

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО
СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ
УЗБЕКИСТАН.**

**ТАШКЕНТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ имени АБУ
РАЙХАНА БЕРУНИ**

Безопасность зданий и сооружений

Сборник задач и упражнений

Ташкент - 2015

Сборник задач и упражнений «Безопасность зданий и сооружений». Сост.: Хасанова О.Т. – Ташкент: ТашГТУ, 2015. 86 с.

Сборник задач и упражнений разработан на основании типовой программы, утверждённой Министерством высшего и среднего специального образования Республики Узбекистан за № БД-5640100 – 3.13 от 27 декабря 2012 года.

В нём приводятся расчёты каменных, металлических, железобетонных конструкций, знания по основным свойствам строительных материалов закрепляются новыми интерактивными методами обучения.

Сборник задач и упражнений рассчитан для студентов-бакалавров направления 5640100 - Безопасность жизнедеятельности

Печатается по решению научно - методического совета ТашГТУ

Рецензенты:

доц., преп. Хамрабаева Н.А. (ТАСИ;
ст. Преп. Азимов.А. (ТашГТУ)

© Ташкентский государственный технический университет,
2015

ВВЕДЕНИЕ

Курс «Безопасность зданий и сооружений» возник на стыке многих наук. Главными объектами её исследования являются правильные действия человека при эксплуатации конструкций зданий и сооружений: фундаментов, колонн, ригелей, плит покрытия и перекрытия, кровли; создание безопасных условий труда, а также организации правильного и своевременного их освидетельствования, реконструкции и обслуживания. При таком большом числе исследуемых объектов представляется необходимым использовать научные достижения многих отраслей знаний.

Курс «Безопасность зданий и сооружений» является технической наукой, которая выявляет и изучает безопасные и безвредные условия деятельности при эксплуатации конструкций зданий и сооружений.

Цель преподавания курса «Безопасность конструкций зданий и сооружений»: вооружить будущих специалистов «БЖД» теоретическими и практическими знаниями, необходимыми для создания безопасных и безвредных условий деятельности при эксплуатации конструкций зданий и сооружений, новой техники и технологических процессов, отвечающих современным требованиям безопасности, для прогнозирования и ликвидации последствий травм.

1. СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

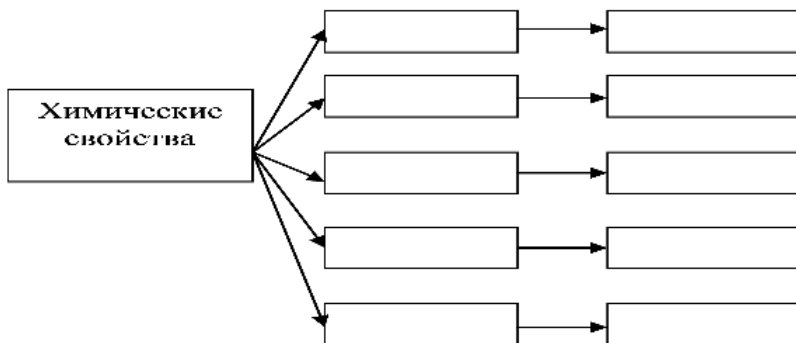
1.1. Основные свойства строительных материалов, используя (интерактивный метод обучения – «Каскад»)

Строительные материалы и изделия должны обладать хорошими свойствами и качествами.

В зависимости от назначения, условий строительства и эксплуатации зданий и сооружений подбираются соответствующие строительные материалы, которые обладают определёнными качествами и защитными свойствами от воздействия на них различной внешней среды. Учитывая эти особенности, любой строительный материал должен обладать определёнными строительно-техническими свойствами.

1.1.1. Химические свойства строительных материалов

Укажите основные химические свойства, строение и состав строительных материалов и дайте каждому соответствующие пояснения, пользуясь методом «Каскад».

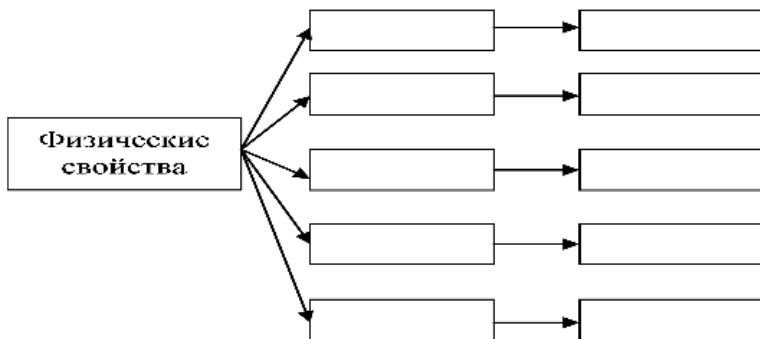


Вопросы для самоконтроля

1. Что такое макроструктура строительного материала?
2. Что такое микроструктура строительного материала?
3. Что такое внутренняя структура строительного материала?
4. Для чего необходимо знание свойств материалов?

1.1.2. Физические свойства строительных материалов

Укажите основные физические свойства и структурные характеристики строительных материалов и дайте каждому соответствующие пояснения, пользуясь методом «Каскад».

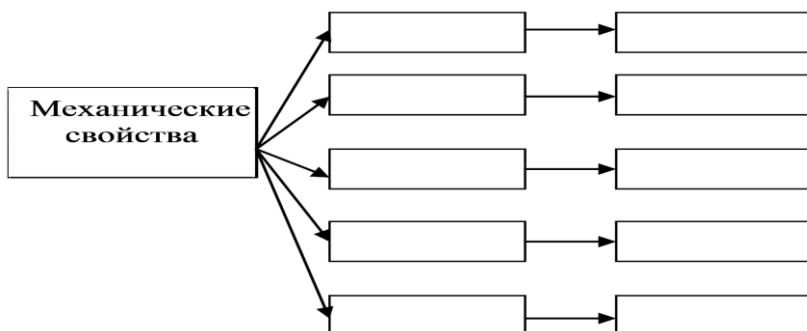


Вопросы для самоконтроля

1. Что вы понимаете под пористостью строительного материала?
2. Что вы понимаете под пустотностью строительного материала?
3. Что вы понимаете под водопроницаемостью строительного материала?
4. Что вы понимаете под гигроскопичностью строительного материала?
5. Что вы понимаете под водопоглощением строительного материала?
6. Что вы понимаете под водоотдачей строительного материала?

1.1.3. Механические свойства строительных материалов

Укажите основные механические свойства строительных материалов и дайте каждому соответствующие пояснения, пользуясь методом «Каскад».

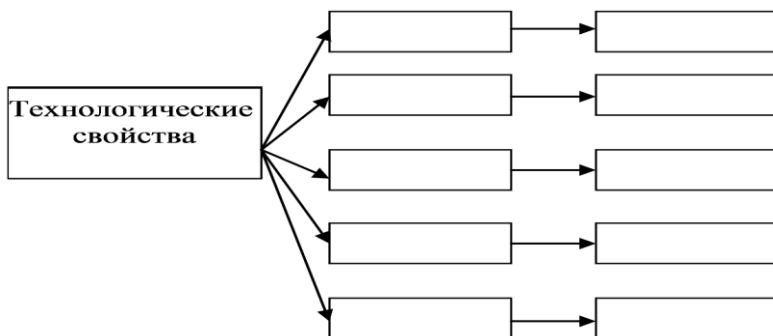


Вопросы для самоконтроля

1. Что вы понимаете под прочностью строительного материала?
2. Что вы понимаете под твёрдостью строительного материала?
3. Что вы понимаете под истираемостью строительного материала?
4. Что вы понимаете под сопротивлением удару строительного материала?
5. Что вы понимаете под упругостью строительного материала?
6. Что вы понимаете под пластичностью строительного материала?

1.1.4. Технологические свойства строительных материалов

Укажите основные технологические свойства строительных материалов и дайте каждому соответствующие пояснения, пользуясь методом «Каскад».



Вопросы для самоконтроля

1. Перечислите типы квалификации горных пород.
2. Что такое изверженные (первичные) горные породы?
3. Что такое осадочные (вторичные) горные породы?
4. Что такое метаморфические (видоизменённые) горные породы?

1.2. АНАЛИЗ РИСКА ОТКАЗА СООРУЖЕНИЯ, ИСПОЛЬЗУЯ ИНТЕРАКТИВНЫЕ МЕТОДЫ ОБУЧЕНИЯ

Каждому сооружению присуща вероятность разрушения. По данным зарубежных исследователей среднестатистический размер ущерба от разрушения здания оценивается в 684,5% при его 100% стоимости.

Теоретическая вероятность аварии закладывается в проект уже при его создании. Нормативный риск (10^{-6} - 10^{-7} год⁻¹).

Фактическая вероятность аварии после осуществления проекта всегда выше теоретической, поскольку полностью исключить ошибки невозможно.

Отношение фактической и теоретической вероятностей служит показателем конструкционной безопасности объекта недвижимости.

Существуют пороговые и вариантные значения риска аварии, при достижении которых строительный объект независимо от типа и размеров переходит в качественно иное физическое состояние: из безопасного в предаварийное, из предаварийного в аварийное (табл. 1).

1.2.1. Анализ изучения человеческого фактора риска

Расчет сооружения выполнен в полном соответствии с требуемыми нормами КМК, но риск аварий полностью не исключён. Используя данные табл.1, перечислите факторы риска, провоцирующие наступление аварийного состояния объекта.

Таблица 1

№	Условия надёжности	Удельный вес условия	Оценка в баллах					Удельная надёжность	Обоснование принятого решения	
			1	2	3	4	5			
Качество проекта										
1	Соответствие расчётной модели сооружения и нагрузок действительной работе	0,05			3	4		0,15	Недостаточно в нормах был изучен коэффициент давления при выпуске сыпучего строительного материала	
2	Апробированность конструктивного решения	0,05				4		0,2	Имеется опыт строительства аналогичных сооружений	
3	Учёт требований нормативных документов	0,05				4		0,2	Типовой проект	
4	Квалификация проектировщиков	0,1				4		0,4	Типовой проект	
5	Наличие достаточного времени и средств на проектирование	0,05				4		0,2	Типовой проект	
Качество строительства										
6	Соответствие материалов и конструкций проекту	0,1	1					0,1	Допускались перерывы в бетонировании. Укладка арматуры проводилась не по шаблону	
7	Апробированность методов строительства	0,05		2				0,1	Организация не имела опыта строительства силосов	

Продолжение табл.1

8	Контроль качества строительства	0,1		2				0,2	Качество проверялось не регулярно
9	Квалификация кадров	0,1	1					0,1	Строительство велось неквалифицированными кадрами
10	Недостаточность времени и средств на строительство	0,05			3			0,15	Строительство велось в сжатые сроки
11	Отсутствие отступлений от норм и проекта	0,1	1					0,1	Не была проведена пробная загрузка перед эксплуатацией
Качество эксплуатации									
12	Отсутствие завышения проектных нагрузок	0,05		2				0,1	Давление воздуха при пневморазгрузке не контролировалось
13	Контроль за исправностью сооружения и оборудования	0,05	1					0,05	То же
14	Соблюдение правил эксплуатации	0,1	1					0,1	Проводилась эксплуатация с опасными повреждениями
		$\Sigma=1$						P=2,15	

1.2.2. Менеджмент рисков – анализ риска технологических систем

На основе рис.1 проведите анализ риска и оптимизацию затрат на конструктивные мероприятия по обеспечению безопасности сооружения.

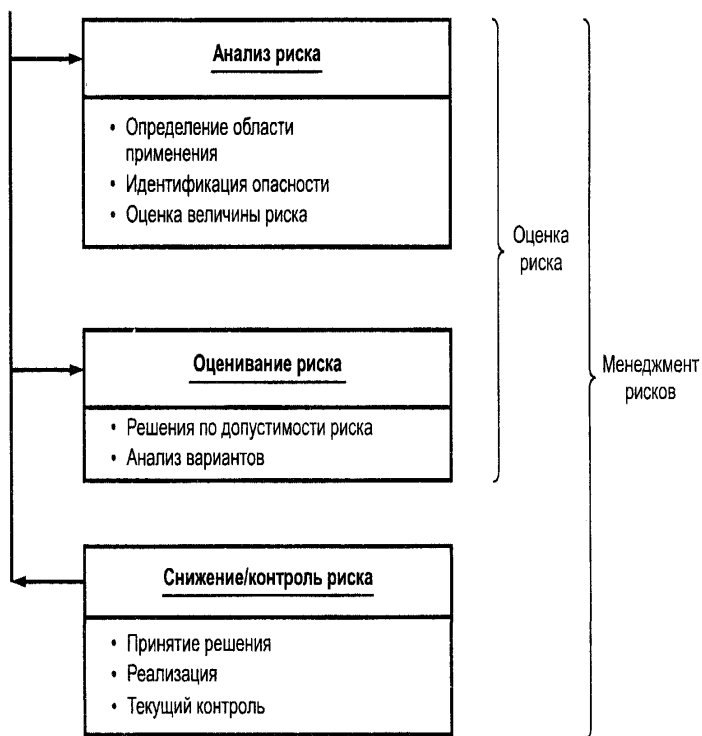


Рис. 1. Схема анализа риска технологических систем

1.2.3. Анализ дерева событий

Используя совокупность приемов идентификации опасности и анализа частот (рис.2), проанализируйте индуктивный подход перевода различных инициирующих событий в возможные исходные события.

Иницирующее событие	Начало пожара	Система разбрызгивания работает	Включается автоматический пожарный сигнал	Результирующее событие	Частота (год)
Взрыв 10^{-2} в год	Да 0,8	Да 0,99	Да 0,999	Контролируемый пожар с сигналом тревоги	$7,9 \times 10^{-3}$
			Нет 0,001	Контролируемый пожар без сигнала тревоги	$7,9 \times 10^{-6}$
		Нет 0,01	Да 0,999	Не контролируемый пожар с сигналом тревоги	$8,0 \times 10^{-5}$
			Нет 0,001	Не контролируемый пожар без сигнала тревоги	$8,0 \times 10^{-8}$
	Нет 0,2		Нет 0,001	Нет пожара	$2,0 \times 10^{-3}$

Рис. 2.

1.2.4. Анализ дерева неисправностей

Произошла авария резервуара. В результате чего произошло разрушение конструкций резервуара. Дайте совокупность приёмов идентификации опасности и анализ частот нежелательного события используется графическое изображение (рис.3).

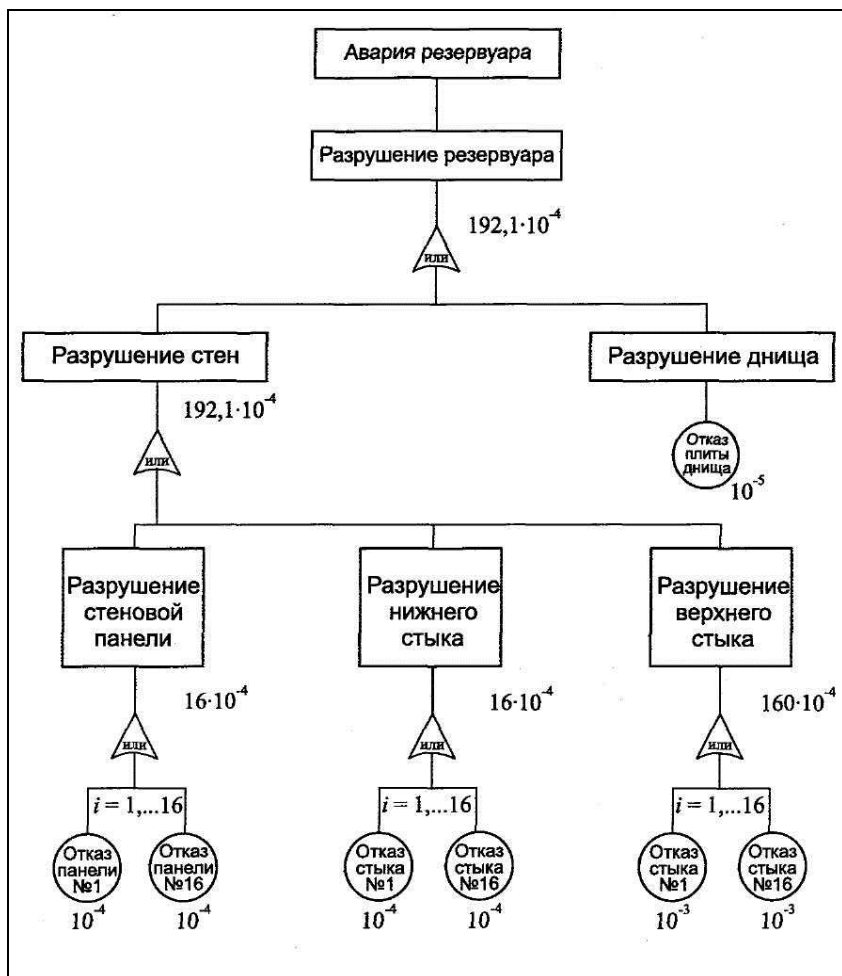


Рис.3

1.2.5. Изучение метода «Матрицы риска»

Используя метод «Матрица риска», дайте качественное ранжирование классификация риска, необходимого для четкого разъяснения всех классификаций частот и последствий.

Матрица риска

Качественная характеристика частоты события	Частота события в год	Серьезность последствия			
		Катастрофическое	Значительное	Серьезное	Незначительное
Частое	> 1	В	В	В	С
Вероятное	$1 - 10^{-1}$	В	В	С	М
Случайное	$10^{-1} - 10^{-2}$	В	В	М	М
Маловероятное	$10^{-2} - 10^{-4}$	В	В	М	М
Неправдоподобное	$10^{-4} - 10^{-6}$	В	С	Н	Н
Невероятное	$< 10^{-6}$	С	С		Н

* В — высокая величина риска; С — средняя величина риска; М — малая величина риска; Н — незначимая величина риска.

1.3. КАМЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ

1.3.1. Проверка прочности столба каркаса здания.

Исходные данные

Сечение столба из конструктивных требований назначено 51х38см. Высота столба составляет 4,8м. Стойка нагружена центрально - расчетной силой $N = 238 \text{ кН}$.

Решение

Так как площадь сечения столба

$$A = 51 \times 38 = 1938 \text{ см}^2 < 3000 \text{ см}^2,$$

то расчетное сопротивление кладки необходимо умножить на коэффициент условий работы $\gamma = 0,8$

Гибкость столба

$$\lambda_h = \ell_0 / h = 480 / 38 = 12,65$$

Упругая характеристика кладки по $\alpha = 1000$; коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,82$ по табл.1 (приложение 1).

Напряжение в кладке столба с учетом коэффициента условий работы $x = 0,8$

$$\sigma = \frac{N}{x * \varphi * A} = \frac{238}{0,8 * 0,82 * 0,1938} =$$

$$= 1872 \text{ кПа} = 1,872 \text{ МПа}$$

По табл. 2 (приложение 1) принимаем керамические камни марки 125 на растворе марки 75 с расчетным сопротивлением $R = 1,9 \text{ МПа}$.

Несущая способность столба в этом случае составит

$$N_{cm} = \varphi * x * R * A = 0,82 * 0,8 * 1900 * 0,1938 =$$

$$241,55 \text{ кН} > N = 238 \text{ кН}$$

Первое предельное состояние (прочность) столба обеспечена.

Варианты заданий

№	А (сечение столба), см	h (высота столба), м	N (несущая способность), кН
1	51x38	5,0	300
2	64 x 51	3,0	380
3	51x38	3,6	322
4	64 x 51	4,2	400
5	51x38	7,2	430
6	64 x 51	6,0	258
7	51x38	4,8	428
8	64 x 51	5,6	350
9	51x38	4,6	290
10	64 x 51	6,4	260

1.3.2. Усиление кирпичной кладки продольным армированием

Исходные данные

Рассчитать столб сечением 64 х 51см, сложенный из кирпича марки 100 на растворе марки 75. Высота столба Н=8,4м. Расчетная нагрузка на столб N= 570 кН приложена центрально.

Решение

Так как минимальная толщина столба больше 30 см, то влияние длительного действия нагрузки не учитывается – $m_g=1,0$

Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l}{h} = \frac{840}{51} = 16,5 > 15$$

Упругая характеристика кладки столба по табл.3 (приложение 1) составляет $\alpha = 1000$. Коэффициент продольного изгиба столба по табл.1 (приложение 1) равен $\varphi = 0,73$. Расчетное сопротивление кладки по табл. 2 (приложение 1) составляет

$$R = 1,7 \text{ МПа} = 1700 \text{ кПа}$$

Площадь сечения столба

$$A = 64 \cdot 51 = 3264 \text{ см}^2 = 0,3234 \text{ м}^2$$

Определяем напряжения в кладке без учета работы арматуры

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{570}{0,73 \cdot 0,3234} = 2400 \text{ кПа} > R = 1700 \text{ кПа}$$

В связи с тем, что напряжения в кладке σ больше расчетного сопротивления R и гибкость элемента $\lambda_h > 15$, усиление столба производим продольным армированием.

Необходимый процент армирования при стали класса А-III с расчетным сопротивлением $R_s = 240 \text{ МПа} = 240000 \text{ кПа}$

$$\mu = \frac{\sigma - 0,85 R}{R} \cdot 100 = \frac{2400 - 0,85 \cdot 1700}{240000} \cdot 100 = 0,4\% \text{ Площадь}$$

поперечного сечения арматуры:

$$A_s = \frac{A \cdot \mu}{100} = \frac{3264 \cdot 0,4}{100} = 13,06 \text{ см}^3$$

Принимаем наружное армирование столба 8 Ø16 III с

$$A_s = 16,08 \text{ см}^2 > 13,06 \text{ см}^2.$$

Хомуты устанавливаем через три ряда кладки

$$S = 22,5 \text{ см} < 15d_s = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ см}.$$

Диаметр хомутов назначаем 6 мм. Армирование столба приведено на рис.4.

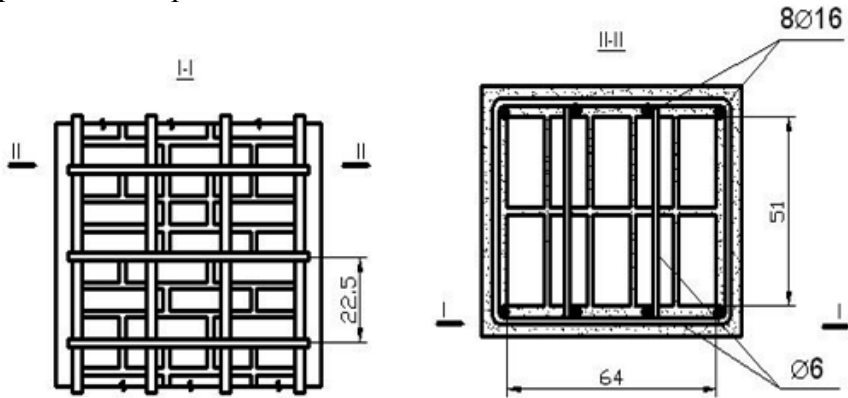


Рис.4

Варианты заданий

№	A (сечение столба), см	h (высота столба), м	N (несущая способность), кН
1	51x38	5,0	300
2	64 x 51	3,0	380
3	51x38	3,6	322
4	64 x 51	4,2	400
5	51x38	7,2	570
6	64 x 51	6,0	258
7	51x38	4,8	428
8	64 x 51	5,6	350
9	51x38	4,6	290
10	64 x 51	6,4	260

1.3.3. Расчет несущей способности кирпичных столбов

Исходные данные:

Требуется найти несущую способность кирпичного столба. Столб сложен из глиняного кирпича пластического прессования марки 150 на растворе марки 50. Сечение столба $64 \times 64 \text{ см}$. Высота столба $H=5,1 \text{ м}$. Нагрузка приложена центрально и состоит из постоянной $G=486 \text{ кН}$ и временной $P=168 \text{ кН}$.

Решение

Так как толщина элемента больше 30 см , то влияние длительного действия нагрузки не учитывается – $m_g = 1$, m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки (влияние ползучести).

Полная расчетная нагрузка на столб

$$N = G + P = 486 + 168 = 654 \text{ кН},$$

где N – полная нагрузка; G – постоянная нагрузка; P – временная нагрузка.

Гибкость столба $\lambda_h = \ell_o / h = 510 / 64 = 8$,

где ℓ_o – расчетная высота стены, столба, простенка, принимается:

$\ell_o = 1,5 \text{ Н}$ – для однопролетных зданий; $\ell_o = 1,25 \text{ Н}$ – для многопролетных зданий; $\ell_o = 2 \text{ Н}$ – для свободно стоящих элементов (Н – высота этажа); h – наименьший размер прямоугольного сечения. Упругая характеристика кладки из кирпича марки 150 на растворе марки 50 составляет 1000 по табл.3 (приложение 1)

Коэффициент продольного изгиба кладки столба по таблице 1 (приложение 1) $\varphi = 0,92$, φ – коэффициент продольного изгиба. Расчетное сопротивление кладки по табл.2 (приложение 1) равно

$$R = 1,8 \text{ МПа} = 1800 \text{ кПа}$$

Площадь сечения столба

$$A = 64 \times 64 = 4096 \text{ см}^2 > 3000 \text{ см}^2$$

Коэффициент условий работы $K = 1,0$

Несущая способность столба составляет

$$N_{cm} = \varphi \times R \times A = 0,92 \times 1800 \times 0,4096 = 678,3 \text{ кН} > 654 \text{ кН}$$

R - расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки; A - площадь сечения, в см^2 . Несущая способность столба обеспечена.

Варианты заданий

№	А (сечение столба), см	h (высота столба), м	Несущая способность, кН		Марка кирпича	Марка раствора
			G	P		
1	51x38	5,0	300	110	300	25
2	64 x 51	3,0	380	120	250	50
3	51x38	3,6	322	134	200	75
4	64 x 51	4,2	400	128	150	125
5	51x38	7,2	570	199	125	150
6	64 x 51	6,0	258	158	100	175
7	51x38	4,8	428	140	75	200
8	64 x 51	5,6	350	174	50	125
9	51x38	4,6	290	152	100	150
10	64 x 51	6,4	260	136	125	175

1.3.4. Расчет напряжения в кладке и необходимые марки камня и раствора

Требуется найти напряжение в кладке σ и необходимые марки камня и раствора. Сечение столба $64 \times 64 \text{ см}$. Высота столба $H=5,1 \text{ м}$. Нагрузка приложена центрально и состоит из постоянной $G=486 \text{ кН}$ и временной $P=168 \text{ кН}$.

Решение

Полная расчетная нагрузка на столб

$$N = G + P = 486 + 168 = 654 \text{ кН}$$

Площадь сечения столба

$$A = 4096 \text{ см}^2 = 0,4096 \text{ м}^2$$

и коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,92$.

Определяем напряжение в кладке кирпичного столба

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{654}{0,4096} = 1736 \text{ кПа} = 1,74 \text{ МПа},$$

$$\sigma \times A = 0,92 \times 0,4096$$

где σ – напряжение в кладке без учета работы арматуры

По табл 3 (приложение 1) принимаем кирпич марки 150 и раствор марки 50 или кирпич марки 100 на растворе марки 100. Им соответствует кладка с расчетным сопротивлением

$$R = 1,8 \text{ МПа} > \sigma = 1,74 \text{ МПа}$$

Варианты заданий

№	А(сечение столба), см	h (высота столба), м	несущая способность, кН	
			G	P
1	51x38	5,0	300	110
2	64 x 51	3,0	380	120
3	51x38	3,6	322	134
4	64 x 51	4,2	400	128
5	51x38	7,2	570	199
6	64 x 51	6,0	258	158
7	51x38	4,8	428	140
8	64 x 51	5,6	350	174
9	51x38	4,6	290	152
10	64 x 51	6,4	260	136

2 МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ.

2.1. Расчёт арматуры и бетонного сечения конструкций

2.1.1. Расчет сечения арматуры

Исходные данные:

Железобетонная балка имеет высоту $h = 20 \text{ см}$ и ширину $b = 10 \text{ см}$. Расстояние от центра поперечного сечения арматуры до низа балки в пределах 2-3 см. Берём $a = 2 \text{ см}$. Расчетное сопротивление растяжению для арматуры класса А-III $R_a = 3600 \text{ кгс/см}^2$. Расчетное сопротивление сжатию $R_{np} = 145 \text{ кгс/см}^2$ для бетона класса В25 (см. табл.4 прилож. 1).

Решение.

а) Определим коэффициента A_0 . Преобразовав формулу

$M = A_0 b h 20 R_{np}$, получим:

$$A_0 = M / b h 20 R_{np} = 800 / (0.1 \cdot 0.182 \cdot 1480000) = 0.1668$$

По табл. 5 (прилож.1) найдём $\eta = 0.907$ и $\xi = 0.187$.
Полученное значение ξ меньше рекомендуемого для балок согласно формулы $\mu\% = 1 \div 2\%$, $\xi = 0.3 \div 0.4$

Чтобы уменьшить стоимость балки мы можем снизить и ширину и высоту балки так, чтобы полученное значение ξ было в рекомендуемых пределах или уменьшить класс бетона. Для начала уменьшим высоту балки с 20 до 15 см. Тогда:

$$A_0 = M / b h 20 R_{np} = 800 / (0.1 \cdot 0.132 \cdot 1480000) = 0.3264$$

по табл.5 (прилож.1) $\eta = 0.795$ и $\xi = 0.41$. Тогда согласно формуле

$F_a = M / \eta h_0 R_a$ требуемая площадь сечения арматуры:

$$F_a = M / \eta h_0 R_a = 800 / (0.795 \cdot 0.13 \cdot 36000000) = 0.0002152 \text{ м}^2$$

или 2.152 см^2 .

Таким образом, для армирования балки достаточно 2 стержней диаметром 12мм. Площадь сечения арматуры составит 2.26 см^2 . Подбор арматуры удобно производить по табл.6 (прилож.1).

б) Коэффициент армирования балки согласно формулам

$$\mu = F_a / b h_0, \text{ или } \mu = \xi R_{np} / R_a \quad \text{и} \quad \mu\% = 100\mu$$

$$\text{составит: } \mu\% = 100 \cdot 0.41 \cdot 148 / 3600 = 1.65 \%$$

Такой процент находится в рекомендуемых пределах. Проверим соблюдение граничных условий согласно формул

$$x \leq \xi R h_0 \text{ или } \xi \leq \xi_R,$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{400} \left(1 + \frac{\xi_0}{1.1}\right)},$$

$$\xi_0 = a - 0.008 R_{np} \text{ получим:}$$

$$\xi_0 = 0.85 - 0.008 \cdot 14.5 = 0.734$$

$$\xi_R = 0.734 / (1 + 365 / 400 (1 + 0.734 / 1.1)) = 0.2911$$

Граничное условие не соблюдено, поэтому нужно увеличить высоту балки, чтобы уменьшить относительную высоту сжатой зоны бетона. При $h = 17.5 \text{ см}$:

$$A_0 = M/bh_0 R_{np} = 800/(0.1 \cdot 0.1552 \cdot 1450000) = 0.23$$

по табл. 5 (см. прилож.1) $\eta = 0.867$ и $\xi = 0.266$. Тогда согласно формуле

$$Fa = M/\eta h_0 Ra$$

требуемая площадь сечения арматуры:

$$Fa = M/\eta h_0 Ra = 800/(0.867 \cdot 0.155 \cdot 36000000) = 0.0001653 \text{ м}^2 \text{ или } 1.653 \text{ см}^2.$$

Для армирования балки придется использовать те же 2 стержня диаметром 12 мм. Так как площадь сечения 2 стержней диаметром 10 мм составляет 1.57 см². Коэффициент армирования балки согласно формулам

$$\mu = Fa/bh_0, \text{ или } \mu = \xi R_{np}/Ra \text{ и } \mu\% = 100\mu \text{ составит:}$$

$$\mu\% = 100 \cdot 0.266 \cdot 145/3600 = 1.071 \%$$

Такой процент находится в рекомендуемых пределах. Значение $\xi = 0.266$ меньше $\xi_R = 0.2911$. Таким образом все необходимые и рекомендуемые условия по проектированию железобетонных элементов соблюдены.

Варианты заданий

№	$h, \text{ см}$	$a, \text{ см}$	Арматура класса	Бетона класса в
1	20	15	А-III	10
2	35	10		15
3	40	20		20
4	45	25		25
5	50	30		30
6	20	20		35
7	35	35		40
8	40	40		45
9	45	45		50
10	50	50		55

2.1.2. Определение площади прямоугольного сечения продольной арматуры.

Дано: сечение размером $b = 300$ мм, $h = 600$ мм; $a = 40$ мм; изгибающий момент с учетом кратковременных нагрузок $M = 200$ кНм; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, таблица 4 (прилож.1); арматура класса А300 ($R_s = 270$ МПа) табл. 7 (прилож.1).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $h_0 = h / a = 600 - 40 = 560$ мм.

Подбор продольной арматуры производим согласно значению a_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{200 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,25$$

По табл. 8 (прилож.1) находим $a_R = 0,41$. Так как $a_m = 0,25 < a_R$, сжатая арматура по расчету не требуется.

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 8,5 \cdot 300 \cdot 560 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,25}) / 270 = 1555 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø28 + 1Ø25 ($A_s = 1598 \text{ мм}^2$)

Варианты заданий

№	b , мм	h , мм	a , мм	M , кНм	Бетон класса В	Арматура класса А
1	100	200	30	200	10	240
2	150	250	35	780	15	240
3	200	300	40	550	20	300
4	250	350	45	350	25	300
5	300	400	50	700	30	400
6	350	450	55	650	35	400
7	400	450	60	600	40	500
8	450	500	65	450	50	500
9	500	600	70	500	55	240
10	550	550	80	750	60	300

2.1.3. Проверка прочности сечения арматуры.

Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 800$ мм; $a = 70$ мм; растянутая арматура А400 ($R_s = 355$ МПа, табл. 7 (приложения 1); площадь ее сечения $A_s = 2945$ мм² (6Ø25); бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа, табл. 4 (прилож.1); изгибающий момент $M = 550$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет.

$$h_o = h - a = 800 - 70 = 730.$$

Проверку прочности производим, определив значение x :

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 2945}{14,5 \cdot 300} = 240 \text{ мм.}$$

По таблице 8 (прилож.1) находим $\zeta_R = 0,531$. Так как

$$\zeta = \frac{x}{h_o} = \frac{240}{730} = 0,329 < \zeta_R,$$

проверяем условие:

$R_s A_s (h_o - 0,5x) = 355 \cdot 2945 \cdot (730 - 0,5 \cdot 240) = 636,8 \cdot 10^6$ Н мм = 636,8 кНм $> M = 550$ кНм, т.е. прочность сечения обеспечена.

Варианты заданий

№	b , мм	h , мм	a , мм	M , кНм	Бетон класса В	Арматура класса А
1	100	200	30	200	10	240
2	150	250	35	780	15	240
3	200	300	40	550	20	300
4	250	350	45	350	25	300
5	300	400	50	700	30	400
6	350	450	55	650	35	400
7	400	450	60	600	40	500
8	450	500	65	450	50	500
9	500	600	70	500	55	240
10	550	550	80	750	60	300

2.1.4. Определение площади сечения продольной арматуры.

Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 800$ мм; $a = 50$ мм; арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа); изгибающий момент $M = 780$ кНм; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет.

$$h_o = h - a = 800 - 50 = 750 \text{ мм.}$$

Находим значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{780 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 300 \cdot 750^2} = 0,544$$

Так как $\alpha_m = 0,544 > \alpha_R = 0,39$ (см. табл. 8 прилож.1)), при заданных размерах сечения и класса бетона необходима сжатая арматура.

Принимая $a' = 30$ мм и $\xi_R = 0,531$ (табл. 8 прилож.1), определим необходимую площадь сечений сжатой и растянутой арматуры:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} = \frac{780 \cdot 10^6 - 0,39 \cdot 8,5 \cdot 300 \cdot 750^2}{355 (750 - 30)} = 863 \text{ мм}^2,$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_o}{R_s} + A'_s = \frac{0,531 \cdot 300 \cdot 750 \cdot 8,5}{355} + 863 = 3724 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $A_s = 942 \text{ мм}^2$ (3Ø20); $A'_s = 4021 \text{ мм}^2$ (5Ø32).

Варианты заданий

№	b , мм	h , мм	a , мм	M , кНм	Бетон класса В	Арматура класса А
1	100	200	30	200	10	240
2	250	350	45	350	25	300
3	200	300	40	550	20	300
4	400	450	60	600	40	500
5	350	450	55	650	35	400

6	550	550	80	750	60	300
7	150	250	35	780	15	240
8	300	400	50	700	30	400
9	450	500	65	450	50	500
10	500	600	70	500	55	240

2.1.5. Определение площади сечения растянутой арматуры.

Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $a = 50$ мм; $a' = 30$ мм; бетон класса В30 ($R_b = 17$ МПа); арматура А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа); площадь сечения сжатой арматуры $A_s = 942$ мм² (3Ø20); изгибающий момент $M = 580$ кН м.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет.

$$h_0 = 700 - 50 = 650 \text{ мм.}$$

Вычисляем значение a_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A_s' (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} = \frac{580 \cdot 10^6 - 355 \cdot 942 (650 - 30)}{17 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,173$$

Так как $a_m = 0,173 < a_R = 0,39$ по табл.8 (прилож.1), определяем необходимую площадь растянутой арматуры

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s + A_s' = 17 \cdot 300 \cdot 650 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,173}) / 355 + 942 = 2727 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø36 ($A_s = 3054$ мм²).

Варианты заданий

№	b , мм	h , мм	a , мм	M , кНм	Бетон класса В	Арматура класса А	A_s , мм ²
1	400	450	60	600	40	500	339
2	250	350	45	350	25	300	565
3	100	200	30	200	10	240	438
4	550	550	80	750	60	300	652
5	150	250	35	780	15	240	942
6	350	450	55	650	35	400	840

7	200	300	40	550	20	300	790
8	300	400	50	700	30	400	765
9	450	500	65	450	50	500	690
10	500	600	70	500	55	240	480

2.1.6. Проверка прочности бетонного сечения

Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $a = 70$ мм; $a' = 30$ мм; бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа); арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа); площадь сечения растянутой арматуры $A_s = 482$ мм² (6Ø32), сжатой - $A'_s = 339$ мм² (3Ø12); изгибающий момент $M = 630$ кН·м

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет.

$$h_0 = 700 - 70 = 630 \text{ мм.}$$

Определяем высоту сжатой зоны x :

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{355(482 - 339)}{11,5 \cdot 300} = 461,7$$

По табл. 8 (приложение 1) находим $\xi_R = 0,531$ и $a_R = 0,39$.

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{461,7}{630} = 0,733 > \xi_R = 0,531$$

Так как прочность сечения проверяем из условия:

$$a_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 0,39 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 630^2 + 355 \cdot 339 \cdot (630 - 30) = 606,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 606,2 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 630 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. прочность согласно этому условию не обеспечена. Уточним правую часть условия путем замены значения a_R на $(0,7 a_R + 0,3 a_m)$, где

$$a_m = \xi(1 - 0,5 \xi) = 0,733(1 - 0,5 \cdot 0,733) = 0,464:$$

$$(0,7 \cdot 0,39 + 0,3 \cdot 0,464) 11,5 \cdot 300 \cdot 630^2 + 355 \cdot 339 \cdot 600 = 636,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

$636,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 630 \text{ кН} \cdot \text{м}$, т.е. прочность обеспечена.

Варианты заданий

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
b , мм	400	250	100	550	150	350	200	300	450	500
h , мм	450	350	200	550	250	450	300	400	500	600
a , мм	60	45	30	80	35	55	40	50	65	70
a' , мм	35	55	80	40	65	60	45	70	30	80
M , кНм	600	780	350	450	200	700	750	550	500	650
Бетон кл. В	50	30	60	10	40	20	25	55	35	15
Ар-ра кл. А	300	240	400	240	240	300	500	400	300	500
A_s , мм ²	690	790	942	438	339	565	652	840	765	480
A'_s , мм ²	480	690	765	942	840	438	339	565	652	790

2.1.7. Проверка прочности нормального сечения.

Дано: растянутая ветвь двухветвевой колонны с поперечным сечением размерами $b = 500$ мм, $h = 200$ мм; $a = a' = 40$ мм; продольная арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа); площадь ее сечения $A_s = A'_s = 982$ мм² (2Ø25); бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); продольная растягивающая сила $N = 44$ кН; максимальный изгибающий момент $M = 43$ кН·м.

Требуется проверить прочность нормального сечения

Расчет.

$$h_0 = 200 - 40 = 160 \text{ мм.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{43 \cdot 10^6}{44 \cdot 10^3} = 977 \text{ мм;}$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a' = 977 + \frac{200}{2} - 40 = 1037 \text{ мм;}$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = 977 - \frac{200}{2} + 40 = 917 \text{ мм.}$$

Поскольку арматура симметричная, прочность проверим из условия:

$$R_s A_s (h_0 - a') = 355 \cdot 982 \cdot (160 - 40) = 41,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < Ne' = 44 \cdot 10^3 \cdot 1037 = 45,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < Ne = 44 \cdot 10^3 \cdot 917, \text{ т.е. условие не выполняется.}$$

Так как $e' = 1037 > h_0 - a' = 120$ мм, а высота сжатой зоны x , определенная без учета сжатой арматуры, т.е. равная

$$x = \frac{R_s A_s - N}{R_b b} = \frac{355 \cdot 982 - 44 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 500} = 42 \text{ мм, меньше}$$

$$2a' = 2 \cdot 40 = 80 \text{ мм, принимая } x = 42 \text{ мм и } A_s' = 0:$$

$$R_b b x (h_0 - 0,5x) = 14,5 \cdot 500 \cdot 42 \cdot (160 - 0,5 \cdot 42) =$$

$$42,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > Ne = 44 \cdot 10^3 \cdot 917 = 40,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

т.е. прочность обеспечена.

Варианты заданий

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
b , мм	400	250	100	550	150	350	200	300	450	500
h , мм	450	350	200	550	250	450	300	400	500	600
a , мм	60	45	30	80	35	55	40	50	65	70
M , кНм	600	780	350	450	200	700	750	550	500	650
Бетон кл. В	50	30	60	10	40	20	25	55	35	15
Ар-ра кл. А	300	240	400	240	240	300	500	400	300	500
A_s , мм ²	690	790	942	438	339	565	652	840	765	480
N , кН	35					45				

2.1.8. Определение диаметра и шага хомутов.

Дано: растянутая ветвь двухветвевой колонны с сечением размерами $b = 500$ мм, $h = 200$ мм; $a = a' = 40$ мм; бетон класса В25 ($R_{bt} = 1,05$ МПа); хомуты, расположенные по граням, из арматуры класса А400 ($R_{sw} = 285$ МПа); продольная растягивающая сила $N = 44$ кН; поперечная сила $Q = 130$ кН;

расстояние в свету между перемычками двухветвевой колонны $l = 600$ мм.

Требуется определить диаметр и шаг хомутов.

Расчет.

$$h_o = 200 - 40 = 160 \text{ мм}$$

Определяем коэффициент φ_{nt} ,

$$\varphi_{nt} = 1 + \frac{N}{1,5R_{bt}A} = 1 + \frac{44000}{1,5 \cdot 1,05 \cdot 100000} = 1,279.$$

где $A = bh = 500 \cdot 200 = 100000 \text{ мм}^2$.

Поскольку в пределах между перемычками поперечная сила постоянна, длину проекции наклонного сечения прилагаем максимально возможной, т.е.

$$c = c_{max} = 3h_o = 3 \cdot 160 = 480 \text{ мм} < l = 600 \text{ мм}.$$

При $a = c / h_o = 3$ и $a_o = 2 < 3$ определяем

$$\varepsilon_{zp} = \frac{1,5}{a} + 0,1875a_o = \frac{1,5}{3} + 0,1875 \cdot 2 = 0,875 < \varepsilon$$

$$= \frac{Q}{R_{bt}bh_o} = \frac{130000}{1,05 \cdot 500 \cdot 160} = 1,548.$$

Следовательно, определяем требуемую интенсивность хомутов, при этом величину 1,5, характеризующую значение Q_b , делим на $\varphi_{nt} = 1,279$:

$$q_{sw} = R_{bt}b \frac{\varepsilon - \frac{1,5}{a\varphi_{nt}}}{0,75a_o} = 1,05 \cdot 500 \frac{1,548 - \frac{1,5}{3 \cdot 1,279}}{0,75 \cdot 2} = 405 \text{ Н/мм}.$$

Максимально допустимый шаг равен

$$s_{w,max} = \frac{R_{bt}bh_o^2}{Q} = \frac{1,05 \cdot 500 \cdot 160^2}{130000} = 103,4 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг хомутов $s_w = 100 \text{ мм} < s_{w,max}$ и тогда

$$A_{sw} = \frac{q_{sw}s_w}{R_{sw}} = \frac{405 \cdot 100}{285} = 142,1 \text{ мм}^2$$

Принимаем два хомута диаметром по 10 мм ($A_{sw}=157 \text{ мм}^2$).

Варианты заданий

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
b , мм	400	250	100	550	150	350	200	300	450	500
h , мм	450	350	200	550	250	450	300	400	500	600
a , мм	60	45	30	80	35	55	40	50	65	70
M , кНм	600	780	350	450	200	700	750	550	500	650
Бетон кл. В	50	30	60	10	40	20	25	55	35	15
Ар-ра кл. А	300	240	400	240	240	300	500	400	300	500
Q , кН	100	120	140	160	110	100	120	140	160	110
N , кН	50					35				

2.2. СПОСОБЫ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ – МЕРА БЕЗОПАСНОСТИ ЭКСПЛУАТАЦИИ КОНСТРУКЦИЙ

2.2.1. Расчёт длины анкеровки арматуры

При расчете длины анкеровки арматуры следует учитывать способ анкеровки, класс арматуры и ее профиль, диаметр арматуры, прочность бетона и его напряженное состояние в зоне анкеровки, конструктивное решение элемента в зоне анкеровки (наличие поперечной арматуры, положение стержней в сечении элемента и др.).

1. Определяем базовую (основную) длину анкеровки

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s},$$

где A_s и u_s - соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения.

2. Определяем R_{bond} - расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$$

здесь η_1 - коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

1,5 - для гладкой арматуры (класса А240);

2,0 - холоднодеформируемой арматуры периодического профиля (класса В500);

2,5 - для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры периодического профиля (классов А300, А400 и А500);

η_2 - коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным: 1,0 - при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм; 0,9 - при диаметре арматуры 36 и 40 мм.

3. Определяем требуемую расчетную длину анкеровки арматуры

$$l_{an} = a l_{o,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}},$$

где $l_{o,an}$ - базовая длина анкеровки;

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ - площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету с полным расчетным сопротивлением и фактически установленная $A_{s,cal}/A_{s,ef} = 1,0$;

a - коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки.

$a = 1,0$, а для сжатых - $a = 0,75$.

4. Значения фактической длины анкеровки принимаем не менее $0,3 \cdot l_{o,an}$, а также не менее $15d_s$ и 200 мм.

5. Определяем усилие, воспринимаемое анкеруемым стержнем арматуры N_s

$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} \leq R_s A_s,$$

l_s - расстояние от конца анкеруемого стержня до рассматриваемого поперечного сечения элемента.

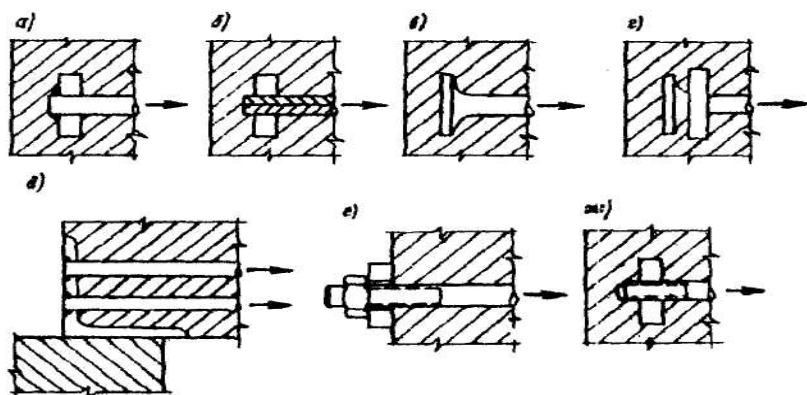


Рис.5. Анкеровка арматуры путем устройства на концах специальных анкеров, в виде а - приваренной пластины; б - обжатой пластины; в - высаженной головки; г - высаженной головки с шайбой; д - приваренного стержня к уголку; е - гайки с шайбой снаружи; ж - гайки внутри

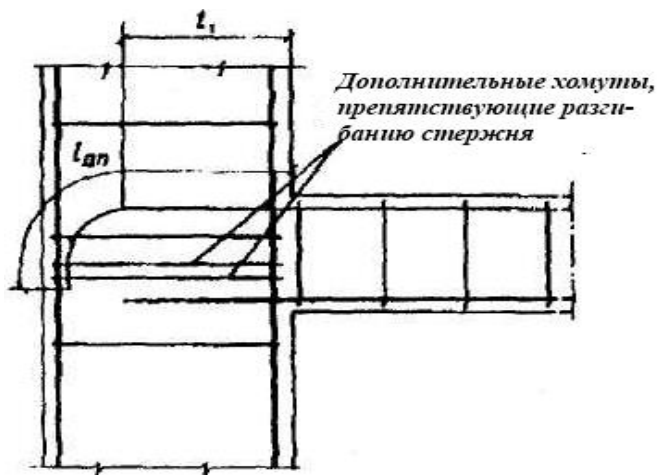


Рис.6. Анкеровка арматуры путем отгиба

Варианты заданий

№	1	2	3	4	5	6	7
A_s , мм	0,503	0,503	0,503	0,503	0,503	0,39	9,04
u_s , мм	0,636	0,636	0,636	0,636	0,636	0,61	12,3
Диаметр ар-ры, мм	12	18	32	40	12	18	32
R_{bt} , кгс/см	215	270	355	400	360	400	360
бетон кл. В	240	300	400	500	240	300	400

2.2.2. Расчёт стыковки арматуры

1. Определение длины перепуска (нахлестки) l_l , определяемого по формуле

$$l_l = a l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}},$$

где $l_{0,an}$ - базовая длина анкеровки, определяемая по формуле

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s},$$

где $A_{s,cal}/A_{s,ef} = 1,0$;

a - коэффициент, учитывающий влияние напряженного состояния арматуры - для растянутой арматуры принимают равным 1,2, а для сжатой арматуры - 0,9. При этом должны быть соблюдены следующие условия:

- расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры не должно превышать $4d_s$ (рис.5,а);
- расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее $2d_s$ и не менее 30 мм (рис.7,б).

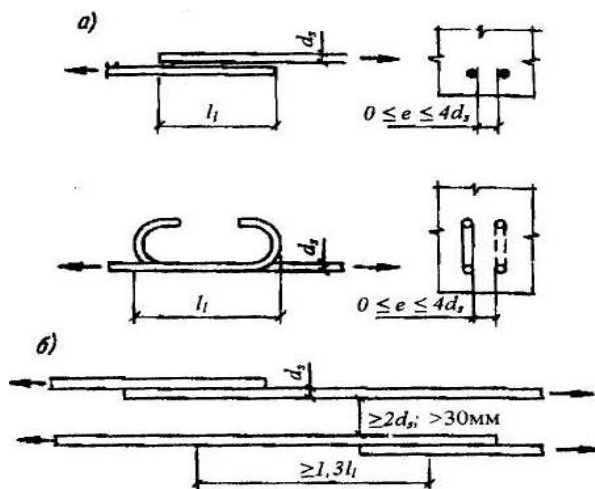


Рис.7 Расположение стержней, стыкуемых внахлестку, и самих стыков а - расположение стержней в стыке; б - расположение стыков

Варианты заданий

№	1	2	3	4	5	6	7
A_s , мм	0,503	0,503	0,503	0,503	0,503	0,39	9,04
u_s , мм	0,636	0,636	0,636	0,636	0,636	0,61	12,3
Диаметр ар- ры, мм	12	18	32	40	12	18	32
R_{bond} , кгс/см	215	270	355	400	360	400	360
Растяжение осевое, R_s	0,56	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40
бетон кл. В	240	300	400	500	240	300	400

3. РАСЧЁТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.

Рассмотрим приложение веса на примере балки. Разбиваем её на отдельные части. Равнодействующую весов от отдельных частей можно представить в виде сосредоточенной внешней нагрузки F . В балках вес равномерно распределяют по длине и складывают с распределенной внешней нагрузкой (рис. 8).

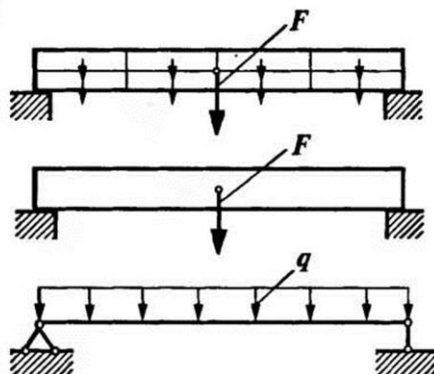


Рис. 8. Нагрузки от собственного веса конструкций балки

1) Определение длины балки.

Дано: значение расчетной длины балки $L = 4$ м.

Пролет - это расчетная длина балки. Пролет - это расстояние между несущими стенами для балки перекрытия или ширина проема в стене для перемычки (рис. 8). Ширина опор зависит от прочности материала конструкции под балкой и от длины балки, чем прочнее материал конструкции под балкой и чем меньше пролет, тем меньше может быть ширина опоры (кирпичные, каменные и бетонные (железобетонные) стены на 150-300 мм при пролетах 2-10 метров).

2) Предварительное определение ширины и высоты балки и класса (марки) бетона.

Для балок перекрытия ширина принимается не менее 10 см и кратной 5 см., высота $h = 20$ см, класс бетона В25. Высота балки принимается: для кирпичной кладки высотой в 1 или 2 высоты кирпича, для шлакоблока - в 1 высоту шлакоблока и так далее.

3) Определение нагрузки на балку.

Любую реальную опору можно рассматривать или как шарнирную опору, вокруг которой балка может условно свободно вращаться (рис. 9) или как жесткую опору (рис. 10):



Рис.9

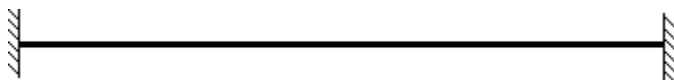


Рис.10

Принято рассчитывать междуэтажные перекрытия на распределенную нагрузку $q = 400 \text{ кг/м}^2$.

3.1. Расчет железобетонной балки.

Дано: Железобетонная балка на шарнирных опорах, на которую действует распределенная нагрузка $q = 400 \text{ кг/м}^2$.

Максимальный изгибающий момент для балки перекрытия, лежащей на двух шарнирных опорах, опирающейся на стены, на которую действует распределенная нагрузка, будет посередине балки:

$$M_{\max} = (q \times l^2) / 8$$

Для пролета 4 м

$$M_{\max} = (400 \times 12) / 8 = 600 \text{ кг}\cdot\text{м}$$

3.2. Определение удельного веса железобетона.

Дано: Плотность железобетона $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$, определить удельный вес железобетона.

Зная плотность материала, можно определить его удельный вес по формуле

$$\gamma = \rho g,$$

где g — ускорение свободного падения, $g=9,81 \text{ м/сек}^2$ (допускается в расчетах принимать 10 м/сек^2).

При расчете возникает необходимость перевода единиц измерения. Обычно нагрузки, силы определяются в $\kappa\text{Н}$, так как Н слишком малая величина. Для ориентировки в соотношении единиц измерения следует знать, что $1 \kappa\text{Па} = 1 \kappa\text{Н/м}^2$; $1 \text{ МПа} = 1000 \kappa\text{Па}$; $1 \text{ МПа} = 1 \kappa\text{Н/см}^2$.

Решение.

Вычисляем удельный вес железобетона

$$\gamma = \rho g = 2500 \times 10 = 25000 \text{ Н/м}^3 = 25 \kappa\text{Н/м}^3.$$

3.3. Определение нагрузки от собственного веса балки

Дано: В соответствии с данными каталога сборная железобетонная балка имеет массу $m = 1,5 \text{ т}$ (если вместо тонн подставить килограммы, то получим ньютоны). Определить нагрузку от собственного веса балки.

Решение.

Определяем нормативную нагрузку

$$N_r = mg = 1,5 \cdot 10 = 15 \kappa\text{Н},$$

где g — ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/сек}^2$ (допускается в расчетах принимать 10 м/сек^2).

Определяем расчетную нагрузку

$$N = N_r \gamma_f = 15 \cdot 1,1 = 16,5 \kappa\text{Н}$$

где коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$

Для определения нагрузки от собственного веса стальных конструкций учитывают, что плотность стали принимается

$$\rho = 7850 \text{ кг/м}^3,$$

или пользуются массами погонного метра проката, которые приводятся в сортаменте прокатных элементов.

3.4. Расчет перемычки

Дано: Рассчитать перемычку пролетом 3 м для внутренней стены толщиной $b=40 \text{ см}$, на которую с двух сторон опираются стандартные пустотные плиты перекрытия из

железобетона длиной $L=6$ м, собственный вес плиты составляет $m=300-330 \text{ кг/м}^2$. Итого суммарная расчетная нагрузка составит около $Q = 700 \text{ кг/м}^2$, а расчетная нагрузка на погонный метр составит

$$q = Q \times L = 700 \cdot 6 = 4200 \text{ кг/м.п.}$$

Решение

Максимальный изгибающий момент для такой балки составит

$$M_{\max} = (q \times l^2) / 8$$

$$M_{\max} = 4200 \cdot 12^2 / 8 = 4725 \text{ кгм.}$$

Принимаем ширину перемычки $b=40$ см, исходя из технологических соображений.

Высоту перемычки первоначально принимаем $h=20$ см. Расчетное сопротивление растяжению для арматуры класса А-III $R_a = 3600 \text{ кгс/см}^2$ (355 МПа). Расчетное сопротивление сжатию для бетона класса В25 согласно $R_{np} = 148 \text{ кгс/см}^2$ (14.5 МПа).

тогда:

$$A_0 = M / b h^2 R_{np} = 4725 / (0.4 \cdot 0.18^2 \cdot 1450000) = 0.251$$

По вспомогательной таблице 5 (прилож. 1) находим $\eta = 0.853$ и $\xi = 0.293$ (так как мы не изменяли класс бетона и арматуры то условие $\xi \leq \xi_R$ соблюдено).

Тогда требуемая площадь сечения арматуры:

$$F_a = M / \eta h_0 R_a = 4725 / (0.853 \cdot 0.18 \cdot 3600000) = 0.000854 \text{ м}^2$$

или 8.54 см^2 .

Для армирования перемычки можно использовать 4 стержня диаметром 18 мм. Площадь сечения арматуры составит 10.17 см^2 .

Коэффициент армирования балки согласно формулам

$$\mu = F_a / b h_0, \text{ или } \mu = \xi R_{np} / R_a \quad \text{и}$$

$$\mu\% = 100\mu \quad \text{составит:}$$

$$\mu\% = 100 \cdot 0.293 \cdot 145 / 3600 = 1.18 \%$$

Варианты заданий

№	Q, кг/м ²	m, м	b, см	L, м
1	700	300-330	40	6
2	500			
3	600			
4	800		50	
5	1200			
6	1100			
7	900			
8	2300		45	
9	2400			
10	1450			

3.5. Проверка прочности бетонной панели

Расчет изгибаемых бетонных элементов следует производить из условия

$$M \leq R_{bt}W,$$

где W - момент сопротивления для крайнего растянутого волокна; для прямоугольного сечения

$$W = \frac{bh^2}{6}$$

Кроме того, для элементов таврового и двутаврового сечений должно выполняться условие

$$\tau \leq R_{bt} ,$$

где τ - касательные напряжения, определяемые как для упругого материала на уровне центра тяжести сечения.

Дано: межквартирная бетонная панель толщиной $h = 150$ мм высотой $H = 2,7$ м, изготовленная вертикально (в кассете); бетон класса В15 ($E_b = 24000$ МПа, табл.9 прилож.1), $R_b = 8,5$ МПа, табл. 4 прилож. 1); полная нагрузка на $b=1$ м стены

$$N = (2.7 * 0.15 * 8.5) * 2 = 700 \text{ кН},$$

в том числе постоянная и длительная нагрузка $N_l = 650$ кН. Требуется проверить прочность панели.

Расчет производим на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом e_a , принимаемых не менее: $1/600$ длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения; $1/30$ высоты сечения; 10 мм.

поскольку

$$\frac{h}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ мм} < 10 \text{ мм} \text{ и } \frac{H}{600} = \frac{2700}{600} = 4,5 \text{ мм} < 10 \text{ мм},$$

принимаем $e_a = e_o = 10$ мм. Закрепление панели сверху и снизу принимаем шарнирным, следовательно, расчетная длина l_o , согласно табл.10 (прилож.1), равна $l_o = H = 2,7$ м.

Так как отношение $l_o / h = 2,7 / 0,15 = 18 > 4$ определяем коэффициент φ_l , принимая

$$M_{1l} / M_1 = N_l / N = 650 / 700 = 0,93,$$

$$\varphi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 0,93 = 1,93.$$

Поскольку $e_o / h = 10 / 150 = 0,067 < 0,15$, принимаем $\delta_e = 0,15$.

Жесткость D определим, принимая ширину сечения $b = 1$ м = 1000 мм

$$D = \frac{E_b b h^3}{80 \varphi_l (0,3 + \delta_e)} = \frac{24000 \cdot 1000 \cdot 150^3}{80 \cdot 1,93 (0,3 + 0,15)} = 1,166 \cdot 10^{12} \text{ Н мм}^2$$

Тогда

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_o^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1,166 \cdot 10^{12}}{2700^2} = 1578,3 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1578,3 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{700}{1578}} = 1,797$$

Расчетное сопротивление бетона R_b принимаем с учетом коэффициентов $\gamma_{b2} = 0,9$ и $\gamma_{b3} = 0,9$, а учитывая наличие кратковременных нагрузок, принимаем $\gamma_{b1} = 1,0$. Тогда

$$R_b = 8,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 6,89 \text{ МПа}.$$

Проверим условие

$$R_b A_b = R_b b h (1 - 2 \cdot e_o \cdot \eta / h) = 6,89 \cdot 1000 \cdot 150 (1 - 2 \cdot 0,067 \cdot 4,797) = 784635 \text{ Н} = 784,6 \text{ кН} > N = 700 \text{ кН},$$

т.е. прочность панели на действие полной нагрузки обеспечена.

Поскольку $N_l/N = 0,93 > 0,9$, проверим прочность панели на действии только постоянных и длительных нагрузок, т.е. при $N = 650$ кН. В этом случае $\varphi_l = 2$ и тогда

$$N_{cr} = 1578,3 \frac{1,93}{2} = 1523,4 \text{ и } \eta = \frac{1}{1 - 650/1523} = 1,745$$

Расчетное сопротивление R_b принимаем с учетом $\gamma_{bl} = 0,9$:

$$R_b = 6,89 \cdot 0,9 = 6,2 \text{ Н.}$$

$$R_b A_b = R_b b h (1 - 2 \cdot e_0 \cdot \eta / h) = 6,2 \cdot 1000 \cdot 150 (1 - 2 \cdot 10 \cdot 1,745 / 150) = 713620 \text{ Н} = 713,6 \text{ кН} > N = 650 \text{ кН},$$

т.е. прочность панели обеспечена при любых сочетаниях нагрузок.

3.6. Расчет звукоизолирующих ограждений, перегородок

Дано: В рабочем помещении длиной (рис. 11) $A = 35$ м, $C = 8$ м шириной $B = 20$ м, и высотой $H = 9$ м размещены источники шума – ИШ1, ИШ2, ИШ3, ИШ4 и ИШ5 с уровнями звуковой мощности. Источник шума ИШ1 заключен в кожух. В конце цеха находится помещение вспомогательных служб, которое отделено от основного цеха перегородкой с дверью площадью. Расчетная точка находится на расстоянии $r = 7,5$ м от источников шума. $S_r = 2,5 \text{ м}^2$. Рассчитать: звукоизолирующую способность перегородки и двери в ней, подобрать материал для перегородки и двери, пользуясь исходными данными табл.2.

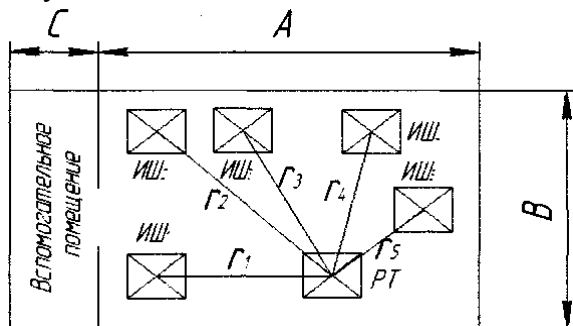


Рис. 11. Рабочее помещение

Таблица 2

Исходные данные					
Величина	250Гц	500Гц	Величина	250Гц	500Гц
L_{p1}	109	112	$\Delta 1$	8×10^{10}	$1,6 \times 10^{11}$
L_{p2}	99	97	$\Delta 2$	8×10^9	5×10^9
L_{p3}	95	98	$\Delta 3$	$3,2 \times 10^9$	$6,3 \times 10^9$
L_{p4}	93	100	$\Delta 4$	2×10^9	1×10^{10}
L_{p5}	109	112	$\Delta 5$	8×10^{10}	$1,6 \times 10^{11}$
A, м	35				
B, м	20				
C, м	8				
H, м	9				
r_1 , м	7,5				
r_2 , м	11				
r_3 , м	8,0				
r_4 , м	9,5				
r_5 , м	14				
$L_{\text{МАКС}}$, м	1,5				

Решение. Звукоизолирующие ограждения, перегородки применяются для отделения «тихих» помещений от смежных «шумных» помещений; выполняются из плотных, прочих материалов. В них возможно устройство дверей, окон. Подбор материала конструкции производится по требуемой звукоизолирующей способности, величина которой определяется по формуле:

$$R_{\text{треб}} = L_{\text{сум}} - L_{\text{дон}} - 10 \lg B_H + 10 \lg S_I + 10 \lg m, \text{ где}$$

$$L_{\text{сум}} = 10 \lg \sum_{i=1}^n 10^{0,1 L_{pi}}$$

-суммарный октавный уровень звуковой мощности, излучаемой всеми источниками определяемый:

для 250Гц:

$$L_{\text{сум}} = 10 \lg(8 \times 10^{10} + 8 \times 10^9 + 3,2 \times 10^9 + 2 \times 10^9 + 8 \times 10^{10}) = 112,4 \text{ дБ}$$

для 500 Гц:

$$L_{\text{сум}} = 10 \lg(1,6 \times 10^{11} + 5 \times 10^9 + 6,3 \times 10^9 + 1 \times 10^{10} + 1,6 \times 10^{11}) = 115,33 \text{ дБ}$$

$V_{\text{и}}$ – постоянная изолируемого помещения

$$V_{1000} = V/10 = (8 \times 20 \times 9)/10 = 144 \text{ м}^3$$

$$V = C \times B \times H$$

для 250 Гц: $\mu = 0,55$ $V_{\text{и}} = V_{1000} \cdot \mu = 144 \cdot 0,55 = 79,2 \text{ м}^3$

для 500 Гц: $\mu = 0,7$ $V_{\text{и}} = V_{1000} \cdot \mu = 144 \cdot 0,7 = 100,8 \text{ м}^3$

t - количество элементов в ограждении (перегородка с дверью $t=2$) $S_{\text{и}}$ - площадь элемента ограждения

$$S_{\text{стены}} = B \times H - S_{\text{двери}} = 20 \cdot 9 - 2,5 = 177,5 \text{ м}^2$$

для 250 Гц:

$$R_{\text{тр.б.стены}} = 112,4 - 77 - 10 \lg 79,2 + 10 \lg 177,5 + 10 \lg 2 = 41,9 \text{ дБ}$$

$$R_{\text{тр.б.двери}} = 112,4 - 77 - 10 \lg 79,2 + 10 \lg 2,5 + 10 \lg 2 = 23,4 \text{ дБ}$$

для 500 Гц:

$$R_{\text{тр.б.стены}} = 115,33 - 73 - 10 \lg 100,8 + 10 \lg 177,5 + 10 \lg 2 = 47,8 \text{ дБ}$$

$$R_{\text{тр.б.двери}} = 112,4 - 73 - 10 \lg 100,8 + 10 \lg 2,5 + 10 \lg 2 = 29,3 \text{ дБ}$$

Звукоизолирующее ограждение состоит из двери и стены, подберем материал конструкций: дверь - глухая щитовая дверь толщиной 40мм, облицованная с двух сторон фанерой толщиной 4мм с уплотняющими прокладками; стена - кирпичная кладка толщиной с двух сторон в 1 кирпич.

4. ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

4.1 Определение нагрузки на 1 м^2 от веса деревянных лаг для чердачного помещения.

Исходные данные: Определить нагрузку на $S=1 \text{ м}^2$ от веса деревянных лаг, расположенных с шагом $a = 0,4 \text{ м}$. Сечение лаг $b \times h = 50 \times 50 \text{ мм}$; плотность древесины $\rho = 500 \text{ кН/м}^3$.

Нагрузка на рассчитываемый элемент передается с площади, которая называется грузовой. Для определения грузовой площади необходимо мысленно представить, как и через какие конструкции передаются нагрузки на элемент, на который производится сбор нагрузок.

Решение.

1. Определяем удельный вес древесины

$$\gamma = \rho g = 500 \times 10 = 5000 \text{ Н/м}^3 = 5,0 \text{ кН/м}^3.$$

2. Находим нормативную нагрузку на 1 м^2 от веса лаг

$$c_p = bhp/a = 0,05 \times 0,05 \times 5,0/0,4 = 0,031 \text{ кПа}.$$

Определяем расчетную нагрузку на 1 м^2

$$q = c_p \gamma f = 0,031 \times 1,1 = 0,034 \text{ кПа},$$

где коэффициент надежности по нагрузке $\gamma f = 1,1$

Полученный результат сравниваем с нормированным по данным приведённым в таблице 12 (прилож.1).

$$0,7 > 0,034 \text{ кПа}$$

Определённая полная нагрузка на 1 м^2 от веса деревянных лаг для чердачного помещения достаточна.

Варианты заданий

№	Помещения	a, м	b, мм	h, мм	p, кН/м ³
1	Квартиры жилых зданий; спальные помещения; палаты больниц	0,4	45	50	700
2	Служ. помещения адм. персонала; класс. помещения; бытовые помещения	0,35	45	50	500
3	Читальный зал	0,45	45	35	450
4	Обеденный зал	0,5	45	35	300
5	Зал собраний	0,4	50	35	200
6	Торговый, выставочный зал	0,35	50	60	300
7	Обеденный зал	0,45	50	60	250
8	Читальный зал	0,5	35	45	200
9	Зал собраний	0,4	35	45	400
10	Чердач. помещение	0,35	35	45	150

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

5.1. Расход строительных материалов одноэтажного дома

5.1.1. Одноэтажный дом из кирпича. Площадь нетто - 84,1 м². Площадь жилая - 72,6 м². Площадь крыши - 175,8 м². Габаритные размеры дома: 8,9 х 11,9 х 5,55 м. Следует рассчитать необходимый расход строительных материалов одноэтажного дома, которые даны в таблице 3.

Таблица 3

Элементы конструкции и применяемых материалов

Глубина промерзания, м	до 1,4
Глубина заложения фундамента h, м	1
Ширина фундамента b, м	0,4
Длина фундамента, м	53,5
Общая площадь подошвы фундамента:	
Длина, м	53,5
Ширина, м	0,4
Цоколь	Полнотелый кирпич
Наружные стены	Полнотелые кирпичи (в 2 кирпича) с утеплением
Внутренние стены	Пустотелые кирпичи (в 0,5 кирпича)
Конструкция крыши	Деревянная, двухскатная. Угол наклона – 30 градусов
Объем древесины стропильной конструкции крыши	13,9 м ³
Окна	Деревянные, двойные
Двери наружные	Металлические
Двери внутренние	Деревянные
Кровля	Керамическая черепица
Фасад	Тонкослойная штукатурка
Пол	Деревянный брус, половая доска
Потолочное перекрытие	Плиты перекрытий из газобетона
Цокольное перекрытие	Плиты перекрытий из газобетона
Утеплитель	Гидроизоляция

$$S = A \times B = 53,5 \times 0,4 = 21,4 \text{ м}^2$$

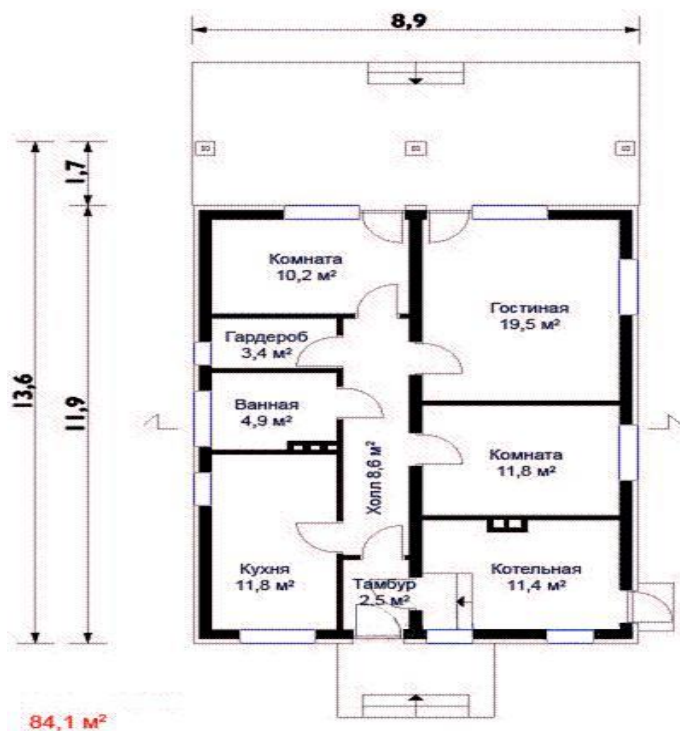


Рис. 12. План на отм. 0.000

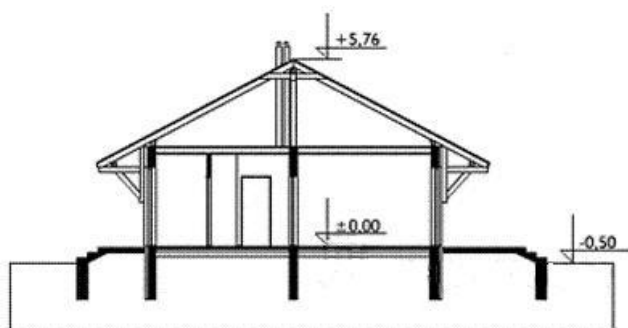


Рис. 13. Разрез

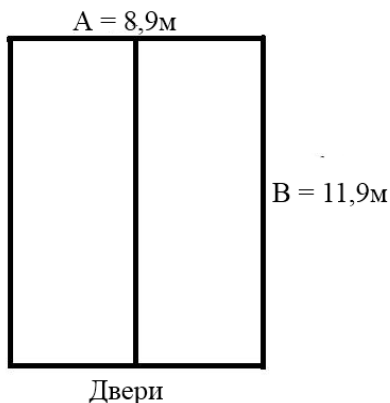


Рис. 14. Схема фундамента

Расход строительных материалов и их веса.

а) расход строительных материалов на фундамент:

• бетон марки М 150 для ленточного железобетонного монолитного фундамента. Объем фундамента (предварительный) определяем расчетом: ширина $b=0,4$ м, высота $h=1,0$ м, длина $L=53,5$ м

$$V_{\text{фунд.}} = b \times h \times L = 0,4 \times 1,0 \times 53,5 \text{ м} = 21,4 \text{ м}^3.$$

Удельный вес железобетона $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$ или $2,5 \text{ т/м}^3$.

Считаем вес фундамента:

$$Q_{\text{фунд.1}} = V_{\text{ф}} \times \gamma = 21,4 \text{ м}^3 \times 2500 \text{ кг/м}^3 = 53500 \text{ кг или } 53,5 \text{ т.}$$

б) расход строительных материалов на наружные стены:

• кирпич керамический полнотелый одинарный М 125 для наружных стен, толщиной в 2 кирпича $t = 500$ см. Длина периметра стен составит

$$L_{\text{фунд.}} = A + A + B + B = 11,9 + 11,9 + 8,9 + 8,9 = 41,6 \text{ м.}$$

Высота стен – 2,6 м. За вычетом окон и дверей объем стен составит

$V_{\text{стен}} = L \times h_{\text{стен}} \times t = 41,6 \times 2,6 \times 0,5 = 44,7 \text{ м}^3$ на 1 м^3 , сплошной стены необходимо $n = 394$ штук одинарного кирпича и раствора $0,240 \text{ м}^3$. Всего необходимого кирпича

$$N_{\text{кирп.}} = V_{\text{стен}} \times n = 44,7 \times 394 = 17612 \text{ штук.}$$

При весе 1 кирпича $q = 3,4$ кг, вес наружных стен составит

$$Q_{\text{нар. стен}} = N_{\text{кирп.}} \times q = 17612 \times 3,4 = 59880 \text{ кг, или } 59,9 \text{ т.}$$

На 1 м^3 кладки необходимо цементного раствора $v_{\text{раст.}} = 0,240 \text{ м}^3$. Удельный вес цементно-песчаного раствора $u_{\text{раст.}} = 1,8 \text{ т/м}^3$.

На наружные стены потребуется

$$V_{\text{раст.}} = V_{\text{стен}} \times v_{\text{раст.}} = 44,7 \times 0,240 = 10,7 \text{ м}^3 \text{ раствора.}$$

Всего вес раствора на наружные стены составит

$$Q_{\text{раст.}} = V_{\text{раст.}} \times u_{\text{раст.}} = 10,7 \times 1,8 = 19,3 \text{ т.}$$

Общий вес наружных стен составит

$$\Sigma Q_{\text{общ. стен}} = Q_{\text{нар. стен}} + Q_{\text{раст.}} = 59,9 + 19,3 = 79,2 \text{ т.}$$

в) расход строительных материалов цоколя:

• *кирпич керамический полнотелый одинарный М 125 для цоколя, толщиной в 2 кирпича $t = 500$ см, высотой в 1 ряд ($2 \times 6,5 \text{ см} = 130 \text{ см} = 0,130 \text{ м}$). При периметре фундамента $L_{\text{фунд.}} = 41,6 \text{ м}$ объем цоколя составит*

$$V_{\text{цоколь}} = L_{\text{фунд.}} \times t \times h = 41,6 \times 0,5 \times 0,130 = 2,7 \text{ м}^3.$$

на 1 м^3 сплошной стены необходимо $N = 394$ штуки кирпича и $V_{\text{раст.}} = 0,240 \text{ м}^3$ раствора. Вес цоколя составит: по кирпичу

$$Q_{\text{цоколь}} = V_{\text{цоколь}} \times N = 2,7 \times 394 = 1064 \text{ шт.}$$

При весе 1 кирпича $n = 3,4$ кг это будет $Q_{\text{кирп.}} = 3617 \text{ кг}$ или $3,6 \text{ т}$.

Цементно-песчаного раствора на $2,7 \text{ м}^3$ кладки необходимо $V_{\text{цем. раст.}} 0,65 \text{ м}^3$. Это составит

$$Q_{\text{цем. раст.}} = V_{\text{цем. раст.}} \times u_{\text{раст.}} = 0,65 \times 1,8 = 1,17 \text{ т раствора.}$$

Общий вес цоколя

$$\Sigma Q_{\text{цоколь}} = Q_{\text{кирп.}} + Q_{\text{цем. раст.}} = 3,6 + 1,17 = 4,77 \text{ т.}$$

д) расход строительных материалов на внутренние стены:

• *кирпич керамический пустотелый одинарный М 100 для внутренних стен. Общая длина внутренних стен составляет $L_{\text{стен}} = 39,2 \text{ м}$. При сплошной кладке в пол кирпича, с вычетом объема внутренних дверей, получаем объем внутренних стен*

$$V_{\text{вн. стен}} = L_{\text{стен}} \times L_{\text{кирп.}} = 39,2 \times 0,120 \times 2,6 = 12,2 \text{ м}^3.$$

На 1 м^3 сплошной стены необходимо $N = 420$ штук кирпича и $V_{\text{цем. раст.}} = 0,189 \text{ м}^3$ цементно-песчаного раствора. С вычетом

объема внутренних дверей необходимое количество кирпичей составит $N=3800$ штук и цементно-песчаного раствора $V_{\text{цем.раст.}} = 1,7 \text{ м}^3$. Определяем вес внутренних перегородок.

Вес кирпичной кладки

$Q_{\text{кирп.}} = N \times q_{\text{кирп.}} = 3800 \times 2,5 \text{ кг (вес 1 кирпича)} = 9500 \text{ кг}$, или 9,5 т. Вес раствора

$$Q_{\text{раст.}} = V_{\text{раст.}} \times \gamma_{\text{раст.}} = 1,7 \times 1,8 = 3,06 \text{ т.}$$

Общий вес составит

$$\Sigma Q_{\text{раст.}} = Q_{\text{кирп.}} \times Q_{\text{раст.}} = 9,5 + 3,06 = 12,56 \text{ т.}$$

е) расход металлических конструкций:

сталь на металлические двери:

1 - высотой $h = 2,0 \text{ м}$, шириной $b = 0,8 \text{ м}$ с металлической коробкой;

2 - двойная высотой $h = 2,0 \text{ м}$, шириной $b = 1,6 \text{ м}$ с металлической коробкой. По сертификату производителя их общий вес составляет $\Sigma Q_{\text{метал.}} = 290 \text{ кг}$ или 0,29 т.

ж) лесоматериалы (хвойных пород) для сооружения:

внутренних деревянных дверей, обналички; коробка окон из бруса; пола из бруса и половой доски; стропил крыши из бруса, доски, горбыля; фронтона крыши из досок. Обмер всех составных элементов этих конструкций (по выполненным эскизам) составил объем в сумме $\Sigma V_{\text{древ.}} = 19,5 \text{ м}^3$. Удельный вес хвойных пород древесины $\gamma_{\text{древ.}} = 500 \text{ кг/м}^3$. Определяем вес всего использованного лесоматериала

$$\Sigma Q_{\text{древ.}} = \Sigma V_{\text{древ.}} \times \gamma_{\text{древ.}} = 19,5 \times 500 = 9750 \text{ кг или } 9,75 \text{ т.}$$

з) расход строительных материалов плит перекрытий:

Плиты перекрытий из газобетона. Для потолочного и цокольного перекрытия. Предполагается применить плиты ПП 60.2,5-4,5. Удельный вес плит $\gamma_{\text{плит.}} = 0,63 \text{ т/м}^3$. Общая площадь перекрытий составляет

$$S_{\text{перек.}} = A \times B = 8,9 \times 11,9 = 106,0 \text{ м}^2 \times 2 = 211,8 \text{ м}^2.$$

При стандартной толщине перекрытия $t = 0,22 \text{ м}$ объем составляет

$$V_{\text{перек.}} = S_{\text{перек.}} \times t = 211,8 \times 0,22 = 46,6 \text{ м}^3.$$

Общий вес перекрытий будет составлять

$$\Sigma Q_{\text{перек.}} = V_{\text{перек.}} \times \gamma_{\text{плит.}} = 46,6 \times 0,63 = 29,36 \text{ т.}$$

и) расход строительных материалов на покрытие крыши:

Черепица керамическая для покрытия крыши. Вес 1 м^2 – $Q_{\text{череп.}} = 46,5 \text{ кг}$. Общий вес черепицы

$$\Sigma Q_{\text{череп.}} = S_{\text{крыш.}} \times Q_{\text{череп.}} = 175,8 \times 46,5 \text{ кг} = 8174 \text{ кг или } 8,2 \text{ т}$$

где $S_{\text{крыш.}} = 175,8 \text{ м}^2$ площадь крыши.

к) расход материалов утеплителя на полы, стен, крыши:

- *утеплитель для пола.* Необходимо утеплить пол площадью

$$S_{\text{пола.}} = A \times B = 8,9 \times 11,9 = 106 \text{ м}^2.$$

Для утепления пола применим маты минераловатные с удельным весом $\gamma_{\text{утеп. пола}} = 35 \text{ кг/м}^3$, толщиной $t = 0,1 \text{ м}$. При этом вес утепления составит $Q_{\text{утеп. пола}} = 0,371 \text{ т}$;

- *утеплитель для внешних стен.* Периметр стен $L_{\text{стен.}} = 41,6 \text{ м}$, высота $h_{\text{стен}} = 2,6 \text{ м}$. Общая площадь утепления стен

$$\Sigma S_{\text{стен}} = L_{\text{стен.}} \times h_{\text{стен}} = 41,6 \times 2,6 = 108,16 \text{ м}^2.$$

Для утепления стен применим утеплитель толщиной $t = 0,1 \text{ м}$ и плотностью $\rho = 35 \text{ кг/м}^3$. Вес утеплителя

$$Q_{\text{стен.}} = \Sigma S_{\text{стен}} \times t \times \rho = 108,16 \times 0,1 \times 35 = 0,379 \text{ т};$$

- *утеплитель для крыши.* Крышу будем утеплять по чердачному перекрытию минеральной ватой или утеплителю толщиной $t = 0,2 \text{ м}$ и плотностью $\rho = 35 \text{ кг/м}^3$. Площадь утепления $S_{\text{крыши}} = 106 \text{ м}^2$. Вес утеплителя

$$Q_{\text{утеп. крыши}} = S_{\text{крыши}} \times t \times \rho = 106 \times 0,2 \times 35 = 0,742 \text{ т.}$$

л) расход гидроизоляции для фундамента и крыши:

- *гидроизоляция для фундамента и крыши.* Для фундамента применяем изоляцию в два слоя. Удельный вес материала $\gamma_{\text{гидр.}} = 2,5 \text{ кг/м}^2$. Длина фундамента $L_{\text{фунд.}} = 53,5 \text{ м}$ ширина $b = 0,4 \text{ м}$. При укладке изоляции в один слой необходимо

$$S_{\text{гидр.}} = 53,5 \times 0,4 = 21,4 \text{ м}^2 \text{ материала,}$$

а при двух слоях

$$21,4 \times 2 = 42,8 \text{ м}^2.$$

Вес гидроизоляции составит

$$Q_{\text{гидр.}} = S_{\text{гидр.}} \times u_{\text{гидр.}} = 42,8 \times 2,5 = 107 \text{ кг или } 0,1 \text{ т.}$$

Для крыши применим гидроизоляционную мембрану с плотностью $\rho = 940 \text{ кг/м}^3$. Для площади крыши $S_{\text{крыш.}} = 175,8 \text{ м}^2$ вес мембраны

$$\Sigma Q_{\text{гидр.}} = S_{\text{крыш.}} \times \rho = 175,8 \times 940 \times 0,0006 = 99,15 \text{ кг или } 0,099 \text{ т.}$$

Общий вес гидроизоляции составит $\Sigma 0,199 \text{ т.}$

м) расход остекления:

- *остекление* $N=10$ окон. Толщина стекол $t=4$ мм. Общий вес – $Q=980 \text{ кг или } 0,98 \text{ т;}$

- *штукатурка*, тонкослойная, цементно-песчаная смесь для фасада и внутренних перегородок $Q=0,62 \text{ т.}$

Общий вес дома с нагрузками.

Определяем вес конструкции дома, включая все его элементы.

Эта величина состоит из суммы веса материалов, используемых для строительства:

$$\Sigma Q_{\text{констр.}} = 53,5 + 79,2 + 4,77 + 12,56 + 0,29 + 9,75 + 29,36 + 8,2 + 0,371 + 0,379 + 0,742 + 0,199 + 0,98 + 0,62 = 200,92 \text{ т;}$$

- *Определяем снеговую нагрузку на дом.*

Расчет проводим в соответствии с требованием КМК 2.03.01-97 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Площадь крыши

$$Q_{\text{крыши}} = S_{\text{крыш.}} \times q = 175,8 \times 160 = 28128 \text{ кг, или } 28,1 \text{ т}$$

где $q=160 \text{ кг/м}^2$ величина снеговой нагрузки в районе строительства дома.

С учетом угла наклона ската крыши (30 градусов) применяем поправочный коэффициент - 0,86

$$M = 0,86 \times Q_{\text{крыши}} = 0,86 \times 28,1 \text{ т} = 24,1 \text{ т.}$$

- *Определяем полезную нагрузку от мебели, оборудования, количества людей и т. д., все, что будет находиться в доме.*

Эта величина (с запасом) принимается равной общей площади дома умноженная на $\rho=180 \text{ кг/м}^2$. В нашем случае

$Q_{\text{полез. нагр.}} = S_{\text{дома}} \times p = 72,6 \times 180 = 13068 \text{ кг или } 13,0 \text{ т}$
 (площадь котельной исключаем, т.к. отопительный котел и коммуникации расположены на отдельном фундаменте). Итого суммарный вес дома с нагрузками составляет

$$\Sigma P_{\text{дома1}} = \Sigma Q_{\text{констр.}} \times M = 200,92 + 24,1 + 13,0 = 238 \text{ т}$$

5.1.2. Расчёт безопасной работы фундамента на просадочных грунтах

Целью расчета является определение соотношения величин удельного давления на грунт под подошвой фундамента от веса дома - $P \text{ т/м}^2$ и расчетного сопротивления грунта - $R \text{ т/м}^2$. Расчетное сопротивление грунта характеризует его способность воспринимать нагрузку от здания без осадки. Величина P определяется расчетом.

Проводим проверку выбранных размеров фундамента на работоспособность - ширина $b=0,25\text{м}$; высота $h=1,0 \text{ м}$; длина $L=53,5 \text{ м}$; $V_{\phi} = 21,4 \text{ м}^3$; удельный вес железобетона $\gamma = 2,5 \text{ т/м}^3$; вес фундамента

$$Q_{\text{фунд.}} = V_{\phi} \times \gamma = 21,4 \text{ м}^3 \times 2500 \text{ кг/м}^3 = 53500 \text{ кг или } 53,5 \text{ т}$$

Главным требованием для надежной работы фундамента является соблюдение условий, при которых величина P должна быть меньше величины R .

Определяем удельное давление на грунт под подошвой фундамента $P \text{ т/м}^2$.

Для этого общий вес дома с нагрузками $\Sigma Q_{\text{дома}} = 238,0 \text{ т}$ делим на площадь подошвы фундамента $S_{\text{подош.фунд.}} = 21,4 \text{ м}^2$ получаем

$$P = \Sigma Q_{\text{дома}} / S_{\text{фунд.}} = 238,0 / 21,4 = 11,12 \text{ т/м}^2$$

R для мелких песков составляет $20,0 \text{ т/м}^2$. Как видим $R > P$, что соответствует главному условию надежной работы фундамента.

Для создания запаса прочности фундамента, перекрывающего неточности в выборе исходных данных, необходимо чтобы величина R была на 15-20% больше, чем P . У нас, при 20%

запасе, достаточно выполнить условие - величина P должна быть не более $16,0 \text{ т/м}^2$ (контрольная величина).

Проверка и корректировка размеров фундамента.

Исходя из полученных расчетных данных, для экономии средств, целесообразно уменьшить размеры фундамента. Будем поэтапно искать оптимальный вариант.

Уменьшаем ширину фундамента на 15 см (т.е. принимаем ширину 25 см), при этом площадь подошвы фундамента будет составлять $S_{\text{подош.фунд.1}} = 13,4 \text{ м}^2$.

Определяем P , которое будет составлять:

$$P = \Sigma Q_{\text{дома}} / S_{\text{подош.фунд.}} = 238,0 / 13,4 \text{ м}^2 = 17,76 \text{ т/м}^2,$$

что несколько превышает допустимое $P_{\text{д}}=16,0 \text{ т/м}^2$.

В связи с уменьшением веса фундамента, проведем уточненную проверку P . Вес фундамента при ширине подошвы $b=25 \text{ см}$ составит

$$Q_{\text{фунд.2}} = L \times b \times h \times \gamma = 53,5 \times 0,25 \times 1,0 \times 2,5 = 33,4 \text{ т.}$$

При этом суммарный вес дома с нагрузками будет

$$\Sigma R_{\text{дома 2.}} = \Sigma R_{\text{дома1}} - Q_{\text{фунд.}} + Q_{\text{фунд.}} = 238 - 53,5 + 33,4 = 217,9 \text{ т.}$$

Определяем

$$P = \Sigma R_{\text{дома 2.}} / S_{\text{подош.фунд.}} = 217,9 / 13,4 = 16,26 \text{ т/м}^2.$$

Эта величина так же выше контрольной контрольной - $16,0 \text{ т/м}^2$.

Значит, необходимо увеличить ширину фундамента. Возьмем ширину $b=0,3 \text{ м}$. Тогда площадь фундамента будет

$$S_{\text{подош.фунд.2}} = L \times b = 53,5 \times 0,3 = 16,05 \text{ м}^2.$$

Вес фундамента

$$Q_{\text{фунд.3}} = L \times b \times h \times \gamma = 53,5 \times 0,3 \times 1 \times 2,5 = 224,64 \text{ т}$$

Удельное давление

$$P = Q_{\text{фунд.3}} / S_{\text{подош.фунд.2}} = 224,64 / 16,05 = 14 \text{ т/м}^2.$$

Данная величина полностью удовлетворяет контрольной. Полученные результаты расчета могут считаться окончательными.

5.1.3. Определение нагрузки от собственного веса железобетонной колонны

Определить нагрузку от собственного веса железобетонной колонны по следующим данным: сечение колонны

$$b \times h = 300 \times 300 \text{ мм, высота } l = 4,5 \text{ м.}$$

Решение. Находим объем колонны

$$V = bhl = 0,3 \times 0,3 \times 4,5 = 0,405 \text{ м}^3.$$

Находим нормативную нагрузку от собственного веса колонны

$$N_r = Vy,$$

$$y = p g,$$

где g — ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/сек}^2$ (допускается в расчетах принимать 10 м/сек^2); $p = 2500 \text{ кг/м}^3$

$$N_r = 0,405 \times 25 = 10,125 \text{ кН.}$$

Определяем расчетную нагрузку от собственного веса колонны, где коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$.

$$N = N_r \gamma_f = 10,125 \times 1,1 = 11,138 \text{ кН.}$$

Нагрузку от собственного веса сборных железобетонных конструкций можно определить, пользуясь массами этих конструкций, которые указаны в строительных каталогах.

Варианты заданий

№	$a, \text{ м}$	$b, \text{ мм}$	$h, \text{ мм}$
1	0,4	45	50
2	0,35	45	50
3	0,45	45	35
4	0,5	45	35
5	0,4	50	35
6	0,35	50	60
7	0,45	50	60
8	0,5	35	45
9	0,4	35	45
10	0,35	35	45

5.2. ОКНЫ И ФОНАРИ. ДВЕРИ И ВОРОТА. ЛЕСТНИЦЫ

5.2.1. Расчет бытовых и административно-конторских помещений

Дано: рассчитать бытовые и административно-конторские помещения, используя данные табл.4 – 9.

Таблица 4

Наименование	Количество
Высота этажей вспомогательных зданий h , м	3,8 или 4,2
Вестибюль	
Площадь	0,2 м ² на одного работающего в наиболее многочисленной смене, но не менее 18 м ²
Гардеробные	
Отделений в шкафах	По списочному количеству работающих
Вешалки	По списочному количеству работающих
Площадь гардероба	0,1 м ² на 1 чел
Душевые помещения	
Площадь преддушевой	0,7 м ² на одну кабину, но не менее 2 м ²
Душевых	По количеству работающих в наиболее многочисленной смене
Умывальные	
Число кранов	По количеству работающих в наиболее многочисленной смене
Ножные ванны	
Ножные ванны	40 человек на 1 ножную ванну
Санитарные узлы	
Санитарных приборов	18 мужчин и 12 женщин на 1 санитарный прибор в производственных зданиях и 45 мужчин и 30 женщин на 1 санитарный прибор в административных зданиях
Помещения для личной гигиены женщин	
Один умывальник	На каждые 4 кабины
Процедурных кабин	1 кабина на каждые 75 женщин

Помещения общественного питания	
Столовые	> 200 человек и более
Столовые - раздаточные	< 200
Количество мест	Одно место на 4 чел.
Кладовые	
Для хранения, сушки и очистки уборочного инвентаря и оборудования	0,8 м ² на каждые 100 м ² площади этажа, но не менее 4 м ²
Маршей и площадок лестниц, м	1,2 – 2,4
Коридоров и переходов между зданиями, м	1,4
Проходов, м	1
Дверей, м	0,8

Таблица 5

Расстояние от дверей помещений до ближайших выходов

Степень огнестойкости зданий	Расстояния от дверей помещений, м	
	Расположенных между лестничными клетками, или выходами наружу	С выходом в тупиковый коридор
III	50	25
II	30	15

Количество эвакуационных выходов из вспомогательных зданий или помещений, а также из встроек должно быть не менее двух.

Таблица 6

Расчётное количество человек на один кран

№	Группа производственных помещений	Количество человек на 1 кран
1	Iа, Iв, IIг, IIIа, IVв	7
2	Iб, IIIб, IIIв, IIIг, IVа, IVб	15
3	IIа, IIб, IIв, IIд, IIе	20

Таблица 7

Расчетное количество людей на 1 душевую сетку

Группы производственных процессов	Расчетное количество человек	
	мужчин	женщин
IIа, IIг	3	3
IIв, IIд	5	4
Iв, IIа	7	6
Iб	15	12

Таблица 8

Площадь кабинета охраны труда

Списочная численность работников, чел.	Площадь, м ²
до 1000	24
1000... 3000	48
3000... 5000	72

Кабинет психологической разгрузки или место для отдыха принимается из расчета 0,9 м² на 1 человека в смену.

Таблица 9

Помещения здравпункта

Помещения	Площадь, м ²
Вестибюль с раздевалкой и регистратура	18
Комната временного пребывания больных	9
Процедурные кабинеты (2 помещения)	24
Кабинет для приема больных	12
Кабинет для физиотерапии	18
Кабинет для стоматолога	12
Кабинет для гинеколога	12
Кладовая лекарственных форм медицинского оборудования	6
Уборная с умывальником в тамбуре	1 унитаза

Варианты заданий

№ вар	Сетка колонн	Количество работающих		
		общее, чел	муж, %	жен, %
2	(6x8)x(6x9)	330	10	90
1	(9x5)x(6x6)	320	20	80
3	(18x3)x(6x13)	700	10	90
4	(18x3)x(6x11)	690	30	70
6	(24x3)x(6x12)	95500	29	71
7	(9x9)x(6x12)	490	20	80
5	(24x3)x(12x5)	93510	24	76
9	(9 x 6)x(6x6)	320	20	80
10	(18x3)x(6x8)	440	31	69

5.2.2. Расчет размеров ширины простенков и оконных проемов

Произвести расчет размеров ширины простенков с четвертями и оконных проемов. На главном фасаде:

- ширина оконного блока (рис. 15) $b=1420$ мм;

- примем зазор между оконным блоком и простенком по $t=10$ мм с каждой стороны. Тогда общая длина зазора:

$$2 \times 10 = 20 \text{ мм};$$

- примем четверти по $l=65$ мм с каждой стороны. Суммарная длина четвертей: $2 \times 65 = 130$ мм;

- определим внутренний размер оконного проема в кладке:

$$2100 + 20 = 2120 \text{ мм};$$

- определим внешний размер оконного проема в кладке:

$$2120 - 130 = 1990 \text{ мм};$$

- определим размеры простенка с учетом, что $L=250$ мм длина кирпича, $B=120$ мм – ширина и $d=7 - 10$ мм толщина шва:

$$4 \times 250 + 120 = 1120 \text{ мм} - 5 \text{ кирпичей};$$

$$4 \times 10 = 40 \text{ мм} - 4 \text{ шва};$$

$$1120 + 40 = 1160 \text{ мм}$$

При привязке к координационной оси:

$$850 + 310 = 1160 \text{ мм}$$

Так как здание симметрично, то длина среднего простенка определяется следующим образом:

$$3700 + 3700 - 850 - 850 - 1990 - 1990 = 1720 \text{ мм}$$

При привязке к координационной оси: $1720 / 2 = 860 \text{ мм}$

- определим внутренний размер оконного проема в кладке:

$$900 + 20 = 920 \text{ мм};$$

- определим внешний размер оконного проема в кладке:

$$920 - 130 = 790 \text{ мм};$$

- размеры простенка: 1

$$3 \times 250 + 120 = 3370 \text{ мм} - 14 \text{ кирпичей};$$

$$10,5 \times 13 = 140 \text{ мм} - 13 \text{ швов}; 3370 + 140 = 3510 \text{ мм}.$$

При привязке к координационной оси:

$$3200 + 310 = 3510 \text{ мм}.$$

Размер дверного проема на лестничной клетке: 1010 мм.

- размеры простенка: $5 \times 250 + 120 = 1380$ мм – 6 кирпичей;

$$5 \times 8 = 40 \text{ мм} - 5 \text{ швов};$$

$$1370 + 40 = 1420 \text{ мм}$$

При привязке к координационной оси: $1100 + 310 = 1420 \text{ мм}.$

Оставшийся простенок, как видно из плана, находится следующим образом:

$$4800 - 3200 - 790 = 710 \text{ мм}$$

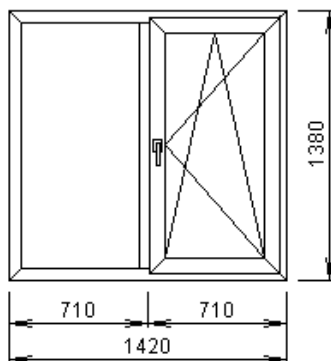


Рис.15

5.2.3. Расчет высоты окон светового фонаря

Дано: Механический цех завода расположен в одном из пролетов одноэтажного унифицированного здания. Длина цеха $A = 72$ м, ширина $B = 18$ м, высота пролета $H = 7,2$ м. Остекление светового фонаря - двухстороннее трапецевидное остекление, принимаем $\tau_2 = 1,15$. Внутренняя отделка стен светлая. Разряд выполняемой работы – VII.

Определим нормируемое значение к.е.о. из выражения:

$$e_n = e_{mc} = 3 * I * I = 3,$$

где e зависит от разряда выполняемой работы, определяемой в соответствии КМК:

Разряд выполняемой работы	Значения по КМК, %	Разряд выполняемой работы	Значения по КМК, %
I	10	V	3
II	7	VI	2
III	5	VII	3
IV	4	VIII	0,5 - 1

m - коэффициент светового климата, $m = I$; c - коэффициент солнечности, $c = I$.

Определим приближенное значение требуемой (при верхнем освещении) площади световых проемов, обеспечивающей

нормированные значения коэффициента естественной освещенности (к.е.о.), в процентах от площади пола:

$$S_{\phi} = \frac{S_n e_n \eta_{\phi}}{100 \tau_o r} = \frac{1296 * 3 * 2,8}{100 * 0,39 * 1,15} = 242,85 \text{ м}^2$$

где S_{ϕ} - площадь фонарей; S_n - площадь пола помещения; e_n - нормируемое значение к.е.о.; η_{ϕ} - световая характеристика фонаря, равна 2,8; r - коэффициент, учитывающий повышение к.е.о. при отраженном свете; τ_o - общий коэффициент светопропускания светового проема. $\tau_o = \tau_1 \tau_2 \tau_3 \tau_4 \tau_5$,

где $\tau_1 = 0,9$, если стекло одинарное листовое;

$\tau_2 = 0,75$, если переплеты стальные открывающиеся;

$\tau_3 = 0,65$, если загрязнение фонарей незначительно;

$\tau_4 = 0,9$, если несущие конструкции стальные;

$\tau_5 = 1$, если отсутствуют солнцезащитные устройства.

Определяем высоту окон

$$h = \frac{S_{\phi}}{2A} = \frac{242,85}{144} = 1,7 \text{ м.}$$

Так как высота фонарей должна быть кратна 0,6, то принимается равной 1,8 м.

Варианты задания

№	А,м	В,м	Н,м	η_{ϕ}	τ_o	Разряд	r_2
1	12	16	3,8	2,8	0,4	I	1,15
2	10	24	4	1,0	0,75	II	1,3
3	12	16	4,2	1,4	0,6	III	1,25
4	14	12	4,8	2,0	0,9	IV	1,15
5	14	12	4,6	1,2	1,0	V	1,35
6	20	10	3,6	1,8	0,4	VI	1,15
7	14	16	3,8	1,6	0,75	VII	1,25
8	16	15	5	2,0	0,6	VIII	1,15
9	15	12	4	1,0	0,9	II	1,05
10	10	12	4,2	1,2	1,0	III	1,15

5.2.4. Расчёт лестничного марша марки ЛМФ 39.12

По степени ответственности здание относится к классу 2 (коэффициент надежности по назначению конструкции $\gamma_n = 0.95$), по условиям эксплуатации – X_0

Исходные данные Ширина лестничного марша $B = 1,2\text{м}$, длина $L = 3,913\text{м}$, угол наклона марша $\alpha = 27^\circ$, $\cos \alpha = 0,891$.

Бетон тяжелый класса C20/25, расчетное сопротивление сжатию которого

$$f_{cd} = \frac{20\text{МПа}}{1,5} = 13,33\text{МПа}$$

($\gamma_c = 1,5$ – частичный коэффициент безопасности для бетона), расчетное сопротивление растяжению

$$f_{cd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,5\text{МПа}}{1,5} = 1,0\text{МПа}$$

Рабочая арматура S400, арматура сетки и каркасов Kp-2, Kp-3 S500 (провол.), расчетное сопротивление растяжению арматуры S400 $f_{yd} = 365$ МПа; расчетное сопротивление проволочной арматуры класса S500 растяжению

$$f_{yd} = 410\text{МПа}$$

Модуль упругости арматуры

$$E_s = 20 \cdot 10^4\text{МПа}$$

где $E_{cm} = 0,9 \cdot 32 \cdot 10^3\text{МПа}$ – модуль упругости бетона класса C20/25 марки П2 по удобоукладываемости, подвергнутого тепловой обработке

$E_s = 20 \cdot 10^4\text{МПа}$ – модуль упругости для напрягаемой арматуры.

Собственный вес марша составляет

$$q_n = \frac{12,9\text{кН}}{1,2\text{м} \cdot 3,913\text{м} \cdot 0,891} = 3,08\text{кН/м}^2.$$

При расчете лестничных марш рассматривается как балка таврового сечения на двух опорах.

Определение нагрузок и усилий по табл. 10.

Таблица 10

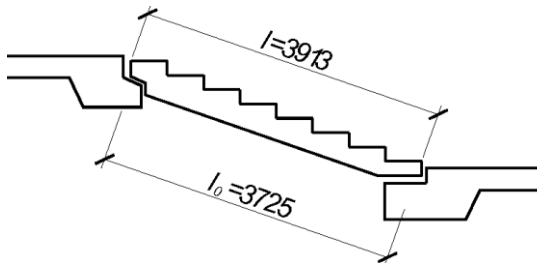
Нагрузки на 1м^2 горизонтальной проекции марша

Вид нагрузки и подсчет	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1.Постоянная			
собственный вес марша	3,08	1,35	4,16
ограждения и поручни	0,2	1,35	0,27
Итого	$g_k=3,28$		$g_d=4,43$
2.Переменная	$q_k=3,0$	1,5	$q_d=4,5$
3.Полная	$g_k + q_k=6,28$		$g_d + q_d=8,93$

Нагрузка на 1 метр длины марша, действующая по нормали к его оси:

$$(q_d + g_d) \cdot a \cdot \cos \alpha$$

$$8,93\text{кН/м}^2 \cdot 1,2\text{м} \cdot 0,891 = 9,55/\text{м}.$$

Рис- 16. Определение расчетного пролета l_0

$$l_0 = l - 98 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot c$$

где $c = 90\text{мм}$ – величина опирания марша на консольные выступы лобового ребра лестничных площадок.

$$l_0 = 3913\text{мм} - 98 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 90 = 3725\text{мм} = 3,725\text{м}.$$

Варианты задания

№	B,м	L,м	$\alpha, ^\circ$	γ_c	γ_n
1	1	3,913	27	1,5	0.95
2	1,1	3,913	28	1,5	0.95
3	1,2	3,913	29	1,5	0.95
4	1,3	3,615	30	1,5	0.95
5	1,4	3,615	31	1,5	0.95
6	1,5	3,615	27	1,5	0.95
7	1,6	3,810	28	1,5	0.95
8	1,7	3,810	29	1,5	0.95
9	1,8	3,750	30	1,5	0.95
10	1,9	3,750	31	1,5	0.95

5.3. ПЕРЕКРЫТИЯ И ПОКРЫТИЯ

5.3.1. Проверка прочности двухскатной железобетонной балки.

Дано: двухскатная балка (рис. 17, а) пролетом $L=8,8\text{м}$; высота балки $h=600\text{мм}$; сплошная равномерно распределенная нагрузка на балку $q = 46 \text{ кН/м}$; размеры опорного сечения по рис. 17,б; бетон класса B20 ($R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$); хомуты из арматуры класса A400 ($R_{sw} = 285 \text{ МПа}$) диаметром $\varnothing 10\text{мм}$ ($A_{sw} = 78,5 \text{ мм}^2$) шагом $s_w = 100 \text{ мм}$.

Требуется проверить прочность наклонного сечения двухскатной балки по поперечной силе.

Расчет.

Рабочая высота опорного сечения равна

$$h_o = h - 40 = 600 - 40 = 560 \text{ мм}$$

(40 мм расстояние от низа балки до арматуры см. рис. 17,б).

Определим интенсивность хомутов

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{285 \cdot 78,5}{100} = 223,7 \text{ Н/мм}$$

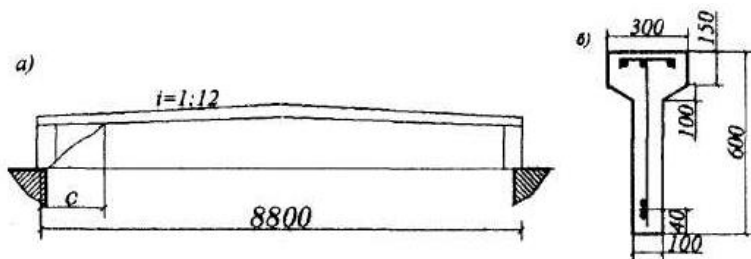


Рис. 17. Двухскатная балка

Определим проекцию наклонного сечения c .

Из рис. 18, а имеем $\operatorname{tg} \beta = 1/12$, $b = 100$ мм,

$$R_{bt} b = 0,9 \cdot 100 = 90 \text{ Н/мм};$$

$$1 - 2\operatorname{tg} \beta = 1 - 2/12 = 0,833.$$

Поскольку

$$q_{sw}/(R_{bt}b) = 223,7/90 = 2,485 > 2(1 - 2\operatorname{tg} \beta)^2 = 2 \cdot 0,833^2 = 1,389$$

вычисляем значение проекции наклонного сечения c .

$$\begin{aligned} c &= h_{01} \sqrt{\frac{1,5}{(0,75q_{sw} + q_1)/(R_{bt}b) + 1,5\operatorname{tg}^2 \beta}} \\ &= 560 \sqrt{\frac{1,5}{(0,75 \cdot 223,7 + 46)/90 + 1,5/12^2}} = 444 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Рабочая высота поперечного сечения h_o на расстоянии $c = 444$ мм от опоры равна $h_o = h_{01} + c \cdot \operatorname{tg} \beta = 560 + 444/12 = 597$ мм

Поскольку $c = 444$ мм $< 2h_o$, $c_o = c = 444$ мм

$$Q_b = \frac{1,5R_{bt}bh_o^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 90 \cdot 597^2}{444} = 108370 \text{ Н} = 108,4 \text{ кН}$$

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_o = 0,75 \cdot 223,7 \cdot 444 = 74492 \text{ Н} = 74,5 \text{ кН.}$$

Проверим условие, принимая поперечную силу в конце наклонного сечения равной

$$Q = Q_{\max} - q_1c = (46 \cdot 8,8)/2 - 46 \cdot 0,444 = 182,0 \text{ кН};$$

$$Q_b + Q_{sw} = 108,4 + 74,5 = 182,9 \text{ кН} > Q = 182 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонных сечений по поперечной силе обеспечена.

Варианты заданий

№	L,м	h,м	q, кН/м	Бетон кл. В	Ар-ра класса А400	s _w
1	8	300	40	20	Ø 10	100
2	8,5	400	45	20	Ø 10	100
3	9	500	50	20	Ø 10	100
4	9,5	600	55	20	Ø 10	150
5	10	700	60	20	Ø 10	150
6	8	300	40	25	Ø 10	150
7	8,5	400	45	25	Ø 10	300
8	9	500	50	25	Ø 10	300
9	9,5	600	55	25	Ø 10	300
10	10	700	60	25	Ø 10	300

6. ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

6.1. Построение розы ветров по направлению и повторяемости

Городские промышленные районы необходимо располагать с подветренной стороны по отношению к ближайшему району селитебной части города, с тем чтобы господствующие ветры уносили вредные выделения в сторону от селитебной территории.

Дано: Территория предприятия расположена продольной осью параллельно направлению господствующих ветров или под углом к ним не более 45^0 с целью обеспечения проветривания внутризаводских магистральных и других проездов. Построить розу ветров по направлению господствующих ветров.

Построение розы ветров

Для построения розы ветров по направлению и повторяемости (рис 18) необходимо:

1) провести из одной точки прямые по направлению шестнадцати румбов;

2) на каждой из них откладывают столько единиц, сколько раз в этом направлении за отдельный промежуток времени дул ветер;

3) концы отрезков соединяют прямыми. При построении розы ветров по повторяемости и скорости определяют для каждого направления не только повторяемость ветра, но и его скорость;

4) величину повторяемости каждого направления умножают на соответствующую среднюю скорость;

5) полученные величины выражают в процентах от общей суммы и откладывают в определённом масштабе по направлениям румбов.

$P_0(\%)$ —повторяемость направлений ветров одного румба при круговой розе ветров. Например, при восьмирумбовой розе ветров.

$$P_0 = \frac{100}{8} = 12,5 \%$$

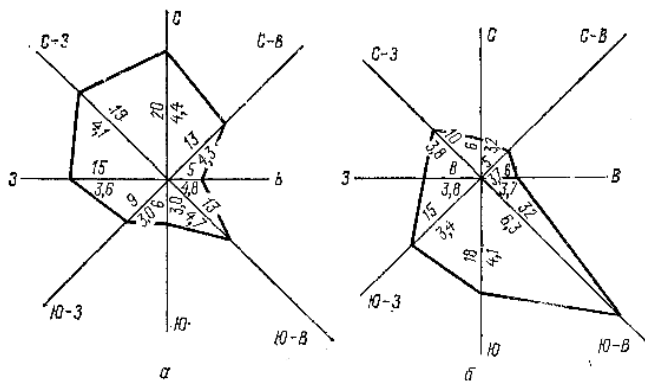


Рис. 18. Розы ветров для города Ташкента: а - летом (июль) 9% итиль; $V_{\text{смах}}^{\text{мин}} - 3 \text{ м/с}$; б - зимой (январь) 10% итиль $V_{\text{сп}}^{\text{мах}} - 63 \text{ м/с}$ - верхняя цифра - повторяемость направления ветра, %, нижняя - средняя скорость ветра, м/с.

Варианты заданий

№	Направление ветра	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ
1	Повторяемость, %, p_0	8	7	5	11	14	19	29	7
2	Повторяемость, %, p_0	4	6	9	2	1	3	6	9
3	Повторяемость, %, p_0	7	10	6	3	2	1	8	12
4	Повторяемость, %, p_0	11	19	8	5	8	7	1	11
5	Повторяемость, %, p_0	2	3	4	7	4	1	2	2
6	Повторяемость, %, p_0	11	1	7	1	7	2	8	3
7	Повторяемость, %, p_0	2	1	3	2	1	8	4	6
8	Повторяемость, %, p_0	3	2	19	11	2	4	7	19
9	Повторяемость, %, p_0	5	8	3	2	8	7	1	3
10	Повторяемость, %, p_0	2	4	1	3	4	3	2	1

7. СТРОИТЕЛЬНАЯ ЭКСПЕРТИЗА.

7.1. Порядок заполнения АКТов экспертизы

Экспертизе промышленной безопасности в установленном порядке подлежат (объекты экспертизы): проектная документация на строительство, расширение, реконструкцию, техническое перевооружение, консервацию и ликвидацию опасного производственного объекта; технические устройства, применяемые на опасном производственном объекте; здания и сооружения на опасном производственном объекте; декларация промышленной безопасности и другие документы, связанные с эксплуатацией производственного объекта.

Результат экспертизы промышленной безопасности оформляются документально (см. формы образцов заполнения).

ЗАЯВКА

на проведение экспертизы

№	Договаривающиеся стороны	Объекты экспертизы	Перечень информации	Требования, для проведения экспертизы	Сроки проведения экспертизы *
1	2	3	4	5	6

**срок проведения экспертизы не должен превышать 3 месяцев с момента получения комплекта необходимых материалов и документов*

Экспертная организация _____
(подпись)

Заказчик _____
(подпись)

ПЕРЕЧЕНЬ

информаций для проведения экспертизы

1.Заказчик
2.Объект экспертизы
3.Проектная, конструкторская, эксплуатационная, ремонтная документация, декларация промышленной безопасности опасного производственного объекта, паспорта технических устройств, инструкции, технологические регламенты и другая документация

4. Акты испытаний, сертификаты

5. Образцы оборудования

Заказчик _____
(подпись)

Утверждению
ГИ Саноатконтехназорат

« » _____ 20 _____

АКТ ЗАКЛЮЧЕНИЯ ЭКСПЕРТИЗЫ

1. Наименование заключения экспертизы

2. Вводная часть:

- основание для проведения экспертизы

- сведения об экспертах

- наличие лицензии на право проведения экспертизы

3. Перечень объектов экспертизы

4. Цель экспертизы

5. Сведения о документах (проектных, конструкторских, эксплуатационных, ремонтных, декларации промышленной безопасности), оборудовании и др. с указанием объема материалов, имеющих шифр, номер,

марку, необходимую для идентификации

6.Назначение объекта экспертизы

7.Результаты проведенной экспертизы

8.Заключительная часть с обоснованными выводами

9.Рекомендации по техническим решениям и проведению компенсирующих мероприятий

10.Перечень использованной при экспертизе нормативной технической и методической документации, актов испытаний

Руководитель экспертной организации

8. ПОЖАРНАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Общее определение

Пожар на предприятии наносит большой материальный ущерб народному хозяйству и очень часто сопровождается несчастными случаями с людьми.

Основными причинами воспламенения материалов и возникновения пожаров на предприятиях являются: неправильное устройство термических печей и котельных топок; неисправность отопительных приборов; неисправность электрооборудования и освещения и неправильная их эксплуатация: самовозгорание от неправильного хранения смазочных, обтирочных материалов; статическое электричество; отсутствие молниеотводов. Неосторожное обращение с огнем; неудовлетворительный надзор за пожарными устройствами и производственным оборудованием.

Пожарная профилактика является наиболее важной частью противопожарной защиты. Она объединяет мероприятия, осуществляемые как в процессе проектирования и строительства, так и в период эксплуатации предприятий.

8.1. Расчёт емкости сборного резервуара

Дано: Определить емкость сборного резервуара при расходе воды на наружное пожаротушение 25 л/с. на внутреннее пожаротушения - 20 л/с. Регулируемый запас для хозяйственно - питьевых и производственно технических нужд – 100 м³/ч

Решение. Исходя, из трехчасового запаса воды определяем, объем воды, необходимый на наружное пожаротушение:

$$V_1 = \frac{25 \cdot 3600 \cdot 3}{1000} = 270 \text{ м}^3,$$

Трехчасовой запас воды для внутреннего пожаротушения равен

$$V_2 = \frac{20 \cdot 3600 \cdot 3}{1000} = 216 \text{ м}^3.$$

Полный объем сборного резервуара для воды будет равен V
 $V = 270 + 216 + 100 = 586 \text{ м}^3$.

Из сборного резервуара насосами воду подают в водопроводную сеть для дальнейшего ее использования.

Вследствие того, что в сети вода расходуется неравномерно, а насосы подают определенное количество воды, требуется иметь водонапорную башню.

Согласно КМК, в водонапорных баках башни должен быть неприкосновенный -пожарный запас воды, рассчитанный на 10-минутную продолжительность тушения пожара при одновременном наибольшем расходе воды на производственные и хозяйственно-питьевые нужды. Для хозяйственных нужд запас воды принимается не менее 20% суточного расхода при ручном пуске насоса и не менее 5% при автоматическом пуске.

8.2. Расчёт емкости водонапорного бака

Дано: Определить емкость водонапорного бака при хозяйственном расходе воды 20 л/с и 10%-ной неравномерности от суточного потребления воды. Расход на внутреннее пожаротушение составляет 7 л/с; коэффициент неравномерности — 1,3.

Решение. Емкость водонапорного бака определяем по формуле

$$V = V_x + V_n,$$

где V_x — емкость, обеспечивающая хозяйственный расход воды, м^3 ;

V_n — неприкосновенный запас воды, рассчитанный на 10-минутную работу внутренних пожарных кранов при полном хозяйственном расходе воды, м^3 .

Вначале определяем емкость, необходимую для хозяйственного расхода воды:

$$V_x = \frac{20 \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 10}{1000 \cdot 100} = 172,8 \text{ м}^3.$$

Вычисляем неприкосновенный запас воды

$$V_n = \frac{(20 \cdot 1,3 + 7,0)}{1000} = 19,8 \text{ м}^3.$$

тогда емкость водонапорного бака будет равна

$$V = 170,8 + 19,8 = 192,6 \text{ м}^3.$$

8. 3. Защита зданий от атмосферного электричества

Дано: ширина защищаемого здания $B = 18 \text{ м}$, длина защищаемого здания $A = 72 \text{ м}$, наибольшая высота здания $h = 24 \text{ м}$, n - среднегодовое число ударов молнии в 1 км^2 земной поверхности в месте расположения здания по табл. 11.

Решение.

Определим ожидаемое число поражений в год зданий

$$N = (B + 6h) + (A + 6h)n \cdot 10^{-6}$$

Определим h_0 вершину конуса молниезащиты одиночного стержня молниеотвода. Зона защиты одиночного молниеотвода высотой $h \leq 150 \text{ м}$ представляет собой круговой конус.

$$h_0 = 0,85 h = 0,85 \cdot 24 = 20,4 \text{ м}$$

Определим горизонтальное сечение зоны защиты r_x на высоте h_x , где $h_x = 30 \text{ м}$ высота зоны защиты

$$r_x = (1,1 - 0,002h)(h - h_x / 0,85) = \\ (1,1 - 0,002 \cdot 24)(24 - 25,3 / 0,85) = 10 \text{ м}$$

Определим зону защиты r_0 на уровне земли

$$r_0 = (1,1 - 0,002h)h = (1,1 - 0,002 * 24) 24 = 25,3\text{м}$$

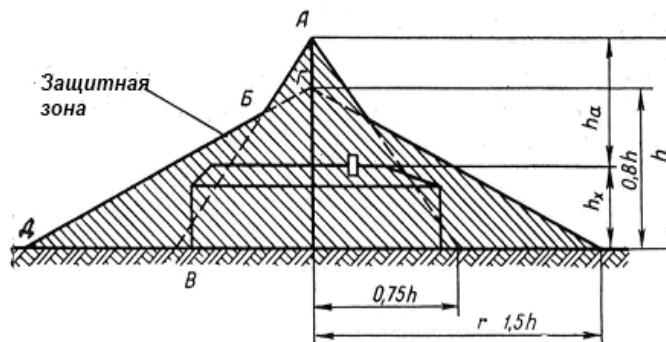


Рис.19. Молниезащита одиночного стержня

Таблица 11

Интенсивность грозовой деятельности, ч в год	Среднегодовое число ударов молнии в 1 км ² земной поверхности, п
10-20	1
20-40	3
40-60	6
60-80	9

Варианты задания

№	A, м	B, м	h, м	n
1	20	10	20	1
2	33	17	20	3
3	40	12	20	6
4	35	19	24	9
5	24	15	20	1
6	30	12	22	3
7	28	14	18	6
8	22	12	30	9
9	26	14	22	1
10	25	16	25	3

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Нормированные значения элементов строительных конструкций

Таблица 1

Гибкость		Коэффициенты продольного изгиба φ при упругих характеристиках кладки α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	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	0,5	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	-

Таблица 2

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R , МПа								Прочность раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Таблица 3

Вид кладки	Упругая характеристика α				
	при марках раствора			при прочности раствора	
	25...200	10	4	0,2	0
1) из крупных блоков изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях ($\nu \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	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 крупнопористого бетона на легких заполнителях	1000	750	500	500	350
4) из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов вида:					
а	750	750	500	500	350
б	500	500	350	350	350
5) из камней, из ячеистых бетонов вида:					
а	750	500	350	350	200
б	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

Таблица 4

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое, R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое, R_{bt}	0,56	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80

Таблица 5

$\xi = x/h_0$	$r_D = \frac{1}{\sqrt{A_0}}$	$\eta = z_\sigma/h_0$	A_0	$\xi = x/h_0$	$r_D = \frac{1}{\sqrt{A_0}}$	$\eta = z_\sigma/h_0$	A_0
0,01	10	0,995	0,01	0,36	1,84	0,82	0,295
0,02	7,12	0,99	0,02	0,37	1,82	0,815	0,301
0,03	5,82	0,985	0,03	0,38	1,8	0,81	0,309
0,04	5,05	0,98	0,039	0,39	1,78	0,805	0,314
0,05	4,53	0,975	0,048	0,4	1,77	0,8	0,32
0,06	4,15	0,97	0,058	0,41	1,75	0,795	0,326
0,07	3,85	0,965	0,067	0,42	1,74	0,79	0,332
0,08	3,61	0,96	0,077	0,43	1,72	0,785	0,337
0,09	3,41	0,955	0,085	0,44	1,71	0,78	0,343
0,1	3,24	0,95	0,095	0,45	1,69	0,775	0,349
0,11	3,11	0,945	0,104	0,46	1,68	0,77	0,354
0,12	2,98	0,94	0,113	0,47	1,67	0,765	0,359
0,13	2,88	0,935	0,121	0,48	1,66	0,76	0,365
0,14	2,77	0,93	0,13	0,49	1,64	0,755	0,37
0,15	2,68	0,925	0,139	0,5	1,63	0,75	0,375
0,16	2,61	0,92	0,147	0,51	1,62	0,745	0,38
0,17	2,53	0,915	0,155	0,52	1,61	0,74	0,385
0,18	2,47	0,91	0,164	0,53	1,6	0,735	0,39
0,19	2,41	0,905	0,172	0,54	1,59	0,73	0,394
0,2	2,36	0,9	0,18	0,55	1,58	0,725	0,399
0,21	2,31	0,895	0,188	0,56	1,57	0,72	0,403
0,22	2,26	0,89	0,196	0,57	1,56	0,715	0,408
0,23	2,22	0,885	0,203	0,58	1,55	0,71	0,412
0,24	2,18	0,88	0,211	0,59	1,54	0,705	0,416
0,25	2,14	0,875	0,219	0,6	1,535	0,7	0,42
0,26	2,1	0,87	0,226	0,61	1,53	0,695	0,424
0,27	2,07	0,865	0,236	0,62	1,525	0,69	0,428
0,28	2,04	0,86	0,241	0,63	1,52	0,685	0,432
0,29	2,01	0,855	0,248	0,64	1,515	0,68	0,435
0,3	1,98	0,85	0,255	0,65	1,51	0,675	0,439
0,31	1,95	0,845	0,262	0,66	1,5	0,67	0,442
0,32	1,93	0,84	0,269	0,67	1,495	0,665	0,446
0,33	1,9	0,835	0,275	0,68	1,49	0,66	0,449
0,34	1,88	0,83	0,282	0,69	1,485	0,655	0,452
0,35	1,86	0,825	0,289	0,7	1,48	0,65	0,455

Таблица 6

Площади поперечных сечений и масса арматурных стержней.

Диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней			Масса п.м., кг
	1	4	8	
8	0,503	2,91	4,02	0,39
10	0,636	3,14	6,28	0,61
12	1,131	4,52	9,04	0,88
14	1,539	6,15	12,3	1,2
16	2,011	8,04	16,08	1,57
20	3,142	12,56	25,13	2,46

Таблица 7

Арматура классов	Расчетные значения 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}	
A240	215 (2190)	170 (1730)	215 (2190)
A300	270 (2750)	215 (2190)	270 (2750)
A400	355 (3620)	285 (2900)	355 (3620)
A500	435 (4430)	300 (3060)	400 (4080)
B500	415 (4230)	300 (3060)	360 (3670)

Таблица 8

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение a_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Таблица 9

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0 (194)	24,0 (245)	27,5 (280)	30,0 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)	36,0 (367)	37,0 (377)	38,0 (387)	39,0 (398)	39,5 (403)

Таблица 10

Характер опирания стен и столбов	Расчетная длина l_0 внецентренно сжатых бетонных элементов
1. С опорами сверху и внизу:	
а) при шарнирах на двух концах независимо от величины смещения опор	Н
б) при защемлении одного из концов и возможном смещении опор зданий:	
многопролетных	$1,2 H$
однопролетных	$1,5 H$
в) при частичном защемлении неподвижных опор	$0,8 H$
2. Свободно стоящие	$2 H$
<i>Примечание. Н - расстояние между перекрытиями и другими горизонтальными опорами (при перекрытиях, монолитно связанных со стеной (столбом) за вычетом толщины перекрытия) или высота свободно стоящей конструкции.</i>	

Таблица 11

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ МПа (кгс/см)
A240	6-40	240 (2450)
A300	10-70	300 (3060)
A400	6-40	400 (4080)
A500	6-40	500 (5100)
B500	3-12	500 (5100)

Таблица 12

Временные нормативные нагрузки на перекрытия

Здания и помещения	Нормативное значение нагрузок рп, кПа	
	полное	пониженное
Квартиры жилых зданий; спальные помещения; палаты больниц	1,5	0,3
Служебные помещения административного персонала; классные помещения; бытовые помещения	2,0	1,0
Залы:		
читальные	2,0	0,7
обеденные	3,0	1,0
собраний	4,0	1,4
торговые, выставочные	не менее 4,0	не менее 1,4
Чердачные помещения	0,7	-

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1м длины арматуры, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	7,1	14,1	21,2	283	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092
5	19,6	393	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144
6	283	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222
8	503	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	631
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865
45	1590,4	3181	4771	6362	7952	9542	11133	12723	14313	12,49
50	1963,5	3927	5891	7854	9818	11781	13745	15708	17672	15,41
55	2376	4752	7128	9504	11880	14256	16632	19008	21384	18,65
60	2827	5654	8481	11308	14135	16962	19789	22616	25443	22,19
70	3848	7696	11544	15392	19240	23088	26936	30784	34632	30,46

Литература

1. Закон Республики Узбекистан 28.09.2006 г. N ЗРУ-57 «О промышленной безопасности опасных производственных объектов».
2. Аскарлов Б.А. Курилиш конструкциялари.- Т.:Ўзбекистон,1995.
3. Аскарлов Б.А, Низомов Ш.Р, Хобилов Б.А. Темирбетон ва тошғишт конструкциялари.- Т.:Ўзбекистон, 1997.
4. Белеянов Е.И. Металлические конструкции.- М.:Стройиздат,1985.
5. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Рамшин В.И. Железобетонные и каменные конструкции. — М.: Высшая школа, 2004.
6. Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. — Киев: Будивельник, 1990.
7. КМК 2.01.01-98. Основания зданий и сооружений. ЎзР. ДАҚҚ. -Т.:Тошкент, 1998.
8. КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах. ЎзР. ДАҚҚ. -Т.:Тошкент, 1996.
9. КМК 2.01.05-98. Естественное и искусственное освещение. ЎзР. ДАҚҚ. -Т.:Тошкент, 1998.
10. КМК 2.01.07-97. Нагрузки и воздействия. ЎзР. ДАҚҚ. -Т.:Тошкент, 1997.
11. КМК 2.03.01-97. Бетон ва темирбетон конструкциялари. ЎзР. ДАҚҚ. -Т.:Тошкент, 1997.
12. КМК 2.03.11-96. Защита строительных конструкций от коррозии. ЎзР. ДАҚҚ. -Т.:Тошкент, 1996.
13. КМК 2.08.02-96. Общественные здания и сооружения. ЎзР. ДАҚҚ. -Т.:Тошкент, 1996.
14. Ходжаев А.А. Проектирование покрытий деревянных зданий.- Методическое пособие. —Т.: 1990-42.
15. Ходжаев А.А., Маилан Д.Р. Выносливость бетона и железобетона. - Т.: Фан, 1995.

Содержание

	Введение	3
1	Строительные материалы.....	4
2	Металлические конструкции.....	19
3	Расчёт железобетонных конструкций....	34
4	Деревянные конструкции.....	43
5	Конструктивные элементы промышленных зданий.....	45
6	Генеральный план промышленных предприятий.....	66
7	Строительная экспертиза.....	68
8	Пожарная безопасность строительных материалов.....	71
	Приложение 1. Нормированные значения элементов строительных конструкций.....	75
	Приложение 2. Сортамент арматуры.....	81

Редактор Ахметжанова Г.М.
Корректор Марданова Э.З.

Содержание

	Введение	3
1	Строительные материалы.	4
1.1	Основные свойства строительных материалов используя интерактивный метод обучения – «Каскад»	4
1.1.1	Химические свойства строительных материалов	4
1.1.2	Физические свойства строительных материалов	5
1.1.3	Механические свойства строительных материалов	5
1.1.4	Технологические свойства строительных материалов	6
1.2	Анализ риска отказа сооружения используя интерактивные методы обучения	7
1.2.1	Анализ изучения человеческого фактора риска	7
1.2.2	Менеджмент рисков – анализ риска технологических систем	9
1.2.3	Анализ дерева событий	11
1.2.4	Анализ дерева неисправностей	11
1.2.5	Изучение матрицы риска	12
1.3	Каменные материалы	13
1.3.1	Проверка прочности столба каркаса здания	14
1.3.2	Усиление кирпичной кладки продольным армированием	14
1.3.3	Расчет несущей способности кирпичных столбов	16
1.3.4	Расчет напряжения в кладке и необходимые марки камня и раствора	18
2	Металлические конструкции	
2.1	Расчёт арматуры и бетонного сечения конструкций	13

2.1.1	Расчет сечения арматуры	13
2.1.2	Определение площади прямоугольного сечения продольной арматуры	21
2.1.3	Проверка прочности сечения арматуры	23
2. 1.4	Определение площади сечения продольной арматуры	24
2.1.5	Определение площади сечения растянутой арматуры	25
2.1.6	Проверка прочности бетонного сечения	26
2.1.7	Проверка прочности нормального сечения	27
2.1.8	Определение диаметра и шага хомутов	28
2.2	Способы соединения арматуры – мера безопасности эксплуатации конструкций	30
2.2.1	Расчёт длины анкеровки арматуры	30
2.2.2	Расчёт стыковки арматуры	33
3	Расчёт железобетонных конструкций.	34
3.1	Расчет железобетонной балки.	36
3.2	Определение удельного веса железобетона	36
3.3	Определение нагрузки от собственного веса балки	37
3.4	Расчет перемычки	38
3.5	Проверка прочности бетонной панели	39
3.6	Расчет звукоизолирующих ограждений, перегородок	41
4	Деревянные конструкции	44
4.1	Определение нагрузки на 1 м ² от веса деревянных лаг	44
5	Конструктивные элементы промышленных зданий	45
5.1	Расход строительных материалов одноэтажного дома	45
5.1.1	Расход строительных материалов и их веса	45

5.1.2	Расчёт безопасной работы фундамента на просадочных грунтах	52
5.1.3	Определение нагрузки от собственного веса железобетонной колонны	54
5.2	Окна и фонари. Двери и ворота. Лестницы.	55
5.2.1	Расчет и планировка бытовых и административно-конторских помещений	55
5.2.2	Расчет размеров ширины простенков и оконных проемов	58
5.2.3	Расчет высоты окон светового фонаря	60
5.2.4	Расчёт лестничного марша марки ЛМФ 39.12	62
5.3	Перекрытия и покрытия	64
5.3.1	Проверка прочности двухскатной железобетонной балки	64
6	Генеральный план промышленных предприятий.	66
6.1	Построения розы ветров по направлению и повторяемости	66
7	Строительная экспертиза	69
7.1	Порядок заполнения АКТов экспертизы	69
8	Пожарная безопасность строительных материалов	72
8.1	Расчёт емкости сборного резервуара	72
8.2	Расчёт емкости водонапорного бака	73
8.3	Защита зданий от атмосферного электричества	74
Приложение 1. Нормированные значения элементов строительных конструкций		76
Приложение 2. Сортамент арматуры		82