовые обшивочные (сухая штукатурка)	800		Керамического	
	То же	850		пустотного плотностью 1300 кг/м ³	
	То же	950		(брутто) на цементно-песчаном растворе	1400
	<i>Кирпичная кладка и облицовка природным камнем</i>			Керамического	
2				пустотного плотностью 1000 кг/м ³	
	<i>Кирпичная кладка из сплошного кирпича</i>			(брутто) на цементно-песчаном растворе	1200

№/пп	Материал	Плотность, кг/м ³	№/пп	Материал	Плотность, кг/м ³	
3	Силикатного одиннадцатипустотного на цементно-песчаном растворе	1500	4	Фанера клееная (ГОСТ 3916-69)	600	
	Силикатного четырнадцатипустотного на цементно-песчаном растворе	1400		Картон облицовочный	1000	
	Блоки из ячеистых бетонов стеновые мелкие (ГОСТ 21520-89)	700		Картон строительный многослойный (ГОСТ 4408-75*)	650	
	То же	600		Плиты древесноволокнистые и древесно-стружечные (ГОСТ 4598-86, ГОСТ 10632-77*)	1000	
	«	500		То же	800	
	«	450		«	600	
	«	400		«	400	
	«	350		«	200	
	<i>Облицовка природным камнем</i>			Плиты фибролитовые (ГОСТ 8928-81) и арболит (ГОСТ 19222-84)		
	Гранит, гнейс и базальт	2800		на портландцементе	800	
	Мрамор	2800		То же	600	
	Известняк	2000		«	400	
	«	1800		«	300	
	«	1600		Плиты камышитовые	300	
	«	1400		То же	200	
	Туф	2000		Плиты торфяные теплоизоляционные (ГОСТ 4861-74)	300	
	«	1800		То же	200	
	«	1600		Пакля	150	
	«	1400				
	«	1200				
	«	1000				
	Дерево, изделия из него и других природных органических материалов				Теплоизоляционные материалы	
	Сосна и ель поперек волокон (ГОСТ 8486-66**, ГОСТ 9463-72*)	500			<i>Минераловатные и стекловолокнистые</i>	
Сосна и ель вдоль волокон	500		Вата минеральная (ГОСТ 4640-76)	125		
Дуб поперек волокон (ГОСТ 9462-71*, ГОСТ 2695-83)	700		То же	100		
Дуб вдоль волокон	700		«	75		
			Маты минераловатные прошивные (ГОСТ 21880-76) и на синтетическом связующем (ГОСТ 9573-82)	125		

№/пп	Материал	Плотность, КГ/М ³	№/пп	Материал	Плотность, КГ/М ³
	То же	75		То же	60
	«	50		«	40
	Плиты мягкие, полужесткие и жесткие минераловатные на синтетическом и битумном связующих (ГОСТ 9573-82, ГОСТ 10140-80)	350		Плиты из резольнофенолоформальдегидного пенопласта (ГОСТ 20916-87)	100
	То же	300		То же	75
	«	200		«	50
	«	100		«	40
	«	50		Перлитопластбетон (ТУ 480-1-145-74)	200
	Плиты минераловатные повышенной жесткости на синтетическом вяжущем (ГОСТ 22959-95)	200		То же	100
	Плиты минераловатные повышенной жесткости на органофосфатном связующем (ТУ 21-РСФСР-3-72-76)	200		Перлитофосфогелевые изделия (ГОСТ 21500-76)	300
	Плиты полужесткие минераловатные на крахмальном связующем (ТУ 400-1-61-74 Мосгорисполкома)	200		То же	200
	То же	125		Блоки из пеностекла для строительства (ТУ 400-1-17-72 ГМПСМ)	300
	Плиты из стеклянного штапельного волокна на синтетическом связующем (ГОСТ 10499-78)	50		То же	200
	Маты и полосы из стеклянного волокна прошивные (ТУ 21-23-72-75)	150		Плиты теплоизоляционные из пенопласта полистирольного (ГОСТ 15588-70)	400
	<i>Полимерные</i>			То же	300
	Пенополистирол (ТУ 6-05-11-78-78)	150		«	250
	То же	100		«	200
	Пенополистирол (ГОСТ 15588-70*)	40		Плиты теплоизоляционные из пенопласта на основе резольных фенолформальдегидных смол (ГОСТ 20916-75)	100
	Пенопласт ПХВ-1 (ТУ 6-05-1179-75) и ПВ-1 (ТУ 6-05-1158-78)	125		То же	75
	То же	100		«	50
		и менее		Плиты теплоизоляционные из керамзитового гравия на цементном вяжущем (ТУ 400-1-63-78 ГМПСМ)	600
	Пенополиуретан (ТУ В-56-70, ТУ 67-87—75)	80		То же	500
				«	400

№/пп	Материал	Плотность, кг/м ³	№/пп	Материал	Плотность, кг/м ³
	Плиты теплоизоляционные перлито-фосфогалевые (ТУ 480-1-15-78)	300	5	Материалы кровельные, гидроизоляционные, облицовочные и рулонные покрытия для полов	
	То же	250			
	«	200			
	Поропласт полиуретановый эластичный (МРТУ 6-05-1227-69)	450	A	Асбестоцементные	
	То же	300			
	Пенопласт полиуретановый жесткий самозатухающий ППУ-30 (Плитошный) (ТУ-в-56-70)	700		Листы асбестоцементные плоские (ГОСТ 18124-95)	1800
	То же	500		То же	1600
	«	300		Листы асбестоцементные волнистые (ГОСТ 30340-95)	1800
	«	200	B	Битумные	
	Гравий керамзитовый (ГОСТ 9759-83)	800		Битумы нефтяные строительные и кровельные (ГОСТ 6617-76*, ГОСТ 9548-74*)	1400
	То же	600		То же	1200
	«	400		«	1000
	«	300		Асфальтобетон (ГОСТ 9128-84)	2100
	«	200		Изделия из вспученного перлита на битумном связующем (ГОСТ 16136-80)	400
	Гравий шунгизитовый (ГОСТ 9757-90)	800		То же	300
	То же	600		Рубероид (ГОСТ 10923-93), пергамин (ГОСТ 2697-83), толь (ГОСТ 10999-76*), изол (ГОСТ 10296-79)	600
	«	400			
	Щебень из доменного шлака (ГОСТ 5578-94), шлаковой пемзы (ГОСТ 9757-90), аглопорита (ГОСТ 9757-90)	800			
	То же	600			
	«	400			
	Щебень и песок из перлита вспученного (ГОСТ 10832-91)	600			
	То же	400			
	«	200			
	Вермикулит вспученный (ГОСТ 12865-67)	200			
	То же	100			
	Песок для строительных работ (ГОСТ 8736-93)	1600	B	Линолеумы	
	<i>Пеностекло или газостекло</i>			Линолеум поливинилхлоридный многослойный (ГОСТ 14632-79)	1800
	Пеностекло или газостекло (ТУ 21 БССР-86-73)	400		То же	1600
	То же	300		Линолеум поливинилхлоридный на тканевой подоснове (ГОСТ 7251-94)	1800
	«	200			

№/пп	Материал	Плотность, кг/м ³	№/пп	Материал	Плотность, кг/м ³	
6	То же	1600		-то же естественной влажности	1600	
	«	1400		-то же, насыщенной влажности	1800	
	Линолеум поливинилхлоридный на теплоизолирующей подоснове (ГОСТ 18108-80)	850		-утрамбованная сухая	1700	
	Металлы и стекло			-то же естественной влажности	1900	
	Сталь стержневая арматурная (ГОСТ 10884-81)	7850				
	Сталь арматурная термически упрочненная для железобетонных конструкций (ГОСТ 10884-94)	7850		<i>Суглинок:</i>		
	Чугун	7200		-разрыхленный сухой	1500	
	Алюминий (ГОСТ 22233-83)	2600		-то же, естественной влажности	1600	
	Медь (ГОСТ 859-78*)	8500		-разрыхленный насыщенной влажности	2000	
	Стекло оконное (ГОСТ 111-90)	2500				
	7	Грунты			-утрамбованный сухой	1800
		<i>Песок:</i>			-то же, естественной влажности	1900
-крупнозернистый сухой		1500				
-мелкозернистый сухой		1600	<i>Глина:</i>			
-мелкозернистый естественной влажности		1800	-разрыхленная сухая	1600		
-мелкозернистый насыщенной влажности			-разрыхленная мокрая	2000		
-галька		2000	-плотная естественной влажности	2200		
-то же		1800				
-щебень мокрый		1900				
<i>Насыпная земля:</i>		1600				
-разрыхленная сухая		1400				

Нормативные значения нагрузок p

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок p кПа (кгс/м ²)	
	полное	поиженное
1 Квартыры жилых зданий, спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ интернатов, жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц, палаты больниц и санаториев, террасы	1,5 (150)	0,3 (30)
2 Служебные помещения административного, инженерно технического, научного персонала организаций и учреждений, классные помещения учреждений просвещения, бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0 (200)	0,7 (70)
3 Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки помещения электронно вычислительных машин, кухни общественных зданий, технические этажи, подвальные помещения	Не менее 2,0 (200)	Не менее 1,0 (100)
4 Залы		
а) читальные	2,0 (200)	0,7 (70)
б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых)	3,0 (300)	1,0 (100)
в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4,0 (400)	1,4 (140)
г) торговые выставочные и экспозиционные	Не менее 4,0 (400)	Не менее 1,4 (140)
5 Книгохранилища, архивы	Не менее 5,0 (500)	Не менее 5,0 (500)
6 Сцены зрелищных предприятий	Не менее 5,0 (500)	Не менее 1,8 (180)
7 Трибуны		
а) с закрепленными сиденьями	4,0 (400)	1,4 (140)
б) для стоящих зрителей	5,0 (500)	1,8 (180)
8 Чердачные помещения	0,7 (70)	—
9 Покрытия на участках		
а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т. п.)	4,0 (400)	1,4 (140)
б) используемых для отдыха	1,5 (150)	0,5 (50)
в) прочих	0,5 (50)	—
10 Балконы (лоджии) с учетом нагрузки		
а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4,0 (400)	1,4 (140)
б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), в действие которой неблагоприятнее чем определяемое по поз 10а	2,0 (200)	0,7 (70)
11 Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	Не менее 1,5 (150)	—
12 Вестибули, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях		
а) 1, 2 и 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 и 11	4,0 (400)	1,4 (140)
в) 7	5,0 (500)	1,8 (180)
13 Перроны вокзалов	4,0 (400)	1,4 (140)
14 Помещения для скота		
мелкого	Не менее 2,0 (200)	Не менее 0,7 (70)
крупного	Не менее 5,0 (500)	Не менее 1,8 (180)

Примечания 1 Нагрузки, указанные в поз 8, следует учитывать на площади, не занятой оборудованием материалами

2 Нагрузки, указанные в поз 9, следует учитывать без снеговой нагрузки

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f

Вес	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
<i>Конструкции:</i>	
металлические	1,05
бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м ³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м ³ и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
<i>Грунты:</i>	
в природном состоянии	1,1
насыпные	1,15
<i>Оборудование, складские материалы, изделия:</i>	
стационарного оборудования	1,05
изоляции стационарного оборудования	1,2
заполнителей оборудования (в том числе резервуаров и трубопроводов):	
жидкостей	1,0
суспензий, шламов, сыпучих тел	1,1
погрузчиков и электрокаров (с грузом)	1,2

Примечания: 1 При проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшить условия работы конструкций, следует произвести расчет, принимая для веса конструкции или её части коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=0,9$.

2. При определении нагрузок от грунта следует учитывать нагрузки от складированных материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемых на грунт.
3. Для металлических конструкций, в которых усилия от собственного веса превышают 50% общих усилий, следует принимать $\gamma_f = 1,1$.

Таблица 1.

Коэффициенты надежности по назначению γ_n

Класс ответственности зданий и сооружений	Коэффициент надежности по назначению γ_n
Класс I Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение: главные корпуса ТЭС, АЭС, центральные узлы доменных печей, дымовые трубы высотой более 200 м, телевизионные башни сооружения магистральной первичной сети ЕАСС, резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью свыше 10 тыс.м ³ , крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т.п.	1,0
Класс II Здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение (объекты промышленного, сельскохозяйственного, жилищно-гражданского назначения и связи, не вошедшие в I и III классы)	0,95
Класс III Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение: склады без процессов сортировки и упаковки для хранения сельскохозяйственных продуктов, удобрений, химикатов, угля, торфа и др., теплицы, парники, одноэтажные жилые дома, опоры освещения населенных пунктов, ограды, временные здания и сооружения и т.п.	0,9

Примечания: 1 *- для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет допускается принимать $\gamma_n = 0,8$.

2. Для несущих кирпичных стен самонесущих панелей, перегородок, перемычек над проемами в стенах из штучных материалов, фундаментных балок, заполнений оконных проемов, переплетов светоаэрационных фонарей, конструкций ворот, вентиляционных шахт коробов, полов на грунте, сборных конструкций в процессе перевозки и монтажа, всех видов конструкций при расчете в стадии монтажа следует все значения коэффициента γ_n , приведенные в таблице, умножить на 0,95.

Сочетания нагрузок

(1.10). Расчет конструкций по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок и усилий.

(1.11). В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

- основное сочетание нагрузок, состоящее из постоянных, длительных и кратковременных;
- особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

(1.12). При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или соответствующих им усилий следует умножать на коэффициенты сочетаний, равные:

1. В основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных $\psi_2 = 0,9$;
2. В особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных $\psi_2 = 0,8$, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений для сейсмических районов и в других нормах проектирования конструкций и оснований.

При этом особую нагрузку следует принимать без снижения.

В основных сочетаниях при учете трех и более кратковременных нагрузок их расчетные значения допускается умножать на коэффициент сочетания ψ_2 , принимаемый для первой (по степени влияния) кратковременной нагрузки – 1,0, для второй – 0,8, для остальных – 0,6.

Вес конструкций и грунтов

Нормативное значение веса строительных конструкций следует определять на основании стандартов, рабочих чертежей, паспортов или согласно натурным размерам и удельному весу материалов, грунтов с учетом их влажности в условиях возведения и эксплуатации.

Равномерно-распределенная нагрузка

(3.5). Нормативные значения равномерно-распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в табл. 1.2(3).

(3.6). Нагрузка от веса временных перегородок должна приниматься в зависимости от их конструкции, расположения и характера опирания на перекрытия и стены. При расчете различных элементов эту нагрузку можно учитывать:

- по фактическому воздействию;
- как равномерно распределенную добавочную нагрузку к прочей равномерно распределенной нагрузке (в этом случае интенсивность этой добавочной нагрузки устанавливается расчетом для предполагаемых схем размещения перегородок и должна приниматься не менее 50 кгс/м^2).

Коэффициенты надежности для равномерно распределенных нагрузок на перекрытия и лестницы должны приниматься:

- 1,3- при нормативном значении менее $2,0 \text{ кН/м}^2$;
- 1,2- при нормативном значении $2,0 \text{ кН/м}^2$ и более.

При расчете балок, ригелей, плит, а так же колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, полные нормативные значения нагрузок, указан-

ные в табл. 1.2(3), следует снижать в зависимости от грузовой площади A , m^2 , рассчитываемого элемента умножением на коэффициент сочетания ψ_A , равный:

а) для помещений, указанных в поз. 1,2,12а табл. 1.2(3) (при $A > A_1 = 9 m^2$),

$$\psi_{A1} = 0.4 + 0.6 / \sqrt{A / A_1} ;$$

б) для помещений, указанных в поз. 4,11,12б табл. 1.2(3) (при $A > A_2 = 36 m^2$),

$$\psi_{A2} = 0.5 + 0.5 / \sqrt{A / A_2} .$$

При определении продольных усилий для расчета колонн, стен, фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок, указанные в табл. 1.2(3) следует снижать умножением на коэффициент сочетания ψ_n :

а) для помещений, указанных в поз. 1,2,12а,

$$\psi_{n1} = 0,4 + (\psi_{A1} - 0,4) / \sqrt{n} ;$$

б) для помещений, указанных в поз. 4,11, 12б,

$$\psi_{n2} = 0,5 + (\psi_{A2} - 0,5) / \sqrt{n} .$$

где n - общее число перекрытий (для помещений, указанных в табл. 1.2(3) поз. 1,2,4,11,12а,б), нагрузки от которых учитываются при расчете рассматриваемого сечения колонны, стены, фундамента.

Нагрузки от мостовых и подвесных кранов

Нагрузки от мостовых и подвесных кранов следует определять в зависимости от групп режимов их работы, устанавливаемых ГОСТ 25546-82.

Перечень мостовых и подвесных кранов разных групп режимов работы дан в табл. 1.5 (прилож. [1]).

Характеристики мостовых электрических кранов общего назначения грузоподъемностью от 10 до 50 тс представлены в табл. 1.6.

Нормативное значение горизонтальной нагрузки, вследствие торможения мост электрического крана, направленной вдоль кранового пути следует принимать равным 0,1 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на тормозные колеса.

Нормативное значение горизонтальной нагрузки, вследствие торможения мост электрического крана, направленной поперек кранового пути следует принимать равным:

для кранов с гибким подвесом груза - 0,05 суммы подъемной силы крана и веса тележки;

для кранов с жестким подвесом груза - 0,1 суммы подъемной силы крана и веса тележки.

Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок следует принимать

$$\gamma_f = 1,1.$$

Таблица 1.5 (Приложение 1[1])

Мостовые и подвесные краны разных групп режимов работы (примерный перечень)

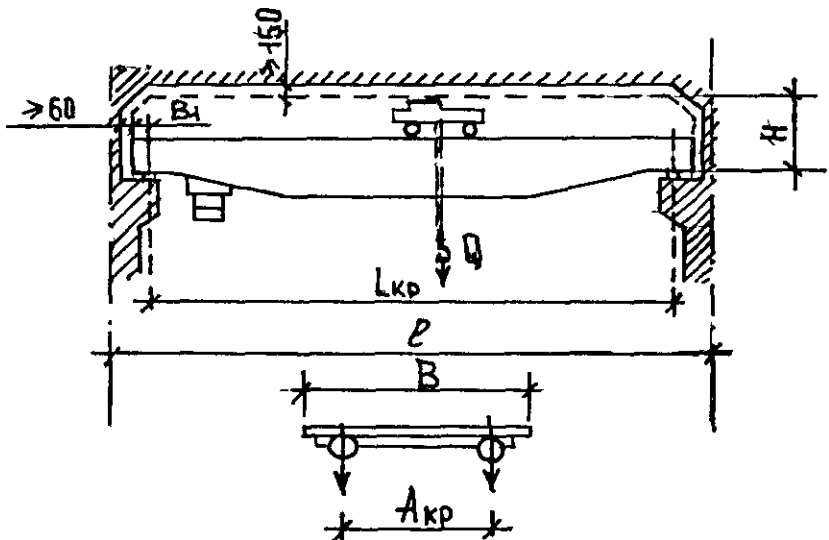
Краны	Группы режимов работы	Условия использования
Ручные всех видов	1К—3К	Любые
С приводными подвесными талями, в том числе с навесными захватами		Ремонтные и перегрузочные работы ограниченной интенсивности
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Машинные залы электростанций, монтажные работы, перегрузочные работы ограниченной интенсивности
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами	4К—6К	Перегрузочные работы средней интенсивности, технологические работы в механических цехах, склады готовых изделий предприятий строительных материалов, склады металлообъята
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Смешанные склады, работа с разнообразными грузами
Магнитные		Склады полуфабрикатов, работа с разнообразными грузами
Закалочные, ковочные, штыревые, литейные	7К	Цехи металлургических предприятий
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при работе в одну или две смены)
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Технологические краны при круглосуточной работе
Траверсные, мультдогрейферные, мультдозавалочные, для раздевания слитков, копровые, ваграночные, колодцевые	8К	Цехи металлургических предприятий
Магнитные		Цехи и склады металлургических предприятий, крупные металлобазы с однородными грузами
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Скл. насыпн грузов и металлолома с однородными грузами (при круглосут. работе)

Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 тс, режим работы – нормальный (5К)

Грузоподъемность, т	Пролет, м		Основные габаритные размеры, мм				Нагрузка на колесо, кН	Вес, кН	
	Цеха, l	Крана, $L_{кр}$	База крана $A_{кр}$	Ширина крана B	H	B_1		Тележки	Кран с тележкой
10	18	16,5	4400	5400	1900	230	85	24	130
	24	22,5	4400	5400			95		158
	30	28,5	5000	6000			105		210
20/5	18	16,5	4400	5600	2400	260	170	63	220
	24	22,5	4400	5600			180		255
	30	28,5	5000	6200			200		332
32/5	18	16,5	5100	6300	2750	300	235	87	280
	24	22,5	5100	6300			260		350
	30	28,5	5100	6300			280		410
50/12,5	18	16,5	5600	6860	3150	300	360	135	415
	24	22,5	5600	6860			380		485
	30	28,5	5600	6860			415		595

Примечания: 1. Режим работы кранов устанавливается по СНиП 2.01.07-85.

2. Схема крана



(4.11). Вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости рам, колонн, фундаментов, а также оснований в зданиях с мостовыми кранами в нескольких пролетах (в каждом пролете на одном ярусе) следует принимать на каждом пути не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, а при учете совмещения в одном створе кранов разных пролетов – не более чем от четырех наиболее неблагоприятных по воздействию кранов.

(4.17). При учете двух кранов нагрузки от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний:

$$\psi = 0,85 \text{ – для групп режимов работы кранов 1К – 6К;}$$

$$\psi = 0,95 \text{– для групп режимов работы кранов 7К, 8К.}$$

При учете четырех кранов нагрузки от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний:

$$\psi = 0,7 \text{ – для групп режимов работы кранов 1К – 6К;}$$

$$\psi = 0,8 \text{ – для групп режимов работы кранов 7К, 8К.}$$

При учете одного крана вертикальные и горизонтальные нагрузки от него необходимо принимать без снижения.

Снеговые нагрузки

(5.1). Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$s = s_0 \cdot \mu ,$$

где s_0 - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствие с табл. 1.7.(4);

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый по табл. 1.8 (прилож. 3) и в зависимости от профиля покрытий и схемы снеговой нагрузки.

(5.7). Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для снеговой нагрузки следует принимать равным 1,4. При расчете элементов конструкции покрытия, для которых отношение учитываемого нормативного значения равномерно распределенной нагрузки от веса покрытия (включая вес стационарного оборудования) к нормативному значению веса снегового покрова s_0 менее 0,8, γ_f следует принимать равным 1,6.

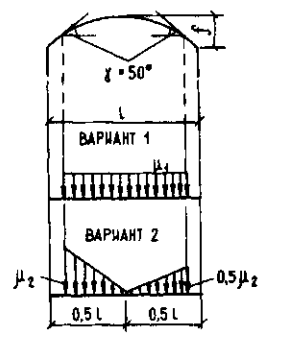
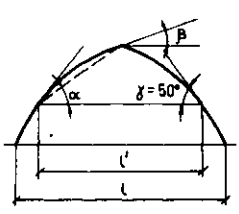
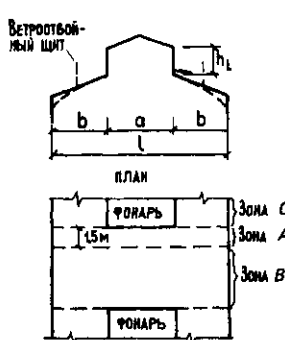
Таблица 1.7 (4)

Интенсивность снеговой нагрузки s_0

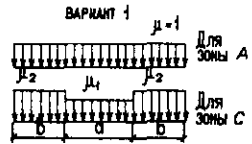
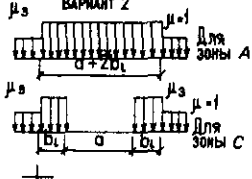
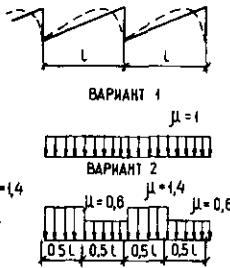
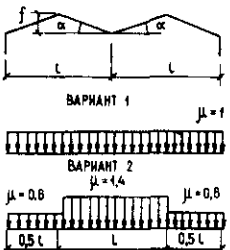
Снеговые районы принимаются по карте 1 прилож. 1	I	II	III	IV	V	VI
$S_0, \text{кН/м}^2$	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5

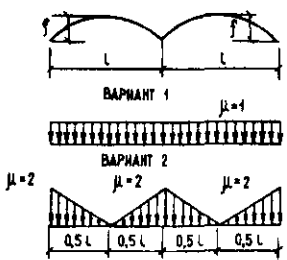
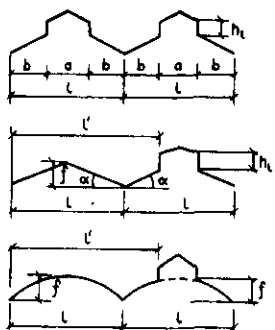
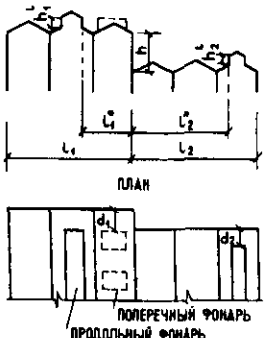
СХЕМЫ СНЕГОВЫХ НАГРУЗОК И КОЭФФИЦИЕНТЫ μ



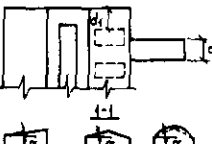
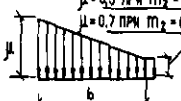
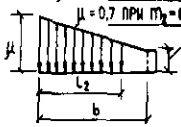
Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты μ и область применения схем
1	<p data-bbox="250 318 583 378">Здания с односкатными и двускатными покрытиями</p> <p data-bbox="384 749 464 775">ВАРИАНТ 1</p> <p data-bbox="384 844 464 870">ВАРИАНТ 2</p> <p data-bbox="384 999 476 1026">ВАРИАНТ 3</p>	$\mu = 1 \text{ при } \alpha \leq 25^\circ,$ $\mu = 0 \text{ " } \alpha \geq 60^\circ,$ <p data-bbox="614 695 1134 838">Варианты 2 и 3 следует учитывать для зданий с двускатными покрытиями (профиль б), при этом вариант 2 $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, вариант 3 — при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ только при ходовых мостиках или аэрационных устройствах по покрытию</p>

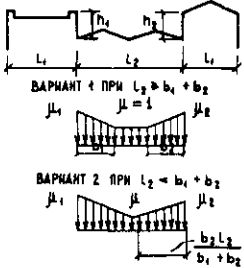
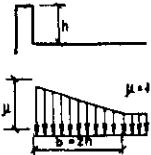
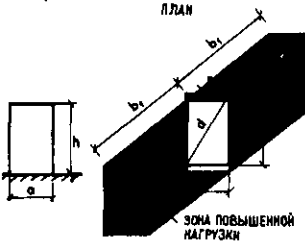
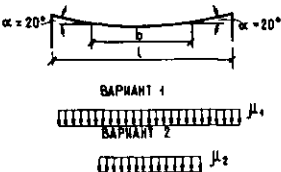
Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты μ и область применения схем								
2	<p>Здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями</p> 	<p>$\mu_1 = \frac{l}{8f}$, но не более 1,0 и не менее 0,4. Вариант 2 следует учитывать при $\frac{f}{l} > \frac{1}{8}$.</p> <table border="1" data-bbox="665 441 952 546"> <thead> <tr> <th>$\frac{f}{l}$</th> <th>$\frac{1}{8}$</th> <th>$\frac{1}{6}$</th> <th>$> \frac{1}{5}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>μ_2</td> <td>1,8</td> <td>2,0</td> <td>2,2</td> </tr> </tbody> </table> <p>Для железобетонных плит покрытий коэффициент μ следует принимать не более 1,4</p>	$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{6}$	$> \frac{1}{5}$	μ_2	1,8	2,0	2,2
$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{6}$	$> \frac{1}{5}$							
μ_2	1,8	2,0	2,2							
2'	<p>Покрытия в виде стрельчатых арок</p> 	<p>При $\beta > 15^\circ$ необходимо использовать схему 1Б, принимая $l = l'$; при $\beta < 15^\circ$ - схему 2</p>								
3	<p>Здания с продольным фонарем</p> 	<p>$\mu_1 = 0,8$; $\mu_2 = 1 + 0,1 \frac{a}{b}$; $\mu_3 = 1 + 0,5 \frac{a}{b_1}$, но не более:</p> <ul style="list-style-type: none"> 4,0 - для ферм и балок при нормативном значении веса покрытия 1,5 кПа и менее; 2,5 - для ферм и балок при нормативном значении веса покрытия свыше 1,5 кПа; 2,0 - для железобетонных плит покрытий пролетом 6 м и менее и для стального профилированного настила; 2,5 - для железобетонных плит пролетом свыше 6 м, а также для прогонов независимо от пролета; <p>$b_1 = h_1$, но не более b.</p> <p>При определении нагрузки у торца фонаря для зоны В значение коэффициента μ в обоих вариантах следует принимать равным 1,0.</p>								

двускатны
 у 2 - при
 о при нали-
 по коньку,

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты μ и область применения схем
	<p>ВАРИАНТ 1</p>  <p>ВАРИАНТ 2</p> 	<p>Примечания 1 Схемы вариантов 1, 2 следует также применять для двускатных и сводчатых покрытий двух-трехпролетных зданий с фонарями в середине зданий</p> <p>2. Влияние ветроотбойных щитов на распределение снеговой нагрузки возле фонарей не учитывать</p> <p>3 Для плоских скатов при $b > 48$ м следует учитывать местную повышенную нагрузку у фонаря, как у перепадов (см. схему 8)</p>
4	<p>Шедовые покрытия</p> 	<p>Схемы следует применять для шедовых покрытий, в том числе с наклонным остеклением и сводчатым очертанием кровли</p>
5	<p>Двух- и многопролетные здания с двускатными покрытиями</p> 	<p>Вариант 2 следует учитывать при $\alpha \geq 15^\circ$</p>

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты μ и область применения схем
6	<p>Двух- и многопролетные здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями</p>  <p>ВАРИАНТ 1 $\mu=1$</p> <p>ВАРИАНТ 2 $\mu=2$</p>	<p>Вариант 2 следует учитывать при $\frac{f}{l} > 0,1$.</p> <p>Для железобетонных плит покрытий значения коэффициентов μ следует принимать не более 1,4</p>
7	<p>Двух- и многопролетные здания с двускатными и сводчатыми покрытиями с продольным фонарем</p> 	<p>Коэффициент μ следует принимать для пролетов с фонарем в соответствии с вариантами 1 и 2 схемы 3, для пролетов без фонаря — с вариантами 1 и 2 схем 5 и 6.</p> <p>Для плоских двускатных ($\alpha < 15^\circ$) и сводчатых ($\frac{f}{l} < 0,1$) покрытий при $l' > 48$ м следует учитывать местную повышенную нагрузку, как у перепадов (см. схему 8)</p>
8	<p>Здания с перепадом высоты</p> <p>а)</p>  <p>ПЛАН</p> <p>ПОПЕРЕЧНЫЙ ФОНАРЬ ПРОДОЛЬНЫЙ ФОНАРЬ</p>	<p>Снеговую нагрузку на верхнее покрытие следует принимать в соответствии со схемами 1—7, а на нижнее — как наиболее неблагоприятную из схем 1—7 и схемы 8.</p>

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты μ и область применения схем
	<p>а)</p>  <p>б)</p>  <p>ПЛАН</p>  <p>ВАРИАНТ 1 ПРИ $l_2 \{L_2\} \geq b$</p>  <p>$\mu = 0,5$ ПРИ $m_2 = 0,5$, $\mu = 0,7$ ПРИ $m_2 = 0,3$</p> <p>ВАРИАНТ 2 ПРИ $l_2 \{L_2\} < b$</p>  <p>$\mu = 0,5$ ПРИ $m_2 = 0,5$, $\mu = 0,7$ ПРИ $m_2 = 0,3$</p>	<p>Коэффициент μ следует принимать равным:</p> $\mu_0 = 1 + \frac{1}{h} (m_1 l'_1 + m_2 l'_2),$ <p>но он не должен превышать:</p> $\frac{2h}{s_0} \quad (\text{где } h - \text{ в м; } s_0 - \text{ в кПа});$ <p>4 — для зданий (профиль а); 6 — для навесов (профиль б).</p> <p>Значения m_1 (m_2) для верхнего (нижнего) покрытия в зависимости от его профиля следует принимать равными.</p> <p>0,5 — для плоских покрытий с $\alpha \leq 20^\circ$ и сводчатых — с $\frac{f}{l} \leq \frac{1}{8}$; 0,3 — для плоских покрытий с $\alpha > 20^\circ$, сводчатых — с $\frac{f}{l} > \frac{1}{8}$ и покрытий с поперечными фонарями.</p> <p>Для нижних покрытий шириной $a < 21$ м (профиль в) значение m_2 следует определять по формуле</p> $m_2 = 0,5 k_1 k_2 k_3, \text{ но не менее } 0,1,$ <p>где $k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}}$; $k_2 = 1 - \frac{\beta}{35}$; $k_3 = 1 - \frac{\alpha}{30}$, но не менее 0,3 ($a$ — в м; α, β — в град).</p> <p>Высоту перепада h следует отсчитывать от карниза нижнего покрытия в месте его примыкания к стене.</p> <p>Значения l'_1 (l'_2) для верхнего (нижнего) покрытия в зависимости от наличия и ориентации фонарей следует принимать равными:</p> <p>а) с продольными фонарями:</p> $l'_1 = l_1^* - 2h_1^* ;$ $l'_2 = l_2^* - 2h_2^* - 2h ;$ <p>б) без продольных фонарей или с поперечными фонарями</p> $l'_1 = l_1 ; l'_2 = l_2 - 2h .$ <p>при этом l'_1 и l'_2 необходимо принимать не менее 0.</p> <p>Длину зоны b следует принимать равной:</p> <p>при $\mu_0 \leq \frac{2h}{s_0} \quad b = 2h, \text{ но не более } 15 \text{ м;}$ " $\mu_0 > \frac{2h}{s_0} \quad b = \frac{\mu_0 - 1}{\frac{2h}{s_0} - 1} 2h,$</p> <p>но не более $5h$ и 15 м.</p> <p>Примечания 1 При $a, (d_2) > 12$ м значение μ для участка перепада длиной $a, (d_2)$ следует определять без учета влияния фонарей на повышенном (пониженном) покрытии.</p> <p>2 Если пролеты верхнего (нижнего) покрытия имеют разный профиль, то при определении μ необходимо принимать соответствующие значения m_1 (m_2) для каждого пролета в пределах l'_1 (l'_2).</p> <p>3 Местную нагрузку u перепада не следует учитывать, если высота перепада, м, между двумя смежными покрытиями менее $\frac{s_0}{2}$ (где s_0 — в кПа).</p>

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты μ и область применения схем
9	<p>Здания с двумя перепадами высоты</p>  <p>ВАРИАНТ 1 ПРИ $l_2 > b_1 + b_2$ $\mu = 1$</p> <p>ВАРИАНТ 2 ПРИ $l_2 < b_1 + b_2$ μ μ_2</p>	<p>Снеговую нагрузку на верхнее и нижнее покрытия следует принимать по схеме 8. Значения μ_1, b_1, μ_2, b_2 следует определять для каждого перепада независимо, при этом:</p> <p>для левого $l'_2 = l_2 - 2h_1 - 5h_2$;</p> <p>для правого $l'_2 = l_2 - 2h_2 - 5h_1$.</p> <p>Если $l_2 < b_1 + b_2$, то $\mu = \frac{(\mu_1 b_1 + \mu_2 b_2) \left(1 - \frac{l_2}{b_1 + b_2}\right) - (b_1 + b_2)}{l_2}$,</p> <p>но не более $\frac{\mu_1 b_2 + \mu_2 b_1}{b_1 + b_2}$</p>
10	<p>Покрытие с парапетами</p> 	<p>Схему следует применять при $h > \frac{s_0}{2}$ (h — в м; s_0 — в кПа);</p> <p>$\mu = \frac{2h}{s_0}$, но не более 3</p>
11	<p>Участки покрытий, примыкающие к возвышающимся над кровлей вентиляционным шахтам и другим надстройкам</p> 	<p>Схема относится к участкам с надстройками с диагональю основания не более 15 м.</p> <p>В зависимости от рассматриваемой конструкции (плит покрытия, подстропильных и стропильных конструкций) необходимо учитывать самое неблагоприятное положение зоны повышенной нагрузки (при произвольном угле β).</p> <p>Коэффициент μ, постоянный в пределах указанной зоны, следует принимать равным:</p> <p>1,0 при $d < 1,5$ м; $\frac{2h}{s_0}$ " $d > 1,5$ м, но не менее 1,0 и не более</p> <p>1,5 при $1,5 < d < 5$ м; 2,0 " $5 < d < 10$ " ; 2,5 " $10 < d < 15$ " ;</p> <p>$b_1 = 2h$, но не более $2d$</p>
12	<p>Висячие покрытия цилиндрической формы</p>  <p>ВАРИАНТ 1 μ_1</p> <p>ВАРИАНТ 2 μ_2</p>	<p>$\mu_1 = 1,0$; $\mu_2 = \frac{l}{b}$</p>

Ветровые нагрузки

Ветровая нагрузка на здания и сооружения определяется как сумма статической и динамической составляющих.

Статическая составляющая ветровой нагрузки учитывается во всех случаях.

При расчете многоэтажных зданий высотой до 40 м и одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типа А и В (см. табл. 1.10(6)) пульсирующую составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

Нормативное значение средней статической составляющей ветровой нагрузки на высоте z над поверхностью земли следует определять по формуле

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k \cdot c,$$

где ω_0 -- нормативное значение ветрового давления принимаемое по табл. 1.9 (5) в зависимости от ветрового района, устанавливаемого по карте 2 приложения 1;

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (см. табл. 1.10);

c - аэродинамический коэффициент (см. табл. 1.11(прилож.4)).

В табл. 1.11 даны ссылки на п.п. 6.4, 6.5, 6.9, 6.11 согласно [1]

Таблица 1.9(5)

Нормативное значение ветрового давления ω_0								
Ветровые районы по карте 2 прилож.1	I _a	I	II	III	IV	V	VI	VII
ω_0 , кПа	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85
(кгс/см ²)	(17)	(23)	(30)	(38)	(48)	(60)	(70)	(85)

Таблица 1.10 (6)

Высота z , м	Значения коэффициента k для различных типов местности		
	Коэффициенты k для типов местности		
	A	B	C
≤5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
≥ 480	2,75	2,75	2,75

Примечания: 1. Типы местности: А – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра; В – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м; С – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

2. При определении ветровой нагрузки типы местности могут быть различными для разных расчетных направлений ветра

зводст-
разме-
поющую
ки на
9 (5) в
жения

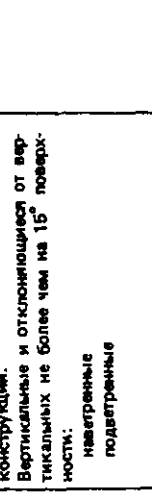
1.9(5)
УП
0,85
(85)
.10(6)

степи,
омер-
ниями

зных

Таблица 1.11

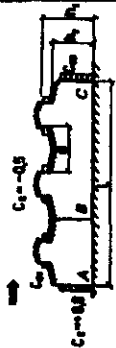
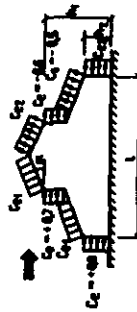
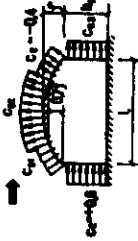
Схемы ветровых нагрузок и аэродинамические коэффициенты с




Номер схемы	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов с	Примечания
1	Отдельно стоящие плоские сплошные конструкции. Вертикальные и отклоняющиеся от вер- тикальных не более чем на 15° поверх- ности: навстречные подветренные	$c_x = +0,8$ $c_z = -0,8$	1
2	Здания с двускатными покрытиями		<p>1. При ветре, перпендикулярном торцу здания, для всей поверх- ности покрытия $c_x = -0,7$.</p> <p>2. При определении коэффициен- та ρ в соответствии с п. 6.9 $h = h_1 + 0,27 \lg a$</p>

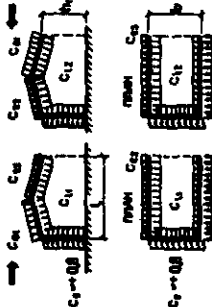
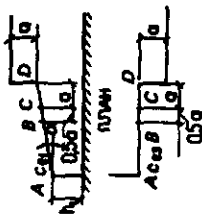
Коэффициент	а, град	Значения c_{x1}, c_{x2} при $\frac{h}{T}$, равном		
		0	0,5	1
c_{x1}	0	0	-0,8	-0,7
	20	+0,2	-0,4	-0,7
	40	+0,4	+0,3	-0,2
	60	+0,8	+0,8	+0,8
c_{x2}	< 60	-0,4	-0,4	-0,5
				-0,8

$\frac{b}{T}$	Значения c_{z2} при $\frac{h}{T}$, равном		
	< 0,5	1	> 2
< 1	-0,4	-0,5	-0,8
> 2	-0,5	-0,8	-0,8

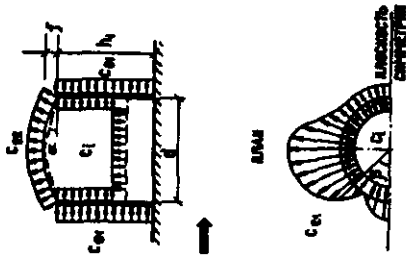
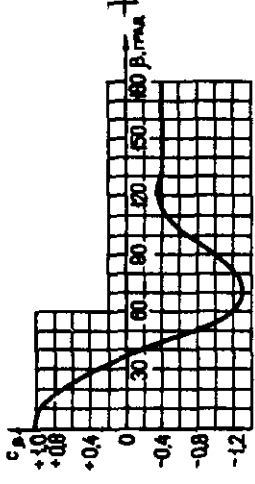
Номер статьи	Схема здания, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение нормативных коэффициентов c		Примечания			
		Коэффициент	Значения c_{e1}, c_{e2} при $\frac{f}{l}$, равном				
3	Здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
			0	+0,2	+0,4	+0,5	+0,7
			0,2 >1	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5
		c_{e3}	Принимается		-1	-1,1	-1,2
Значение c_{e3} принимается по схеме 2							
4	Здания с продольными фонарями		Коэффициенты c_{e1}, c_{e2} и c_{e3} следует определять в соответствии с указаниями к схеме 2				
			<p>1. При расчете поперечных рам зданий с фонарями и ветроотбойными щитами значение суммарного коэффициента лобового сопротивления окнами «фонарь-щиты» принимается равным 1,4.</p> <p>2. При определении коэффициента c_{e4} в соответствии с п. 6.9 $K = K_1$</p>				
5	Здания с продольными фонарями		<p>Для покрытия здания на участке AB коэффициенты c_2 следует принимать по схеме 4.</p> <p>Для фронной участка BC при $\lambda \leq 2$ $c_2 = 0,2$; при $2 \leq \lambda \leq 8$ для этого фронта $c_2 = 0,1\lambda$; при $\lambda > 8$ $c_2 = 0,8$, здесь $\lambda = \frac{e}{K_1 - K_2}$.</p> <p>Для остальных участков покрытия $c_2 = -0,5$</p>				
			<p>1. Для негерметичной, податливой и боковых стен зданий коэффициенты давления следует определять в соответствии с указаниями к схеме 2.</p> <p>2. При определении коэффициента c_{e4} в соответствии с п. 6.9 $K = K_1$</p>				

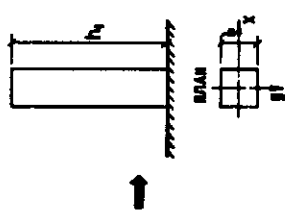
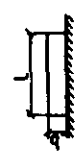

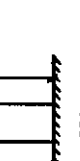


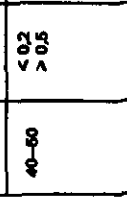
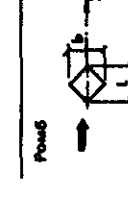

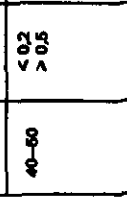
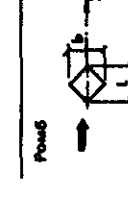

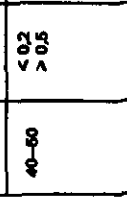
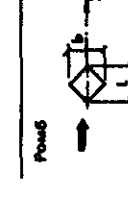




№№ ступеней	Схема здания, сооружения, элемента конструкции и ветровые нагрузки	Средние аэродинамические коэффициенты с	Примечания
6	<p>Здание с продольными фронтонами различной высоты</p> 	<p>Средние аэродинамические коэффициенты с</p> <p>Коэффициенты c_1, c_2, c_3 и c_4 следует определять в соответствии с указаниями к схеме 2, где при определении c_1 за h_1 необходимо принимать высоту наветренной стены здания.</p> <p>Для участка AB c_5 следует определять так же, как для участка BC схемы 6, где за $h_1 - h_2$ необходимо принимать высоту фронтона</p>	<p>См. примеч. 1 и 2 к схеме 5</p>
7	<p>Здание с шатровым покрытием</p> 	<p>Для участка AB c_5 следует определять в соответствии с указаниями к схеме 2.</p> <p>Для участка BC $c_6 = -0.5$</p>	<p>1. Силы трения необходимо учитывать при произвольном направлении ветра, при этом $c_f = 0.04$.</p> <p>2. См. примеч. 1 и 2 к схеме 5</p>
8	<p>Здание с эллиптическим фронтоном</p> 	<p>Для наветренного фронтона коэффициент c_2 следует определять в соответствии с указаниями к схеме 2, для остальной части покрытия — как для участка BC схемы 6</p>	<p>См. примеч. 1 и 2 к схеме 5</p>

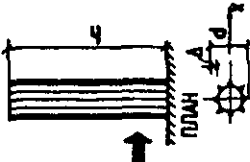
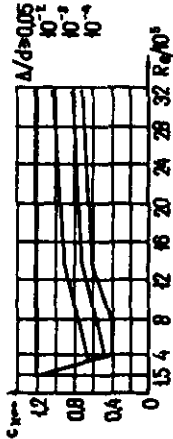
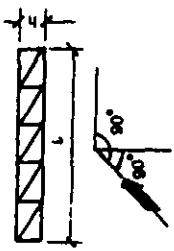
Номер шага	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов c	Примечания
9	<p>Здания, постоянно открытые с одной стороны.</p> 	<p>При $\mu \leq 5\%$ $c_{11} = c_{12} = \pm 0,2$; при $\mu \geq 30\%$ c_{11} следует принимать равным c_{22}, определенному в соответствии с указаниями к схеме 2; $c_{12} = \pm 0,8$</p>	<p>1. Коэффициенты c_s на внешней поверхности следует принимать в соответствии с указаниями к схеме 2.</p> <p>2. Проницаемость ограждения μ следует определять как отношение суммарной площади инверсов в или проемов к полной площади ограждения. Для герметичного здания следует принимать $c_1 = 0$. В зданиях, указанных в п. 6.1в, нормативное значение внутреннего давления на легкие перегородки (при их поверхностной плотности менее 100 кг/м^2) следует принимать равным $0,2 \text{ Па}$, но не менее $0,1 \text{ кПа}$ (10 кгс/м^2).</p> <p>3. Для каждой стены здания знак "плюс" или "минус" для коэффициента c_{11} при $\mu \leq 5\%$ следует определять исходя из условия реализации наиболее неблагоприятного варианта нагружения.</p>
10	<p>Уступы зданий при $\alpha < 15^\circ$</p> 	<p>Для участка CD $c_2 = 0,7$. Для участка BC c_2 следует определять линейной интерполяцией значений, приведенных в точках B и C.</p> <p>Коэффициенты c_{s1} и c_{s2} на участке AB следует принимать в соответствии с указаниями к схеме 2 (где b и l — размеры в плане всего здания).</p> <p>Для вертикальных поверхностей коэффициенты c_s необходимо определять в соответствии с указаниями к схемам 1 и 2</p>	

Номер схемы	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровые нагрузки	Определение аэродинамических коэффициентов с					Примечания																																																				
		Тип схемы	d , град	Значения коэффициентов																																																							
11		Навесы	<table border="1"> <tr> <td rowspan="2">I</td> <td>10</td> <td>+0,5</td> <td>-1,3</td> <td>-1,1</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>+1,1</td> <td>0</td> <td>+0,8</td> <td>-0,4</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">II</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>-1,1</td> <td>-1,5</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>+1,5</td> <td>+0,5</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">III</td> <td>10</td> <td>+1,4</td> <td>+0,4</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>+1,8</td> <td>+0,5</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">IV</td> <td>10</td> <td>+1,3</td> <td>+0,2</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>+1,4</td> <td>+0,3</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">V</td> <td>10</td> <td>+1,5</td> <td>+0,4</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>+1,6</td> <td>+0,5</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> </table>	I	10	+0,5	-1,3	-1,1	0	20	+1,1	0	+0,8	-0,4	II	10	0	-1,1	-1,5	0	20	+1,5	+0,5	0	0	III	10	+1,4	+0,4	-	-	20	+1,8	+0,5	-	-	IV	10	+1,3	+0,2	-	-	20	+1,4	+0,3	-	-	V	10	+1,5	+0,4	-	-	20	+1,6	+0,5	-	-	<p>1. Коэффициенты C_{x1}, C_{y1}, C_{z1}, C_{x2}, C_{y2}, C_{z2} следует относить к сумме давлений на вершесю и несомую поверхность навесов.</p> <p>Для отрицательных значений C_{x1}, C_{y1}, C_{z1}, C_{x2}, C_{y2}, C_{z2} направление давления на склеса следует изменить на противоположное.</p> <p>2. Для навесов с волнистыми покрытиями $c_f = 0,04$</p>
					I	10	+0,5	-1,3	-1,1	0																																																	
				20		+1,1	0	+0,8	-0,4																																																		
				II	10	0	-1,1	-1,5	0																																																		
					20	+1,5	+0,5	0	0																																																		
				III	10	+1,4	+0,4	-	-																																																		
					20	+1,8	+0,5	-	-																																																		
				IV	10	+1,3	+0,2	-	-																																																		
					20	+1,4	+0,3	-	-																																																		
				V	10	+1,5	+0,4	-	-																																																		
					20	+1,6	+0,5	-	-																																																		
12, e		Сфера	<table border="1"> <tr> <td rowspan="2">A, град</td> <td>0</td> <td>15</td> <td>30</td> <td>45</td> <td>60</td> <td>75</td> <td>90</td> </tr> <tr> <td>+1,0</td> <td>+0,8</td> <td>+0,4</td> <td>-0,2</td> <td>-0,8</td> <td>-1,2</td> <td>-1,25</td> </tr> </table>	A , град	0	15	30	45	60	75	90	+1,0	+0,8	+0,4	-0,2	-0,8	-1,2	-1,25	<p>1. Коэффициенты C_x приведены при $Re > 4 \cdot 10^5$.</p> <p>2. При определении коэффициента γ в соответствии с п. 6.9 следует принимать $\delta = h = 0,7d$</p>																																								
					A , град	0	15	30	45	60	75	90																																															
				+1,0		+0,8	+0,4	-0,2	-0,8	-1,2	-1,25																																																
				<table border="1"> <tr> <td colspan="8">Продолжение</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">A, град</td> <td>105</td> <td>120</td> <td>135</td> <td>150</td> <td>175</td> <td>180</td> <td></td> </tr> <tr> <td>C_x</td> <td>-1,0</td> <td>-0,6</td> <td>-0,2</td> <td>+0,2</td> <td>+0,3</td> <td>+0,4</td> </tr> </table>	Продолжение								A , град	105	120	135	150	175		180		C_x	-1,0	-0,6	-0,2	+0,2	+0,3	+0,4	<p>где Re — число Рейнольдса;</p> <p>$Re = 0,88d \sqrt{w_0 k(z)} \gamma \cdot 10^5$;</p> <p>$d$ — диаметр сферы, м;</p> <p>w_0 — определяется в соответствии с п. 6.4, Па;</p> <p>$k(z)$ — определяется в соответствии с п. 6.5;</p> <p>z — расстояние, м, от поверхности земли до центра сферы;</p> <p>γ — определяется в соответствии с п. 6.11</p>																														
					Продолжение																																																						
					A , град	105	120	135	150	175	180																																																
						C_x	-1,0	-0,6	-0,2	+0,2	+0,3	+0,4																																															

Номер схемы	Схема здания, сооружений, элементов конструкций и ветровые нагрузки	Определение аэродинамических коэффициентов с	Примечания																
12.6	<p>Сооружения с круговой цилиндрической поверхностью</p> 	<p>где $k_1 = 1$ при $c_B > 0$;</p> <p>$c_{вн} = k_1 c_B$</p> <table border="1" data-bbox="327 546 430 1120"> <tr> <td>$\frac{h_1}{d}$</td> <td>0,2</td> <td>0,5</td> <td>1</td> <td>2</td> <td>6</td> <td>10</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>k_1 при $c_B < 0$</td> <td>0,6</td> <td>0,9</td> <td>0,95</td> <td>1,0</td> <td>1,1</td> <td>1,15</td> <td>1,2</td> </tr> </table> <p>c_B необходимо принимать при $Re > 4 \cdot 10^5$ по графику:</p> 	$\frac{h_1}{d}$	0,2	0,5	1	2	6	10	25	k_1 при $c_B < 0$	0,6	0,9	0,95	1,0	1,1	1,15	1,2	<ol style="list-style-type: none"> 1. Re следует определять по формуле к схеме 12.6, принимая $z = h_1$. 2. При определении коэффициента p в соответствии с п. 6.9 следует принимать: <ul style="list-style-type: none"> $b = 0,7 d$; $h = h_1 + 0,7 f$. 3. Коэффициент c_f следует учитывать при опущенном козырьке („плавающая кровля“), а также при отсутствии его
$\frac{h_1}{d}$	0,2	0,5	1	2	6	10	25												
k_1 при $c_B < 0$	0,6	0,9	0,95	1,0	1,1	1,15	1,2												
		<table border="1" data-bbox="740 564 924 1066"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Плотность</th> <th colspan="3">Значение $c_{вн}$ при $\frac{h_1}{d}$, равном</th> </tr> <tr> <th>$\frac{1}{6}$</th> <th>$\frac{1}{3}$</th> <th>≥ 1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Плоское, коническое при $c_f < 5^\circ$, сферическое при $\frac{f}{d} < 0,1$</td> <td>-0,5</td> <td>-0,6</td> <td>-0,8</td> </tr> </tbody> </table>	Плотность	Значение $c_{вн}$ при $\frac{h_1}{d}$, равном			$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	≥ 1	Плоское, коническое при $c_f < 5^\circ$, сферическое при $\frac{f}{d} < 0,1$	-0,5	-0,6	-0,8						
Плотность	Значение $c_{вн}$ при $\frac{h_1}{d}$, равном																		
	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	≥ 1																
Плоское, коническое при $c_f < 5^\circ$, сферическое при $\frac{f}{d} < 0,1$	-0,5	-0,6	-0,8																
		<table border="1" data-bbox="935 474 1050 1120"> <tr> <td>$\frac{h_1}{d}$</td> <td>$\frac{1}{6}$</td> <td>$\frac{1}{4}$</td> <td>$\frac{1}{2}$</td> <td>1</td> <td>2</td> <td>≥ 6</td> </tr> <tr> <td>c_f</td> <td>-0,5</td> <td>-0,55</td> <td>-0,7</td> <td>-0,8</td> <td>-0,8</td> <td>-1,05</td> </tr> </table>	$\frac{h_1}{d}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	2	≥ 6	c_f	-0,5	-0,55	-0,7	-0,8	-0,8	-1,05			
$\frac{h_1}{d}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	2	≥ 6													
c_f	-0,5	-0,55	-0,7	-0,8	-0,8	-1,05													

<p>13</p>	<p>Силы ветра, сооружения, элементы конструкций и ветровые нагрузки</p>	<p>Прямоугольные сооружения</p> 	<p>Определение аэродинамических коэффициентов c_x</p>	<p>Примечания</p>																
<p>$c_x = k c_{x, \text{ст}}; c_y = k c_{y, \text{ст}}$</p>		<p>Таблица 1</p> <table border="1"> <tr> <td>λ_y</td> <td>5</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>35</td> <td>50</td> <td>100</td> <td>∞</td> </tr> <tr> <td>k</td> <td>0,6</td> <td>0,65</td> <td>0,75</td> <td>0,85</td> <td>0,9</td> <td>0,95</td> <td>1</td> </tr> </table>	λ_y	5	10	20	35	50	100	∞	k	0,6	0,65	0,75	0,85	0,9	0,95	1	<p>λ_y несомненно определять по табл. 2.</p>	<p>1. Для стен с лодочным при ветре, параллельном этим стенам, $c_f = 0,1$; для остальных покрытий $c_f = 0,04$.</p> <p>2. Для прямоугольных в плане зданий при $\frac{b}{l} = 0,1-0,5$ и $\beta = 40-80^\circ$ $c_{y, \text{ст}} = 0,75$; равнодействующая ветровой нагрузки приложена в точке 0, при этом эксцентриситет $e = 0,15b$.</p> <p>3. x_0 следует определять по формуле к схеме 12, z, применяя $z = h_1, d$ — диаметр обтекания окружности.</p> <p>4. При определении коэффициентов и в соответствии с п. 6.9 h — высота сооружения, b — размер в плане по оси y</p>
λ_y	5	10	20	35	50	100	∞													
k	0,6	0,65	0,75	0,85	0,9	0,95	1													
<p>Таблица 2</p>		<p>$\lambda_y = \frac{\lambda}{2}$</p> 	<p>$\lambda_y = \lambda$</p> 	<p>$\lambda_y = 2\lambda$</p> 																
<p>В табл. 2 $\lambda = \frac{l}{b}$, где l, b — соответственно максимальный и минимальный размеры сооружения или его элемента в плоскости, перпендикулярной направлению ветра.</p>																				

Номер здания	Стены зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов с	Примечания																						
13	Призматические сооружения	<p style="text-align: center;">Таблица 3</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th>Зоны сечений и направления ветра</th> <th>β, град</th> <th>$\frac{l}{b}$</th> <th>C_{xm}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2"> Прямоугольник  </td> <td>0</td> <td>$\leq 1,5$ > 3</td> <td>2,1 1,6</td> </tr> <tr> <td>40-60</td> <td>$\leq 0,2$ $> 0,5$</td> <td>2,0 1,7</td> </tr> <tr> <td rowspan="2"> Ромб  </td> <td>0</td> <td>$\leq 0,5$ > 2</td> <td>1,9 1,6 1,1</td> </tr> <tr> <td>0 180</td> <td>-</td> <td>2 1,2</td> </tr> <tr> <td rowspan="2"> Прямоугольный треугольник  </td> <td>0 180</td> <td>-</td> <td>2 1,2</td> </tr> </tbody> </table>	Зоны сечений и направления ветра	β , град	$\frac{l}{b}$	C_{xm}	Прямоугольник 	0	$\leq 1,5$ > 3	2,1 1,6	40-60	$\leq 0,2$ $> 0,5$	2,0 1,7	Ромб 	0	$\leq 0,5$ > 2	1,9 1,6 1,1	0 180	-	2 1,2	Прямоугольный треугольник 	0 180	-	2 1,2	
Зоны сечений и направления ветра	β , град	$\frac{l}{b}$	C_{xm}																						
Прямоугольник 	0	$\leq 1,5$ > 3	2,1 1,6																						
	40-60	$\leq 0,2$ $> 0,5$	2,0 1,7																						
Ромб 	0	$\leq 0,5$ > 2	1,9 1,6 1,1																						
	0 180	-	2 1,2																						
Прямоугольный треугольник 	0 180	-	2 1,2																						
			<p style="text-align: center;">Таблица 4</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th>Зоны сечений и направления ветра</th> <th>β, град</th> <th>n (число сторон)</th> <th>C_{xm} при $Re \geq 4 \cdot 10^5$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4"> Прямоугольный многоугольник  </td> <td rowspan="4">Прямоугольный</td> <td>6</td> <td>1,8</td> </tr> <tr> <td>6-8</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>1,2</td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>1,0</td> </tr> </tbody> </table>	Зоны сечений и направления ветра	β , град	n (число сторон)	C_{xm} при $Re \geq 4 \cdot 10^5$	Прямоугольный многоугольник 	Прямоугольный	6	1,8	6-8	1,5	10	1,2	12	1,0								
Зоны сечений и направления ветра	β , град	n (число сторон)	C_{xm} при $Re \geq 4 \cdot 10^5$																						
Прямоугольный многоугольник 	Прямоугольный	6	1,8																						
		6-8	1,5																						
		10	1,2																						
		12	1,0																						

Номер схемы	Схемы элементов, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов с	Примечания
14	<p>Сооружения и их элементы с круговой цилиндрической поверхностью (резервуары, градирни, башни, дымовые трубы), провода и тросы, а также круглые трубчатые и сплошные элементы сквозных сооружений</p> 	<p>где k — определяется по табл. 1 схемы 13; c_{x0} — определяется по графику:</p>  <p>Для проводов и тросов (в том числе и покрытых гололедом) $c_x = 1,2$</p>	<p>1. Ре следует определять по формуле к схеме 12, принимая $z = h$, d — диаметр сооружения. Значения Δ принимаются для деревянных конструкций $\Delta = 0,005$ м; для кирпичной кладки $\Delta = 0,01$ м; для бетонных и железобетонных конструкций $\Delta = 0,005$ м; для стальных конструкций $\Delta = 0,001$ м; для проводов и тросов диаметром $d = 0,01d$; для ребристых покрытий с ребрами высотой b $\Delta = b$.</p> <p>2. Для волнистых покрытий $c_f = 0,04$.</p> <p>3. Для проводов и тросов $d > 20$ мм, свободных от гололеда, значение c_x допускается снижать на 10 %.</p>
15	<p>Отдельно стоящие плоские решетчатые конструкции</p> 	<p>где c_{x1} — аэродинамический коэффициент i-го элемента конструкций; для профилей $c_{x1} = 1,4$; для трубчатых элементов c_{x1} следует принимать по графику к схеме 14, при этом необходимо принимать $\lambda_c = \lambda$ (см. табл. 2 схемы 13); A_1 — площадь проекции i-го элемента на плоскость конструкции; A_k — площадь, ограниченная контуром конструкции</p> $c_x = \frac{1}{A_k} \sum c_{x1} A_{1i}$	<p>1. Аэродинамические коэффициенты к схеме 15—17 применяются для решетчатых конструкций с произвольной формой контура и</p> $\varphi = \frac{\sum A_i}{A_k} \leq 0,8.$ <p>2. Ветровую нагрузку следует относить к площади, ограниченной контуром A_k.</p> <p>3. Направление оси x совпадает с направлением ветра и перпендикулярно плоскости конструкции</p>

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки ω_p на высоте z следует определять:

а) для сооружений (и их конструктивных элементов), у которых первая частота собственных колебаний f_1 , Гц, больше предельного значения собственной частоты f_l и выражения

$$\omega_p = \omega_m \cdot \zeta \cdot v,$$

где ζ - коэффициент пульсаций давления ветра на уровне z , принимаемый по табл.1.12 (7);

v - коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра принимаемый по (6.9) и табл.1.13 (9);

б) для сооружений (и их конструктивных элементов), рассматриваемых как систему с одной степенью свободы (поперечные рамы одноэтажных производственных зданий, водонапорные башни и т.д.), при $f_1 < f_l$ выражения

$$\omega_p = \omega_m \cdot \xi \cdot \zeta \cdot v,$$

где ξ - коэффициент динамичности, определяемый по рис.1.1 (Чертеж 2 [1]) в зависимости от параметра

$$\xi = \sqrt{\gamma_f \cdot \omega_0 / (940 f_1)}$$

и логарифмического декремента колебаний δ ;

$\gamma_f = 1,4$ - коэффициент надежности по ветровой нагрузке;

ω_0 - нормативное значение ветрового давления в Па, принимаемое по табл.1.9 (5).

Значение логарифмического декремента колебаний δ следует принимать:

а) для железобетонных и каменных конструкций, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций $\delta = 0,3$;

б) для стальных башен, мачт, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментах, $\delta = 0,15$.

Предельное значение собственной частоты f_l определяется по табл.1.15(8)

Для многоэтажных зданий с постоянной по высоте жесткостью, массой и шириной наветренной поверхности нормативное значение пульсирующей ветровой нагрузки на уровне z допускается определять по формуле

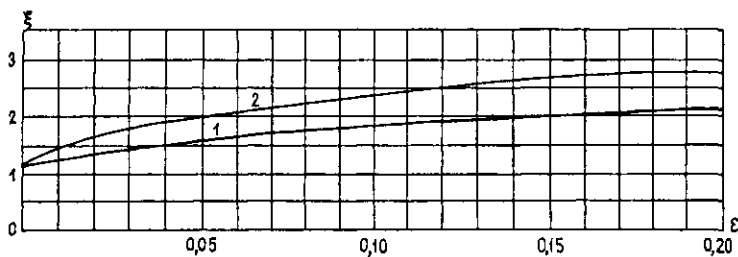
$$\omega_p = 1,4 \cdot (z/h) \cdot \xi \cdot \omega_{ph},$$

где ω_{ph} - нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки на высоте h верха сооружения.

Таблица 1.12 (7)

Значения коэффициента пульсаций ζ давления ветра для типов местности

Высота z , м	Коэффициенты пульсаций ζ давления ветра для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,85	1,22	1,78
10	0,76	1,06	1,78
20	0,69	0,92	1,50
40	0,62	0,80	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1,00
150	0,51	0,62	0,90
200	0,49	0,58	0,84
250	0,47	0,56	0,80
300	0,46	0,54	0,76
350	0,46	0,52	0,73
≥ 480	0,46	0,50	0,68



1,2 см. стр 40

Рис.1.1. Коэффициенты динамичности

1- для железобетонных и каменных сооружений, а также зданий стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций ($\delta=0,3$); для стальных башен, мачт, футерованных дымовых труб, аппаратов лонного типа, в том числе на железобетонных постаментах ($\delta=0,15$)

(6.9). Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления v следует определять для расчетной поверхности сооружения, на которой учитывается корреляция пульсаций.

Расчетная поверхность включает в себя те части поверхности навесных подветренных, боковых стен, кровли и подобных конструкций, с которых давление в ра передается на рассчитываемый элемент здания.

Если расчетная поверхность близка к прямоугольнику, ориентированному так что его стороны параллельны основным осям (рис.1.2 (Черт.3)), то коэффициент v следует определять по табл.1.13(9) в зависимости от параметров r и χ , принимаемых по табл.1.15 (10).

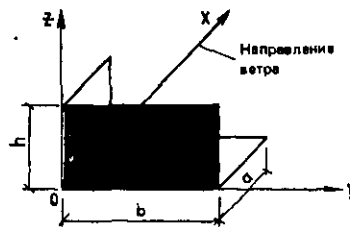


Рис. 1.2.(Черт.3). Основная система координат при определении коэффициента корреляции v

Таблица 1.13

Значение коэффициента v

$r, м$	Коэффициенты v при $\chi, м$, равные						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,80	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,80	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,70	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38

Параметры ρ и χ

Основная координатная плоскость, параллельно которой расположена расчетная поверхность	ρ	χ
zoy		h
zox	$0,4 a$	h
xoy	b	a

Предельное значение частоты собственных колебаний f_i , Гц, при котором допускается на учитывать силы инерции, возникающие при колебаниях по соответствующей собственной форме и принятом ветровом районе определяются по табл.1.15(8)

Таблица 1.15 (8)

Предельное значение частоты собственных колебаний

Ветровые районы РФ (Карта3 прилож.5 СНиП 2.01.07-85)	f_i , Гц, при	
	$\delta=0,3$	$\delta=0,15$
I _a	0,85	2,6
I	0,95	2,9
II	1,1	3,4
III	1,2	3,8
IV	1,4	4,3
V	1,6	5,0
VI	1,7	5,6
VII	1,9	5,9

2. СПРАВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ПО СТАТИЧЕСКОМУ РАСЧЕТУ БАЛОК, РАМ, АРОК, КОЛОНН, ПЛИТ (ТАБЛИЦЫ, ФОРМУЛЫ)

2.1. Справочные материалы по статическому расчету балок, рам, арок, колонн

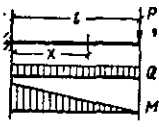
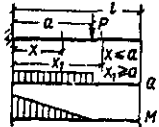
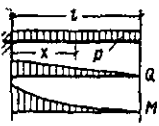

Представлены различные расчетные схемы, виды нагрузок и значения усилий балках, рамах, арках, колоннах.

Рассмотрены наиболее встречающиеся случаи неразрезных балок при различных вариантах загрузки пролетов внешней нагрузкой.

При написании раздела использованы справочные материалы согласно [5,6].

Таблица 2.

Консоль. Опорные реакции, моменты, прогибы и углы поворота сечений*

Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорная реакция. Опорный момент	Прогибы Максимальный прогиб на конце консоли $v_{\text{макс}}$	Углы поворота сечений Угол поворота крайнего сечения $\tau_{\text{макс}}$
	$A = P;$ $M_a = -Pl$	$v_x = \frac{Px^3}{6EI} (3l - x).$ $v_{\text{макс}} = \frac{Pl^3}{3EI}$	$\tau_x = \frac{Px}{2EI} (2l - x).$ $\tau_{\text{макс}} = \frac{Pl}{2EI}$
	$A = P;$ $M_a = -Pa$	$v_x = \frac{Px^3}{6EI} (3a - x).$ $v_{x_1} = \frac{Pa^3}{6EI} (3x_1 - a).$ $v_{\text{макс}} = \frac{Pa^3}{6EI} (3l - a)$	$\tau_x = \frac{Px}{2EI} (2a - x);$ $\tau_{\text{макс}} = \tau_{x_1} = \frac{Pa^2}{2EI}$
	$A = pl.$ $M_a = -\frac{pl^2}{2}$	$v_x = \frac{pl^4}{24EI} \left[6 - 4\frac{x}{l} + \frac{x^3}{l^3} \right];$ $v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{8EI}$	$\tau_x = \frac{pl^2x}{6EI} \left(3 - 3\frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right);$ $\tau_{\text{макс}} = \frac{pl^2}{6EI}$
	$A = pb.$ $M_a = -\frac{pb^2}{2} (l + a)$	$v_x = \frac{pbx^3}{12EI} (6l - 6b - 2x).$ $v_{x_1} = \frac{p}{24EI} \left[x_1^2 (6l^2 - 4x_1l + x_1^2) - a^3 (4x_1 - a) \right];$ $v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{24EI} \left(3 - 4\frac{a^3}{l^3} + \frac{a^4}{l^4} \right)$	$\tau_x = \frac{pbx}{2EI} (l + a - x);$ $\tau_{x_1} = \frac{pl}{6EI} \left(3\frac{x_1}{l} - 3\frac{x_1^2}{l^2} + \frac{x_1^3}{l^3} - \frac{a^3}{l^3} \right);$ $\tau_{\text{макс}} = \frac{pl^2}{6EI} \left(1 - \frac{a^3}{l^3} \right)$

* Здесь и в других таблицах для балок моменты приняты положительными, если вызывают растяжение нижних волокон балок. Формулы для определения прогибов и углов поворота сечений пригодны только для балок постоянного сечения.

Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорная реакция. Опорный момент	Прогобы. Максимальный прогиб на конце консоли $v_{\text{макс}}$	Углы поворота сечений. Угол поворота конечного сечения $\tau_{\text{макс}}$
	$A = pa,$ $M_a = -\frac{pa^2}{2}$	$v_x = \frac{pa^2x^3}{24EI} \left(6 - 4\frac{x}{a} + \frac{x^2}{a^2} \right);$ $v_{x_1} = \frac{pa^2}{24EI} (4x_1 - a);$ $v_{\text{макс}} = \frac{pa^3}{24EI} (4l - a)$	$\tau_x = \frac{pa^2x}{6EI} \left(3 - 3\frac{x}{a} + \frac{x^2}{a^2} \right),$ $\tau_{\text{макс}} = \tau_{x_1} = \frac{pa^2}{6EI}$
	$A = \frac{pl}{2},$ $M_a = -\frac{pl^2}{6}$	$v_x = \frac{pl^4}{120EI} \cdot \frac{x^3}{l} \left(10 - 10\frac{x}{l} + 5\frac{x^2}{l^2} - \frac{x^3}{l^3} \right);$ $v_{\text{макс}} = \frac{1}{30} \cdot \frac{pl^4}{EI}$	$\tau_x = \frac{pl^3}{24EI} \cdot \frac{x}{l} \left(4 - 6\frac{x}{l} + 4\frac{x^2}{l^2} - \frac{x^3}{l^3} \right);$ $\tau_{\text{макс}} = \frac{pl^3}{24EI}$
	$A = \frac{pl}{2},$ $M_a = -\frac{pl^2}{3}$	$v_x = \frac{pl^4}{120EI} \cdot \frac{x^3}{l} \left(20 - 10\frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right);$ $v_{\text{макс}} = \frac{11}{120} \cdot \frac{pl^4}{EI}$	$\tau_x = \frac{pl^3}{24EI} \cdot \frac{x}{l} \left(8 - 6\frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right);$ $\tau_{\text{макс}} = \frac{pl^3}{8EI}$
	$A = \frac{(p_1 + p_2) l}{2},$ $M_a = -\frac{(2p_1 + p_2) l^2}{6}$	$v_{\text{макс}} = \frac{(11p_1 + 4p_2) l^4}{120EI}$ <p>v_x и τ_x можно определить как сумму значений v_x и τ_x: от равномерной нагрузки $p=p_1$ по всей длине балки и треугольной нагрузки с максимумом на опоре $p=p_2$ — p_1.</p>	$\tau_{\text{макс}} = \frac{(3p_1 + p_2) l^3}{24EI}$
	$A = \frac{pb}{2},$ $M_a = -\frac{pb^2}{6} (2l + a)$	$v_{\text{макс}} = \frac{p^2 b}{120EI} \left(20 - 10\frac{b}{l} + \frac{b^2}{l^2} \right)$	$\tau_{\text{макс}} = \frac{pb}{24EI} (6l^2 - 16l + b^2)$
	$A = \frac{pb}{2},$ $M_a = -\frac{pb}{6} (l + 2a)$	$v_{\text{макс}} = \frac{p^2 b}{30EI} \left(6 - 5\frac{b}{l} + \frac{b^2}{l^2} \right)$	$\tau_{\text{макс}} = \frac{pb}{24EI} (6l^2 - 5bl + 3b^2)$

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции. Опорный момент	Прогибы. Максимальный прогиб на конце консоли v_{\max}	Углы поворота сечений. Угол поворота каждого сечения τ_{\max}
	$A = \frac{pl}{2}$ $M_a = -\frac{pl^2}{4}$	$v_{\max} = \frac{11}{192} \frac{pl^4}{EI}$	$\tau_{\max} = \frac{7}{96} \frac{pl^3}{EI}$
	$A = 0,$ $M_a = -L$	$v_x = \frac{Lx^3}{2EI},$ $v_{\max} = \frac{L^3}{2EI}$	$\tau_x = \frac{Lx}{EI},$ $\tau_{\max} = \frac{L}{EI}$
	$A = 0$ $M_a = -L$	$v_x = \frac{Lx^3}{2EI};$ $v_{x_1} = \frac{La}{2EI} (2x_1 - a),$ $v_{\max} = \frac{La}{2EI} (2l - a)$	$\tau_x = \frac{Lx}{EI};$ $\tau_{\max} = \tau_{x_1} = \frac{La}{EI}$
	$A = \int_0^l p dx$ $M_a = -\int_0^l p x dx$	$v_{\max} = \frac{1}{EI} \int_0^l M(l-x) dx =$ $= \frac{Q}{EI} (l-x_{\Omega})$	$\tau_{\max} = \frac{1}{EI} \int_0^l M dx = \frac{Q}{EI}$

Q — площадь эпюры M, x_{Ω} — абсцисса центра тяжести площади эпюры M.

Таблица 2.2

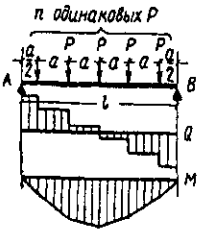
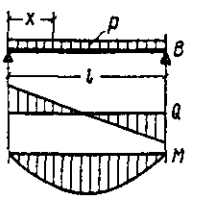
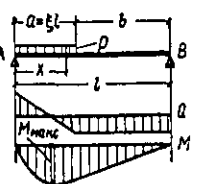
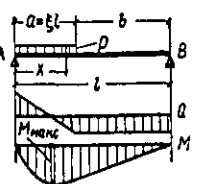
Простая балка. Опорные реакции, изгибающие моменты, прогибы, углы поворота опорных сечений

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции. Изгибающие моменты	Прогибы в пролете	Углы поворота опорных сечений
	$A = P \frac{b}{l}; \quad B = P \frac{a}{l};$ $M_{\max}^* = P \frac{ab}{l}$ <p>при $x = a$</p>	$v_x = \frac{Pb^2}{6EI} \frac{x}{l} \left(1 - \frac{b^2}{l^2} - \frac{x^2}{l^2} \right)$ <p>при $x < a$.</p> $v = \frac{Pa^2b^2}{3EI} \text{ при } x = a$	$\tau_a = \frac{Pab(l+b)}{6EI}$ $\tau_b = \frac{Pab(l+a)}{6EI}$

¹ Формулы для определения прогибов и углов поворота сечений пригодны только для балок постоянного сечения. Знаки углов поворота сечений (τ) приняты положительными при повороте сечения балки над левой опорой по часовой стрелке, над правой — против часовой стрелки.

² Изгибающие моменты в различных сечениях балки при разных значениях a/l см 838 (обозначено через M_x^0).

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции Изгибающие моменты	Прогибы в пролете	Углы поворота опорных сечений															
	$A = B = \frac{P}{2}$ $M_{\max} = \frac{Pl}{4}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$v_x = \frac{Px}{48EI} (3l^2 - 4x^2)$ <p>при $x < \frac{l}{2}$;</p> $v_{\max} = \frac{Pl^3}{48EI}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{Pl^2}{16EI}$															
	$A = B = P,$ $M_{\max} = \frac{Pl}{3}$ <p>при $x = \frac{l}{3} - \frac{2}{3}l$</p>	$v_{\max} = \frac{Pl^3}{28,17EI}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{Pl^2}{9EI}$															
<p><i>n-1 одинаковых грузов</i></p>	$A = B = \frac{P(n-1)}{2}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>n</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>6</th> <th>7</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>M_{\max}</td> <td>$\frac{Pl^2}{2}$</td> <td>$\frac{Pl^2}{1,67}$</td> <td>$\frac{Pl^2}{1,33}$</td> <td>$\frac{Pl^2}{1,17}$</td> </tr> <tr> <td>v_{\max}</td> <td>$\frac{Pl^3}{10,22EI}$</td> <td>$\frac{Pl^3}{15,73EI}$</td> <td>$\frac{Pl^3}{13,05EI}$</td> <td>$\frac{Pl^3}{11,15EI}$</td> </tr> </tbody> </table>	n	4	5	6	7	M_{\max}	$\frac{Pl^2}{2}$	$\frac{Pl^2}{1,67}$	$\frac{Pl^2}{1,33}$	$\frac{Pl^2}{1,17}$	v_{\max}	$\frac{Pl^3}{10,22EI}$	$\frac{Pl^3}{15,73EI}$	$\frac{Pl^3}{13,05EI}$	$\frac{Pl^3}{11,15EI}$	$\tau_a = \tau_b = \frac{Pl^2}{24EI} \frac{n^2 - 1}{n}$
n	4	5	6	7														
M_{\max}	$\frac{Pl^2}{2}$	$\frac{Pl^2}{1,67}$	$\frac{Pl^2}{1,33}$	$\frac{Pl^2}{1,17}$														
v_{\max}	$\frac{Pl^3}{10,22EI}$	$\frac{Pl^3}{15,73EI}$	$\frac{Pl^3}{13,05EI}$	$\frac{Pl^3}{11,15EI}$														
	$A = B = P,$ $M_{\max} = Pa$ <p>при $x_1 = a - (l - a)$</p>	$v_x = \frac{Px}{6EI} [3a(l-a) - x^2],$ $v_{x_1} = \frac{Pa}{6EI} [3x_1(l-x_1) - a^2],$ $v_{\max} = \frac{Pa}{24EI} (3l^2 - 4a^2)$ <p>при $x_1 = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{Pa}{2EI} (l - a)$															
	$A = B = P$ $M_{\max} = \frac{Pl}{4}$ <p>при $x_1 = \frac{l}{4} - \frac{3}{4}l$</p>	$v_x = \frac{Px}{96EI} (9l^2 - 16x^2),$ $v_{x_1} = \frac{Pl}{384EI} [48x_1(l-x_1) - l^2],$ $v_{\max} = \frac{11Pl^3}{384EI} \text{ при } x_1 = \frac{l}{2}$	$\tau_a = \tau_b = \frac{3}{32} \frac{Pl^2}{EI}$															

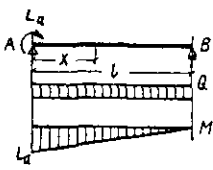
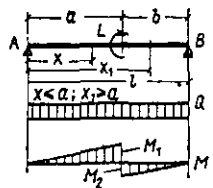
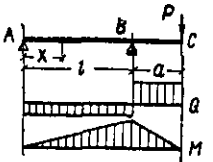
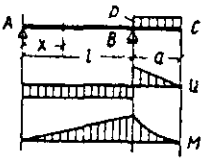
Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции. Изгибающие моменты	Прогибы в пролете						Углы поворота опорных сечений				
 <p style="text-align: center;">n одинаковых P</p> <p style="text-align: center;">$A = B = \frac{P}{2} \cdot n$</p>		n	3	4	5	6	7	$\tau_a = \tau_b = \frac{P^2}{48EI} \cdot \frac{2n^3 + 1}{n}$				
		M_{\max}	$\frac{Pl}{2,4}$	$\frac{Pl}{2}$	$\frac{Pl}{1,538}$	$\frac{Pl}{1,333}$	$\frac{Pl}{1,12}$					
		v_{\max}	$\frac{Pl^3}{24,45EI}$	$\frac{Pl^3}{19,04EI}$	$\frac{Pl^3}{15,1EI}$	$\frac{Pl^3}{12,65EI}$	$\frac{Pl^3}{10,88EI}$					
 <p style="text-align: center;">$A = B = \frac{Pl}{2}$</p> <p style="text-align: center;">$M_{\max} = \frac{Pl^2}{8}$ при $x = \frac{l}{2}$</p>		$v_x = \frac{Pl^4}{24EI} \cdot \frac{x}{l} \left(1 - 2 \frac{x^2}{l^2} + \frac{x^4}{l^4} \right)$ $v_{\max} = \frac{5Pl^4}{384EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$						$\tau_a = \tau_b = \frac{Pl^3}{24EI}$				
 <p style="text-align: center;">$A = \frac{Pa}{2} (2 - \xi); B = \frac{Pa}{2} \xi;$</p> <p style="text-align: center;">$M_{\max} = \frac{Pa^2}{8} (2 - \xi)^2$ при $x = \frac{a}{2} (2 - \xi)$</p>								$v_{x=a} = \frac{Pa^3b}{24EI} (4 - 3\xi);$ $\tau_a = \frac{Pa^3l}{6EI} (1 - 0,5\xi)^2,$ $\tau_b = \frac{Pa^3l}{12EI} (1 - 0,5\xi)^2$				
		ξ	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	Множитель
		M_{\max}^*	0,0045	0,0162	0,0325	0,0612	0,0703	0,0882	0,1035	0,1152	0,1225	Pl^3
		x	0,045	0,08	0,255	0,32	0,375	0,42	0,456	0,48	0,495	l
		$v_{x=a}$	0,00014	0,0009	0,0024	0,0045	0,0065	0,0079	0,0082	0,0068	0,0040	$\frac{Pl^4}{EI}$
		τ_a	0,0015	0,0054	0,0108	0,0171	0,0234	0,0294	0,0345	0,0384	0,0408	$\frac{Pl^3}{EI}$
		τ_b	0,0008	0,0033	0,0072	0,0123	0,0182	0,0246	0,0308	0,0363	0,0402	$\frac{Pl^3}{EI}$

* Изгибающие моменты в различных сечениях балки при разных значениях ξ см 839 (обозначено через M_x^0)

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции Изгибающие моменты	Прогибы в пролете	Углы поворота опорных сечений
	$A = B = pa$ $M_{\text{макс}} = \frac{pa^2}{2}$ <p>при $x = a + (l - a)$</p>	$v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{48EI} \xi^2 (3 - 2\xi^2)$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{pl^3}{12EI} \xi^2 (3 - 2\xi) =$ $= \frac{pa^2}{12EI} (3l - 2a)$
	$A = \frac{pcb}{l} \quad B = \frac{pca}{l}$ $M_{\text{макс}} = \frac{pabc}{l} \left(1 - \frac{c}{2l}\right)$ <p>при $x = a + \frac{c(b-a)}{2l}$</p>	$v = \frac{pc}{6EI} \left[\frac{ab}{l} (2al - 2a^2 - \frac{c^2}{4}) + \frac{c^3}{4l} \right]$ <p>при $x = a$</p>	$\tau_a = \frac{p}{4EI} \frac{bc}{l} (4a(l+b) - c^2)$ $\tau_b = \frac{p}{4EI} \frac{ca}{l} [4b(l+a) - c^2]$
	$A = B = \frac{pc}{2}$ $M_{\text{макс}} = \frac{pc}{4} \left(1 - \frac{c}{2l}\right)$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{384EI} (3c^2 - 4c^2 + \xi^2)$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{pl^3}{48EI} (c^2 - \xi^2)$
	$A = \frac{pl}{6} \quad B = \frac{pl}{3}$ $M_{\text{макс}} = \frac{pl}{9\sqrt{3}} = 0,004 pl^2$ <p>при $x = 0,577 l$</p>	$v_x = \frac{pl^4}{60EI} \left(7 \frac{x}{l} - 10 \frac{x^2}{l^2} + 3 \frac{x^3}{l^3} \right)$ $v_{\text{макс}} = \frac{6}{108} \frac{pl^4}{EI}$ <p>при $x = 0,519 l$</p>	$\tau_a = \frac{7}{360} \frac{pl^3}{EI}$ $\tau_b = \frac{9}{300} \frac{pl^3}{EI}$
	$A = \frac{pa}{6l} (3l - 2a)$ $B = \frac{pa^2}{3l}$ $M_{\text{макс}} = \frac{1}{3} Ax$ <p>при $x = a \sqrt{1 - \frac{2}{3} \xi}$</p>	$v = \frac{pa^2 l}{45EI} (5 - 9\xi + 4\xi^2)$ <p>при $x = a$</p> <p>При $a = \frac{l}{2}$</p> $v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{240EI} \left(x = \frac{l}{2} \right)$	$\tau_a = \frac{pa^2 l}{40EI} (12\xi^2 - 4\xi + 40)$ $\tau_b = \frac{pa^2 l}{90EI} (10 - 3\xi)$

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции Изгибающие моменты	Прогибы в пролете	Углы поворота опорных сечений
	$A = \frac{pa}{6l} (3l - a)$ $B = \frac{pa^2}{6l}$ $M_{\text{макс}} = \frac{p^2 a^3}{18} \left(3 \frac{b}{l} + 2 \sqrt{\frac{l}{3}} \right)$ <p>при $x = a \left(1 - \sqrt{\frac{a}{3l}} \right)$</p>	$v = -\frac{pa^3 bl}{360 EI} (20\frac{b}{l} - 13\frac{x^2}{l^2})$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p> $v_{\text{макс}} = -\frac{3 p l^4}{1.80 EI} \left(x = \frac{l}{2} \right)$	$\tau_a = \frac{p l^3}{360 EI} \xi^3 (3\xi^2 - 15\xi + 20)$ $\tau_b = \frac{p l^3}{360 EI} \xi^2 (10 - 3\xi^2)$
	$A = B = \frac{pl}{4}$ $M_{\text{макс}} = \frac{pl^2}{12}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$v_x = -\frac{pl^4}{384 EI} \left(10 \frac{x}{l} - 16 \frac{x^2}{l^2} + 6.4 \frac{x^3}{l^3} \right)$ <p>при $x < \frac{l}{2}$</p> $v_{\text{макс}} = -\frac{pl^4}{120 EI}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{6pl^2}{192 EI}$
	$A = B = \frac{p(l-a)}{2}$ $M_{\text{макс}} = \frac{pl^2}{8} - \frac{pa^2}{6}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$v_{\text{макс}} = -\frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} \left(1 - \frac{3}{5} \xi^2 + \frac{13}{25} \xi^4 \right)$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{pl^3}{4 EI} (1 - 2\xi^2 + \xi^3)$
	$A = B = \frac{pl}{4}$ $M_{\text{макс}} = \frac{pl^2}{16}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$v_{\text{макс}} = -\frac{7}{1024} \frac{pl^4}{EI}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{17}{768} \frac{pl^2}{EI}$
	$A = B = \frac{pl}{4}$ $M_{\text{макс}} = \frac{pl^2}{16}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$v_{\text{макс}} = -\frac{19}{3072} \frac{pl^4}{EI}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{5}{256} \frac{pl^2}{EI}$

Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции. Изгибающие моменты	Прогибы в пролете	Углы поворота опорных сечений																													
	$A = B = \frac{pl}{4};$ $M_{\max} = \frac{pl^2}{24}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$v_{\max} = \frac{3}{640} \cdot \frac{pl^4}{EI}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{pl^3}{64EI}$																													
	<table border="1"> <tr> <td>$p_a : p_b$</td> <td>0,2</td> <td>0,3</td> <td>0,4</td> <td>0,5</td> <td>0,6</td> <td>0,7</td> <td>0,8</td> <td>0,9</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>M_{\max}</td> <td>$\frac{p_b l^2}{13,99}$</td> <td>$\frac{p_b l^2}{12,14}$</td> <td>$\frac{p_b l^2}{11,30}$</td> <td>$\frac{p_b l^2}{10,57}$</td> <td>$\frac{p_b l^2}{9,93}$</td> <td>$\frac{p_b l^2}{9,36}$</td> <td>$\frac{p_b l^2}{8,87}$</td> <td>$\frac{p_b l^2}{8,41}$</td> <td>$\frac{p_b l^2}{8}$</td> </tr> <tr> <td>$x : l$</td> <td>0,565</td> <td>0,546</td> <td>0,536</td> <td>0,528</td> <td>0,520</td> <td>0,514</td> <td>0,508</td> <td>0,504</td> <td>0,500</td> </tr> </table> <p>$A = (2p_a + p_b) l/6; B = (p_a + 2p_b) l/6;$</p> <p>$v_{\max} = 0,0065 (p_a + p_b) l^4/EI$ при $x = (0,5 + 0,519) l$</p>	$p_a : p_b$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	M_{\max}	$\frac{p_b l^2}{13,99}$	$\frac{p_b l^2}{12,14}$	$\frac{p_b l^2}{11,30}$	$\frac{p_b l^2}{10,57}$	$\frac{p_b l^2}{9,93}$	$\frac{p_b l^2}{9,36}$	$\frac{p_b l^2}{8,87}$	$\frac{p_b l^2}{8,41}$	$\frac{p_b l^2}{8}$	$x : l$	0,565	0,546	0,536	0,528	0,520	0,514	0,508	0,504	0,500	$\tau_a = \frac{p^3}{360EI} (8p_a + 7p_b);$ $\tau_b = \frac{p^3}{360EI} (7p_a + 8p_b)$
$p_a : p_b$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0																							
M_{\max}	$\frac{p_b l^2}{13,99}$	$\frac{p_b l^2}{12,14}$	$\frac{p_b l^2}{11,30}$	$\frac{p_b l^2}{10,57}$	$\frac{p_b l^2}{9,93}$	$\frac{p_b l^2}{9,36}$	$\frac{p_b l^2}{8,87}$	$\frac{p_b l^2}{8,41}$	$\frac{p_b l^2}{8}$																							
$x : l$	0,565	0,546	0,536	0,528	0,520	0,514	0,508	0,504	0,500																							
<p>Квадратная парабола</p>	$A = B = \frac{pl}{3};$ $M_{\max} = \frac{5}{48} pl^2$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$v_{\max} = \frac{61}{5760} \cdot \frac{pl^4}{EI}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{pl^3}{30EI}$																													
<p>Синусоида</p>	$A = B = \frac{pl}{\pi};$ $M_{\max} = \frac{pl^2}{\pi^2}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$v_{\max} = \frac{pl^4}{\pi^4 EI}$ <p>при $x = \frac{l}{2}$</p>	$\tau_a = \tau_b = \frac{pl^3}{32EI}$																													

Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции Изгибающие моменты	Прогнбы в пролете	Углы поворота опорных сечений
	$A = -\frac{Lq}{l}; \quad B = -A,$ $M_a = Lq \text{ при } x=0;$ $M_{0,5l} = \frac{Lq}{2}$	$v_x = \frac{Lqx}{3EI} - \frac{Lqx^2}{2EI} \left(1 - \frac{x}{3l}\right),$ $v = \frac{Lq^2}{16EI} \text{ при } \lambda = \frac{l}{2};$ $v_{\text{макс}} = \frac{Lq^2}{15,59EI} \text{ при } x = 0,423l$	$\tau_a = \frac{Lq^2}{3EI};$ $\tau_b = \frac{Lq^2}{6EI}$
	$A = -\frac{L}{l}; \quad B = \frac{L}{l},$ $M_1 = -L \frac{a}{l};$ $M_2 = L \frac{b}{l}$	$v_x = -\frac{Lx}{6EI} (l^2 - 3b^2 - x^2),$ $v_{x_1} = \frac{L(l-x_1)}{6EI} (2lx_1 - 3a^2 - x_1^2),$ $v_a = -\frac{Lab}{3EI} \cdot \frac{a-b}{l} \text{ при } x=a$ <p style="text-align: center;">При $a=b=0,5l$</p> $v_{\text{макс}} = \mp 0,008 \frac{Ll^3}{EI}$ <p style="text-align: center;">Знак минус при $x=0,289l$, плюс при $x_1=0,711l$</p>	$\tau_a = \frac{Ll}{6EI} \left(1 - 3\frac{b^2}{l^2}\right),$ $\tau_b = \frac{Ll}{6EI} \left(1 - 3\frac{a^2}{l^2}\right),$ <p style="text-align: center;">При $a=b=0,5l$</p> $-\tau_a = \tau_b = \frac{Ll}{24EI}$
	$A = -P \frac{a}{l},$ $B = P \frac{a+l}{l},$ $M_b = -Pa$	$v_c = \frac{Pa^2}{3EI} (l+a),$ <p style="text-align: center;">В пролете AB</p> $v_{\text{макс}} = -0,0642 \frac{Pal^2}{EI}$ <p style="text-align: center;">при $x = 0,577l$</p>	$\tau_c = \frac{P}{6EI} (2la + 3a^2),$ $\tau_a = -\frac{Pal}{6EI};$ $\tau_b = -\frac{Pal}{3EI}$
	$A = -\frac{pa^2}{2l},$ $B = p \left(a + \frac{a^2}{2l}\right),$ $M_b = -\frac{pa^2}{2}$	$v_c = \frac{pa^3}{24EI} (4l + 3a),$ <p style="text-align: center;">В пролете AB</p> $v_{\text{макс}} = -0,0321 \frac{pa^2 l^2}{EI}$ <p style="text-align: center;">при $x = 0,577l$</p>	$\tau_c = \frac{pa^2}{6EI} (a+l);$ $\tau_a = -\frac{pa^2}{12EI};$ $\tau_b = -\frac{pa^2}{6EI}$

* При значениях p на всей длине балки прогиб на конце консоли $v_c = \frac{pa^3}{24EI} [a^2(4l+3a) - l^3]$.

Однопролетная балка с одним зашечленным и другим шарнирно опертым концом. Опорные реакции и опорные моменты

Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорный момент M_A	Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорный момент M_A
	$A = \frac{P}{2} \xi' (3 - \xi'^2)$ $B = \frac{P}{2} \xi'' (3 - \xi'')$	$-\frac{Pl}{2} (\xi' - \xi'^3) = -\frac{Pab}{2l} (l + b)$		$A = P \left[1 + \frac{3a}{2l} \times \left(1 - \frac{a}{l} \right) \right]$ $B = 2P - A$	$-\frac{3}{2} \left(1 - \frac{a}{l} \right) Pl$
	$A = \frac{11}{16} P$ $B = \frac{5}{16} P$	$-\frac{3}{16} Pl$		$A = \frac{41}{32} P$ $B = \frac{23}{32} P$	$-\frac{9}{32} Pl$
	$A = \frac{4}{3} P$ $B = \frac{2}{3} P$	$-\frac{Pl}{3}$	<p><i>n</i> одинаковых грузов <i>P</i></p>	$A = \frac{10n^2 + 1}{16n} P$ $B = \frac{6n^2 - 1}{16n} P$	$-\frac{2n^2 + 1}{16n} Pl$
	$A = \frac{63}{32} P$ $B = \frac{33}{32} P$	$-\frac{15}{32} Pl$		$A = \frac{5}{8} Pl$ $B = \frac{3}{8} Pl$	$-\frac{Pl^2}{8}$
<p><i>n</i>-1 одинаковых грузов <i>P</i></p>	$A = \frac{5n^2 - 4n - 1}{8n} P$ $B = \frac{3n^2 - 4n + 1}{8n} P$	$-\frac{n^2 - 1}{8n} Pl$		$A = \frac{pcb}{l} + \frac{pabc}{2l^2} \times \left(1 + b - \frac{c^2}{4a} \right)$ $B = pc - A$	$-\frac{pabc}{2l^2} \left(1 + b - \frac{c^2}{4a} \right)$

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорный момент M_a																								
	$A = pa - D \quad B = \frac{pa}{2} - plk_1;$ $M_a = -\frac{pl}{8} \xi (1 - \xi) = -plk_1$																									
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ξ</th> <th>k_1</th> <th>ξ</th> <th>k_1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,1</td> <td>0,0040</td> <td>0,6</td> <td>0,0882</td> </tr> <tr> <td>0,2</td> <td>0,0102</td> <td>0,7</td> <td>0,1035</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>0,0325</td> <td>0,8</td> <td>0,1152</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>0,0512</td> <td>0,9</td> <td>0,1225</td> </tr> <tr> <td>0,5</td> <td>0,0703</td> <td>1,0</td> <td>0,1250</td> </tr> </tbody> </table>	ξ	k_1	ξ	k_1	0,1	0,0040	0,6	0,0882	0,2	0,0102	0,7	0,1035	0,3	0,0325	0,8	0,1152	0,4	0,0512	0,9	0,1225	0,5	0,0703	1,0	0,1250	
ξ	k_1	ξ	k_1																							
0,1	0,0040	0,6	0,0882																							
0,2	0,0102	0,7	0,1035																							
0,3	0,0325	0,8	0,1152																							
0,4	0,0512	0,9	0,1225																							
0,5	0,0703	1,0	0,1250																							
	$A = \frac{pb}{2} \xi + plk_1; \quad B = pb - A;$ $M_a = -\frac{pl^2}{8} \xi^2 (2 - \xi^2) = -pl^2 k_1$																									
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ξ</th> <th>k_1</th> <th>ξ</th> <th>k_1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,1</td> <td>0,0025</td> <td>0,6</td> <td>0,0738</td> </tr> <tr> <td>0,2</td> <td>0,0059</td> <td>0,7</td> <td>0,0920</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>0,0215</td> <td>0,8</td> <td>0,1086</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>0,0368</td> <td>0,9</td> <td>0,1205</td> </tr> <tr> <td>0,5</td> <td>0,0547</td> <td>1,0</td> <td>0,1250</td> </tr> </tbody> </table>	ξ	k_1	ξ	k_1	0,1	0,0025	0,6	0,0738	0,2	0,0059	0,7	0,0920	0,3	0,0215	0,8	0,1086	0,4	0,0368	0,9	0,1205	0,5	0,0547	1,0	0,1250	
ξ	k_1	ξ	k_1																							
0,1	0,0025	0,6	0,0738																							
0,2	0,0059	0,7	0,0920																							
0,3	0,0215	0,8	0,1086																							
0,4	0,0368	0,9	0,1205																							
0,5	0,0547	1,0	0,1250																							
	$A = \frac{pc}{2} + \frac{pd}{16} (3 - \xi^2)$ $B = pc - A$	$-\frac{pd^2}{16} (3 - \xi^2)$																								
	$A = \frac{21}{64} pl;$ $B = \frac{11}{64} pl$	$-\frac{5}{64} pl^2$																								

Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорный момент M_a
	$A = \frac{pl}{8} (5 - 4\xi - 2\xi^2 + \xi^3);$ $B = p(l-a) - A$	$-\frac{pl^2}{8} (1 - 2\xi^2 + \xi^3)$
	$A = \frac{2}{5} pl;$ $B = \frac{1}{10} pl$	$-\frac{1}{15} pl^2$
	$A = \frac{9}{40} pl$ $b = \frac{11}{40} l$	$-\frac{7}{120} pl^2$
	$A = \frac{pl}{10} \xi^2 (5 - \xi^2);$ $B = 0,5pb - A$	$-\frac{pb^2}{20} (5 - 3\xi^2)$
	$A = \frac{pl}{40} \xi (20 - 5\xi^2 + \xi^3);$ $B = 0,5pa - A$	$-\frac{pl^2}{120} \xi^2 (3\xi^2 - 15\xi + 20)$

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорный момент M_a
	$A = \frac{pl}{40} \xi (20 - 15\xi^2 + 4\xi^3)$ $B = 0,5pb - A$	$-\frac{pa^2}{120} (12\xi^3 - 45\xi + 40)$
	$A = \frac{pl}{40} \xi^3 (10 - 3\xi^2)$ $B = 0,5pb - A$	$-\frac{pb^2}{120} \xi^3 (10 - 3\xi^2)$
Квадратная парабола 	$A = 0,433pl$ $B = 0,233pl$	$-\frac{pl^2}{10}$
Синусоида 	$A = \frac{pl}{\pi} + \frac{3pl}{\pi^2}$ $B = \frac{pl}{\pi} - \frac{3pl}{\pi^2}$	$-\frac{3pl^2}{\pi^2}$
	$A = \frac{3}{2} \frac{L_b}{l}$ $B = -\frac{3}{2} \frac{L_b}{l}$	$-\frac{L_b}{2}$

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорный момент M_a
	$A = -\frac{3L}{2l^2} (l^2 - b^2)$ $B = -A$	$\frac{L}{2} \left(1 - 3 \frac{b^3}{l^3} \right)$ $M_a = 0$ <p>при $b = 0,577l$</p>
Поворот опоры A 	$A = \frac{3EI}{l^2} \varphi$ $B = -\frac{3EI}{l^2} \varphi$	$-\frac{3EI}{l} \varphi$
Осадка опоры B* 	$A = \frac{3EI}{l^2} \Delta$ $B = -\frac{3EI}{l^2} \Delta$	$-\frac{3EI}{l^2} \Delta$
Нагрев на $\Delta t^\circ = t_b^\circ - t_a^\circ > 0$ 	$A = -B = -\frac{1,5E\alpha\Delta t^\circ}{ld}$	$1,5E\alpha \frac{\Delta t^\circ}{d}$ <p>α — коэффициент линейного расширения</p>
Любая нагрузка 	$A = A^* - \frac{M_a}{l}$ $B = B^* + \frac{M_a}{l}$ <p>A^*, B^* — опорные реакции простой балки</p>	$-\frac{3\tau_a}{l} EI$ <p>τ_a — угол поворота простой балки на опоре A (табл. 8.1.2)</p>

* При осадке опоры A реакции и моменты имеют те же значения, что и при осадке опоры B, но с обратными знаками.

Однопролетная балка с обоими зашечленными концами

Опорные реакции и опорные моменты

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорные моменты
	$A = P \frac{(3a+b) b^2}{l^3};$ $B = P \frac{(a+3b) a^2}{l^3}$	$M_a = - \frac{Pab^2}{l^2} = - Pa \frac{b^2}{l^2}$ $M_b = - \frac{Pa^2b}{l^2} = - Pb \frac{a^2}{l^2}$
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M_a = M_b = - \frac{Pl}{8}$
	$A = B = P$	$M_a = M_b = - \frac{1}{8} Pl$
	$A = B = \frac{3}{2} P$	$M_a = M_b = - \frac{5}{16} Pl$

Схема нагрузки Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорные моменты
<p><i>n</i>-1 одинаковых грузов P</p>	$A = B = \frac{P(n-1)}{l}$	$M_a = M_b = - \frac{n^2 - 1}{12n} Pl$
	$A = B = P$	$M_a = M_b = - Pa \left(1 - \frac{a}{l} \right)$
	$A = B = P$	$M_a = M_b = - \frac{3}{16} Pl$
<p><i>n</i> одинаковых грузов P</p>	$A = B = \frac{Pn}{l}$	$M_a = M_b = - \frac{2n^2 + 1}{24n} Pl$

Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорные моменты	Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорные моменты																																
	$A = B = \frac{pl}{2}$	$M_a = M_b = -\frac{pl^2}{12}$		$A = B = \frac{pl}{4}$	$M_a = M_b = -\frac{5}{96} pl^2$																																
	$A = \frac{pa(l - 0,5a)}{l} + pl(k_1 - k_2)$ $B = \frac{pa^2}{l} - pl(k_1 - k_2)$ $M_a = -\frac{pl^2}{6} \xi (3 - 4\xi + 1,5\xi^2) - p^2 k_1$ $M_b = -\frac{pl^2}{3} (\xi^2 - 0,75\xi) - p^2 k_2$			$A = B = \frac{p(l-a)}{2}$	$M_a = M_b = \frac{pl^2}{12} \times (1 - 2\xi^2 + \xi^3)$																																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ξ</th> <th>k_1</th> <th>k_2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,1</td><td>0,0044</td><td>0,0003</td></tr> <tr><td>0,2</td><td>0,0151</td><td>0,0013</td></tr> <tr><td>0,3</td><td>0,0290</td><td>0,0070</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,0437</td><td>0,0149</td></tr> <tr><td>0,5</td><td>0,0573</td><td>0,0250</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,0694</td><td>0,0370</td></tr> <tr><td>0,7</td><td>0,0784</td><td>0,0504</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,0811</td><td>0,0637</td></tr> <tr><td>0,9</td><td>0,0830</td><td>0,0759</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,0833</td><td>0,0833</td></tr> </tbody> </table>	ξ	k_1	k_2	0,1	0,0044	0,0003	0,2	0,0151	0,0013	0,3	0,0290	0,0070	0,4	0,0437	0,0149	0,5	0,0573	0,0250	0,6	0,0694	0,0370	0,7	0,0784	0,0504	0,8	0,0811	0,0637	0,9	0,0830	0,0759	1,0	0,0833	0,0833			
ξ	k_1	k_2																																			
0,1	0,0044	0,0003																																			
0,2	0,0151	0,0013																																			
0,3	0,0290	0,0070																																			
0,4	0,0437	0,0149																																			
0,5	0,0573	0,0250																																			
0,6	0,0694	0,0370																																			
0,7	0,0784	0,0504																																			
0,8	0,0811	0,0637																																			
0,9	0,0830	0,0759																																			
1,0	0,0833	0,0833																																			
	$A = \frac{pcb}{l}$ $B = pc - A$	$M_a = -\frac{pc}{l} \left[\frac{c^2}{12} (2b - a) \right]$ $M_b = -\frac{pc}{l} \left[\frac{c^2}{12} (2a - b) \right]$		$A = \frac{7}{20} pl$ $B = \frac{3}{20} pl$	$M_a = -\frac{pl^2}{20}$ $M_b = -\frac{pl^2}{30}$																																
	$A = B = \frac{pc}{2}$	$M_a = M_b = -\frac{pc l}{24} (3 - \xi)$		$A = \frac{pa}{2l} (10 - 8\xi^2 + 2\xi^3)$ $B = 0,5pa - A$	$M_a = -\frac{pa^2}{6} \left(1 - \xi + \frac{3}{10} \xi^2 \right)$ $M_b = -\frac{pa^2}{60} \xi \times (5 - 3\xi)$																																

Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорные моменты	Схема нагрузки. Эпюры Q и M	Опорные реакции	Опорные моменты
	$A = \frac{pl}{2} (10 - 15\xi + 6\xi^2),$ $B = 0,5pa - A$	$M_a = -\frac{pa^2}{30} (10 - 15\xi + 6\xi^2),$ $M_b = -\frac{pa^2}{20l} (\xi - 4\xi^2)$	<p>Поворот опоры A</p>	$A = \frac{6EI}{l^2} \psi,$ $B = -\frac{6EI}{l} \psi$	$M_a = -\frac{4EI}{l} \psi$ $M_b = \frac{2EI}{l} \psi$
<p>Кв. парабола</p>	$A = B = \frac{pl}{3}$	$M_a = M_b = -\frac{pl^2}{15}$	<p>Осадка опоры B</p>	$A = \frac{12EI}{l^2} \Delta,$ $B = -\frac{12EI}{l^2} \Delta$	$M_a = -\frac{6EI}{l^2} \Delta,$ $M_b = \frac{6EI}{l^2} \Delta$
<p>Синусоида</p>	$A = B = \frac{pl}{\pi}$	$M_a = M_b = -\frac{2pl^2}{\pi^2}$	<p>Нагрев на $\Delta t^\circ = t_b^\circ - t_a^\circ > 0$</p>	$A = B = 0$	$M_a = M_b = EI\alpha \frac{\Delta t}{d}$ <p>где α — коэффициент линейного расширения</p>
	$A = \frac{6Lab}{l^2},$ $B = \frac{6Lab}{l^2}$	$M_a = \frac{Lb}{l^2} (2a - b),$ $M_b = \frac{La}{l^2} (a - b);$ <p>при $a = \frac{l}{3}, M_a = 0$</p> $M_b = -\frac{L}{3}$	<p>Любая нагрузка</p>	$A = A^* - \frac{M_a - M_b}{l}$ $B = B^* + \frac{M_a - M_b}{l}$ <p>где A^*, B^* — опорные реакции простиной балки</p>	$M_a = -\frac{2EI}{l} \times (\tau_a - \tau_b),$ $M_b = -\frac{2EI}{l} \times (\tau_b - \tau_a),$ <p>где τ_a, τ_b — углы поворота простиной балки (см. табл. В.1.2)</p>

Однопролетная балка с одним защемленным и другим шарнирно опертым концом и с обоими защемленными концами. Прогобы

Схема балки и нагрузки	Прогобы	Схема балки и нагрузки	Прогобы
	$v = \frac{Pa^2 b^3 (3a+4b)}{12 EI^3} \text{ при } x=a$		$v = \frac{Pa^2 b^3}{3EI^3} \text{ при } x=a$
	$v_{\text{макс}} = \frac{PP}{107 EI} \text{ при } x=0,553 l;$ $v = \frac{7P^3}{768 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$		$v_{\text{макс}} = \frac{PP}{192 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$
	$v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{185 EI} \text{ при } x=0,579 l;$ $v = \frac{pl^4}{192 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$		$v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{384 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$
	$v = \frac{pl^4}{290 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$		$v_{\text{макс}} = \frac{7pl^4}{3840 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$
	$v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{328 EI} \text{ при } x=0,593 l;$ $v = \frac{pl^4}{349 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$		$v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{764 EI} \text{ при } x=0,625 l$ $v = \frac{pl^4}{768 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$
	$v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{419 EI} \text{ при } x=0,553 l;$ $v = \frac{pl^4}{497 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$		$v_{\text{макс}} = \frac{pl^4}{764 EI} \text{ при } x=0,475 l;$ $v = \frac{pl^4}{768 EI} \text{ при } x = \frac{l}{2}$
	$v_{\text{макс}} = \frac{Ll^3}{27 EI} \text{ при } x = \frac{2}{3} l$	-	-

Таблицы и формулы для расчета неразрезных балок

Схема нагруженных пролетов	Моменты, поперечные силы и опорные реакции	Вид нагрузки в нагруженных пролетах				
Двухпролетная балка						
	M_{11}	$0,070 pl^2$	$0,156 Pl$	$0,222 Pl$	$0,258 Pl$	$0,048 pl^2$
	M_{12}	—	—	$0,111 Pl$	$0,265 Pl$	—
	M_{13}	—	—	—	$0,023 Pl$	—
	$M_b(\text{мин})$	$-0,125 pl^2$	$-0,188 Pl$	$-0,333 Pl$	$-0,469 Pl$	$-0,678 pl^2$
	$A=Q_{1a}$	$0,375 pl$	$0,313 P$	$0,667 P$	$1,031 P$	$0,172 pl$
	$B_{\text{макс}}$	$1,250 pl$	$1,375 P$	$2,667 P$	$3,938 P$	$0,656 pl$
	$Q_{1b}(\text{мин})$	$-0,625 pl$	$-0,688 P$	$-1,333 P$	$-1,969 P$	$-0,328 pl$
	$M_{11}(\text{макс})$	$0,095 pl^2$	$0,203 Pl$	$0,278 Pl$	$0,316 Pl$	$0,065 pl^2$
	$M_{12}(\text{макс})$	—	—	$0,222 Pl$	$0,383 Pl$	—
	$M_{13}(\text{макс})$	—	—	—	$0,200 Pl$	—
	M_b	$-0,063 pl^2$	$-0,094 Pl$	$-0,167 Pl$	$-0,234 Pl$	$-0,039 pl^2$
	$A=Q_{1a}(\text{макс})$	$0,438 pl$	$0,406 P$	$0,833 P$	$1,266 P$	$0,211 pl$
	$M_{11}(\text{мин})$	—	$-0,047 Pl$	$-0,066 Pl$	$-0,069 Pl$	$-0,018 pl^2$
	$M_{12}(\text{мин})$	—	—	$-0,111 Pl$	$-0,117 Pl$	—
	$M_{13}(\text{мин})$	—	—	—	$-0,176 Pl$	—
	$A=Q_{1a}(\text{мин})$	$-0,063 pl$	$-0,094 P$	$-0,167 P$	$-0,234 P$	$-0,039 pl$
Трехпролетная балка						
	M_{11}	$0,080 pl^2$	$0,175 Pl$	$0,244 Pl$	$0,281 Pl$	$0,054 pl^2$
	M_{12}	—	—	$0,156 Pl$	$0,313 Pl$	—
	M_{13}	—	—	—	$0,094 Pl$	—
	M_{21}	$0,025 pl^2$	$0,100 Pl$	$0,067 Pl$	$0,000$	$0,021 pl^2$
	M_{22}	—	—	$0,067 P$	$0,125 Pl$	—
	M_b	$-0,100 pl^2$	$-0,150 Pl$	$-0,267 Pl$	$-0,375 Pl$	$-0,063 pl^2$
	$A=Q_{1a}$	$0,400 pl$	$0,350 P$	$0,733 P$	$1,125 P$	$0,188 pl$
	B	$1,100 pl$	$1,150 P$	$2,267 P$	$3,375 P$	$0,563 pl$
	Q_{1b}	$-0,600 pl$	$-0,650 P$	$-1,267 P$	$-1,875 P$	$-0,313 pl$
	$Q_{2b} \rightarrow Q_{2c}$	$0,500 pl$	$0,500 P$	$1,000 P$	$1,500 P$	$0,250 pl$

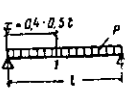
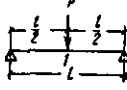
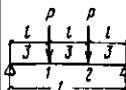

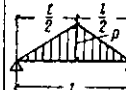
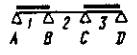
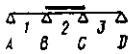
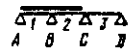
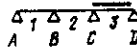
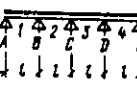
Схема нагруженных пролетов	Моменты, поперечные силы и опорные реакции	Вид нагрузки в нагруженных пролетах				
						
	M_{11} (макс)	$0,101pl^2$	$0,213Pl$	$0,288Pl$	$0,328Pl$	$0,068pl^2$
	M_{12} (макс)	—	—	$0,244Pl$	$0,406Pl$	—
	M_{13} (макс)	—	—	—	$0,234Pl$	—
	M_{21} (мин)	$-0,050pl^2$	$-0,075Pl$	$-0,133Pl$	$-0,188Pl$	$-0,032pl^2$
	M_{22} (мин)	—	—	$-0,133Pl$	$-0,188Pl$	—
	M_b	$-0,050pl^2$	$-0,075Pl$	$-0,133Pl$	$-0,188Pl$	$-0,032pl^2$
	$A=Q_{1a}$ (макс)	$0,450pl$	$0,425P$	$0,867P$	$1,313P$	$0,219pl$
	M_{11} (мин)	—	$-0,038Pl$	$-0,044Pl$	$-0,047Pl$	$-0,014pl^2$
	M_{12} (мин)	—	—	$-0,089Pl$	$-0,094Pl$	—
	M_{13} (мин)	—	—	—	$-0,141Pl$	—
	M_{21} (макс)	$0,075pl^2$	$0,175Pl$	$0,200Pl$	$0,188Pl$	$0,052pl^2$
	M_{22} (макс)	—	—	$0,200Pl$	$0,313Pl$	—
	M_b	$-0,050pl^2$	$-0,075Pl$	$-0,133Pl$	$-0,188Pl$	$-0,032pl^2$
	$A=Q_{1a}$ (мин)	$-0,050pl$	$-0,075P$	$-0,133P$	$-0,188P$	$-0,032pl$
	M_b (мин)	$-0,117pl^2$	$-0,175Pl$	$-0,311Pl$	$-0,438Pl$	$-0,073pl^2$
	M_c	$-0,033pl^2$	$-0,066Pl$	$-0,089Pl$	$-0,125Pl$	$-0,022pl^2$
	$V_{макс}$	$1,200pl$	$1,300P$	$2,533P$	$3,750P$	$0,626pl$
	Q_{1b} (мин)	$-0,617pl$	$-0,675Pl$	$-1,311P$	$-1,937P$	$-0,323pl$
	Q_{2b} (макс)	$0,583pl$	$0,625P$	$1,222P$	$1,813P$	$0,303pl$
	M_b (макс)	$0,017pl^2$	$0,025Pl$	$0,044Pl$	$0,063Pl$	$0,011pl^2$
	M_c	$-0,067pl^2$	$-0,100Pl$	$-0,178Pl$	$-0,250Pl$	$-0,042pl^2$
	Q_{1b} (макс)	$0,017pl$	$0,025P$	$0,044P$	$0,063P$	$0,011pl$
	Q_{2b} (мин)	$-0,083pl$	$-0,125P$	$-0,222P$	$-0,313P$	$-0,053pl$
	Четырехпролетная балка					
	M_{11}	$0,077pl^2$	$0,170Pl$	$0,238Pl$	$0,275Pl$	$0,052pl^2$
	M_{12}	—	—	$0,143Pl$	$0,299Pl$	—
	M_{13}	—	—	—	$0,074Pl$	—
	M_{21}	$0,037pl^2$	$0,116Pl$	$0,079Pl$	$0,007Pl$	$0,028pl^2$
	M_{22}	—	—	$0,111Pl$	$0,165Pl$	—
	M_{23}	—	—	—	$0,074Pl$	—
	M_b	$-0,107pl^2$	$-0,161Pl$	$-0,285Pl$	$-0,402Pl$	$-0,067pl^2$
	M_c	$-0,071pl^2$	$-0,107Pl$	$-0,190Pl$	$-0,268Pl$	$-0,045pl^2$
	$A=Q_{1a}$	$0,393pl$	$0,339P$	$0,714P$	$1,088P$	$0,183pl$
	B	$1,143pl$	$1,214P$	$2,381P$	$3,536P$	$0,590pl$
	C	$0,929pl$	$0,892P$	$1,810P$	$2,732P$	$0,455pl$
	Q_{1b}	$-0,607pl$	$-0,661P$	$-1,286P$	$-1,904P$	$-0,317pl$
	Q_{2b}	$0,536pl$	$0,554P$	$1,095P$	$1,634P$	$0,273pl$
Q_{3c}	$-0,464pl$	$-0,416P$	$-0,905P$	$-1,366P$	$-0,228pl$	





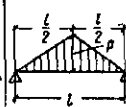
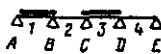
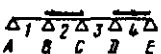
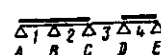
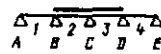

Схема нагруженных пролетов	Моменты, поперечные силы и опорные реакции	Вид нагрузки в нагруженных пролетах				
						
	M_{11} (макс) M_{12} (макс) M_{13} (макс) M_{21} (мин) M_{22} (мин) M_{23} (мин) M_b M_c $A=Q_{1a}$ (макс)	$0,100pl^2$ — — — — — $-0,054pl^3$ $-0,036pl^3$ $0,446pl$	$0,210Pl$ — — $-0,067Pl$ — — $-0,080Pl$ $-0,064Pl$ $0,420P$	$0,286Pl$ $0,238Pl$ — $-0,127Pl$ $-0,111Pl$ — $-0,143Pl$ $-0,095Pl$ $0,857P$	$0,325Pl$ $0,400Pl$ $0,224Pl$ $-0,184Pl$ $-0,167Pl$ $-0,151Pl$ $-0,201Pl$ $-0,134Pl$ $1,299P$	$0,067pl^3$ — — $-0,028pl^3$ — — $-0,034pl^3$ $-0,023pl^3$ $0,217pl$
	M_{11} (мин) M_{12} (мин) M_{13} (мин) M_{21} (макс) M_{22} (макс) M_{23} (макс) M_b M_c $A=Q_{1a}$ (мин)	— — — $0,080pl^3$ — — $-0,054pl^3$ $-0,036pl^3$ $-0,054pl$	$-0,040Pl$ — — $0,183Pl$ — — $-0,080Pl$ $-0,064Pl$ $-0,080P$	$-0,048Pl$ $-0,095Pl$ — $0,206Pl$ $0,222Pl$ — $-0,143Pl$ $-0,095Pl$ $-0,143P$	$-0,060Pl$ $-0,100Pl$ $-0,161Pl$ $0,191Pl$ $0,333Pl$ $0,224Pl$ $-0,201Pl$ $-0,134Pl$ $-0,201P$	$-0,015pl^4$ — — $0,066pl^3$ — — $-0,034pl^3$ $-0,023pl^3$ $-0,034pl$
	M_b (мин) M_c M_d $V_{макс}$ Q_{1b} (мин) Q_{2b} (макс)	$-0,121pl^3$ $-0,018pl^3$ $-0,068pl^4$ $1,223pl$ $-0,621pl$ $0,603pl$	$-0,181Pl$ $-0,027Pl$ $-0,087Pl$ $1,335P$ $-0,681P$ $0,654P$	$-0,321Pl$ $-0,048Pl$ $-0,155Pl$ $2,595P$ $-1,321P$ $1,274P$	$-0,452Pl$ $-0,067Pl$ $-0,218Pl$ $3,837P$ $-1,952P$ $1,885P$	$-0,076pl^4$ $-0,012pl^4$ $-0,036pl^4$ $0,639pl$ $-0,326pl$ $0,314pl$
	M_b M_c (мин) $S_{макс}$ Q_{2c} (мин)	$-0,036pl^3$ $-0,107pl^3$ $1,143pl$ $-0,571pl$	$-0,054Pl$ $-0,161Pl$ $1,214P$ $-0,807P$	$-0,085Pl$ $-0,286Pl$ $2,381P$ $-1,191P$	$-0,134Pl$ $-0,402Pl$ $3,536P$ $-1,768P$	$-0,023pl^3$ $-0,067pl^4$ $0,589pl$ $-0,295pl$
Пятипролетная балка						
	M_{11} M_{12} M_{13} M_{21} M_{22} M_{23} M_{31} M_{32} M_b	$0,078pl^4$ — — $0,031pl^4$ — — $0,040pl^3$ — — $-0,105pl^3$	$0,171Pl$ — — $0,112Pl$ — — $0,132Pl$ — — $-0,158P$	$0,240Pl$ $0,146Pl$ — $0,076Pl$ $0,099Pl$ — $0,123Pl$ $0,123Pl$ $-0,281Pl$	$0,216Pl$ $0,304P$ $0,079Pl$ $0,005Pl$ $0,155Pl$ $0,064Pl$ $0,079Pl$ $0,204Pl$ $-0,895Pl$	$0,053pl^4$ — — $0,726pl$ — — $0,031pl^3$ — — $-0,066pl^3$

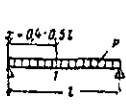
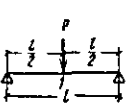
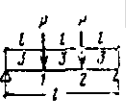
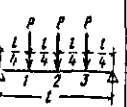
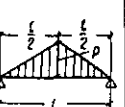

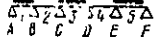
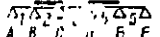
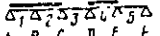
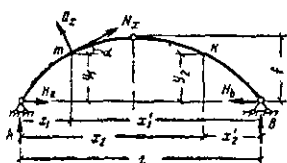
Схема нагруженных пролетов	Моменты, поперечные силы и опорные реакции	Вид нагрузки и нагруженных пролетов				
						
	M_c	$-0,079pl^2$	$-0,118Pl$	$-0,111Pl$	$-0,296Pl$	$-0,050pl^2$
	$A=Q_{1a}$	$0,395pl$	$0,342P$	$0,7,9P$	$1,105P$	$0,185pl$
	B	$1,132pl$	$1,106P$	$2,3,1P$	$3,494P$	$0,582pl$
	C	$0,974pl$	$0,960P$	$1,5,10P$	$2,901P$	$0,484pl$
	Q_{1b}	$-0,905pl$	$-0,858P$	$-1,281P$	$-1,895P$	$-0,316pl$
	Q_{2b}	$0,526pl$	$0,540P$	$1,070P$	$1,599P$	$0,286pl$
	Q_{2c}	$-0,474pl$	$-0,460P$	$-0,930P$	$-1,401P$	$-0,234pl$
Q_{2c}	$0,500pl$	$0,500P$	$1,000P$	$1,500P$	$0,250pl$	
	M_{11} (макс)	$0,100pl^2$	$0,211Pl$	$0,287Pl$	$0,326Pl$	$0,068pl^2$
	M_{12} (макс)	—	—	$0,740Pl$	$0,401Pl$	—
	M_{13} (макс)	—	—	—	$0,217Pl$	—
	M_{21} (мин)	—	$-0,067Pl$	$-0,139Pl$	$-0,185Pl$	$-0,079pl^2$
	M_{22} (мин)	—	—	$-0,111Pl$	$-0,113Pl$	—
	M_{23} (мин)	—	—	—	$-0,160Pl$	—
	M_{31} (макс)	$0,086pl^2$	$0,191Pl$	$0,228Pl$	$0,227Pl$	$0,069pl^2$
	M_{32} (макс)	—	—	$0,228Pl$	$0,352Pl$	—
	M_b	$-0,053pl^2$	$-0,079Pl$	$-0,140Pl$	$-0,197Pl$	$-0,033pl^2$
	M_c	$-0,039pl^2$	$-0,069Pl$	$-0,105Pl$	$-0,148Pl$	$-0,025pl^2$
	$A=Q_{1a}$ (макс)	$0,447pl$	$0,421P$	$0,820P$	$1,303P$	$0,217pl$
	M_{11} (мин)	—	$-0,031Pl$	$-0,041Pl$	$-0,050Pl$	$-0,015pl^2$
	M_{12} (мин)	—	—	$-0,094Pl$	$-0,069Pl$	—
	M_{13} (мин)	—	—	—	$-0,148Pl$	—
	M_{21} (макс)	$0,079pl^2$	$0,181Pl$	$0,205Pl$	$0,190Pl$	$0,055pl^2$
	M_{22} (макс)	—	—	$0,210Pl$	$0,327Pl$	—
	M_{23} (макс)	—	—	—	$0,215Pl$	—
	M_{31} (мин)	—	$-0,069Pl$	$-0,105Pl$	$-0,148Pl$	$-0,025pl^2$
	M_{32} (мин)	—	—	$-0,105Pl$	$-0,148Pl$	—
	M_b	$-0,053pl^2$	$-0,079Pl$	$-0,140Pl$	$-0,198Pl$	$-0,034pl^2$
	M_c	$-0,039pl^2$	$-0,069Pl$	$-0,105Pl$	$-0,148Pl$	$-0,025pl^2$
	$A=Q_{1a}$ (мин)	$-0,053pl$	$-0,079P$	$-0,140P$	$-0,198P$	$-0,033pl$
	M_b (мин)	$-0,120pl^2$	$-0,179Pl$	$-0,315Pl$	$-0,449Pl$	$-0,075pl^2$
	M_c	$-0,022pl^2$	$-0,032Pl$	$-0,057Pl$	$-0,081Pl$	$-0,014pl^2$
	M_d	$-0,014pl^2$	$-0,066Pl$	$-0,118Pl$	$-0,166Pl$	$-0,027pl^2$
	M_e	$-0,051pl^2$	$-0,077Pl$	$-0,137Pl$	$-0,193Pl$	$-0,032pl^2$
	$B_{\text{макс}}$	$1,218pl$	$1,377P$	$2,581P$	$3,816P$	$0,636pl$
	Q_{1b} (мин)	$-0,620pl$	$-0,679P$	$-1,319P$	$-1,949P$	$-0,325pl$
	Q_{2b} (макс)	$0,598pl$	$0,617P$	$1,262P$	$1,867P$	$0,311pl$

Схема нагруженных пролетов	Моменты, поперечные силы и опорные реакции	Вид нагрузки в нагруженных пролетах				
	M_b M_c (мин) M_d M_e S_{\max} Q_{2c} (мин) Q_{3c} (макс)	$-0,035Pl^2$ $-0,111Pl^2$ $-0,020Pl^2$ $-0,057Pl$ $1,157Pl$ $-0,575Pl$ $0,591Pl$	$-0,052Pl$ $-0,167Pl$ $-0,031Pl$ $-0,086Pl$ $1,251P$ $-0,615P$ $0,636P$	$-0,093Pl$ $-0,297Pl$ $-0,054Pl$ $-0,153Pl$ $2,447P$ $-1,204P$ $1,242P$	$-0,130Pl$ $-0,417Pl$ $-0,076Pl$ $-0,215Pl$ $3,628P$ $-1,787P$ $1,841P$	$-0,022Pl^2$ $-0,070Pl^2$ $-0,013Pl^2$ $-0,036Pl^2$ $0,606Pl$ $-0,298Pl$ $0,307Pl$
б) Бесконечная балка с равными пролетами						
	Опорные моменты Пролетные моменты Поперечные силы Q Опорные реакции	$-0,033Pl^2$ $0,012Pl^2$ $0,5Pl$ $1,0Pl$	$-0,125Pl$ $0,125Pl$ $0,5P$ $1,0P$	$-0,222Pl$ $0,111Pl$ $1,0P$ $2P$	$-0,312Pl$ $0,188Pl$ $1,5P$ $3P$	$-0,052Pl^2$ $0,031Pl^2$ $0,25Pl$ $0,5Pl$
	Опорные моменты Пролетные моменты $M_k = M_m$ Опорные реакции	$-0,042Pl^2$ $0,083Pl^2$ $0,5Pl$	$-0,063Pl$ $0,188Pl$ $0,5P$	$-0,111Pl$ $0,222Pl$ $1,0P$	$-0,156Pl$ $0,344Pl$ $1,5P$	$-0,026Pl^2$ $0,057Pl^2$ $0,25Pl$
	Опорный момент M_L Опорные моменты $M_K = M_M$ Опорная реакция L	$-0,114Pl^2$ $-0,022Pl^2$ $1,184Pl$	$-0,171Pl$ $-0,034Pl$ $1,274P$	$-0,304Pl$ $-0,060Pl$ $2,488P$	$-0,427Pl$ $-0,083Pl$ $3,588P$	$-0,071Pl^2$ $-0,014Pl^2$ $0,615Pl$
	Опорные моменты $M_K = M_L$ Пролетный момент M_I Опорные моменты $M_I = M_M$	$-0,053Pl^2$ $0,072Pl^2$ $0,014Pl^2$	$-0,079Pl$ $0,171Pl$ $0,021Pl$	$-0,141Pl$ $0,192Pl$ $0,037Pl$	$-0,198Pl$ $0,302P$ $0,053Pl$	$-0,033Pl^2$ $0,050Pl^2$ $0,009Pl^2$

Изгибающие моменты, распоры и опорные реакции от различных нагрузок в симметричной трехшарнирной арке любого очертания



$$M_x = M_x^0 - H_a y; \quad Q_x = Q_x^0 \cos \alpha - H_a \sin \alpha;$$

$$N_x = Q_x^0 \sin \alpha + H_a \cos \alpha;$$

M^0, Q^0 — моменты и поперечные силы в простой балке,

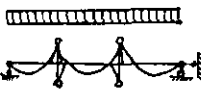
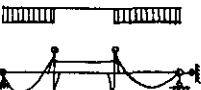
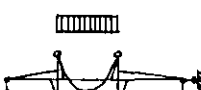

$$\frac{x_1}{l} = \xi_1; \quad \frac{x_2}{l} = \xi_2; \quad \frac{y_1}{f} = \eta_1; \quad \frac{y_2}{f} = \eta_2;$$

$$\frac{y_1}{f} = \eta_1; \quad \frac{y_2}{f} = \eta_2.$$

Схема нагрузки	Опорные реакции и распоры	Изгибающие моменты
	$A = P \frac{a'}{l}; \quad B = P \frac{a}{l};$ $H_a = H_b = P \frac{a}{2f}$	$M_m = P \frac{a}{l} \left(2 \frac{a'}{a} \xi_1 - \eta_1 \right);$ $M_k = P \frac{a}{2} \left(2\xi_2' - \eta_2 \right)$
	$A = B = \frac{P}{2};$ $H_a = H_b = \frac{Pl}{4f}$	$M_m = P \frac{l}{4} \left(2\xi_1 - \eta_1 \right)$
	$A = -\frac{L}{l}; \quad B = \frac{L}{l};$ $H_a = H_b = \frac{L}{2f}$	$M_m = -\frac{L}{2} \left(2\xi_1 + \eta_1 \right);$ $M_k = \frac{L}{2} \left(2\xi_2' - \eta_1 \right).$ <p>Формулы также годны для $a=0$ или $a = \frac{l}{2}$</p>
	$A = B = 0;$ $H_a = H_b = -\frac{L}{l}$	$M_m = L \eta_1$
	$A = -\frac{pl^2}{2l}; \quad B = \frac{pl^2}{2l};$ $H_a = -\frac{3}{4} pl; \quad H_b = \frac{1}{4} pl$	$M_m = -\frac{pl^2}{2} \left(\xi_1 - \frac{3}{2} \eta_1 + \eta_1^2 \right);$ $M_k = \frac{pl^2}{4} \left(2\xi_2' - \eta_2 \right)$
	$A = -\frac{pl^2}{6l};$ $B = \frac{pl^2}{6l};$ $H_a = -\frac{5}{14} pl; \quad H_b = \frac{1}{12} pl$	$M_m = \frac{pl^2}{12} \left[2 \left(\eta_1' - \eta_1^3 \right) + \eta_1 - 2\xi_1 \right]$ $M_k = \frac{pl^2}{12} \left(2\xi_2' - \eta_2 \right)$

Схема нагрузки	Опорные реакции и распоры	Изгибающие моменты
	$A = -P \frac{a}{l}, \quad B = P \frac{a}{l};$ $H_a = -P \frac{a+l}{2l}, \quad H_b = P \frac{a}{2l}$	$M_a = -P \frac{a}{2} \left(2\xi_1 - \frac{a+l}{a} \eta_1 \right),$ $M_m = -P \frac{a}{2} \left(2\xi_m - \frac{a+l}{a} \eta_m + 2 \frac{4x-a}{a} \right),$ $M_k = P \frac{a}{2} \left(2\xi_3' - \eta_3 \right)$
	$A = -B = -P \frac{l}{l};$ $H_a = -H_b = -\frac{P}{2}$	$M_m = -P \frac{l}{2} (2\xi_1 - \eta_1)$
	$A = B = \frac{Pl}{2};$ $H_a = H_b = \frac{Pl^2}{8f}$	$M_m = \frac{Pl^2}{8} [4 (\xi_1 - \xi_1^2) - \eta_1].$ <p>Для квадратной параболы $M_m = 0$.</p>
	$A = \frac{3}{8} Pl;$ $B = \frac{1}{8} Pl;$ $H_a = H_b = \frac{Pl^2}{16f}$	$M_m = \frac{Pl^2}{16} [8 (\xi_1 - \xi_1^2) - 2\xi_1 - \eta_1];$ $M_k = \frac{Pl^2}{16} (2\xi_3 - \eta_3)$ <p>Для квадратной параболы при $x = \frac{l}{4}$ $M = \frac{Pl^2}{64}$</p>
	$A = \frac{Pca'}{l};$ $B = \frac{Pca}{l};$ $H_a = H_b = \frac{Pca}{2f}$	$M_a = \frac{Pca}{2} \left(2 \frac{a'}{a} \xi_1 - \eta_1 \right);$ $M_m = \frac{Pca}{2} \left[2 \frac{a'}{a} \xi_2 - \eta_2 - \frac{(x_2 - b_1)^2}{ac} \right];$ $M_k = \frac{Pca}{2} (2\xi_3' - \eta_3)$
	$A = B = \frac{Pl}{6};$ $H_a = H_b = \frac{Pl^2}{48f}$	$M_m = \frac{Pl^2}{48} [8 (\xi_1 - \xi_1^2) (1 - 2\xi_1 + 3\xi_1^2) - \eta_1]$
	$A = \frac{5}{24} Pl;$ $B = \frac{1}{24} Pl;$ $H_a = H_b = \frac{Pl^2}{48f}$	$M_m = \frac{Pl^2}{48} [2\xi_1 + 8 (\xi_1' - \xi_1'^3 - \xi_1 + \xi_1^3) - \eta_1];$ $M_k = \frac{Pl^2}{48} (2\xi_2' - \eta_2)$
	$A = B = \frac{Pl}{4};$ $H_a = H_b = \frac{Pl^2}{24f}$	$M_m = \frac{Pl^2}{24} [2\xi_1 + 4 (\xi_1' - \xi_1'^3 - \xi_1 + \xi_1^3) - \eta_1]$

Опорные моменты в ригелях рамы с шарнирно опертыми ригелями на крайние опоры

Схемы загрузки и эпюры моментов	k^*	Опорные моменты		
		M_{21}	M_{23}	M_{32}
	0,5	-0,121	-0,087	-0,087
	1	-0,118	-0,089	-0,089
	2	-0,114	-0,091	-0,091
	3	-0,111	-0,093	-0,093
	4	-0,109	-0,094	-0,094
	5	-0,108	-0,095	-0,095
	6	-0,108	-0,096	-0,096
	0,5	-0,112	-0,009	-0,009
	1	-0,103	-0,015	-0,015
	2	-0,091	-0,023	-0,023
	3	-0,083	-0,028	-0,028
	4	-0,078	-0,031	-0,031
	5	-0,074	-0,034	-0,034
	6	-0,072	-0,036	-0,036
	0,5	-0,009	-0,078	-0,078
	1	-0,015	-0,074	-0,074
	2	-0,023	-0,068	-0,068
	3	-0,028	-0,065	-0,065
	4	-0,031	-0,063	-0,063
	5	-0,034	-0,062	-0,062
	6	-0,036	-0,060	-0,060
	0,5	-0,122	-0,094	-0,070
	1	-0,120	-0,100	-0,065
	2	-0,119	-0,105	-0,056
	3	-0,118	-0,108	-0,051
	4	-0,117	-0,110	-0,047
	5	-0,117	-0,111	-0,044
	6	-0,117	-0,112	-0,042

- см. примечание к табл. 2.9 настоящего раздела

Опорные моменты в ригелях рамы, жестко соединенных с колоннами на крайних опорах

Схемы нагружения и эпюры моментов	k	Опорные моменты			
		M _{1,2}	M _{2,1}	M _{2,3}	M _{3,2}
	0,5	-0,072	-0,090	-0,083	-0,083
	1	-0,063	-0,091	-0,085	-0,085
	2	-0,054	-0,093	-0,087	-0,087
	3	-0,046	-0,095	-0,088	-0,088
	4	-0,039	-0,097	-0,089	-0,089
	5	-0,033	-0,099	-0,090	-0,090
	6	-0,027	-0,100	-0,091	-0,091
	0,5	-0,077	-0,079	-0,006	-0,006
	1	-0,070	-0,074	-0,012	-0,012
	2	-0,062	-0,068	-0,018	-0,018
	3	-0,055	-0,065	-0,022	-0,022
	4	-0,048	-0,063	-0,026	-0,026
	5	-0,042	-0,063	-0,028	-0,028
	6	-0,036	-0,062	-0,030	-0,030
	0,5	0,005	-0,011	-0,077	-0,077
	1	0,007	-0,017	-0,073	-0,073
	2	0,008	-0,025	-0,069	-0,069
	3	0,009	-0,030	-0,066	-0,066
	4	0,009	-0,034	-0,063	-0,063
	5	0,009	-0,036	-0,062	-0,062
	6	0,009	-0,038	-0,061	-0,061
	0,5	-0,071	-0,092	-0,088	-0,072
	1	-0,062	-0,095	-0,094	-0,066
	2	-0,052	-0,101	-0,098	-0,059
	3	-0,045	-0,107	-0,100	-0,054
	4	-0,037	-0,112	-0,102	-0,050
	5	-0,032	-0,115	-0,104	-0,046
	6	-0,026	-0,117	-0,105	-0,043

Примечания: 1. Опорные моменты ригелей согласно табл. 2.8, 2.9 - $M = (\alpha g + \beta v) l^2$. Значение коэффициентов α и β зависит от схемы нагружения ригеля постоянной нагрузкой g и временной нагрузкой v , а также от отношения погонных жесткостей ригеля и стойки $k = B l_{col} / l V_{col}$, где B, l - жесткость и пролет ригеля; V_{col}, l_{col} - жесткость и длина стойки (высота этажа).

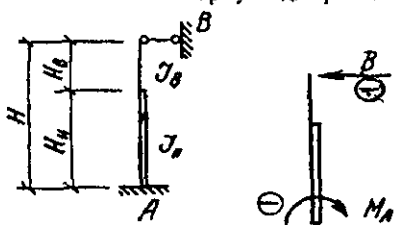
2. Изгибающие моменты стоек определяют по разности абсолютных значений опорных моментов ригелей в узле ΔM , которая распределяется между стойками, примыкающими к узлу: снизу и сверху, в средних этажах поровну $M = 0,5 \Delta M$, в первом этаже $M = 0,4 \Delta M$, в верхнем этаже $M = M$. При этом для определения изгибающих моментов стоек вычисляют опорные моменты ригелей для первого этажа при значении k , увеличенном в 1,2 раза, а для верхнего этажа - при значении k , увеличенном в 2 раза.

2.2. Справочные материалы для расчета колонн

Таблица 2. 10

Формулы для расчета сплошных ступенчатых колонн

Формулы для расчета сплошных ступенчатых колонн



$$\alpha = H_B/H; \quad n = J_H/J_B;$$

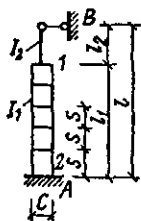
$$K = \alpha^3 \left(\frac{J_H}{J_B} - 1 \right)$$

Правило знаков

№ п/п	Схема нагружения и эпюра моментов	Реакция B	Момент M _A
1		$B = - \frac{3EJ_H}{H^3 (1+K)}$	$M_A = + BH$
2		$B = \frac{3M^0 \left(1 + \frac{K}{\alpha} \right)}{2H (1+K)}$	$M_A = BH - M^0$
3		$B = \frac{3M^0 (1 - \alpha^2)}{2H (1+K)}$	$M_A = BH - M^0$

№ п/п	Схема загрузки и эпюра моментов	Реакция B	Момент M_A
4		$B = \frac{3M^0 \xi (2 - \xi)}{2H (1 + K)}$	$M_A = BH - M^0$
5		$B = \frac{T (1 - \alpha)}{1 + K}$	$M_A = BH - T \times (H - 0,7HB)$
6		$B = \frac{3qH (1 + \alpha K)}{8 (1 + K)}$	$M_A = BH - \frac{qH^2}{2}$
7		$B = \frac{qH}{8 (1 + K)} \times [3 (1 + \alpha K) - (3 + \alpha) (1 - \alpha)^2]$	$M_A = BH - q l_1 \times (H - \frac{l_1}{2})$
8		$B = \frac{P}{1 + K}$	$M_A = H (B - P)$

Формулы для расчета двухветвевых колонн

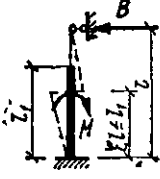

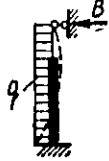
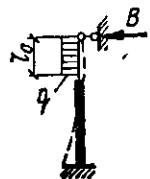


$$\alpha = l_2/l; \quad I_1 = \frac{A_c c^2}{2};$$

$$k = \alpha^2 \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right); \quad k_1 = \frac{(1-\alpha)^2 I_1}{8n^2 I_c},$$

A_c — площадь сечения стойки (ветви);
 n — число панелей двухветвевой колонны

Схема нагружения	Опорная реакция
	$B_\varphi = \frac{3E_2 I_2}{l^2 (1 + k + k_1)}$
	$B_\Delta = \frac{3E_2 I_2}{l^2 (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3M (1 - \alpha^2)}{2l (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3M \left(1 + \frac{k}{\alpha} \right)}{2l (1 + k + k_1)}$

Схема загрузки	Опорная реакция
	$B = \frac{3M\xi(2 - \xi)}{2l(1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{T(1 - \alpha + k_1)}{1 + k + k_1}$
	$B = \frac{3ql[1 + \alpha k + 1,33(1 + \alpha)k_1]}{8(1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{ql[3(1 + \alpha k) - (3 + \alpha)(1 - \alpha)^2 + k_1]}{8(1 + k + k_1)}$

2.3. Прямоугольные изотропные плиты

Для расчета прямоугольных изотропных плит, опертых одним из указанных на рис. 2.1 способов, можно использовать следующие формулы [6]:

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{\alpha}{10^4} \cdot \frac{p_0 \cdot a^4}{D}; M_x = \frac{\beta}{10^3} \cdot p_0 \cdot a^2; \\ M_y &= \frac{\gamma}{10^3} \cdot p_0 \cdot a^2; V_x = \varphi \cdot p_0 \cdot a; \\ V_y &= \Psi \cdot p_0 \cdot a. \end{aligned} \right\}$$

Здесь p_0 — максимальная интенсивность распределенной нагрузки;



Рис. 2.1:

$\alpha = \alpha_i$; $\beta = \beta_i$; $\gamma = \gamma_i$; $\varphi = \varphi_i$; $\Psi = \Psi_i$ — коэффициенты, используемые при определении значения прогибов или усилий в указанной на схеме А (рис. 2.1) точке i ;

$\alpha = \alpha_j$; $\beta = \beta_j$; $\gamma = \gamma_j$ — коэффициенты, используемые при определении максимального из значений, которые принимает прогиб или усилие на отрезке прямой с концами в указанных на рис. 2.1 точках i и j .

Все перечисленные коэффициенты определяются по приведенным ниже таблицам или графикам. Таблицы коэффициентов α , β , γ составлены при фиксированных значениях $\mu = \mu_r$.

Таблица 2.12

Значение α , β , γ для определения Φ , M_x , M_y при равномерно распределенной нагрузке ($\mu=0,15$)

$\frac{a}{b}$	Схема 1			Схема 2				Схема 3							
	α_5	β_5	v_5	α_5	β_5	v_5	$-v_4$	α_5	β_5	v_5	β_3				
0,5	101	17	96	49	6	58	121	93	20	88	122				
0,6	86	24	82	45	10	54	116	75	27	71	117				
0,7	73	30	68	41	15	49	109	59	31	55	110				
0,8	60	33	56	37	19	43	101	46	32	42	102				
0,9	50	35	46	32	22	37	92	36	32	32	93				
1,0	41	37	37	28	24	32	85	28	32	24	85				
$\frac{a}{b}$	Схема 4				Схема 5				Схема 6						
	α_5	β_5	v_5	$-v_2$	α_5	β_5	v_5	β_1	α_5	β_5	v_5	β_3	$-v_1$		
0,5	26	2	41	85	84	23	80	121	47	7	56	78	118		
0,6	25	4	40	84	64	29	60	111	42	13	50	78	109		
0,7	24	8	38	82	48	32	44	102	36	17	43	77	99		
0,8	23	10	35	78	36	32	32	90	31	20	36	75	88		
0,9	21	14	32	74	26	31	22	80	26	23	29	71	77		
1,0	19	16	29	70	19	29	16	70	21	23	23	67	67		
$\frac{a}{b}$	Схема 7					Схема 8					Схема 9				
	α_5	β_5	v_5	$-\beta_1$	$-v_4$	α_5	β_5	v_5	$-\beta_3$	$-v_2$	α_5	β_5	v_5	$-\beta_1$	$-v_2$
0,5	45	10	54	78	111	25	3	41	56	84	25	4	40	56	82
0,6	38	15	45	77	102	24	6	38	56	81	23	8	37	56	78
0,7	32	20	37	74	89	22	9	35	56	77	21	12	32	56	72
0,8	26	22	29	70	76	20	12	31	56	72	18	14	27	55	65
0,9	20	23	22	65	64	18	15	27	55	66	15	16	22	53	58
1,0	16	23	17	60	54	16	17	28	54	60	13	18	18	51	51
$\frac{a}{b}$	Схема 10					Схема 13									
	α_5	β_5	v_5	α_1	v_1	α_3	β_5	v_5	$-\beta_3$	$-v_2$	α_1	v_1	$-v_1$		
0,5	35	16	32	62	58	9	2	12	50	34	18	27	71		
0,6	45	18	41	77	72	11	4	17	53	42	22	33	80		
0,7	54	20	50	89	85	14	6	21	54	49	25	38	84		
0,8	62	21	58	97	92	16	8	24	55	56	26	41	85		
0,9	71	20	67	108	104	18	9	26	56	62	27	43	85		
1,0	78	20	74	116	111	19	8	28	56	66	28	44	85		
1,2	89	18	86	125	120	22	8	32	56	73	28	44	85		
1,5	102	14	97	132	126	24	5	36	56	79	28	45	85		
2,0	114	9	110	137	132	25	3	40	56	83	29	45	84		
$\frac{a}{b}$	Схема 11						Схема 12								
	α_5	β_5	v_5	$-\beta_3$	α_1	v_1	α_5	β_5	v_5	$-v_2$	α_1	β_1	$-v_{67}$		
0,5	13	-3	11	77	32	29	15	10	22	56	24	36	85		
0,6	21	1	18	90	48	44	17	10	25	61	26	40	85		
0,7	30	5	25	101	64	59	18	10	28	66	26	43	85		
0,8	39	9	35	109	78	74	20	10	32	71	27	44	85		
0,9	47	12	44	115	90	86	22	9	34	74	27	44	85		
1,0	55	14	51	118	100	96	23	7	35	77	28	44	85		
1,2	69	17	65	121	115	110	24	6	38	80	28	45	85		
1,5	86	16	82	123	128	113	26	3	40	83	28	45	84		
2,0	105	12	101	125	136	131	27	1	42	83	29	45	84		

Таблица 2.13

Рекомендуемые толщины железобетонных плит

Нагрузка, кН/м²	Пролет <i>l</i> , м																					
	многопролетной плиты												однопролетной плиты									
	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6
2,5																						
3,0																						
3,5				6...7										6...7								
4,0					7...8										7...8							
4,5						8...9										8...9						
5,0																						
6,0										9...10												10...11
7,0																		9...10				
8,0																						
9,0																						11...12
10,0																						

Таблица 2.14

Рекомендуемые размеры сечения железобетонных балок

Нагрузка, кН/м	Пролет балки <i>l</i> , м								
	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
10,0	10×25	10×30	15×30	15×35	20×35	20×40	20×40	20×45	20×45
12,0	10×30	10×30	15×30	15×35	20×35	20×40	20×45	20×45	20×45
14,0	10×30	15×30	15×35	15×35	20×40	20×40	20×45	20×45	25×50
16,0	15×30	15×30	15×35	15×40	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50
18,0	15×30	15×35	20×35	20×40	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50
20,0	15×30	15×35	20×35	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50	25×55
24,0	15×35	20×35	20×40	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50	25×55
28,0	15×35	20×35	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50	25×50	25×55
32,0	20×35	20×40	20×40	20×45	25×50	25×50	25×50	25×55	25×60
36,0	20×35	20×40	20×40	20×45	25×50	25×50	25×55	25×55	25×60

3. СПРАВОЧНЫЕ

МАТЕРИАЛЫ ПО РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций

В разделе приведены справочные данные в табличной форме, необходимые при проектировании бетонных и железобетонных конструкций :

- соотношения между классами бетона по прочности на сжатие и марками (табл. 3.1);
- зависимости между видами, классами напрягаемой арматуры и классом бетона (табл. 3.2(8));
- нормативные и расчетные характеристики бетона и арматуры (табл. 3.3(12), табл. 3.4(13), табл. 3.6(19*) ... табл. 3.9(23*));
- модули деформаций арматуры и бетона (табл. 3.5(18), табл. 3.10(29*));
- справочные материалы по расчету нормальных сечений изгибаемых элементов (табл. 3.11, табл. 3.12);
- расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент арматуры (табл. 3.13, табл. 3.14);
- соотношения между диаметрами свариваемых стержней (табл. 3.15);
- сортамент сварных сеток (табл. 3.16);
- параметры для расчета (приближенного) центрально-сжатого железобетонного элемента (табл. 3.20).

Приведены требования по проектированию обычных и предварительно напряженных конструкций (табл. 3.17 - табл. 3.19(32)).

В скобках указаны ссылки на номера таблиц в СНиП 2.03.02-84* [2] .

Таблица 3.

Соотношения между классами бетона и марками при нормативном коэффициенте вариации, равном 0,135

Класс бетона по прочности (В)	Средняя прочность бетона данного класса R, МПа (кгс/см ²)	Ближайшая марка бетона по прочности (М)	Отклонение ближайшей марки бетона от средней прочности класса, % (R-M)/ R · 100
В3.5	4,6 (45,84)	М50	-9,1
В6	6,5 (65,48)	М75	-14,5
В7.5	9,8 (98,23)	М100	-1,8
В10	13,1 (130,97)	М150	-14,5
В12.5	16,4 (163,71)	М150	+8,4
В15	19,6 (196,45)	М200	-1,8
В20	26,2 (261,93)	М250	+4,5
В25	32,7 (327,42)	М350	-6,9
В30	39,3 (392,90)	М400	-1,8
В35	45,8 (458,39)	М450	+1,8
В40	52,4 (523,87)	М550	-5,1
В45	58,9 (589,35)	М600	-1,8

Для предварительно напряженных элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов класс бетона, в котором расположена напряженная арматура, следует принимать в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств не ниже указанного в табл. 3.2 (табл. 8* СНиП 2.03.01.84*)

Таблица 3.2. (8*)

Вид и класс напрягаемой арматуры	Класс бетона, не ниже
1. Проволочная арматура классов:	
В-II(при наличии анкеров)	B20
Вр-II(без анкеров) диаметром, мм	B20
до 5 включ.	B30
6 и более	B30
К-7 и К-19	
2. Стержневая арматура (без анкеров)	
диаметром, мм:	
от 10 до 18 включ., классов:	
А-IV	B15
А-V	B20
А-VI	B30
20 и более, классов:	
А-IV	B20
А-V	B25
А-VI	B30

Передаточная прочность бетона R_{bp} назначается не менее 11 МПа, а при стержневой арматуре класса А-VI, арматурных канатах классов К-7 и К-19, а также проволочной арматуре без высаженных головок—не менее 15,5 МПа. Передаточная прочность, кроме того, должна составлять не менее 50% принятого класса бетона.

Таблица 3.3 (12)

Нормативные сопротивления бетона R_{bn} и $R_{b,ser}$ и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ для различных классов

бетона по прочности на сжатие

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные сопротивления бетона R_{bn} и $R_{b,ser}$ и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ при классе бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B15	B2	B25	B35	B5	B75	B10	B125	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмчатая прочность), R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	—	—	—	—	27,5	35,7	55	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Легкий	—	—	—	19	27,5	35,7	55	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	—	—	—	—
Распределенное осевое, R_{bn} и $R_{bt,ser}$	Ячеистый	0,95	1,4	1,9	2,4	3,3	4,6	6,9	9,0	10,5	11,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Тяжелый	—	—	—	—	4,00	5,61	7,14	8,67	10,2	11,7	14,3	16,3	18,4	19,9	21,4	22,4	23,5	24,5	25,5
Мелкозернистый групп: А Б В	А	—	—	—	—	4,00	5,61	7,14	8,67	10,2	11,7	14,3	16,3	18,4	19,9	21,4	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	2,65	4,08	6,12	7,14	8,67	9,69	11,7	13,8	15,3	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	11,5	14,0	16,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	24,0	25,0
Легкий при мелком заполнителе: плотном пористом	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	11,7	14,3	16,3	18,4	19,9	21,4	22,4	23,5	24,5	25,5
	—	—	—	—	0,29	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	—	—	—	—
Ячеистый	—	—	—	—	0,29	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,80	—	—	—	—
	—	0,14	0,22	0,26	0,31	0,41	0,55	0,63	0,89	1,00	1,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		1,43	2,24	2,65	3,16	4,18	6,42	9,08	10,2	10,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².

1. Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10%.

2. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.

3. Для поризованного бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ умножают на коэффициент 0,7.

4. Для напыляемого бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же как для тяжелого бетона а значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ умножают на коэффициент 1,2.

4 Для напрягающего бетона значения R_{bt} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{bt} и $R_{b,ser}$ умножают на коэффициент 0,7

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} для классов бетона по прочности на сжатие по прочности на сжатие

Вид со- противле- ния	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} для классов бетона по прочности на сжатие по прочности на сжатие																		
	B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (при измен- ная проч- ность) R_b	Тяжелый и мелко- зернистый	—	—	—	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	Легкий	—	—	—	1,5	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	—	—	—	—
Растяже- ние осевое R_{bt}	Ячеистый	0,63 6,42	0,95 9,09	1,3 13,3	1,6 16,3	2,2 22,4	3,1 31,6	4,6 46,9	7,0 71,4	7,7 78,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Тяжелый	—	—	—	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	1,45 14,8	1,55 15,8	1,60 16,3	1,65 16,8
Мелкозернистый групп А Б В	—	—	—	—	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	—	—	—	—
	—	—	—	—	0,17 1,73	0,27 2,75	0,40 4,08	0,45 4,59	0,57 5,81	0,64 6,53	0,77 7,85	0,90 9,18	1,00 10,2	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	1,45 14,8	1,55 15,8	1,60 16,3	1,65 16,8
Легкий при мел- ком заполните- ле плотном	—	—	—	0,20 2,04	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	—	—	—	—
	—	—	—	0,20 2,04	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,74 7,55	0,80 8,16	0,90 9,18	1,00 10,2	1,10 11,2	1,20 12,2	—	—	—	—
Ячеистый	—	—	—	0,14 1,43	0,18 1,84	0,24 2,45	0,28 2,86	0,39 4,00	0,44 4,49	0,46 4,69	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	0,06 0,612	0,09 0,918	0,12 1,22	0,18 1,84	0,24 2,45	0,28 2,86	0,39 4,00	0,44 4,49	0,46 4,69	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания
1 Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см²

- 1 Значения расчетных сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10%
- 2 Для керамзитоперлита на вступленном перлитовом песке значения R_b принимают как для легкого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 0,7
- 3 Для поризованного бетона значения R_b принимают таким же, как для легкого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 1,2
- 4 Для напрягающего бетона значения R_b принимают таким же, как для тяжелого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 1,2

Таблица 3.6 (19*)

Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению стержневой арматуры для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$

Стержневая арматура классов	Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа(кгс/см ²)
A-I	235(2400)
A-II	295(3000)
A-III	390(4000)
A-IV	590(6000)
A-V	785(8000)
A-VI	980(10000)
A _T -VII	1175(12000)
A-IIIв	540(5500)

Таблица 3.7 (20*)

Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению проволочной арматуры для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$

Проволочная арматура классов	Класс прочности	Диаметр арматуры, мм	Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
Вр-I	-	3-5	490(5000)
В-II	1500	3	1500(15300)
	1400	4-5	1400(14250)
	1300	6	1300(13250)
	1200	7	1200(12200)
	1100	8	1100(11200)
Вр-II	1500	3	1500(15300)
	1400	4-5	1400(14250)
	1200	6	1200(12200)
	1100	7	1100(11200)
	1000	8	1000(10200)
К-7	1500	6-12	1500(15300)
	1400	15	1400(14250)
К-19	1500	14	1500(15300)

Примечания: 1. Класс прочности проволочной арматуры – установленное стандартами значение её условного предела текучести в Н/мм².

2. В обозначении проволочной арматуры классов В-II, Вр-II, К-7, К-19 в соответствии с государственными стандартами указывают ее класс прочности (например, обозначение проволочного класса В-II диаметром 3 мм - Ø3 В1500, класса Вр-II диаметром 5 мм - Ø5 Вр1400, канатов класса К-7 диаметром 12 мм - Ø12 К7-1500)

Таблица 3.8 (22*

Расчетные сопротивления растяжению стержневой арматуры для предельных состояний первой группы

Стержневая арматура классов	Расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний первой группы, МПа(кгс/см ²)		
	растяжению		сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
A-I	225(2300)	175(1800)	225(2300)
A-II	280(2850)	225(2300)	280(2850)
A-III диаметром, мм:			
6-8	355(3600)	285*(2900)	355(3600)
10-40	365(3750)	290*(3000)	365(3750)
A-IV	510(5200)	405(4150)	450(4600)**
A-V	680(6950)	545(5550)	500(5100)**
A-VI	815(8300)	650(6650)	500(5100)**
Aт-VII	980(10000)	785(8000)	500(5100)**
A-IIIв с контролем: удлинения и напряжения	490(5000)	390(4000)	200(2000)
только удлинения	450(4600)	360(3700)	200(2000)

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимаются равными 255 МПа(2600 кгс/см²).

** Указанные значения R_{sc} принимаются для конструкций из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия (суммарная длительность действия которых за период эксплуатации мала); при учете кратковременных (непродолжительного действия) или особых нагрузок принимается значение $R_{sc} = 400$ МПа.

Расчетные сопротивления проволочной арматуры для предельных состояний первой группы

Проволочная арматура классов	Диаметр арматуры, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа(кгс/см ²)		
		растяжению		сжатию R_{sc}
		продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
Вр-I	3-5	410(4200)	290(3000)*	375(3850)**
В-II при классе прочности:				
1500	3	1250(12750)	1000(10200)	-
1400	4-5	1170(11900)	940(9600)	
1300	6	1050(10700)	835(8500)	
1200	7	1000(10200)	785(8000)	
1100	8	915(9300)	730(7450)	
Вр-II при классе прочности:				
1500	3	1250(12750)	1000(10200)	500(5100)**
1400	4-5	1170(11900)	940(9600)	
1200	6	1000(10200)	785(8000)	
1100	7	915(9300)	730(7450)	
1000	8	850(8700)	680(6950)	
К-7 при классе прочности:				
1500	6-12	1250(12750)	1000(10200)	-
1400	15	1180(12050)	945(9600)	
К-19	14	1250(12750)	1000(10200)	-

*При применении проволоки в вязаных каркасах значение R_{sw} следует принимать равным 325 МПа (3300 кгс/см²);

**Данные значения R_{sc} принимают при расчете конструкции из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона на постоянные, длительные и кратковременные нагрузки, кроме нагрузок непродолжительного действия (суммарная длительность действия которых за период эксплуатации мала). При расчете конструкций из бетона этих видов на кратковременные (непродолжительного действия) нагрузки или особые нагрузки, а также при расчете конструкций из ячеистого и поризованного бетонов на нагрузки всех видов значение R_{sw} следует принимать для арматуры классов: Вр-I - 340 МПа (3500 кгс/см²); В-II, Вр-II, К-7 и К-19 - 400 МПа (4100 кгс/см²).

Модуль упругости арматуры

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры E_s , МПа(кгс/см ²)
А-I, А-II	210000(2100000)
А-III	200000(2000000)
А-IV, А-V, А-VI и А-VII	190000(1900000)
А-IIIв	180000(1800000)
В-II, Вр-II	200000(2000000)
К-7, К-19	180000(1800000)
Вр-I	170000(1700000)

Таблица 3.11

Значения ξ, ζ, α_m

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,700	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,680	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,66	0,670	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,660	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,640	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332	0,74	0,630	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,620	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,610	0,476
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,80	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,75	0,375	-	-	-

$$\xi = \frac{A_s R_s}{R_b b h_0}; \quad \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}; \quad \alpha_m \Rightarrow \zeta \Rightarrow \xi \leq \xi_R; \quad \zeta = 1 - 0,5\xi; \quad A_s = \frac{M}{\zeta \cdot h_0 \cdot R_s}$$

Таблица 3.12

Значения α_R , ξ_R , при коэффициенте условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$

Класс арматуры	Обозначение	Класс тяжелого бетона												
		B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60		
А-III Вр-I, (Ø 4;5)	ξ_R	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564	0,542	0,521	0,500	0,484	0,464		
	α_R	0,443	0,440	0,430	0,422	0,413	0,405	0,395	0,381	0,376	0,367	0,355		
А-II	ξ_R	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592	0,571	0,550	0,531	0,512	0,490		
	α_R	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417	0,408	0,399	0,390	0,381	0,370		
А-I	ξ_R	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612	0,591	0,570	0,551	0,533	0,510		
	α_R	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,416	0,407	0,399	0,391	0,380		
А-IIIв	ξ_R	-	0,710	0,680	0,660	0,640	0,620	0,600	0,580	0,560	0,540	0,520		
	α_R	-	0,590	0,560	0,540	0,510	0,500	0,480	0,460	0,440	0,420	0,400		
А-IV	ξ_R	-	-	0,540	0,520	0,500	0,480	0,460	0,440	0,420	0,400	0,390		
	α_R	-	-	0,530	0,510	0,490	0,470	0,450	0,430	0,410	0,390	0,370		
К-7 В-II, (Ø 5;6) Вр-II, (Ø 4;5)	ξ_R	-	-	0,510	0,480	0,460	0,450	0,420	0,400	0,390	0,370	0,350		
	α_R	-	-	0,480	0,480	0,450	0,450	0,420	0,400	0,390	0,370	0,350		

Таблица 3.13

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечных сечений, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м	Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля из стали классов						сортамент арматурной проволоки	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A-II	A-III	A-IV	A-Vic	A-V	A-VI	A-VI	Вр-I
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	3	—	—	—	—	—	—	—	—
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	4	—	—	—	—	—	—	—	—
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	5	—	—	—	—	—	—	—	—
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	—	—	—	—	—	—	—	—
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	—	—	—	—	—	—	—	—
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	—	—	—	—	—	—	—	—
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	—	—	—	—	—	—	—	—
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	—	—	—	—	—	—	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	—	—	—	—	—	—	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	—	—	—	—	—	—	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	—	—	—	—	—	—	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	—	—	—	—	—	—	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	—	—	—	—	—	—	—	—
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	—	—	—	—	—	—	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	—	—	—	—	—	—	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	28	—	—	—	—	—	—	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	—	—	—	—	—	—	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99	36	—	—	—	—	—	—	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87	40	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. Знаком «X» отмечены прокатываемые диаметры.

Таблица 3.14

Сортамент арматурных канатов

Класс каната	Номинальный диаметр каната, мм	Диаметр проволок, мм	Площадь поперечного сечения каната, см ²	Теоретическая масса 1 м длины каната, кг
К-7	6	2	0,227	0,173
К-7	9	3	0,51	0,402
К-7	12	4	0,906	0,714
К-7	15	5	1,416	1,116
К-19	14	2,8	1,29	1,014

Таблица 3.15

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	—	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

Таблица 3.16

Выборка из сортамента сварных сеток по ГОСТ 8478-81 (размеры в мм)

Марка сетки	d и класс проволок или стержня		Расстояние по осям между стержнями	Площадь сечения арма- туры на 1 м, см ²		Ширина поперечн.	Свободн. концы поперечн.	
	д ₁ продольн.,	попе- речн., d ₂		попе- речн., s ₁	продольн., s ₂ (X s ₂)-s		сетки, В	стержней, k
I	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{5ep I - 100}{5ep I - 100} \frac{c_1}{20}$	5Bp-I	5Bp-I	100	100	1,96	1,96	1040	20
$\frac{5ep I - 100}{5ep I - 100} \frac{c_1}{20}$	5Bp-I	5Bp-I	100	100	1,96	1,96	1280	40
$\frac{5ep I - 100}{5ep I - 50} \frac{c_1}{40}$	5Bp-I	5Bp-I	100	50	1,96	3,92	1280	40
$\frac{4ep I - 200}{4ep I - 300} \frac{c_1}{45}$	4Bp-I	4Bp-I	200	300	0,628	0,38	1290	45
$\frac{4ep I - 200}{6AIII - 300} \frac{c_1}{45}$	4Bp-I	6AIII	200	200	0,628	1,41	1290	45
$\frac{4ep I - 200}{8AIII - 200} \frac{c_1}{45}$	4Bp-I	8AIII	200	200	0,628	2,51	1290	45
$\frac{4Bp I - 200}{4Bp I - 200} \frac{c_1}{20}$	4Bp-I	4Bp-I	200	200	0,628	0,628	1440	20

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{4BpI - 200}{5BpI - 200} \frac{c_1}{1440 \times L} \frac{1}{20}$	4Bp-I	5Bp-I	200	200	0,628	0,928	1440	20
$\frac{4BpI - 200}{4BpI - 100} \frac{c_1}{1500 \times L} \frac{1}{50}$	4Bp-I	4Bp-I	200	100	0,628	1,26	1500	50
$\frac{5BpI - 100}{5BpI - 100} \frac{c_1}{1540 \times L} \frac{1}{20}$	5Bp-I	5Bp-I	100	100	1,96	1,96	1540	20
$\frac{4BpI - 200}{4BpI - 100} \frac{c_1}{1660 \times L} \frac{1}{30}$	4Bp-I	4Bp-I	200	100	0,628	1,26	1660	30
$\frac{4BpI - 200}{4BpI - 200} \frac{c_1}{1660 \times L} \frac{1}{30}$	4Bp-I	4Bp-I	200	200	0,628	0,628	1660	30
$\frac{5BpI - 100}{5BpI - 100} \frac{c_1}{2350 \times L} \frac{1}{25}$	5Bp-I	5Bp-I	100	100	1,96	1,96	2350	25
$\frac{5BpI - 200}{5BpI - 150} \frac{c_1}{2660 \times L} \frac{1}{30}$	5Bp-I	5Bp-I	200	150	0,982	1,37	2660	30
$\frac{4BpI - 200}{6AIII - 150} \frac{c_1}{2660 \times L} \frac{1}{30}$	4Bp-I	6AIII	200	150	0,628	1,98	2660	30
$\frac{4BpI - 100}{3BpI - 200} \frac{c_1}{2940 \times L} \frac{1}{20}$	4Bp-I	3Bp-I	100	200	1,26	0,353	2940	20
$\frac{4BpI - 100}{4BpI - 200} \frac{c_1}{2940 \times L} \frac{1}{20}$	4Bp-I	4Bp-I	100	200	1,26	0,628	2940	20

Продолжение таблицы 3.16

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{5BpI-200}{5BpI-150} \frac{c_1}{3030 \times L} \frac{1}{15}$	5Bp-I	5Bp-I	200	150	0,982	1,37	3030	15
$\frac{5BpI-200}{6AIII-150} \frac{c_1}{3030 \times L} \frac{1}{15}$	5Bp-I	6AIII	200	150	0,982	1,98	3030	15
$\frac{4BpI-200}{8AIII-150} \frac{c_1}{3030 \times L} \frac{1}{15}$	4Bp-I	8AIII	200	150	0,628	3,52	3030	15
$\frac{5BpI-200}{5BpI-150} \frac{c_1}{3260 \times L} \frac{1}{30}$	5Bp-I	5Bp-I	200	150	0,982	1,37	3260	30
$\frac{4BpI-200}{8AIII-150} \frac{c_1}{3260 \times L} \frac{1}{30}$	4Bp-I	8AIII	200	150	0,628	3,52	3260	30
$\frac{5BpI-200}{6AIII-150} \frac{c_1}{3260 \times L} \frac{1}{30}$	5Bp-I	6AIII	200	150	0,982	1,98	3260	30
$\frac{5BpI-200}{8AIII-150} \frac{c_1}{3630 \times L} \frac{1}{15}$	5Bp-I	8AIII	200	150	0,982	3,52	3630	15

Сетки маркируются следующим образом :

$\frac{d_1 \text{ класс продольной арматуры} - s_1}{d_2 \text{ класс попер. арматуры} - s_2} B \times L \frac{c_1 - c_2}{k}$, где d_1 —диаметр продольных стержней; d_2 —то же, поперечных; s_1 —шаг продольных стержней; s_2 —то же, поперечных; B —ширина сетки; L —длина сетки; c_1, c_2 —длина свободных концов стержней; k —длина свободных концов поперечных стержней; если $c_1 = c_2$, то в обозначении оставляют только c_1 и k ; S —дополнительный шаг крайних стержней.

Подъемные петли

Нормат. усилие от собств. массы издел., приходящ. при подъеме на 1 петлю, кН(кг)	Диаметр стержня петли, мм, из арма- туры классов		Нормат. усилие от собств. массы из- дел., приходящ. при подъеме на 1 петлю, кН(кг)	Диаметр стержня петли, мм, из арматуры классов	
	А-I	А-II марки 10ГТ		А-I	А-II марки 10ГТ
1(100)	6		25(2500)	18	16
3(300)	8		31(3100)	20	18
7(700)	10		38(3800)	22	20
9(900)		10	49(4900)	25	22
11(1100)	12		61(6100)	28	25
15(1500)	14	12	70(7000)		28
20(2000)	16	14	80(8000)	32	

Примечания: 1. При использовании для подъема изделия 4^х строповочных петель нормативную нагрузку от собственного веса считают распределенной на 3 петли.

2. В тех случаях, когда гарантируется отсутствие сгиба петли, допускается повышать нормативное усилие на петлю в 1,5 раза.

Таблица 3.18

Минимальное значение коэффициента армирования

Условия работы арматуры	Минимальная площадь сечения про- дольной арматуры в железобетонных элементах, % площади сечения бетона
1. Арматура S в изгибаемых, а также во внецен- трально растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,05
2. Арматура S, S' во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой S и S'	0,05
3. Арматура во внецентренно сжатых элементах при:	
а) $l_0/i < 17$ (для прямоуг. сечений – при $l_0/h < 5$)	0,05
б) $17 \leq l_0/i \leq 35$ ($5 \leq l_0/h \leq 10$)	0,10
в) $35 < l_0/i \leq 83$ ($10 < l_0/h \leq 24$)	0,20
г) $l_0/i > 83$ ($l_0/h > 24$)	0,25

Примечание. Мин. площадь сечения арматуры, приведенная в табл. 3.18, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутаврового) сечения на рабочую высоту сечения h_0 . В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах указанная величина минимального армирования относится к полной площади сечения бетона.

Расчетная длина l_0 колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости

Характеристика зданий и колонн					Расчетная длина l_0 колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости		
					поперечной рамы или перпендикулярной к оси эстакады	перпендикулярной поперечной раме или параллельной оси эстакады	
		при наличии	при отсутствии	связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор			
Здания	С мостовыми кранами	При учете нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$1,5H_1$	$0,8H_1$	$1,2H_1$
			Неразрезных	$1,2H_1$	$0,8H_1$	$0,8H_1$	
		Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$	
			Неразрезных	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$	
		Без учета нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	Однопролетных	$1,5H$	$0,8H_1$	$1,2H$
				Многопролетных	$1,2H$	$0,8H_1$	$1,2H$
	Без мостовых кранов	Колонны ступенчатые	Нижняя часть колонн зданий	Однопролетных	$1,5H$	$0,8H$	$1,2H$
				Многопролетных	$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$
		Верхняя часть колонн			$2,5H_2$	$2,0H_2$	$2,5H_2$
			Колонны постоянного сечения зданий		Однопролетных	$1,5H$	$0,8H$
				Многопролетных	$1,2H$	$0,8H$	$1,2H$
		Эстакады	Крановые	При подкрановых балках	Разрезных	$2,0H_1$	$0,8H_1$
Неразрезных	$1,5H_1$				$0,8H_1$	H_1	
Под трубопроводы	При соединении колонн с пролетным строением		Шарнирном	$2,0H$	H	$2,0H$	
			Жестком	$1,5H$	$0,7H$	$1,5H$	

Обозначения, принятые в табл. 32

 H — полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости; H_1 — высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки; H_2 — высота надкрановой части колонны от ступени колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.Примечание. При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной H_2 .

Значения коэффициентов φ_b и φ_{sb} для расчета внецентренно сжатых элементов со случайным эксцентриситетом для тяжелого бетона

N_l/N	Коэффициент φ_b при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61

N_l/N	Коэффициент φ_{sb} при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,889	0,88	0,86	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

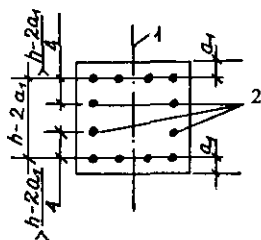
При $a = a' < 0,15h$ и при отсутствии промежуточных стержней (см. эскиз)
или при площади стержней менее $A_{s,tot}/3$

0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,889	0,88	0,86	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

При $0,25h < a = a' > 0,15h$ при площади сечения промежуточных стержней (см эскиз), равной или более $A_{s,tot}/3$, независимо от величины a

0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,70	0,63

Примечания: N_l — продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок; N — продольная сила от действия всех нагрузок; l_0 — расчетная длина элемента; h — высота сечения элемента. При промежуточных значениях N_l/N и l_0/h допускается определять значения коэффициентов φ_b и φ_{sb} по линейной интерполяции.



1 — рассматриваемая плоскость;
2 — промежуточные стержни

3.2. Требования к проектированию преднапряженных конструкций

Предварительное напряжение в напрягаемой арматуре следует назначать в пределах $\sigma_{sp} + \rho \leq R_{s,ser}$; $\sigma_{sp} - \rho \geq 0,3R_{s,ser}$,

где $\rho = 0,05 \sigma_{sp}$ - при механическом способе натяжения;

$\rho = 30 + 360/l$ - при электротермическом или электротермо-механическом способах;

ρ - в МПа; l - длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м.

При автоматизированном натяжении арматуры значение числителя 360 заменяется на 90.

При натяжении арматуры на упоры следует учитывать следующие потери предварительного напряжения по табл.3.21 (5): 1,2,3,4,5,6 – первые потери; 8,9 – вторые потери.

При натяжении на бетон : 3,4 – первые потери; 7,8,9,10,11 – вторые потери.

Минимальная величина потерь – 100 МПа.

Таблица 3.21 (5)

Потери предварительного напряжения

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Значения потерь предварительного напряжения, МПа, при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
А. Первые потери		
1. Релаксация напряжений арматуры: при механическом способе натяжения арматуры: а) проволочной б) стержневой при электротермическом и электро-термомеханическом способах натяжения арматуры: в) проволочной г) стержневой	(0,22 σ_{sp} /R _{s,ser} -0,1) σ_{sp} 0,1 σ_{sp} -20	- -
	0,05 σ_{sp} 0,03 σ_{sp} Здесь σ_{sp} принимается без учета потерь, МПа. Если вычисленные значения потерь окажутся отрицательными, их следует принимать равными нулю	- -
2. Температурный перепад (разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона)	Для бетона классов В15—В40 1,25 Δt Для бетона класса В45 и выше 1,0 Δt , где Δt -разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, °С. При отсутствии точных данных принимается $\Delta t = 65$ °С При подтягивании напрягаемой арматуры в процессе термообработки на величину, компенсирующую потери от температурного перепада, последние принимаются равными нулю	- -

Факторы вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Значения потерь предварительного напряжения МПа при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
3 Деформации анкеров расположенных у натяжных устройств	$\frac{\Delta l}{l} E_s$ <p>где Δl — обжатие опрессованных шайб сматив высаженных головок и т.п., принимаемое равным 2 мм смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле $\Delta l = 1,25 + 0,15d$, d — диаметр стержня мм, l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров формы или стэнда), мм</p> <p>При электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров в расчете не учитываются, так как они учтены при определении значения полного удлинения арматуры</p>	$\frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s$ <p>где Δl_1 — обжатие шайб или прокладок расположенных между анкерами и бетоном элемента принимаемое равным 1 мм, Δl_2 — деформация анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкеровых гаек и захватов принимаемая равной 1 мм, l — длина натягиваемого стержня (элемента) мм</p>
4 Трение арматуры а) о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций б) об обгибающие приспособления	<p>—</p> $\sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}} \right)$ <p>где e — основание натуральных логарифмов; ω, δ — коэффициенты, определяемые по табл 6, x — длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м, θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад, σ_{sp} — принимается без учета потерь</p>	$\sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}} \right)$ <p>где e — основание натуральных логарифмов, ω, δ — коэффициенты, определяемые по табл 6, x — длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м, θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад, σ_{sp} — принимается без учета потерь</p> <p>—</p>
5 Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций	$\eta \frac{\Delta l}{l} E_s$ <p>где η — коэффициент определяемый по формулам при натяжении арматуры домкратом $\eta = \frac{l-1}{2l}$, при натяжении арматуры намоточной машиной электротермомеханическим способом (50 % усилия создается грузом) $\eta = \frac{l-1}{4l}$, l — число групп стержней натягиваемых одновременно, Δl — сближение упоров по линии действия усилия P, определяемое из расчета деформации формы, l — расстояние между наружными гранями упоров</p> <p>При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции формы потери от ее деформации принимаются равными 30 МПа При электротермическом способе натяжения потери от деформации формы в расчете не учитываются так как они учтены при определении значения полного удлинения арматуры</p>	<p>—</p>

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Значения потерь предварительного напряжения, МПа, при натяжении арматуры		
	на упоры		на бетон
<p>6. Быстротекучая полужесткость для бетона:</p> <p>а) естественного твердения</p> $40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha;$ $40\alpha + 85\beta \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha \right) \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha;$ <p>где α и β — коэффициенты, принимаемые: $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp}$, но не более 0,8; $\beta = 5,25 - 0,185R_{bp}$, но не более 2,5 и не менее 1,1; σ_{bp} — определяется на уровне центров тяжести продольной арматуры S и S' с учетом потерь по поз. 1—5 настоящей таблицы.</p> <p>Для легкого бетона при передаточной прочности 11 МПа и ниже вместо множителя 40 принимается множитель 60</p>			—
б) подвергнутого тепловой обработки	Потери вычисляются по формулам поз. 6а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85		—
Б. Вторые потери			
7. Релаксация напряжений арматуры:			
а) проволочной	—		$\left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,sp}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}$
б) стержневой	—		$0,1 \sigma_{sp} - 20$ (см. пояснения к поз. 1 настоящей таблицы)
8. Усадка бетона	Бетон естественного твердения	Бетон, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	Независимо от условий твердения бетона
тяжелого классов:			
а) В35 и ниже	40	35	30
б) В40	50	40	35
в) В45 и выше	60	50	40
мелкозернистого групп:			
г) А	Потери определяются по поз. 6а, б настоящей таблицы с умножением на коэффициент, равный 1,3		40
д) Б	Потери определяются по поз. 6а настоящей таблицы с умножением на коэффициент, равный 1,5		50
е) В	Потери определяются по поз. 6а — в настоящей таблицы как для тяжелого бетона естественного твердения		40
легкого при мелком заполнителе:			
ж) плотном	50	45	40
з) пористом	70	60	50
9. Полужесткость бетона	<p>а) тяжелого и легкого при плотном мелком заполнителе</p> $150 \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,76;$ $300 \alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right) \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,76,$ <p>где σ_{bp} — то же, что в поз. 6, но с учетом потерь по поз. 1—8 настоящей таблицы; α — коэффициент, принимаемый равным для бетона: естественного твердения — 1,00; подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении — 0,85</p>		

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Значения потерь предварительного напряжения, МПа, при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
б) мелкозернистого групп: А Б В в) легкого при пористом мелком заполнителе	Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,3 Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,5 Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы при $\alpha = 0,85$ Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,2	
10. Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре конструкции до 3 м)	—	$70 - 0,22d_{ext}$, где d_{ext} — наружный диаметр конструкции, см
11. Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)	—	$\frac{n\Delta l}{l} E_s$, где n — число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры; Δl — обжатие стыка, принимаемое равным для стыков, заполненных бетоном, — 0,3 мм; при стыковании насухо — 0,5 мм; l — длина натягиваемой арматуры, мм

Примечания: 1. Потери предварительного напряжения в натягиваемой арматуре S' определяются так же, как в арматуре S .
 2. Для самонапряженных конструкций потери от усадки и ползучести бетона определяются по опытным данным.

Таблица 3.22 (6)

Коэффициенты ω , δ для определения потерь от трения арматуры

(см. поз. 4 табл. 3.21(5))

Канал или поверхность	Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры (см. поз. 4 табл. 3.21(5))		
	ω	δ при арматуре в виде	
		пучков, канатов	стержней периодического профиля
1. Канал: с металлической поверхностью с бетонной поверхностью, образованный жестким каналообразователем то же, гибким каналообразователем	0,0030	0,35	0,40
	0	0,55	0,65
	0,0015	0,55	0,65
2. Бетонная поверхность	0	0,55	0,65

При определении потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона по поз. 8 и 9 табл. 3.21(5) при заранее известном сроке загрузки конструкции необходимо потери умножить на коэффициент φ_1 , определяемый по формуле:

$$\varphi_1 = 4 t / (100 + 3 t),$$

где t - время, сут, отсчитываемое при определении потерь от ползучести со дня обжатия бетона, от усадки - со дня окончания бетонирования.

Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия σ_{bp} не должны превышать значений (σ_{bp} в долях от передаточной прочности бетона R_{bp}), указанных в табл. 3.23(7)

Таблица 3.23(7)

Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия в долях от передаточной прочности бетона

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения арматуры	Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия в долях от передаточной прочности бетона σ_{bp} / R_{bp} , не более			
		при расчетной зимней температуре наружного воздуха, °С			
		минус 40 и выше		ниже минус 40	
		при обжатии			
		центральном	внецентренном	центральном	внецентренном
1. Напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок	На упоры	0,85	0,95*	0,70	0,85
	На бетон	0,70	0,85	0,60	0,70
2. Напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок	На упоры	0,65	0,70	0,50	0,60
	На бетон	0,60	0,65	0,45	0,50

* Для элементов, изготовляемых с постепенной передачей усилия обжатия, при наличии стальных опорных деталей и косвенной арматуры с объемным коэффициентом армирования $\mu_v \geq 0,5\%$ на длине не менее длины зоны передачи напряжений l_p допускается принимать значение $\sigma_{bp} / R_{bp} = 1,00$.

Примечания: 1. Значения σ_{bp} / R_{bp} , указанные в настоящей таблице, для бетона в водонасыщенном состоянии при расчетной температуре воздуха ниже минус 40 °С следует принимать на 0,05 меньше.

2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно СНиП 2.01.01-82.

3. Для легкого бетона классов В7,5 - В12,5 значения σ_{bp} / R_{bp} следует принимать не более 0,30.

Напряжения в бетоне σ_b (σ_{bp}) в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, вычисляются по правилам расчета упругих материалов по приведенному сечению. Усилие предварительного обжатия P рассматривается как внешняя сила.

Для изгибаемого элемента имеем:

$$\sigma_b = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y}{I_{red}},$$

где y - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна; M - изгибающий момент в рассматриваемой стадии работы элемента;

P - усилие предварительного обжатия при значениях σ_{sp} , σ'_{sp} с учетом соответствующих потерь предварительного напряжения, напряжениях σ_s , σ'_s , вызванных усадкой и ползучестью бетона:

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} + \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s;$$

e_{op} - эксцентриситет приложения силы обжатия (рис.3.1).

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot y_s - \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} \cdot y_{sp} - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s}{P};$$

A_{red} - площадь приведенного сечения.

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha \cdot A'_{sp} + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A'_s;$$

I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести.

$$I_{red} = I + \alpha \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha \cdot A'_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha \cdot A_s \cdot a_s + \alpha \cdot A'_s \cdot a_s^2.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутого волокна (см. рис.3.1):

$$y_o = \frac{S + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_p + \alpha \cdot A'_{sp} \cdot (h - a_p) + \alpha \cdot A'_s \cdot a_s + \alpha \cdot A_s \cdot (h - a'_s)}{A_{red}},$$

где S - статический момент сечения бетона относительно растянутой грани.

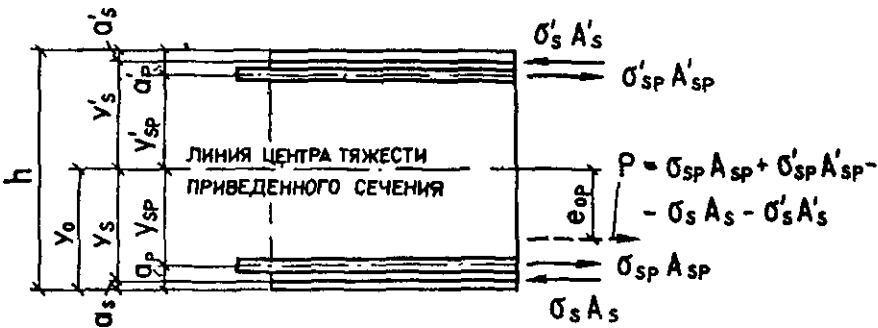


Рис. 3.1. Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента

Значение предварительного напряжения в арматуре, согласно п.1.27 [2] вводится с коэффициентом точности натяжения арматуры γ_{sp} , определяемым по формуле:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta \gamma_{sp}$$

Знак «плюс» принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения, знак «минус» - при благоприятном.

$\Delta\gamma_{sp} = 0,1$ – при механическом способе натяжения арматуры; при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения вычисляется по формуле:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) \leq 0,1,$$

где n_p – число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

При определении потерь предварительного напряжения арматуры, а также при расчете по раскрытию трещин и по деформациям значение $\Delta\gamma_{sp}$ допускается принимать равным нулю. При расчете по образованию и закрытию трещин γ_{sp} определяются с учетом требований табл.3.24 (3).

Таблица 3.24(3)

Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	Нагрузки, коэффициенты надежности по нагрузке γ_f и коэффициенты точности натяжения γ_{sp} , принимаемые при расчете			
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин
		непродолжительному	продолжительному	
1	2	3	4	5
1	Постоянные, длительные и кратковременные при $\gamma_f > 1,0^*$ и $\gamma_{sp} < 1,0^{**}$	-	-	-
2	Постоянные, длительные и кратковременные; $\gamma_f > 1,0^*$ и $\gamma_{sp} < 1,0^{**}$ - когда расчет производится для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и по их закрытию; $\gamma_f = 1,0$ и $\gamma_{sp} = 1,0$ - когда расчет производится для выяснения случая расчета по деформациям	Постоянные, длительные и кратковременные при $\gamma_f = 1,0$ и $\gamma_{sp} = 1,0$	-	Постоянные и длительные при $\gamma_f = 1,0$ и $\gamma_{sp} < 1,0$ - когда проверяется условие $M < P_2(e_{op} + r) - 0,5W_{red}$; постоянные, длительные и кратковременные при $\gamma_f = 1,0$ и $\gamma_{sp} = 1,0$ - когда проверяется условие $\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s, ser}$

1	2	3	4	5
3	Постоянные, длительные и кратковременные при $\gamma_f = 1,0$ и $\gamma_{sp} = 1,0$ – когда расчет производится для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и для выяснения случая расчета по деформациям	То же	Постоянные и длительные при $\gamma_f = 1,0$ и $\gamma_{sp} = 1,0$	Постоянные и длительные при $\gamma_f = 1,0$ и $\gamma_{sp} = 1,0$ – когда выясняется случай расчета по деформациям
<p>*Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимается, как и при расчете по прочности</p> <p>**При проверке зоны, растянутой от усилия обжатия, $\gamma_{sp} > 1,0$.</p> <p>Примечания: 1. Длительные кратковременные нагрузки принимаются с учетом указаний раздела 1.</p> <p>2. Особые нагрузки учитываются в расчете по образованию трещин в тех случаях, когда наличие трещин приводит к катастрофическому положению (взрыву, пожару и т.п.).</p> <p>3. При действии многократно повторяющихся нагрузок принимаются те же коэффициенты надежности по нагрузке γ_f, что и при расчете на выносливость, согласно СНиП 2.01 07-85 (т.е. для всех элементов, кроме подкрановых балок, $\gamma_f = 1$).</p> <p>4. Для участков в пределах зоны передачи напряжений всегда принимается $\gamma_f < 1,0$ независимо от категорий требований к трещиностойкости.</p>				

3.3. Требования к железобетонным конструктивным элементам по второй группе предельных состояний

К трещиностойкости конструкций предъявляются требования соответствующих категорий в зависимости от условий эксплуатации и вида применяемой арматуры:

- 1 –ая категория – не допускается образование трещин;
- 2-ая категория - допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин $a_{кр1}$ при условии обеспечения их последующего надежного закрытия (зажатия);
- 3 –ая категория – допускается ограниченное по ширине непродолжительное $a_{кр1}$ и продолжительное $a_{кр2}$ раскрытие трещин.

Предельные значения $a_{кр1}$, $a_{кр2}$ в зависимости от категории требований к трещиностойкости принимается по табл. 3.25 (1), 3.26 (2).

Предельные значения прогибов элементов принимаются по табл. 3.27 (19) [3]. с учетом данных табл. 3.28(20) и табл. 3.29(21), табл. 3.30(22).

Таблица 3.25 (1)

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин для конструкций, воспринимающих давление жидкостей или сыпучих тел

Условия работы конструкций	Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и предельно допустимая ширина $a_{срс 1}$ и $a_{срс 2}$ раскрытия трещин, мм, обеспечивающие ограничение проницаемости конструкций
1. Элементы, воспринимающие давление жидкостей и газов при сечении: полностью растянутом частично сжатом	1-я категория* 3-я категория; $a_{срс 1} = 0,3$; $a_{срс 2} = 0,2$
2. Элементы, воспринимающие давление сыпучих тел	3-я категория, $a_{срс 1} = 0,3$; $a_{срс 2} = 0,2$
* Конструкции должны преимущественно выполняться предварительно напряженными. При специальном обосновании допускается выполнять эти конструкции без предварительного напряжения, в этом случае к их трещиностойкости предъявляются требования 3-ей категории	

Таблица 3.26 (2)

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин для конструкций, эксплуатируемых в закрытом помещении, на открытом воздухе, в грунте

Условия эксплуатации конструкций	Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и предельно допустимая ширина $a_{срс 1}$ и $a_{срс 2}$, мм, раскрытия трещин, обеспечивающие сохранность арматуры		
	стержневой классов А-I, А-II А-III, А-III _в и А-IV; проволочной классов В-I и В _p -I	стержневой классов А-Y и А-Y I; проволочной классов В-II, В _p -II, К-7, К-19 при диаметре проволоки 3,5 мм и более	проволочной классов В-II, В _p -II и К-7 при диаметре 3 мм и менее, стержневой класса А _T -Y II
1. В закрытом помещении	3-я категория; $a_{срс 1} = 0,4$; $a_{срс 2} = 0,3$	3-я категория; $a_{срс 1} = 0,3$; $a_{срс 2} = 0,2$	3-я категория, $a_{срс 1} = 0,2$; $a_{срс 2} = 0,1$
2. На открытом воздухе, а также в грунте выше или ниже уровня грунтовых вод	3-я категория; $a_{срс 1} = 0,4$; $a_{срс 2} = 0,3$	3-я категория; $a_{срс 1} = 0,2$; $a_{срс 2} = 0,1$	2-я категория; $a_{срс 1} = 0,2$
3. В грунте при переменном уровне грунтовых вод	3-я категория; $a_{срс 1} = 0,3$; $a_{срс 2} = 0,2$	2-я категория; $a_{срс 1} = 0,2$	2-я категория; $a_{срс 1} = 0,1$

Предельные значения прогибов

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы f_u	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
1	2	3	4
1. Балки крановых путей под мостовые и подвесные краны, управляемые: с пола, в том числе тельферы (тали) из кабины при группах режимов работы (по ГОСТ 25546-82): 1К – 6К 7К 8К	Технологические Физиологические и технологические	//250 //400 //500 //600	От одного крана То же « «
2. Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов): а) <i>покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при l, м:</i> $l \leq 1$ $l = 3$ $l = 6$ $l = 24$ (12) $l \geq 36$ (24)	Эстетико-психологические	//120 //150 //200 //250 //300	Постоянные и временные длительные
б) <i>покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними</i>	Конструктивные	Принимаются в соответствии с п.6 рекомендуемого приложения 6 [3]	Приводящие к уменьшению зазора между несущими элементами конструкций и перегородками, расположенными под элементами
в) <i>покрытий и перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов, перегородок)</i>	«	//150	Действующие после выполнения перегородок, полов, стяжек

1	2	3	4
<p>г) покрытий и перекрытий при наличии тельферов (талей), подвесных кранов, управляемых: с пола</p> <p>из кабины</p>	<p>Технологические</p> <p>Физиологические</p>	<p>l/300 или a/150 (меньшее из двух)</p> <p>l/400 или a/200 (меньшее из двух)</p>	<p>Временные с учетом нагрузки от одного крана или тельфера (тали) на одном пути</p> <p>От одного крана или тельфера (тали) на одном пути</p>
<p>д) перекрытий, подверженных действию:</p> <p>перемещаемых грузов, материалов, узлов и элементов оборудования и других подвижных нагрузок (в том числе при безрельсовом напольном транспорте) нагрузок от рельсового транспорта:</p> <p>узкоколейного</p> <p>широкопольного</p>	<p>Физиологические и технологические</p>	<p>l/350</p> <p>l/400</p> <p>l/500</p>	<p>0,7 полных нормативных значений временных нагрузок или нагрузки от одного погрузчика (более неблагоприятное из двух)</p> <p>От одного состава вагонов (или одной напольной машины) на одном пути</p> <p>То же</p>
<p>3. Элементы лестниц (марши, площадки, косогоры), балконов, лоджий</p>	<p>Эстетико-психологические</p> <p>Физиологические</p>	<p>Те же, что в поз.2а</p> <p>Определяются в соответствии с примечанием 6 настоящей таблицы</p>	
<p>4. Плиты перекрытий, лестничные марши и площадки, прогибу которых не препятствуют смежные элементы</p>	<p>Физиологические</p>	<p>0,7 мм</p>	<p>Сосредоточенная нагрузка 1 кН (100 кгс) в середине пролета</p>

5. Перемычки и навесные стеновые панели над оконными и дверными проемами (ригели и прогоны остекления)	Конструктивные	l/200	Приводящие к уменьшению зазора между несущими элементами и оконным или дверным заполнением, расположенным под элементами
	Эстетико-психологические	Те же, что в поз. 2а	

Обозначения, принятые в табл. 3.27:

l - расчетный пролет элемента конструкции;

a - шаг балок или ферм, к которым крепятся подвесные крановые пути.

Примечания: 1. Для консоли вместо l следует принимать удвоенный ее вылет

2. Для промежуточных значений l в поз. 2а предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией, учитывая требования п.7 рекомендуемого приложения 6 [3].

3. В поз. 2а цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включ.

4. Особенности вычисления прогибов по поз. 2г указаны в п.8 рекомендуемого приложения 6 [3].

5. При ограничении прогибов эстетико-психологическими требованиями допускается пролет l принимать равным расстоянию между внутренними поверхностями несущих стен (или колонн)

6. (10.10) [3] Предельные прогибы элементов перекрытий (балок, ригелей, плит), лестниц, балконов, лоджий, помещений жилых и общественных зданий, а также бытовых помещений производственных зданий исходя из физиологических требований следует определять по формуле:

$$f_u = \frac{g \cdot (p + p_1 + q)}{30 \cdot n^2 (b \cdot p + p_1 + q)}$$

где g - ускорение свободного падения; p - нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания, принимаемое по табл. 3.28; p_1 - пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытия, принимаемое по табл. 1.2(3) и табл. 3.28; q - нормативное значение нагрузки от веса элемента и опирающихся на него конструкций; n - частота приложения нагрузки при ходьбе человека, принимаемая по табл. 3.28; b - коэффициент, принимаемый по табл. 3.28

Горизонтальные предельные прогибы f_u , согласно п.10.11 [3], колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами, крановых эстакад, а также балок крановых путей и тормозных конструкций (балок или ферм), следует принимать по табл. 3.29 (21 [3]), но не менее 6 мм.

Нормативное значение нагрузки p от людей, возбуждающих колебания; пониженное нормативное значение нагрузки P_1 на перекрытия

Помещения, принимаемые по табл.1.2 раздела 1	p , кПа (кгс/м ²)	P_1 , кПа P_1 (кгс/м ²)	n , Гц	b
Поз. 1, 2, кроме классных и бытовых; поз. 3, 4а, 9б, 10б	0,25 (25)	Принимается по табл.1.2	1,5	$1,25 \sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot p \cdot a}}$
Поз. 2 – классные и бытовые; поз. 4б-г, кроме танцевальных; поз. 9а, 10а, 12, 13	0,5 (50)	То же	1,5	$1,25 \sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot p \cdot a}}$
Поз. 4 – танцевальные; поз. 6, 7	1,5 (150)	0,2 (20)	2,0	50

Обозначения, принятые в табл. 3.28:

Q – вес одного человека, принимаемый равным 0,8 кН (80 кгс);

α – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для элементов, рассчитываемых по балочной схеме, 0,5 – в остальных случаях (например, при опирании плит по трем или четырем сторонам);

a – шаг балок, ригелей, ширина плит (настилов), м;

l – расчетный пролет элемента конструкции, м.

Таблица 3.2

Горизонтальные предельные прогибы f_u колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами, крановых эстакад, а также балок крановых путей и тормозных конструкций (балок или ферм)

Группы режимов работы кранов	Предельные прогибы f_u		
	колонн		балок и крановых путей и тормозных конструкций, зданий и крановых эстакад (крытых и открытых)
	зданий и крытых крановых эстакад	открытых крановых эстакад	
1К – 3К	$h/500$	$h/1500$	$l/500$
4К – 6К	$h/1000$	$h/2000$	$l/1000$
7К – 8К	$h/2000$	$h/2500$	$l/2000$

Обозначения, принятые в табл. 3.29:

h – высота от верха фундамента до головки кранового рельса (для одноэтажных зданий и крытых и открытых крановых эстакад) или расстояние от оси ригеля перекрытия до головки кранового рельса (для верхних этажей многоэтажных зданий);

l – расчетный пролет элемента конструкции (балки).

Горизонтальные предельные перемещения f_u каркасных зданий

Здания, стены и перегородки	Крепления стен и перегородок к каркасу здания	Предельные перемещения f_u
1. Многоэтажные здания	Любое	$h/500$
2. Один этаж многоэтажных зданий: а) стены и перегородки из кирпича, гипсобетона, железобетонных панелей б) стены, облицованные натуральным камнем, из керамических блоков, из стекла (витражи)	Податливое Жесткое Жесткое	$h_s/300$ $h_s/500$ $h_s/700$
3. Одноэтажные здания (с самонесущими стенами) высотой этажа h_s , м: $h_s \leq 6$ $h_s = 15$ $h_s \geq 30$	Податливое	$h_s/150$ $h_s/200$ $h_s/300$
Обозначения, принятые в табл. 3.30: h - высота многоэтажных зданий (от верха фундамента до оси ригеля покрытия); h_s - высота этажа		

4. СПРАВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ПО РАСЧЕТУ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В разделе приведены справочные данные в табличной форме (в скобках указаны ссылки на номера таблиц и пунктов в СНиП II-22-81 [4]), необходимые при проектировании каменных и армокаменных конструкций и связанные с установлением:

- расчетного сопротивления сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами (табл. 4.1 (2));
- то же, кладки из крупных сплошных блоков из бетонов всех видов и блоков из природного камня (табл. 4.2 (4));
- то же, для кладки из сплошных бетонных, гипсобетонных и природных камней пиленых или чистой тески (табл. 4.3 (5));
- то же, для кладки из пустотелых бетонных камней (табл. 4.4 (6));
- то же, для кладки из природных камней низкой прочности (табл. 4.5 (7));
- то же, для бутовой кладки из рваного бута (табл. 4.6 (8));
- то же, сжатию бутобетона (невибрированного) (табл. 4.7(9));
- расчетного сопротивления кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам (табл. 4.8(10));
- расчетного сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению при изгибе, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню (табл. 4.9 (11));
- значения коэффициента k для определения временного сопротивления кладки при сжатии (табл. 4.10 (14));
- значения упругой характеристики неармированной кладки α (табл. 4.11 (15));
- значения коэффициента линейного расширения для различных материалов кладки (табл. 4.12 (16));
- коэффициента трения (табл. 4.13 (17));
- коэффициента продольного изгиба φ при упругих характеристиках кладки α (табл. 4.14 (18));
- коэффициента ω (табл. 4.15 (19));
- коэффициента ξ_1 (табл. 4.16 (21));
- разновидности групп кладок, в зависимости от их вида и прочности материалов (табл. 4.17 (26));
- предельного значения отношения $\beta=N/h$ для стен без проемов, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий (табл. 4.18 (28));
- поправочных коэффициентов к значениям β (табл. 4.19 (29), 4.20 (30));
- расстояния между температурными швами (табл. 4.21 (32));
- значения коэффициентов условий работы кладки при её расчете в стадии оттаивания (табл. 4.22 (33));
- значения нормативных и расчетных сопротивлений арматуры в армированной кладке (табл. 4.24);

– расчетные сопротивления арматуры обоям (табл. 4.25 [7]).

Представлены пояснения в графическом виде для определения расчетных высот стен и столбов при определении коэффициента продольного изгиба в зависимости от условий опирания их на горизонтальные опоры.

Рассмотрены различные случаи при определении расчетных площадей сечений при местном сжатии.

При определении расчетных сопротивлений R сжатию кладки из различных материалов по табл. 4.1(2) ... 4. 7(9) необходимо учитывать следующие рекомендации:

1.(п.3.9). Расчетные сопротивления сжатию кладки из силикатных пустотелых (с круглыми пустотами диаметром не более 35 мм и пустотностью до 25 %) кирпичей толщиной 88 мм и камней толщиной 138 мм допускается принимать по табл. 4.1 (2) с коэффициентами: на растворах нулевой прочности и прочности 0,2 МПа (2 кгс/см²) – 0,8 ; на растворах марок 4, 10, 25 и выше – соответственно 0,85, 0,9 и 1.

2.(п.3.10). Расчетные сопротивления сжатию кладки при промежуточных размерах высоты ряда от 150 до 200 мм следует определять как среднее арифметическое значение, принятых по табл. 4.1 (2) и 4.5 (5), при высоте ряда от 300 до 500 мм – по интерполяции.

3.(п.3.11). Расчетные сопротивления кладки сжатию, согласно табл. 4.1 (2)...4.7(9), необходимо умножить на коэффициенты условий работы γ , равные:

- а) 0,8 – для столбов и простенков с площадью сечения 0,3 м² и менее;
- б) 0,6 – для элементов круглого сечения, неармированных сетчатой арматурой;
- в) 1,1 – для крупных блоков и камней, изготовленных из тяжелых бетонов и из природного камня ($\gamma \geq 1800$ кг/м³) ;

0,9 – для кладки из блоков и камней из автоклавных ячеистых бетонов и из силикатных бетонов классов по прочности выше В25;

0,8 - для кладки из блоков и камней из крупнопористых бетонов и из неавтоклавных бетонов. Виды ячеистых бетонов принимают в соответствии с ГОСТ 25485-82;

г) 1,15 – для кладки после длительного (более года) твердения раствора;

д) 0,85 – для кладки из силикатного кирпича на растворе с добавками поташа;

4.(п.3.12). Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных пустотелых бетонных блоков различных типов устанавливаются по экспериментальным данным. При отсутствии таких данных расчетные сопротивления принимают по табл. 4.2 (4) с коэффициентом 0,9 – при пустотности блоков ≤ 5 % ; 0,5 – то же, но ≤ 25 % ; 0,25 – то же, но ≤ 45 %, где процент пустотности определяется по среднему горизонтальному сечению.

Для промежуточных значений пустотности использовать интерполяцию.

5.(п.3.13). Расчетные сопротивления сжатию кладки в табл. 4.2 (5), 4.3 (5).

4.5 (7), следует принимать с коэффициентами:

0,8 – для кладки из камней полустойкой тески (выступы до 10 мм);

0,7 – для кладки из камней грубой тески (выступы до 20 мм).

6.(п.3.14). Расчетные сопротивления сжатию кладки из сырцового кирпича и грунтовых камней следует принимать по табл. 4.5 (7) с коэффициентами:

0,7 – для кладки наружных стен в зонах с сухим климатом;

0,5 – то же, в прочих зонах;

0,8 – для кладки внутренних стен.

Сырцовый кирпич и грунтовые камни разрешается применять только для стен зданий с предполагаемым сроком службы не более 25 лет.

6. Коэффициент продольного изгиба φ следует принимать по табл. 4.14 (18) в зависимости от гибкости элемента $\lambda_h = l_0 / h$ или $\lambda_i = l_0 / i$ и упругой характеристики кладки α .

Расчетная длина элемента l_0 определяется согласно рис. 4.4.

Таблица 4.1 (2)

Расчетные сопротивления сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней

Марка кирпича или газ.	Расчетные сопротивления R, МПа (кгс/см ²), сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней с пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50 — 150 мм на тяжелых растворах при марке раствора								При прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	нулевой
300	3,9 (39)	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)
250	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,9 (19)	1,6 (16)	1,5 (15)	1,3 (13)
200	3,2 (32)	3,0 (30)	2,7 (27)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,0 (10)
150	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,2 (12)	1,0 (10)	0,8 (8)
125	—	2,2 (22)	2,0 (20)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,4 (14)	1,2 (12)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)
100	—	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,6 (6)
75	—	—	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)
50	—	—	—	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)	0,35 (3,5)
35	—	—	—	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,4 (4)	0,25 (2,5)

Примечание. Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85—для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9—для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами. Уменьшать расчетное сопротивление сжатию не требуется для кладки высшего качества — растворный шов выполняется под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой. В проекте указывается марка раствора для обычной кладки и для кладки повышенного качества.

Таблица 4.2 (4)

Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных сплошных блоков из бетонов всех видов и блоков из природного камня

Клас-сы бето-на	Мар-ка кам-ня	Расчетные сопротивления R, МПа (кгс/см^2), сжатию кладки из крупных сплошных блоков из бетонов всех видов и блоков из природного камня (пиленных или чистой тески) при высоте ряда кладки 500 — 1000 мм							
		при марке раствора							при нулевой прочности раствора
		200	150	100	75	50	25	10	
—	1000	17,9 (179)	17,5 (175)	17,1 (171)	16,8 (168)	16,5 (165)	15,8 (158)	14,5 (145)	11,3 (113)
—	800	15,2 (152)	14,8 (148)	14,4 (144)	14,1 (141)	13,8 (138)	13,3 (133)	12,3 (123)	9,4 (94)
—	600	12,8 (128)	12,4 (124)	12,0 (120)	11,7 (117)	11,4 (114)	10,9 (109)	9,9 (99)	7,3 (73)
—	500	11,1 (111)	10,7 (107)	10,3 (103)	10,1 (101)	9,8 (98)	9,3 (93)	8,7 (87)	6,3 (63)
B30	400	9,3 (93)	9,0 (90)	8,7 (87)	8,4 (84)	8,2 (82)	7,7 (77)	7,4 (74)	5,3 (53)
B25	300	7,5 (75)	7,2 (72)	6,9 (69)	6,7 (67)	6,5 (65)	6,2 (62)	5,7 (57)	4,4 (44)
B20	250	6,7(67)	6,4(64)	6,1(61)	5,9(59)	5,7(57)	5,4(54)	4,9(49)	3,8(38)
B15	200	5,4(54)	5,2(52)	5,0(50)	4,9(49)	4,7(47)	4,3(43)	4,0(40)	3,0(30)
B12,5	150	4,6(46)	4,4(44)	4,2(42)	4,1(41)	3,9(39)	3,7(37)	3,4(34)	2,4(24)
B7,5	100	—	3,3(33)	3,1(31)	2,9(29)	2,7(27)	2,6(26)	2,4(24)	1,7(17)
B5	75	—	—	2,3(23)	2,2(22)	2,1(21)	2,0(20)	1,8(18)	1,3(13)
B3,5	50	—	—	1,7(17)	1,6(16)	1,5(15)	1,4(14)	1,2(12)	0,85(8,5)
B2,5	35	—	—	—	—	1,1(11)	1,0(10)	0,9(9)	0,6(6)
B2	25	—	—	—	—	0,9(9)	0,8(8)	0,7(7)	0,5(5)

Примечания: 1. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных блоков высотой более 1000 мм принимаются по табл. 4.2 (4) с коэффициентом 1,1.

2. Классы бетона следует принимать по табл. 1 СТ СЭВ 1406-78. За марку блоков из природного камня следует принимать предел прочности на сжатие МПа (кгс/см^2), эталонного образца-куба, испытанного согласно требованиям ГОСТ 10180 — 90 и ГОСТ 8462 — 85.

3. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных бетонных блоков и блоков из природного камня, растворные швы в которой выполнены под рамку с разравниванием и уплотнением рейкой (о чем указывается в проекте), допускается принимать по табл. 4.2(4) с коэффициентом 1,2.

Таблица 4.3(5)

Расчетные сопротивления сжатию кладки из сплошных бетонных, гипсобетонных и природных камней

Марка камня	Расчетные сопротивления R, МПа (кгс/см ²), сжатию кладки из сплошных бетонных, гипсобетонных и природных камней (пиленных или чистой тески) при высоте ряда кладки 200 — 300 мм									
	при марке раствора								при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	нулевой
1000	13,0 (130)	12,5 (125)	12,0 (120)	11,5 (115)	11,0 (110)	10,5 (105)	9,5 (95)	8,5 (85)	8,3 (83)	8,0 (80)
800	11,0 (110)	10,5 (105)	10,0 (100)	9,5 (95)	9,0 (90)	8,5 (85)	8,0 (80)	7,0 (70)	6,8 (68)	6,5 (65)
600	9,0 (90)	8,5 (85)	8,0 (80)	7,8 (78)	7,5 (75)	7,0 (70)	6,0 (60)	5,5 (55)	5,3 (53)	5,0 (50)
500	7,8 (78)	7,3 (73)	6,9 (69)	6,7 (67)	6,4 (64)	6,0 (60)	5,3 (53)	4,8 (48)	4,6 (46)	4,3 (43)
400	6,5 (65)	6,0 (60)	5,8 (58)	5,5 (55)	5,3 (53)	5,0 (50)	4,5 (45)	4,0 (40)	3,8 (38)	3,5 (35)
300	5,8 (58)	4,9 (49)	4,7 (47)	4,5 (45)	4,3 (43)	4,0 (40)	3,7 (37)	3,3 (33)	3,1 (31)	2,8 (28)
200	4,0 (40)	3,8 (38)	3,6 (36)	3,5 (35)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,3 (23)	2,0 (20)
150	3,3 (33)	3,1 (31)	2,9 (29)	2,8 (28)	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,5 (15)
100	2,5 (25)	2,4 (24)	2,3 (23)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,0 (10)
75	—	—	1,9 (19)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,4 (14)	1,2 (12)	1,1 (11)	0,8 (8)
50	—	—	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,2 (12)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,6 (6)
35	—	—	—	—	1,0 (10)	0,95 (9,5)	0,85 (8,5)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,45 (4,5)
25	—	—	—	—	0,8 (8)	0,75 (7,5)	0,65 (6,5)	0,55 (5,5)	0,5 (5)	0,35 (3,5)
15	—	—	—	—	—	0,5 (5)	0,45 (4,5)	0,38 (3,8)	0,35 (3,5)	0,25 (2,5)

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки из сплошных шлакобетонных камней, изготовленных с применением шлаков от сжигания бурых и смешанных углей, следует принимать по табл. 4.3(5) с коэффициентом 0,8.
 2. Гипсобетонные камни допускается применять только для кладки стен со сроком службы 25 лет; при этом расчетное сопротивление этой кладки следует принимать по табл.4.3(5) с коэффициентами: 0,7 для кладки наружных стен в зонах с сухим климатом, 0,5 — в прочих зонах; 0,8 — для внутренних стен. Климатические зоны принимаются в соответствии с главой СНиП по строительной теплотехнике.
 3. Расчетные сопротивления кладки из бетонных и природных камней марки 150 и выше с ровными поверхностями и допусками по размерам, не превышающими ± 2 мм, при толщине растворных швов не более 5 мм, выполненных на цементных пастах или клеевых составах, допускается принимать по табл. 4.3(5) с коэффициентом 1,3.

Таблица 4.4 (6)

Расчетное сопротивление сжатию кладки из пустотелых бетонных камней

Марка камня	Расчетные сопротивления R, МПа (кгс/см ²), сжатию кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда кладки 200 — 300 мм							
	при марке раствора						при прочности раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	нулевой
150	2,7(27)	2,6(26)	2,4(24)	2,2(22)	2,0(20)	1,8(18)	1,7(17)	1,3(13)
125	2,4(24)	2,3(23)	2,1(21)	1,9(19)	1,7(17)	1,6(16)	1,4(14)	1,1(11)
100	2,0(20)	1,8(18)	1,7(17)	1,6(16)	1,4(14)	1,3(13)	1,1(11)	0,9(9)
75	1,6(16)	1,5(15)	1,4(14)	1,3(13)	1,1(11)	1,0(10)	0,9(9)	0,7(7)
50	1,2(12)	1,15 (11,5)	1,1(11)	1,0(10)	0,9(9)	0,8(8)	0,7(7)	0,5(5)
35	—	1,0(10)	0,9(9)	0,8(8)	0,7(7)	0,6(6)	0,55(5,5)	0,4(4)
25	—	—	0,7(7)	0,65(6,5)	0,55(5,5)	0,5(5)	0,45(4,5)	0,3(3)

Примечание. Расчетные сопротивления сжатию кладки из пустотелых шлакобетонных камней, изготовленных с применением шлаков от сжигания бурых и смешанных углей, а также кладки из гипсобетонных, пустотелых камней следует снижать в соответствии с примечаниями 1 и 2 к табл. 4.3 (5)

Таблица 4.5 (7)

Расчетные сопротивления сжатию кладки из природных камней низкой прочности

Вид кладки	Марка камня	Расчетные сопротивления R, МПа (кгс/см ²), сжатию кладки из природных камней низкой прочности правильной формы (пиленых и чистой тески)				
		при марке раствора			при прочности раствора	
		25	10	4	0,2 (2)	Нулевой
1. Из природных камней при высоте ряда до 150 мм	25	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,35 (3,5)	0,3 (3)	0,2 (2)
	15	0,4 (4)	0,35 (3,5)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,13 (1,3)
	10	0,3 (3)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,18 (1,8)	0,1 (1)
	7	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,18 (1,8)	0,15 (1,5)	0,07 (0,7)
2. То же, при высоте ряда 200-300 мм	10	0,38 (3,8)	0,33 (3,3)	0,28 (2,8)	0,25 (2,5)	0,2 (2)
	7	0,28 (2,8)	0,25 (2,5)	0,23 (2,3)	0,2 (2)	0,12 (1,2)
	4	—	0,15 (1,5)	0,14 (1,4)	0,12 (1,2)	0,08 (0,8)

Таблица 4.6 (8)

Расчетное сопротивление сжатию бутовой кладки из рваного бута

Марка рваного бутового камня	Расчетные сопротивления R, МПа (кгс/см ²), сжатию бутовой кладки из рваного бута							
	при марке раствора						при прочности раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	нулевой
1000	2,5(25)	2,2(22)	1,8(18)	1,2(12)	0,8(8)	0,5(5)	0,4(4)	0,33(3,3)
800	2,2(22)	2,0(20)	1,6(16)	1,0(10)	0,7(7)	0,45(4,5)	0,33(3,3)	0,28(2,8)
600	2,0(20)	1,7(17)	1,4(14)	0,9(9)	0,65(6,5)	0,4(4)	0,3(3)	2,2(2)
500	1,8(18)	1,5(15)	1,3(13)	0,85(8,5)	0,6(6)	0,38(3,8)	0,27(2,7)	0,18(1,8)
400	1,5(15)	1,3(13)	1,1(11)	0,8(8)	0,55(5,5)	0,33(3,3)	0,23(2,3)	0,15(1,5)
300	1,3(13)	1,15 (11,5)	0,95 (9,5)	0,7(7)	0,5(5)	0,3(3)	0,2(2)	0,12(1,2)
200	1,1(11)	1,0(10)	0,8(8)	0,6(6)	0,45(4,5)	0,28(2,8)	0,18(1,8)	0,08(0,8)
150	0,9(9)	0,8(8)	0,7(7)	0,55(5,5)	0,4(4)	0,25(2,5)	0,17(1,7)	0,07(0,7)
100	0,75 (7,5)	0,7(7)	0,6(6)	0,5(5)	0,35(3,5)	0,23(2,3)	0,15(1,5)	0,05(0,5)
50	—	—	0,45(4,5)	0,35(3,5)	0,25(2,5)	0,2(2)	0,13(1,3)	0,03(0,3)
35	—	—	0,36(3,6)	0,29(2,9)	0,22(2,2)	0,18(1,8)	0,12(1,2)	0,02(0,2)
25	—	—	0,3(3)	0,25(2,5)	0,2(2)	0,15(1,5)	0,1(1)	0,02(0,2)

- Примечания: 1. Приведенные в табл. 4.6(8) расчетные сопротивления для бутовой кладки даны в возрасте 3 мес. для марок раствора 4 и более. При этом марка раствора определяется в возрасте 28 дн. Для кладки в возрасте 28 дн. расчетные сопротивления, приведенные в табл. 4.6(8), для растворов марки 4 и более следует принимать с коэффициентом 0,8.
2. Для кладки из постелистого бутового камня расчетные сопротивления, принятые в табл. 4.6(8), следует умножать на коэффициент 1,5.
3. Расчетные сопротивления бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать: при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом — на 0,1 МПа (1 кгс/см²); при кладке в траншеях «в распор» с нетронутым грунтом и при надстройках — на 0,2 МПа (2 кгс/см²).

Таблица 4.7(9)

Расчетные сопротивления сжатию бутобетона (невибрированного)

Вид бутобетона	Расчетные сопротивления R, МПа (кгс/см ²), сжатию бутобетона (невибрированного) при классе бетона					
	B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
С рваным бутовым камнем марки:						
200 и выше	4(40)	3,5(35)	3(30)	2,5(25)	2,0(20)	1,7(17)
100	—	—	—	2,2(22)	1,8(18)	1,5(15)
50 или с кирпичным боем	—	—	—	2,0(20)	1,7(17)	1,3(13)

Таблица 4.8(10)

Расчетные сопротивления кладки осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе

Вид напряженного состояния	Обозначения	Расчетные сопротивления R , МПа (кгс/см^2), кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам				
		при марке раствора				при прочно-сти раствора 0,2 (2)
		50 и выше	25	10	4	
<i>А. Осевое растяжение</i>						
1. По неперевязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление рис 4.1)	R_t	0,08 (0,8)	0,05 (0,5)	0,03 (0,3)	0,01 (0,1)	0,005 (0,05)
2. По перевязанному сечению (рис 4.2)						
а) для кладки из камней правильной формы		0,16 (1,6)	0,11 (1,1)	0,05 (0,5)	0,02 (0,2)	0,01(0,1)
б) для бутовой кладки		0,12(1,2)	0,08 (0,8)	0,04 (0,4)	0,02 (0,2)	0,01(0,1)
<i>Б. Растяжение при изгибе</i>						
3. По неперевязанному сечению для кладки всех видов и по косой штрабе (главные растягивающие напряжения при изгибе).	$R_{ib}(R_{iw})$	0,12(1,2)	0,08 (0,8)	0,04 (0,4)	0,02 (0,2)	0,01(0,1)
4. По перевязанному сечению (рис.4.3):						
а) для кладки из камней правильной формы		0,25(2,5)	0,16 (1,6)	0,08 (0,8)	0,04 (0,4)	0,02 (0,2)
б) для бутовой кладки		0,18(1,8)	0,12 (1,2)	0,06 (0,6)	0,03 (0,3)	0,015 (0,15)
<i>В. Срез</i>						
5. По неперевязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление)	R_{sq}	0,16 (1,6)	0,11 (1,1)	0,05 (0,5)	0,02 (0,2)	0,01 (0,1)
6. По перевязанному сечению для бутовой кладки			0,24(2,4)	0,16 (1,6)	0,08 (0,8)	0,04 (0,4)

Примечания: 1. Расчетные сопротивления отнесены ко всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному или параллельному (при срезе) направлению усилия.

2. Расчетные сопротивления кладки, приведенные в табл. 4.8 (10), следует принимать с коэффициентами: для кирпичной кладки с вибрированием на вибростолах при расчете на особые воздействия — 1,4; для вибрированной кирпичной кладки из глиняного кирпича пластического прессования, а также для обычной кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней — 1,25; для невибрированной кирпичной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести — 0,75, для кладки из полнотелого и пустотелого силикатного кирпича — 0,7, а из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков по экспериментальным данным; для зимней кладки, выполняемой способом замораживания, — по табл. 4.22 (33). При расчете по раскрытию трещин расчетные сопротивления растяжению при изгибе R_{ib} для всех видов кладки следует принимать по табл. 4.8 (10) без учета коэффициентов, указанных в настоящем примечании.

3. При отношении глубины перевязки кирпича (камня) правильной формы к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки осевому растяжению и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям принимаются равными величинам, указанным в табл. 4.8 (10), умноженным на значения отношения глубины перевязки к высоте ряда.

Таблица 4.9 (11)

Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете кладки по перевязанному сечению

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления R , МПа (кгс/см ²), кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню при марке камня								
		200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Растяжение	R_t	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,18 (1,8)	0,13 (1,3)	0,1 (1)	0,08 (0,8)	0,06 (0,6)	0,05 (0,5)	0,03 (0,3)
2. Растяжение при изгибе и главные растягивающие напряжения	R_{ib} R_{iw}	0,4 (4)	0,3 (3)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,16 (1,6)	0,12 (1,2)	0,1 (1)	0,07 (0,7)	0,05 (0,5)
3. Срез	R_{sq}	1,0 (10)	0,8 (8)	0,65 (6,5)	0,55 (5,5)	0,4 (4)	0,3 (3)	0,2 (2)	0,14 (1,4)	0,09 (0,9)
<p>Примечания: 1. Расчетные сопротивления осевому растяжению R_t, растяжению при изгибе R_{ib} и главным растягивающим напряжениям R_{iw} отнесены ко всему сечению разрыва кладки.</p> <p>2. Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению R_{sq} отнесены только к площади сечения кирпича или камня (площади сечения нетто) за вычетом площади сечения вертикальных швов.</p>										

4.9 (11)
 растяжению,
 при расчете

мной пра-
 и глав-
 перевя-
 камня

10

0,03
 (0,3)

0,05
 (0,5)

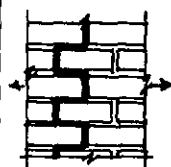


Рис. 4.1 . Растяжение кладки по неперевязанному сечению

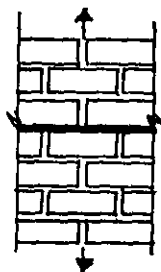


Рис. 4.2 . Растяжение кладки по перевязанному сечению



Рис. 4.3. Растяжение кладки при изгибе по перевязанному сечению

0,09

0,9)

$R_{\text{ль}}$

раз-

ль-

эм

Таблица 4.10 (14)

Значения коэффициента k

Вид кладки	Коэффициент k
1. Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичная вибрированная	2,0
2. Из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов	2,25

Значения упругой характеристики α для неармированной кладки

Вид кладки	Упругая характеристика α				
	при марках раствора			при прочности раствора	
	25-200	10	4	0,2 (2)	нулевой
1. Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ($\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2. Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3. Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотно-силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4. Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	750	500	500	350
неавтоклавных	500	500	350	350	350
5. Из камней из ячеистых бетонов вида:					
автоклавных	750	500	350	350	200
неавтоклавных	500	350	200	200	200
6. Из керамических камней	1200	1000	750	500	350
7. Из кирпича глиняного пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8. Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9. Из кирпича глиняного полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200
Примечания: 1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0 / i \leq 28$ или отношением $l_0 / h \leq 8$ допускается принимать величины упругой характеристики кладки из кирпича всех видов как из кирпича пластического прессования. 2. Приведенные в табл. 4.11(15) (пп. 7-9) значения упругой характеристики α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки. 3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha = 2000$ 4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики α следует принимать по табл. 4.11(15) с коэффициентом 0,7 . 5. Упругие характеристики кладки из природных камней допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.					

Таблица 4.12 (16)

Коэффициент линейного расширения кладки α ,

Материал кладки	Коэффициент линейного расширения кладки α , град. ⁻¹
1. Кирпич глиняный полнотелый, пустотелый и керамические камни	0,000005
2. Кирпич силикатный, камни и блоки бетонные и бутобетон	0,00001
3. Природные камни, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008
Примечание. Величины коэффициентов линейного расширения для кладки из других материалов допускается принимать по опытным данным.	

Таблица 4.13 (17)

Значения коэффициентов трения μ

	Коэффициенты трения μ при состоянии поверхности	
	сухом	влажном
1. Кладка по кладке или бетону	0,7	0,6
2. Дерево по кладке или бетону	0,6	0,5
3. Сталь по кладке или бетону	0,45	0,35
4. Кладка и бетон по песку или гравию	0,6	0,5
5. То же, по суглинку	0,55	0,4
6. То же, по глине	0,5	0,3

Таблица 4.14 (18)

Значения коэффициента продольного изгиба φ

Гибкость		Коэффициент продольного изгиба φ при упругих характеристиках кладки α						
λ_n	λ_1	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,90	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	—
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	—
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20	—
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	—
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	—
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	—
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	—
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07	—
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05	—
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	—

Примечания: 1. Коэффициент φ при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

2. Коэффициент φ для отношений λ_n , превышающих предельные, следует принимать при определении φ в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

3. Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик, определяемые по формуле $\alpha_{sk} = \alpha \cdot R_u / R_{sku}$, могут быть менее 200.

Расчет элементов конструкций по предельным состояниям первой группы

Каменные конструкции

Центрально сжатые элементы

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A, \quad (4.1)$$

где N - расчетная продольная сила;

R - расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 4.1 (2) ... табл. 4.7 (9);

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 4.14 (18) в зависимости от гибкости элемента $\lambda_i = l_o/i$ или $\lambda_h = l_o/h$ и упругой характеристики кладки α ;

A - площадь сечения элемента;

m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки и принимаемый равным единице при $h \geq 30$ см или $i \geq 8,7$ см.

Расчетные высоты стен и столбов следует принимать:

- при опирании по схеме рис. 4.4а $l_o = H$;

- при опирании по схеме рис. 4.4б $l_o = 1,5 H$ для однопролетных зданий и $l_o = 1,25 H$ для многопролетных зданий;

- при опирании по схеме рис. 4.4в $l_o = 2,0 H$.

При жестких опорах и заделке в стены сборных железобетонных перекрытий $l_o = 0,9 H$, а при монолитных железобетонных перекрытиях, опираемых на стены по четырем сторонам $l_o = 0,8 H$.

Внецентренно сжатые элементы

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega, \quad (4.2)$$

где A_c - площадь сжатой части сечения, равная для прямоугольного сечения

$A_c = A(1 - 2 e_o/h)$ и приближенно (при $e_o > 0,45y$) $A_c = 2(y - e_o)b$ для таврового сечения (b - ширина сжатой полки или толщина стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета);

R - расчетное сопротивление кладки сжатию (табл. 4.1 (2) ... табл. 4.9(11));

A - площадь сечения элемента;

h - высота сечения в плоскости действия изгибающего момента;

e_o - эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести сечения;

ω - коэффициент, определяемый по формулам, приведенным в табл. 4.15(19);

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}, \quad \varphi - \text{коэффициент продольного изгиба для всего сечения в}$$

плоскости действия изгибающего момента при расчетной высоте элемента l_o ;

φ_c - коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента H в плоскости действия изгибающего момента при отношении $\lambda_{hi} = H/h_c$ или $\lambda_{ic} = H/i_c$;

h_c и i_c - высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения A_c в плоскости действия изгибающего момента.

Для прямоугольного сечения $h_c = h - 2e_o$; для таврового сечения $h_c = 2(y - e_o)$, где y – расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета. При знакопеременной эпюре изгибающего момента по высоте элемента расчет по прочности выполняется в сечениях с максимальными изгибающими моментами различных знаков. В этом случае φ_c определяется по высоте части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при $\lambda_{h1c} = H_1/h_{c1}$ или $\lambda_{h1c} = H_1/i_{c1}$ и $\lambda_{h2c} = H_2/h_{c2}$ или $\lambda_{h2c} = H_2/i_{c2}$ (H_1 и H_2 – высоты частей элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента; h_{c1} ; i_{c1} и h_{c2} ; i_{c2} – высоты и радиусы инерции сжатой части элементов в сечениях с максимальными изгибающими моментами).

При $e_o > 0,7$ у кроме расчета внецентренно сжатых элементов по прочности необходимо производить расчет по раскрытию трещин в швах кладки.

Смятие (местное сжатие)

$$N_c \leq \phi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c, \quad (4.3)$$

где N – продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

$$R_c = \xi \cdot R - \text{расчетное сопротивление кладки на смятие; } \xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1; A -$$

расчетная площадь сечения, определяемая в соответствии со схемами на рис. 4.5

(9); ξ_1 – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки по схемам рис.4.5(9); коэффициент ξ_1 определяется по табл.4.16 (21).

A_c – площадь смятия; $d=1,5-0,5\Psi$ – для кирпичной или виброкирпичной кладки, а так же кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетона; $d=1$ – для кладки из пустотелых бетонных или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетона;

Ψ – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки.

При равномерном распределении давления $\Psi=1$, при треугольной эпюре давление $\Psi=0,5$.

Армокаменные конструкции с сетчатым армированием

Элементы с сетчатым армированием выполняются на растворах марки не ниже 50 при высоте ряда кладки не более 150 мм. Количество сетчатой арматуры, учитываемой в расчете столбов и простенков, должно составлять не менее 0,1% объема кладки (см. ниже). Арматурные сетки укладываются не реже, чем через пять рядов кирпичной кладки из обыкновенного кирпича, через четыре ряда кладки из утолщенного кирпича и через три ряда кладки из керамических камней. Диаметр сетчатой арматуры должен быть не менее 3 мм.

Диаметр стержней сеток в горизонтальных швах кладки должны быть не более:

- при пересечении арматуры в швах – 6 мм;
- без пересечения арматуры в швах – 8 мм.

Расстояние между стержнями сетки должно быть 3 ... 12 см. Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр арматуры не менее чем на 4 мм.

Центрально сжатые элементы

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A, \quad (4.4)$$

где N - расчетная продольная сила;

$R_{sk} \leq 2R$ - расчетное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле (при прочности раствора менее 2,5 МПа):

$$R_{sk} = R + 2\mu \cdot R_s / 100; \quad (4.5)$$

$\mu = (v_s / v_k) \cdot 100$ - процент армирования по объему, для сеток с квадратными ячейками из арматуры сечением A_{st} с размером ячейки c при шаге сеток по высоте

$s \quad \mu = (2 \cdot A_{st} / c \cdot s) \cdot 100$, v_s и v_k - соответственно объемы арматуры и кладки; процент армирования кладки сетчатой арматурой при центральном сжатии не должен превышать значения $\mu = 50 \cdot R / R_s$;

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл.4.14(18) для λ_n или λ_i при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием α_{sk} , определяемой по формуле $\alpha_{sk} = \alpha \cdot R_u / R_{sku}$; $R_u = k \cdot R$ - временное сопротивление сжатию кладки: k - коэффициент, принимаемый по табл.4.10(14); R_{sku} - временное сопротивление сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм, определяемое по формуле

$$R_{sku} = k \cdot R + 2 \cdot R_{sn} \cdot \mu / 100; \quad (4.6)$$

R_s - расчетное сопротивление арматуры, принимаемое по табл.4.24;

R_{sn} - нормативное сопротивление арматуры в армированной кладке, принимаемое по табл.4.24.

Внецентренно сжатые элементы

Внецентренно сжатые элементы проектируются при нагрузках с малыми эксцентриситетами, не выходящими за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения $e_o \leq 0,17 h$).

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A(1 - 2 \cdot e_o / h) \cdot \omega, \quad (4.7)$$

где

$$R_{skb} = R + 2 \cdot \mu \cdot R_s (1 - 2e_o / y) / 100 \leq 2R$$

- расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии при марке раствора 50 и выше.

Значения остальных величин, входящих в формулу (4.7), приведены выше.

Процент армирования кладки сетчатой арматурной при внецентренном сжатии не должен превышать определяемого по формуле

$$\mu = 50R / (1 - 2e_0 / y) R_s.$$

Таблица 4.15 (19)

Вид кладки	Значения коэффициента ω	
	произвольной формы	прямоугольного
1. Кладка всех видов, кроме указанных в поз. 2	$1 + e_0 / (2y) \leq 1,45$	$1 + e_0 / h \leq 1,45$
2. Кладка из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов; из природных камней (включая бут)	1	1

Примечание. Если $2y < h$, то при определении коэффициента ω вместо $2y$ следует принимать h .

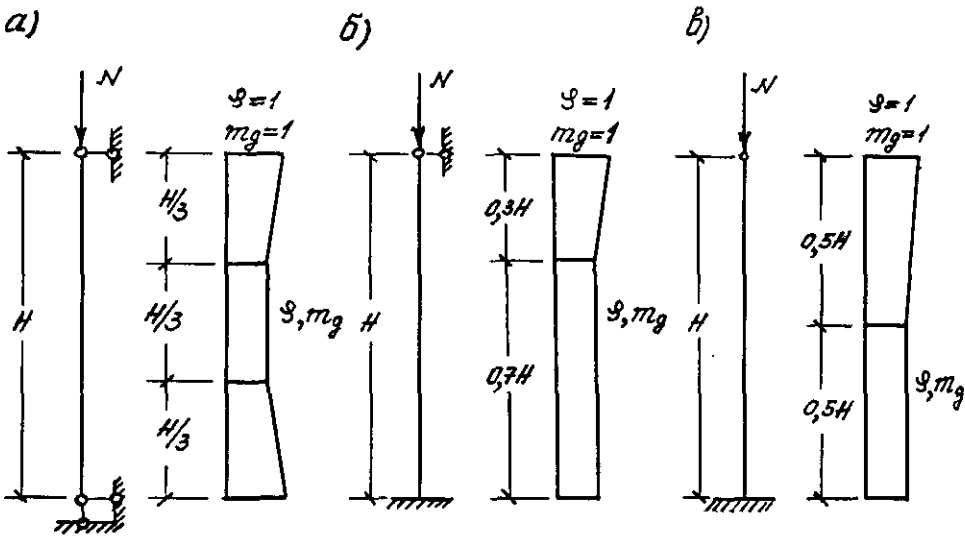


Рис. 4.4. Коэффициенты φ и m_g по высоте сжатых стен и столбов: а – шарнирно опертых на неподвижные опоры; б – защемленных внизу и имеющих верхнюю упругую опору; в – свободно стоящих

Значения коэффициента ξ_1

Материал кладки	ξ_1 для нагрузок по схеме			
	рис.4.5 , а, в, в ₁ , д, ж		рис.4.5 , б, г, е, и	
	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок
1 Полнотелый кирпич, сплошные камни и крупные блоки из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях М50 и выше	2	2	1	1,2
2. Керамические камни с щелевыми пустотами, дырчатый кирпич, бутобетон	1,5	2	1	1,2
3. Пустотелые бетонные камни и блоки. Сплошные камни и блоки из бетона М35. Камни и блоки из ячеистого бетона и природного камня	1,2	1,5	1	1

Примечание. Для кладок всех видов на неотвердевшем растворе или на замороженном растворе в период его оттаивания при зимней кладке, выполненной способом замораживания, принимаются значения ξ_1 , указанные в поз. 3 настоящей таблицы.

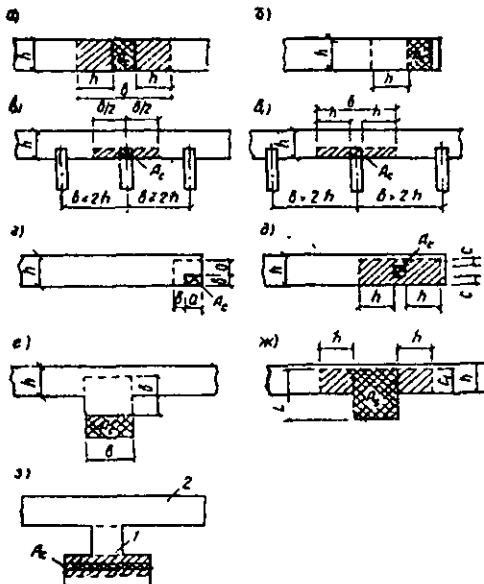


Рис. 4.5(9) . Определение расчетных площадей сечений при местном сжатии :

а — з — различные случаи местного сжатия

Группы кладки

Вид кладки	Группа кладки			
	I	II	III	IV
1. Сплошная кладка из кирпича или камней марки 50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—	—
2. То же, марок 35 и 25	—	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—
3. То же, марок 15, 10 и 7	—	—	На любом растворе	На любом растворе
4. То же, марки 4	—	—	—	То же
5. Крупные блоки из кирпича или камней (вибрированные и невибрированные)	На растворе марки 25 и выше			
6. Кладка из грунтовых материалов (грунтоблоки и сырцовый кирпич)	—	—	На известковом растворе	На глиняном растворе
7. Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами или скобами	На растворе марки 50 и выше с заполнением бетоном класса не ниже В3,5 или вкладышами класса В3,5 и выше	На растворе марки 25 с заполнением бетоном или вкладышами марки 15	На растворе марки 10 и с заполнением засыпкой	—
8. Облегченная кладка из кирпича или камней колодезная (с перевязкой вертикальными диафрагмами)	На растворе марки 50 и выше с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой	На растворе марки 25 с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой	—	—
9. Кладка из постелистого бута	—	На растворе марки 25 и выше	На растворе марок 10 и 4	На глиняном растворе
10. Кладка из рваного бута	—	На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4
11. Бутобетон	На бетоне класса В7,5 и выше	На бетоне класса В5 и В3.5	На бетоне класса В2,5	—

При проектировании каменных и армокаменных конструкций независимо от результатов расчета необходимо соблюдать требования по ограничению отношения высоты стены или столба к толщине или меньшей стороне сечения $\beta = H / h$.

26) Для стен без проемов, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий, при свободной длине стены $l \leq 2,5 H$ для кладки из каменных материалов правильной формы значения предельных отношений β приведены в табл. 4.18 (28).

Для стен с пилястрами и столбов сложного поперечного сечения вместо h принимается условная толщина $h_{red} = 3,5 i$, где $i = \sqrt{I/A}$.

Для столбов круглого и многоугольного сечений, вписанных в окружность, $h_{red} = 0,85d$, где d — диаметр сечения столба.

При высоте этажа H большей свободной длины стены l отношение l/h не должно превышать значения $1,2\beta$ по табл. 4.18 (28).

При условиях, отличающихся от указанных выше, отношение β для стен и перегородок следует принимать с поправочным коэффициентом, приведенным в табл. 4.19 (29).

Таблица 4.18 (28)

Значения предельных отношений β

Марка раствора	Отношения β при группе кладки (см. табл. 4.17 (26))			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	—	—
25	22	20	17	—
10	20	17	15	14
4	—	15	14	13

Таблица 4.19 (29)

Значения поправочного коэффициента k при определении предельного отношения β для стен и перегородок

Характеристика стен и перегородок	Коэффициент k
1. Стены и перегородки, не несущие нагрузки от перекрытий или покрытий при толщине, см:	
25 и более	1,2
10 и менее	1,8
2. Стены с проемами	$\sqrt{A_n/A_b}$
3. Перегородки с проемами	0,9
4. Стены и перегородки при свободной их длине между примыкающими поперечными стенами или колоннами от 2,5 до 3,5 H	0,9
5. То же, при $l > 3,5 H$	0,8
6. Стены из бутовых кладок и бутобетона	0,8

Примечания: 1. Общий коэффициент снижения отношений β , определяемый путем умножения отдельного коэффициента снижения k (табл. 4.19 (29)), принимается не ниже коэффициента снижения k , указанного в табл. 4.20 (30) для столбов
 2. При толщине ненесущих стен и перегородок более 10 и менее 25 см величина поправочного коэффициента k определяется по интерполяции.
 3. Значения A_n — площадь нетто и A_b — площадь брутто определяются по горизонтальному сечению стены.

Таблица 4.20 (30)

Поправочный коэффициент k при определении предельного отношения β для столбов

Меньший размер поперечного сечения столба, см	Коэффициент k для столбов	
	из кирпича и камней правильной формы	из бутовой кладки и бутобетона
90 и более	0,75	0,6
70-89	0,7	0,55
50-69	0,65	0,5
Менее 50	0,6	0,45

Примечание. Предельные отношения β несущих узких простенков, имеющих ширину менее толщины стены, должны приниматься как для столбов с высотой, равной высоте проемов.

Таблица 4.21(32)

Расстояние между температурными швами

Средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки	Расстояние между температурными швами, м, при кладке			
	из глиняного кирпича, керамических и природных камней, крупных блоков из бетона или глиняного кирпича		из силикатного кирпича, бетонных камней, крупных блоков из силикатного бетона и силикатного кирпича	
	на растворах марок			
	50 и более	25 и менее	50 и более	25 и менее
Минус 40°C и ниже	50	60	35	40
Минус 30°C	70	90	50	60
Минус 20°C и выше	100	120	70	80

Примечания: 1. Для промежуточных значений расчетных температур расстояния между температурными швами допускается определять интерполяцией.
2. Расстояния между температурно-усадочными швами крупнопанельных зданий из кирпичных панелей назначаются в соответствии с инструкцией по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов.

Таблица 4.22 (33)

Коэффициенты условий работы γ_{cl} и γ_{cs1}

Вид напряженного состояния зимней кладки	Коэффициенты условий работы	
	кладки γ_{cl}	сетчатой арматуры γ_{cs1}
1. Сжатие отвердевшей (после оттаивания) кладки из кирпича	1,0	—
2. То же, бутовой кладки из постелистого камня	0,8	—
3. Растяжение, изгиб, срез отвердевшей кладки всех видов по растворным швам	0,5	—
4. Сжатие кладки с сетчатым армированием, возводимой способом замораживания в стадии оттаивания	—	0,5
5. То же, отвердевшей (после оттаивания)	—	0,7
6. То же, возводимой на растворах с противоморозными добавками при твердении на морозе и прочности раствора не мене 1,5 МПа (15 кгс/см ²) в момент оттаивания	—	1,0

Расчетные формулы для определения нормальных сил и моментов от вертикальных нагрузок

Конструкция стены, расчетные схемы и эпюры моментов	Формулы
	$N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_x = N_1 \cdot e_1 \left(1 - \frac{x}{H_{st}}\right);$ $e_1 = a_1 - \frac{t}{3} \leq 7 \text{ см}$
	$N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_x = (N \cdot e_2 - N_1 e_1) \left(1 - \frac{x}{H_{st}}\right)$
	$N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_1 = N_1 \cdot e_1;$ $M_2 = \frac{N_1}{H_{st}} (e_1 h_1 - e_2 h_2) - \frac{N e_2 h_2}{H_{st}};$ $M_3 = \frac{N_1 h_1}{H_{st}} (e_1 + e_2) + \frac{N e_2 h_2}{H_{st}}$

Примечание. В таблице использованы: N - сумма расчетных нагрузок на стену, расположенных выше рассматриваемого этажа;
 N_1 - расчетная величина опорного давления перекрытия над рассматриваемым этажом;
 N_2 - расчетное значение собственного веса участка стены между рассматриваемым сечением и расположенным выше этажом;
 M - расчетный изгибающий момент;
 N_x и M_x - нормальная сила и изгибающий момент в рассматриваемом сечении стены.

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры в армированной кладке

Вид армирования конструкций	Класс арматуры					
	А-I		А-II		Вр-I	
	R_{sn} , МПа (кгс/см ²)	R_c , МПа (кгс/см ²)	R_{sn} , МПа (кгс/см ²)	R_c , МПа (кгс/см ²)	R_{sn} , МПа (кгс/см ²)	R_c , МПа (кгс/см ²)
1. Сетчатое армирование	235 (2400)	170 (1720)	-	-	295 (3000)	245 (2500)
2. Продольная арматура в кладке:						
а) продольная арматура растянутая	235 (2400)	225 (2400)	295 (3000)	280 (2850)	490 (5000)	410 (4200)
б) то же, сжатая	235 (2400)	190 (1950)	295 (3000)	195 (2000)	295 (3000)	245 (2500)
в) отогнутая арматура и хомуты	235 (2400)	180 (1835)	295 (3000)	225 (2280)	295 (3000)	245 (2500)
3. Анкера и связи в кладке:						
а) на растворе марки 25 и выше	235 (2400)	200 (2065)	295 (3000)	250 (2570)	295 (3000)	330 (3340)
б) на растворе марки 10 и ниже	235 (2400)	115 (1150)	295 (3000)	140 (1430)	295 (3000)	245 (2500)

Таблица 4.25 [7]

Расчетные сопротивления арматуры обоям, МПа (кгс/см²)

Вид армирования	Класс арматуры	
	А-I	А-II
Поперечная арматура	150 (1530)	190 (1940)
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обояму	43 (440)	55 (560)
То же, при передаче нагрузки на обояму с одной стороны	130 (1325)	160 (1630)
То же, при передаче нагрузки с двух сторон	190 (1940)	240 (2450)

Усиление каменных элементов

Одним из наиболее эффективных методов повышения несущей способности существующей каменной кладки является включение ее в обойму. В этом случае кладка работает в условиях всестороннего сжатия, что значительно увеличивает ее сопротивляемость воздействию продольной силы.

Применяются три основных вида обойм: стальные, железобетонные и армированные растворные.

Основными факторами, влияющими на эффективность обойм, являются: процент поперечного армирования обоймы (хомутами), класс бетона или марка штукатурного раствора и состояние кладки, а также схема передачи усилия на конструкцию.

С увеличением процента армирования хомутами прирост прочности кладки растет непропорционально, а по затухающей кривой.

Опытами установлено, что кирпичные столбы и простенки, имеющие трещины, а затем усиленные обоймами, полностью восстанавливают свою несущую способность.

Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали или круглых стержней, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не свыше 50 см (рис. 4.6,а). Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25 ... 30 мм. Для надежного сцепления раствора стальные уголки закрываются металлической сеткой.

Железобетонная обойма выполняется из бетона классов В7,5 ... В15 с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не свыше 15 см. Толщина обоймы назначается по расчету и принимается от 6 до 10 см (рис. 4.6,б).

Обойма из раствора армируется аналогично железобетонной, но вместо бетона арматура покрывается слоем цементного раствора марки 50...100 (рис. 4.6,в).

Расчет конструкций из кирпичной кладки усиленной обоймами, при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, производится по формулам:

при стальной обойме

$$N \leq \phi \cdot \phi \left[m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right] \cdot A + R_{sc} \cdot A_s^I]; \quad (4.8)$$

при железобетонной обойме

$$N \leq \phi \cdot \phi \left[m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{3}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right] \cdot A + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s^I]; \quad (4.9)$$

при армированной растворной обойме

$$N \leq \phi \cdot \phi \left[m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right] \cdot A]. \quad (4.10)$$

Коэффициенты ϕ и η принимаются при центральном сжатии $\phi=1$ и $\eta=1$; при внецентренном сжатии (по аналогии с внецентренно сжатыми элементами с сетчатым армированием):

$$\phi = 1 - \frac{2e_o}{h}; \quad \eta = 1 - \frac{4e_o}{h}.$$

В формулах (4.8 ... 4.10):

N - продольная сила;

A - площадь сечения усиливаемой кладки;

A_s^I - площадь сечения продольных уголков стальной обоймы или продольной арматуры железобетонной обоймы;

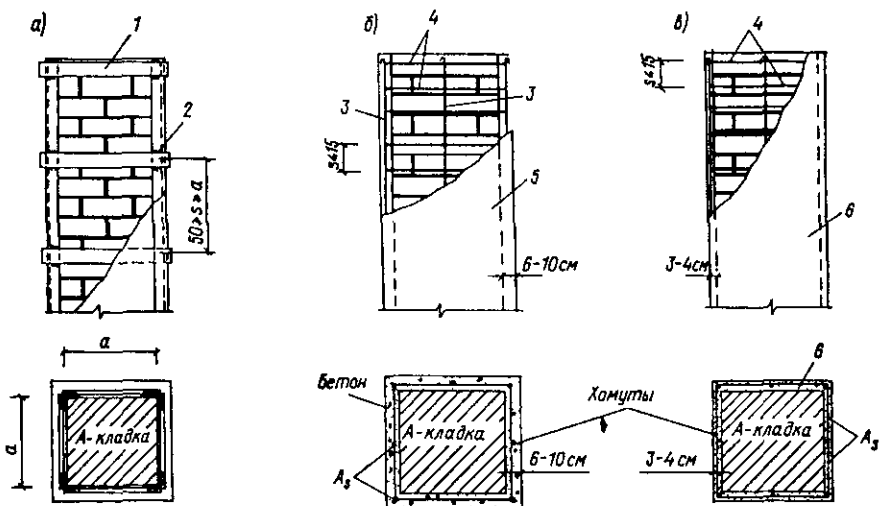


Рис. 4.6. Схема усиления кирпичных столбов обоями а-металлической; б- железобетонной: в- армированной штукатуркой; 1-планка f_1 сечением 35 x 5 – 60 x 12 мм; 2- сварка; 3-стержни диаметром 5 ... 12 мм; 4-хомуты диаметром 4 ... 10 мм; 5- бетон класса В7,5 ... В15; 6- штукатурка (раствор марки 50 ... 100)

A_b – площадь сечения бетона обоймы, заключенная между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя);

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы;

R_{sc} – расчетное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры;

φ – коэффициент продольного изгиба (при определении φ значение α принимается как для неусиленной кладки);

m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки;

m_k – коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным 1 для кладки без повреждений и 0,7 – для кладки с трещинами;

m_b – коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным 1 – при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы, 0,7 – при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы и 0,35 – без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

μ – процент армирования хомутами и поперечными планками, определяемый по формуле

$$\mu = 2 \cdot A_s (h + b) \cdot 100 / h \cdot b \cdot s,$$

где h, b – размеры сторон усиливаемого элемента;

s – расстояние между осями планок при стальных обоямах ($h \geq s \leq b$, но не более 50 см) или между хомутами при железобетонных и штукатурных обоямах ($s \leq 15$ см).

Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обойм, принимается по табл. 4.24, 4.25.

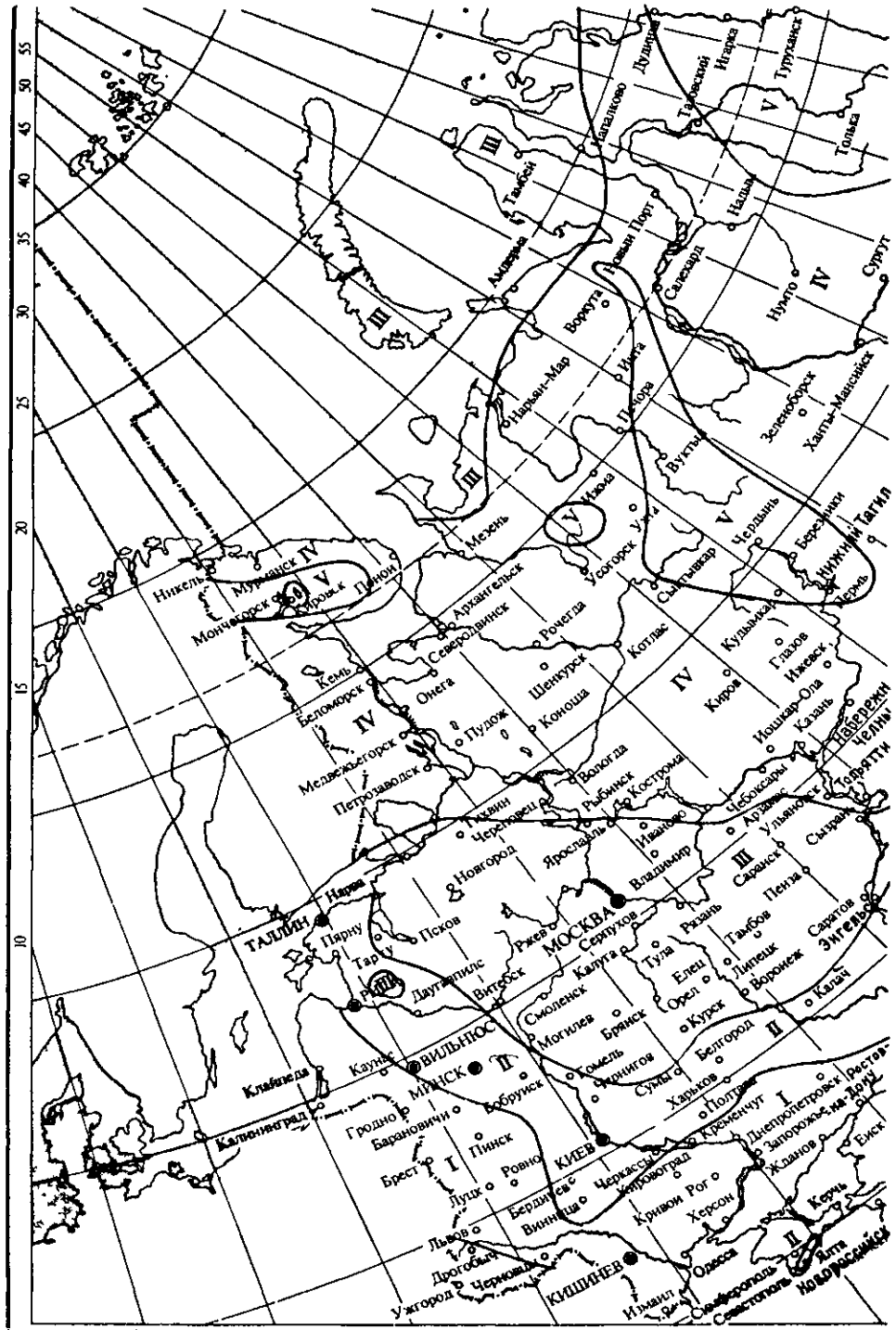
ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. –М.: ГУП ЦПП, 1999 - 36 с.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России.-М.: ГУП ЦПП, 2000.-76 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989, -8с.
4. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1999. –40с.
5. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В двух книгах. Кн.1. Под ред. А.А.Уманского. Изд. 2-е перераб. и доп. М., Стройиздат, 1972, 600с.
6. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В двух книгах. Кн.2. Под ред. А.А.Уманского. Изд. 2-е перераб. и доп. М., Стройиздат, 1972, 416с.
7. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. –М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. –152 с.

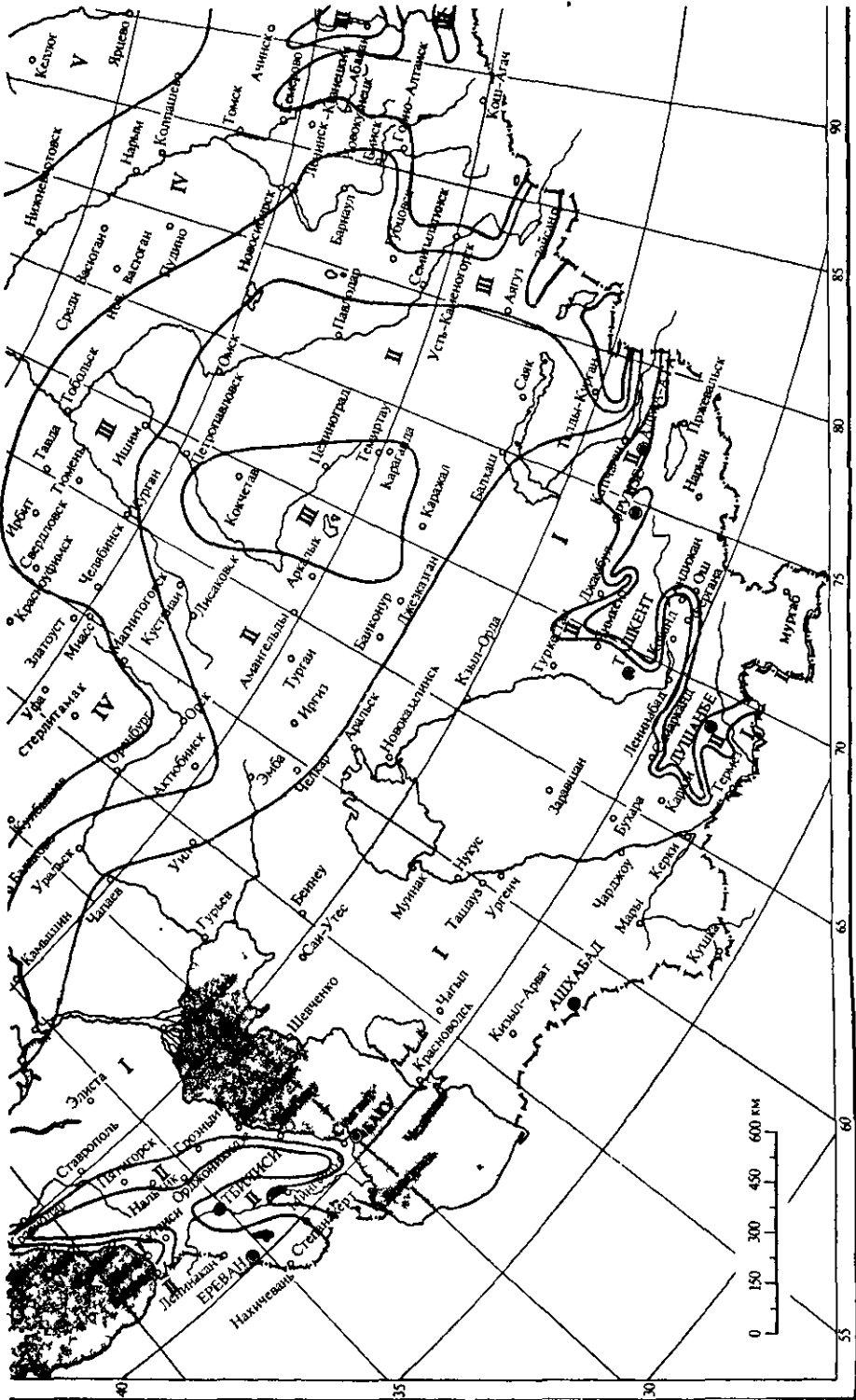
ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Районирование территории Российской Федерации, СНГ и стран
Прибалтики по весу снегового покрова
(Карта 1)

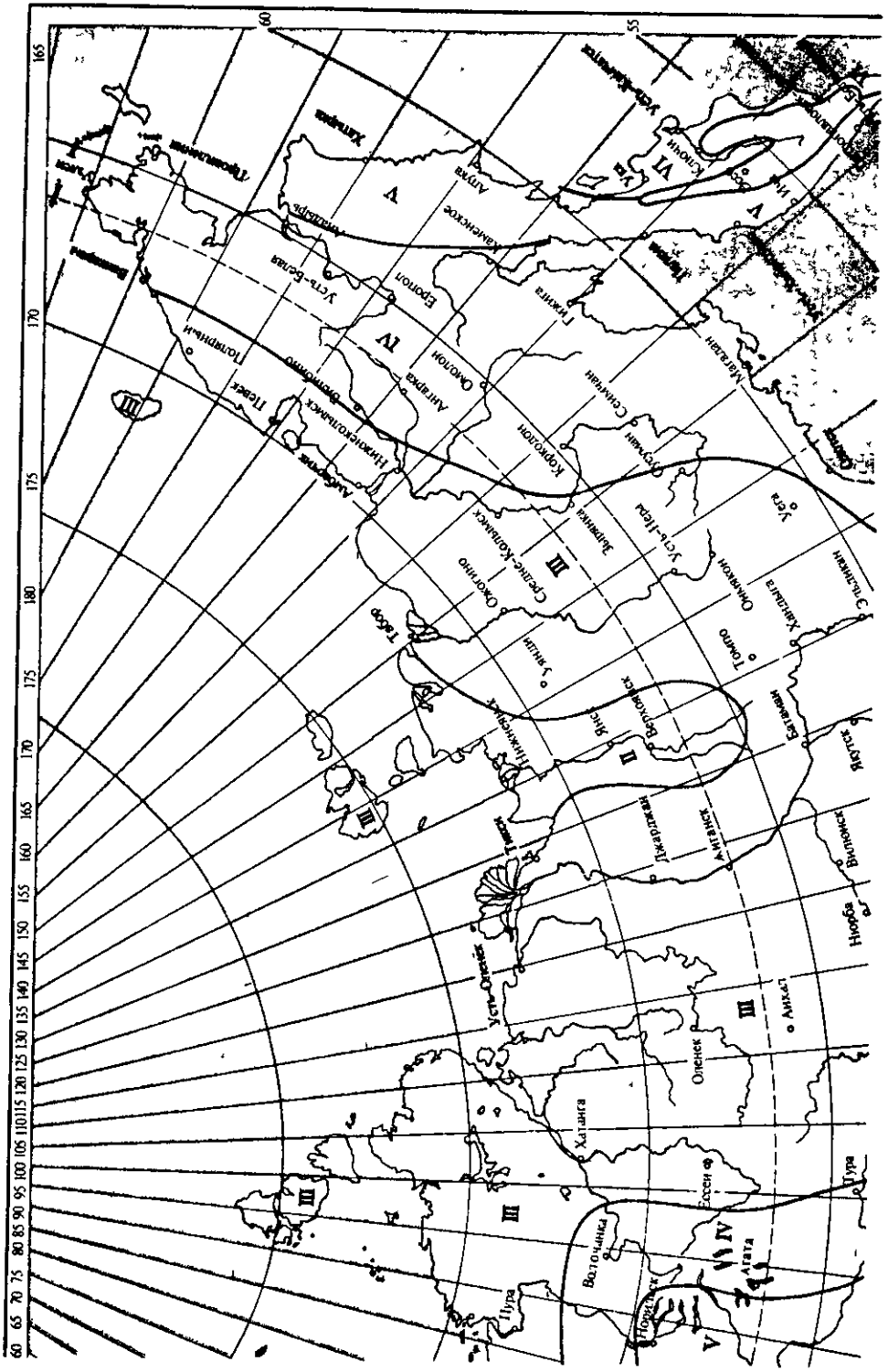
Районирование территории Российской Федерации, СНГ и стран
Прибалтики по ветровому давлению
(Карта 2)



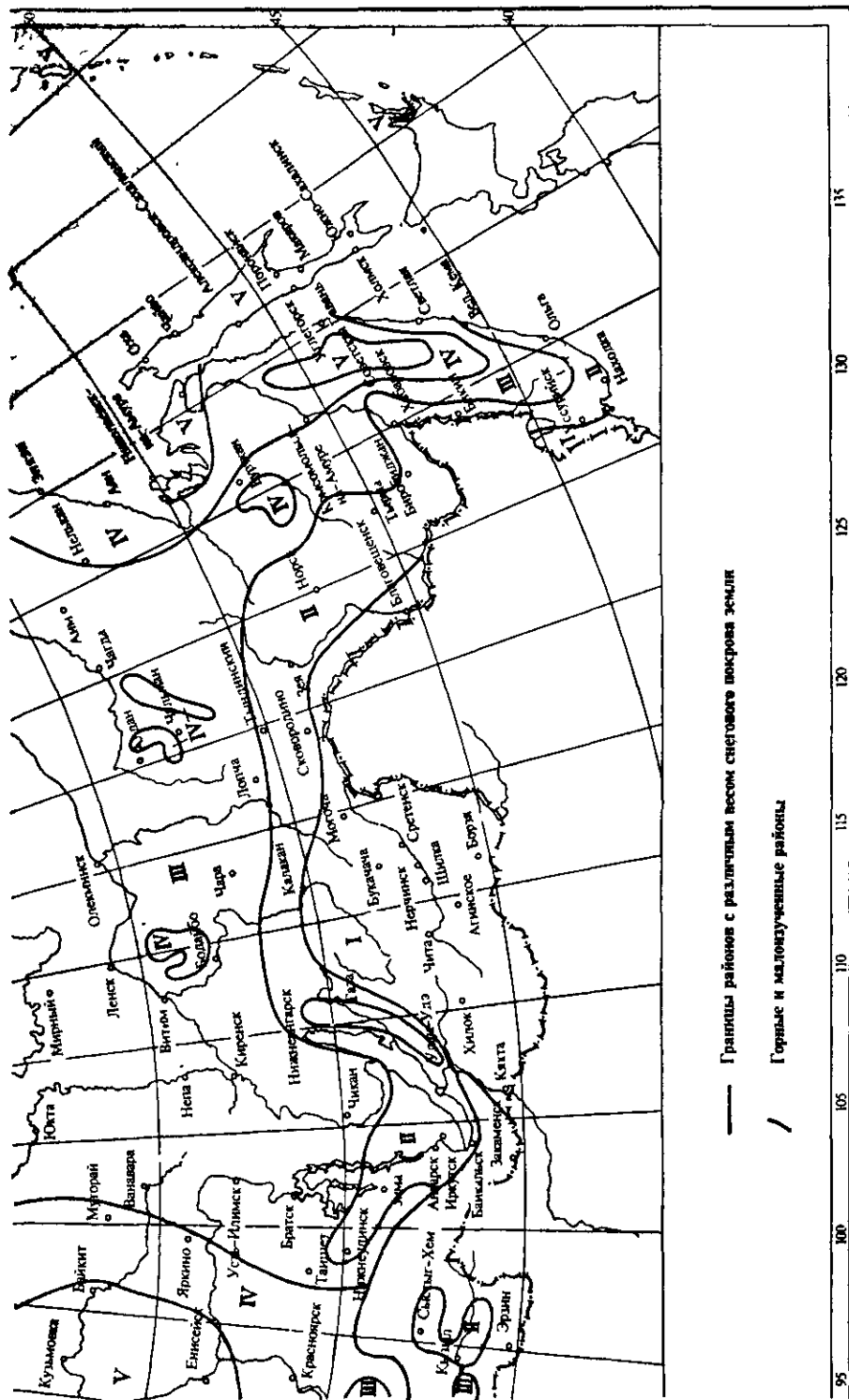
Карта 1, Лист 2



Карта 1, Лист 3

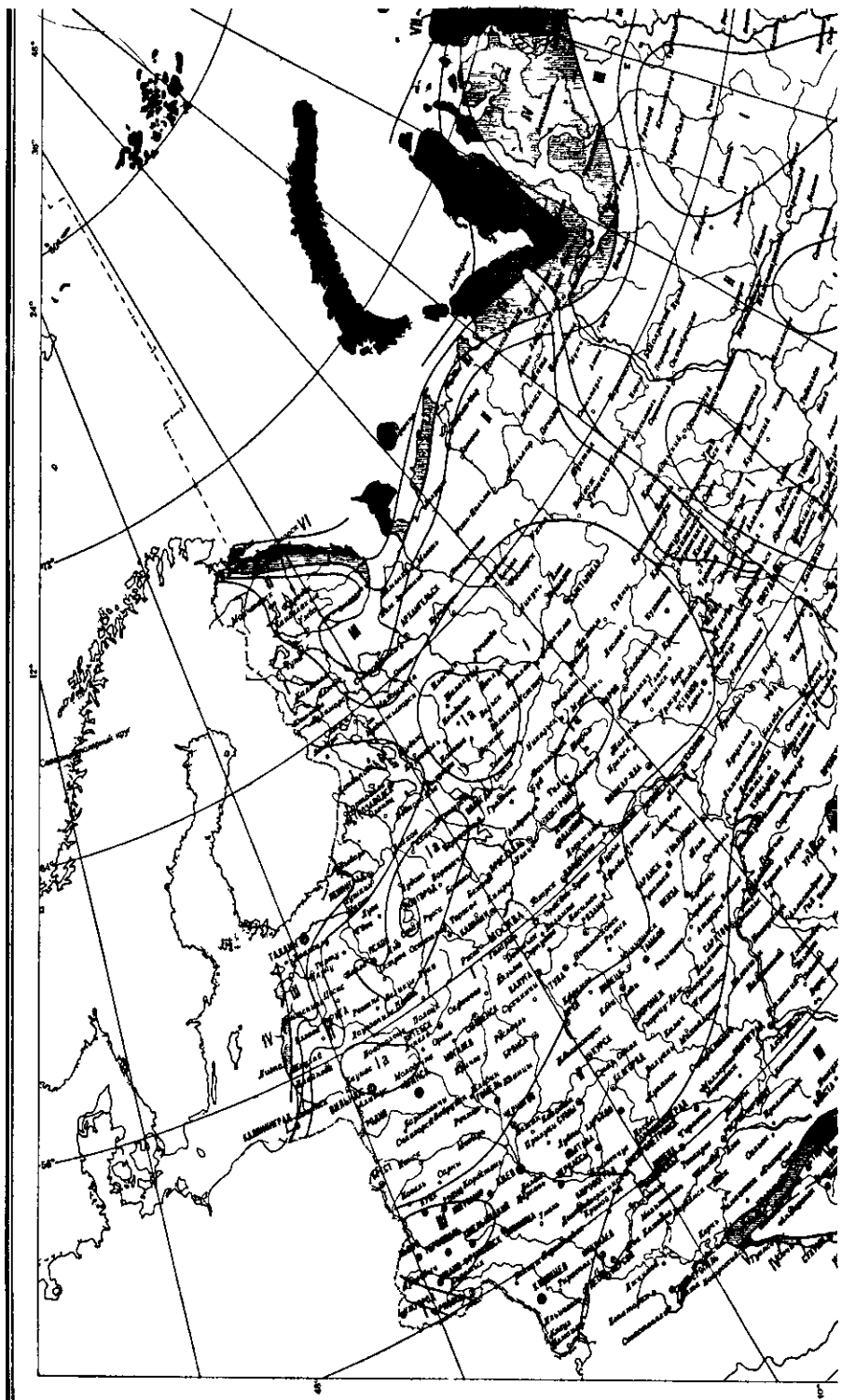


Карта 1, Лист 4

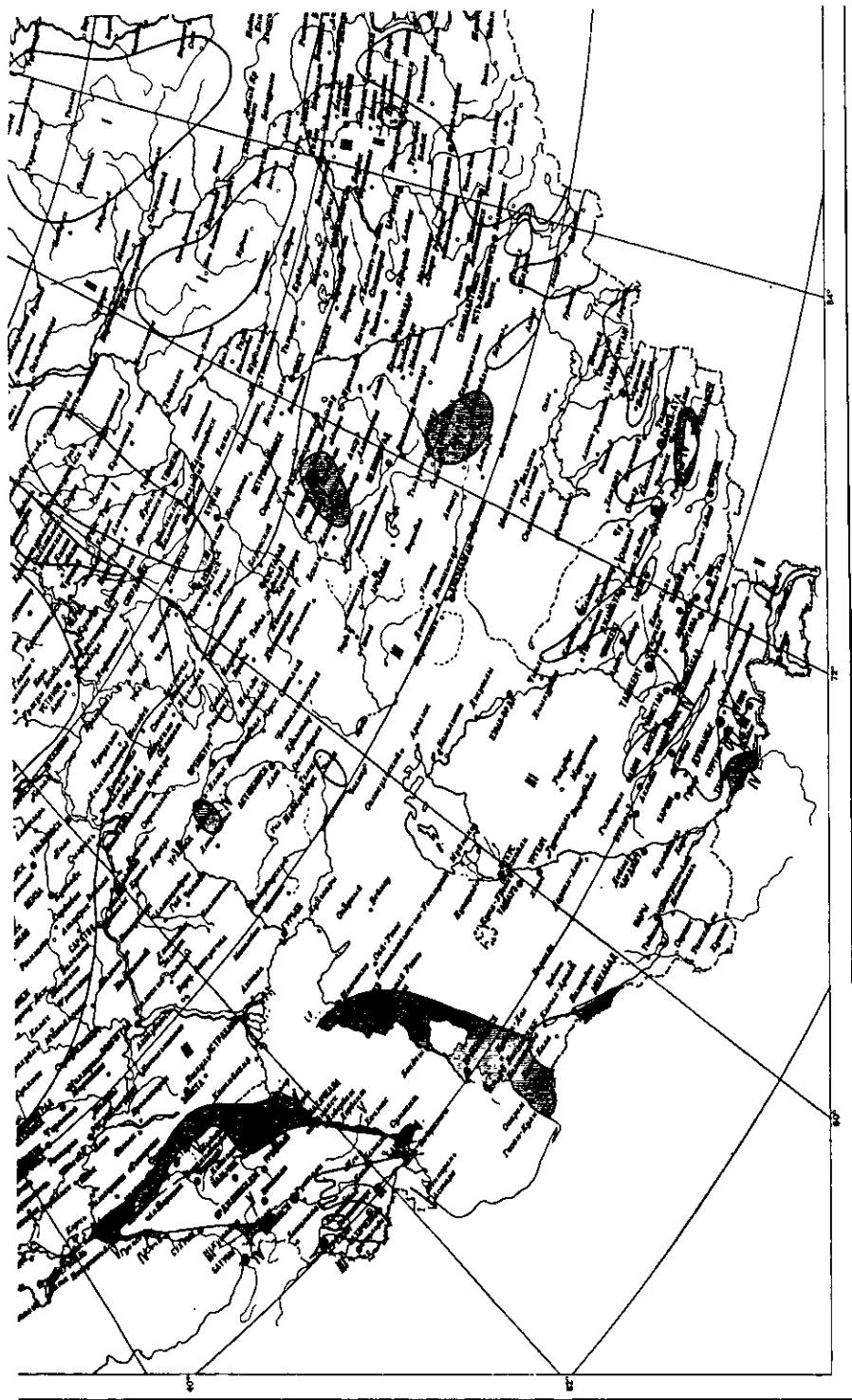


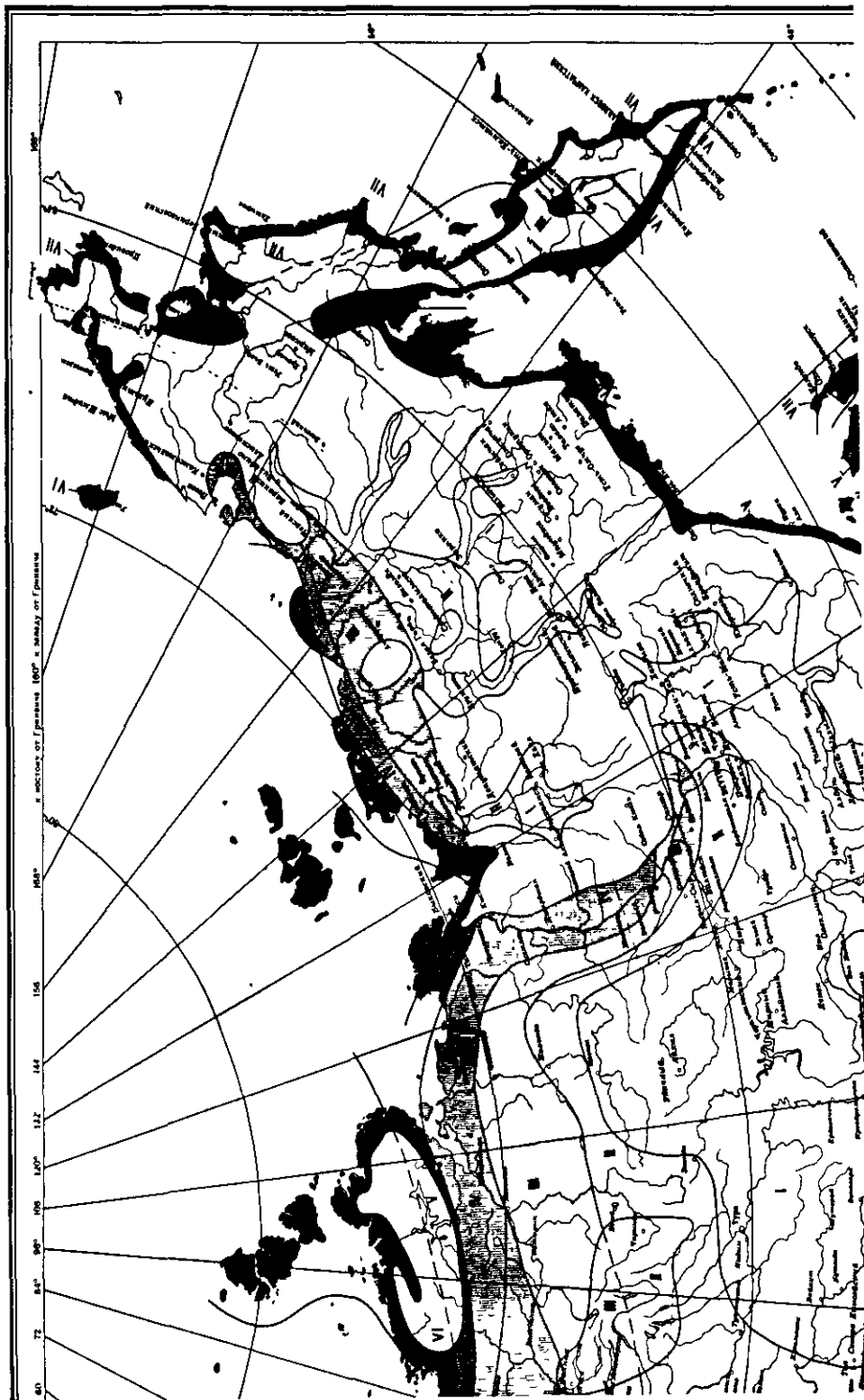
Карта 2, Лист 1

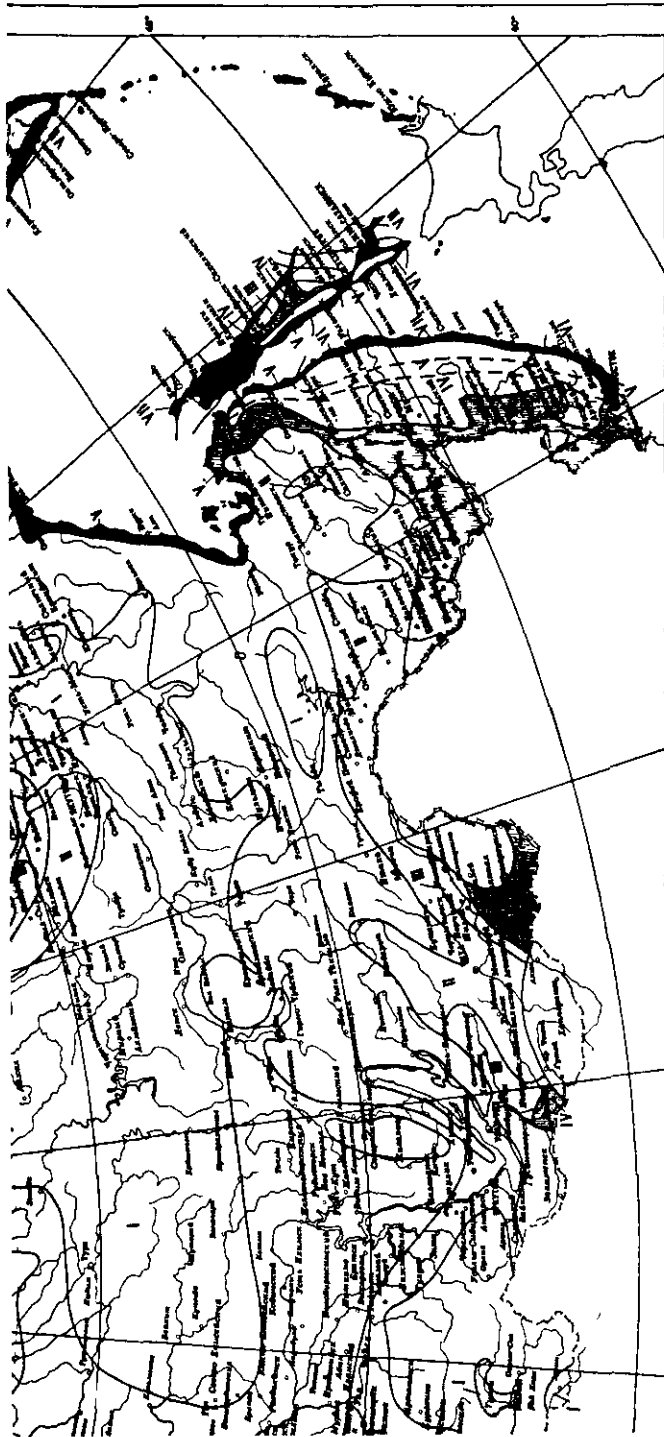
95 100 105 110 115 120 125 130 135



Карта 2, Лист 2







КАРТА 3. РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ СССР ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА

— Границы районов с различным давлением ветра

○ Горные и малозначительные районы

- - - Границы районов с различным давлением ветра в горных и малозначительных районах

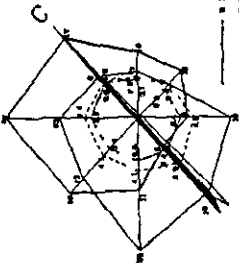
Масштаб 1:10 000 000
1 см на карте соответствует 100 км на местности

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

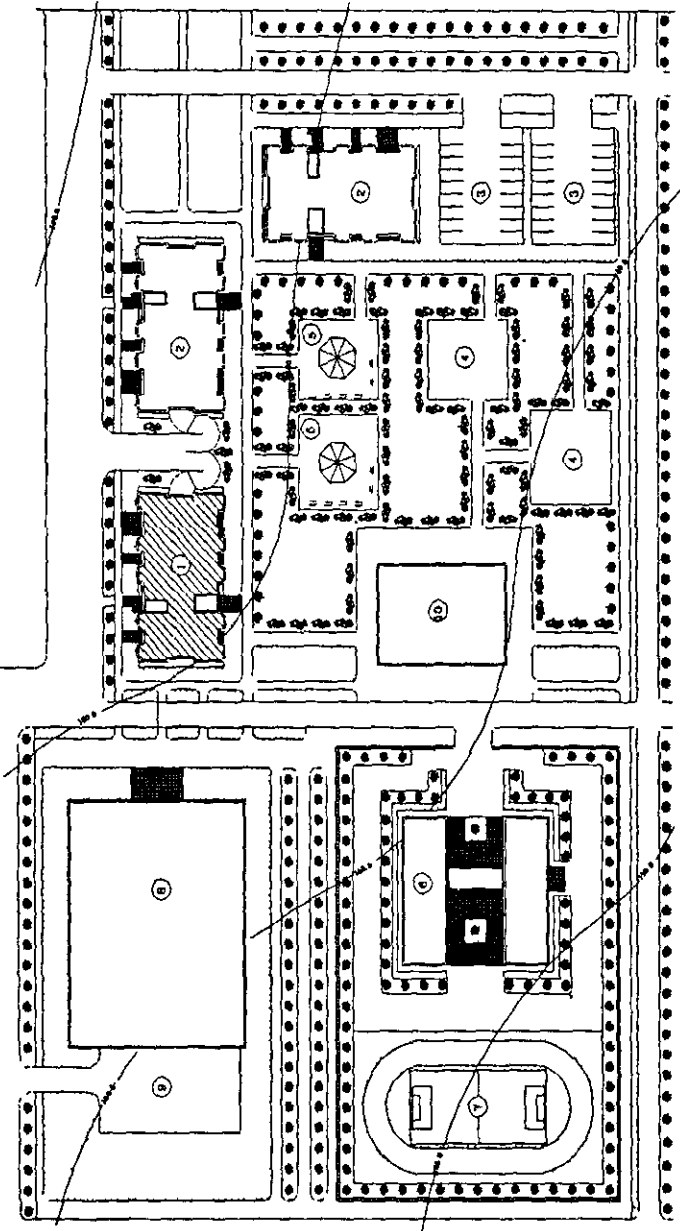
Графический материал дипломного проекта, выполненного по кафедре железобетонных и каменных конструкций на тему: "(9-ти этажный жилой дом с автостоянкой (Лист1 ... Лист14)

Графический материал основных несущих конструкций зданий, выполненных в сборном железобетоне

ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН



———— 3 м/с ширина
 - - - - - 3 м/с ширина
 - - - - - 3 м/с ширина



Экспликация

- 1 Проектируемый 9-ти этажный жилой дом
- 2 Строится здание
- 3 Автостоянка
- 4 Хозяйственная площадка
- 5 Детская площадка
- 6 Школа
- 7 Спортивная площадка
- 8 Метелин
- 9 Хозяйственный двор
- 10 ЦПД

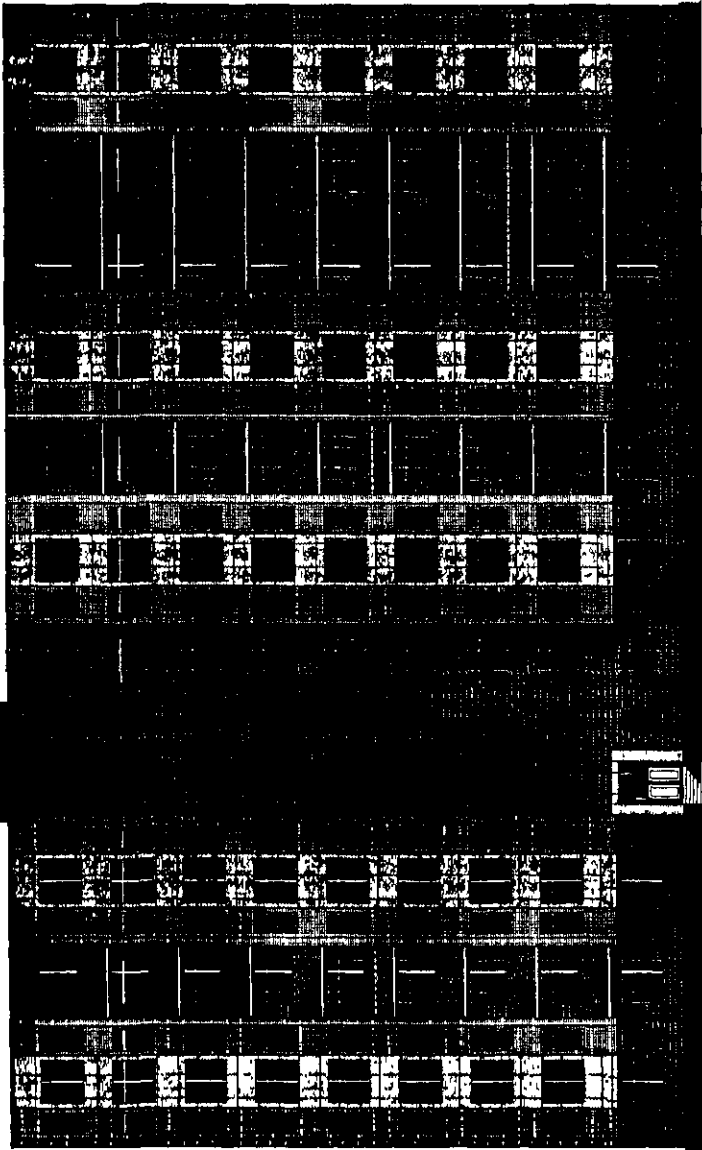
Условные обозначения

- дерево
- ☘ кустарник
- ▭ забор
- ▭ газон
- ▭ дорожки
- ▭ автодороги

Исполнитель: [Blank]	Проверено: [Blank]
Руководитель: [Blank]	Дата: [Blank]
Масштаб: [Blank]	Лист: [Blank]
Инструмент: [Blank]	Титул: [Blank]

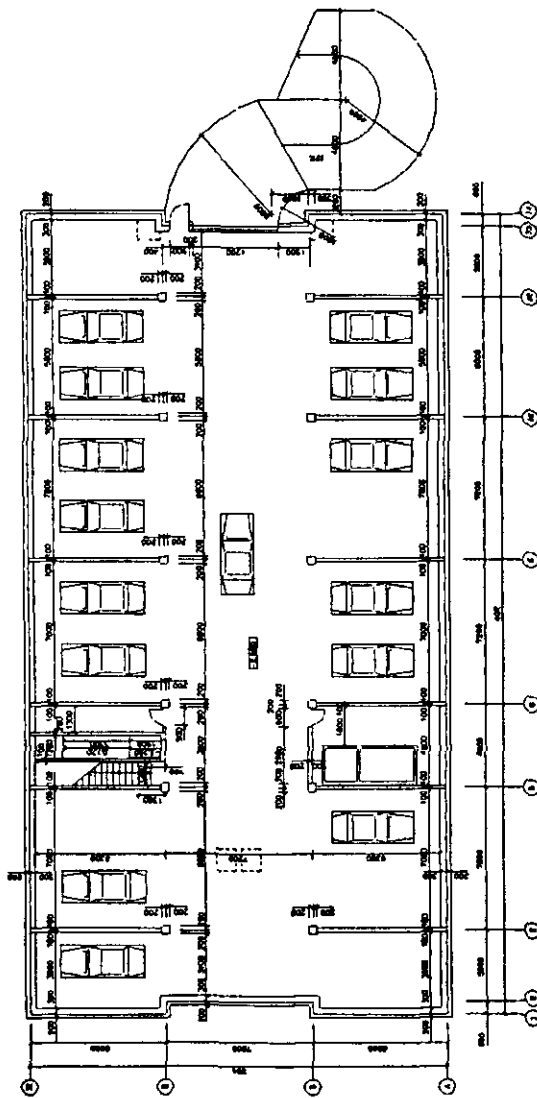
Московский Технический Университет	
Учебно-научный факультет	Строительный факультет
Кафедра	Архитектуры
Преподаватель	М.И. [Blank]
Студент	[Blank]
Проверено	[Blank]
Дата	[Blank]

САЧАР 6 ДИТЕ 1-12



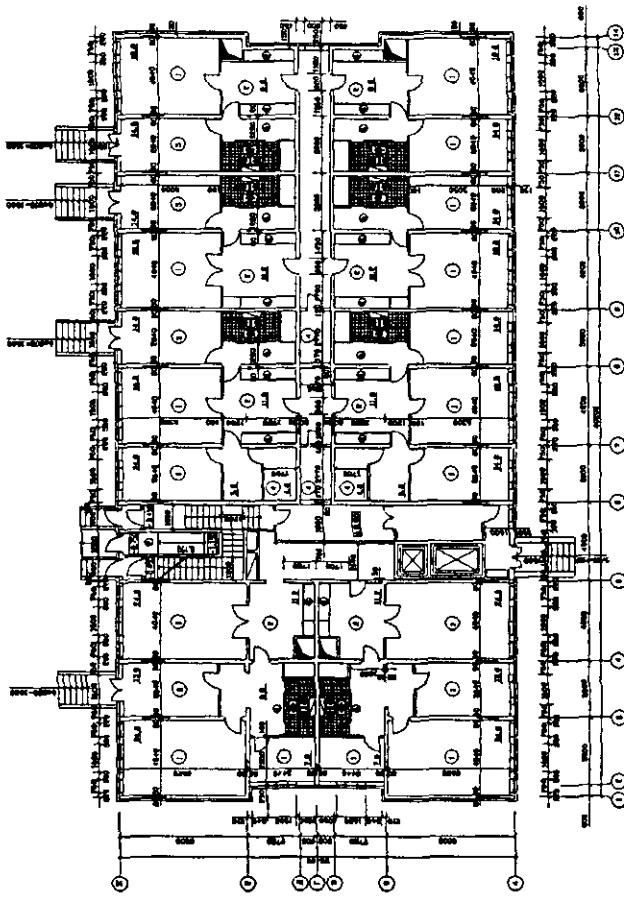
Имена/Инициалы / Инициалы/Имена	Город/Поселок	Улицы/Площади
№ документа	№ документа	№ документа
Дата документа	Дата документа	Дата документа
№ документа	№ документа	№ документа
№ документа	№ документа	№ документа
№ документа	№ документа	№ документа
№ документа	№ документа	№ документа
№ документа	№ документа	№ документа

ПЛАН ЛЮКОВЫЙНОГО ЭТАЖА



Исполнитель: Инженер-проектировщик С.В. Ткаченко	
Титул: Инженер	№: УМ 17.4.20.000.000.000.000.000
Исполнитель: Инженер-проектировщик С.В. Ткаченко	
Исполнитель: Инженер-проектировщик С.В. Ткаченко	№: УМ 17.4.20.000.000.000.000.000.000
Исполнитель: Инженер-проектировщик С.В. Ткаченко	
Исполнитель: Инженер-проектировщик С.В. Ткаченко	
Исполнитель: Инженер-проектировщик С.В. Ткаченко	
Исполнитель: Инженер-проектировщик С.В. Ткаченко	

ПЛАН ПЕРВОГО ЭТАЖА



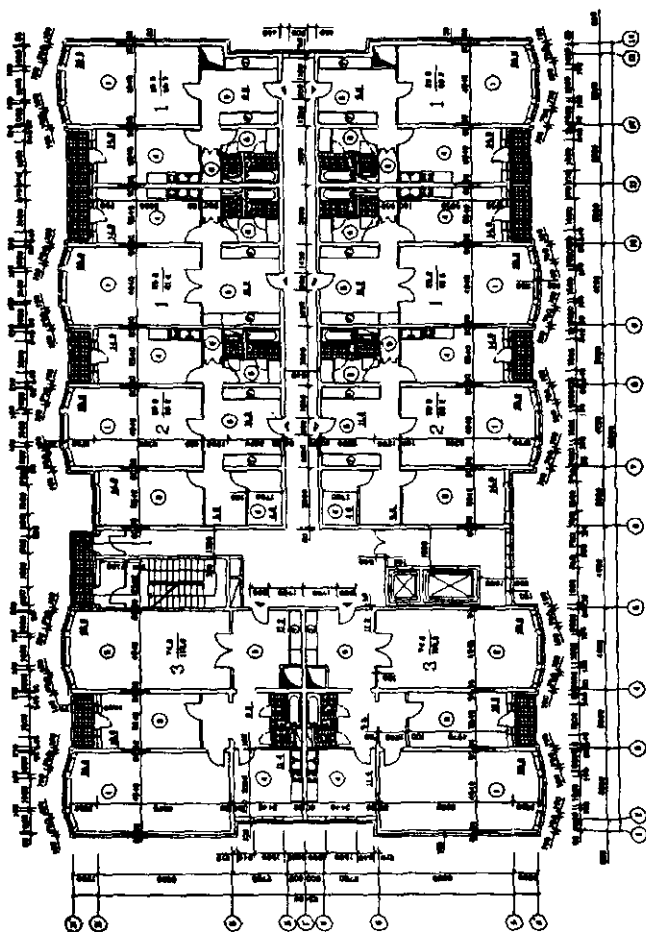
ЭКСПЛИКАЦИЯ

1	ОФИСНОЕ ПОМЕЩЕНИЕ
2	КОНТОРСКОЕ ПОМЕЩЕНИЕ
3	ПРИЕМНАЯ
4	ТЕЖНАЯ КОМНАТА
5	САН УЗЕЛ
6	ВСТРОЕННЫЙ ШКАФ
7	КАМЕРА МУСОРОУДАЛЕНИЯ

Настоящий Государственный Структурный Инженерный Проект:

Тип здания	Одноквартирный административный корпус
Участок	И.П. № 1/03
Инвестор	ОАО «Иркутск ФУЭЛ»
Эксперт	Иркутский филиал ООО «Иркутск ФУЭЛ»
Дата	05.05.2011 г.
Масштаб	1:100
Лист	1 из 6

ПЛАН ТИПОВОГО ЭТАЖА

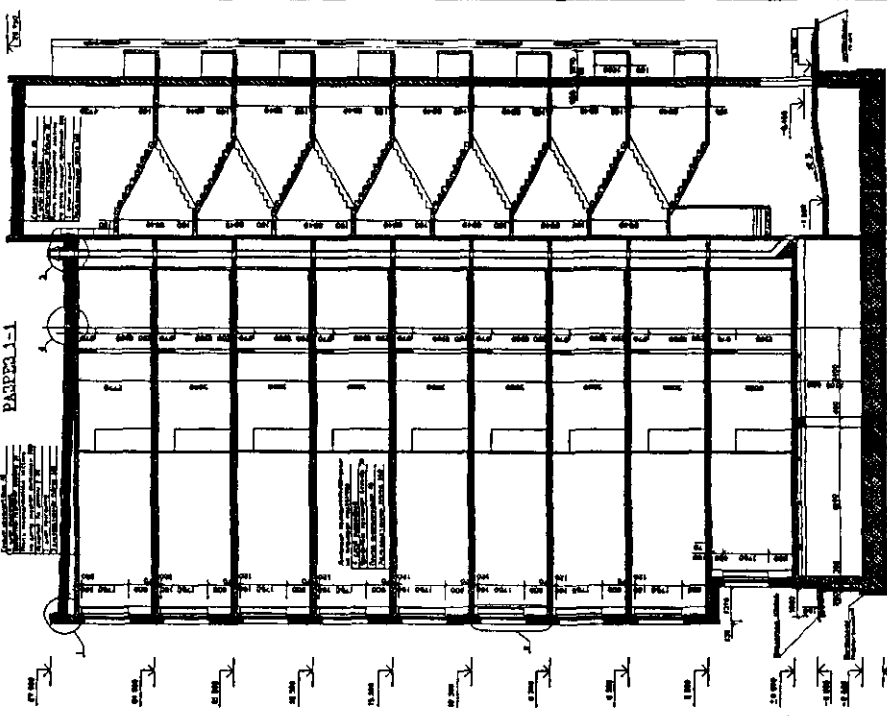


ЭКСПЛИКАЦИЯ

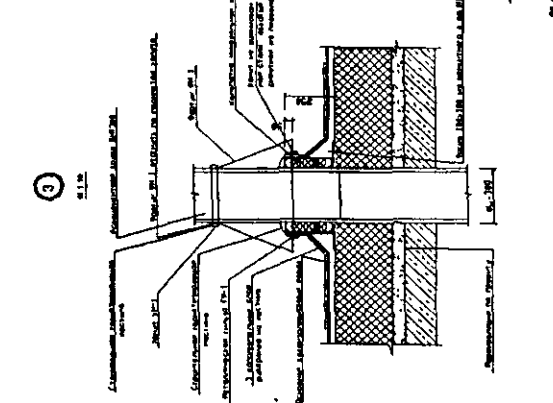
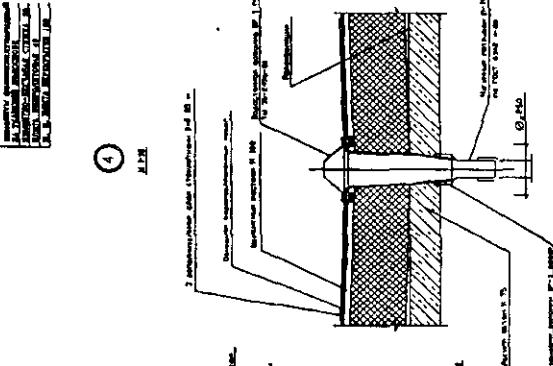
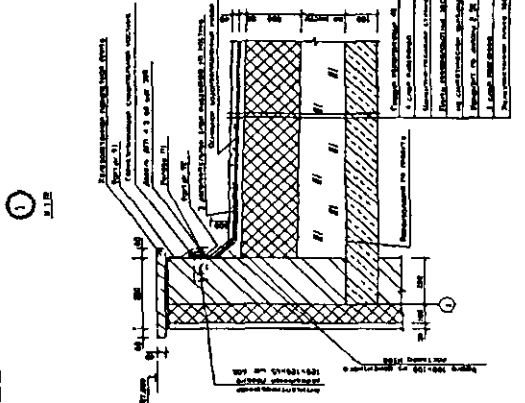
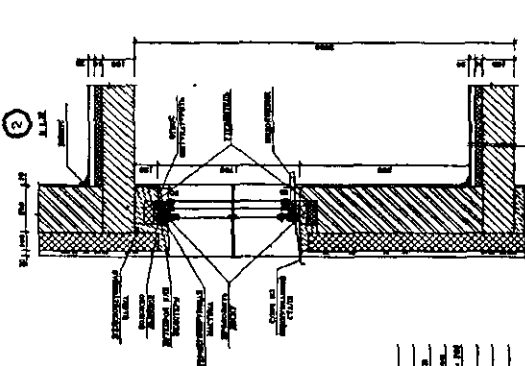
1	ОБЩАЯ КОМНАТА
2	ГОСТИНАЯ
3	СПАЛЬНЯ
4	КУХНЯ
5	ПРИХОЖАЯ
6	ТЕПЛАЯ КОМНАТА
7	ВСТРОЕННЫЙ ШКАФ
8	САН УЗЕЛ

Наименование: Государственный Университет
 Институт Проектирования
 Проект: ...
 Автор: ...
 Дата: ...

Архитектурный институт
 Ленинград
 Лист 1



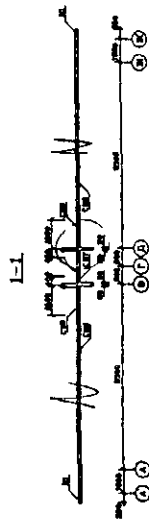
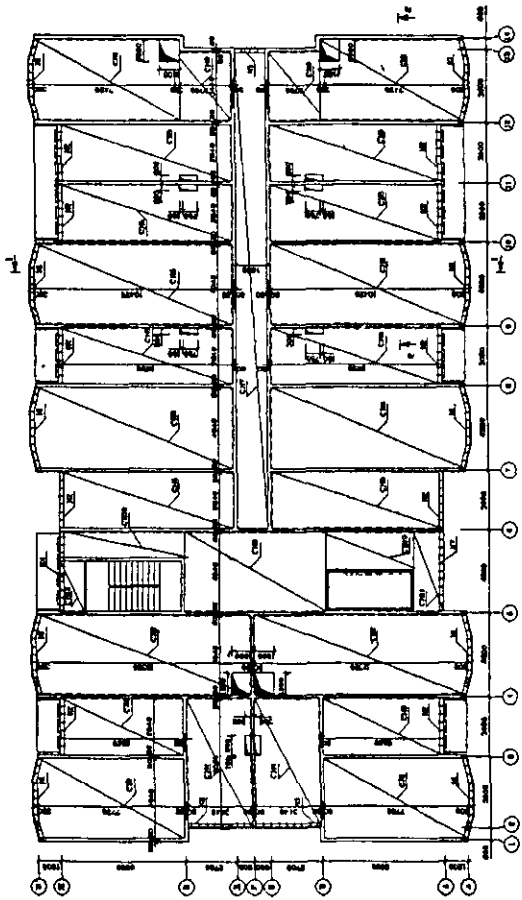
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10



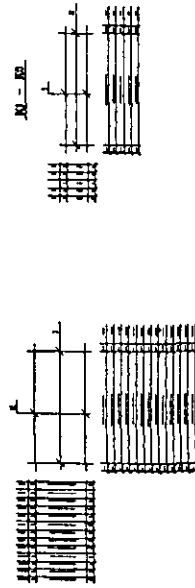
Проект № 1
 Институт Проектирования
 Москва, ул. ...
 1955 г.

СХЕМА АРМИРОВАНИЯ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

СХЕМА ЗАСЛОИДЫ ЛИНЕЙНОЙ СЕТКИ



СН - СН.02



ПРИМЕРЫ

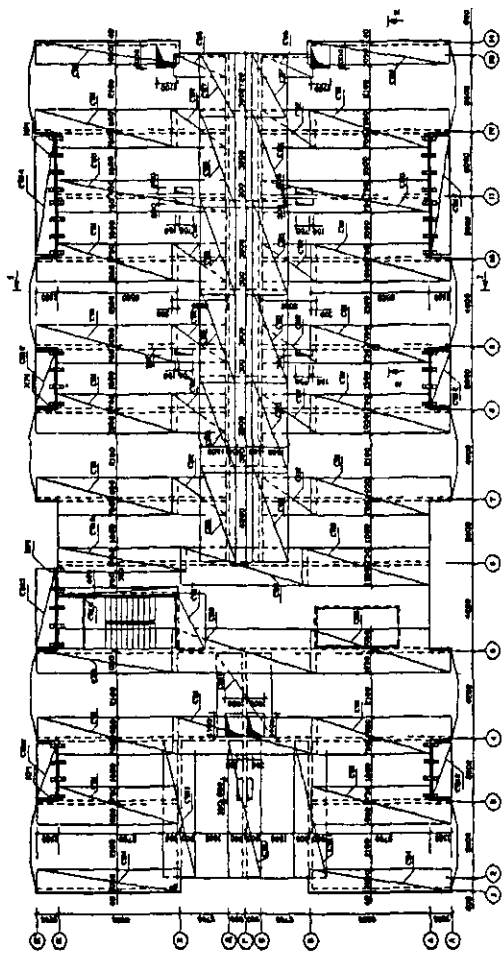
- 1 Бетон монолитного перекрытия - тяжелый класса В25
- 2 Рабочая арматура класса А-III. $R_n = 500 \text{ МПа}$, $R_p = 360 \text{ МПа}$.
- 3 В местах прохода коммуникаций и в углах края сетки обрывать по месту
- 4 Лист сетки совместно с л.б п.8

МАТЕРИАЛ	КОЛИЧЕСТВО	МАТЕРИАЛЬНЫЕ	МАТЕРИАЛЬНЫЕ	МАТЕРИАЛЬНЫЕ	МАТЕРИАЛЬНЫЕ
СН.01	100	СН.01	СН.01	СН.01	СН.01
СН.02	100	СН.02	СН.02	СН.02	СН.02
СН.03	100	СН.03	СН.03	СН.03	СН.03
СН.04	100	СН.04	СН.04	СН.04	СН.04
СН.05	100	СН.05	СН.05	СН.05	СН.05
СН.06	100	СН.06	СН.06	СН.06	СН.06
СН.07	100	СН.07	СН.07	СН.07	СН.07
СН.08	100	СН.08	СН.08	СН.08	СН.08
СН.09	100	СН.09	СН.09	СН.09	СН.09
СН.10	100	СН.10	СН.10	СН.10	СН.10
СН.11	100	СН.11	СН.11	СН.11	СН.11
СН.12	100	СН.12	СН.12	СН.12	СН.12
СН.13	100	СН.13	СН.13	СН.13	СН.13
СН.14	100	СН.14	СН.14	СН.14	СН.14
СН.15	100	СН.15	СН.15	СН.15	СН.15
СН.16	100	СН.16	СН.16	СН.16	СН.16
СН.17	100	СН.17	СН.17	СН.17	СН.17
СН.18	100	СН.18	СН.18	СН.18	СН.18
СН.19	100	СН.19	СН.19	СН.19	СН.19
СН.20	100	СН.20	СН.20	СН.20	СН.20
СН.21	100	СН.21	СН.21	СН.21	СН.21
СН.22	100	СН.22	СН.22	СН.22	СН.22
СН.23	100	СН.23	СН.23	СН.23	СН.23
СН.24	100	СН.24	СН.24	СН.24	СН.24
СН.25	100	СН.25	СН.25	СН.25	СН.25
СН.26	100	СН.26	СН.26	СН.26	СН.26
СН.27	100	СН.27	СН.27	СН.27	СН.27
СН.28	100	СН.28	СН.28	СН.28	СН.28
СН.29	100	СН.29	СН.29	СН.29	СН.29
СН.30	100	СН.30	СН.30	СН.30	СН.30
СН.31	100	СН.31	СН.31	СН.31	СН.31
СН.32	100	СН.32	СН.32	СН.32	СН.32
СН.33	100	СН.33	СН.33	СН.33	СН.33
СН.34	100	СН.34	СН.34	СН.34	СН.34
СН.35	100	СН.35	СН.35	СН.35	СН.35
СН.36	100	СН.36	СН.36	СН.36	СН.36
СН.37	100	СН.37	СН.37	СН.37	СН.37
СН.38	100	СН.38	СН.38	СН.38	СН.38
СН.39	100	СН.39	СН.39	СН.39	СН.39
СН.40	100	СН.40	СН.40	СН.40	СН.40
СН.41	100	СН.41	СН.41	СН.41	СН.41
СН.42	100	СН.42	СН.42	СН.42	СН.42
СН.43	100	СН.43	СН.43	СН.43	СН.43
СН.44	100	СН.44	СН.44	СН.44	СН.44
СН.45	100	СН.45	СН.45	СН.45	СН.45
СН.46	100	СН.46	СН.46	СН.46	СН.46
СН.47	100	СН.47	СН.47	СН.47	СН.47
СН.48	100	СН.48	СН.48	СН.48	СН.48
СН.49	100	СН.49	СН.49	СН.49	СН.49
СН.50	100	СН.50	СН.50	СН.50	СН.50

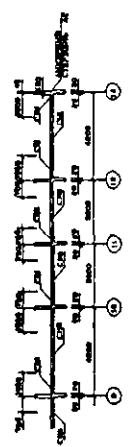
Исполнитель: _____	
Проверил: _____	
Утвердил: _____	
Дата: _____	
Масштаб: _____	
Лист: _____	

СХЕМА АРМИРОВАНИЯ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

СХЕМА РАСКЛАДА И ПЕРЕКРЫТИЯ



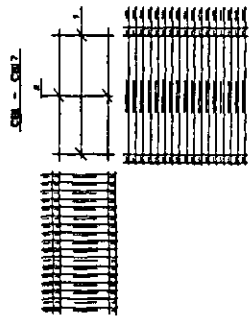
2-2



ПРИМЕРЫ

- 1 Бетон монолитного перекрытия - тяжелый класса В15
- 2 Рабочая арматура класса А-III В_к = 385 МПа, Вр-I В_к = 360 МПа
- 3 В местах прохода колонны и в углах комнаты сетку обрезать по месту
- 4 В местах армостолбов соединения перекрытия с несущей стеной арматура сетки анкеровка вогнутыми стержнями (условно не показаны)
- 5 Лист смотреть совместно с л.8 и 9

Л.10



№ п/п	наименование	количество	класс	длина, м	масса, кг
1	руст Вр-I	2 8 А III (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
2	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
3	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
4	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
5	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
6	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
7	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
8	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
9	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
10	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
11	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
12	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
13	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
14	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
15	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
16	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
17	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
18	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
19	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
20	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
21	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
22	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
23	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
24	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
25	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
26	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
27	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
28	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
29	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9
30	руст Вр-I	2 8 Вр-I (с 1000)	Вр-I	11,14	400,9

Институт Проектирования Строительных Унитарных Предприятий
 Проект № 10/100
 Архитектор: [Имя]
 Инженер: [Имя]
 Проверен: [Имя]
 Дата: [Дата]

СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНТЕРЬЕР ДУКА

В целях экономии средств следует использовать деревянные бруски

Исполнитель: Инженер	№ 1188
Проверитель: Инженер	№ 1189
Дата: 1988 г.	

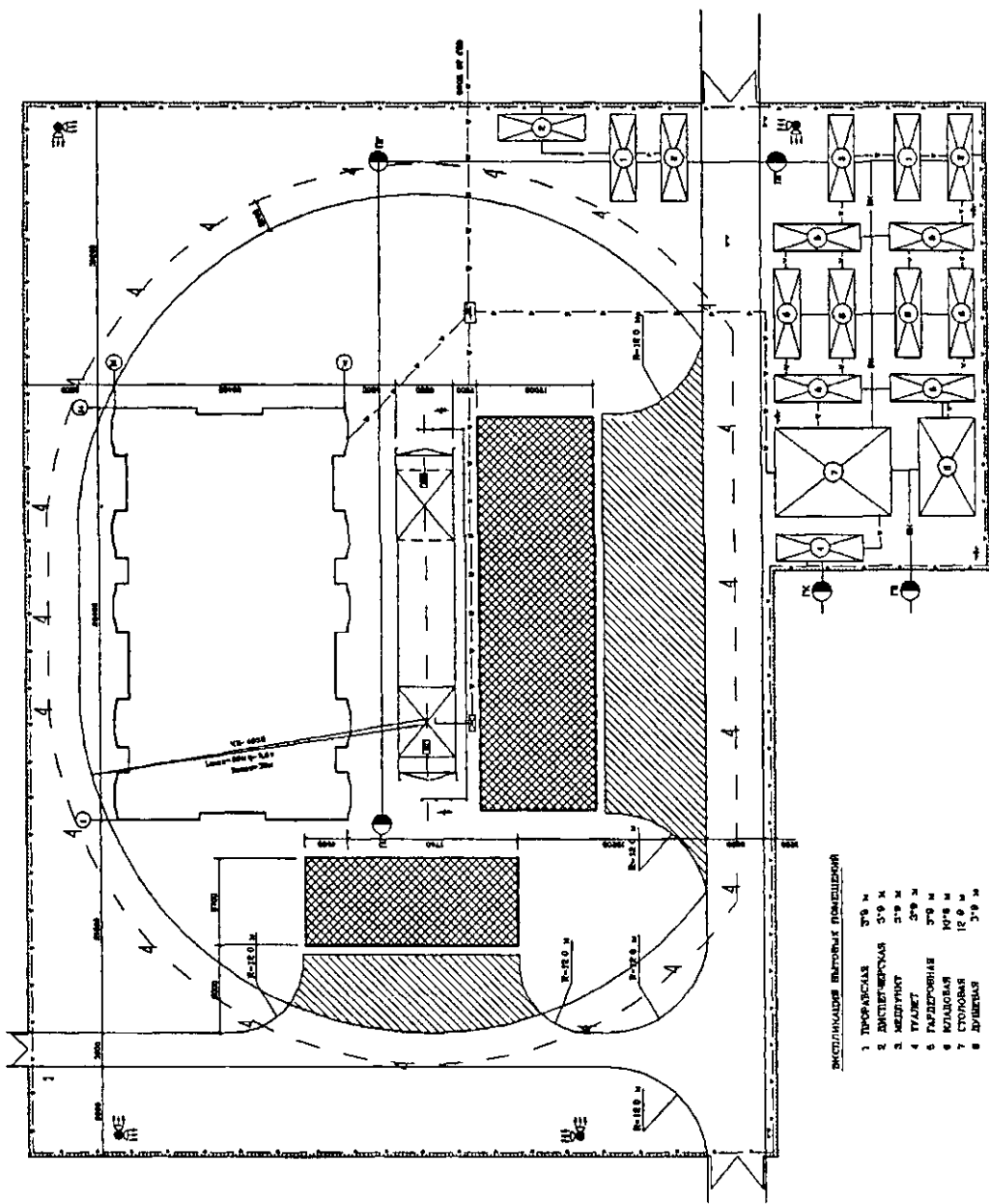
ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ

Площадь здания	6064 м ²
Среднее значение СДР	1001/604 р/л
Средний СДР по стоимости	6620 руб./м ²
Средний СДР по количеству	4240 куб. м/м ²
Трудоемкость СДР	0,75 чел. - м/м ²
Трудоемкость СДР по стоимости	5874 руб./чел.-м
Среднее значение МД	6 м/м ²
Среднее значение МД по количеству	4,4 м/м ²
Максимальная трудоемкость строительства	4,4 м/м ²
Максимальная трудоемкость строительства	4,4 м/м ²

УДОБНЫЕ ОСОБЕННОСТИ

- V СЕТЬ С НАПРЯЖЕНИЕМ 380 В
- VI СЕТЬ С НАПРЯЖЕНИЕМ 220 В
- VII ВНЕШНИЙ ВОДОПРОВОД
- VIII ВНЕШНИЕ КОММУНАЛЬНЫЕ ПОДВОДЫ СТОКОВ
- IX ВОДА ВЕЩНОГО ИЛИ РАСТВОРНОГО СОСТОЯНИЯ
- X ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XI ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XII ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XIII ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XIV ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XV ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XVI ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XVII ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XVIII ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XIX ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XX ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXI ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXII ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXIII ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXIV ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXV ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXVI ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXVII ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXVIII ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXIX ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА
- XXX ВОЗДУШНО-ТЕПЛОТОВАЯ ЗАЩИТА

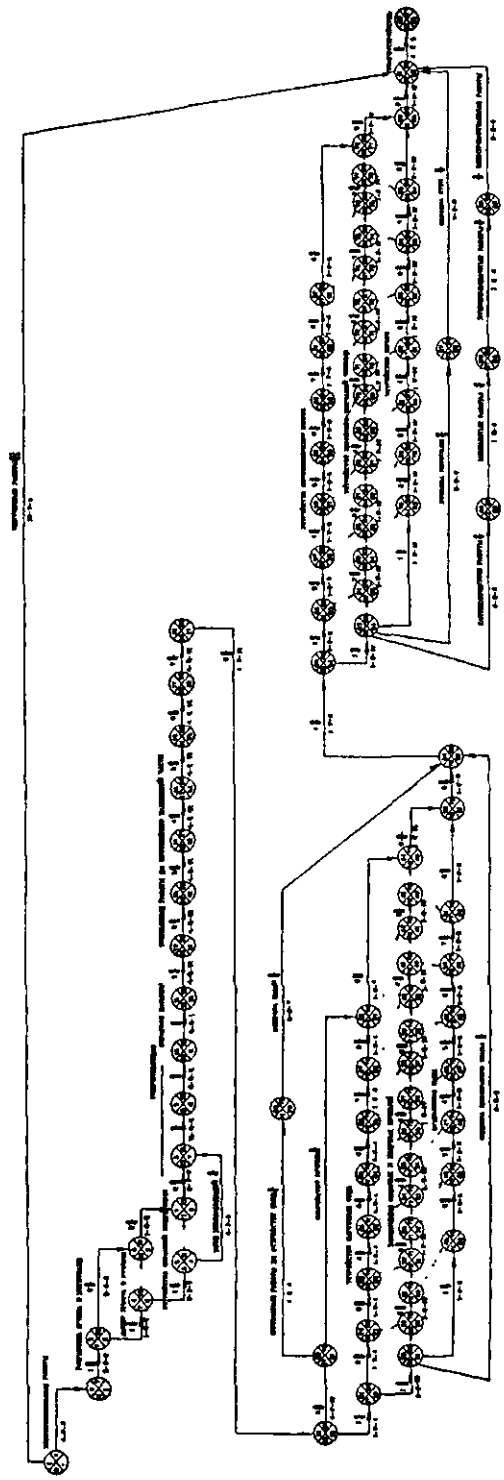
Исполнитель: Инженер	№ 1188
Проверитель: Инженер	№ 1189
Дата: 1988 г.	
Исполнитель: Инженер	№ 1188
Проверитель: Инженер	№ 1189
Дата: 1988 г.	



ИНТЕРЬЕРНЫЕ ВНЕШНИЕ ПОМЕЩЕНИЯ

№	Помещение	Площадь, м ²
1	ТРОФАРКА	37,0 м ²
2	ДИСПЕТЧЕРСКАЯ	37,0 м ²
3	МЕДИУМ	37,0 м ²
4	ТРАКЕТ	37,0 м ²
5	ГАРДЕРОБНАЯ	37,0 м ²
6	ИТАЛОВАЯ	107,8 м ²
7	СТОЛОВАЯ	12,0 м ²
8	ДУШОВАЯ	37,0 м ²

СЕТЕВОЙ ГРАФИК



КАЛЕНДАРНЫЙ ПЛАН ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

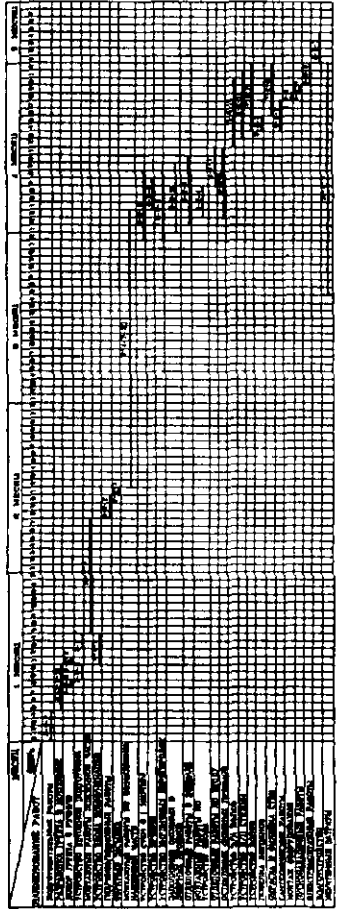


ГРАФИК ДВИЖЕНИЯ РАБОЧЕЙ СЛУЖБЫ



1. ВВЕДЕНИЕ
 2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ
 3. ПОЯСНЕНИЯ
 4. ПРИЛОЖЕНИЯ
 5. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СВЕДЕНИЯ
 6. ЗАКЛЮЧЕНИЕ
 7. ПОДПИСИ
 8. ДАТЫ
 9. ПОДПИСИ
 10. ДАТЫ

Институт (Проектировщик) Строительная Академия
 Проект: (Проект) № 100/100/100
 Тип: (Тип) Проект
 Инженер: (Инженер) Иванов
 Проверен: (Проверен) Петров
 Дата: (Дата) 10.10.10

ВВЕДЕНИЕ
 1. Назначение и область применения
 2. Состав проекта
 3. Ссылки на нормативные документы
 4. Технические требования к исполнению работ
 5. Примечания

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА НА ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

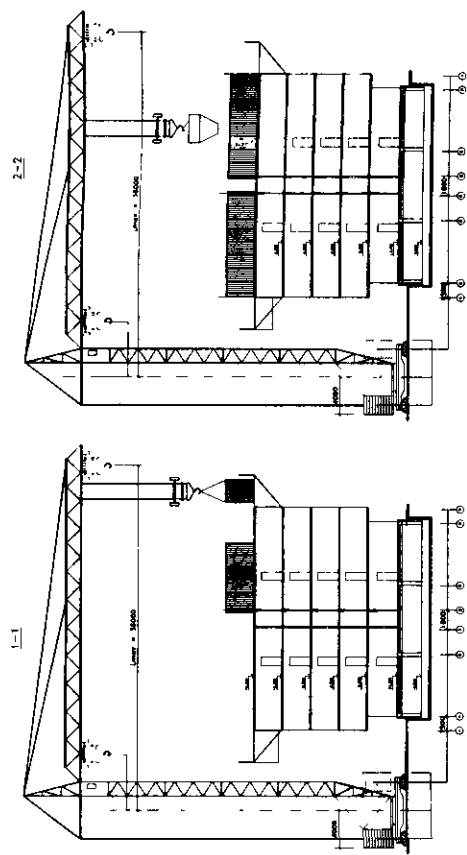


СХЕМА УСТАНОВКИ ОПАЛКИ И АРМАТУРЫ

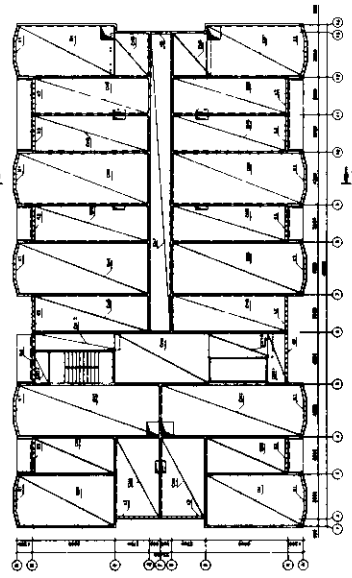
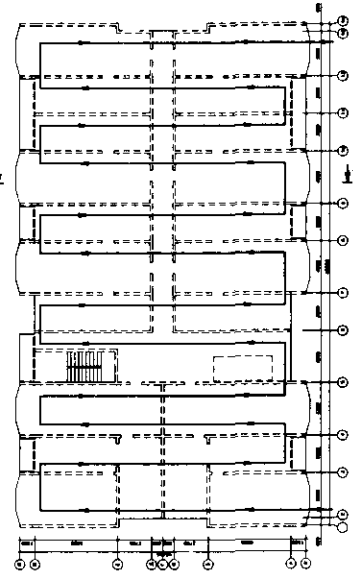


СХЕМА НАТРАВЛЕНИЯ БЕТОНИРОВАНИЯ



ПОЧАСОВОЙ ГРАФИК ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

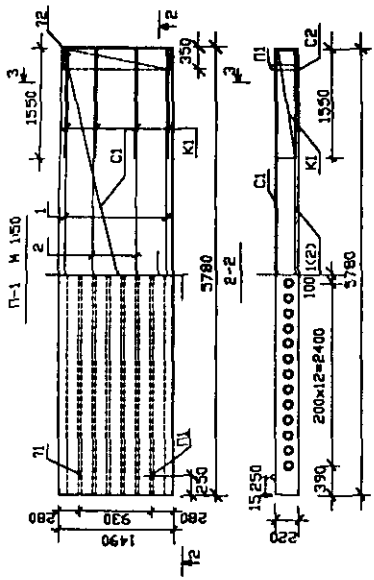
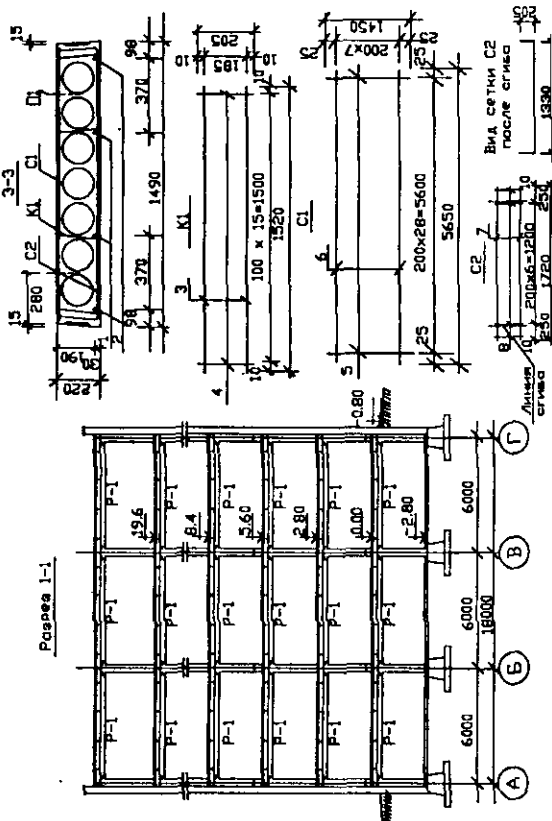
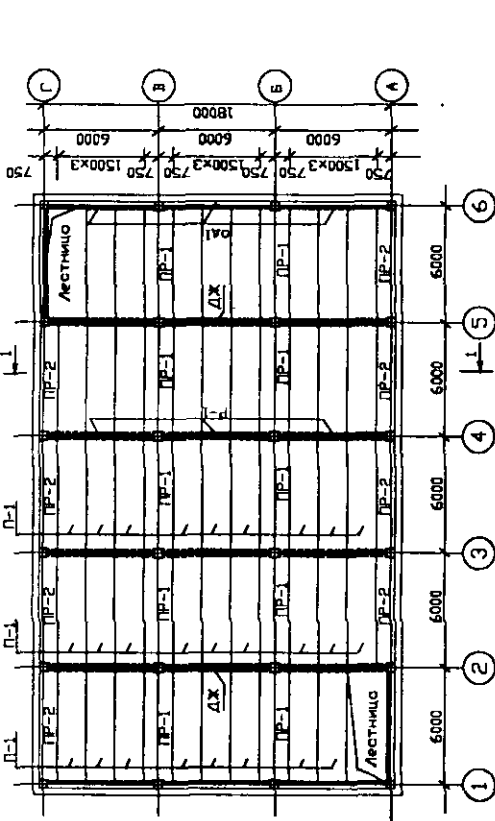
ПРОЦЕССЫ	Единица измерения	Объем работ	Норма времени (час/м³)	Затрата (час/м³)	Прогноз. (гуд)	ГРАФИК РАБОТ									
						1 день	2 день	3 день	4 день	5 день	6 день	7 день			
1 Установка опалубки	м²	1216	0,32	486	4										
2 Укладка арматуры	м³	7,5	90	8,4	2										
3 Бетонирование	м³	278	0,79	275	3										
4 Прозрев бетона	м³	1216	0,42	63,6	3										
5 Снятие опалубки	м²	1216	0,26	42,6	3										

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ

1. ОБЪЕМ МОНОЛИТНЫХ РАБОТ м³ 278
 2. ТРУДОЕМКОСТЬ час.-гр. 130,9
 3. ВЫРАБОТКА м³/час.-гр. 1,5

Мособлкомпроектинвест
 Проектирование
 Объект: И.О. Строительный
 Мособлкомпроектинвест
 Инженер: С.С.

Конструктивная схема переконкретия



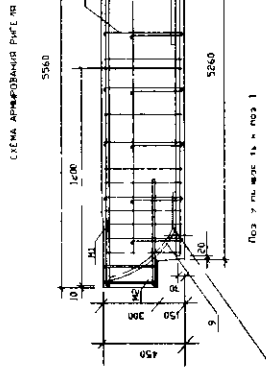
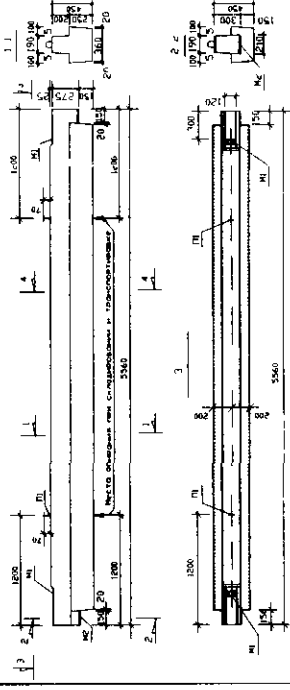
Спецификация арматуры

Марка, пов.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг.	Прим.
1	ГОСТ 5781-82	Наружные стержни	2	3.13	10.26
2	ГОСТ 5781-82	Ø12 А-IV L=5780	2	3.57	7.13
3	ГОСТ 6727-80	Ø4 Вр-1 L=280	2	0.14	2.24
4	ГОСТ 6727-80	Ø4 Вр-1 L=205	16	0.019	2.41
5	ГОСТ 6727-80	Ø3 Вр-1 L=1430	30	0.077	2.31
6	ГОСТ 6727-80	Ø3 Вр-1 L=5650	7	0.294	2.06
7	ГОСТ 6727-80	Ø4 Вр-1 L=1720	7	0.16	2.22
8	ГОСТ 6727-80	Ø4 Вр-1 L=320	9	0.03	0.53
9	ГОСТ 5781-82	Ø12 А-1 L=1000	4	0.09	3.33

ПРИМЕЧАНИЯ 1.Бетон тяжелый класса В20. 2. Слой бетона влестратеренческой на уклад. 3. Место отбраковки плиты при складировании и транспортировке принимается на расстоянии 350 мм от торца

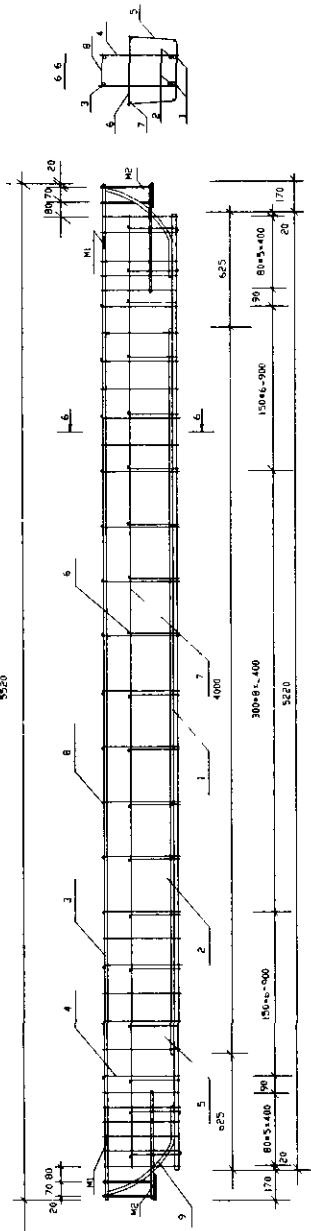
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ	
Курсовой проект 1	Стоимость Масса
Проектирование несущих конструкций многоэтажного здания	КП
Р.И.К.	Лист 1
Ст.А.	Листов
ИНГОПРОСТАНА	
П.И.В. А.И.	
Ковалев	

ОПРАВЛЕНИЕ ЧЕРТЕЖА РИГ/МР



Поз. 1 показаны в виде примера в шпир

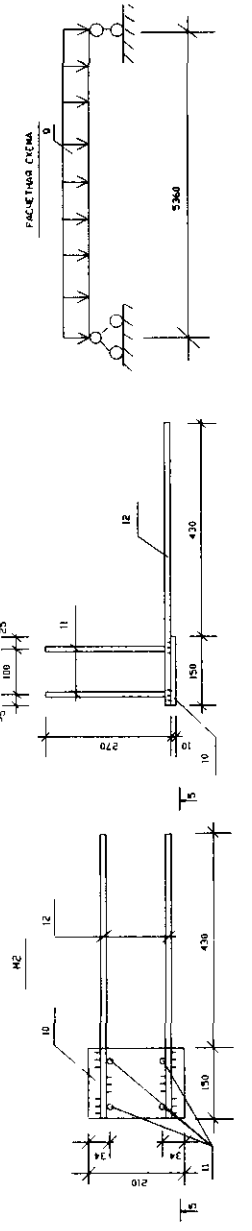
к.П.
55520



СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТ. РИГ

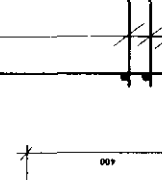
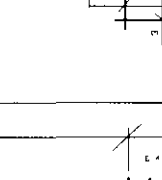
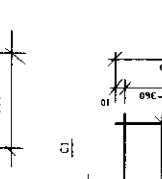
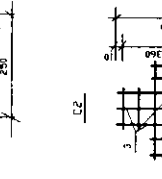
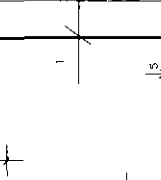
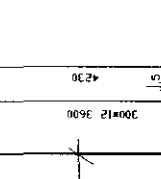
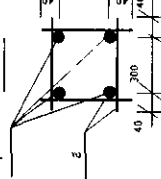
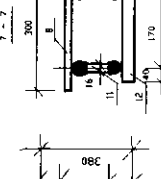
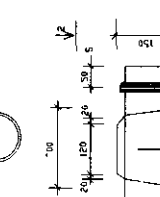
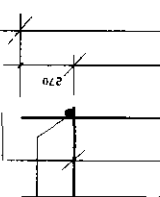
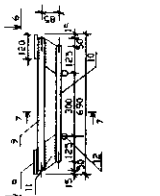
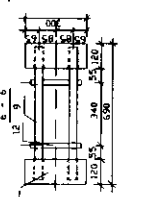
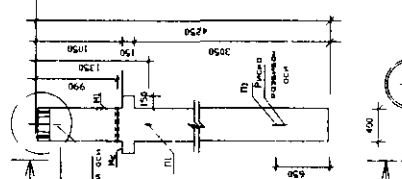
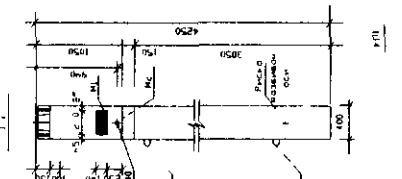
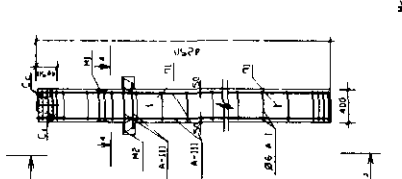
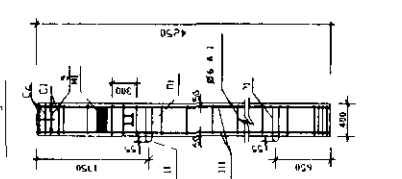
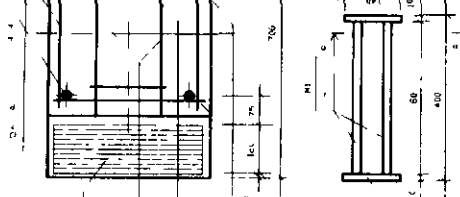
№ п/п	Обозначение	Количество	Размер
1	ГОСТ 5781-82	9	Ø12 А III L=4245
2	ГОСТ 5781-82	9	Ø8 А III L=4000
3	ГОСТ 5781-82	9	Ø14 А III L=5250
4	ГОСТ 5781-82	9	Ø8 А III L=3300
5	ГОСТ 5781-82	9	Ø8 А III L=3800
6	ГОСТ 5781-82	9	Ø8 А III L=3200
7	ГОСТ 5781-82	9	Ø8 А III L=4000
8	ГОСТ 5781-82	9	Ø8 А III L=3200
9	ГОСТ 5781-82	9	Ø8 А III L=4000
ИХ	ГОСТ 8801-89	-	ИХ №2 - 60 × 120 × 1
ИЛ	ГОСТ 3843-89	-	ИЛ №2 - 20 × 30 × 2
ИМ	ГОСТ 5781-82	9	Ø14 А III L=4270
ИН	ГОСТ 5781-82	9	Ø14 А III L=5510
ИО	ГОСТ 5781-82	9	Ø8 А III L=250

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Витые стержни класса В55
с периодичной обмоткой витков
А III периодический рисунок
3 Аст обработана в соли
натрия



ПРОЕКЦИЯ ГОСУДАРСТВЕННОГО С		
№ п/п	Исполнитель	Проверитель
1	И.П.	И.П.
2	И.П.	И.П.
3	И.П.	И.П.
4	И.П.	И.П.
5	И.П.	И.П.
6	И.П.	И.П.
7	И.П.	И.П.
8	И.П.	И.П.
9	И.П.	И.П.
ИХ	И.П.	И.П.
ИЛ	И.П.	И.П.
ИМ	И.П.	И.П.
ИН	И.П.	И.П.
ИО	И.П.	И.П.
ИП	И.П.	И.П.
ИР	И.П.	И.П.
ИС	И.П.	И.П.
ИТ	И.П.	И.П.
ИУ	И.П.	И.П.
ИФ	И.П.	И.П.
ИХ	И.П.	И.П.
ИЦ	И.П.	И.П.
ИЧ	И.П.	И.П.
ИШ	И.П.	И.П.
ИЩ	И.П.	И.П.
ИЭ	И.П.	И.П.
ИЮ	И.П.	И.П.
ИЯ	И.П.	И.П.
КА	И.П.	И.П.
КБ	И.П.	И.П.
КВ	И.П.	И.П.
КС	И.П.	И.П.
КТ	И.П.	И.П.
КУ	И.П.	И.П.
КФ	И.П.	И.П.
КХ	И.П.	И.П.
КЦ	И.П.	И.П.
КЧ	И.П.	И.П.
КШ	И.П.	И.П.
КЩ	И.П.	И.П.
КЭ	И.П.	И.П.
КЮ	И.П.	И.П.
КЯ	И.П.	И.П.
ЛА	И.П.	И.П.
ЛБ	И.П.	И.П.
ЛВ	И.П.	И.П.
ЛС	И.П.	И.П.
ЛТ	И.П.	И.П.
ЛУ	И.П.	И.П.
ЛФ	И.П.	И.П.
ЛХ	И.П.	И.П.
ЛЦ	И.П.	И.П.
ЛЧ	И.П.	И.П.
ЛШ	И.П.	И.П.
ЛЩ	И.П.	И.П.
ЛЭ	И.П.	И.П.
ЛЮ	И.П.	И.П.
ЛЯ	И.П.	И.П.
МА	И.П.	И.П.
МБ	И.П.	И.П.
МВ	И.П.	И.П.
МС	И.П.	И.П.
МТ	И.П.	И.П.
МУ	И.П.	И.П.
МФ	И.П.	И.П.
МХ	И.П.	И.П.
МЦ	И.П.	И.П.
МЧ	И.П.	И.П.
МШ	И.П.	И.П.
МЩ	И.П.	И.П.
МЭ	И.П.	И.П.
МЮ	И.П.	И.П.
МЯ	И.П.	И.П.
НА	И.П.	И.П.
НБ	И.П.	И.П.
НВ	И.П.	И.П.
НС	И.П.	И.П.
НТ	И.П.	И.П.
НУ	И.П.	И.П.
НФ	И.П.	И.П.
НХ	И.П.	И.П.
НЦ	И.П.	И.П.
НЧ	И.П.	И.П.
НШ	И.П.	И.П.
НЩ	И.П.	И.П.
НЭ	И.П.	И.П.
НЮ	И.П.	И.П.
НЯ	И.П.	И.П.
ОА	И.П.	И.П.
ОБ	И.П.	И.П.
ОВ	И.П.	И.П.
ОС	И.П.	И.П.
ОТ	И.П.	И.П.
ОУ	И.П.	И.П.
ОФ	И.П.	И.П.
ОХ	И.П.	И.П.
ОЦ	И.П.	И.П.
ОЧ	И.П.	И.П.
ОШ	И.П.	И.П.
ОЩ	И.П.	И.П.
ОЭ	И.П.	И.П.
ОЮ	И.П.	И.П.
ОЯ	И.П.	И.П.
ПА	И.П.	И.П.
ПБ	И.П.	И.П.
ПВ	И.П.	И.П.
ПС	И.П.	И.П.
ПТ	И.П.	И.П.
ПУ	И.П.	И.П.
ПФ	И.П.	И.П.
ПХ	И.П.	И.П.
ПЦ	И.П.	И.П.
ПЧ	И.П.	И.П.
ПШ	И.П.	И.П.
ПЩ	И.П.	И.П.
ПЭ	И.П.	И.П.
ПЮ	И.П.	И.П.
ПЯ	И.П.	И.П.
РА	И.П.	И.П.
РБ	И.П.	И.П.
РВ	И.П.	И.П.
РС	И.П.	И.П.
РТ	И.П.	И.П.
РУ	И.П.	И.П.
РФ	И.П.	И.П.
РХ	И.П.	И.П.
РЦ	И.П.	И.П.
РЧ	И.П.	И.П.
РШ	И.П.	И.П.
РЩ	И.П.	И.П.
РЭ	И.П.	И.П.
РЮ	И.П.	И.П.
РЯ	И.П.	И.П.
СА	И.П.	И.П.
СБ	И.П.	И.П.
СВ	И.П.	И.П.
СГ	И.П.	И.П.
СД	И.П.	И.П.
СЕ	И.П.	И.П.
СЖ	И.П.	И.П.
СЗ	И.П.	И.П.
СИ	И.П.	И.П.
СЛ	И.П.	И.П.
СМ	И.П.	И.П.
СН	И.П.	И.П.
СО	И.П.	И.П.
СП	И.П.	И.П.
СР	И.П.	И.П.
СС	И.П.	И.П.
СТ	И.П.	И.П.
СУ	И.П.	И.П.
СФ	И.П.	И.П.
СХ	И.П.	И.П.
СЦ	И.П.	И.П.
СЧ	И.П.	И.П.
СШ	И.П.	И.П.
СЩ	И.П.	И.П.
СЭ	И.П.	И.П.
СЮ	И.П.	И.П.
СЯ	И.П.	И.П.
ТА	И.П.	И.П.
ТБ	И.П.	И.П.
ТВ	И.П.	И.П.
ТС	И.П.	И.П.
ТТ	И.П.	И.П.
ТУ	И.П.	И.П.
ТФ	И.П.	И.П.
ТХ	И.П.	И.П.
ТЦ	И.П.	И.П.
ТЧ	И.П.	И.П.
ТШ	И.П.	И.П.
ТЩ	И.П.	И.П.
ТЭ	И.П.	И.П.
ТЮ	И.П.	И.П.
ТЯ	И.П.	И.П.
УА	И.П.	И.П.
УБ	И.П.	И.П.
УВ	И.П.	И.П.
УГ	И.П.	И.П.
УД	И.П.	И.П.
УЕ	И.П.	И.П.
УЖ	И.П.	И.П.
УЗ	И.П.	И.П.
УИ	И.П.	И.П.
УЛ	И.П.	И.П.
УМ	И.П.	И.П.
УН	И.П.	И.П.
УО	И.П.	И.П.
УП	И.П.	И.П.
УР	И.П.	И.П.
УС	И.П.	И.П.
УТ	И.П.	И.П.
УУ	И.П.	И.П.
УФ	И.П.	И.П.
УХ	И.П.	И.П.
УЦ	И.П.	И.П.
УЧ	И.П.	И.П.
УШ	И.П.	И.П.
УЩ	И.П.	И.П.
УЭ	И.П.	И.П.
УЮ	И.П.	И.П.
УЯ	И.П.	И.П.
ФА	И.П.	И.П.
ФБ	И.П.	И.П.
ФВ	И.П.	И.П.
ФС	И.П.	И.П.
ФТ	И.П.	И.П.
ФУ	И.П.	И.П.
ФФ	И.П.	И.П.
ФХ	И.П.	И.П.
ФЦ	И.П.	И.П.
ФЧ	И.П.	И.П.
ФШ	И.П.	И.П.
ФЩ	И.П.	И.П.
ФЭ	И.П.	И.П.
ФЮ	И.П.	И.П.
ФЯ	И.П.	И.П.
ХА	И.П.	И.П.
ХБ	И.П.	И.П.
ХВ	И.П.	И.П.
ХГ	И.П.	И.П.
ХД	И.П.	И.П.
ХЕ	И.П.	И.П.
ХЖ	И.П.	И.П.
ХЗ	И.П.	И.П.
ХИ	И.П.	И.П.
ХЛ	И.П.	И.П.
ХМ	И.П.	И.П.
ХН	И.П.	И.П.
ХО	И.П.	И.П.
ХП	И.П.	И.П.
ХР	И.П.	И.П.
ХС	И.П.	И.П.
ХТ	И.П.	И.П.
ХУ	И.П.	И.П.
ХФ	И.П.	И.П.
ХХ	И.П.	И.П.
ХЦ	И.П.	И.П.
ХЧ	И.П.	И.П.
ХШ	И.П.	И.П.
ХЩ	И.П.	И.П.
ХЭ	И.П.	И.П.
ХЮ	И.П.	И.П.
ХЯ	И.П.	И.П.
ХА	И.П.	И.П.
ХБ	И.П.	И.П.
ХВ	И.П.	И.П.
ХГ	И.П.	И.П.
ХД	И.П.	И.П.
ХЕ	И.П.	И.П.
ХЖ	И.П.	И.П.
ХЗ	И.П.	И.П.
ХИ	И.П.	И.П.
ХЛ	И.П.	И.П.
ХМ	И.П.	И.П.
ХН	И.П.	И.П.
ХО	И.П.	И.П.
ХП	И.П.	И.П.
ХР	И.П.	И.П.
ХС	И.П.	И.П.
ХТ	И.П.	И.П.
ХУ	И.П.	И.П.
ХФ	И.П.	И.П.
ХХ	И.П.	И.П.
ХЦ	И.П.	И.П.
ХЧ	И.П.	И.П.
ХШ	И.П.	И.П.
ХЩ	И.П.	И.П.
ХЭ	И.П.	И.П.
ХЮ	И.П.	И.П.
ХЯ	И.П.	И.П.
ХА	И.П.	И.П.
ХБ	И.П.	И.П.
ХВ	И.П.	И.П.
ХГ	И.П.	И.П.
ХД	И.П.	И.П.
ХЕ	И.П.	И.П.
ХЖ	И.П.	И.П.
ХЗ	И.П.	И.П.
ХИ	И.П.	И.П.
ХЛ	И.П.	И.П.
ХМ	И.П.	И.П.
ХН	И.П.	И.П.
ХО	И.П.	И.П.
ХП	И.П.	И.П.
ХР	И.П.	И.П.
ХС	И.П.	И.П.
ХТ	И.П.	И.П.
ХУ	И.П.	И.П.
ХФ	И.П.	И.П.
ХХ	И.П.	И.П.
ХЦ	И.П.	И.П.
ХЧ	И.П.	И.П.
ХШ	И.П.	И.П.
ХЩ	И.П.	И.П.
ХЭ	И.П.	И.П.
ХЮ	И.П.	И.П.
ХЯ	И.П.	И.П.

О18 А-III



СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРЫ

№ по каталогу	Обозначение	Материал	Классификация	Кол-во/масса	Примеч.
1	ГОСТ 5781-82	А-III	L4250	1 шт. / 3.15 т	
1	ГОСТ 5781-82	А-III	L4250	4 шт. / 8.45 т	
2	ГОСТ 5781-82	А-III	L2380	всего 10 шт. / 2.25 т	
3	ГОСТ 5781-82	А-III	L2380	1 шт. / 0.23 т	
4	ГОСТ 5781-82	А-III	L380	9 шт. / 0.81 т	
5	ГОСТ 5781-82	А-III	L400	1 шт. / 0.26 т	
6	ГОСТ 5781-82	А-III	L400	1 шт. / 0.26 т	
7	ГОСТ 5781-82	А-III	L180	4 шт. / 0.36 т	
8	ГОСТ 380-85		350x180x10	1 шт. / 2.94 т	
9	ГОСТ 5781-82	А-III	L180	2 шт. / 0.27 т	
10	ГОСТ 5781-82	А-III	L180	2 шт. / 0.27 т	
11	ГОСТ 5781-82	А-III	L250	2 шт. / 0.25 т	
12	ГОСТ 5781-82	А-III	L250	2 шт. / 0.25 т	
13	ГОСТ 5781-82	А-III	L250	2 шт. / 0.25 т	

Примечания:
 1. Бетон тяжелый класса В30.
 2. Предельная рабочая арматура класса А-III.
 3. Сетки выполняются из reinforcement класса А-III.
 4. Классы В0-1 старыми 5 мм с шагом 50 x 50

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ			
УСЛОВНОЕ ОБОЗНАЧЕНИЕ			
ИЗДАНИЕ	Срок введения в действие	Срок введения в действие	
ИЗДАНИЕ	Срок введения в действие	Срок введения в действие	
ИЗДАНИЕ	Срок введения в действие	Срок введения в действие	
ИЗДАНИЕ	Срок введения в действие	Срок введения в действие	
ИЗДАНИЕ	Срок введения в действие	Срок введения в действие	
ИЗДАНИЕ	Срок введения в действие	Срок введения в действие	
ИЗДАНИЕ	Срок введения в действие	Срок введения в действие	

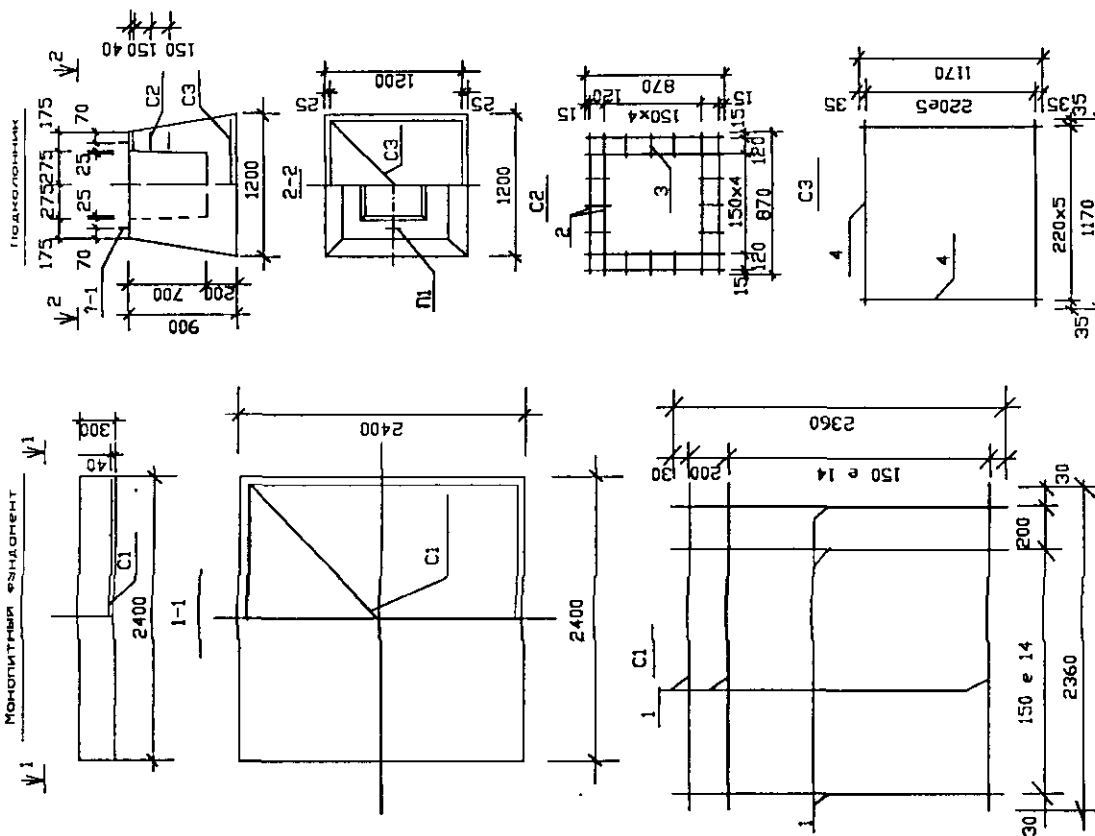
Итого листов

СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРЫ

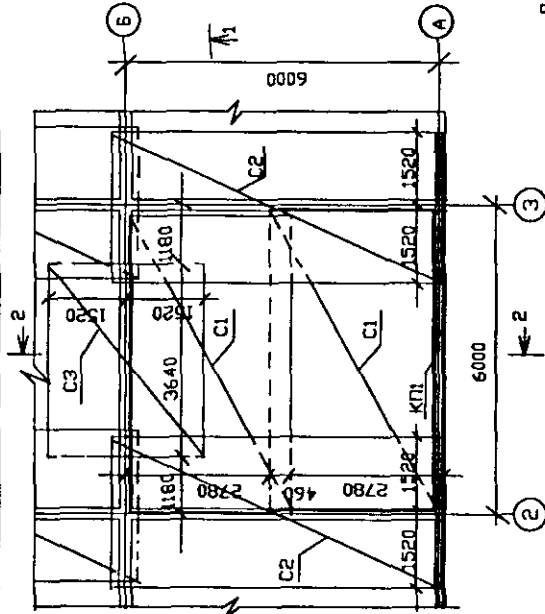
Марка, ПОЗ	ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	КОЛ-во ед. изм.	МАССА ВСЕГО, кг.
	МОНОЛИТНЫЙ ФУНДАМЕНТ			
		С1, шт. 1		
1	ГОСТ 5781-82	Ø 12 А-III, L=2360	32 2.1	67.2
		Всего	-	67.2
	ПОДКОЛОНИК			
		С2, шт. 3		
2	ГОСТ 5781-82	Ø 6 А-III, L=870	8 0.193	1.54
3	ГОСТ 5781-82	Ø 6 А-III, L=150	12 0.033	0.396
		Всего	-	1.936
		С3, шт. 1		
4	ГОСТ 5781-82	Ø 10 А-III, L=1170	12 0.722	8.66
		Всего	-	8.66
П1	ГОСТ 5781-82	Ø 12 А-II, L=960	2 0.85	1.7

- ПРИМЕЧАНИЯ: 1. Бетон тяжелый класса В12.5
 2. Рабочая арматура стержневая класса А-III.
 3. Под подошвой фундамента предусмотреть песчано-гравийную подготовку толщиной 100 мм

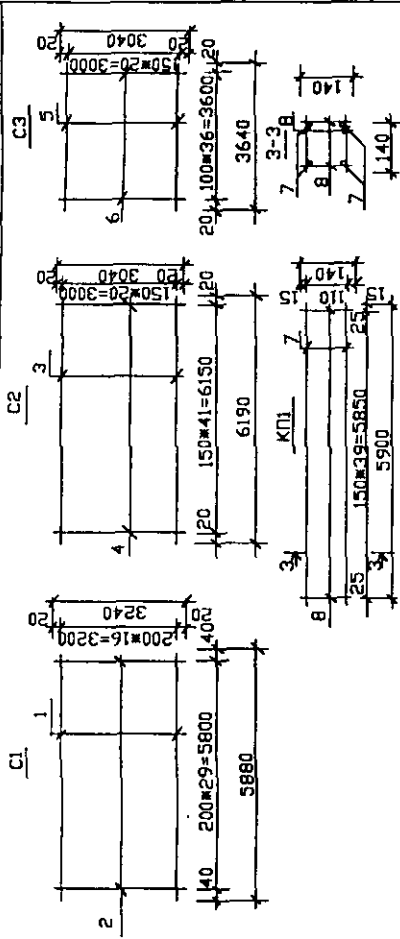
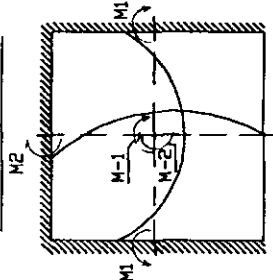
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ	
Курсовой проект 1	Студ. № 2000000000
Проектирование несущих конструкций	КП
Ред. Студ.	Многоэтажного здания*
	Лист 1 из 10 листов
ФУНДАМЕНТ	Кодыра
	ЖБК



План раскладки сеток в осях 2-3/ А-Б



Расчетная схема



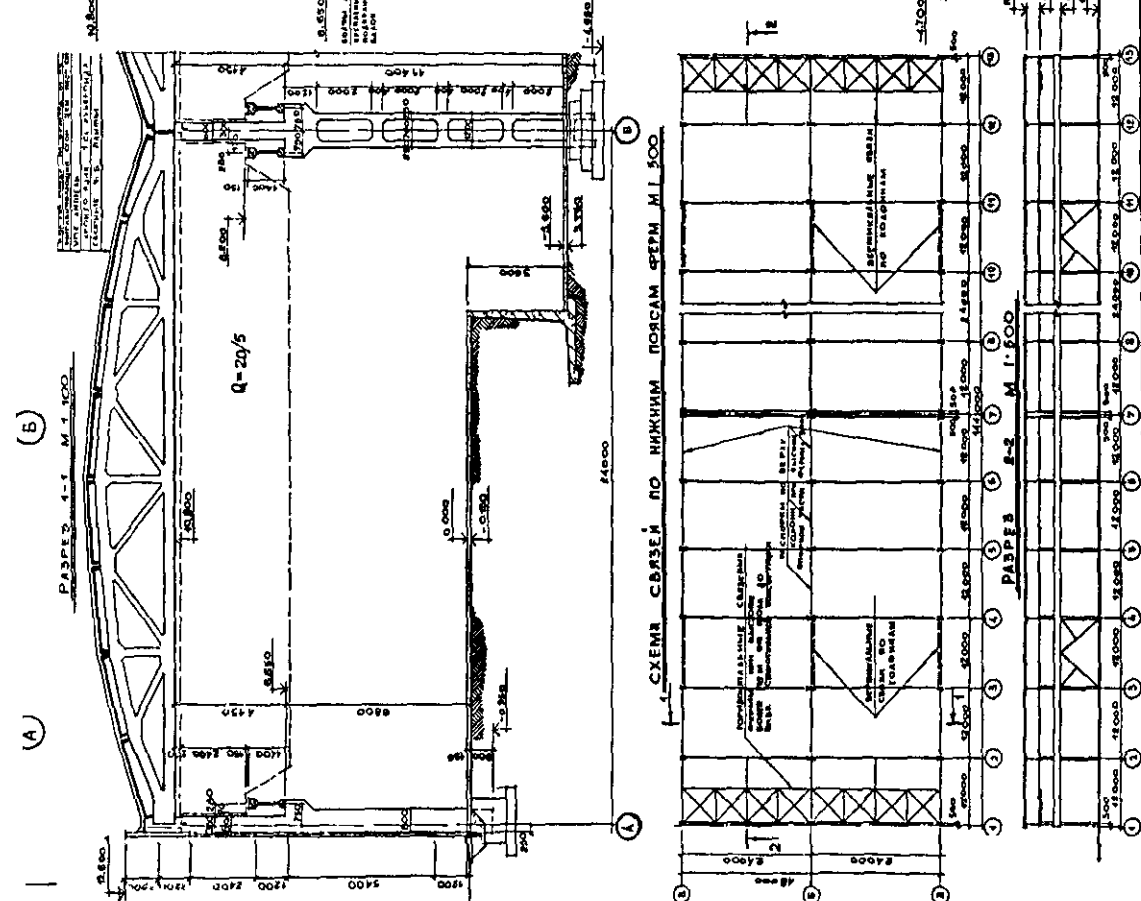
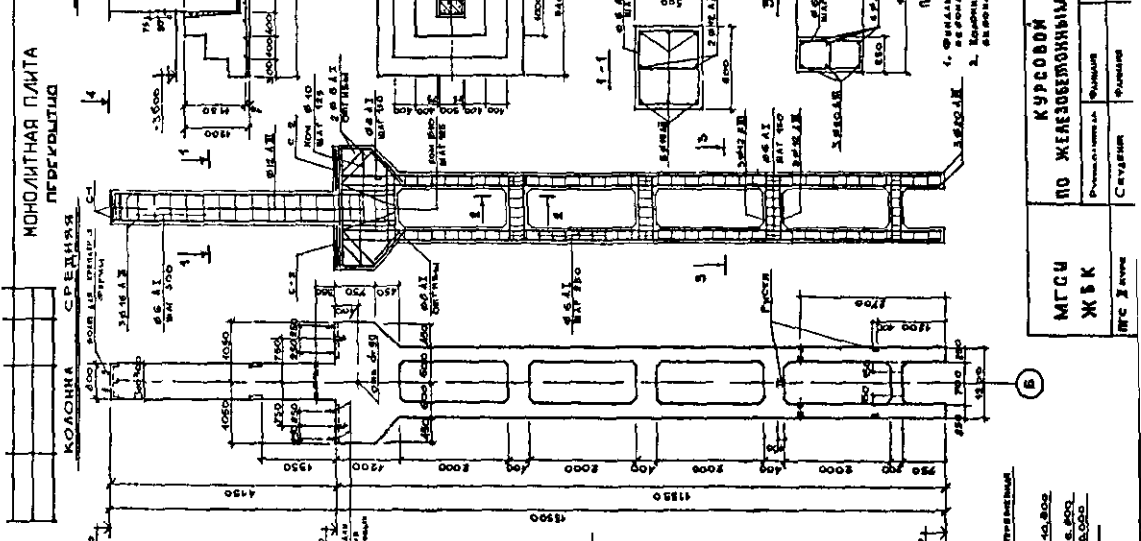
СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРЫ

Марка, поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг.	Прим. кг.
1	ГОСТ 5781-82	С1, шт.2	2	107,17	
2	ГОСТ 5781-82	Ф 5 А-III, L=5880	17	2,32	78,97
3	ГОСТ 5781-82	Ф 5 Вр-1, L=3240	30	0,47	26,2
4	ГОСТ 5781-82	С2, шт.2	2	0,89	138,18
5	ГОСТ 5781-82	Ф 5 Вр-1, L=6190	21	1,2	100,8
6	ГОСТ 5781-82	Ф 5 Вр-1, L=3040	42	1,2	29,34
7	ГОСТ 5781-82	Ф 4 Вр-1, L=3640	21	0,335	7,04
8	ГОСТ 5781-82	Ф 5 Вр-1, L=3040	37	0,44	16,3
		КП, шт.1	1	3,64	14,6
		Ф 10 А-III, L=5900	4	3,64	14,6
		Ф 5 Вр-1, L=140	160	0,02	3,2

ПРИМЕЧАНИЯ

1. Бетон тяжелый класса В15
2. Рабочая арматура класса А-III, Вр=1

МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ	
Курсовая проект 1	Студ. Масса/Масса Шт
Проектирование несущих конструкций многоэтажного здания	КП
РСК.	1/75
Студ.	



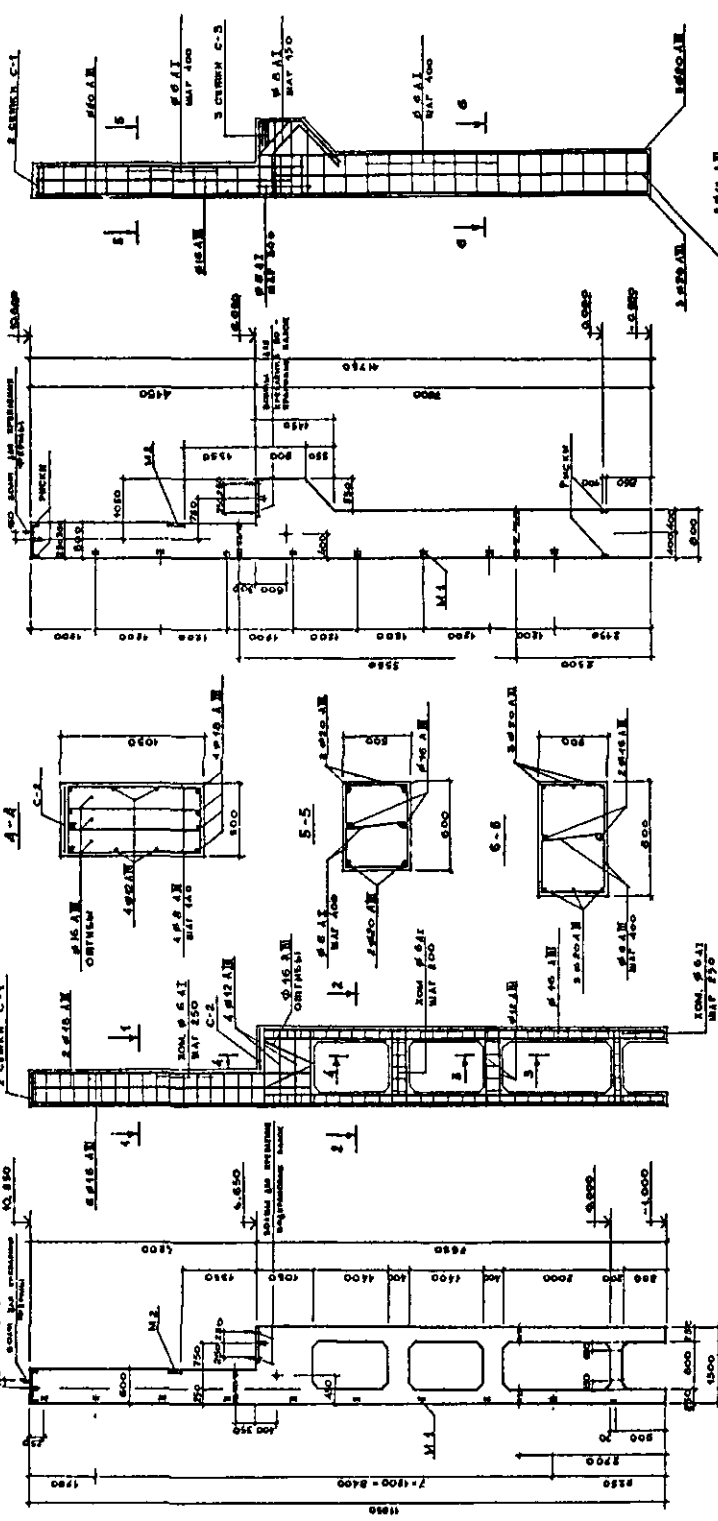
- Примечание
 1. Фундамент выложен из
 2. Материалы: бетон М 200, М 150
 3. Арматура: А-3, А-4, А-5, А-6, А-8, А-10, А-12, А-14, А-16, А-18, А-20, А-22, А-24, А-26, А-28, А-30, А-32, А-36, А-40, А-44, А-48, А-52, А-56, А-60, А-64, А-68, А-72, А-76, А-80, А-84, А-88, А-92, А-96, А-100, А-104, А-108, А-112, А-116, А-120, А-124, А-128, А-132, А-136, А-140, А-144, А-148, А-152, А-156, А-160, А-164, А-168, А-172, А-176, А-180, А-184, А-188, А-192, А-196, А-200, А-204, А-208, А-212, А-216, А-220, А-224, А-228, А-232, А-236, А-240, А-244, А-248, А-252, А-256, А-260, А-264, А-268, А-272, А-276, А-280, А-284, А-288, А-292, А-296, А-300, А-304, А-308, А-312, А-316, А-320, А-324, А-328, А-332, А-336, А-340, А-344, А-348, А-352, А-356, А-360, А-364, А-368, А-372, А-376, А-380, А-384, А-388, А-392, А-396, А-400, А-404, А-408, А-412, А-416, А-420, А-424, А-428, А-432, А-436, А-440, А-444, А-448, А-452, А-456, А-460, А-464, А-468, А-472, А-476, А-480, А-484, А-488, А-492, А-496, А-500, А-504, А-508, А-512, А-516, А-520, А-524, А-528, А-532, А-536, А-540, А-544, А-548, А-552, А-556, А-560, А-564, А-568, А-572, А-576, А-580, А-584, А-588, А-592, А-596, А-600, А-604, А-608, А-612, А-616, А-620, А-624, А-628, А-632, А-636, А-640, А-644, А-648, А-652, А-656, А-660, А-664, А-668, А-672, А-676, А-680, А-684, А-688, А-692, А-696, А-700, А-704, А-708, А-712, А-716, А-720, А-724, А-728, А-732, А-736, А-740, А-744, А-748, А-752, А-756, А-760, А-764, А-768, А-772, А-776, А-780, А-784, А-788, А-792, А-796, А-800, А-804, А-808, А-812, А-816, А-820, А-824, А-828, А-832, А-836, А-840, А-844, А-848, А-852, А-856, А-860, А-864, А-868, А-872, А-876, А-880, А-884, А-888, А-892, А-896, А-900, А-904, А-908, А-912, А-916, А-920, А-924, А-928, А-932, А-936, А-940, А-944, А-948, А-952, А-956, А-960, А-964, А-968, А-972, А-976, А-980, А-984, А-988, А-992, А-996, А-1000

Степень	Функция	Подпись	Листов
МГС	ЖБК	И. И. И.	1

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ №		Листов
ПО ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ		1
Исполнитель	Проверил	Листов
И. И. И.	И. И. И.	1

КД II - 57

КД V - 47



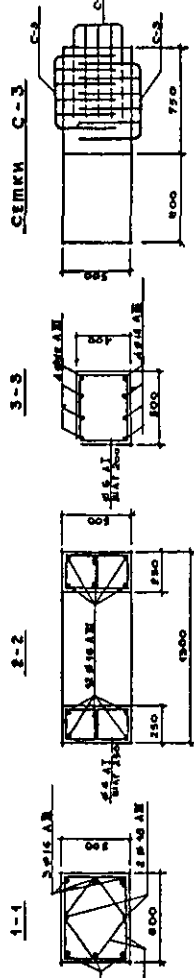
1-1

2-2

3-3

СЕКЦИЯ С-3

С-3



ПРИМЕЧАНИЯ

1. М.1 - ЗАКАЗАНА АСТАНА ДҰҒ ҚҰЛҚЫНЫ СҰБНОБЫТ БЕНДЕМ
2. М.1 - ЗАКАЗАНА АСТАНА ДҰҒ ҚҰЛҚЫНЫ ҚОҒАМДЫҚ БИРОҚ.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Узлы арматурных изделий и несущих конструктивных элементов здания, выполненного в монолитном железобетоне
(Рис.П.3.1...П.3.5)

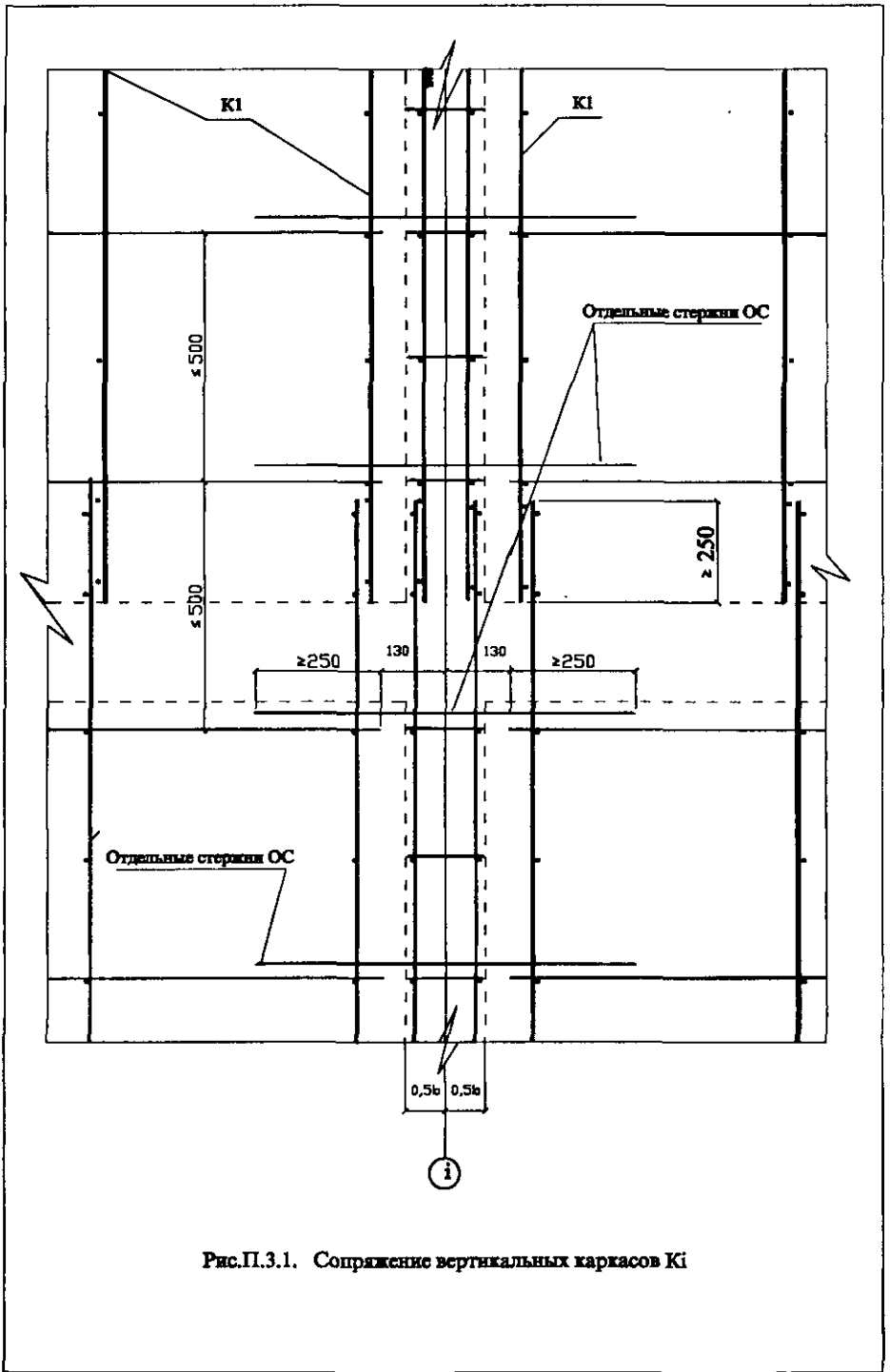


Рис.П.3.1. Сопряжение вертикальных каркасов К1

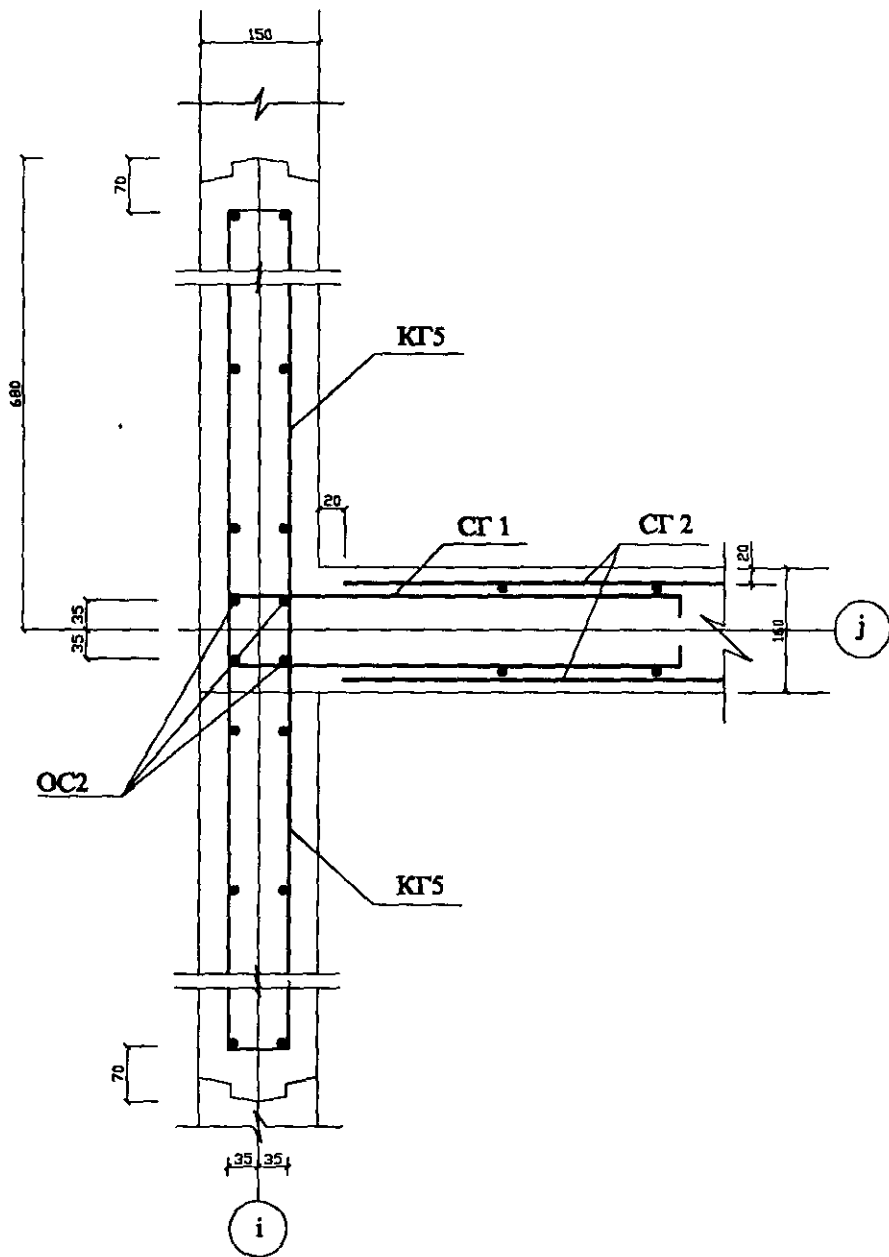


Рис. П.3.2. Сопряжение продольных и поперечных железобетонных монолитных стен

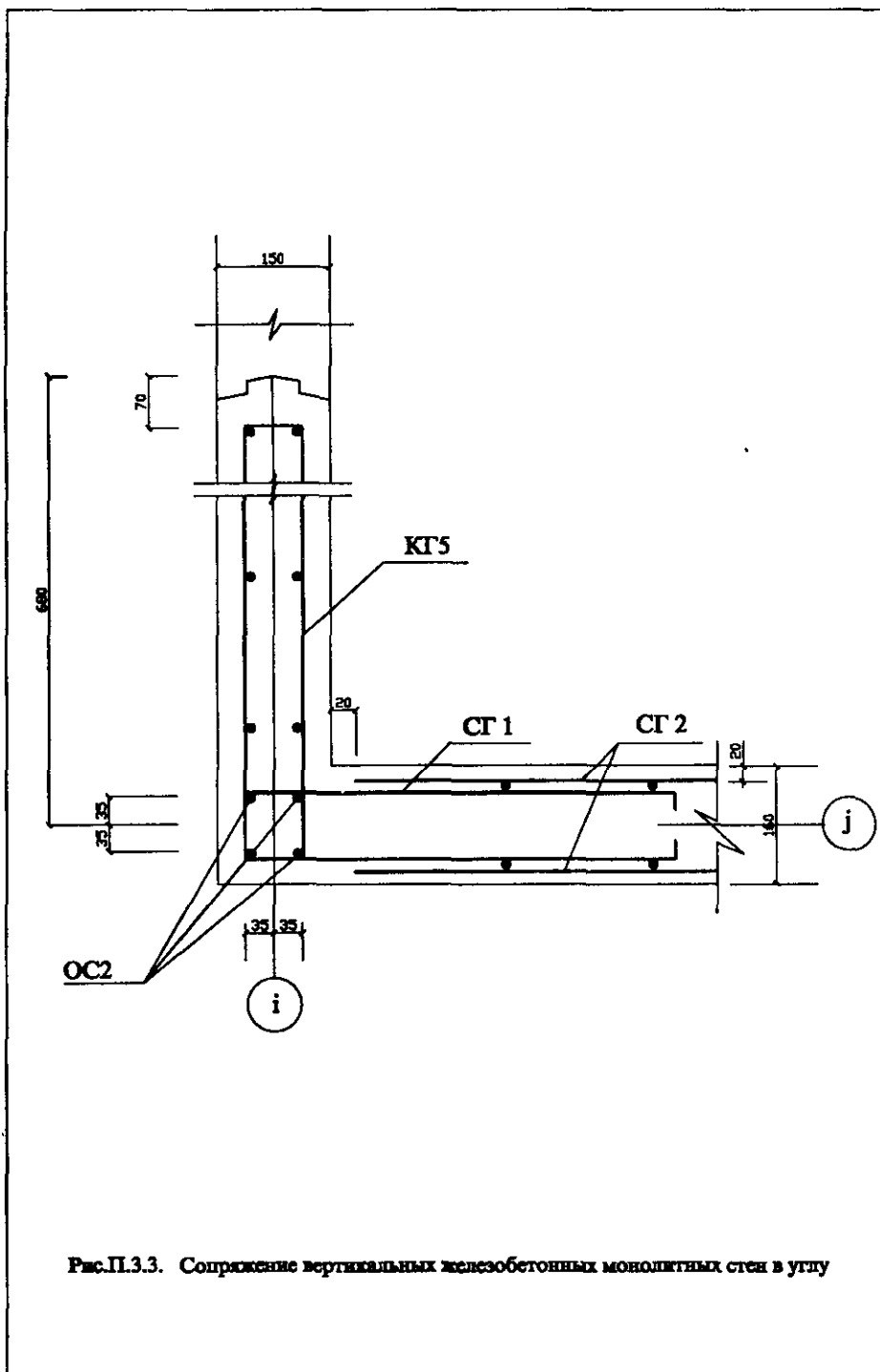
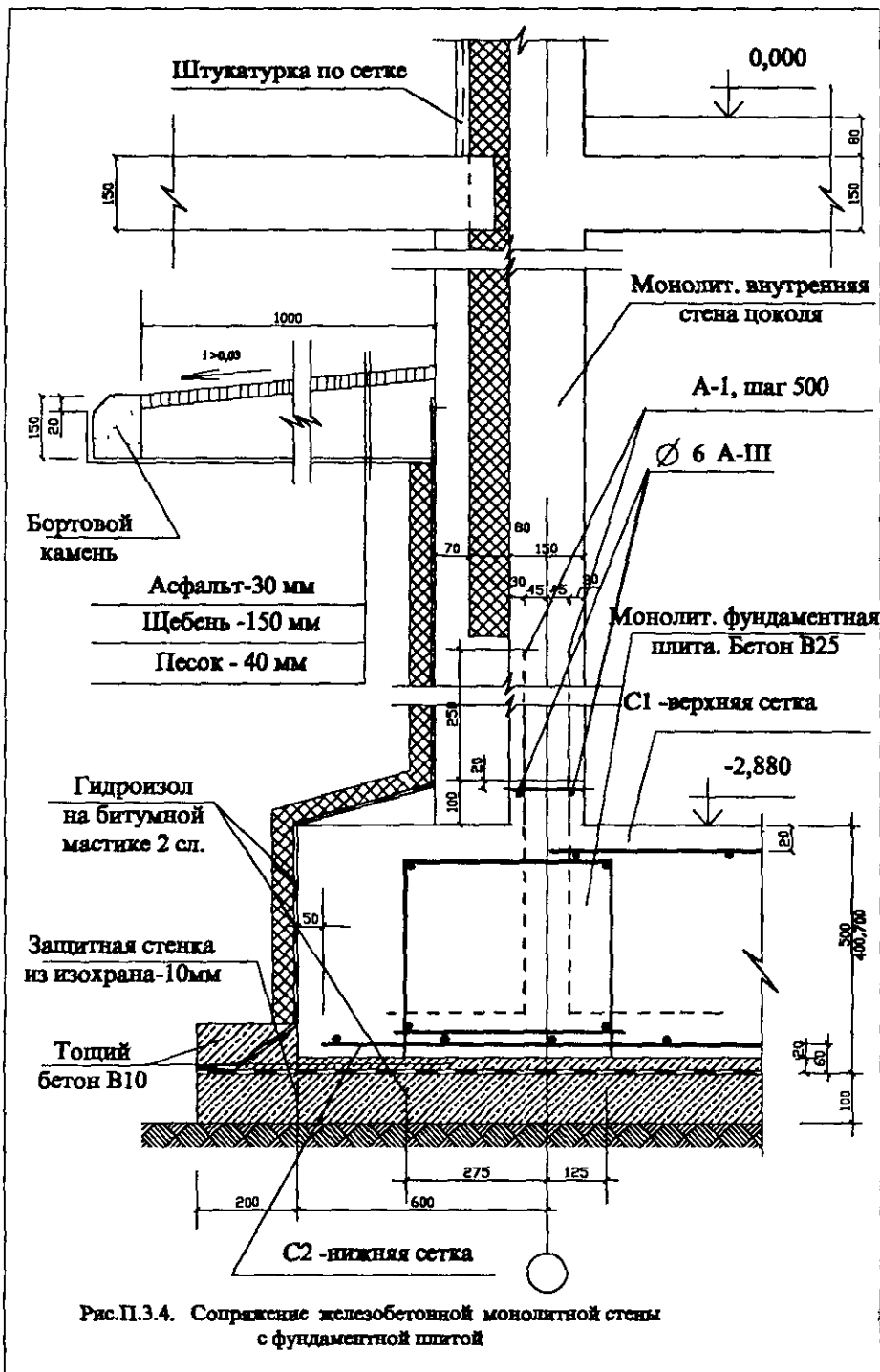


Рис. П.3.3. Соприжение вертикальных железобетонных монолитных стен в углу



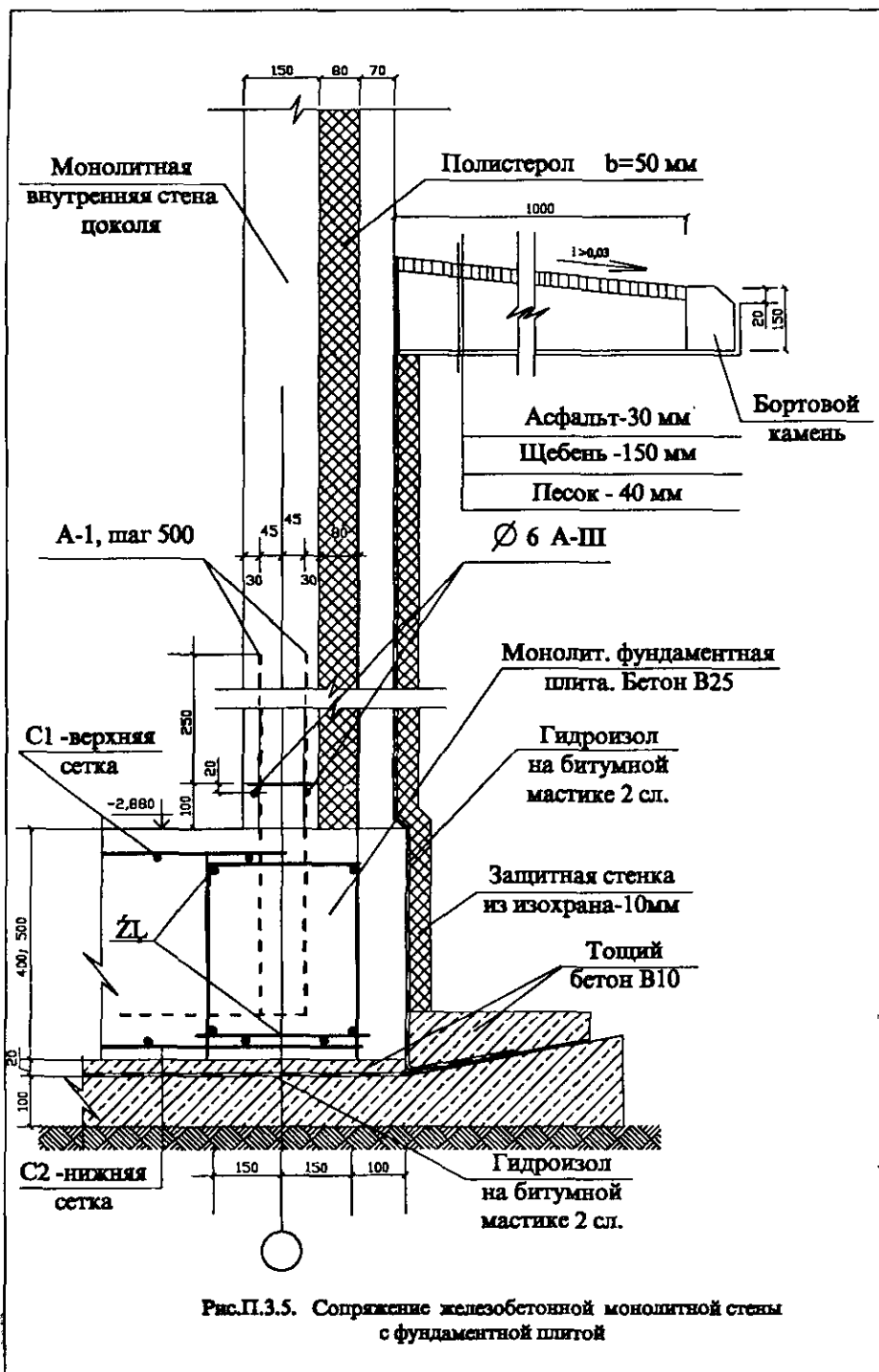
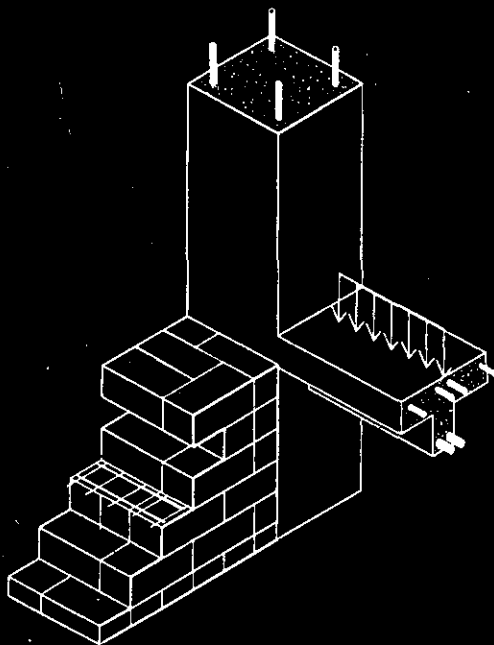


Рис.П.3.5. Сопряжение железобетонной монолитной стены с фундаментной плитой

А.К. Фролов
А.И. Бедов
А.Ю. Родина
В.Н. Шпанова
Т.В. Фролова

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ, КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ



АСВ-2001