МВД СССР
ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ШОССЕЙНЫХ ДОРОГ
СОЮЗДОРПРОЕКТ

ПРАВИЛА И УКАЗАНИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ, МЕТАЛЛИЧЕСКИХ, БЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

ДОРИЗДАТ

Москва 1943

gost.e-ecolog.ru

МВД СССР
ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ШОССЕЙНЫХ ДОРОГ
СОЮЗДОРПРОЕКТ

ПРАВИЛА И УКАЗАНИЯ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ, МЕТАЛЛИЧЕСКИХ, БЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

ДОРИЗДАТ

Москва 1948

Правила и указания по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах рекомендуются к применению в организациях системы Гушосдора МВД СССР при проектировании строительства, реконструкции, восстановления, усиления и ремонта искусственных сооружений

Гушосдор МВД СССР

Все замечания и предложения по настоящим правилам и указаниям просьба направлять по адресу:

Москва, Софийская набережная, 34
Гушосдор МВД СССР,
Союздорпроект

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящие «Правила и указания по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах» составлены в развитие соответствующих глав «Технических условий на проектирование искусственных сооружений на автомобильных дорогах», утвержденных Гушосдором 3 марта 1943 г.

Вопросы о расположении искусственных сооружений в плане и профиле, назначении основных размеров и расчете отверстий их, а также проектировании регуляционных сооружений в настоящих правилах не рассматриваются.

Первоначальный проект правил и указаний был разработан проф. Н. М. Митропольским в 1941 г. По этому проекту были получены отзывы и замечания проектных и строительных организаций Гушосдора и рецензии экспертов: члена-корреспондента Академии Наук СССР проф. Н. С. Стрелецкого и проф. Е. Е. Гибшмана. После этого текст правил и указаний был подробно проработан и принят Комиссией под председательством инж. А. А. Главацкого с участием автора, экспертов и представителей проектных и строительных организаций Гушосдора.

В 1945 г. текст правил и указаний был пересмотрен заново проф. Н. М. Митропольским, которому Союздорпроект выражает глубокую благодарность за проделанную им работу.

По этому тексту были получены и учтены при окончательной редакции замечания проф. Е. Е. Гибшмана, доц. Н. Д. Павлова, инж. Е. Н. Роера и инж. В. А. Виноградова.

Окончательная подготовка текста к печати и сбор материалов для приложений были проведены инж. В. А. Виноградовым.

ГЛАВА I

ГАБАРИТЫ МОСТОВ

§ 1. Габариты долгосрочных мостов назначают в зависимости от значения дороги и интенсивности движения по ней.

Габариты устанавливаются следующие:

а) нормальные — для мостов длиной по настилу 10 м и более:

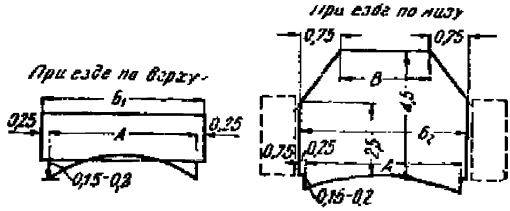
Г-6—при ширине проезжей части дороги до 6 м;
Г-7— „ „ „ свыше 6 м до 7 м;

б) уширенные — для мостов с ездой поверху, длиной по настилу до 10 м (за исключением дорог в горной местности, где уширенные габариты не применяются):

УГ- 8—при ширине земляного полотна от 9,5 до 10,4 м;
УГ- 9— „ „ „ от 10,5 до 11,4 „
УГ-10— „ „ „ от 11,5 до 12 „

Примечание. При ширине земляного полотна дороги менее 9,5 м уширенный габарит не применяется.

§ 2. Для мостов на вновь сооружаемых или реконструируемых дорогах устанавливается:



Фиг. 1

а) для равнинной и холмистой местностей нормальный габарит Г-7 и уширенный в зависимости от ширины земляного полотна;

б) для горной местности нормальный габарит Г-6.

§ 3. Габариты мостов: а) с совмещенным железнодо-

рожным или трамвайным движением; б) расположенных на районных и сельских дорогах, в) предназначенных для пропуска других специальных видов транспорта — устанавливаются соответствующими ведомствами.

Габариты мостов на дорогах с числом полос для движения более двух, а также строящихся по специальным заданиям, устанавливаются в каждом частном случае особо.

§ 4. Размеры габаритов в м указаны в табл. 1 и на фиг. 1.

Таблица 1

Наименование элементов габаритов	Буквенные обозначения	Мосты с ездой поверху					Мосты с ездой понизу	
		Г-6	Г-7	УГ-8	УГ-9	УГ-10	Г-6	Г-7
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1. Расстояние в свету между колесоотбойными брусьями или бордюрами	A	6	7	8	9	10	6	7
2. Расстояние в свету между фермами или перилами	$Б_1$ и $Б_2$	7,5	8,5	8,5	9,5	10,5	6,5	7,5
3. Расстояние в свету между элементами конструкций на высоте 4,5 м от верха ездового полотна . .	B	—	—	—	—	—	5	6
4. Высота габарита . .	—	—	—	—	—	—	4,5	4,5
5. Ширина тротуара . .	—	0,75	0,75	—	—	—	0,75	0,75

§ 5. Мосты, для которых применяются нормальные габариты, должны иметь тротуары шириной 0,75 м, а при интенсивном пешеходном движении — 1,5 м.

На мостах, для которых применяются уширенные габариты, тротуары не устраиваются. Устройство тротуаров на таких мостах может быть допущено только при наличии интенсивного пешеходного движения.

§ 6. Для временных искусственных сооружений допускается отступление от приведенных габаритов.

§ 7. Восстановление мостов должно производиться с учетом габаритов, существовавших до разрушения или повреждения моста и, по возможности, с доведением до величин габаритов, указанных в § 4.

ГЛАВА II

РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ

1. Основные и дополнительные силы

§ 8. Расчет прочности, устойчивости и жесткости элементов искусственных сооружений производится на воздействие указанных ниже внешних сил, подразделяемых на основные и дополнительные.

А. Основные силы:

1. Собственный вес сооружения.
2. Давление грунта, вызываемое:

а) его весом, б) влиянием временной вертикальной нагрузки.

3. Временная вертикальная нагрузка и давление толпы на перила.

Б. Дополнительные силы:

1. Давление ветра.
2. Силы торможения.
3. Силы трения, возникающие в опорных частях.
4. Влияние температуры.
5. Давление льда.
6. Усадка бетона.
7. Сейсмические силы.

§ 9. При расчете на основные и дополнительные силы должны быть удовлетворены одновременно два требования:

1) при расчете только на основные силы расчетные напряжения не должны быть больше основных допускаемых напряжений;

2) при расчете на основные и дополнительные силы расчетные напряжения не должны быть больше повышенных по указаниям ТУ напряжений.

§ 10. При расчете всех элементов мостов нагрузки учитываются в наиболее невыгодных комбинациях, которые могут иметь место при возведении и эксплоатации сооружений.

§ 11. Для ветровых и тормозных связей давление ветра и соответственно торможение относятся к основным силам. Влияние деформаций пролетного строения на ветровые связи относится к дополнительным силам.

§ 12. Элементы проезжей части всех мостов, трубы, пролетные строения балочных железобетонных мостов, а также каменных с пролетами до 15 м рассчитываются только на основные силы: собственный вес, подвижную вертикальную нагрузку и давление земли (для труб).

В надлежащих случаях металлические балки проезжей части металлических мостов рассчитываются на силу торможения и на влияние деформации поясов, относимые в этих случаях к дополнительным нагрузкам.

§ 13. Собственный вес моста, влияние температуры и усадки бетона определяются по указаниям правил проектирования мостов из соответствующих материалов.

Давления грунта и льда учитываются по указаниям правил проектирования каменных опор мостов.

2. Временная вертикальная нагрузка

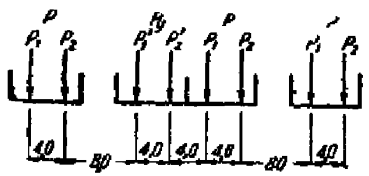
§ 14. Временная вертикальная нагрузка в пределах ширины ездового полотна состоит из колонн автомобилей или одной машины на гусеничном ходу, установленных по расчетной схеме, или эквивалентной им нагрузки, а на тротуарах — из толпы.

Примечание. При гусеничной нагрузке учитывают только вес одной машины на гусеничном ходу и постоянную нагрузку сооружения.

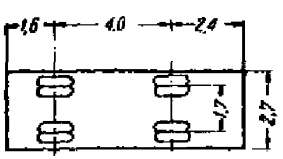
§ 15. Для нагрузок от автомобилей установлено три класса. Нагрузка каждого класса обозначается буквой Н (нагрузка), за которой следует число, соответствующее весу в тоннах основного автомобиля в колонне.

Класс автомобильной нагрузки устанавливается организацией, выдающей задание на проектирование.

§ 16. Расчетная схема колонны автомобилей показана на фиг. 2. Расчетная схема одного автомобиля в плане показана на фиг. 3. Числовые расчетные данные для разных схем приведены в табл. 2.



Фиг. 2



Фиг. 3

Расчетную ширину кузова для всех автомобилей принимают в 2,7 м, длину — 8,0 м, расстояние между осями — 4,0 м, ширину колеи — 1,7 м.

Таблица 2

Расчетная вертикальная нагрузка от автомобилей

Наименование данных	Класс нагрузки					
	автомобили					
	утяжеленного веса	основной	утяжеленного веса	основной	утяжеленного веса	основной
	Н-13		Н-10		Н-8	
Общий вес одного автомобиля P_y и P, т	16,9	13,0	13,0	10,0	10,4	8,0
Давление на заднюю ось P_2^1 и P_2, т	12,35	9,1	9,5	7,0	7,6	5,6
Давление на переднюю ось P_1^1 и P_1, т	4,55	3,9	3,5	3,0	2,8	2,4
Ширина обода переднего колеса, м	0,25	0,20	0,20	0,15	0,15	0,15
Ширина обода заднего колеса, м	0,6	0,4	0,40	0,3	0,3	0,3

Примечание. Длина соприкасания обода с ездовым полотном по направлению движения принимается для всех автомобилей 0,2 м.

В каждой колонне принимают: один автомобиль утяжеленного веса и неограниченное число основных автомобилей.

§ 17. Нагрузка Н-8 является основной для:

а) всех временных мостов и

б) долгосрочных деревянных мостов.

Нагрузки Н-10 и Н-13 являются основными для металлических, железобетонных, бетонных и каменных мостов.

§ 18. Колонны автомобилей устанавливают в самом невыгодном положении как вдоль, так и поперек моста, но с сохранением параллельности продольной оси автомобилей к продольной оси моста.

Все колонны автомобилей считаются идущими в одном направлении. Каждая колонна может быть распо-

ложена с разрывами между отдельными автомобилями, если такое расположение вызывает наибольшее расчетное усилие.

§ 19. Число колонн автомобилей по ширине моста может быть любое, допускаемое габаритом. Кузовы автомобилей не должны выходить за пределы ездового полотна. Расстояние между продольными осями ближайших колес соседних колонн автомобилей принимают не менее 1,1 м.

§ 20. При установке более двух колонн автомобилей для определения максимальных усилий в мостах на дорогах ниже первого класса расчетную нагрузку уменьшают:

а) при загружении тремя колоннами — на 15% нагрузки всех трех колонн;

б) при загружении четырьмя и более колоннами — на 25% нагрузки всех колонн.

При этом максимальное усилие, определенное от трех и более колонн с указанным уменьшением, не должно быть меньше усилия, получаемого при установке двух колонн.

§ 21. При расчете металлических и железобетонных пролетных строений, опорных частей, металлических и железобетонных рамных и свайных опор нагрузку от автомобилей принимают с динамическим коэфициентом.

§ 22. Динамический коэфициент для металлических мостов принимают по формуле:

а) для балочных и арочных мостов комбинированных систем и проезжей части всех мостов и металлических опор:

$$1+\mu=1+\frac{15}{37,5+l},$$

б) для главных ферм висячих мостов:

$$1+\mu=1+\frac{50}{75+l},$$

где l — для опор и основных элементов главных ферм и продольных балок проезжей части — длина расчетного пролета или длина непрерывного загружения, если последняя больше расчетного пролета; для прочих элементов — длина загружаемого участка линии влияния; для поперечных балок длина двух прилегающих панелей.

§ 23. Динамический коэфициент для железобетонных конструкций принимают по табл. 3.

Таблица 3

Динамический коэфициент для железобетонных мостов

Наименование конструкции	Значения коэфициентов
Балочные и рамные мосты:	
при $l \leqslant 5$ м	1,3
„ $l \geqslant 45$ „	1,0
Арочные мосты с отдельными арками:	
при $l \leqslant 20$ м	1,2
„ $l \geqslant 70$ „	1,0
Арочные мосты со сплошными сводами и сквозным надсводным строением:	
при $l \leqslant 20$ м	1,15
„ $l \geqslant 70$ „	1,0

Здесь l — длина расчетного пролета, а в консольных балках l — длина загружаемого пролета или консоли. При промежуточных значениях пролетов величину динамического коэфициента определяют по интерполяции.

§ 24. Расчетная нагрузка от толпы принимается в виде равномерно распределенной нагрузки 300 кг/м^2, располагаемой только на тротуарах в наиневыгоднейшем положении. Нагрузка от толпы применяется одновременно с автомобильной нагрузкой. При расчете искусственных сооружений, которые не имеют тротуаров, расчетная нагрузка от толпы не учитывается.

§ 25. Настил тротуара проверяют на сосредоточенное вертикальное давление 130 кг.

§ 26. Класс гусеничной нагрузки обозначается буквой Н и числом, соответствующим весу машины для данного класса нагрузки в тоннах.

Класс гусеничной нагрузки устанавливается организацией, выдающей задание на проектирование.

§ 27. Числовые расчетные данные для гусеничной нагрузки разных классов приведены в табл. 4.

§ 28. При расчете машину на гусеничном ходу устанавливают в невыгоднейшем положении поперек моста, но не ближе 0,25 м к колесоотбою, считая от

края гусеницы с сохранением параллельности продольных осей машины и моста.

Таблица 4

Расчетная вертикальная нагрузка от машины на гусеничном ходу

Наименование данных	Н-60	Н-30
Полный вес машины, т	60,0	30,0
Давление на 1 пог. м гусеницы, т	6,0	3,8
Число гусениц машины	2	2
Длина гусеницы, м	5,0	4,0
Ширина гусеницы, м	0,7	0,5
Расстояние между осями гусениц, м	2,6	2,5

§ 29. При определении усилий от временной вертикальной нагрузки рекомендуется пользоваться эквивалентными нагрузками при длине загружения больше 4 м.

Величины эквивалентных нагрузок для треугольных линий влияния от одной колонны автомобилей класса Н-10 приведены в табл. 5.

§ 30. Для более сложных линий влияния (многоугольных и криволинейных) эквивалентная нагрузка от одной колонны автомобилей Н-10 принимается по формуле:

$$K = \mu K_\Delta + (1 - \mu)\, 0{,}86 \text{ т/м}.$$

Здесь: K_Δ — нагрузка для треугольной линии влияния, определяемая по табл. 5 в зависимости от пролета и положения наибольшей ординаты по длине линии загружения;

μ — так называемый коэфициент искаженности площади линии влияния, определяемый по формуле:

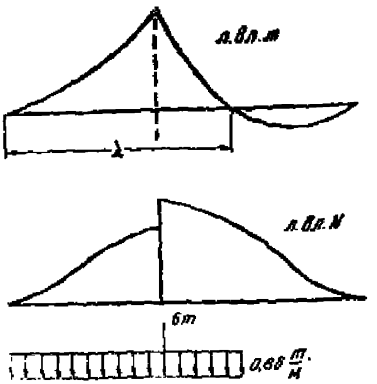
$$\mu = \frac{\omega_\Delta}{\omega},$$

где: ω — площадь расчетной линии влияния,

ω_Δ — соответствующая площадь треугольной линии влияния, равная половине произведения длины линии влияния на наибольшую ординату $\left(\frac{1}{2}\lambda y_{max}\right)$.

§ 31. При линиях влияния, состоящих из нескольких участков, наибольший по площади участок загружается эквивалентной нагрузкой, определяемой по правилам § 30, а другие участки того же знака загружаются равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью 0,86 т/м (для Н-10); участки другого знака не загружаются.

§ 32. При совместном определении двух усилий по разным линиям влияния (например, наибольшего изгибающего момента M и соответствующей продольной силы N в арках), основная линия влияния (M) загружается эквивалентной нагрузкой, определяемой по § 30, а другая (N) — равномерно распределенной — интенсивностью 0,86 т/м (для Н-10) на длине, соответствующей длине загружаемого участка основной линии влияния (M) и, кроме того, сосредоточенной силой 6 т (при Н-10), поставленной над ординатой, соответствующей положению наибольшей ординаты основной линии влияния (фиг. 4). Указанные числовые значения относятся к одной колонне грузовиков.



Фиг. 4

§ 33. Кроме указанного в §§ 30—32 способа расчета, разрешается при расчете рам и неразрезных балок пользоваться эквивалентными нагрузками, указанными в табл. 6—8, не вычисляя ординат линий влияния, а используя эпюры моментов при загружении отдельных пролетов.

§ 34. При расчете бесшарнирных арок разрешается пользоваться эквивалентными нагрузками, приведенными в табл. 9—11 для трех сечений арки: в пяте, ключе и четверти пролета. Соответствующие площади линий влияния могут быть взяты по таблицам (например, Штрасснера) без вычисления ординат линий влияния.

Для сечения в пяте продольная сила определяется по формуле:

$$N = H \cdot \cos\varphi + A \sin\varphi;$$

для сечения в четверти может быть применена формула:

$$N = \frac{H}{\cos\varphi}.$$

§ 35. Эквивалентные нагрузки от машин на гусеничном ходу для треугольных линий влияния, при длине загружения больше 5 м, независимо от формы треугольника, приведены в табл. 12.

§ 36. Для криволинейных линий влияния эквивалентные нагрузки от машин на гусеничном ходу могут быть определены по формулам:

а) для выпуклой криволинейной линии влияния:

$$K_1 = \frac{a}{2l}\left(3 - \frac{a^2}{l^2}\right)p; \qquad (A)$$

б) для криволинейного треугольника:

$$K_2 = \frac{a}{5l}\left(12 - 9\frac{a}{l} + 2\frac{a^2}{l^2}\right)p. \qquad (B)$$

Здесь: a — длина гусеницы,

l — длина загружения,

p — равномерная нагрузка на две гусеницы.

Формулы А и В даны для коэфициентов искаженности соответственно: $\mu_1 = 0{,}75$ и $\mu_2 = 1{,}20$.

Для линий влияния с коэфициентами искаженности, сильно отличающимися от вышеуказанных, рекомендуется вводить поправку в эквивалентную нагрузку следующим образом. Если для данной линии влияния коэфициент искаженности равен μ, эквивалентная нагрузка, определенная по указанным выше формулам и соответствующая коэфициенту μ_1 или μ_2, равна K_1 или K_2, то при коэфициенте μ эквивалентная нагрузка определяется по формулам:

$$K = K_1 - \frac{1-\mu}{1-\mu_1}(K_2 - K_1)$$

или

$$K = K_1 + \frac{\mu - 1}{\mu_2 - 1}(K_2 - K_1).$$

Здесь K_A — эквивалентная нагрузка по табл. 12.

Этими же формулами можно пользоваться и для многоугольных линий влияния выпуклых или со входящими углами.

Таблица 5

Эквивалентные нагрузки от колонны автомобилей класса Н-10 для треугольных линий влияния

Пролет или длина загружения, м	Для моментов в простых балках			Для поперечн. сил	Пролет или длина загружения, м
	посредине пролета т/м	в четверти пролета т/м	у опор т/м		
4	4,75	4,75	4,75	4,75	4
5	3,80	3,80	4,08	4,08	5
6	3,17	3,17	3,56	3,56	6
7	2,71	2,96	3,14	3,14	7
8	2,38	2,67	2,82	2,82	8
9	2,27	2,43	2,66	2,65	9
10	2,16	2,23	2,54	2,54	10
11	2,05	2,05	2,43	2,43	11
12	1,95	2,00	2,31	2,31	12
13	1,85	1,93	2,20	2,20	13
14	1,75	1,86	2,00	2,09	14
15	1,67	1,80	2,00	2,00	15
16	1,60	1,73	1,91	1,91	16
18	1,55	1,65	1,78	1,78	18
20	1,48	1,57	1,67	1,67	20
22	1,41	1,49	1,62	1,62	22
24	1,35	1,44	1,57	1,57	24
26	1,32	1,38	1,51	1,51	26
28	1,29	1,34	1,45	1,45	28
30	1,28	1,32	1,41	1,41	30
32	1,26	1,29	1,39	1,39	32
36	1,19	1,22	1,32	1,32	36
40	1,15	1,16	1,27	1,27	40
50	1,10	1,10	1,18	1,18	50
60	1,05	1,05	1,13	1,13	60
70	1,01	1,01	1,08	1,08	70
80	0,99	0,99	1,05	1,05	80
90	0,97	0,97	1,03	1,03	90
100	0,96	0,96	1,01	1,01	100
120	0,94	0,94	0,98	0,98	120
140	0,93	0,93	0,96	0,96	140
160	0,92	0,92	0,94	0,94	160

Примечания: 1. Табл. 5 составлена для колонны грузовиков класса Н-10. Для определения величины нагрузки, передающейся на один прогон или ферму, табличные значения нагрузок следует умножить на коэфициент поперечной установки.

2. Для изгибающих моментов в промежуточных сечениях эквивалентные нагрузки определяются прямолинейной интерполяцией между табличными значениями.

3. Эквивалентные нагрузки для момента посредине пролета действительны для всех линий влияния в виде равнобедренного треугольника, а для моментов у опор — соответственно для линий влияния в виде прямоугольных треугольников.

4. Для расчета на автомобильные нагрузки Н-13 и Н-8 табличные значения эквивалентных нагрузок умножаются соответственно на 1,3 и 0,8.

Таблица 6

Эквивалентные нагрузки от одной колонны автомобилей класса Н-10 для линий влияния вида согласно фиг. 5.



Фиг. 5

Длина загружения λ	Эквивалент нагрузка K	Длина загружения λ	Эквивалент. нагрузка K	Длина загружения λ	Эквивалент. нагрузка K
м	т/м	м	т/м	м	т/м
—	—	16	1,66	40	1,15
4	4,20	20	1,55	44	1,10
6	2,95	24	1,30	48	1,05
8	2,60	28	1,15	52	1,05
10	2,15	32	1,10	56	1,00
12	1,80	36	1,17	60	1,00

Примечание. Эквивалентные нагрузки по табл. 6 применяются при расчете моментов на средних опорах рам и неразрезных балок, причем прилегающие пролеты могут иметь разную длину. В качестве длины загружения принимается сумма длин прилегающих пролетов.

Таблица 7

Эквивалентные нагрузки от одной колонны автомобилей класса Н-10 для линий влияния вида согласно фиг. 6

Длина загружения λ	Эквивалент. нагрузка K	Длина загружения λ	Эквивалент. нагрузка K	Длина загружения λ	Эквивалент. нагрузка K
м	т/м	м	т/м	м	т/м
—	—	14	1,55	30	1,05
—	—	16	1,50	—	—
—	—	18	1,45	—	—
5	2,90	20	1,40	—	—
6	2,40	22	1,30	—	—
8	2,00	24	1,25	—	—
10	1,70	26	1,15	—	—
12	1,60	28	1,10	—	—



Фиг. 6



Фиг. 7

Таблица 8

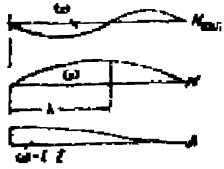
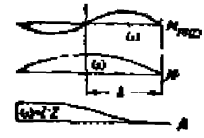
Эквивалентные нагрузки от одной колонны автомобилей класса Н-10 для линий влияния вида согласно фиг. 7

Длина загружения λ	Эквивалент. нагрузка K	Длина загружения λ	Эквивалент. нагрузка K	Длина загружения λ	Эквивалент. нагрузка K
м	т/м	м	т/м	м	т/м
—	—	10	2,30	22	1,50
—	—	12	2,00	24	1,45
4	5,10	14	1,90	26	1,39
5	4,10	16	1,75	28	1,30
6	3,50	18	1,70	30	1,25
8	2,75	20	1,60	—	—

Таблица 9

Эквивалентные нагрузки от одной колонны автомобилей Н-10 для расчета бесшарнирных арок (табл. 9—11)

1. Пята

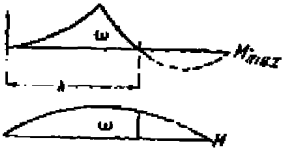
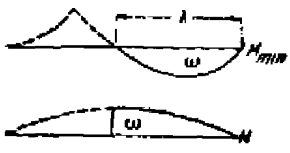
Длина загружения	M_{min} и соотв. H и A	Длина загружения	M_{max} и соотв. H и A
			
Фиг. 8		Фиг. 9	

λ	M_{min}	H	A	λ	M_{max}	H	A
м	т/м	т/м	т/м	м	т/м	т/м	т/м
5	3,07	1,17	1,44	5	3,32	2,59	0,64
6	2,57	1,00	1,20	6	2,77	2,16	0,53
7	2,22	1,86	1,21	7	2,37	1,85	0,46
8	2,06	1,57	1,42	8	2,17	1,90	0,51
10	1,78	1,19	0,97	10	1,89	1,61	0,30
12	1,61	0,94	0,95	12	1,75	1,66	0,49
14	1,56	1,81	1,12	14	1,59	1,41	0,41
16	1,56	1,41	1,00	16	1,56	1,52	0,45
20	1,42	1,09	0,82	20	1,47	1,33	0,38
24	1,27	0,87	0,69	24	1,30	1,02	0,25
28	1,14	0,71	0,59	28	1,19	0,91	0,22
32	1,07	1,25	0,69	32	—	—	—
36	—	—	—	36	1,10	0,9	0,18
40	0,99	0,91	0,57	42	1,14	1,09	0,16

Примечание к табл. 9. Для вычисления опорной реакции A табличное значение эквивалентной нагрузки, соответствующее длине загружения линии влияния момента, умножается на половину пролета.

Таблица 10

2. Четверть пролета

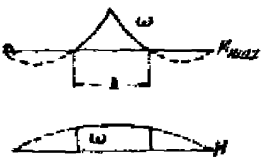
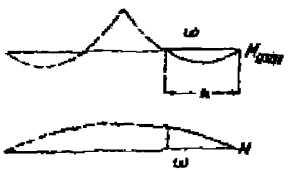
Длина загружения	M_{max} и соотв. H	Длина загружения	M_{min} и соотв. H
	 Фиг. 10		 Фиг. 11

λ	M_{max}	H	λ	M_{min}	H
м	т/м	т/м	м	т/м	т/м
5	5,00	2,5	5	3,32	2,88
6	4,18	2,08	6	2,72	2,40
7	3,6	1,78	7	2,37	2,05
8	3,14	1,56	8	2,17	2,10
10	2,63	1,34	10	1,89	1,79
12	2,25	1,16	12	1,73*	1,66
—	—	—	—	1,52	—
16	1,74	0,92	16	1,56	1,60
20	1,61	1,84	20	1,47	1,48
24	1,51	1,50	24	1,32	1,18
28	1,47	1,32	28	1,19	1,00
32	1,38	1,15	32	1,10	1,00
40	1,26	0,95	40	1,14	1,10

* Верхнее значение эквивалентной нагрузки дано для интерполяции вверх, нижнее — для интерполяции вниз.

Таблица 11

3. Замок

Длина загружения	M_{max} и соотв. H	Длина загружения	M_{min} и соотв. H
			
	Фиг. 12		Фиг. 13

λ	M_{max}	H	λ	M_{min}	H
м	т/м	т/м	м	т/м	т/м
2,7	7,88	4,06	3,65	4,46	3,86
4,05	4,97	2,95	5,46	2,98	2,56
5,45	3,70	2,34	7,3	2,33	1,96
6,75	3,16	1,92	9,13	2,02	1,64
8,1	2,51	1,63	11	1,76	1,42
10,8	2,19	1,24	14,6	1,57	1,66
13,5	1,84*	1,00*	18,2	1,52	1,40
—	1,87	1,67	—	—	—
16,2	1,76	1,42	21,85	1,39	1,22
21,6	1,53	1,09	29,2	1,20	0,98
27	1,37	1,88	36,5	1,11	1,00
32,5	1,21	0,74	43,8	1,05	1,08
43,2	1,10	0,79	58,3	0,97	0,92

* Верхнее значение эквивалентной нагрузки дано для интерполяции вверх, нижнее — для интерполяции вниз.

Таблица 12

Эквивалентные нагрузки от расчетных машин на гусеничном ходу при треугольных линиях влияния

Пролет или длина загружения, м	Нагрузка в т/м		Пролет или длина загружения, м	Нагрузка в т/м	
	Н-60	Н-30		Н-60	Н-30
1	12,000	7,500	22	4,836	2,479
2	12,000	7,500	24	4,476	2,292
3	12,000	7,500	26	4,176	2,130
4	12,000	7,500	28	3,906	1,990
5	12,000	7,200	30	3,666	1,867
6	11,664	6,667	32	3,456	1,758
7	11,020	6,122	36	3,102	1,574
8	10,314	5,625	40	2,814	1,426
9	9,630	5,185	50	2,280	1,152
10	9,000	4,800	60	1,916	0,967
11	8,430	4,463	70	1,656	0,833
12	7,914	4,167	80	1,452	0,731
13	7,458	3,905	90	1,296	0,652
14	7,044	3,674	100	1,170	0,588
15	6,666	3,467	—	—	—
16	6,330	3,281	—	—	—
18	5,746	2,963	—	—	—
20	5,250	2,700	—	—	—

Примечание. Эквивалентные нагрузки даны от двух гусениц.

§ 37. Давление толпы на перила учитывается в размере 75 кг/пог. м поручня.

3. Давление ветра

§ 38. Давление ветра для мостов на 1 м² воспринимающей поверхности, направленное нормально к ней, принимают по табл. 13.

Таблица 13

Давление ветра на 1 м² воспринимающей поверхности

Район строительства моста	Давление ветра, кг/м²		
	на пролетное строение и быки при высоте моста (от грунта или межени до верха пролетного строения) 20 м	на пролетное строение при высоте моста (от грунта или межени до низа пролетного строения) более 20 м	на верхние участки быков высотой от 21 до 40 м
1	2	3	4
1-й район: вся территория СССР за исключением 2-го и 3-го районов и горных местностей	56	1,4 (20 + H + 0,5 h)	70
2-й район: береговая полоса океанов и морей, кроме Азовского и Балтийского, отнесенных к 1-му району, а также горные местности .	98	1,4 (50 + H + 0,5 h)	108
3-й район: береговая полоса Черного моря длиной 100 км с центром в Новороссийске	140	1,4 (80 + H + 0,5 h)	154

Здесь H — высота в м от грунта или уровня межени до низа пролетного строения,

h — высота пролетного строения.

Для типовых проектов пролетных строений давление ветра принимают 90 кг/м².

Примечание. В том случае, когда возвышение низа пролетного строения над меженью или грунтом меньше 20 м, а верха — больше 20 м, H условно принимается равным 20 м и подсчет давления ветра производится по формулам третьей колонки.

§ 39. Для пролетных строений железобетонных, бетонных и каменных мостов за расчетную поверхность, воспринимающую поперечную ветровую нагрузку, принимают площадь внешнего контура пролетных строений за вычетом площади просветов конструкции.

§ 40. Для пролетных строений металлических мостов с двумя фермами за расчетную поверхность, воспринимающую поперечную ветровую нагрузку, принимают площадь одной фермы по теоретическому контуру, умноженную на коэфициент заполнения, приведенный в табл. 14.

Таблица 14

№ по пор.	Наименование конструкции	Коэфициент заполнения для пролетных строений с двумя фермами
1	Фермы со сплошной стенкой	1
2	Балочные фермы с простой и шпренгельной решеткой (треугольной или раскосной)	0,4
3	Балочные фермы с полураскосной и двухраскосной решеткой	0,5
4	То же с многораскосной решеткой	0,6
5	Сквозные арочные фермы	0,5
6	Для площади между затяжкой и нижним поясом возвышенной арки, или между балкой жесткости и цепью висячего моста *или в пределах расположения* его вант	0,2
7	Перила (металлические и деревянные, в зависимости от густоты перильного заполнения)	0,2—0,3

Примечания: 1. Подверженную давлению ветра боковую поверхность проезжей части принимают в виде сплошной полосы высотой, равной возвышению верха тротуара над нижним поясом продольной балки при расположении балочной клетки над верхним *или нижним поясом* фермы, *или* же возвышению тротуара над верхней кромкой пояса, в пределах которого расположена балочная клетка.

2. Влияние третьих ферм учитывают увеличением коэфициентов заполнения на 20% (причем величина коэфициента заполнения не может быть более единицы). В пролетных строениях, имеющих более трех ферм, влияние четвертой и последующих ферм не учитывают.

§ 41. Давление ветра вдоль моста для пролетных строений со сквозными фермами принимают равным 0,4 давления поперек моста.

§ 42. Давление ветра на подвижную нагрузку не учитывается.

4. Силы торможения и силы трения, возникающие в опорных частях

§ 43. Расчетную силу торможения от грузовиков принимают по табл. 15.

Таблица 15

Расчетная сила торможения от автомобилей

Расчетная длина загружения в м	Величина тормозной силы в т	
	при 2 и 3-путном движении	при 4-путном движении
1—15	0,5 *P*	1,0 *P*
16—40	1,0 *P*	2,0 *P*
41 и более	1,5 *P*	3,0 *P*

Здесь P — полный вес основного автомобиля в колонне.

Примечание. Для временных мостов тормозную силу принимают в размере 50% значений, указанных в таблице.

§ 44. Величина сил трения, возникающая в опорных частях, определяется по формуле:

$$T = fA,$$

где: A — вертикальная реакция от постоянной нагрузки, действующей на подвижную опорную часть,

f — коэфициент трения, равный:

для катковой и валковой опорных частей — 0,03;

для скользящей выпуклой опорной части — 0,2;

для скользящей плоской опорной части — 0,3.

§ 45. Распределение величины силы торможения и силы трения от температуры между опорами, в зависимости от конструкции опорных частей и их расположения на опорах, учитывается следующим образом.

1. В однопролетных балочных мостах со скользящими плоскими и тангенциальными опорными частями, а также при расчете устоев многопролетных мостов с разрезанными над опорами пролетными строениями, учитывается или тормозная сила или сила трения, возникающая в опорных частях от собственного веса пролетного строения при его температурных деформаци-

ях, в зависимости от того, какая из этих величин является наибольшей.

Примечание. В мостах с малыми пролетами (до 12 м включительно) при расчете давления на грунт, сила трения не учитывается.

2. Для промежуточных опор многопролетных разрезанных над опорами пролетных строений со скользящими плоскими и тангенциальными опорными частями:

а) тормозная сила учитывается в размере 50% и определяется по длине загружения равной сумме длин смежных пролетов;

б) при равных пролетах сила трения (температурная) не учитывается, при неравных же пролетах учитывается разность сил трения.

3. Для многопролетных мостов с разрезанными над опорами пролетными строениями с валковыми и катковыми опорными частями:

а) тормозная сила для промежуточной опоры при расположении на ней одной неподвижной и одной подвижной опорной части считается приложенной к неподвижной опорной части, в размере, соответствующем длине пролета;

б) тормозная сила для промежуточной опоры при расположении на ней двух неподвижных опорных частей определяется по длине загружения равной сумме длин смежных пролетов;

в) тормозная сила для промежуточной опоры при расположении на ней двух неподвижных опорных частей считается передающейся в размере 25% от величины тормозной силы, вычисленной по п. б;

г) сила трения (температурная) для промежуточной опоры учитывается согласно указаниям п. 2-б.

4. Для многопролетных балочно-консольных и неразрезных мостов с валковыми и катковыми опорными частями:

а) тормозная сила считается приложенной к неподвижной опорной части, причем величина ее учитывается в зависимости от расчетной длины загружения;

б) сила трения в опорных частях учитывается полностью.

5. Для систем мостов, не предусмотренных настоящим параграфом, тормозные силы и силы трения учи-

тываются в соответствии с таблицей, данной в приложении 1.

§ 46. Для мостов длиною менее 30 м при свайных и рамных железобетонных опорах продольное усилие считается распределенным между устоями поровну.

При длине моста больше 30 м для восприятия продольных усилий могут устраиваться специальные „тормозные" быки. Каждый такой бык рассчитывается на полное горизонтальное продольное усилие, воспринимаемое с длины моста между тормозными быками. Промежуточные быки в этом случае могут не рассчитываться на горизонтальные продольные силы.

§ 47. Плечо тормозной силы принимается: а) для рамных и арочных конструкций — от верха ездового полотна до того сечения опоры, по которому проверяется напряжение;

б) для всех прочих конструкций, в которых пролетное строение не связано жестко с опорами — от центра опорной части (центра шарнира, плоскости соприкасания скользящих опорных частей) или от центра нижнего шарнира валка до того сечения опоры, по которому проверяется напряжение.

5. Сейсмические силы

§ 48. Влияние сейсмических сил учитывается для местностей с баллом сейсмичности (в баллах по шкале ОСТ/ВКС 4537) VII и выше.

§ 49. При расчете конструкций, кроме обычных нагрузок, должны учитываться следующие сейсмические силы инерции:

а) силы импульсивного действия, возникающие вследствие короткопериодных колебаний, с присущими им большими ускорениями; эти силы учитываются при расчете жестких анкерных связей (анкеры колонн, ферм, арок и т. д.);

б) силы длиннопериодных колебаний, возникающие вслед за импульсионными; эти силы учитываются при расчете на прочность и устойчивость сооружений как в целом, так и в отдельных их частях.

§ 50. Сейсмические силы инерции длиннопериодных колебаний принимаются в виде горизонтальных сил, приложенных к каждому элементу сооружения в его центре тяжести.

Величина этих сил инерции определяется по формуле:

$$S_1 = K_1 P,$$

где: K_1 — сейсмический коэфициент, принимаемый по табл. 16,

P — собственный вес элементов сооружения.

§ 51. Расчет на сейсмические силы инерции короткопериодных колебаний производится только для жестких анкерных соединений на срез сдвигающими силами, величина которых определяется по формуле

$$S_2 = K_2 P,$$

где: K_2 — сейсмический коэфициент, принимаемый по табл. 16,

P — собственный вес элементов сооружения, а также ветровая нагрузка.

Таблица 16

Значения сейсмических коэфициентов

Сейсмические коэфициенты	Расчетная сейсмичность в баллах		
	VII	VIII	IX
K_1	1/40	1/20	1/10
K_2	1/8	1/4	1/2

При расчете с учетом сейсмических сил короткопериодных колебаний разгружающее влияние сил трения не учитывается.

Примечание. Деревянные конструкции должны быть закреплены на опорах анкерами, не рассчитываемыми на сейсмические силы инерции короткопериодных колебаний.

§ 52. Направление сейсмических сил инерции принимается наиболее невыгодным для каждого рассчитываемого элемента конструкций. Расчет ведется в предположении статического действия сил инерции.

§ 53. Для высоких сооружений, например, высокие опоры, пилоны висячих мостов, у которых отношение

высоты к наименьшему размеру в плане равно 5 и более, период собственных колебаний при расчетной сейсмичности в VII и VIII баллов не должен превышать 1,0 сек. и при расчетной сейсмичности в IX баллов 0,8 сек. При этой проверке периода собственных колебаний упругая податливость оснований не учитывается.

Значения сейсмического коэфициента для этих сооружений принимаются: вверху сооружений $2K_1$ и внизу сооружения — K_1, на промежуточных высотах — по линейной интерполяции.

§ 54. При расчете подпорных стенок учитываются горизонтальные сейсмические силы от веса самой стенки и веса земли, лежащей на уступах подпорной стенки.

§ 55. Величина ветровых нагрузок, учитываемых совместно с сейсмическими силами, принимается в половинном размере.

§ 56. При учете сейсмических сил инерции допускаемые напряжения повышаются на 50% (коэфициенты запаса уменьшаются на 33%). При этом допускаемые напряжения не должны превышать 0,8 предела текучести для металла и 0,7 временного сопротивления для прочих материалов.

Указанные повышения напряжений не распространяются на напряжения среза и растяжения каменной кладки.

§ 57. Допускаемое давление на грунты, при учете сейсмических сил инерции, может быть повышено на 50% для грунтов твердых и плотных и на 25% — для грунтов средней плотности и твердо-пластичных.

§ 58. Кессоны и опускные колодцы, а также свайные основания опор проверяются на действие горизонтальных сейсмических сил инерции, развивающихся в сооружении выше уровня грунта, а в слабых грунтах — выше расчетной глубины заделки.

При определении устойчивости свайных стоек влияние грунта, окружающего их, не учитывается.

6. Прочие нагрузки

§ 59. При расчетах конструкций в необходимых случаях должны учитываться также:

1) усилия, вызываемые деформациями пролетных строений, перемещением опор и осадкой подмостей;

2) искусственно вызываемые силы, например, возни-

кающие при выравнивании напряжений домкратами в арках и сводах, искусственное натяжение арматуры в железобетонных конструкциях и т. д.;

3) усилия, возникающие в процессе строительства, при монтаже конструкций, их перевозке и т. п.;

4) нагрузка снегом или льдом в особых случаях по согласованию или указанию утверждающих проект инстанций.

ГЛАВА III

ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ И ТРУБ

1. Общие положения. Расчетные нагрузки

§ 60. Железобетонные мосты и трубы относятся к сооружениям II класса.

§ 61. Настоящие правила распространяются на те железобетонные конструкции мостов, в которых насыщение бетона арматурой не ниже величин, указанных в табл. 19.

§ 62. Постоянная нагрузка на пролетное строение и опоры при расчетах назначается на основе подсчета собственного веса частей конструкции по действительным или эскизно намеченным размерам их. В последнем случае принятая предварительно постоянная нагрузка должна быть уточнена в соответствии с действительным собственным весом конструкции, подсчитанным по окончании проекта. При этом, если окажется, что напряжение от полной уточненной нагрузки больше чем на 5% превышает допускаемое, необходимо произвести повторный расчет при действительном значении собственного веса и внести соответствующие изменения в конструкцию.

§ 63. Расчетное колебание температуры определяется по июльской и январской изотермам, показанным на картах в приложениях 2 и 3.

§ 64. Расчетная разность температур оси элемента определяется в зависимости от изотерм и поперечных размеров элемента, по графикам приложения 4.

Температура замыкания принимается в зависимости от климата местности от 5 до 15° С. Замыкание бетон-

ных и железобетонных конструкций должно производиться не раньше, чем через один месяц после укладки бетона.

§ 65. Влияние усадки бетона в железобетонных и бетонных конструкциях приравнивается к добавочному понижению температуры на 15°, за исключением сборных конструкций, для которых усадка бетона не учитывается. При секционном бетонировании усадка приравнивается понижению температуры на 10°.

§ 66. Внешние силы при расчете железобетонных опор и труб определяются по правилам проектирования каменных мостов и опор.

2. Материалы

§ 67. Основными материалами для приготовления бетона служат — вяжущие: портланд-цемент, портланд-цемент пуццолановый, шлако-портланд-цемент по ГОСТ 970-41 и глиноземистый цемент по ГОСТ 969-41; инертные: песок ОСТ (НКТП) 3518, щебень ОСТ (НКТП) 3519-20 или гравий ОСТ (НКТП) 3517 и вода.

При применении инертных материалов из искусственных камней прочность их должна составлять не менее 150% прочности заданной марки бетона по аналогии с ОСТ (НКТП) 3519 на щебень из естественного камня.

§ 68. Воду для затворения бетона можно применять как водопроводную питьевую, так и любую природную, пригодность которой подтверждена химическим анализом в соответствии с имеющимися инструкциями.

Сточные воды, содержащие жиры, растительные масла, сахар, кислоты, не допускаются для затворения бетона.

Морская вода и другие соленые воды допускаются для затворения бетона, за исключением железобетона в условиях жарко-сухого климата.

Бетон на глиноземистом цементе нельзя затворять соленой водой.

§ 69. Марка цемента, применяемого для искусственных сооружений, должна быть, как правило, не ниже 200.

Назначение марки цемента, в зависимости от марки бетона, производится в соответствии с § 273 технических правил и указаний по постройке железобетонных,

бетонных и каменных опор, мостов и труб (Дориздат, 1946 г.).

Содержание цемента в 1 м³ бетона в деле не должно быть менее величин, указанных в табл. 17.

Таблица 17

Минимальный расход цемента на 1 м³ бетона в кг

Характер конструкции	При бетонировании	
	с вибрированием	без вибрирования
Для конструкций, находящихся в непосредственном соприкосновении с водой и подверженных частому замерзанию	240	265
Для обычных конструкций, не защищенных от атмосферных воздействий . .	220	250
Для конструкций, защищенных от атмосферных воздействий	200	220

§ 70. По прочности бетон характеризуется марками, обозначающими временное сопротивление сжатию в кг/см² кубиков 28-дневного возраста, размером 20 × 20 × 20 см из рабочего бетона, изготовленных и испытанных согласно ОСТ 90050-39.

Примечание. Для сборного железобетона дополнительно должна быть задана требуемая прочность бетона: а) к моменту подъема элементов и б) к моменту монтажа.

§ 71. Для бетонов, применяемых в несущих конструкциях железобетонных сооружений, устанавливаются марки 350, 300, 250, 200, 170 и 140.

§ 72. Обоснованием для выбора марки бетона должны служить размеры и значимость сооружения, а также экономические и эксплоатационные соображения.

Рекомендуется применение следующих марок:

Для пролетных строений балочных и рамных мостов с пролетами до 15—20 м, арочных пролетных строений пролетами до 40 м, железобетонных опор и труб — бетоны марок 140—170.

Для пролетных строений с большими пролетами — бетоны марок 170—200 и выше.

§ 73. В качестве рабочей арматуры, как основной материал, применяется сталь марки Ст. 3 (ГОСТ 380-41).

Немаркированную сталь разрешается применять для монтажной арматуры, а также во второстепенных частях сооружения: перила, сборные плиты тротуаров, при условии упрощенных испытаний железа на загиб.

В некоторых случаях, при отсутствии металла марки Ст. 3, разрешается и для рабочей арматуры применять немаркированную сталь, удовлетворяющую требованиям, предъявленным для стали марки Ст. 3, что устанавливается предварительными механическими испытаниями.

§ 74. Для исчисления веса железобетонных конструкций принимается следующий объемный вес железобетона:

1) на гравии или щебне из естественного камня — невибрированный — 2400 кг/м³;

2) то же, вибрированный — 2600 кг/м³.

Примечание. При расчете опалубки и подмостей указанный вес железобетона увеличивают на 100 кг/м³.

§ 75. Модуль упругости арматуры во всех случаях принимают 2 100 000 кг/см².

Модуль упругости бетона при подборе сечений и при расчете напряжений принимают для марок 140 и 170 равным 140 000 кг/см², для марки 200 и выше — 210 000 кг/см².

При определении деформаций и усилий в статически неопределимых системах модуль упругости бетона принимают по табл. 18.

Таблица 18

Модуль упругости бетона в кг/см²

Характеристика элемента	Марка бетона					
	350	300	250	200	170	140
Сжатые элементы	360 000	340 000	320 000	290 000	260 000	240 000
Изгибаемые элементы	225 000	210 000	200 000	180 000	160 000	145 000

Коэфициент линейного расширения бетона при изменении температуры на 1° С принимают равным 0,00001, а коэфициент линейного укорочения усадки равным 0,00015.

3. Допускаемые напряжения

§ 76. Приводимые ниже нормы распространяются на те железобетонные конструкции, в которых насыщение бетона арматурой не ниже величин, указанных в табл. 19.

Таблица 19

Минимальный процент армирования элементов железобетонных конструкций от площади сечения элемента

Характеристика работы элемента	Марка бетона		
	350—250	200—170	140
Изгиб (внецентренное сжатие у растянутого ребра) и растяжение .	0,4	0,3	0,2

Примечание. Для тавровых сечений процент армирования определяют по отношению к площади ребра с учетом полной высоты тавра, без площади полок.

§ 77. Основные допускаемые напряжения бетона в кг/см^2 принимают по табл. 20.

Таблица 20

Основные допускаемые напряжения бетона

Род напряжения	Марка бетона					
	350	300	250	200	170	140
1. Сжатие равномерное . . .	112	100	87	72	62	53
2. Сжатие при изгибе	140	125	110	90	75	65
3. Скалывание (главное растягивающее напряжение), при котором не требуется постановки хомутов и отогнутых стержней	10	9	8	7	6	5
4. Предельное скалывание (главное растягивающее напряжение) при постановке хомутов и косых стержней	25	22	20	17	15	13
5. Сцепление между бетоном и арматурой при круглых стержнях	—	—	—	9	7,5	6,5
6. Срез непосредственный . .	—	—	—	14	12	9,5

§ 78. Допускаемое напряжение на местное сжатие определяют по формуле:

$$\sigma = \sigma_0 \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}},$$

где: σ_0 — основное допускаемое напряжение на равномерное сжатие,

F — полная площадь сечения,

F_1 — площадь местного сжатия.

При этом допускаемое напряжение на местное сжатие не должно превосходить основного более чем вдвое.

§ 79. Допускаемое напряжение на сжатие при изгибе сечений, имеющих в растянутой зоне плиту, повышается на 15%.

§ 80. Если при расчете изгибаемых элементов пролетами 12 м и более главное растягивающее напряжение превышает значения, указанные в п. 3 табл. 20, то на хомуты и отогнутые стержни должно быть передано полное значение косого усилия, при этом часть его не менее 70% передается на отогнутые стержни.

Для элементов с пролетами менее 12 м часть косого усилия в размере не более 40% полного его значения разрешается считать воспринятой бетоном, а остальную часть — арматурой. Не менее 70% косой силы, воспринимаемой арматурой, передается при этом на отогнутые стержни.

Часть площади эпюры косого усилия, передаваемого бетону, отделяется прямой, нормальной к основанию эпюры, причем наибольшее значение напряжения, передаваемого бетону, не должно превышать 0,75 указанного в п. 3 табл. 20.

§ 81. При расчете сжатых железобетонных стержней с гибкостью λ более 50 допускаемые напряжения, приведенные в п. 1 табл. 20, понижают путем умножения на коэфициент φ, значения которого приведены в табл. 21.

Таблица 21

Коэфициент уменьшения допускаемого напряжения на центральное сжатие при расчете на устойчивость

Гибкость λ	50	55	60	65	70	75	80	90	100
Коэфициент φ	1,0	0,88	0,82	0,77	0,72	0,68	0,60	0,57	0,51

При этом расчетная длина элемента получается умножением полной его длины на коэфициент α, принимаемый в зависимости от закрепления концов стержня по табл. 22.

Таблица 22

Род закрепления	Значения коэфициентов α
Оба конца жестко заделаны	0,5
Один конец жестко заделан, другой шарнирно-неподвижен	0,7
Оба конца шарнирно-неподвижны	1,0
Один конец жестко заделан, другой свободен	2,0

Для упруго заделанных стоек коэфициент α назначают в зависимости от степени защемления и подвижности концов.

В арках для расчета устойчивости в плоскости кривизны расчетную длину принимают равной:

трехшарнирных . . . . . — 0,58 S;
двухшарнирных . . . . . — 0,54 S;
бесшарнирных . . . . . — 0,36 S;

где S — полная длина арки по оси.

Радиус инерции определяется без учета арматуры.

§ 82. Для арматуры из стали марки Ст.-3 основное допускаемое напряжение на растяжение или сжатие принимают 1250 кг/см².

Для арматуры из других сортов стали основное допускаемое напряжение принимают равным 0,5 предела текучести.

Допускаемое напряжение свинцовых прокладок шарниров при равномерном сжатии принимают равным 120 кг/см².

§ 83. При временном восстановлении и усилении мостов допускаемые напряжения при автомобильной и гусеничной нагрузках повышают на 30% как при учете основных, так основных и дополнительных сил; причем,

однако, допускаемые напряжения для арматуры принимают не выше предела упругости, считаемого равным 65% предела текучести стали.

§ 84. При проектировании долгосрочных мостов, при учете, кроме основных сил, также и дополнительных, основные допускаемые напряжения для бетона и металла повышают на 25%, за исключением допускаемых напряжений на скалывание в бетоне, повышение которых при учете дополнительных сил не разрешается.

При учете сейсмических сил инергии допускаемые напряжения повышаются на 50%, кроме напряжений на скалывание.

§ 85. Для долгосрочных мостов, при расчете их на нагрузку от гусеничного трактора, допускаемые напряжения повышают на 30%.

Для элементов сборных железобетонных конструкций, изготовляемых на заводе для долгосрочных мостов, при непрерывном контроле качества бетона, при строгой проверке соответствия всех частей проектным размерам и при периодических испытаниях прочности заводских изделий, допускаемые напряжения для бетона повышают на 10%.

4. Допускаемые прогибы

§ 86. Величина вертикального упругого прогиба от статической временной нагрузки не должна превышать:

для балок — 1/600 пролета;

для свободных консолей — 1/300 длины консоли;

для консолей, нагруженных подвесной балкой, — 1/600 суммы длин консоли и подвесной балки.

При определении прогиба момент инерции сечения балки определяется без учета арматуры. В тавровых сечениях ширина полки принимается при всякой ее толщине равной расстоянию между осями балок.

5. Расчет и конструкция отдельных элементов

Плиты

§ 87. Толщина плиты назначается для ездового полотна не меньше 10 см, для тротуаров — не меньше 8 см и не менее $^1/_{25}$ расчетного пролета для балочных плит и $^1/_{30}$ расчетного пролета для опертых по контуру. Для съемных тротуарных плит толщина их допускается не меньше 6 см.

§ 88. Диаметр стержней рабочей арматуры в плите проезжей части назначается не менее 10 мм, а в тротуарах — не менее 6 мм. Число рабочих стержней на 1 пог. м должно быть в середине пролета и над опорами не менее 5 и не больше 14.

При возможности появления отрицательных моментов в пролете плиты должна быть уложена верхняя арматура.

Расстояние в свету между рабочей арматурой и нижней поверхностью плиты должно быть не менее 2 см.

§ 89. Отгиб стержней рабочей арматуры над ребрами производится под углом 30° или 45° в два приема в $^1/_4$ и $^1/_6$ пролета, считая расстояния посредине высоты плиты. Не менее трех стержней на погонный метр проводятся над ребрами без отгиба.

§ 90. В месте примыкания плиты к ребру, проходящему параллельно арматуре плиты, отгибается вверх распределительная арматура или укладывается специальная арматура $d=6$ мм в количестве 0,3 от сечения рабочей арматуры и не менее 8 ∅ на 1 пог. м. Эта арматура доводится до $^1/_4$ расчетного пролета плиты.

§ 91. Распределительная арматура ставится в количестве не менее 15% от рабочей, но не менее 4 стержней на 1 м и диаметром не менее 6 мм.

§ 92. Плиты, опертые по контуру, в отношении армирования разбиваются на три полосы в каждом направлении: две крайние шириной равной $^1/_4$ пролета и среднюю шириной вдвое больше.

В средней полосе ставится расчетное количество арматуры, в крайних вдвое меньше, но не менее 4 стержней на 1 м.

Балки

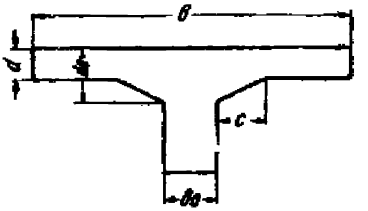
§ 93. В состав таврового сечения балки вводится, при наличии плиты на горизонте сжатого пояса, часть этой плиты, не превышающая с каждой стороны от от оси ребра: $^1/_2$ расстояния между осями ребер и $^1/_4$ расчетного пролета самой ребристой балки. Свободный свес полки не должен превышать шестикратной толщины плиты без вута. Плита толщиной вместе с вутом меньше $^1/_{10}$ полной высоты балки в расчет не вводится.

§ 94. Толщина полки в месте примыкания к ребру должна быть проверена на касательные напряжения по формуле:

$$\tau' = \tau \frac{b_0}{2d} \cdot \frac{b - b_0}{b}.$$

Здесь:

τ — расчетное скалывающее напряжение по нейтральной оси балки,
b_0 — ширина ребра,
b — расчетная ширина тавра поверху,
d — толщина плиты.



Фиг. 14

При наличии вута (фиг. 14) напряжения поверяются в начале вута по формуле:

$$\tau' = \tau \frac{b_0}{2d_0} \cdot \frac{b - b_0}{b}$$

и на конце вута (у ребра) по формуле:

$$\tau' = \tau \frac{b_0}{2d} \cdot \frac{b - b_0 - 2c}{b}.$$

Здесь d_0 — толщина плиты (с вутом) у ребра,
c — длина вута.

В случае несимметричного расположения полки относительно ребра (фиг. 15) касательные напряжения проверяются по формулам:
в начале вута

$$\tau' = \tau \frac{b_0}{d_0} \cdot \frac{a - b_{0|_2}}{b}.$$

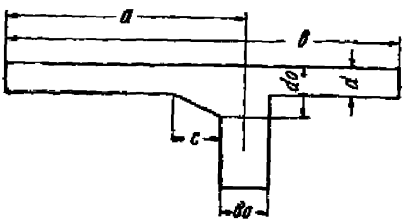
в конце

$$\tau' = \tau \frac{b}{d} \cdot \frac{a - b_{0|_2} - c}{b}.$$

§ 95. Каждый хомут должен охватывать в одном ряду не больше пяти растянутых или не более трех сжатых стержней.

Диаметр хомутов должен быть не менее 6 мм и не менее $^1/_4$ диаметра основной арматуры.

Расстояние между хомутами должно быть не более $^3/_4$ высоты балки и 50 см, а при наличии учитываемой в расчете сжатой арматуры — 15 диаметров стержней этой арматуры. Минимальный шаг хомутов 10 см.



Фиг. 15

Первый хомут надлежит ставить на расстоянии 5 см от грани опоры. В пределах пересечения балки с другой балкой или стойкой хомуты не ставятся.

§ 96. При высоте балки 1 м и более ставится боковая продольная арматура в количестве 0,15% от площади сечения ребра (b_0h). Боковая арматура ставится диаметром не менее 12 мм через каждые 0,4 м по высоте.

§ 97. Расстояние в свету между рабочей арматурой и нижней поверхностью балки должно быть не менее 3 см и не более 5 см; то же для боковых поверхностей не меньше 2,5 см.

Расстояние в свету между отдельными стержнями и рядами их должно быть не менее 3 см, а также не менее $1^1/_4$ диаметра их.

При расположении основной арматуры в ребрах больше, чем в два ряда, необходимо учитывать неравномерность распределения напряжений в арматуре.

§ 98. Отгибы стержней должны производиться под углом к нейтральной оси около 45° и в исключительных случаях 30°. Радиус загиба должен быть не менее 10 диаметров стержня.

Назначение мест отгибов производится по линии, проходящей через середину полной высоты, включая и плиту.

Длина прямого участка отогнутых стержней должна быть не менее: для стержней, оканчивающихся в сжатой зоне — 15 d и в растянутой — 20 d.

Если необходимо, то могут применяться специальные косые, добавочные стержни, приваренные к основной растянутой арматуре, в количестве не более 30% от общего числа отгибов, причем к каждому стержню основной арматуры может быть приварено не больше одного стержня. Разрешается применение стержней с двойным отгибом (фиг. 16).



Фиг. 16

Применение отдельных, не связанных с основной арматурой, наклонных стержней (плавающих) не допускается.

Отгибы стержней производятся по возможности симметрично (например, попарно) относительно продольной оси балки. Расположение отогнутых стержней должно удовлетворять условию, чтобы начало отгиба одного стержня (внизу) заходило за конец отгиба (вверху) предыдущего отогнутого стержня, т. е. чтобы в одном вертикальном сечении было не менее одного отогнутого стержня.

Отгибы стержней могут быть совмещены с точками теоретического обрыва стержней на эпюре моментов и располагаются по эпюре главных растягивающих напряжений.

Над опорами, включая крайние, часть нижней арматуры в количестве не менее 20% и не менее двух стержней должна быть пропущена без отгибов.

§ 99. Стержни растянутой арматуры снабжаются на концах крюками Консидера, образованными полукругом с диаметром в свету не менее 2,5 диаметра прута (фиг. 17,а) и с прямым участком, равным трем диаметрам прута.

Для сжатых стержней кроме крюков Консидера разрешается также применение косых (фиг. 17,б) и прямых крюков (фиг. 17,в).

§ 100. Стержень, оставленный в растянутой зоне бетона, должен быть заанкерен на длину не менее 30 d, считая до касательной к крюку от того места, где по расчету стержень становится излишним.

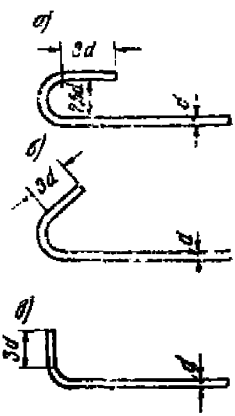
Стержни, сжатые во всех случаях нагрузок, могут оставаться без крюков при условии, что они вводятся в тело бетона до того места, где все сжимающие напряжения могут быть восприняты одним бетоном без учета арматуры, но не менее чем на 20 диаметров.

Монтажные стержни, как правило, крюков не имеют.

§ 101. Армирование входящих углов путем соответствующего перегиба арматуры, располагаемой вдоль граней угла, не допускается, за исключением случаев, когда таковая арматура заведомо ни при каких обстоятельствах не может подвергаться растяжению. В последнем случае в месте перегиба обязательна установка хомута.

§ 102. Стыки арматуры должны располагаться вразбивку и в менее напряженных местах арматуры.

В одном сечении разрешается устраивать стыки не более чем 25% от общего количества стержней при стыках внахлестку без сварки и 50% — при сварных.



Фиг. 17

Сварные стыки, расположенные не далее 50 см друг от друга, и стыки внахлестку без сварки, расположенные не далее 30 диаметров, рассматриваются как расположенные в одном сечении. Рекомендуется применение контактной сварки.

Стыки стержней диаметром более 25 мм обязательно устраиваются сварными. Укладка стержней в местах стыков должна обеспечивать плотное облегание их бетоном.

При дуговой и газовой сварках стыки устраиваются внахлестку или с накладками.

Общая площадь сечения накладок должна быть не меньше площади сечения стыкуемого стержня. Длина полунакладки должна быть не меньше 3 диаметров

стыкуемого стержня при двухсторонней сварке и 6 диаметров при односторонней. При сварке внахлестку длина перепущенного конца назначается такой же, как для полунакладки.

При устройстве стыков без сварки внахлестку (с перепуском концов) концы растянутых стержней должны быть снабжены крюками Консидера и заходить один за другой не менее чем на 30 диаметров для растянутых и 20 диаметров для сжатых, считая между касательными и концами крюков, а сами стержни должны быть крепко перевязаны тонкой проволокой.

§ 103. Наименьший диаметр арматуры в балках — 12 мм и наименьшее число стержней рабочей арматуры — 3, наибольшее расстояние между стержнями — 12,5 см.

При наличии вутов, последние должны быть укреплены по своему контуру не менее чем двумя стержнями. Эти стержни заводятся за точку пересечения с основной арматурой не менее чем на 20 диаметров.

Если возникновение на опоре положительного момента невозможно, то указанные стержни могут не иметь по концам крюков Консидера.

Стойки

§ 104. При подборе сечений, работающих на внецентренное сжатие, растянутая зона бетона может быть введена в расчет при условии, что напряжение бетона на растяжение не превосходит допускаемых для бетонных и железобетонных сооружений.

§ 105. Для внецентренно-сжатых элементов с гибкостью больше 35 расчетный момент принимается равным:

$$M' = \frac{M}{1 - \frac{N}{F_b} \cdot \frac{\lambda^2}{10000\,[\sigma_b]}}.$$

Здесь: M — момент внешних сил,
N — продольная сила,
F_b — площадь сечения бетона,
$[\sigma_b]$ — допускаемое напряжение на сжатие бетона при изгибе,
λ — гибкость стержня.

Кроме этого расчета должна быть проверена

устойчивость в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба.

§ 106. В железобетонных колоннах и стойках, работающих только на центральное сжатие, полное сечение рабочей арматуры должно составлять не более 3%.

§ 107. Диаметр арматуры принимается не меньше 12 мм. Расстояние в свету между арматурой и наружной поверхностью должно быть не меньше 2,5 см. Расстояние между стержнями арматуры должно быть не больше 20 см. Расположение арматуры больше чем в 2 ряда с каждой стороны не разрешается. Диаметр хомутов принимается не меньше 6 мм. Расстояние между хомутами принимается не более 15 диаметров стержня и не больше наименьшего размера поперечного сечения стойки. В местах стыков продольной арматуры расстояние между хомутами должно быть уменьшено до 10 диаметров. Каждый хомут должен охватить не больше 3 стержней на каждой стороне стойки.

§ 108. Расчет центрально-сжатых элементов с добавочной (косвенной) арматурой, применяемой для повышения несущей способности, в виде непрерывной спирали или отдельных колец, производится по приведенной площади, определяемой формулой:

$$F = F_0 + n(f + 2f_a); \quad f_a = \frac{pf_e}{S},$$

где: F_0 — площадь сечения бетона внутри обоймы,

n — отношение модулей железа и бетона,

f — площадь сечения продольной арматуры,

f_a — приведенная площадь поперечной арматуры, равная объему одного витка спирали или хомута, деленному на шаг,

f_e — сечение стержня поперечной арматуры (спирали кольца),

S — шаг, т. е. расстояние между витками спирали или кольцами,

P — периметр обоймы.

Повышение несущей способности элемента за счет косвенного армирования не должно превышать 50% от несущей способности его без такового армирования.

Общая площадь арматуры $f + f_a$ должна быть не

меньше 1,5% сечения ядра; сечение одной продольной арматуры должно быть не меньше 0,8% и не больше 3% сечения ядра.

Шарниры и опорные части

§ 109. В простейших шарнирах с плоским соприкасанием прочность бетона рассчитывается по местному сжатию.

Бетон над и под шарнирными плитками укрепляется сетками и хомутами.

§ 110. В цилиндрических шарнирах со свободным касанием расчет прочности бетона производится по формуле Герца:

$$\sigma = 0{,}423 \sqrt{PE_b\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2}\right)},$$

где:

P — давление на единицу длины линии соприкасания цилиндров,

E_b — модуль упругости бетона,

r_1 и r_2 — больший и меньший радиусы цилиндрических поверхностей (фиг. 18).



Фиг. 18

Допускаемые напряжения на смятие при свободном касании принимаются по формуле местного смятия. Для шарниров и валков не разрешается применять бетон ниже марки 250.

§ 111. Площадь сечения всей поперечной арматуры, назначаемой в валках и шарнирах, определяется по формуле:

$$f_a = \frac{1{,}5 \cdot Z}{\sigma_a}.$$

Здесь: σ_a — допускаемое напряжение в арматуре,

Z — растягивающая сила в поперечном направлении (фиг. 19), определяемая по формуле:

в шарнирах $Z = N\frac{a-b}{4h} + Q$;

в валках $Z = \frac{N(a-b)}{h} + Q$.

Здесь: h — высота шарнира,

a — ширина шарнира,

b — ширина площадки опирания.

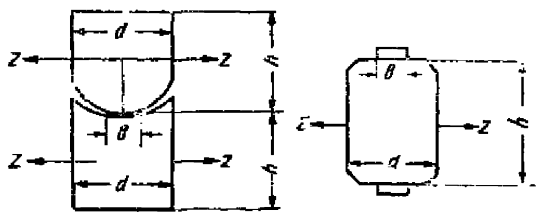
При свободном касании ширина b определяется по формуле:

$$b = 3\sqrt{\frac{P}{E_b}\cdot\frac{r_1 - r_2}{r_1 + r_2}},$$

N — продольная (по отношению к оси шарнира) сила, передаваемая шарниром,

Q — то же поперечная.

Рекомендуется принимать для шарниров: $h = a$; $b =$ от $\frac{a}{2}$ до $\frac{a}{3}$; для валков: $h = 1{,}5\,a$; $b =$ от $\frac{a}{2}$ до $\frac{a}{3}$.



Фиг. 19

Принятые размеры валков и шарниров необходимо проверить по условию недопустимости растрескивания бетона по формуле:

$$\frac{1{,}5\,Z}{lh + \frac{200}{R_p}} \leqslant 0{,}5\,R_p.$$

где: l — длина валка или шарнира поперек моста,

R_p — временное сопротивление бетона на растяжение.

6. Основные правила проектирования различных видов мостов и их элементов

Проезжая часть

§ 112. Плиты проезжей части, опирающиеся на продольные и поперечные балки, при отношении длин их сторон больше 2 рассматриваются, как балочные, т. е. опирающиеся только двумя длинными сторонами, и рассчитываются по направлению короткой стороны.

§ 113. При расчете плиты, опирающейся двумя сторонами, сосредоточенная нагрузка считается распределенной:

1) по длине пролета плиты на величину:

$$a = a_2 + 2H;$$

2) поперек пролета на величину:

а) при нахождении груза посредине пролета

$$b = b_2 + 2H + \frac{l}{3}, \text{ но не менее } \frac{2l}{3};$$

б) при нахождении груза у опоры

$$b = b_2 + 2H, \text{ но не менее } \frac{l}{3}.$$

Здесь: a_2 и b_2 — размеры фактической площади давления сосредоточенного груза соответственно вдоль и поперек моста;

H — расстояние от верха полотна до верха плиты;

l — расчетный пролет плиты.

Примечание. При расчете плиты по пролету вдоль моста распределение нагрузки в поперечном направлении не должно превышать ширины

$$\frac{1{,}7 + 1{,}1}{2} = 1{,}4 \text{ м}.$$

Для консольной плиты сосредоточенный груз считается распределенным поперек пролета на величину $b_1 = b_2 + 2H + 0{,}8a$, но не менее $1{,}5a$, где a — расчетное расстояние от груза до корня консоли.

§ 114. При отношении толщины плиты к высоте ребра, на которое плита опирается, меньше 1/4, плита рассчитывается по следующим приближенным формулам:

а) опорный момент принимается равным $-0{,}7\ M_0$;

б) момент посредине $+0{,}5\ M_0$.

Здесь M_0 — наибольший изгибающий момент в простой балке пролетом, равным расстоянию между ребрами в свету плюс толщина плиты;

в) поперечная сила определяется, как для простой балки пролетом, равным расстоянию в свету между ребрами.

При отношении толщины плиты к высоте ребра больше 1/4 плита рассчитывается по следующим формулам:

а) опорный момент $-0{,}7\ M_0$;

б) момент посредине $+0{,}7\ M_0$.

Здесь M_0 — наибольший изгибающий момент в простой балке пролетом, равным расстоянию в свету между ребрами балок плюс толщина плиты;

в) поперечная сила определяется, как в простой балке пролетом, равным расстоянию между осями ребер;

г) если плита опирается на металлические балки, расчетный момент на опоре принимается $-0{,}7\ M_0$, и посредине M_0, где M_0 — момент в простой балке при расчетном пролете, принимаемом равным расстоянию между осями металлических балок.

§ 115. При отношении длин сторон плиты меньше 2 она рассматривается, как опирающаяся по всему контуру, и рассчитывается методами теории упругости.

Разрешается расчет на временную нагрузку производить по табл. проф. Галеркина, приведенным в приложении 5, а также по таблицам и номограммам инж. Скрябина, приведенным в приложении 6.

§ 116. Для плит, опертых по контуру, сосредоточенная нагрузка считается распределенной на длину:

вдоль движения $a = a_2 + 2H$;

поперек движения $b = b_2 + 2H$;

здесь значения a_2, b_2 и H — те же, что и в § 113.

Постоянная нагрузка от плиты и ездового полотна определяется по формулам:

$$q_a = q\,\frac{b^4}{a^4 + b^4};\quad q_b = q\,\frac{a^4}{a^4 + b^4},$$

где: a, b — стороны плиты,

q — полная нагрузка от плиты и ездового полотна на м^2,

q_a и q_b — погонная равномерно распределенная нагрузка по направлению сторон.

Разрешается расчет на постоянную нагрузку от собственного веса плиты производить по таблицам и номограммам инж. Скрябина, приведенным в приложении 6.

§ 117. В плитных мостах и сборных конструкциях разрезные плиты рассчитываются, как простые балки.

§ 118. При расчете давления от временной нагрузки на балки разрешается учитывать упругое распределение ее плитой. При этом размеры плиты должны быть соответственно проверены.

§ 119. Многопролетные продольные балки проезжей части с разными пролетами рассчитываются по формулам для неразрезных балок.

При разнице величин пролетов не больше 20% разрешается рассчитывать балки, как равнопролетные, по нижеприведенным формулам.

Расчетные моменты балок с равными пролетами и с упругой заделкой на крайних опорах разрешается определять следующим образом. Все максимальные и минимальные пролетные моменты вычисляются по формулам:

$$\text{в пролете } \max M = 0{,}05\ ql^2 + 0{,}70\ M_0;$$
$$\min M = 0{,}05\ ql^2 - 0{,}30\ M_0;$$

на опорах, кроме крайней:

$$\min M = -0{,}085\, ql^2 - 0{,}9\ M_0;$$
$$\max M = -0{,}085\, ql^2 + 0{,}20\ M_0;$$

где: l — расчетный пролет,

q — постоянная нагрузка на 1 пог. м балки,

M_0 — момент в простой балке от временной нагрузки.

Расчетный момент над крайней опорой принимается равным половине расчетного момента над средней опорой.

В двухпролетной балке с упругим защемлением на крайних опорах максимальные и минимальные моменты определяются по формулам:

$$\text{В пролете: } \max M = 0{,}06\, ql^2 + 0{,}7\ M_0;$$
$$\min M = 0{,}06\, ql^2 - 0{,}25\ M_0;$$

$$\text{на средней опоре: } \min M = -0{,}105\, ql^2 - 0{,}9\ M_0;$$
$$\max M = -0{,}105\, ql^2.$$

На крайней опоре моменты принимаются вдвое меньше.

В случае, если балки на крайних опорах не заделаны, максимальный момент в первом пролете и минимальный момент на первой промежуточной опоре определяются, как для пятипролетной балки с свободно опертыми концами на крайних опорах.

Моменты в промежуточных сечениях находят графически, принимая закон изменения момента по пара-

боле второй степени, построенной по ординатам:

$$\max M_{пр} - \max M_{опор};$$
$$\min M_{пр} - \min M_{опор}.$$

При расчете балок проезжей части разрешается не учитывать переменность момента инерции.

§ 120. Поперечная сила, при расчете многопролетных балок проезжей части, принимается по формулам: для сечения первой опоры справа: $Q = 0{,}45\,ql + 0{,}95\,Q_0$; для сечения второй опоры слева: $Q = -0{,}55\,ql - 1{,}15\,Q_0$; для сечения второй опоры справа и следующих опор:

$$Q = 0{,}5\,ql + 1{,}15\,Q_0;$$

для сечения в середине первого пролета:

положительный участок $Q = -0{,}10\,ql + 0{,}9\,Q_c$;

отрицательный участок $Q = -0{,}10\,ql - 1{,}4\,Q_c$.

Для сечения в середине второго пролета и следующих $Q = 0{,}03\,ql + 1{,}6\,Q_c$, где:

Q_0 — поперечная сила на опоре, как в простой балке;

Q_c — поперечная сила в середине пролета, как в простой балке.

§ 121. Расчет давления продольных балок на поперечные производится в предположении, что продольные балки разрезаны над осями поперечных. Постоянная нагрузка принимается равномерно распределенной по длине поперечной балки.

При расчете временной нагрузки разрешается учитывать упругое распределение ее продольными балками. При этом продольные балки должны быть соответственно проверены.

§ 122. Поперечные балки однопролетные (при двух главных балках) рассчитываются, как свободно лежащие, но арматура на опоре проверяется на опорный отрицательный момент, равный 50 % от наибольшего момента в пролете, если поперечная балка заделана в главную балку и не имеет консоли, или же на момент от нагрузки консоли в случае наличия таковой, но не менее 50 % расчетного момента в пролете.

Двух-и многопролетные поперечные балки рассчитываются так же, как указано в §§ 119 и 120 для продольных балок.

§ 123. В арочных мостах с проезжей частью, опирающейся на арки при помощи стоек, расчет главных продольных балок может производиться следующим образом.

Влияние промежуточных стоек на работу балок не учитывается. Опорный момент на крайних стойках определяется в зависимости от отношений погонных гибкостей балки и стойки по формуле:

$$m = \frac{3}{4} \cdot \frac{M}{1 + c};$$

$$c = \frac{J_l h}{J_h l}.$$

Здесь: M — величина наибольшего момента в простой балке пролетом l;

h — высота стойки,

l — величина крайнего пролета,

J_l — момент инерции балки,

J_h — момент инерции стойки.

Если конец продольной балки у ключа арки жестко соединен с последней, то опорный момент в месте соединения принимается равным 2/3 M; при свободном опирании конца продольной балки на арку опорный момент принимается равным 0.

Максимальные и минимальные моменты во всех пролетах продольной балки, кроме крайних, определяются по формулам, приведенным в § 119.

Для крайних пролетов расчетный момент определяется для середины пролета по формулам:

$$\max M = 0{,}078\, ql^2 + 0{,}8\, M_0 - 0{,}5\, m;$$

$$\min M = 0{,}078\, ql^2 - 0{,}2\, M_0 - 0{,}5\, m_q.$$

Здесь: m — момент на крайней опоре от полной нагрузки,

m_q — то же от постоянной, определяемый по вышеуказанной формуле,

M_0 — момент простой балки от временной нагрузки.

§ 124. При расчете поперечных балок, опирающихся на стойки, влияние промежуточных стоек на работу балки не учитывается.

Момент заделки на крайней стойке m определяется по формулам § 123. При наличии консоли момент от загрузки консоли распределяется между ригелем и стойкой пропорционально погонным жесткостям.

В однопролетной поперечной балке (при отсутствии промежуточных стоек) изгибающий момент определяется, как для свободно опертой балки, и затем его

величина уменьшается на величину опорного момента, определяемого в соответствии с предыдущим абзацем.

В двухпролетной поперечной балке момент на средней опоре определяется по формуле:

$$\min M = -0{,}125\,ql^2 - M_0 + 0{,}25\,m;$$
$$\max M = -0{,}125\,ql^2 + 0{,}25\,m_q.$$

Момент посредине крайнего пролета:

$$\max M = 0{,}0625\,ql^2 + 0{,}8\,M_0 - 0{,}5\,m;$$
$$\min M = 0{,}0625\,ql^2 - 0{,}25\,M_0 - 0{,}5\,m_q.$$

В трехпролетной балке моменты на средних опорах определяются по формуле:

$$\min M = -0{,}10\,ql^2 - 0{,}9\,M_0; \max M = -0{,}1\,ql^2 + 0{,}15\,M_0.$$

момент посредине среднего пролета:

$$\max M = 0{,}025\,ql^2 + 0{,}6\,M_0; \min M = 0{,}025\,ql^2 - 0{,}4\,M_0;$$

момент посредине крайнего пролета:

$$\max M = 0{,}075\,ql^2 + 0{,}8\,M_0 - 0{,}5\,m;$$
$$\min M = 0{,}075\,ql^2 - 0{,}2\,M_0 - 0{,}5\,m_q.$$

Здесь M_0 — момент в простой балке от временной нагрузки,

m — полный опорный на крайней опоре момент,

m_q — то же от постоянной нагрузки.

Примечание. При определении моментов в пролете опорный момент на крайней опоре следует определять в зависимости от гибкости наиболее длинной стойки; наоборот, для расчета сечения на крайней опоре момент вычисляется при гибкости наиболее короткой стойки.

В отдельных случаях взамен указанных выше приемов расчета поперечных балок рекомендуется рассчитывать их совместно со стойками, как цельную рамную конструкцию с жестко заделанными концами стоек.

§ 125. Стойки сквозного надарочного пролетного строения рассчитываются на сжатие и изгибающий момент.

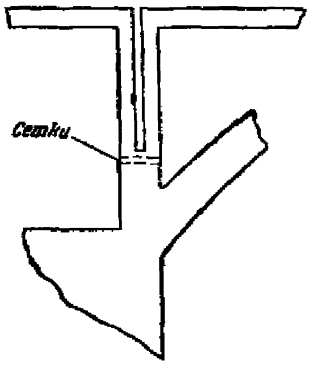
Изгибающий момент в средних стойках надарочного строения допускается вычислять в зависимости от величины отношения погонных жесткостей балки и стойки следующим образом.

При $c = \frac{J_1 h}{J_2 l} = 4$ расчетный изгибающий момент стойки условно принимается равным 10% от расчетного опорного момента в балке, а при $c = 1$ — равным

20% от того же момента с интерполяцией для промежуточных значений c, т. е. для $1<c<4$. Изгибающий момент для крайних стоек может быть определен по формуле § 123.

Стойки надарочного строения должны быть проверены на температурные напряжения, причем разрешается считать оба конца стоек при жестком закреплении их неповорачивающимися при деформациях плит или балок.

Поперечные рамы в плоскостях стоек надарочного пролетного строения должны быть проверены на давление ветра, приходящегося на проезжую часть.



Фиг. 20

При действии на стойку сжимающей силы и двух изгибающих моментов во взаимно перпендикулярных плоскостях, сечение подбирается по продольной силе и по наиболее опасному из моментов, а затем подсчитываются напряжения от второго момента, причем во втором расчете площадь бетона, растинутая от действия первого момента и продольной силы, в расчет не вводится. Суммарные напряжения не должны превышать допускаемых.

§ 126. Стыки арматуры стоек рекомендуется располагать вблизи примыкания стоек к аркам или проезжей части. В длинных стойках стыки рекомендуется располагать вразбежку так, чтобы в каждом сечении стыковалось не более половины стержней, расположенных с каждой стороны.

Арматура стойки должна быть продолжена до середины балки, а внизу—до оси арки или свода.

§ 127. Крайние ряды стоек вдоль моста должны быть связаны достаточно жесткими прогонами.

§ 128. Температурные швы в надарочном строении должны быть расположены у каждой опоры. Рекомендуется устройство швов при помощи применения

гибких стоек или стенок, причем в случае парных стоек в месте слияния их внизу должна быть уложена поперечная арматура в виде сетки (см. фиг. 20). При устройстве шва на скользящей опоре, для обеспечения скольжения укладываются два металлических листа, смазанных графитом по плоскости скольжения. Самый шов в этом случае заполняется упругим изоляционным материалом.

§ 129. Способы расчета и правила конструирования стенок, поддерживающих проезжую часть, остаются те же, что и для стоек. Кроме того, устанавливаются распределительная арматура и в шахматном порядке хомуты.

§ 130. При армировании проезжей части рекомендуется применять возможно меньшее число сортов стержней по диаметру. Разница в диаметрах должна быть не меньше 4 мм.

Выступающие над верхом плиты проезжей части бортовые брусья и консольные плиты тротуаров должны быть проверены на напряжения, возникающие в них при работе совместно с главными или продольными балками, или же эти выступающие части должны иметь швы, выключающие их из работы совместно с балками.

§ 131. Верхняя поверхность плиты проезжей части должна быть защищена от проникания влаги гидроизоляцией, выполняемой в соответствии с требованиями „Инструкции по устройству гидроизоляции" Гушосдора.

Для отвода воды с ездового полотна, независимо от продольного уклона, поверхности полотна придается поперечный уклон 1,5—2%, отводящий воду к лоткам у бордюров. Лотки должны иметь продольный уклон к водоспускным трубкам, располагаемым на взаимных расстояниях не больше 10 м. Трубки могут быть применены металлические или железобетонные прямоугольные. Диаметры отверстия или сторона прямоугольника должны быть не меньше 15 см.

Балочные и рамные мосты

§ 132. Передача нагрузки на главные балки считается в предположении, что проезжая часть разрезана над осями балок. Постоянная нагрузка считается равномерно распределенной. Разрешается учитывать упругое распределение нагрузки плитой.

§ 133. Для неразрезных и консольных балок пролетами свыше 16 м следует учитывать неравномерность распределения постоянной нагрузки по длине пролета.

§ 134. Неразрезные балки переменной высоты или имеющие вуты должны быть рассчитаны с учетом переменности момента инерции, за исключением случаев, когда отношение моментов инерции на опоре и в пролете не превосходит 2:1.

§ 135. Расчет рамных мостов производится как статически неопределимых систем. При определении лишних неизвестных деформациями от продольных и поперечных сил разрешается пренебрегать.

При определении гибкости элементов:

а) влиянием арматуры пренебрегают, а сечение бетона принимают полностью,

б) при вычислении момента инерции таврового сечения плита вводится в расчет вне зависимости от ее толщины, расчетная ширина плиты принимается равной расстоянию между осями ребер,

в) переменность сечения ригеля может не учитываться, если отношение моментов инерции на опоре и в пролете не превосходит 2:1.

§ 136. В бесшарнирных рамах стойки их считаются полностью заделанными по низу, если башмаки стоек опираются на массивный фундамент из бутовой или бетонной кладки, причем в последнем случае кривая давления нагрузки должна пересекать подошву фундамента с эксцентриситетом не больше 1/10 длины фундамента.

Во всех остальных случаях после расчета рамы с учетом заделки стоек необходимо сделать проверку напряжений в сечениях стоек и ригеля рамы, предполагая возможным поворот фундамента и опорного сечения стойки в соответствии с эпюрой давления на грунт основания.

§ 137. В случае расхождений в предварительно принятых соотношениях погонных жесткостей отдельных элементов более чем на 30%, расчет должен быть произведен еще раз.

§ 138. Расчет напряжений в главных балках и ригелях рам и конструирование их производятся согласно указаниям §§ 93 — 108.

§ 139. Горизонтальные вуты в неразрезных и кон-

сольных балках допускаются с уклоном не свыше 1/6.

§ 140. Скалывающие напряжения на опорах неразрезных и консольных балок и ригелей рам, если высота сечения у опор увеличивается при помощи вута, рассчитываются по поперечной силе Q_1, определяемой формулой:

$$Q_1 = Q \pm \operatorname{tg}\alpha \frac{M}{h},$$

где: Q — максимальная поперечная сила в соответствующем сечении,
h — рабочая высота балки,
α — угол наклона вута или касательной к очертанию балки.

Значение M принимается: в сечении у начала вута

$$M_1 = M_q;$$

в сечении у опоры

$$M_2 = M_q + 1/2\ M_p,$$

где: M_q — изгибающий момент от постоянной нагрузки,
M_p — „ „ от подвижной вертикальной нагрузки.

Знак + берется в случае, если высота сечения балки убывает по направлению возрастания абсолютной величины изгибающего момента. Знак — берется в случае, если высота сечения возрастает по направлению возрастания абсолютной величины изгибающего момента.

§ 141. В случае криволинейного очертания балок и ригелей рам растянутая продольная арматура у вогнутых поверхностей должна быть укреплена хомутами, расстояние между которыми должно быть не меньше 10 d, где d — диаметр стержня. Сечение хомута определяется по формуле:

$$f = F \frac{\sigma a}{R \cdot r},$$

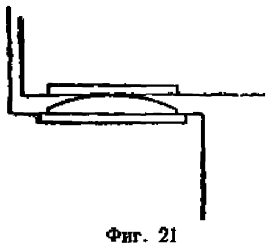
где: F — площадь сечения арматуры, охватываемой хомутами,
σ — напряжение в ней,
R — допускаемое напряжение в железе,
r — радиус кривой,
a — расстояние между хомутами (шаг).

§ 142. Главные балки и ригели рам должны быть связаны распорками на расстояниях не больше 5 м,

высота распорок в месте примыкания должна быть не менее 3/4 высоты балки. Постановка распорок обязательна над опорами, а также по концам консолей. Толщина распорок назначается в зависимости от размеров главных балок или ригелей и от величины расстояний между ними, но не должна быть меньше 25 см.

При высоких распорках, кроме горизонтальных стержней, в них устанавливаются еще перекрестные.

§ 143. Арматура стоек рам должна быть продолжена в ригеле до верхней арматуры ригеля. Углы в пересечении стойки с ригелем должны быть смягчены вутами, размеры которых назначаются тем больше, чем мощнее стойка. Вут должен быть укреплен не менее чем двумя специальными стержнями. При сопряжении крайних стоек наружные углы должны быть достаточно укреплены арматурой путем соответствующего расчетному опорному моменту отгиба арматуры ригеля или постановки специальных стержней.



Фиг. 21

§ 144. Стойки рам рекомендуется соединять распорками с интервалами не больше полуторного расстояния между стойками.

§ 145. Расчет и конструирование стоек рам производится согласно указаниям §§ 104 — 108.

§ 146. Для балок пролетами до 9 м опорные части рекомендуется устраивать в виде прокладок из металлических листов, причем на неподвижной опоре укладывается один лист, а на подвижной — два, скользящие друг по другу.

По плоскости скольжения листы смазываются графитом. Для балок пролетами от 9 до 16 м опорные части устраиваются закругленными (тангенциальными) (фиг. 21).

Для балок пролетом более 16 м должна быть устроена более совершенная опора в виде железобетонных балансиров, валков, стальных катков и т. п.

Металлические опорные части рассчитываются по правилам, указанным в правилах проектирования металлических мостов.

§ 147. Опирание подвесных балок в консольных мостах

производится более совершенными опорными частями (тангенциальными, катковыми). В коротких консолях в местах опирания подвесных балок главные растягивающие напряжения не должны превышать предельных значений, указанных в табл. 20. Отгибы стержней назначаются под углом наклона не менее 45°. Площадь сечения наклонных стержней определяется по формуле:

$$F = \frac{Q_0}{[\sigma]\sqrt{2}},$$

Здесь Q_0 — опорное давление.

Бетон под и над опорными частями должен быть укреплен горизонтальными сетками из арматуры диаметром 8 — 12 мм через 10 — 15 см.

Вертикальные швы над шарнирами консольных и над опорами разрезных балок должны быть перекрыты особой конструкцией со слоем изоляции.

§ 148. Простейшие шарниры в рамах могут устраиваться в виде стержней арматуры, перекрещивающихся на оси, или путем вставки по оси вертикальных стержней.

Шарниры должны быть защищены от проникновения в них влаги.

Балочные мосты больших пролетов и сквозные фермы

§ 149. При проектировании балочных мостов больших пролетов — свыше 30 м рекомендуются конструкции пролетных строений с двутавровыми и коробчатыми сечениями главных балок.

§ 150. Расчет балочных мостов больших пролетов должен производиться с обязательным учетом действительного распределения постоянной нагрузки. В тонкостенчатых балках с большим процентом армирования надлежит, кроме того, на основе эскизных расчетов установить действительный объемный вес железобетона.

Расчет статически неопределимых конструкций производится с обязательным учетом переменности момента инерции

§ 151. Толщина вертикальной стенки главных балок должна быть не менее 25 см и может назначаться переменной. Изменение толщины вертикальной стенки рекомендуется производить ступенями, кончающимися в плоскостях ребер жесткости и диафрагм.

§ 152. Нижняя полка двутаврового сечения должна быть развита симметрично относительно оси вертикальной стенки, иметь плавное сопряжение с вертикальной стенкой при помощи вута пологостью не более 1:3. Допускается, однако, и одностороннее развитие полки. В зоне действия отрицательных моментов односторонние полки могут быть слиты в общую плиту, с образованием замкнутого коробчатого контура.

§ 153. Вертикальные стенки двутавровых и коробчатых балок должны быть усилены постановкой диафрагм. Толщина диафрагм не должна быть менее 20 см. Расстояние между диафрагмами должно быть не больше 2,5 — 3-кратной высоты главных балок в минимальном сечении и 6,0 м.

§ 154. В главных балках обязательна проверка бетона в растянутой зоне на растяжение по 1-й стадии работы железобетонного сечения. В этом случае модули упругости бетона при растяжении и сжатии принимаются одинаковыми. Отношение модулей упругости бетона и стали вводится в соответствии с принятой маркой бетона. При этом расчете разрешается учитывать в сечении полную ширину плиты проезжей части между осями главных балок.

Наибольшие условные растягивающие напряжения, определенные по этому расчету, не должны превосходить 60 кг/см², при марке бетона не ниже 250 кг/см². Вся зона поперечного сечения, в которой растягивающие напряжения превосходят 45 кг/см², должна быть защищена арматурной сеткой, расположенной по контуру балки в толще защитного слоя.

Сетка образуется из хомутов основной арматуры и из продольных стержней диаметром 4 — 8 мм.

Расстояние между продольными стержнями не должно превосходить 4 — 8 см.

§ 155. В тонкостенчатых балках главные растягивающие напряжения могут быть восприняты как отогнутой арматурой, так и специально поставленной сеткой.

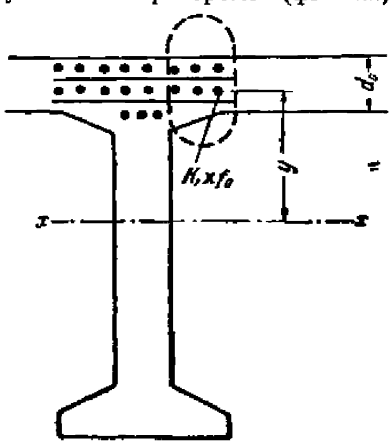
На сетку рекомендуется передавать не более 60% всего действующего косого усилия. Диаметр стержней сетки и размер ячеек определяются из расчета восприятия главных растягивающих напряжений по их составляющим.

§ 156. В тонкостенчатых балках разрешается в вынужденных случаях стержни большого диаметра

заменять пучками стержней меньшего диаметра в количестве не более трех в пучке.

При проверке на сцепление внешний периметр между точками касания стержней следует принимать уменьшенным на 10%. Расстояние между пучками не должно быть менее двух диаметров одного стержня и не менее 3 см.

§ 157. Рабочая арматура, расположенная в пределах вертикальных стенок балок, должна быть связана с остальной арматурой, расположенной в полках или плитах, хомутами или траверсами (фиг. 22).



Фиг. 22

В этом случае полка или плита проезжей части должны быть проверены на скалывание в месте примыкания к ребру по формуле:

$$\sigma_c = \frac{Q \cdot S_1}{J \cdot d_0} + \frac{[\sigma_c]\, K_1 \cdot f_0}{S \cdot d_0} \leqslant [\tau].$$

Здесь: Q — полная поперечная сила в сечении;

J — момент инерции всего сечения при работе по II стадии;

S_1 — статический момент относительно нейтральной оси, приведенной площади прутков, расположенных в вуте;

$$S_1 = n \Sigma f_0 y_1; \quad n = \frac{E_{cm}}{E_6};$$

$[\sigma_e]$ — допускаемое напряжение в арматуре на растяжение;

K_1 — число стержней, обрывающихся в данном сечении;

f_0 — площадь одного стержня;

S — длина заделки, определяемая расчетом на сцепление,

d_0 — толщина плиты.

Примечание. Обрывы стержней, расположенные на расстоянии, меньшем чем 80 диаметров друг от друга, считаются лежащими в одном сечении.

В случае, если $\sigma_\tau > [\tau]$, следует или увеличить d_0 или передать всю величину скалывающей силы на траверсы, не учитывая при этом работы бетона, и траверсы приваривать к основной арматуре.

§ 158. Опорные части должны быть расположены симметрично относительно продольной оси пролетного строения, которое может опираться на них как главными балками, так и частично опорными диафрагмами.

При пролетах свыше 50 м разрешается вместо отдельных балок применять сплошную качающуюся стенку. В этом случае опорная диафрагма должна быть рассчитана как балка-стенка.

§ 159. Применение сквозных ферм разрешается при условии изготовления их из вибрированного бетона с особо тщательным конструированием и монтажем узлов в пересечениях элементов.

§ 160. Для элементов сквозных ферм применяется бетон марки не ниже 200. В сжатых поясах рекомендуется укреплять бетон косвенным армированием.

§ 161. Сквозные фермы могут быть применены безраскосные и с раскосной решеткой.

§ 162. Безраскосные фермы рассчитываются точным методом. Упрощения в расчете допускаются только при эскизном проектировании.

§ 163. Сквозные фермы с раскосной решеткой разрешается рассчитывать при узловой нагрузке в предположении шарнирности узлов. При наличии местной *нагрузки между узлами дополнительно учитывается* местный изгиб. Изгибающий момент от местной нагрузки разрешается принимать равный 80% от момента в простой балке пролетом, равным расстоянию между узлами.

§ 164. Закрепление арматуры растянутых элементов в узлах должно производиться при помощи крюков и

анкеров, без использования сцепления между арматурой и бетоном. Для облегчения конструирования рекомендуется:

а) Назначать арматуру из возможно большего числа тонких стержней, закрепляемых отдельно. В вынужденных случаях разрешается группировка стержней в пучки, но не более чем по три.

б) Использование для арматуры растянутых раскосов отогнутой арматуры поясов, для чего раскосы должны иметь нисходящее направление, при этом в местах отгиба обязательно должны быть поставлены хомуты.

в) Для уменьшения усилий в раскосах рекомендуется применение криволинейного очертания одного из поясов.

§ 165. Указанные в § 164 правила не относятся к фермам типа арки с затяжкой и наклонными подвесками (система Нильсена). Для этих ферм рекомендуется наклонные подвески выполнять из крупных металлических стержней, оставляемых или без бетонной оболочки, или бетонируемых после передачи постоянной нагрузки.

Арки с затяжками и наклонными подвесками рассчитываются точным методом.

Арочные мосты

§ 166. Постоянная нагрузка от надарочного строения и собственного веса арок и сводов считается распределенной по длине пролета. В случае передачи постоянной нагрузки на свод или отдельные арки через стойки или стенки, давление поперечного ряда стоек или стенки разрешается считать равномерно распределенным на длину, равную расстоянию между стойками. Интенсивность нагрузки в ключе и пятах арки или свода подсчитывается по действительному весу 1 пог. м. Закон изменения интенсивности распределенной нагрузки между ключом и пятой разрешается принимать по параболе 2-й степени или другой плавной кривой, кроме сводов Майяра, для которых интенсивность нагрузки определяется в соответствии с действительным ее распределением.

§ 167. При определении лишних неизвестных в статически неопределимых сводах и арках: 1) сечение бетона учитывается полностью, а влиянием арматуры разрешается пренебрегать; 2) деформациями от поперечных сил и от влияния радиуса кривизны, а также

слагаемыми, зависящими от продольной силы и содержащими синус углов наклона касательных к оси арки, разрешается пренебрегать.

При расчете разрешается использование таблиц, имеющихся в русской технической литературе.

§ 168. Расхождение в моментах инерции сечений, принятых для расчета статически неопределимых величин, против назначенных по конструктивным чертежам, допускается не более 20%. Если это расхождение больше, то необходимо произвести новый расчет статически неопределимых величин.

При определении напряжений площади сечений и моменты инерции принимаются по действительным размерам сечения.

§ 169. Проверка напряжений в сводах и арках, как правило, производится для сечений в пяте, в замке и близ четверти пролета.

§ 170. При применении системы парных сводов, не связанных между собой, ширина каждого из них должна быть не менее 1/20 пролета.

§ 171. В случае, если ширина отдельной арки меньше 1/14 расстояния между распорками, связывающими ее с соседними арками, необходимо произвести проверку арки на продольный изгиб из ее плоскости.

§ 172. В сплошных сводах перпендикулярно рабочей арматуре укладывается распределительная арматура в количестве не менее 15% от основной с хомутами, поставленными в шахматном порядке. Размещение арматуры в сводах производится так же, как в плитах, по указаниям §§ 87-92. Наименьший диаметр арматуры в сводах — 16 мм. В арках высотой больше 1 м по боковым граням должны быть расположены монтажные продольные стержни для поддержания хомутов.

§ 173. Расположение и вязка арматуры отдельных арок производится, как в стойках, согласно указаниям § 107.

§ 174. Отдельные арки должны быть связаны между собой распорками. В трехшарнирных и двухшарнирных арках обязательно устройство распорок у шарниров.

§ 175. Поперечные размеры распорок не должны быть меньше 1/15 их длины. Распорки армируются не менее чем четырьмя стержнями, расположенными по периметру и связанными хомутами. В сопряжениях распорок с арками устраиваются вуты, укрепляемые наклонными стержнями.

§ 176. Ширина сплошных сводов, а также расстояние между крайними арками не должны быть меньше 1/15 пролета.

§ 177. Шарниры в арках и сводах могут быть применены как постоянные, так и временные на срок постройки и первоначальной усадки бетона, с последующей заделкой их. В последнем случае наличие шарниров принимается при расчете усилий от постоянной нагрузки, усадки бетона и осадки опор. При расчете усилий от временной нагрузки и влияния температуры временные шарниры считаются устраненными.

§ 178. Шарниры в арках и сводах пролетом до 30—40 м рекомендуется применять железобетонные, простейшей конструкции. Шарниры должны иметь приспособления, препятствующие неправильному расхождению швов при раскружаливании, например, в виде болтов.

Арматура в шарнирах должна быть рассчитана на срез от поперечной силы.

§ 179. Надсводное и надарочное строения должны иметь над шарнирами швы, перекрытые особой конструкцией со слоем изоляции. Уклоны для стока воды рекомендуется назначать по направлению от швов над шарнирами.

Опоры железобетонных мостов

§ 180. Устои однопролетных балочных железобетонных мостов, при величине пролета не больше 9 м, могут быть рассчитаны в предположении, что пролетное строение служит распоркой между устоями, для чего должна быть применена соответствующая конструкция опирания пролетного строения на устой.

§ 181. В железобетонных устоях ребристого типа толщина плит и ребер принимается не меньше 20 см. Расстояние в свету от арматуры до наружных поверхностей принимается не меньше 3 см.

В контрфорсах, поддерживающих плиту передней стенки, должны быть рассчитаны главные растягивающие *напряжения с учетом переменности сечения.*

В сопряжениях контрфорса с плитой должны быть приняты меры к устранению опасности отрывания стенки от контрфорса путем специальных хомутов, которые должны быть рассчитаны на соответствующие отрывающие усилия.

§ 182. Соприкасающиеся с грунтом поверхности железобетонных устоев должны быть защищены обмазкой битумом в несколько раз.

§ 183. Обратные крылья, заходящие в откосы насыпи, должны быть заглублены в вершину конуса по вертикали не меньше чем на 1 м. По мере понижения величина заглубления должна увеличиваться на 0,5 м на каждые 2 м высоты. Между крыльями разрешается устраивать не больше 2 распорок, расположенных по одной вертикали.

§ 184. Для устоев рамного типа с отдельными стойками при расстоянии в свету между стойками больше тройной толщины стойки, давление земли со стороны насыпи учитывается для двойной ширины стойки, а давление со стороны откосов не учитывается. При расстоянии в свету между стойками или столбами меньше тройной толщины стойки, давление земли со стороны насыпи учитывается на всю ширину устоя между внешними гранями крайних стоек.

§ 185. Допускаемые давления на железобетонные сваи принимаются при размерах сечения свай 20 × 20 см —14 т, 28 × 28 см —27 т, 30 × 30 см —32 т, 35 × 35 см—43 т, 40 × 40 см—56 т.

§ 186. В мостах на свайных опорах насадки рассчитываются по формулам для неразрезных балок. При этом давление от временной нагрузки при плитном перекрытии принимается: при пролетах до 5 м, как сосредоточенное, с распределением через пролетное строение при невыгоднейшей поперечной установке; при пролетах более 5 м как равномерно распределенное. При ребристых перекрытиях давление считается приложенным в местах опирания ребер.

Поперечная арматура насадки должна быть рассчитана на усилия, возникающие от торможения и от температурной деформации пролетного строения или сил трения.

§ 187. В мостах через суходолы или через реки, не имеющие ледохода, быки могут быть устроены из железобетонных стоек или свай. При наличии ледохода, следует проектировать быки в виде железобетонных стенок вместо стоек, а сваи заделывать в бетонный массив, или переходить к массивным опорам из бутовой или бетонной кладки.

Трубы

§ 188. Безнапорные трубы, как правило, применяются одно- и двухочковые. Применение трехочковых труб допускается в отдельных случаях с особым обоснованием их целесообразности.

§ 189. Звенья сборных труб должны иметь вес, определяемый в зависимости от транспортных и подъемных приспособлений. Длина отдельных звеньев назначается около 1 м.

§ 190. Арматура круглых труб (отверстием 1 м и более) должна быть двойная и назначаться с учетом условий перевозки и установки отдельных звеньев.

§ 191. Толщина защитного слоя назначается не менее 2 см. Соединения звеньев безнапорных труб делаются непосредственно впритык. Швы между звеньями заполняются горячим битумом, конопатятся паклей и со стороны насыпи перекрываются рубероидом или толем на горячем битуме. Поверхности звеньев покрываются слоем мятой глины.

§ 192. В зависимости от местных климатических и геологических условий, звенья труб могут быть уложены непосредственно на грунт, на грунт с втрамбованным щебнем, на глиняную подушку с 30% содержания щебня или на бутобетонный, бутовый или бетонный фундамент. Не допускается укладка труб на пучинистом грунте. Последний должен быть заменен песком или гравием на глубину промерзания.

§ 193. Для напорных круглых труб, работающих полным сечением, в проекте должно быть предусмотрено: а) плотное водонепроницаемое устройство стыков звеньев; б) укрепление входных и выходных частей, в) устройство шпор перед входом, г) мощение откосов, непосредственно примыкающих к трубе, на высоту не менее 0,5 м выше горизонта подпертой воды, д) достаточное укрепление непосредственно за выходными частями рисберм, в соответствии с выходными скоростями, на длине, обеспечивающей от размыва грунт водотока, е) *устройство ограждений перед входом из надолбов*, располагаемых по кругу на 2—3 м от центра входного отверстия.

§ 194. В трубах, бетонируемых на месте, разбивка на звенья делается на основе учета возможности неравномерной осадки. Длина звеньев принимается от 3 до 6 м.

195. Под откосами, вне сферы влияния временной нагрузки, могут быть устроены облегченные звенья.

§ 196. Очертание арочных труб назначается по кривой давления от постоянной нагрузки: вертикальной и горизонтальной.

§ 197. Трубы, бетонируемые на месте, устраиваются на каменных или бетонных фундаментах.

§ 198. Оголовки для железобетонных труб устраиваются железобетонные, бетонные и каменные. Проектирование оголовков производится по правилам проектирования каменных искусственных сооружений.

§ 199. Над круглыми железобетонными трубами засыпка должна быть не менее 0,5 м. Над прямоугольными трубами засыпка может отсутствовать, при условии устройства соответствующей проезжей части и учета этого в расчете трубы и конструкции ее.

ГЛАВА IV

ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

1. Общие положения. Расчетные нагрузки

§ 200. Металлические мосты на автогужевых дорогах СССР относятся к сооружениям II класса.

§ 201. Постоянная нагрузка на пролетное строение определяется на основе подсчета собственного веса полотна, балок, проезжей части и ферм со связями.

Собственный вес металлических конструкций при составлении проектного задания и разработке технического проекта может быть определен приблизительно на основе сравнения с существующими мостами, при помощи различных существующих методов: непосредственным сравнением, подбором сечений и строительных (для сплошных балок) или конструктивных (для ферм) коэфициентов, по эмпирическим формулам и характеристикам.

Принятая для расчета постоянная нагрузка должна *быть проверена сравнением с действительным собственным* весом конструкции, подсчитанным по окончании проекта. При этом, если напряжение от полной нагрузки при действительном весе более чем на 5% превышает допускаемое, то необходимо произвести повторный расчет при действительном значении собствен-

ного веса сооружения и внести соответствующие изменения в конструкцию.

§ 202. При окончательном подсчете собственного веса общий итог должен быть подразделен на отдельные части: вес главных ферм, связей, проезжей части с выделением веса тротуаров, если они не на консолях, и опорных частей.

На основе окончательного подсчета рекомендуется выразить погонный вес пролетного строения формулой:

$$P = (\alpha_1 + \alpha_2) l + g.$$

Здесь: $\alpha_1 l$ — погонный вес главных ферм,
$\alpha_2 l$ — то же связей,
g — то же проезжей части.

§ 203. Расчетное колебание температуры принимается $\pm 40°$ С.

2. Материалы

§ 204. Основными материалами металлических мостов на автомобильных дорогах служат:

а) для элементов пролетных строений и металлических опор—листовой и сортовой металл—сталь марки Ст. 3 мостовая;

б) для заклепок и болтов — сталь прокатная заклепочная марки Ст. 2 мостовая, Ст. 3;

в) для литых частей (балансиры, подушки) — стальное литье марки 25-4522;

г) для шарниров, катков и узловых болтов (шарниров) — кованая сталь марки Ст. 5;

д) для прокладок и заливки — свинец, баббит.

§ 205. Для заклепок и болтов следует применять сталь, соответствующую стали конструкций согласно табл. 23.

Таблица 23

Марки стали конструкций	Марки стали заклепок или болтов
Ст. 3 мостовая	Ст. 2 мостовая или Ст. 3
Ст. 5	Ст. 3

§ 206. Механические свойства металлов должны удовлетворять требованиям табл. 24 и 25.

Таблица 24

Основные характеристики механических свойств сталей

Название стали и номера стандартов	Марка стали	Наименьший предел прочности на разрыв $\sigma_в$ кг/мм²	Наименьший предел текучести $\sigma_т$ кг/мм²	Наименьш. относительное удлинение образцов в %	
1	2	3	4	5	
I. Прокатная сталь					
ГОСТ 380-41	Ст. 5	50	27	15	δ_{10}
ГОСТ 380-41	Ст. 4	42	24	19	
ГОСТ 12535-38	Ст. 3 мостовая	38	23	22	
ГОСТ 380-41	Ст. 3	38	22	21	
ГОСТ 380-41	Ст. 2	34	21	26	
ГОСТ 380-41	Ст. Ос[1]	32	19	18	
II. Прокатная заклепочная сталь					
ГОСТ 499-41	Ст. 3	38	22	22	δ_{10}
ГОСТ 499-41	Ст. 2	34	21	26	
ОСТ 12535-38	Ст. 2 мостовая	34	—	26	
III. Стальное литье ГОСТ 977-41	25—4522	45	23	22[2] / 27	
IV. Стальная проволока для канатов Ст. 23					
Главметиз 1766 при диаметре от 3 до 5 мм	—	110—120	90	—	
Стальные канаты ОСТ 8572 8573 8582 8585 НКТП 1788 1789 1798 1799 при диаметре проволоки, из которой свиты канаты,	—	—	—	—	
от 2,8 до 3 мм	—	140—150	—	—	
V. Свинец	Мягкий	1,25	0,5—1,5	—	
	Твердый	3,0	3,0	—	
VI. Баббит	—	11	1,6	—	

Примечания: 1. В нерассчитываемых элементах конструкции допускается применение также и стали марки Ст. Ос, принимаемой по группе В ГОСТ 380—41.

2. 22 — для образцов с 5-кратной расчетной длиной; 27 — для образцов с 2,5-кратной расчетной длиной.

Таблица 25

Основные характеристики механических свойств чугунного литья

Марка чугуна (ОСТ/НКТП 8827/2176)	Наименьший предел прочности при изгибе кг/мм²	Наименьший прогиб в мм образца диаметром 30 мм в момент излома, при расстоянии между опорами:	
		$l = 600$ мм	$l = 300$ мм
СЧ 32	32	8	3
СЧ 28	28	6	2,5

§ 207. При определении деформаций и перемещений модули продольной упругости принимают:

а) для прокатной стали и стального литья всех марок	2 100 000	кг/см²
б) для чугунного литья марок СЧ 32 и СЧ 28	850 000	„
в) „ свинца	70 000	„
г) „ баббита	70 000	„
д) для витого каната одиночной свивки после соответствующей его вытяжки	1 700 000	„
То же при двойной свивке	1 500 000	„

Модуль сдвига для прокатной стали принимают

$$l = 0.4E = 840\,000 \text{ кг/см}^2$$

§ 208. Расчетные элементы конструкций металлических мостов изготовляют из стали марки не ниже Ст. 3 мостовая.

§ 209. Для сварных конструкций применяется сталь тех же марок, что и для клепаных, но с ограничением содержания углерода, серы и фосфора, как для гр. В (п. 17, ГОСТ 380—41).

§ 210. Механические свойства сварных соединений и наплавленного металла для расчетных соединений (с толстой обмазкой) и для нерасчетных соединений (с тонкой обмазкой) должны удовлетворять требованиям табл. 26.

Таблица 26

Тип электрода	Механические свойства сварного соединения			Механические свойства наплавлен. металла	
	наименьший предел прочности на разрыв кг/мм²	угол загиба в градусах	наименьшая ударная вязкость кгм/см²	наименьший предел прочности на разрыв кг/мм²	наименьшее относительное удлинение образцов на приборе Гагарина, %
С тонкой ионизирующей обмазкой . .	30	40	—	30	6
С толстой (газо-или шлакообразующей) обмазкой	Предел прочности стали осн. конструкции	120	8	Предел прочности стали осн. конструкции	18

Примечание. Механические свойства (кроме ударной вязкости) определяются по ОСТ/НКТП 7687/663; ударная вязкость определяется на образцах Менаже с надрезом глубиной 2 мм со стороны разделки шва.

§ 211. Для исчисления постоянной нагрузки принимают вес материалов:

сортовая, листовая и фасонная сталь — 7,85 т/м³;
чугун — 7,25 т/м³;
свинец — 11,4 т/м³.

§ 212. Коэфициент линейного расширения для стальных элементов при изменении температуры на 1° С принимают равным 0,000012.

3. Допускаемые напряжения

§ 213. Основные допускаемые напряжения для металла приведены в табл. 27, 28 и 29.

§ 214. Допускаемые усилия в тросах, служащих элементами несущих конструкций (вантах, оттяжках, подвесках), определяют по разрушающим усилиям, указанным в заводском сертификате, или установленным на основании испытания, с коэфициентом запаса = 3,5 при действии основных нагрузок.

Примечание. Тросы с пеньковой сердцевиной можно применять для временных мостов и временного восстановления искусственных сооружений.

Таблица 27

Основные допускаемые напряжения для прокатной стали в кг/см²

Род напряжений	Марки прокатной стали		
	Ст. 5	Ст. 4 Ст. 3 Ст. 3 мостовая	Ст. 2 Ст. Ос
Растяжение, сжатие и изгиб	1750	1400	1200
Срез	1300	1050	900
Смятие торцовой поверхности . . .	2600	2100	1800
Местное смятие при касании:			
а) плотном	1300	1100	900
б) свободном А	7000	6000	5000
в) свободном В	5000	4000	3500
Диаметральное сжатие катков при касании:			
а) свободном А	65	50	35
б) свободном В	35	22	17

Таблица 28

Основные допускаемые напряжения для стального литья в кг/см²

Род напряжений	Марка 25-4522
Растяжение, сжатие и изгиб . . .	1350
Срез	1000

Таблица 29

Основные допускаемые напряжения для чугунного литья в кг/см²

Род напряжений	Марки чугунного литья
	СЧ 32 и СЧ 28
Сжатие центральное и при изгибе	1200
Растяжение при изгибе	350
Срез	250
Местное смятие при касании . . .	1700
Смятие торцовой поверхности:	
а) плотное	600
б) свободное А	3000
в) свободное В	2000

Примечания: 1. Свободное касание А имеет место в неподвижных опорах, а также над и под катками, не обладающими большой подвижностью (например, в подвижных опорах неподвижных сооружений).

2. Свободное касание В имеет место над и под катками опор, на которых конструкция может перемещаться (например, в разводных мостах, крановых устройствах).

§ 215. Допускаемое напряжение на смятие между свинцовой заливкой и стенками конического стакана в прикреплении каната принимают в 115 кг/см².

Допускаемое напряжение на скалывание при проверке на выдергивание каната из стакана принимают при свинцовой заливке 125 кг/см².

При заливке баббитом допускаемое напряжение на смятие принимают равным 150 кг/см², допускаемое напряжение на скалывание — 180 кг/см² (состав баббита: свинца 85—90%, сурьмы — 15—10%).

§ 216. При проверке главных напряжений допускаемые напряжения принимают равными основным.

§ 217. В сжатых стержнях при проверке их на продольный изгиб величину допускаемых напряжений уменьшают умножением на коэфициент продольного изгиба по табл. 30.

Таблица 30

Значения коэфициента φ уменьшения допускаемого напряжения при продольном изгибе центрально-сжатых стержней

Гибкость	Для стали марки		Для чугуна
	Ст. 4 Ст. 3 Ст. 3 мостовая Ст. 2 Ст. Ос	Ст. 5	
0	1,00	1,00	1,00
10	0,99	0,98	0,97
20	0,96	0,95	0,91
30	0,94	0,92	0,81
40	0,92	0,89	0,69
50	0,89	0,86	0,57
60	0,86	0,82	0,44
70	0,81	0,76	0,34
80	0,75	0,70	0,26
90	0,69	0,62	0,20
100	0,60	0,51	0,16
110	0,52	0,43	—
120	0,45	0,37	—
130	0,40	0,33	—
140	0,36	0,29	—
150	0,32	0,26	—
160	0,29	0,24	—
170	0,26	0,21	—
180	0,23	0,19	—
190	0,21	0,17	—
200	0,19	0,16	—

§ 218. В конструкциях из стали марки Ст. 5, непосредственно воспринимающих подвижную нагрузку (пролетное строение эстакад), величину допускаемых напряжений понижают умножением на коэфициент γ, определяемый по формуле:

$$\gamma = \frac{1}{1{,}2 - 0{,}8\frac{N_{min}}{N_{max}}},$$

где N_{min} и N_{max} — наименьшее и наибольшее по абсолютной величине продольные усилия (или изгибающие моменты) в рассматриваемом элементе от действия основных нагрузок, взятые с их знаками.

При расчете конструкций из сталей других марок влияние переменности нагрузки не учитывают.

Примечания. 1. Эту формулу применяют при значениях отношения $\frac{N_{min}}{N_{max}}$ в пределах от $-1{,}00$ до $+0{,}25$; при значениях $\frac{N_{min}}{N_{max}} > 0{,}25$ коэфициент γ принимают равным 1,00.

2. При проверке элементов со знакопеременными усилиями в расчет вводят меньший из коэфициентов φ (§ 217) или γ (§ 218).

§ 219. В исключительных случаях, предусматриваемых специальными техническими условиями на отдельные виды сооружений, при учете всех могущих действовать на конструкцию нагрузок, допускаемые напряжения разрешается увеличивать до 0,9 наименьшего предела текучести $\sigma_т$.

§ 220. Основные допускаемые напряжения для заклепочных и болтовых соединений в конструкциях из различных сталей приведены в табл. 31.

Таблица 31

Основные допускаемые напряжения для заклепочных и болтовых соединений в кг/см²

Род соединения	Род напряжения	Марки стали заклепок и болтов — Ст. 3, Ст. 2 мостовая, Ст. 2	
		в конструкц. из сталей: Ст. 4, Ст. 3 мостовая, Ст. 3	в конструкц. из сталей: Ст. 2, Ст. Ос
1	2	3	4
Заклепки с полукруглой или повышенной головкой	Срез В	1200	1100
	Срез С	1000	900
	Смятие В	2800	2400
	Смятие С	2400	2000
	Отрыв головок	900	700
Чистые (точеные) болты	Растяжение . . .	1100	1000
	Срез В	1100	1000
	Смятие В	2800	2400
Чистые (неточеные) болты	Растяжение . . .	1100	1000
	Срез В и С . . .	800	700
	Смятие В и С . .	1700	1400
Анкерные болты	Растяжение . . .	1000	900

Примечания: 1. Срез и смятие В относятся к заклепкам (болтам), поставленным в отверстия;

а) сверленые в собранных элементах или по кондукторам;

б) сверленые или продавленные на меньший диаметр с последующей рассверловкой отверстий в собранных элементах.

Срез и смятие С относятся к заклепкам (болтам), поставленным в отверстия:

а) продавленные, но не рассверленные;

б) сверленые или рассверленные в каждом элементе в отдельности.

2. Допускаемые напряжения для заклепок и болтов из сталей марок Ст. 2 и Ст. 2 мостовая, поставленных в конструкциях из сталей разных марок, принимают по более низкой марке стали.

3. Для заклепок допускаемые напряжения, указанные в табл. 31, приняты в соответствии с расстоянием вдоль усилия от последней заклепки до края элемента — $2d$ и шагом — $3d$ (d — диаметр заклепки).

4. Для заклепок с потайными и полупотайными головками допускаемые напряжения понижают на 10%.

§ 221. Основные допускаемые напряжения в кг/см² в узловых болтах-шарнирах, шарнирах и катках, изготовленных из кованой стали, приведены в табл. 32 и 33.

Таблица 32

Основные допускаемые напряжения в узловых болтах-шарнирах в кг/см²

Род работы	Сталь кованая	
	Ст. 5	Ст. 3
На изгиб	2600	2000
На срез	1300	1000

Примечание. При учете действия дополнительных сил или пропуска гусеничной нагрузки, эти напряжения не повышают.

Расчетные допускаемые напряжения на смятие узловых болтов-шарниров, отнесенные к диаметральному сечению, принимают равными $[\sigma]_d = 1{,}5\,[\sigma]$, где $[\sigma]$ — основное допускаемое напряжение.

Таблица 33

Основные допускаемые напряжения в шарнирах и катках в кг/см²

Род работы	Сталь кованая Ст. 5
Диаметральное сжатие в шарнирах, лежащих в литых цапфах	850
То же в катках	55

§ 222. В конструкциях из сталей марок Ст. 4, Ст. 3 мостовая, Ст. 3, Ст. 2 и Ст. Ос, непосредственно воспринимающих подвижную нагрузку, вызывающую в них знакопеременные усилия, величины допускаемых напряжений для заклепочных соединений понижают умножением на коэфициент γ, определяемый по формуле:

$$\gamma = \frac{1}{1 - 0{,}3\,\frac{N_{min}}{N_{max}}},$$

где N_{min} и N_{max} — наименьшее и наибольшее по абсолютной величине усилия в прикрепленном элементе от действия основных нагрузок, взятые с их знаками.

§ 223. В заклепочных соединениях конструкций из стали Ст. 5 допускаемые напряжения, при расчете на подвижную нагрузку, понижают по формуле § 218.

§ 224. Швы основных элементов конструкций следует выполнять электрической дуговой сваркой электродами с толстой (газо-или шлакообразующей) обмазкой.

§ 225. Основные допускаемые напряжения для сварных швов, выполняемых электродуговой сваркой металлическими электродами, в конструкциях и из сталей марок Ст. 4, Ст. 3 мостовая, Ст. 3, Ст. 2 и Ст. Ос., в зависимости от типа применяемых электродов, принимают по табл. 34.

Таблица 34

Род напряжения, кг/см²	При электродах	
	с тонкой (ионизирующей) обмазкой	с толстой (газо- или шлакообразующей) обмазкой
Сжатие	1000	0,9 [σ]
Растяжение	900	0,8 [σ]
Срез	720	0,7 [σ]

где [σ] — основное допускаемое напряжение на растяжение для основной стали конструкции.

Примечание. Для швов, выполняемых при монтаже (на подмостях), допускаемые напряжения понижают на 10%, а при потолочной сварке — во всех случаях на 20%.

Для швов встык в сварных конструкциях из сталей марок Ст. 4, Ст. 3 мостовая, Ст. 3, Ст. 2 и Ст. Ос, непосредственно воспринимающих подвижную нагрузку, вызывающую в них знакопеременные усилия, величины допускаемых напряжений понижают умножением на коэфициент γ, определяемый по формуле § 222.

§ 226. Для валиковых швов в основных конструкциях из сталей марок, перечисленных в § 225, непосредственно воспринимающих подвижную нагрузку, вызывающую в них переменные и знакопеременные усилия, величины допускаемых напряжений понижают умножением на коэфициент γ, определяемый по формуле:

$$\gamma = \frac{1}{1{,}3 - 0{,}3\,\frac{N_{min}}{N_{max}}},$$

где N_{min} и N_{max} — наименьшее и наибольшее по абсолютной величине усилия в прикрепляемом элементе от действия основных нагрузок, взятые с их знаками.

§ 227. При временном восстановлении и усилении, а также при строительстве временных и сборно-разборных мостов допускаемые напряжения от автомобильной и тракторной нагрузок повышают в металлических конструкциях на 30%.

Повышение это принимают как при учете основных, так и основных и дополнительных сил, но не более предела упругости, считаемого равным 85% предела текучести стали.

§ 228. В проектах долгосрочных мостов, при учете кроме основных сил также и дополнительных, допускаемые напряжения повышают на 20%, кроме напряжений в узловых болтах-шарнирах.

При учете сейсмических сил инерции допускаемые напряжения повышаются на 50%, но не свыше 80% предела текучести.

§ 229. При расчете долгосрочных мостов на нагрузку от гусеничного трактора, допускаемые напряжения повышают на 30%, кроме напряжения в узловых болтах-шарнирах.

§ 230 При монтаже пролетных строений долгосрочных мостов без учета ветровой нагрузки допускаемое напряжение может быть доведено до 75% предела текучести, а при учете ветровой нагрузки и также в

домкратных балках — до предела упругости, принимаемого равным 85% предела текучести.

Примечание. Указанные величины допускаемых напряжений принимают для условий монтажа на обычных сборочных подмостях.

В случае применения других видов сборки (навесная, на плавучих подмостях) допускаемые напряжения при монтаже восстанавливаемых, усиляемых, а также вновь строящихся долгосрочных пролетных строений принимают согласно специальным техническим условиям на сборку пролетных строений.

4. Допускаемые прогибы

§ 231. Величина вертикального упругого прогиба от статической временной нагрузки не должна превышать:

1. Для тротуарных балок $\frac{1}{300}\,l$.

2. Для балок проезжей части от гусеничного трактора $\frac{1}{500}\,l$.

3. То же от грузовиков $\frac{1}{600}\,l$.

4. Для главных балок в виде сплошных ферм от трактора $\frac{1}{600}\,l$.

5. То же от грузовиков $\frac{1}{700}\,l$.

6. Для главных балок в виде сквозных ферм от трактора $\frac{1}{800}\,l$.

7. То же от грузовиков $\frac{1}{900}\,l$.

8. Для конца консоли (от длины консоли) $\frac{1}{300}\,l$.

9. Для прочных мостов (размах прогибов) $\frac{1}{650}\,l$.

10. Для комбинированных систем распорных арок с балками жесткости (размах прогибов) $\frac{1}{650}\,l$.

11. Для висячих распорных систем (размах прогибов) $\frac{1}{600}\,l$.

12. Для висячих комбинированных систем с воспринятым распором (размах прогибов) $\frac{1}{600}\,l$,

где l — расчетный пролет.

Для систем мостов, указанных в п. п. 8, 9, 10 и 11, кроме размаха прогибов, вычисляют наибольший воз-

можный прогиб, величина которого не должна превышать 1/700 расчетного пролета.

Примечание. Размахом прогиба называется сумма абсолютных величин положительного и отрицательного прогибов, получающихся при наиневыгоднейшем положении нагрузки.

§ 232. Наибольший горизонтальный прогиб ветровой фермы балочных пролетных строений на уровне проезда не должен превышать 1/2000, а висячих — 1/1000 пролета.

§ 233. При временном восстановлении мостов величину упругого прогиба от статической временной нагрузки принимают не выше следующих величин:

пакеты из рельсов и прокатных балок . . 1/200 l;
балки проезжей части (клепаные и сварные) 1/350 l;
главные балки в виде сплошных ферм . . 1/400 l;
главные балки в виде сквозных ферм . . 1/600 l;

Примечание. Для конструкций, не предусмотренных перечнем, прогибы следует принимать по §§ 231 и 232 с увеличением в 1,5 раза.

5. Расчет и конструкция отдельных элементов

Общие конструктивные и расчетные требования

§ 234. Наименьшая толщина листов в элементах пролетного строения — 8 мм, прокладок — 4 мм. Наименьший калибр уголков в элементах главных ферм, проезжей части и в связях 75 × 75 × 8 мм, в ребрах жесткости балок и в диафрагмах 65 × 65 × 8 мм, в соединительных решетках — 40 × 40 × 6 мм.

§ 235. Наибольшая гибкость элементов ферм и связей:

для основных стержней и главных ферм сжатых и сжато-вытянутых	100
для дополнительных стержней главных ферм сжатых	130
для растянутых стержней главных ферм	180
для сжатых стержней продольных связей, продольных балок и тормозных связей	130
для растянутых стержней связей . . .	200
для всех стержней поперечных связей	150
для сжатых стержней одиночной соединительной решетки	150
для сжатых стержней двойной соединительной решетки	180

Гибкость растянутого элемента двутаврового сечения определяется без учета листа стенки, гибкость сжатого элемента двутаврового сечения может быть определена без учета листа стенки в том случае, если последний не вводится в расчетную площадь.

§ 236. Распределение материала по сечению элемента предпочтительно должно быть симметричным. При назначении размеров частей сечения и их взаимного расположения, а также размеров частей элементов в местах сопряжений, следует учитывать допуски проката, заводской обработки и изготовления.

Все детали конструкции должны быть доступны для осмотра.

Отношение ширины элемента в плоскости фермы к его длине не должно по возможности превышать 1/10.

§ 237. В расчетах прочности и устойчивости расчетные величины должны быть определены с точностью: длины элементов до 1 мм; тригонометрические величины — до 0,00001; ординаты линий влияния — до 0,001 (для статически определимых систем); изгибающие моменты, поперечные силы и усилия — до трех значащих цифр; моменты инерции и площади сечений — до трех значащих цифр; напряжения — до 5 кг/см^2; вес элементов — до 1 кг.

Растянутые стержни

§ 238. При расчете растянутых стержней в клепаных конструкциях за расчетную площадь сечения принимается меньшая из площадей нетто по нормальному сечению стержня или по зигзагу. Площадь нетто стержней, составленных из отдельных ветвей, определяется по невыгоднейшему ослаблению каждой ветви.

В сварных конструкциях ослабление сечения монтажными болтами учитывается по действительно поставленным болтам. В случае заварки отверстий для монтажных болтов, указанное ослабление может не учитываться.

§ 239. Расчетная площадь таврового сечения из двух уголков или одиночного швеллера прокатного и клепаного понижается на 10%.

В этих случаях, при определении напряжений, влияние эксцентриситета не учитывается.

§ 240. Отдельные элементы составных растянутых стержней должны быть связаны между собой соединительной решеткой или планками. Число заклепок для прикрепления планки с каждой стороны должно быть не менее 3. Длина концевых планок должна быть не меньше расстояния между рисками заклепок, прикрепляющих эти планки к уголкам, длина промежуточных — не менее 0,75 того же расстояния.

Сжатые и сжато-изогнутые стержни

§ 241. Центрально-сжатые стержни, помимо расчета на прочность по площади нетто, должны быть проверены на устойчивость. Свободная длина сжатых стержней принимается равной:

1. В плоскости фермы:

а) для поясов и опорных раскосов — расстоянию между центрами смежных узлов;

б) для стержней решетки — расстоянию между центрами прикрепления в узлах, а для эскизных предварительных расчетов — 0,8 длины стержня по геометрической схеме.

2. Из плоскости фермы:

а) для поясов — расстоянию между узлами связей;

б) для стержней решетки — длине стержня по геометрической схеме.

Свободная длина сжатого стержня, пересекающегося с другими, принимается равной:

1. В плоскости фермы — расстоянию от центра прикрепления в узле до центра пересечения.

2. Из плоскости фермы:

а) при пересечении сжатых стержней — полной длине стержня;

б) при пересечениях сжатого стержня с неработающим или растянутым:

$$l_0 = \frac{l_1}{\sqrt{1 + \frac{I_2}{I_1}\left(\frac{l_1}{l_2}\right)^3}},$$

но не менее 0,5 l_1.

Здесь l_1 и I_1 — полная длина и момент инерции сжатого стержня,

l_2 и I_2 — то же поддерживающего стержня.

§ 242. Сжатые стержни, составленные из ветвей соединенных планками или решетками, рассчитываются на устойчивость в плоскости, параллельной плоскости соединительной решетки, по приведенной гибкости:

а) при планках:

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_0^2 + \lambda_1^2}.$$

Здесь λ_0 — гибкость всего элемента,

λ_1 — гибкость ветви, свободная длина которой принимается равной расстоянию между крайними заклепками планок, или между планками в свету при приваренных планках

в) при решетке:

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_0^2 + K\frac{F_0}{F_1}}.$$

Здесь F_0 — площадь брутто поперечного сечения всего стержня,

F_1 — площадь поперечного сечения диагоналей соединительной решетки, попадающих в один поперечный разрез,

$$K = \frac{\pi^2}{\sin^2\varphi \cdot \cos\varphi}.$$

Здесь φ — угол наклона диагонали к оси стержня. При $45° < \varphi < 60°$ принимается $K = 27$.

§ 243. Составные стержни, ветви которых соединены на всем протяжении сплошным листом, рассчитываются на устойчивость как цельные. Толщина листа не должна быть меньше 1/50 расстояния между заклепками, закрепляющими лист для двутаврового сечения и 1/60 для Н-образного.

Сечения из уголков, соединенных прокладками, рассчитываются как цельные. Гибкость уголка, рассчитанная по расстоянию между прокладками, не должна быть больше 40.

§ 244. В сжатых элементах следует стремиться, чтобы гибкости всего стержня в целом как в плоскости фермы, так и в перпендикулярной плоскости были приблизительно одинаковы и чтобы гибкость каждой ветви не была больше гибкости стержня в целом.

Материал следует концентрировать главным образом в вертикальных листах и уголках. Толщина каждого

вертикального пакета должна быть не менее 1/35 расстояния между рисками заклепок в уголках или высоты стенки в сварных конструкциях.

Толщина горизонтального пакета в поясах должна быть не менее 1/45 расстояния между ближайшими рисками поясных уголков или между стенками в сварных элементах.

§ 245. Открытые стороны сжатых элементов должны быть снабжены соединительной решеткой раскосного или безраскосного типа и иметь планки на концах и в местах перерыва решетки.

Длина концевых планок основных сжатых элементов должна быть не менее 1,25 расстояния между ближайшими рисками заклепок, прикрепляющих эти планки к полкам уголков; длина промежуточных планок — не менее 0,75 того же расстояния.

Толщина планок, если они не усилены уголками, должна быть не менее 1/50 того же расстояния и не менее 8 мм. Число заклепок в прикреплении планки с каждой стороны должно быть не менее 4.

В дополнительных сжатых элементах длина концевых планок должна быть не менее 0,8 расстояния между рисками заклепок, а толщина — не менее 1/60 этого расстояния. Число заклепок с каждой стороны должно быть не менее 3. Угол наклона диагоналей соединительной решетки к оси элемента должен быть при двойной решетке не менее 45°, а при одиночной — не менее 60°.

§ 246. Соединительные решетки и планки составных центрально-сжатых стержней из стали Ст. 3 рассчитываются на поперечную силу, определяемую по формуле:

$$Q\ (\text{кг}) = 30\, F_{br}\, \varphi_{\min},$$

где F_{br} — площадь сечения стержня в см²,

$\varphi_{\min}$ — меньший из коэфициентов уменьшения допускаемого напряжения.

Поперечная сила считается постоянной по всей длине стержня. *При наличии нескольких решеток, расположенных в параллельных плоскостях, или сплошного листа и решетки,* поперечная сила распределяется между ними поровну.

Диагонали соединительной решетки раскосных систем рассчитываются, как в шарнирных фермах.

Соединительные планки рассчитываются на срезывающую силу $T=\frac{Q_1 l_1}{b_0}$ и изгибающий момент $M=\frac{Q_1 l_1}{2}$.

Крайняя заклепка в прикреплении планки рассчитывается по усилию:

$$R=\sqrt{N_1^2+T_1^2},\quad T_1=\frac{T}{n},\quad N=\frac{Me_{max}}{\Sigma e^2}.$$

Здесь: Q_1 — расчетная поперечная сила на одну решетку,

l_1 — расстояние между центрами планок,

b_0 — расстояние между осями ветвей,

n — число заклепок, прикрепляющих каждый конец планки,

e — расстояние между заклепками, симметрично расположенными относительно середины планки,

e_{max} — расстояние между крайними заклепками.

В приваренных планках наибольшее напряжение в шве определяется по формуле:

$$\sigma=\sqrt{\sigma_1^2+\tau_1^2}\leqslant[\tau_{ce}],$$

где σ_1 — напряжение в планке от момента,

τ_1 — то же от поперечной силы.

§ 247. При одновременном действии осевой силы и изгиба стержни рассчитываются в плоскости изгибающего момента по формулам:

а) при растяжении и изгибе:

$$\sigma=\frac{N}{F_n}\pm\frac{M}{W_n}\leqslant[\sigma];$$

б) при сжатии и изгибе:

$$\sigma=\frac{N}{F_n}+\frac{M}{W_n\left(1-\frac{N\lambda^2}{\pi^2 E F_{br}}\right)}.$$

Здесь N — продольная сила,

M — изгибающий момент (от внешних сил),

F_n — площадь сечения нетто,

F_{br} — то же брутто,

λ — гибкость стержня,

E — модуль упругости.

Независимо от этого должна быть проверена устой-

чивость от действия нормальной силы без учета момента по наименьшей гибкости.

§ 248. Поперечная сила в сжато-изогнутых стержнях определяется с учетом дополнительного изгиба их от сжимающей силы и принимается не менее указанной в § 246.

§ 249. Концевые планки всех стержней должны быть продолжены возможно ближе к центру узла.

Ветви составных сжатых и растянутых элементов рекомендуется связывать поперечными диафрагмами, учитывая условия оформления элементов на заводе и их перевозки.

Балки

§ 250. При определении нормальных напряжений в клепаных балках для предварительных расчетов разрешается принимать:

1. Момент инерции нетто стенки $=0{,}85\ I_{br}$.

2. Ослабление уголков при расположении заклепок в обеих полках при шаге меньше $3d$ — двумя заклепками, при шаге больше $3d$, но меньше $4d$ — $1^1/_2$ заклепками и при шаге больше $4d$ — одной заклепкой, где d — диаметр заклепки.

3. Ослабление горизонтальной полки при этом — одной заклепкой.

В окончательных расчетах действительные напряжения определяются с учетом реальных ослаблений.

В сварных балках ослабление учитывается по числу действительно поставленных монтажных болтов, если отверстия для монтажных болтов не завариваются, в противном случае ослабления не учитываются.

§ 251. Толщина вертикального листа балки должна быть не менее $\frac{1}{12{,}5}\sqrt{h}$ (см), где h — расстояние в свету между поясными уголками в см.

§ 252. Если толщина стенки меньше 1/100 свободной высоты ее, а также меньше 1/100 расстояния между осями вертикальных ребер жесткости, то должна быть проверена местная устойчивость стенки по критическому касательному напряжению. Критическое касательное напряжение в кг/см² определяется по формуле:

$$\tau_{кр} = 1000\ (\delta/b)^2 \cdot \left(10200 + \frac{7600}{m^2}\right),$$

где: b — меньшая из двух следующих величин, h — свободной высоты стенки и a — расстояния между осями вертикальных ребер жесткости; m — отношение большей из этих величин к наименьшей ($h:a$ или $a:h$).

Свободная высота стенки принимается равной для клепаных балок расстоянию между ближайшими к оси балки рисками поясных уголков, для сварных балок — полной высоте стенки.

§ 253. При отношении толщины стенки к свободной высоте ее меньше $^1/_{100}$ должна быть проверена местная устойчивость стенки по критическим нормальным напряжениям. Критическое нормальное напряжение в кг/см² определяется по формуле:

$$\sigma_{кр} = 1000\,K\left(\frac{100\delta}{h}\right)^2,$$

где коэфициент K принимается по табл. 35.

Таблица 35

a/h	0,25	0,333	0,4	0,5	0,6	0,7 и больше
K	9,05	6,54	5,53	4,86	4,58	4,54

Здесь обозначения a, h — по § 252.

§ 254. Коэфициенты запаса при проверке по критическим напряжениям принимаются: для разрезных балок постоянного сечения — 1, 7, для разрезных балок переменного сечения и неразрезных — 2, 2. При учете дополнительных сил и при расчете на гусеничную нагрузку коэфициенты запаса снижаются на 30%.

Коэфициенты запаса определяются по отношению к среднему касательному напряжению, вычисляемому по формуле: $\tau_{ср} = \frac{Q}{H\delta}$, где H — полная высота стенки, и среднему нормальному напряжению, вычисляемому по формуле: $\sigma_{ср} = \frac{M}{2J} H$.

§ 255. В стенке, укрепленной только вертикальными ребрами, при толщине стенки меньше 1/120 свободной высоты ее, должно быть проверено выполнение условия:

$$\sqrt{\left(\frac{\tau_{ср}}{\tau_{кр}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{ср}}{\sigma_{кр}}\right)^2} \leqslant \frac{1}{n},$$

где n — указанный в § 254 коэфициент запаса, а $\tau_{ср}$, $\sigma_{ср}$ — средние величины напряжений.

§ 256. Общая устойчивость балки должна быть обеспечена связями, расположенными в плоскости сжатого пояса. Сжатый пояс условно рассчитывается на устойчивость, как сжатый стержень со свободной длиной, равной расстоянию между узлами продольных связей. В сечение пояса включается часть вертикальной стенки на высоту, равную ширине горизонтальной полки.

Толщина сжатого пояса балки должна быть не менее 1/35 ширины его.

§ 257. Общая устойчивость балки должна быть проверена расчетом в следующих случаях.

1. При устройстве ярусного расположения балок проезжей части, когда они прикрепляются только нижними поясами и когда полотно проезжей части состоит из деревянного настила или железобетонных плит, свободно положенных.

2. При перекрытии пролета пакетами из прокатных балок или одиночными балками и когда полотно состоит из деревянного настила или железобетонных плит.

Поверка устойчивости может быть произведена методом, указанным в приложении 7.

В случаях, когда полотно проезжей части состоит из сплошного металлического настила или железобетонной монолитной плиты, жестко скрепленных с верхом балок, устойчивость балок может не проверяться.

На опорах балки должны быть закреплены против возможности вращения вокруг своей продольной оси (скручивания).

§ 258. Стенка балки, при отношении ее толщины к высоте меньше 1/50, должна быть укреплена уголками или ребрами жесткости. Ребра жесткости ставятся над опорами, в местах передачи сосредоточенных сил и на протяжении балки с интервалами, не превышающими 2 м и величины, определяемой по формуле:

$$a = 25\,\delta[10 - K(6K+1)]\ \text{см}.$$

Здесь δ — толщина стенки в см,

$K = \frac{l-x}{l}$, но не менее 0,5,

l — пролет балки,

x — расстояние от ближайшей опоры до рассматриваемой панели.

§ 259. Уголки и ребра жесткости устраиваются парными и, как правило, симметричными относительно оси стенки.

Выступающая полка уголка или ребра жесткости должна быть не менее 40 мм плюс 1/30 свободной высоты стенки.

Уголки жесткости, помещаемые в местах передачи сосредоточенных сил, не должны иметь высадки. Торцы этих уголков должны быть пригнаны к полкам поясных уголков и проверены на смятие торцов.

§ 260. Опорные уголки и ребра жесткости рассчитываются на устойчивость из плоскости балки, причем в расчетное сечение вводится площадь сечения уголков и прокладок и часть стенки балки на ширину 15 δ (15 толщин стенки) с каждой стороны от оси ребра. Свободная длина принимается равной высоте вертикального листа или расстоянию между узлами поперечных связей. Торцы уголков и ребер должны быть пристроганы и проверены на смятие.

§ 261. Площадь сечения поясных уголков должна составлять не менее 40% площади пояса. Толщина поясных уголков должна быть не меньше 1/12 ширины полки, если в балке имеются горизонтальные листы, и 1/10 — в противном случае.

Толщина каждого листа не должна быть больше толщины полки уголка. Ширина свесов горизонтальных листов над полками поясных уголков принимается от 5 до 30 мм или же такой, чтобы мог быть поставлен ряд заклепок. Широкие свесы должны быть укреплены уголками и поддержаны диафрагмами в местах постановки уголков жесткости.

§ 262. Стыки вертикальной стенки должны быть перекрыты по всей высоте. Стыковые накладки поясных уголков могут приниматься и не из уголков.

§ 263. В балках с несколькими парами горизонтальных листов каждый из листов должен быть продолжен за место теоретического обрыва и прикреплен из расчета на половину площади сечения листа. Расстояние между смежными действительными обрывами горизонтальных листов должно быть достаточным для прикрепления соответствующего листа на полную площадь его сечения.

Один из листов верхнего пояса должен быть продолжен по всей длине балки.

6. Расчет и конструкция соединений элементов

Заклепочные и болтовые соединения

§ 264. Расчетным диаметром для заклепок считается диаметр отверстия; для болтов при расчете на срез и смятие — полный диаметр, а при расчете на растяжение — диаметр стержня за вычетом ослабления нарезкой.

§ 265. Число заклепок в соединениях стержней рассчитывается по площади сечений. За расчетную площадь сечения стержней, работающих на осевые силы, принимается: а) для растянутых элементов — площадь нетто, б) для сжатых — наименьшая из площадей: площадь нетто или площадь брутто, умноженная на коэфициент φ.

Заклепки в прикреплении составного элемента должны быть проверены по совместному усилию во всех приклепываемых частях.

§ 266. Число заклепок для прикрепления элементов связей разрешается рассчитывать по наибольшему усилию.

§ 267. Число заклепок для прикрепления стержня (кроме элементов соединительной решетки и элементов связей) должно быть не менее трех при одном ряде заклепок и не менее двух в каждом ряду — при нескольких рядах.

Диагонали соединительной решетки составных стержней разрешается прикреплять одной заклепкой.

§ 268. Во фрезерованных стыках сжатых элементов количество заклепок и сечения накладок определяются по расчетной площади сечения, уменьшенной вдвое.

§ 269. При прикреплении через промежуточные элементы (например, прокладки) число заклепок в каждом ряду увеличивается на одну.

Каждая прокладка должна быть вынущена за прикрепляемый элемент по направлению усилия не менее, чем на один поперечный ряд заклепок.

§ 270. При прикреплении выступающих полос уголков или швеллеров посредством коротышей число заклепок, прикрепляющих коротыши к полкам, увеличивается в 1, 5 раза против расчетного.

Заклепки, прикрепляющие коротыш к узловой план-

ке, в этом случае считаются равноценными с прочими заклепками, прикрепляющими стержень.

§ 271. Длина заклепочного стержня в деле (между поставленными головками) должна быть не более 4,5 диаметра отверстия. При клепке в два пневматических молотка или на скобе толщина клепки в исключительных случаях может быть доведена до 5 диаметров.

§ 272. Диаметр заклепок (поставленных) следует назначать 20, 23 и 26 мм. В решетках составных стержней допускаются заклепки диаметром 17 мм. Число различных диаметров должно быть по возможности наименьшим.

Диаметр заклепок, поставленных в уголках основных стержней, следует назначать не больше 1/4 ширины полки. В вынужденных случаях допускается ставить заклепки диаметром 23 мм в полке уголка шириной 75 мм и диаметром 26 мм в полке — 90 мм.

§ 273. Размещение заклепок в соединениях должно быть по возможности симметричным относительно осей элементов.

Расстояние между центрами заклепок должно быть по всем направлениям не менее 3 d, а по диагонали, кроме того, не менее $3{,}5d$.

Шаг заклепок в крайнем ряду склепываемого пакета должен быть не больше $7d$ и 16δ. При наличии окаймляющих уголков с шахматным расположением заклепок указанные пределы для каждой риски удваиваются.

Шаг связующих заклепок для сжатых стержней вдоль усилий должен быть не более 16δ, а в поперечном направлении и для растянутых стержней в обоих направлениях — 24δ.

В стержнях из двух уголков шаг связующих заклепок должен быть для сжатых элементов не более 160 мм и для растянутых не более 250 мм.

В планках соединительных решеток шаг должен быть не больше 120 мм.

Расстояние от центра заклепки до края элемента должно быть не меньше: для обрезной кромки во всех направлениях — $1{,}5d$, для прокатной кромки — $1{,}3d$.

Расстояние от центра заклепки до кромок соприкасающихся склепанных между собою частей должно быть не более 8δ и 120 мм.

В предыдущем обозначено: d — диаметр заклепочного отверстия, δ — толщина наиболее тонкого из элементов пакета.

§ 274. Шаг поясных заклепок в балках рассчитывается по формулам:

а) в отсутствии сосредоточенных грузов на поясе балки:

$$a = \frac{I_{br} N}{S_{br} Q};$$

б) при наличии сосредоточенных грузов, приложенных непосредственно к поясу балки:

$$a = \frac{N}{\sqrt{\left(\frac{Q \cdot S_{br}}{I_{br}}\right)^2 + \left(\frac{P}{\lambda}\right)^2}}.$$

Здесь: N — допускаемое усилие на заклепку,

Q — наибольшая поперечная сила на рассматриваемом участке балки.

P — расчетная величина сосредоточенного груза.

λ — длина участка, на который распространяется действие сосредоточенного груза.

При расположении ездового полотна непосредственно на поясе балки длина λ принимается с учетом распределения нагрузки под углом 45° на высоту, от верха полотна до пояса балки, и во всяком случае длина λ принимается не менее 60 см.

§ 275. Заклепки в стыках стержней, работающих на изгиб и осевые силы, рассчитываются по площади сечения.

§ 276. В балках заклепки в перекрытиях стыков элементов пояса рассчитываются по площади сечения элементов.

Заклепки в стыках вертикальной стенки рекомендуется рассчитывать по сечению, но разрешается расчет и по действующему моменту и соответствующей поперечной силе.

§ 277. Расчет болтовых соединений и размещение болтов производится по изложенным выше правилам для заклепочных соединений.

Болты, поставленные в соединениях с литыми частями или заменяющие заклепки в недоступных для клепки местах, должны быть точеными.

Анкерные болты консольно-балочных пролетных строений рассчитываются по наибольшему возможному усилию с увеличением его на 50%.

Сварные соединения

§ 278. Сварные соединения для основных стержней рассчитываются по площади сечений. Расчетная площадь принимается равной полной площади сечения для растянутых стержней и с умножением на коэфициент φ — для сжатых сечений. Прикрепление стержней связей может быть рассчитано по наибольшим действующим усилиям.

В качестве рабочих соединений могут быть применены швы встык, валиковые швы и прорези. Пробочные соединения допускаются лишь в качестве нерабочих.

§ 279. При условии обязательной подварки корня прямой шов встык, независимо от подготовки кромок, рассчитывается на напряжение от осевой силы по формуле

$$\sigma = \frac{[\sigma] F}{l \cdot \delta} \leqslant [\sigma_{св}],$$

где $[\sigma]$ — основное допускаемое напряжение в элементе,
F — расчетная площадь сечения,
δ — наименьшая толщина соединяемых элементов,
$[\sigma_{св}]$ — допускаемое напряжение для сварного шва на разрыв,
l — длина шва.

§ 280. В косых швах встык угол между направлениями шва и усилия, как правило, принимается равным 45°; в этом случае поверочного расчета не требуется.

При необходимости устройства косого шва встык под углом α более 45°, но не более 60°, расчет его производится по формуле:

$$\sigma_{\alpha} = \sigma \sin^2 \alpha \leqslant [\sigma_{св}],$$

где σ — допускаемое напряжение в основном металле.

§ 281. Расчетная высота валикового шва принимается условно равной $0{,}7h$ — наименьшей толщины шва. Расчетная длина валикового шва принимается на 10 мм меньше его действительной длины. Толщина шва должна быть не меньше 4 мм и не больше — $1{,}2\delta$, где δ — наименьшая толщина соединяемых элементов.

Расчетная длина шва должна быть не менее 4 толщин шва и 40 мм.

В прерывистых швах расстояние между шпонками должно быть не более $16\delta_{min}$ и 250 мм — для рабочих и соединительных швов в сжатых стержнях, и не более 24δ и 400 мм — для соединительных швов в растянутых элементах.

Предельная расчетная длина флангового шва принимается в 50 его толщин. Если передающаяся фланговым швом сила возникает на всем его протяжении (например, в поясных швах балок), то расчетная длина шва не ограничивается. За расчетную высоту стыкового шва принимается толщина наиболее тонкого из стыкуемых элементов.

§ 282. Расчет валиковых швов на осевую силу производится по формуле:

$$\tau = \frac{N}{\Sigma 0{,}7h \cdot l} \leqslant [\tau_{св}].$$

§ 283. При прикреплении элемента несколькими фланговыми швами, расположенными несимметрично относительно его оси, размеры швов назначаются обратно пропорциональными расстояниям от оси элемента.

§ 284. Расчет швов в прорезях производится по формуле

$$\tau = \frac{N}{b \cdot l} \leqslant [\tau_{св}].$$

Здесь: N — усилие, передающееся через прорезь.

b — ширина прорези, принимаемая равной $2 - 2{,}5\delta$,

l — длина, принимаемая не более 25δ, где δ — толщина прорезаемого элемента. При ширине прорези более указанной величины расчет производится, как для двух фланговых швов.

§ 285. Приварка по краям фланговым швом листов шириной более 30δ не рекомендуется. При неизбежности такой приварки необходимо соединять листы несквозными пробками. Диаметр пробок принимается равным 2δ. Расстояние между пробками по направлению усилия должно быть не более 20δ и 300 мм; расстояние между рядами пробок в поперечном направлении и от крайнего ряда до фланговых швов не должно быть больше 30δ и 350 мм. Ослабление листа отверстиями пробок не учитывается.

§ 286. При применении сварки встык, усиленной накладками, допускаемое напряжение на основной металл накладок принимается равным допускаемому напряжению на сварку.

§ 287. В соединениях рабочих элементов внахлестку, при приварке одними лобовыми швами, размер напуска следует принимать не менее 8δ. Заварка торцов элементов большой толщины лобовыми швами должна производиться с двух сторон.

§ 288. Поясные швы сварных балок, соединяющие вертикальную стенку и пояс, должны быть непрерывными.

Расчетные напряжения в поясных швах определяются по формулам:

а) в отсутствии сосредоточенных грузов на поясе балки:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{br}}{I_{br} \cdot 1{,}4h};$$

б) при наличии сосредоточенных грузов, приложенных непосредственно к поясу балки:

$$\tau = \frac{1}{1{,}4h} \sqrt{\left(\frac{Q \cdot S_{br}}{I_{br}}\right)^2 + \left(\frac{P}{\lambda}\right)^2}.$$

Здесь: $1{,}4h$ — рабочая толщина двух швов,

λ — длина участка, на который распределяется действие сосредоточенного груза, определяемая по указаниям § 274, но принимаемая не менее 40 см.

7. Основные правила проектирования различных видов мостов и их частей

Проезжая часть

§ 289. Проектирование деревянного настила и железобетонной плиты проезжей части производится по техническим условиям проектирования деревянных и железобетонных мостов. По тем же ТУ определяется передача нагрузки от настила на продольные и поперечные балки.

§ 290. Изгибающие моменты в пролете, поперечные силы и реакции продольных балок определяются, как для разрезной балки. Опорный момент в клепаных

балках, при наличии рыбок или непрерывно пропущенных поясов, принимается равным 0,6 наибольшего момента разрезной балки. Опорный момент в сварных балках при сварных соединениях принимается равным 0,75 наибольшего момента разрезной балки.

Расчетный пролет продольных балок принимается равным расстоянию между осями поперечных балок.

§ 291. Уголки, прикрепляющие продольные балки к поперечным и поперечные к фермам, должны иметь толщину не менее $^1/_{10}$ ширины полки и во всяком случае не меньше 10 мм.

§ 292. Фасонки столиков, если их толщина меньше $^1/_{60}$ длины ребра, должны окаймляться уголками или ребрами жесткости. Усилия в рыбках, при наличии их по верхнему и нижнему поясам продольной балки, определяются делением опорного момента на расстояние между центрами сечения рыбок; при наличии одной рыбки со столиком или без него — делением опорного момента на 0,8 высоты прикрепления (включая опорный столик, если он имеется и прикреплен достаточным числом заклепок). Вся поперечная сила передается на стенку.

При наличии верхней рыбки или непрерывно пропущенного пояса заклепки, прикрепляющие стенку продольной балки, рассчитываются только на поперечную силу. Заклепки, прикрепляющие рыбку, рассчитываются по усилию, определяемому согласно предыдущему абзацу.

При прикреплении одной только стенки заклепки должны быть рассчитаны на поперечную силу, увеличенную на 40%.

§ 293. Продольные балки при недостаточной жесткости их верхних поясов должны иметь верхние продольные связи, а также поперечные связи для обеспечения устойчивости. При наличии железобетонной плиты или сплошного настила, надежно связанного с верхним поясом продольных балок, продольные связи не требуются.

При расположении продольных балок над поперечными, над каждой поперечной балкой обязательна установка поперечных связей между продольными балками.

Продольные и поперечные связи между продоль-

ными балками могут объединять их попарно без постановки связей между отдельными парами.

§ 294. Поперечные балки рассчитываются, как разрезные. В случае соединения их с жесткими рамами прикрепление должно быть рассчитано, как в раме.

Расчетный пролет поперечных балок принимается равным расстоянию между осями главных ферм.

§ 295. Поперечные балки проезжей части, жестко связанные с главными фермами, при длине ферм больше 80 м, должны быть рассчитаны на дополнительные напряжения от изгиба в горизонтальной плоскости по формуле:

$$\Delta\sigma = \frac{25}{12} \cdot \frac{l \cdot c}{b^2} \sigma.$$

Здесь: l — длина пролета,

b — расстояние между осями ферм,

c — ширина пояса поперечной балки,

σ — расчетное напряжение в поясе.

Для уменьшения указанных дополнительных напряжений в проезжей части могут быть устроены разрывы. В таких случаях в формулу в качестве величины l подставляется расстояние между разрывами.

Общая длина продольных балок, жестко связанных с поперечными, не должна превышать 80 м.

Если крайние поперечные балки укреплены в горизонтальной плоскости по типу тормозных балок, а продольные балки не имеют разрывов, обязательным является учет дополнительных напряжений лишь в продольных балках и их сопряжениях.

§ 296. Опорные поперечные балки балочных мостов должны быть рассчитаны и сконструированы с учетом возможности подъемки пролетного строения домкратами.

В местах постановки домкратов балка должна быть укреплена уголками жесткости, которые не должны иметь высадок и должны быть плотно пригнаны к поясам балки.

§ 297. В косых мостах промежуточные поперечные балки и поперечные связи рекомендуется располагать нормально к фермам.

§ 298. Прикрепление поперечных балок к фермам может рассчитываться по максимальной поперечной силе, увеличенной на 20%.

§ 299. Сварное прикрепление поперечных балок должно быть проверено на опорный момент, равный 25% от наибольшего момента в поперечной балке, и на поперечную силу, увеличенную на 20%.

Примечание к §§ 298 и 299. В случае, если поперечная балка входит в состав жесткой рамы, прикрепление балки должно быть рассчитано более точно.

§ 300. Длину стенки продольной (или поперечной) балки рекомендуется принимать с таким расчетом, чтобы между торцом стенки и обушком прикрепляющих уголков оставался зазор 5 мм. Расстояние же между обушками этих уголков рекомендуется назначать на 1 мм меньше, чем расстояние в свету между стенками поперечных балок или элементов, к которым прикрепляется балка.

Связи балочных мостов

§ 301. Расположение продольных и поперечных связей должно обеспечивать неизменяемость пролетного строения, как пространственной системы, и передачу горизонтальной нагрузки на опоры по возможности кратчайшим путем.

§ 302. В пролетных строениях с величиной пролета 50 м и больше обязательно устройство продольных связей в плоскости поясов, к которым прикреплена проезжая часть. При пролете меньше 50 м эти продольные связи могут быть заменены жестким металлическим настилом проезжей части, соответствующим образом сконструированным и надежно скрепленным с поперечными балками или опорными поперечными связями.

Распределение ветровой нагрузки, приходящейся на главные фермы, между системами продольных связей производится по закону рычага. Давление ветра на проезжую часть считается воспринятым той системой связи, в уровне которой расположена проезжая часть.

§ 303. Промежуточные (пролетные) поперечные связи, если они не являются необходимыми для неизменяемости пролетного строения, на давление ветра могут не рассчитываться, и их участие в распределении ветровой нагрузки может не учитываться. При учете ра-

боты поперечных связей пролетное строение рассматривается как цельный пространственный брус.

§ 304. При наличии только одной системы продольных связей ею воспринимается вся ветровая нагрузка. При этом надлежит в мостах с ездой понизу учитывать вертикальную перегрузку ферм вследствие несовпадения плоскости нагрузки с плоскостью связей.

§ 305. Продольные связи, расположенные вдоль криволинейного пояса балочных мостов, разрешается рассчитывать следующим образом: определяются усилия в ферме, полученной проектированием связей на горизонтальную плоскость, найденные усилия делятся на косинус угла между элементом и его проекцией.

Разрешается ветровые усилия в поясах рассчитывать, учитывая работу всего пролетного строения моста, как пространственной системы.

§ 306. Усилия в диагоналях крестовых, ромбических и двухрешетчатых связей от участия их в работе поясов главных ферм разрешается определять по формуле:

$$S_d = \sigma \omega_d \cos^2 \alpha,$$

Здесь σ — напряжения (по площади брутто) от вертикальной нагрузки в поясе и главной ферме,

ω_d — площадь (брутто) сечения диагонали,

α — угол между диагональю и поясом.

В связях полураскосной и простой треугольной (или раскосной) системы влияние вертикальной нагрузки не учитывается.

Усилия в распорках крестовых связей разрешается определять по формуле:

$$S_p = 2Sd \sin \alpha,$$

§ 307. Стержни продольных связей рассчитываются на изгиб от собственного веса, как простые балки пролетом, равным расстоянию между центрами заклепочных прикреплений в узлах.

§ 308. Опорные рамы рассчитываются: вертикальная — как рама с замкнутым контуром, наклонная — как двухшарнирная. При сквозном верхнем заполнении из стержней, работающих на осевую силу, положение нулевых точек в ногах замкнутой рамы разрешается

определять по формуле:

$$l_0 = \frac{c(c+2l)}{2(2c+l)},$$

где: l_0 — расстояние от нулевой точки до центра опорного узла,

l — то же между центрами верхнего и нижнего узлов,

c — то же от опорного узла до нижнего узла сквозного заполнения.

§ 309. Стержни продольных связей должны быть по возможности центрированы с поясами главных ферм. Высоту стержней продольных связей, расположенных в плоскости сжатых поясов главных ферм, рекомендуется назначать равной высоте пояса.

Сквозные фермы

§ 310. В основу конструирования главных ферм принимается геометрическая схема, определяемая с учетом строительного подъема. При этом рекомендуется углы между стержнями устанавливать такими, чтобы вертикали фермы приняли вертикальное направление при прогибе от постоянной и временной нагрузок.

§ 311. Кривая строительного подъема выбирается так, чтобы перемещения обоих знаков, отсчитываемые от продольного профиля пути под влиянием статической временной нагрузки и колебаний температуры, были наименьшими. В частности, для разрезных пролетных строений рекомендуется назначение кривой подъема по линии прогиба от постоянной и половины временной нагрузки; в неразрезных и консольных пролетных строениях — по линии прогиба от постоянной нагрузки с прибавлением алгебраической полусуммы ординат линии предельных прогибов обоих знаков от подвижной нагрузки. Полученные ординаты от подвижной нагрузки определяются в процентах от ординат от постоянной нагрузки. Для назначения строительного подъема принимается кривая, по форме соответствующая кривой перемещений от постоянной нагрузки с ординатами, увеличенными на средний процент влияния подвижной нагрузки, вычисленный для всех характерных точек профиля.

В фермах с параллельными поясами кривую строи-

тельного подъема рекомендуется назначать по дуге круга.

§ 312. Кривая строительного подъема осуществляется соответствующим назначением заводских длин элементов на основе определения горизонтальных и вертикальных перемещений узлов при заданной кривой строительного подъема. При этом длины продольных балок должны быть сохранены одинаковыми (равными) при одинаковых (равных) теоретических панелях главных ферм. Теоретически вычисленная общая сумма деформаций стержней пояса, которому непосредственно придается строительный подъем, не должна быть изменена.

Изменения профиля распорных мостов от влияния температуры не должны погашать продольного уклона мостового полотна.

§ 313. Устойчивость пролетного строения на опрокидывание проверяется относительно нижнего торца наружного пакета вертикальных листов пояса фермы в опорном узле.

Продольная устойчивость на опрокидывание консольных пролетных строений проверяется на наибольшую возможную временную нагрузку. Коэфициент устойчивости должен быть не менее 1,3.

§ 314. Устойчивость верхних поясов открытых пролетных строений с ездой понизу должна быть обеспечена полурамами в плоскости каждой поперечной балки и проверена расчетом.

§ 315. Центрировка элементов в узлах должна производиться по осям, проходящим через центр тяжести сечения.

Разница в положении центров тяжести двух смежных элементов, расположенных на прямом участке, не должна превышать 1,5% их ширины в плоскости фермы; при превышении этой величины требуется учитывать дополнительные напряжения от момента, определяемого по формуле:

$$M = \frac{\frac{S_1 + S_2}{2} \, e \, \frac{I_n}{l_n}}{\sum \frac{I}{l}}.$$

Здесь: S_1 и S_2 — усилия в сходящихся элементах,
e — величина эксцентриситета,

I_n, l_n — момент инерции и длина элемента, в котором производится проверка,

$\sum \frac{I}{l}$ — сумма отношений моментов инерции к длинам для всех элементов, сходящихся в узле.

Сечения, состоящие из одного или двух уголков, разрешается центрировать по риске.

§ 316. Кроме осевых усилий, пояса фермы должны быть рассчитаны на изгиб от собственного веса элемента, а в случаях непосредственного действия внешней нагрузки на протяжении элемента — также и на изгиб от этой нагрузки.

Учет влияния собственного веса может не производиться для стержней с отношением высоты сечения к пролету больше $^1/_{20}$, причем для наклонных элементов пролетом считается длина горизонтальной проекции.

Величина изгибающего момента принимается равной 0,6 от соответствующего момента в простой балке. Напряжения от собственного веса складываются с напряжениями от осевой силы. Напряжения от местного изгиба, вызванного внешней нагрузкой, определяются по указаниям § 247.

§ 317. Сечения верхнего пояса и опорных сжатых раскосов могут составляться из двух вертикальных пакетов швеллерного типа, а также назначаться Н-образного и других профилей.

§ 318. Прочность узловых фасонных листов по любому разрезу по площади нетто должна превышать прочность соответствующих элементов на 10%. При проверке прочности разрешается принимать допускаемые напряжения:

а) для частей разреза, нормальных к оси прикрепляемого стержня, — равным основному допускаемому напряжению (σ);

б) для частей разреза, наклонных к оси стержня под углом меньше 60°, — равным 0,80 (σ);

в) для частей наклонных под углом между 60° и 90° — по интерполяции.

Опорные части

§ 319. Балочные мосты с пролетами больше 25 м должны иметь катковые или секторные опорные части. В широких мостах при расстоянии между главными

фермами более 15 м, следует обеспечивать поперечную подвижность устройством диагонально или двояко подвижных опорных частей.

§ 320. Коэфициент безопасности в отношении возникновения отрицательной опорной реакции от вертикальной нагрузки должен быть не менее 1,3. В противном случае необходимо устройство анкерных закреплений.

Коэфициент безопасности равен отношению:

$$\frac{A_p}{(1+\mu)A_k}.$$

Здесь: A_p — реакции от постоянной нагрузки,
A_k — отрицательная реакция от временной нагрузки,
$(1+\mu)$ — динамический коэфициент.

§ 321. При расчете катковых опор следует учитывать перемещение конца ферм. При этом перемещение от вертикальной нагрузки в простых балочных фермах, в случае прямого нижнего пояса, определяется из выражения:

$$\Delta = \frac{\sigma l}{E},$$

где: σ — среднее напряжение (по площади брутто) в нижнем поясе от временной нагрузки,
l — пролет фермы.

Для консольных и неразрезных ферм указанное перемещение определяется точным расчетом.

§ 322. Сминающие напряжения при плотном и свободном касании определяются по следующим формулам:

А. Плотное касание

а) для цилиндрических поверхностей:

$$\sigma_{max} = \frac{p}{r \cdot a} \cdot \frac{1}{\sin\alpha \cdot \cos\alpha + \alpha} = [\sigma];$$

при $\alpha = \frac{\pi}{4}$; $\sigma_{max} = \frac{0{,}8p}{r \cdot a}$;

при $\alpha = \frac{\pi}{2}$; $\sigma_{max} = \frac{0{,}65p}{r \cdot a}$;

б) для сферических поверхностей:

$$\sigma_{max} = \frac{3p}{2\pi r^2} \cdot \frac{1}{1 - \cos^3\alpha} \leqslant [\sigma];$$

при $\alpha = \frac{\pi}{4}$; $\sigma_{max} = 0{,}75\ \frac{p}{r^2}$;

при $\alpha = \frac{\pi}{2}$; $\sigma_{max} = 0{,}5\ \frac{p}{r^2}$.

Здесь: p — опорная реакция,
r — радиус кривизны соприкасающихся поверхностей,
a — длина шарнира,
α — половина центрального угла касания поверхностей.

Б. Свободное касание

а) Для выпуклых цилиндрических поверхностей:

$$\sigma = 0{,}423 \sqrt{pE\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)} \leqslant [\sigma];$$

б) для сферических поверхностей:

$$\sigma = 0{,}394 \sqrt[3]{PE^2\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)^2} \leqslant [\sigma].$$

Здесь: r_1 и r_2 — радиусы кривизны цилиндров,
p — давление на единицу длины линии касания,
E — модуль упругости,
P — опорная реакция.

в) Для плоской и выпуклой цилиндрической или сферической поверхностей в выше указанных формулах один из радиусов принимается равным бесконечности, т. е. $\frac{1}{r} = 0$.

В случае касания вогнутой и выпуклой поверхностей применение формул свободного касания разрешается, если разность радиусов составляет не менее 20% наибольшего радиуса; при этом кривизна выпуклых поверхностей считается положительной, а вогнутых — отрицательной.

§ 323. Толщина литых частей должна быть не меньше 30 мм. Толщина листов, входящих в состав клепаных и сварных балансиров, и толщина опорных листов должна быть не меньше 20 мм. Толщина уголков в клепаных балансирах должна быть не меньше $^1/_8$ ширины полки.

§ 324. Вертикальные ребра клепаных и сварных балансиров должны быть соединены поперечными диа-

фрагмами, а мешки, образованные ребрами и диафрагмами, заполняются бетоном.

§ 325. Диаметр катков должен быть не меньше чем 150 мм. Это требование не относится к каткам на пилонах висячих мостов. Толщина срезанных катков многокатковых опор не должна быть меньше $^1/_2$ их диаметра. Диаметр цапфы должен быть не меньше 100 мм.

§ 326. Число катков, если их несколько, должно быть по возможности наименьшим и четным. Рекомендуется применение однокатковых опор.

§ 327. Опорные части должны иметь устройства, предохраняющие катки от перекосов и угона, а также футляры защищающие катки и другие подвижные части от засорения.

Опорные части статически неопределимых систем (относительно опорных реакций) должны быть снабжены клиновыми приспособлениями для точной регулировки.

§ 328. Толщина подферменников из штучного камня должна быть не меньше 30% от их длины и не меньше 40 см.

Арочные пролетные строения

§ 329. При определении лишних неизвестных в арках сплошного сечения необходимо учитывать деформации от момента и продольной силы.

§ 330. Расчет сплошных арок на временную нагрузку следует производить при помощи линий влияния ядровых моментов.

§ 331. В пологих двухшарнирных сплошных арках надлежит учитывать влияние деформации арок на величину напряжений, если параметр $l\sqrt{\frac{H_p}{EI}}$ превосходит 3.

Здесь: l — пролет,

H_p — распор от постоянной нагрузки,

EI — жесткость арки в четверти пролета.

То же требование относится к распорным гибким аркам с балкой жесткости. В этом случае EI — жесткость балки.

Дополнительный момент от деформации арки ΔM разрешается учитывать приближенно, как произведение

первоначального распора на перемещение данной точки

$$\Delta M = H \cdot \Delta y,$$

где: Δy — прогиб оси арки в точке (x,y).

В фермах Лангера, где распор гибкой арки воспринят балкой жесткости, учет деформаций не производится.

§ 332. Арочные пролетные строения должны иметь продольные связи в плоскости проезжей части и желательно в плоскости поясов арок.

§ 333. При определении усилий от ветра в арочных пролетных строениях рекомендуется рассматривать их как пространственные системы. В части распределения нагрузки между системами связей допускаются приближенные способы согласно § 305.

§ 334. В мостах с ездой поверху с двухшарнирными и бесшарнирными арками, при наличии поперечных связей в ключе, разрешается принимать, что связи в плоскости проезжей части имеют посредине пролета промежуточную упругую опору, и расчет производить следующим образом.

Связи проезжей части рассматриваются, как разрезные балки пролетом, равным расстоянию от опоры до ключа, но расчетные значения моментов в пролете и поперечных сил увеличиваются на 20%. Опорный момент на ключевой опоре принимается равным наибольшему моменту в простой балке указанного выше пролета. Связи между арками рассчитываются, помимо нагрузки, непосредственно приходящейся на них, также на сосредоточенную силу, приложенную посредине пролета и равную сумме опорных реакций связей проезжей части, подсчитанных, как в разрезных балках.

В трехшарнирных арках связи, проходящие через шарнир, разрешается рассматривать, как балку пролетом, равным пролету арки. Связи, прерывающиеся в шарнире и опирающиеся в ключе на поперечные связи, рассматриваются, как самостоятельные разрезные балки.

§ 335. Расчет усилий от ветра в связях между арками и в арках разрешается производить следующим образом.

1. Криволинейная ветровая ферма заменяется ее горизонтальной проекцией, которая рассчитывается, как балочная ферма с заделанными концами.

Усилия в элементах S_k горизонтальной фермы рассматриваются, как проекции на горизонт усилий S_1 в криволинейной ферме.

$S_1 = S_h : \cos\alpha$, где α — угол наклона элемента к горизонту.

2. Криволинейная ферма каждой половины пролета заменяется ее вертикальной проекцией, которая рассматривается, как ферма с одним заделанным концом.

Усилия S_v в элементах этой фермы рассматриваются, как проекции на вертикаль усилий S_2 в криволинейной ферме:

$$S_2 = S_v : \sin\alpha.$$

Оба эти расчета производятся независимо друг от друга, и полученные величины усилий в каждом элементе не суммируются.

§ 336. Свободная длина сплошных арок при изгибе в плоскости ферм определяется из выражений;

1. В двухшарнирной арке $l' = \frac{l_a}{2}$

(l_a — длина дуги арки).

2. В бесшарнирной арке: $l' = \frac{l_a}{3}$.

В трехшарнирной арке $l' = 1{,}28\left[1 + 7\left(\frac{f}{S}\right)^2\right]S$.

Здесь: S — длина хорды, соединяющей ключевой шарнир с пятой,

f — стрелка полуарки, отнесенная к этой хорде.

Примечание. При проверке на выпучивание из плоскости фермы арка рассматривается, как стержень со свободной длиной, равной расстоянию между узлами связей.

§ 337. В гибких арках комбинированных систем, в случае исполнения узлов жесткими, надлежит учитывать дополнительные напряжения от изгиба, пользуясь выражением:

$$M = M_b \frac{I}{I_b}.$$

Здесь: M — момент в узле арки,

M_b — момент в одноименном узле балки жесткости,

I, I_b — соответственные моменты инерции брутто сечения арки и балки.

§ 338. В случае жесткого соединения надарочных стоек с фермами следует учитывать температурные напряжения в стойках. При этом рекомендуется принимать во внимание поворот сечений арки, что уменьшает величину напряжений.

Висячие мосты

§ 339. В висячих мостах с невысокой балкой жесткости следует учитывать влияние деформации балки на величину напряжений. В случае разрезной балки жесткости учет деформации требуется при значениях параметра $l\sqrt{\frac{H_p}{EI}}>3$, в случае неразрезной балки жесткости при $l\sqrt{\frac{H_p}{EI}}>4$, где: l — пролет, H_p — натяжение цепи от постоянной нагрузки, EI — жесткость балки. Это требование не относится к системам, в которых натяжение цепи воспринято балкой жесткости.

§ 340. В случае устройства цепи с жесткими узлами надлежит учитывать дополнительное напряжение по аналогии с § 337.

§ 341. Коэфициент запаса на растяжение, т. е. отношение усилия от постоянной нагрузки к сжимающему усилию от временной нагрузки, в элементахи вантовых ферм должен быть не менее 1,5.

§ 342. При расчете пилонов, заделанных у основания, следует принимать во внимание изгиб их в плоскости ферм, вследствие смещения верха пилона за счет деформации цепи. Если цепь неподвижно закреплена на металлическом пилоне, последний рассматривается, как консоль, нагруженная на свободном конце силой, вызывающей прогиб, равный смещению опорных точек цепи. При наличии на пилоне катковых опор расчет ведется по силе сопротивления движению катков, определяемой из выражения:

$$F=\frac{0{,}1}{r}A,$$

где: A — вертикальное давление на пилон, r — радиус катков в см.

§ 343. Канаты висячих и вантовых мостов должны быть с проволочной сердцевиной; толщина проволоки одно- и многостренговых канатов должна быть не менее 2 мм и не более 6 мм.

§ 344. Радиус изгиба канатов на пилонах должен быть не меньше 1000 δ, где δ — диаметр проволоки, из которой свит канат.

§ 345. Стаканы для заделки канатов должны быть отлиты из стали. Длина втулки должна быть не меньше 6 диаметров каната, а наименьшая толщина ее стен-

ки равна половине диаметра каната, но не меньше 20 мм. Наклон образующих втулки должен быть не меньше $^1/_{12}$. Концы отдельных проволок должны быть загнуты крючками и залиты легкоплавким металлом (цинком, свинцом или баббитом).

§ 346. Заделка канатов на опорах должна допускать самостоятельное регулирование каждого стакана при помощи клиньев или подкладок, вставляемых между опорной отливкой и стаканами, которые должны быть снабжены приспособлениями для натягивания домкратами.

§ 347. Присоединение подвесок к кабелю в висячих мостах должно производиться таким образом, чтобы усилие равномерно распределялось между всеми канатами кабеля.

§ 348. Соединение подвесок с поперечными балками проезжей части должно позволять регулирование длины подвески.

§ 349. В болтовых цепях площадь нетто, по нормальному разрезу через диаметр отверстия, должна быть на 40% больше расчетной площади элемента, а площадь по сечению от края болтовой дыры до конца элемента должна быть равна расчетной площади.

§ 350. Диаметр болтовой дыры должен быть на 1 мм больше диаметра болта, что должно быть учтено при назначении длины элемента. Допуск для дыры и болта не должен превышать $+0{,}2$ мм.

§ 351. Если проушины элементов усиливаются путем наклепывания дополнительных листов, то количество заклепок, приклепывающих эти листы в каждую сторону от оси болта, должно равняться полному количеству, определяемому от площади нетто этого листа.

§ 352. Конструкция закрепления цепей на опорах должна обеспечить равномерное натяжение во всех элементах опорного звена.

§ 353. Под головки узловых болтов должны быть подложены шайбы толщиной не менее 6 см.

ГЛАВА V

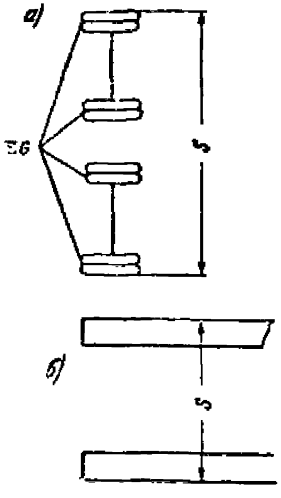
ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАМЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. Общие положения

§ 354. Под каменными сооружениями в настоящих правилах подразумеваются опоры мостов, мосты, трубы и подпорные стенки, возводимые из бутовой кладки, тесовой кладки, бетона и кирпича.

§ 355. Каменные сооружения относятся к II классу.

§ 356. Постоянная нагрузка определяется, на основе подсчета собственного веса частей сооружения, по принятым размерам их. Если в процессе проектирования эти размеры изменяются, то необходимо произвести перерасчет. При определении собственного веса опор и подпорных стенок разрешается принимать некоторые упрощения в сложных очертаниях частей конструкции.



Фиг. 23

§ 357. Временная нагрузка при расчете каменных сооружений принимается без динамического коэфициента.

§ 358. Давление грунта на опоры определяется без учета трения грунта по стенке. Объемный вес и угол внутреннего трения грунта для индивидуальных проектов принимается по натурным данным о грунтах, имеющих место в действительности. При отсутствии натурных данных, а также для типовых проектов угол естественного откоса и объемный вес принимаются соответственно 35° и 1,8 т/м³.

§ 359. Давление грунта от временной нагрузки, находящейся на призме обращения, определяется на основании следующих правил:

При расположении рассчитываемой подпорной стенки

перпендикулярно к направлению движения для расчета выделяется 1 пог. м длины стенки и определяется сила $P=\frac{\Sigma G}{S}$, приходящаяся на 1 пог. м длины стенки от одного ряда задних колес автомобилей утяжеленного веса или от полос гусеничной нагрузки.

Здесь: ΣG — сумма давлений задних осей автомобиля утяжеленного веса или давление на 1 пог. м длины полос гусеничной нагрузки,

S — при автомобильной нагрузке — расстояние между внешними гранями ободов колес автомобилей (фиг. 23, а),

S — при гусеничной нагрузке — расстояние между внешними гранями полос (фиг. 23, б).

В тех случаях, когда имеется распределение сосредоточенного давления в стороны параллельно стенке, например, для обсыпных устоев с откосными крыльями, расчетное давление на 1 пог. м стенки уменьшается путем умножения на коэфициент α согласно табл. 36, в зависимости от отношений $\frac{S}{H}$, где H — высота стенки.

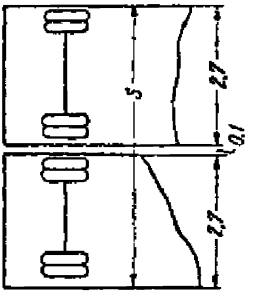
Таблица 36

S/H	α	S/H	α
0,10	0,327	0,60	0,681
0,12	0,360	0,70	0,710
0,14	0,389	0,80	0,735
0,16	0,414	0,90	0,754
0,18	0,437	1,0	0,772
0,20	0,459	1,2	0,810
0,25	0,505	1,5	0,840
0,30	0,544	2,0	0,875
0,35	0,576	3,0	0,900
0,40	0,602	4,9	0,92
0,50	0,668	более 4	1,00

В тех случаях, когда рассасывания единичного давления в стороны параллельно стенке не имеется, например, в устоях с обратными стенками, коэфициент α при временной нагрузке от колес автомобилей не учитывается, но ширина S может быть принята равной расстоянию между краями кузовов автомобилей (фиг. 24).

В направлении, перпендикулярном стенке (вдоль движения), размер площадки опирания принимается для автомобиля равным длине соприкасания обода, т. е. 20 см, с учетом распределения через полотно под углом 45°.

Если имеется переходная плита от насыпи на устой, то размер площадки принимается равным ширине опирания плиты, и давление считается приложенным в центре опирания.



Фиг. 24

При расположении стенки параллельно движению (например, обратных стенок устоев) при высоте насыпи до 2 м давление, приходящееся на 1 пог. м, может быть определено по формуле:

$$P = \frac{G}{a + H}.$$

Здесь: G — давление заднего колеса автомобиля,

a — ширина опирания колеса вдоль движения,

H — высота стенки. Если высота насыпи более 4 м, то давление на 1 пог. м по длине стенки определяется по формуле

$$P = \frac{\Sigma G}{a + c},$$

где: c — расстояние между осями грузовика,

ΣG — вес заднего и переднего колес.

При высоте насыпи от 2 до 4 м давление определяется по прямолинейной интерполяции.

В направлении, перпендикулярном стенке (поперек движения), размер площадки принимается равным ширине обода или полосы гусеничной нагрузки.

§ 360. Если стенка имеет заднюю грань с наклоном от насыпи, то горизонтальное давление земли определяется на фиктивную грань $a - b$ (фиг. 25), с учетом дополнительной вертикальной нагрузки на стенку от веса земляного клина a_1 ab. В случае нахождения нагрузки на призме обрушения, таковая устанавливается непосредственно у этой грани (фиг. 25).

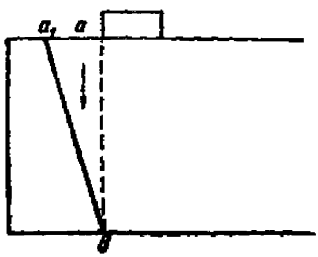
Если стенка имеет заднюю грань AB с наклоном в сторону насыпи (фиг. 26), то горизонтальное давление земли на эту грань определяется по формуле:

$$E = E_0(1 - \operatorname{tg}\varepsilon \operatorname{tg}\varphi),$$

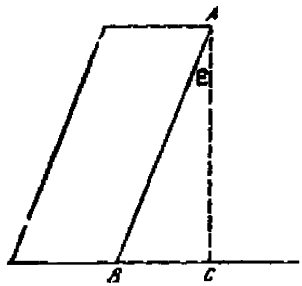
где: E_0 — давление земли на условную вертикальную грань AC,

φ — угол естественного откоса,

ε — угол наклона стенки к вертикали.



Фиг. 25



Фиг. 26

Плечо давления принимается то же, что и для давления грунта на вертикальную стенку AC.

В случае стенок многоугольного очертания соответствующие поправки вводятся при определении давлений на отдельные части стенки.

§ 361. Для районов, подверженных землетрясениям, полное активное давление земли определяется по формуле:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2}\left[\sec\varphi - \sqrt{\operatorname{tg}\varphi(\operatorname{tg}\varphi - K)}\right]^2.$$

Здесь: φ — угол внутреннего трения грунта,

K — отношение расчетного ускорения при землетрясении к ускорению силы тяжести, принимаемое равным в районах VII баллов — 1/40, VIII баллов — 1/20 и для IX баллов — 1/10.

Наличие временной нагрузки на призме обрушения при расчете на землетрясение не предусматривается.

Давление на наклонные стенки определяются приемами, указанными в § 360.

§ 362. Горизонтальное давление льда на речные быки принимается по табл. 37, где K — толщина льда в м.

Таблица 37

Очертание быка	Давление льда в т на 1 м ширины опоры = Q	
	для горизонтов первой подвижки	для горизонтов наивысшего ледохода
Без режущей грани	112 K	75 K
С режущей гранью	75 K	50 K

§ 363. При наличии специальных ледорезов с уклоном режущей грани не круче 2:1 полное давление льда Q разлагается на составляющие:

горизонтальную $Q_h = Q \sin^2\alpha$

и вертикальную $Q_v = Q \sin\alpha \cos\alpha$,

где α — угол наклона режущей грани к горизонту.

§ 364. Давление льда принимается на уровне ниже на 0,40 м горизонта ледохода.

§ 365. Своды должны быть рассчитаны на действие температуры, за исключением сводов из бутовой и кирпичной кладки, имеющих пролет меньше 15 м и стрелку подъема больше 1/4 пролета.

Расчетная разность температур определяется в зависимости от климата местности и толщины конструкции по данным, приведенным в правилах проектирования железобетонных мостов.

2. Материалы

Бетонные конструкции

§ 366. Основными материалами для приготовления бетона в бетонных сооружениях служат те же, что и для железобетонных конструкций.

§ 367. Цемент, применяемый для искусственных сооружений, должен быть, как правило, марки не ниже 200.

Для неответственных, не несущих частей сооружения: бетонные шпоры, оголовки железобетонных труб, за-

полнение шахт кессонов и опускных колодцев и других подобных частей сооружений, разрешается применение цемента марки 150, но при условии кондиционности цемента и сохранения проектной марки бетона.

Минимальное количество цемента в 1 м³ бетонных конструкций принимают такое же, как и в железобетонных конструкциях.

При наличии в массивных опорах бетонной или каменной облицовки количество цемента в части массива, находящейся внутри облицовки, должно быть уменьшено до 150 кг/м³.

§ 368. Прочность бетона, так же как и в железобетонных конструкциях, характеризуется его маркой.

§ 369. Для бетонов, применяемых в несущих конструкциях бетонных сооружений, устанавливаются следующие марки: 250, 200, 170, 140, 110 и 90.

Обоснованием для выбора марки бетона должны служить размеры и значимость сооружения, а также экономические и эксплоатационные соображения.

Рекомендуется применение следующих марок:

Для опор малых мостов и подпорных стенок — бетон марки 90—110;

для сводов бетонных мостов и опор средних и больших мостов — бетон марки 140 и выше.

Каменные конструкции

§ 370. Основными материалами каменных сооружений служат камень и растворы.

Камень применяется: а) естественный и б) искусственный: клинкер — ОСТ/ВКС-4245, кирпич глиняный, обыкновенный ОСТ/ВКС-5998, бетонные камни.

Растворы применяются: а) цементные, б) сложные — цементно-известковые и в) известковые.

Основные материалы для изготовления раствора те же, что и для бетона, за исключением щебня и гравия, а также известь ОСТ/НКТП-3207.

§ 371. Прочность камня характеризуется временным сопротивлением сжатию (в кг/см²) в том направлении в каком он работает в кладке. Испытание камня производится согласно специальной инструкции.

§ 372. Камень, применяемый в строительстве искусственных сооружений, должен обладать прочностью, приведенной в табл. 38.

Таблица 38

Наименование камня	Прочность — временное сопротивление сжатию, кг/см²
Естественный камень	От 200 до 1000
Клинкер	„ 300 „ 1000
Кирпич глиняный, обыкновенный	„ 125 „ 200
Камни бетонные	„ 100 „ 150

§ 373. Камень для бутовой и бутобетонной кладки должен быть однородного строения, без трещин, невыветрившийся и морозостойкий. Поверхность грубо околотых камней не должна иметь выбоин глубиной более 2 см, а камней получистой тески — 1 см, при общей площади выбоин не более 50% постели камня.

§ 374. Водопоглощаемость естественных и искусственных камней должна быть при полном насыщении не более 6% веса камня в воздушно-сухом состоянии. Насыщенный водой камень должен выдерживать без признаков разрушения и без потери первоначальной

Таблица 39

Ориентировочный состав растворов различных марок

Наименование растворов	Марки	Состав		
		цемент	известь	песок
Цементные	120	1	—	2
	80	1	—	3
	50	1	—	4
	30	1	—	5
Сложные (цементно-известковые)	30	1	1	6
	30	1	1,5	8
	15	1	1	9
	15	1	3	12
	8	1	3	15
Известковые	8	—	1	2—3

Примечания: 1. Указанные в таблице марки относятся к растворам, изготовленным на цементе марки 200.

2. Если раствор, изготовленный и испытанный в условиях постройки, не дает временного сопротивления, соответствующего марке, то дозировка должна быть соответственным образом изменена.

прочности 15-кратное замораживание до — 15°С, с последующим оттаиванием.

§ 375. Прочность растворов характеризуется марками, обозначающими временное сопротивление сжатию (в кг/см²) кубиков 30-дневного возраста размером 7×7×7 см, изготовленных из раствора пластичатой консистенции и испытанных согласно указанию ОСТ.

Ориентировочные составы растворов и соответствующие им марки указаны в табл. 39.

§ 376. Основным материалом для каменных опор, труб и подпорных стенок служит бутовая кладка из естественного камня прочностью свыше 250 и из кирпича прочностью свыше 125 кг/см² на цементном растворе марки 50 и 80.

Для каменных опор небольших деревянных мостов и для подпорочных стенок разрешается применение кладки из камня прочностью 200 кг/см² на растворе сложном и известковом. Для устоев однопролетных балочных мостов, труб отверстием до 3 м и для откосных крыльев, отделенных от устоев швами, допускается применение сухой кладки.

§ 377. Для сводов каменных мостов основным материалом служит кладка из постелистого камня прочностью не менее 350 кг/см² и из кирпича прочностью не менее 125 кг/см² на цементном растворе марки не ниже 50.

§ 378. Для исчисления постоянной нагрузки принимают объемный вес бетона на гравии или щебне из естественного камня:

а) бетон невибрированный . . . . . 2200 кг/м³
б) бетон вибрированный . . . . . 2400 „
в) то же на кирпичном щебне . . . . . 1800 „

§ 379. Модуль упругости бетона для центрально- и внецентренно-сжатых элементов принимают по табл. 40.

Таблица 40

Марка бетона	250	200	170	140	110	90
Модуль упругости кг/см²	320 000	290 000	260000	240000	210000	180000

§ 380. Коэфициент линейного расширения бетона при изменении температуры на 1°С — 0,00001, а коэфициент усадки — 0,00015.

§ 381. Для исчисления постоянной нагрузки принимают объемный вес кладки:

бутовой из гранита	2400	кг/м³
„ „ плотного известняка	2300	„
„ „ мягкого известняка	2000	„
„ „ песчаника	2200	„
„ „ клинкера	1900	„
кирпичной	1800	„
тесовой из гранита	2700	„
„ „ известняка	2500	„
„ „ песчаника	2400	„
„ „ очень плотного песчаника	2600	„

§ 382. Модуль упругости при расчете на равномерное внецентренное сжатие и при изгибе принимают равным:

для кладки из естественных камней	60 000 кг/см²
„ „ „ клинкера и кирпича	30 000 „

§ 383. Коэфициент линейного расширения каменной кладки на растворе при изменении температуры на 1° С принимают равным:

для кладки из естественных камней	$0{,}8\times10^{-5}$
„ „ „ клинкера	$0{,}7\times10^{-5}$
„ кирпичной кладки	$0{,}5\times10^{-5}$

3. Допускаемые напряжения

§ 384. Основные допускаемые напряжения для бетона в кг/см² в бетонных сооружениях принимают по табл. 41.

Таблица 41

Наименование напряжения	Марки бетона					
	250	200	170	140	110	90
Сжатие равномерное	76	63	54	47	38	32
Растяжение при внецентренном сжатии и растяжении	8,0	7,0	6,0	5,5	4,5	4,0
Срез непосредственный	11,6	10	8,8	7,6	6,2	5,4

Таблица 42

№ п/п	Вид кладки	Прочность камня кг/см²	Марка раствора					
			120	80	50	30	15	8
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Бутовая кладка							
1	Из рваного бутового камня средней крупности, толщиной не менее 15 см, с тщательным подбором по высоте в рядах, с окалыванием больших выступов, расщебенкой пустот и перевязкой швов[1]	700 и выше	—	16	14	11	9	8
		350—500	—	13	11	9	7	6
		200—300	—	11	10	9	7	5
2	То же из постелистого бутового камня[1]	700 и выше	28	24	20	17	14	12
		350—500	20	18	15	13	10	8
		200—300	17	15	13	11	9	7
	Кладка из камней правильной формы							
3	Из естественных камней грубо отесанных и из бута-плитняка с подбором камней под одну высоту в рядах, с перевязкой швов, при высоте камня не менее 18 см и не менее $^1/_3$ длины камня, при толщине швов не менее 1,0 см и не более 2,0 см	1000	65	64	—	—	—	—
		700	48	47	45	—	—	—
		500	37	35	34	—	—	—
		350	28	27	26	25	—	—
		300	26	25	23	22	—	—
		250	23	22	21	20	—	—
		200	20	19	18	16	15	15
4	То же из камней получистой тески[2]	1000	70	68	—	—	—	—
		700	51	50	48	—	—	—
		500	39	38	36	—	—	—
		350	30	29	28	26	—	—
		300	28	26	25	23	—	—
		250	24	23	22	21	—	—
		200	21	20	19	17	16	16
5	Из сплошных и пустотелых бетонных камней	150	12	20	19	18	—	—
		125	19	18	17	16	—	—
		100	17	16	16	15	—	—
6	Из клинкера и кирпича	1000	35	—	—	—	—	—
		700	33	—	—	—	—	—
		500	31	29	—	—	—	—
		350	29	26	—	—	—	—
		300	27	25	22	19	—	—
		250	—	22	20	17	—	—
		200	—	20	17	15	13	11
		150	—	17	15	13	11	9
		125	—	15	14	12	10	8

Примечания: 1. При высоте камня менее 15 см, но не менее 12 см, напряжения для пп. 1 и 2 снижают на 30%.

2. При высоте камня менее 18 см, но не менее 15 см, напряжения для пп. 3 и 4 снижают на 15%.

Для бутобетона с содержанием бута не более 20% и при прочности камня не ниже марки бетона и не менее 250 кг/см² допускаемые напряжения принимают, как для бетона.

§ 385. Основные допускаемые напряжения на равномерное сжатие в кг/см² в каменных сооружениях принимают по табл. 42.

§ 386. Допускаемые напряжения для кладки насухо принимают вдвое меньше значений их, указанных в табл. 43 для раствора марки 30.

§ 387. Допускаемые напряжения в каменной кладке в кг/см² на растяжение и на скалывание при изгибе и на непосредственный срез указаны для неперевязанных сечений в табл. 43.

Для перевязанных сечений допускаемые напряжения увеличивают вдвое.

Примечание. Перевязанным называется сечение, проходящее по швам и по целому камню (например, поперечное вертикальное сечение стены); неперевязанным называется сечение, проходящее только по шву (например, сечение по горизонтальному шву стены).

Таблица 43

Наименование напряжения	Марки раствора					
	120	80	50	30	15	8
Растяжение, скалывание при изгибе	1,8	1,6	1,4	1,2	0,8	0,5
Непосредственный срез . .	2,2	2,0	1,8	1,6	1,2	0,7

§ 388. Для центрально-нагруженных элементов бетонных и каменных конструкций при гибкости их

$$\frac{l_0}{h} \geqslant 4 \text{ и } \frac{l_0}{\rho} \geqslant 14$$

основные допускаемые напряжения на равномерное сжатие снижают умножением на коэфициент φ, величины которого приведены в табл. 44.

Таблица 44

Гибкость		Вид кладки						
		Кирпичная, клинкерная и бутовая			Из камней правильной формы			Бетонная
		Марка раствора						
$\frac{l_0}{h}$	$\frac{l_0}{\rho}$	50 и выше	30 и 15	8	50 и выше	30 и 15	8	—
4	14	0,98	0,97	0,94	0,98	0,98	0,97	0,98
5	17,5	0,97	0,96	0,91	0,98	0,97	0,96	0,97
6	21	0,94	0,92	0,86	0,96	0,94	0,92	0,96
7	24	0,91	0,89	0,81	0,94	0,91	0,89	0,93
8	28	0,88	0,85	0,76	0,91	0,88	0,85	0,91
9	31,5	0,85	0,82	0,71	0,89	0,85	0,82	0,89
10	35	0,81	0,78	0,66	0,86	0,81	0,78	0,86
11	38	0,78	0,75	0,62	0,84	0,78	0,75	0,84
12	42	0,75	0,71	0,58	0,82	0,75	0,71	0,82
13	45	0,72	0,68	0,53	0,79	0,72	0,68	0,80
14	49	0,69	0,64	0,50	0,77	0,69	0,64	0,77
15	52	0,66	0,61	0,46	0,75	0,66	0,61	0,75
16	55,5	0,63	0,58	0,43	0,72	0,63	0,58	0,72
17	59	0,60	0,55	0,39	0,70	0,60	0,55	0,70
18	62	0,57	0,52	0,37	0,68	0,57	0,52	0,68
19	70	0,52	0,47	0,32	0,63	0,52	0,47	0,63
22	76	0,48	0,42	0,27	0,59	0,48	0,42	0,59
24	83	0,43	0,38	0,24	0,55	0,43	0,38	0,55
26	90	0,39	0,34	—	0,51	0,39	0,34	0,51
28	97	0,35	0,30	—	0,47	0,35	0,30	0,47
30	104	0,32	0,27	—	0,44	0,32	0,27	0,44

В приведенных выше формулах:

l_0 — расчетная длина элемента,

h — наименьшая сторона прямоугольного сечения элемента,

ρ — наименьший радиус инерции сечения любой формы.

При этом расчетная длина элемента l_0, за исключением сводов, получается умножением полной длины между опорами, препятствующими продольному изгибу, на коэфициент μ, принимаемый, в зависимости от характера закрепления элемента на опорах, по табл. 45.

Таблица 45

Род закрепления	Значения μ
Две опоры жестко неподвижны, и на обеих опорах имеется полная заделка	0,5
Обе опоры жестко неподвижны, причем на одной опоре имеется неполная заделка или она шарнирна, а на другой опоре полная заделка	0,7
Обе опоры жестко неподвижны и имеют неполную заделку или шарниры	1,0
Элемент имеет одну жестко неподвижную опору, на которой один конец полностью заделан, а другой конец элемента свободен	2,0

Расчетную длину сводов принимают равной: для трехшарнирных—0,58 S, для двухшарнирных—0,54 S и для бесшарнирных—0,36 S, где S—полная длина свода по оси.

Для сводов со сплошной забуткой коэфициент уменьшения допускаемого напряжения не вводят, за исключением того случая, когда свод раскружаливают до устройства надсводной забутки.

§ 389. При внецентренном сжатии допускаемые напряжения для сжатия крайних волокон в бетонной и каменной кладках увеличивают умножением величин основных допускаемых напряжений на равномерное сжатие на коэфициент $K>1$:

$$K=1+1{,}5\,\frac{e}{a},$$

где: e — эксцентриситет приложения равнодействующей,
a — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения до сжатого края сечения.

При этом величина коэфициента K не должна превосходить: для прямоугольных сечений — 1,5; для тавровых и иных сложной формы сечений — 1,25.

§ 390. Допускаемое напряжение на местное сжатие в бетонной и каменной кладках определяют по формуле:

$$\sigma=\sigma_0\sqrt[3]{\frac{F}{F_1}},$$

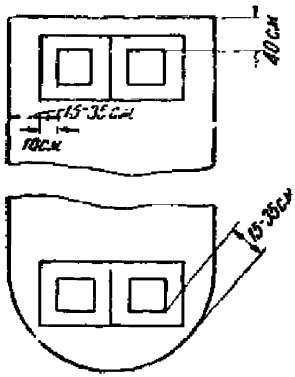
где: σ_0 — основное допускаемое напряжение,
F — полная площадь сечения,
F_1 — площадь местного сжатия.

При этом допускаемое напряжение на местное сжатие не должно превосходить основное более чем вдвое.

§ 391. При временном восстановлении и усилении мостов допускаемые напряжения при автомобильной и гусеничной нагрузках повышают на 30% как при учете основных, так основных и дополнительных сил.

§ 392. При проектировании долгосрочных мостов при учете, кроме основных сил так же и дополнительных, допускаемые напряжения для бетонной и каменной кладок повышают на 25%.

§ 393. При проектировании долгосрочных мостов при расчете бетонных и каменных конструкций на гусеничную нагрузку, допускаемые напряжения повышают на 30%.



Фиг. 27

§ 394. При учете сейсмических сил инерции допускаемые напряжения повышаются на 50%, кроме напряжений на скалывание и растяжение каменной кладки.

4. Каменные опоры

Общие правила для быков и устоев

§ 395. Толщина подферменных плит назначается не менее 40 см и рассчитывается по допускаемому напряжению на местное сжатие кладки, принимая распространение давления от опорных частей под углом 45°. Рекомендуется устройство подферменных железобетонных плит по всей подферменной площадке устоев и по всей верхней части быка.

§ 396. Расстояние от крайних граней опорных частей до граней подферменника (фиг. 27) должно быть не менее 10 см и до граней опоры не менее:

а) вдоль моста: 15 см при пролетах до 30 м;
" " 25 " " " от 30 до 100 м;
" " 35 " " свыше 100 м;

б) поперек моста: при прямоугольной форме плиты — 40 см, независимо от величины пролета; при закругленной (в плане) форме опоры наименьшее расстояние от угла опорной части до ближайшей грани опоры должно быть не менее величин, указанных в п. а.

Подферменная площадка должна иметь сливы с уклоном не менее 1:10 и карнизы со свесом 5—10 см.

§ 397. Расстояние между концом пролетного строения и шкафной стенкой на устое или расстояние между концами соседних пролетных строений на быке должно быть не менее 10 см для металлических пролетных строений и 2 см для железобетонных, с добавлением величины расчетного перемещения концов пролетных строений от температуры.

§ 398. Подферменные плиты и верхняя часть опор *для балочных железобетонных пролетных строений* с пролетами свыше 15 м должны быть армированы, во избежание появления вертикальных трещин под влиянием трения в опорных частях.

§ 399. Напряжения в кладке опор проверяются по обрезу фундамента и во всех сечениях, соответствующих переломам профиля. Опоры с неглубокими фундаментами должны иметь такую форму и размеры, чтобы равнодействующая всех постоянных сил проходила в сечении по подошве фундамента с наименьшим эксцентриситетом и во всяком случае не более 1/8. При учете всех сил кривая давления не должна выходить из ядра сечения. В устоях с обратными стенками небольших балочных мостов разрешается выход кривой давления из ядра сечения. В этом случае давление на грунт определяется с учетом только сжатия.

При кладке насухо растягивающих и скалывающих напряжений не допускается. В этом случае для каждого расчетного сечения должна быть проверена устойчивость на опрокидывание и скольжение при коэфициенте запаса 1,4. Коэфициент трения кладки по кладке принимается 0,65.

§ 400. Расчет на горизонтальные силы, направленные вдоль и поперек моста, производится отдельно, и наибольшие напряжения не суммируются.

§ 401. Обрезы фундаментов рекомендуются располагать на уровне самых низких вод или поверхности грунта, если он выше горизонта самых низких вод и не подвергается размыву. Ширина обрезов назначается не менее 20 см.

§ 402. В массивных опорах и опорах с отдельными столбами разрешается применение бутобетона, причем объем бута не должен превосходить 20% от полного объема кладки.

§ 403. При применении в опорах отдельных столбов поперечные размеры их должны быть не меньше: 60 см — для бутовой кладки и 50 см — для кладки из камней правильной формы и бетона.

§ 404. При наличии сильного ледохода подверженные его действию поверхности опор должны быть облицованы камнями твердых пород, причем для облицовки ледорезной части применяются камни чистой и получистой тески.

При среднем и слабом ледоходе в бетонных и бутобетонных опорах поверхности, подверженные действию воды или льда, должны иметь железобетонную облицовку с сеткой из стержней диаметром 12 мм и с величиной ячейки не более 20, 22 см; для водорезной и ледорезной части вертикальное расстояние между прутьями уменьшается до 10 см. Сетка должна быть заанкерена в тело опоры проволокой диаметром не менее 3 см. Анкера ставятся через один узел в шахматном порядке, с запуском в тело опоры двух концов длиной не менее 40 см каждый.

Для необлицованных поверхностей бутовой кладки должен подбираться лучший камень и кладка должна вестись с приколом камней и тщательной расшивкой швов.

В местностях с резким колебанием низких температур всю видимую поверхность опор больших мостов рекомендуется облицовывать естественными камнями твердых пород.

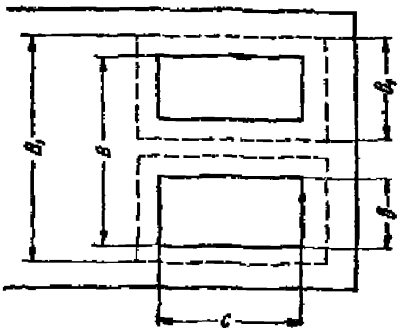
Устои

§ 405. В устоях с обратными стенками передняя стенка; если она прикрыта сзади обратными меньше чем на 40% своей длины, должна быть рассчитана, как отдельно стоящая. Обратные стенки также проверяются отдельно по своему среднему сечению. Расчет может не производиться, если средняя толщина в любом горизонтальном сечении не меньше 0,4 высоты от сечения до верха стенки, ширина же поверху — не меньше 0,8 м.

§ 406. В устоях с откосными крыльями последние рекомендуется отделять швами от передней стенки. Конструирование и расчет откосных крыльев в этом случае производятся, как подпорных стенок.

§ 407. В устоях с отдельными стойками, расположенными в пределах насыпи, расчетное давление земли принимается:

а) Для самих стоек и их фундаментов, когда они раздельные: на полуторную ширину стоек (b) и фундаментов (b_1), если ширина сечения (b) стойки или (b_1) фундамента поперек насыпи больше длины сечения (c) вдоль насыпи и на двойную ширину — в противном случае (фиг. 28).



Фиг. 28

б) Для сплошного фундамента — на всю ширину опоры, считая ее между крайними ребрами стоек.

Примечание. Если суммарная ширина стоек или раздельных фундаментов больше половины всей ширины опоры и фундамента, т. е. если $\Sigma b > 0{,}5\,B$ или $\Sigma b_1 > 0{,}5\,B_1$, то давление земли принимается на всю ширину B или B_1.

§ 408. В береговых опорах консольно-балочных мостов должно быть учтено давление земли на концевую поперечную балку. Это давление считается передающимся через опорные части балок.

§ 409. Обсыпные обратные крылья устоев рассчитываются и конструируются по правилам проектирования опор железобетонных мостов § 183.

§ 410. Все поверхности устоя, засыпанные грунтом в пределах выше горизонта меженних вод, покрываются в местах возможного застоя воды изоляцией согласно „Инструкции по устройству гидроизоляции" Гушосдора.

§ 411. В устоях с обратными стенками и откосными крыльями должен быть обеспечен отвод воды. Верхняя часть заполнения между обратными стенками делается из материала, хорошо пропускающего воду; в нижней части укладывается водонепроницаемый слой,

например, из хорошо промятой глины, с уклоном в сторону насыпи. На этом же уровне за устоем устраивается поперечный дренаж.

§ 412. На устоях должны быть устроены перила. Ширина между перилами должна быть не менее, чем на мосту. Для соблюдения последнего условия перила могут быть вынесены на консоли.

Быки

§ 413. В речных быках рекомендуется носовой части придавать криволинейное заостренное или треугольное очертание, с округлением углов режущей грани по кривой радиуса 0,2 — 0,3 м, а нижней по течению — полукруглое. Уклон боковых и задней граней быка к вертикали принимается от 60 : 1 до 30 : 1. На реках с ледоходом быки должны иметь ледорезное ребро, низ которого должен быть расположен на 0,5 м ниже отметки самого низкого ледохода, а верх — на 1 м выше самого высокого ледохода.

Уклон ледорезного ребра назначается в пределах от 3 : 1 до 10 : 1. Применение более пологих ледорезов должно быть особо мотивировано.

§ 414. Быки могут быть устроены как массивные, так и из отдельных столбов. В последнем случае, при наличии ледохода, отдельные столбы должны быть достаточно надежно связаны стенкой или железобетонным ригелем, а при каменной кладке сводом. При сильном ледоходе столбы могут устраиваться только выше горизонта ледохода.

Быки могут быть запроектированы и комбинированными, с применением в нижней части сплошного массива, а в верхней — железобетонных, металлических или деревянных рам.

§ 415. Быки каменных и железобетонных арочных мостов, которые в процессе работ могут быть подвержены одностороннему действию распора от постоянной нагрузки, должны быть соответствующим образом рассчитаны. При этом допускаемые напряжения для кладки могут быть повышены на 50% против основных, среднее давление на грунт — на 20% и краевые — на 50%; коэфициент устойчивости снижен до 1,1.

§ 416. Быки балочных мостов должны быть рассчитаны на случай отсутствия одного из пролетных строе-

ний, с принятием облегченных норм по предыдущему параграфу.

§ 417. Толщину быка в любом сечении рекомендуется принимать не меньше 1/5 высоты от рассматриваемого сечения до верха быка.

5. Каменные мосты

§ 418. Ось сводов должна по возможности совпадать с кривой давления от постоянной нагрузки.

Для малых мостов рекомендуется внутреннее очертание сводов назначать по дуге круга.

§ 419. Толщина свода назначается в соответствии с расчетом, по условию наилучшего использования материала во всех сечениях свода; изменение толщины свода по его длине должно быть плавным и назначаться по простому закону.

Для сводов из бутовой и кирпичной кладки, пролетами до 10 — 12 м, рекомендуется назначение постоянной толщины свода.

§ 420. Наименьшая толщина сводов назначается:

а) для бутовой кладки — 0,5 м, при условии применения постелистых камней с приколом;

б) для кирпичной кладки и бетона — 0,4 м.

§ 421. Для уменьшения толщины бетонных сводов может быть применена арматура для восприятия растягивающих напряжений от температуры и усадки.

§ 422. Ширина свода назначается в зависимости от габарита проезда и от конструкции моста. Рекомендуется уменьшение ширины сводов путем устройства перил на свесах, а в бетонных сводах — применением тротуарных железобетонных консолей. Ширина свода по длине пролета назначается по преимуществу постоянной и не меньше 1/15 пролета. Для больших пролетов возможно назначение и переменной ширины, причем в пятах она должна быть не менее 1/10 пролета, а в ключе — 1/20.

В случае применения парных сводов и отдельных арок ширина их определяется из расчета достаточной прочности и устойчивости.

§ 423. Расчет сводов производится как упругого бруса в предположении, что надсводное строение в работе свода не участвует.

§ 424. Постоянная нагрузка от надсводного строения

и собственного веса свода считается распределенной по длине пролета. Интенсивность нагрузки в ключе и пяте подсчитывается по действительному весу 1 пог. м свода и надсводного строения.

Закон изменения интенсивности распределенной нагрузки между ключом и пятой, независимо от типа надсводного строения, разрешается принимать по параболе второй степени или по другой плавной кривой, позволяющей использовать таблицы, имеющиеся в технической литературе.

В случае передачи нагрузки на свод отдельными столбами или стенками давление поперечного ряда столбов или стенки разрешается считать равномерно распределенным на длину, равную расстоянию между стенками.

§ 425. Для сводов со стрелой подъема больше 1/5, при надсводном заполнении из сыпучего материала, кроме вертикальной нагрузки, учитывается также горизонтальное давление заполнения.

§ 426. Временную нагрузку разрешается принимать равномерно распределенной по всей ширине свода.

При сплошном надсводном строении принимается непосредственная передача нагрузки на свод, причем для сосредоточенных грузов разрешается учитывать распределение нагрузки через заполнение под углом 45°.

Гусеничная нагрузка считается распределенной поперек моста на всю ширину свода, а вдоль — под углом 45° от концов полос.

При надсводном строении из поперечных стенок или столбов принимается узловая передача временной нагрузки. Временную нагрузку рекомендуется принимать в виде эквивалентной.

§ 427. Определение нормальных напряжений в своде производится , как правило, для сечений в ключе, в пяте и близ четверти пролета. Для бесшарнирных сводов малых пролетов 10 — 12 м, при полноте больше 1/6, разрешается поверку напряжений в четверти пролета не производить.

Напряжения в сводах рассчитываются:

а) на равномерное сжатие по наибольшей продольной силе, без учета изгибающего момента, причем допускаемые напряжения принимаются уменьшенными на коэфициент φ по § 388;

б) на неравномерное сжатие по наибольшему изгибающему моменту и соответствующей продольной силе.

При сплошном надсводном строении коэфициент φ не учитывается.

Поверка касательных напряжений при сплошном надсводном строении не производится. При надсводном строении из поперечных стенок должны быть проверены касательные напряжения по вертикальным сечениям свода, принимая допускаемые напряжения, как для перевязанного шва.

§ 428. В виадуках и многопролетных мостах с высотой опор до уровня пят сводов больше половины пролета, расчет сводов рекомендуется производить, как неразрезных, с учетом упругости опор.

§ 429. Если ширина свода принята меньше 1/10 пролета, то своды должны быть проверены на действие ветра.

Давление ветра распределяется по всему наружному контуру сооружения, включая и надсводное строение, и принимается равномерно распределенным по пролету.

Напряжения от действия ветра определяются лишь для пятового сечения.

Для упрощения расчета допускается принимать напряжения от ветра как сумму напряжений, определенных для двух случаев:

а) для горизонтальной балки с заделанными концами пролетом, равным пролету сводов;

б) для вертикальной балки, заделанной одним концом, длиной, равной расчетной стреле подъема свода, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой от давлений ветра на половину пролетного строения.

§ 430. При определении статически неопределимых величин разрешается допускать следующие упрощения:

а) влиянием радиуса кривизны и перерезывающей силы на деформацию свода разрешается пренебрегать во всех случаях;

б) слагаемые, зависящие от продольной силы и содержащие синус углов наклона к горизонту касательных к оси арки, могут не учитываться. При расчете разрешается пользоваться вспомогательными таблицами, имеющимися в русской технической литературе, достаточно проверенными практикой.

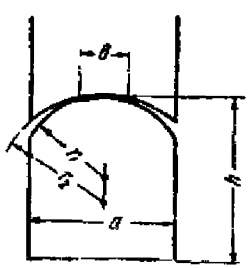
§ 431. В случае применения монтажных шарниров,

заделываемых после раскружаливания, своды рассчитываются, как шарнирные на ту часть постоянной нагрузки, которая, в зависимости от хода производства работ, была передана на свод до заделки шарниров. На остальную часть постоянной нагрузки, на временную нагрузку и на температуру своды рассчитываются, как бесшарнирные.

§ 432. При применении искусственного регулирования напряжений, например, при раскружаливании по способу Фрейсине, должен быть произведен особый расчет по фактическим данным о сроке раскружаливания, об усадке бетона, температуре и т. д.

§ 433. Шарниры в сводах рекомендуется устраивать каменные или железобетонные. Применение металлических шарниров допускается в особо мотивированных случаях.

Поверхности соприкасания каменных и железобетонных шарниров должны быть тщательно обработаны, между соприкасающимися поверхностями рекомендуется прокладывать свинцовые листы толщиной от 1,5 до 2 см, отделенные от кладки медными или латунными листами толщиной 0,3 мм.



Фиг. 29

В тангенциальных шарнирах, когда это требуется расчетом, должны быть приняты меры к предупреждению сдвига частей шарниров друг по другу.

В качестве временных шарниров, а также и постоянных — в мостах небольших пролетов разрешается применение свинцовых прокладок.

§ 434. Свинцовым прокладкам, заменяющим шарниры, следует придавать толщину около 20 мм и ширину от 1/3 до 1/4 толщины свода в шарнире. По длине (поперек моста) прокладки могут составляться из нескольких отдельных полос.

Допускаемые напряжения для свинцовых прокладок принимаются, как для местного сжатия кладки, но не более 120 кг/см².

§ 435. Радиусы цилиндрических поверхностей каменных и бетонных шарниров валкового типа (фиг. 29)

назначаются в зависимости от расчета; отношение радиусов вогнутой и выпуклой поверхностей рекомендуется выбирать в пределах от 1,2 до 1,5; поверхности соприкасания шарниров должны быть тщательно обработаны.

Расчет шарниров производится по формуле Герца:

$$\sigma = 0{,}423 \sqrt{pE\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2}\right)} \leq [\sigma].$$

Здесь: p — давление на 1 пог. см длины шарнира (поперек свода);

E — модуль упругости материала шарнира в кг/см²;

r_1 и r_2 — соответственно радиусы выпуклой и вогнутой поверхностей, взятые по абсолютной величине.

Допускаемое напряжение $[\sigma]$ принимается для каменных шарниров в размере 0,3 от временного сопротивления камня на сжатие. Модуль упругости в формуле Герца принимается:

$$E = 300\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение для бетона в шарнирах принимается, как для местного сжатия.

Кроме расчета на сжатие в каменных и бетонных шарнирах должны быть проверены растягивающие напряжения в направлении, перпендикулярном оси свода, исчисляемые по формуле:

$$\sigma = 1{,}5p\,\frac{a-b}{4h^2}$$

Здесь: p — давление на 1 см длины шарнира поперек оси свода,

h — высоты шарнира (фиг. 29) в см,

a — толщина шарнирного камня по толщине свода,

b — ширина соприкасания по цилиндрической поверхности шарнира, исчисляемая по формуле:

$$b = 1{,}27\,\frac{p}{\sigma}$$

где: σ — указанное раньше напряжение в шарнире по формуле Герца.

Допускаемое напряжение при этом расчете принимается равным 0,012 временного сопротивления камня на сжатие.

§ 436. В направлении, нормальном действию сжимающей силы, шарнирные камни рекомендуется делать квадратного сечения.

Размер камня вдоль оси свода рекомендуется принимать около 1,15 — 1,2 ширины поперек свода.

Бетонные шарниры необходимо бетонировать слоями, перпендикулярными к оси свода.

§ 437. Расчет и конструирование железобетонных шарниров производятся согласно правилам проектирования железобетонных мостов.

§ 438. При проектировании разрезки кладки свода и облицовки надсводного строения и опор надлежит руководствоваться следующими правилами:

а) длина камня должна быть от 1,5 до 3 раз, а ширина — от 1 до 2 раз больше его толщины;

б) наибольший объем камней должен соответствовать его породе, характеру карьера и подъемной силе предполагаемых при производстве работ подъемных средств; нормальным объемом камней для кладки больших сводов можно считать 0,05 — 0,06 м³;

в) перевязка швов должна быть не менее 0,1 м;

г) толщина швов принимается в среднем от 1 до 2 см;

д) рекомендуется разрезка кладки сводов радиальными швами, нормальными к внутреннему очертанию свода во всю его толщину; при большой толщине свода или при малых размерах имеющегося камня, а также при кирпичной кладке допускается, в исключительных случаях, разрезка кольцами с неодинаковым числом радиальных швов в каждом кольце.

При этом надлежит принимать меры для равномерного распределения напряжений между отдельными кольцами, например, путем разбивки кладки на отдельные секции, постановки прокладных камней и другие;

е) толщина клиньев принимается однообразной по всей длине свода, или же полусвод разбивается на 2-3 участка, и толщина клиньев принимается однообразной для каждого участка с возрастанием от замка к пяте.

§ 439. В пятах бесшарнирных сводов кладка свода должна сопрягаться с кладкой устоя или пятикантными камнями или путем веерного расположения швов пор-

мально кривой давления; применение камней с острыми углами запрещается.

§ 440. Облицовка свода и кладка его тела не должны резко отличаться по размерам камней и их твердости. Рекомендуется облицовку производить из того сорта камня, который принимается для всей кладки, но с подбором лучших камней с приколом их и с более тщательной разделкой швов.

§ 441. Внутренние поверхности свода, соприкасающиеся с заполнением из гравия, песка или сухой кладки, должны быть предохранены от проникновения воды, выровнены и покрыты изоляцией, в соответствии с указаниями „Инструкции по устройству изоляции" Гушосдора.

§ 442. При сплошных сводах со щековыми стенками применяется заполнение из тощего бетона, сухой каменной кладки, прогрохоченного щебня, хорошо промытого и отсортированного гравия.

§ 443. В ключе свода полотно может быть расположено непосредственно по верху защитного слоя.

§ 444. Щековые стенки, в случае заполнений из песка, гравия и щебня, должны быть рассчитаны на горизонтальное давление заполнения.

При заполнении из тощего бетона и сухой кладки толщина щековых стенок назначается без расчета не меньше 0,75 м.

Щековые стенки соединяются с кладкой свода по ступенчатой линии, с притуплением острых углов камней или с применением пятикантных камней.

§ 445. В мостах пролетами свыше 15 м, а также общей длиной больше 40 м при меньших пролетах, необходимо устраивать в надсводном строении температурные швы, расположенные над действительными пятами в бесшарнирных сводах и над шарнирами в шарнирных сводах. Температурные швы делаются толщиной от 2 до 5 см и должны быть предохранены от засорения, например, путем укладки по наружным контурам смоленой пеньки. Изоляционный слой в местах расположения температурных швов должен давать вполне непроницаемое, прочное и в то же время подвижное перекрытие шва, осуществляемое, например, применением металлических скользящих пластинок, смазанных графитом, и подвижных складок изолирующего слоя из смоленого полотна.

§ 446. Надсводное строение с поперечными проемами, перекрытыми сводами, должно быть отделено от устоев. В случае, если надсводная эстакада продолжается непрерывно над опорами, своды, стоящие над пятами, должны быть устроены трехшарнирными. Шарниры могут быть образованы применением в швах прокладок из изолирующих материалов.

§ 447. Поперечные стенки надсводной эстакады соединяются со сводом при помощи камней, обделанных на 5 кантов. Наименьшая толщина стенок принимается по указаниям § 403.

§ 448. Карнизные камни над щековыми стенками рекомендуется укладывать со свесами. Часть карнизного камня, лежащая на щековой стойке, должна быть во всяком случае в 1,5 раза больше его свеса.

§ 449. При проектировании каменных мостов должны быть приняты все меры к быстрому отводу воды и предохранению от вредного действия ее на основные части моста.

Вода, просачивающаяся через полотно, должна быть отведена по изоляционному и защитному слою, для чего последнему придаются гладкая поверхность и уклоны не меньше 3% в продольном направлении и $1^1{}_2$% в поперечном. При надсводном заполнении из тощего бетона изоляционный слой укладывается по верху бетона.

При наличии температурных швов уклоны изоляции рекомендуется применять в обе стороны от швов.

§ 450. В малых мостах воду рекомендуется отводить за опоры, в больших — для этой цели устраиваются специальные водоотводные трубки.

Водоотводные трубки применяются железные или чугунные диаметром 15 см. Допускается применение железных и железобетонных трубок квадратного сечения.

Входное отверстие трубки должно быть предохранено от засорения и от проникания воды между внешней поверхностью трубки и кладкой. Для этой цели трубка прикрывается решетчатым колпаком и засыпается крупным щебнем, а изоляционный слой заводится внутрь трубки.

§ 451. Водоотводные трубки рекомендуется пропускать через тело свода по направлению, близкому к вертикали, а не через щековые стенки, с малыми наклонами к горизонту.

6. Трубы

§ 452. Очертание оси сводов каменных труб рекомендуется принимать по кривой давления от постоянной нагрузки. При этом наружное и внутреннее очертание сводов рекомендуется назначать, для удобства разбивки, по коробовой кривой, соответственно подобранной.

§ 453. Толщина сводов назначается в соответствии с расчетом, по условию наилучшего использования материала во всех сечениях свода; изменение толщины свода по длине направляющей (или по оси) должно быть плавным и назначаться по простому закону. Наименьшая толщина свода в ключе принимается: для бутовой кладки 50 см, для бетона 20 см и для кирпичной кладки 1 кирпич.

§ 454. Временная нагрузка над трубой считается расположенной только в пределах полотна и распределяющейся в насыпи под углом 30° к вертикали.

§ 455. Определение напряжений в своде производится по формулам для прямого бруса, если толщина свода меньше или равна $^1/_4$ радиуса кривизны оси свода. При определении статически неопределимых величин разрешается не учитывать влияния поперечной силы и кривизны.

При толщине свода больше $^1/_4$ радиуса кривизны расчет ведется по формулам кривого бруса.

§ 456. По длине трубы, при отсутствии свайного основания, обязательно устройство швов на расстоянии 4 м. Швы заполняются с внутренней и наружной сторон пеньковым канатом, проваренным в битуме, или другой изоляцией.

§ 457. Под откосами насыпи, вне сферы влияния временной нагрузки, могут быть устроены облегченные звенья. Влияние временной нагрузки считается распределенным от ширины мощения под углом 30°.

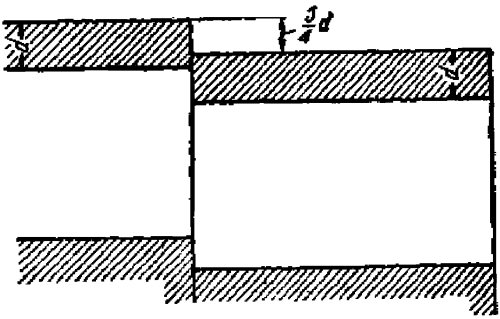
В случае, если применение облегченного звена не дает большой экономии в материале, то сечение трубы оставляется постоянным, но устройство швов между средней частью трубы и крайними обязательно.

§ 458. Для труб на оврагах с большим продольным уклоном порядка — 10 — 12% отдельные звенья следует располагать уступами, соблюдая условие, чтобы замок свода последующего звена был спущен ниже замка предыдущего не больше $^3/_4$ толщины свода в замке. На

такую же величину смещаются и лотки (фиг. 30), причем швы заполняются просмоленной паклей или другой изоляцией и предохраняются забуткой от проникновения воды.

§ 459. Низ фундамента трубы устраивается по уклону, соответствующему уклону трубы. При уклоне более 5% низ фундамента располагается горизонтально, с уступами.

§ 460. Фундаменты каменных и бетонных труб отверстием до 6 м устраиваются преимущественно сплошные. При раздельных фундаментах лоток должен быть отделен от фундамента швом, может быть заложен выше глубины промерзания и выполнен из другого материала.



Фиг. 30

§ 461. Глубина заложения фундамента назначается не меньше глубины промерзания, которая на протяжении трубы под телом насыпи может быть принята на 30% меньше, чем в открытом месте, за исключением обоих концов трубы на длине 4 м.

В зависимости от грунтовых условий нижнюю часть фундамента разрешается заменять песчаной или щебеночной подушкой.

§ 462. Размеры фундамента проверяются расчетом. При этом для сплошных фундаментов давление на грунт считается равномерно распределенным.

§ 463. Для входного и выходного отверстия трубы применяются оголовки, которые отделяются от тела трубы и устанавливаются на особых фундаментах.

Тип оголовков и укреплений русла назначается из условий гидравлического расчета.

§ 464. Внешние поверхности труб и оголовков, соприкасающиеся с телом насыпи, должны быть защищены от проникания воды изоляцией согласно „Инструкции по устройству изоляции" Гушосдора.

§ 465. Фундаменты оголовков должны быть заложены ниже глубины промерзания на 0,30 м и не менее 1—1,25 м от поверхности, предохранены от возможности подмыва путем устройства особых шпор или шпунта.

§ 466. С проезжего полотна дороги над трубой должен быть обеспечен быстрый отвод воды за безопасные для трубы и насыпи пределы.

7. Подпорные стенки

§ 467. Проектирование подпорных стенок производится по нормам и правилам проектирования каменных опор.

§ 468. Для подпорных стенок в отдельных случаях разрешается применение сухой кладки. Расчет напряжений в этом случае производится только на сжатие, без учета растягивающих напряжений. Во всех сечениях, соответствующих переломам профиля, должна быть проверена устойчивость стенки на опрокидывание и скольжение. Коэфициенты устойчивости при этом принимаются равными 1,4, а коэфициент трения кладки по кладке — 0,6.

§ 469. Устойчивость подпорных стенок должна быть проверена на скольжение вместе с фундаментом по криволинейной поверхности. При этом расчете коэфициент устойчивости принимается равным 2.

§ 470. Наименьшая толщина подпорных стенок поверху для бутовой кладки — 75 см, для кирпичной и бетонной — 50 см, для железобетона — 20 см.

§ 471. При длине стенки больше 40 м должны быть устроены температурные швы.

§ 472. При расположении стенок вдоль по склону косогора с крутизной более 1:5 стенки располагаются уступами со ступенчатым расположением оснований.

ГЛАВА VI

ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. Общие положения. Геологические изыскания

§ 473. Настоящие технические условия не распространяются на фундаменты искусственных сооружений, возводимых в районах вечной мерзлоты. При проектировании фундаментов в местностях, подверженных землетрясениям, должны быть дополнительно к настоящим техническим условиям учтены требования антисейсмического строительства.

§ 474. На месте постройки моста с каменными и железобетонными опорами до начала его проектирования должны быть произведены геологические и гидрогеологические обследования с надлежащими буровыми работами и геотехническими исследованиями, гарантирующими на разных стадиях их выполнения сбор исчерпывающих данных:

а) для правильного выбора места перехода, системы оснований и схемы сооружения;

б) для расчета несущей способности и устойчивости основания с проверкой устойчивости сооружения в целом, включая проверку устойчивости насыпей и выемок подходов;

в) для возможного прогноза осадки сооружения и перемещения его опор с достаточной точностью для окончательного выбора конструкции сооружения, в зависимости от чувствительности ее к неравномерным осадкам оснований и к перемещению опор;

г) для проектирования регуляционных сооружений, укрепления берегов, противооползневых мероприятий;

д) для выявления степени агрессивности грунтовых и иных вод и проектирования соответствующих мер, противодействующих вредному их влиянию на сооружение.

§ 475. Геологические и гидрогеологические обследования в местах постройки долгосрочных средних и больших мостов, при сложной структуре грунтов основания должны сопровождаться лабораторными обследованиями образцов грунтов с ненарушенной

структурой с соответствующим развитием и уточнением геотехнических исследований и расчетов.

Примечание. Для малых искусственных сооружений (хотя бы и долгосрочных) геологические обследования могут ограничиваться общим грунтовогеологическим обследованием трассы дороги; лишь в отдельных случаях, для установления системы основания опор, следует назначить буровые или шурфовочные работы.

§ 476. Подробно объем, содержание и порядок геологических и гидрогеологических обследований мест постройки искусственных сооружений определяются особой инструкцией.

Порядок, методы, объем и содержание геотехнических исследований и расчетов, производимых в процессе изысканий, проектирования и составления рабочих чертежей искусственного сооружения, а также при уточнении их в процессе строительства, определяются специальными инструкциями и правилами.

2. Допускаемые давления

§ 477. Допускаемые давления на песчаные и глинистые грунты при глубине заложения на 2 м ниже поверхности и на скальные грунты, независимо от глубины заложения, указаны в табл. 46.

Табл. 46 является ориентировочной, для предварительных приближенных расчетов. Значения допускаемых давлений на грунт, предварительно принятые по табл. 46, должны быть в окончательных расчетах уточнены, в зависимости от геотехнических характеристик грунтов на основании подробных исследований, производимых для составления технических проектов, а также выполняемых в предпостроечный период и в процессе производства работ для составления и уточнения рабочих чертежей.

§ 478. При заложении фундаментов на грунтах:

а) находящихся в рыхлом и текучем состоянии,

б) с большим содержанием органических веществ,

в) залегающих не в горизонтальном направлении, в пределах влияния на устойчивость и прочность оснований опор,

г) солончаковых,

допускаемые давления назначают на основе специальных исследований, и принимать нормы, указанные в табл. 46, не разрешается.

Таблица 46

Наименование грунта	Допускаемое давление на грунт, кг/см²
Глина	6— 1,0
Суглинок	4— 1,0
Супесь сухая	2,5— 2,0
» влажная	2,0— 1,5
» насыщенная водой	1,5— 1,0
Пылеватый песок сухой	3,0— 2,5
» влажный	2,5— 2,0
» песок, насыщенный водой	2,0— 1,5
Мелкий песок сухой	3,5— 2,5
» » влажный	—
» » насыщенный водой	3,0— 2,0
Песок средней крупности, независимо от влажности	4,0— 3,0
Песок крупный и гравелистый, независимо от влажности	4,5— 3,5
Гравий и галька, независимо от влажности	6,0— 5,0
Выветрившиеся горные породы, трещиноватые, разборные, щебенистые, дресва, в зависимости от заполнения пор и трещин	10,0— 2,5
То же — мел, известняк, слабый и мягкий, песчаник выветрившийся	10,0— 4,0
Туф	10,0— 8,0
Известняк и песчаник средней плотности	15,0—10,0
Сплошная твердая порода	40,0—20,0

§ 479. Для лессовых грунтов допускаемые давления назначают на основании специальных исследований устойчивости их структуры при замачивании под нагрузкой.

Лессовые грунты, не теряющие устойчивости структуры при замачивании под нагрузкой, рассматривают как обычные грунты.

Если же лессовые грунты теряют устойчивость структуры при замачивании, то при условии предохранения их от воды допускаемое давление принимают до 2,5 кг/см².

При заложении фундаментов на глубине более 2 м повышение допускаемых давлений на лессовый грунт последней категории не допускается.

§ 480. При заложении подошвы фундамента на глу-

бине, превышающей 2,0 м, считая таковую от естественной поверхности грунта к моменту постройки сооружений, допускаемые давления на глинистые, песчаные и гравелистые грунты повышают по формуле:

$$\sigma_h = \sigma_0 + Kg_\omega(h-2),$$

где: σ_h — допускаемое давление в кг/см² на глубине более 2 м,

σ_0 — допускаемое давление на глубине 2,0 м по табл. 46,

g_ω — объемный вес в т/м³ грунта, лежащего выше уровня заложения фундамента, принимаемый от 1,70 т/м³ до 2,00 т/м³, в зависимости от степени влажности грунта,

K — коэфициент, соответствующий грунту основания и равный: для песков 0,25, для супесей и суглинков 0,20 и для глины и пылеватых песков 0,15,

h — глубина заложения фундамента.

Для фундаментов речных опор допускаемое давление увеличивают сверх того на 0,10 h_1, где h_1 — глубина воды в водотоке от межени до дна или до отметки наибольшего возможного размыва.

При заложении подошвы фундамента на глубине менее 2 м, считая таковую от естественной поверхности грунта к моменту постройки сооружения, допускаемые давления на глинистые и песчаные грунты подлежат уменьшению по формуле:

$$\sigma_h = \sigma_0 - Kg_\omega(2h),$$

но не более 50% значений указанных в табл. 46.

§ 481. При наличии под несущим слоем грунта более слабого подстилающего слоя, допускаемое давление под подошвой фундамента или на уровне острия свай при свайных основаниях должно быть $\sigma \leqslant \varphi\sigma_0$, где σ_0 — допускаемое давление на слабый подстилающий слой и φ — коэфициент, принимаемый по табл. 47, в зависимости от отношений толщины несущего слоя h к наименьшему размеру подошвы фундамента b.

Таблица 47

Значение коэфициента φ

Отношение $\frac{h}{b}$	Форма подошвы фундамента		
	квадратная	прямоугольная при отношении сторон 2:1	ленточная
0,25	1,09	1,05	1,04
0,50	1,43	1,25	1,21
0,75	2,09	1,63	1,50
1,00	3,00	2,13	1,82
1,25	4,17	2,70	2,20
1,50	5,71	3,45	2,56

Примечание. Для промежуточных значений коэфициент φ определяют интерполяцией.

Достаточность мощности слоя скальной породы основания проверяют расчетом на продавливание.

§ 482. Для грунтов с допускаемым давлением не ниже 1,5 кг/см² краевое давление при внецентренной нагрузке может быть повышено на 25%, при условии, что среднее давление не превышает допускаемого.

Если в процессе строительства основания опор могут быть подвержены одностороннему действию распора от постоянной нагрузки, то они должны быть соответствующим образом рассчитаны.

При этом допускаемые давления на грунт разрешается повышать:

а) средние на 20%,
б) краевые на 50%

3. Неглубокие фундаменты на естественном основании

§ 483. Во всех грунтах, кроме скальных, фундаменты должны быть заложены на глубину, превышающую глубину промерзания не менее чем на 0,3 м.

Глубина промерзания должна быть установлена на основе опытных данных. При их отсутствии для Европейской части СССР могут быть приняты следующие ориентировочные глубины промерзания:

для северных и восточных районов (I) . . . . . 2,0 м
„ северо-западного района (II) . . . . . 1,6 „
„ центрального района (III) . . . . . 1,5 „
„ западного района (IV) . . . . . 1,3 „
„ южного района (V) . . . . . 1,0 „

Границы районов схематично даны в приложении 8.

При рабочем проектировании или в процессе строительства сооружения принятая в проекте глубина промерзания должна быть до закладки фундамента проверена по данным районной метеорологической станции (или другим данным) за последние 15 — 20 лет, причем эти данные должны быть получены для оголенной от снежного покрова поверхности земли.

В скале глубина заложения ограничивается лишь высотой слоя выветрившейся породы, который должен быть удален.

§ 484. Для средних и больших мостов на водотоках глубина заложения фундаментов с основаниями непосредственно на грунте во всех грунтах, кроме скальных, должна быть не менее 2,0 м, считая от расчетной глубины размыва у данной опоры. В пределах пойм глубину заложения следует назначать с учетом возможного размыва, в зависимости от местных условий и режима водотока.

§ 485. Основание на естественном грунте при наличии грунтовых вод, требующих водоотлива при производстве работ, может быть применено лишь при условии отсутствия размыва при водоотливе. Дно котлована должно быть укреплено втрамбовыванием слоя щебня толщиной 15—20 см с проливкой его раствором.

§ 486. Уширение фундамента делается при соблюдении общего угла наклона к кривой давления не больше 35°.

Отступление от этого разрешается только в случаях применения железобетонных и бетонных подушек, соответственно сконструированных и рассчитанных.

§ 487. Подошва фундамента располагается горизонтально. Наклонное расположение подошвы должно быть особо мотивировано. При наклонном расположении подошвы фундаментов для устоев арочных мостов часть подошвы у передней грани, на длину 1.5—2 м, делается горизонтальной. Ступенчатое расположение разрешается применять только на скале.

§ 488. Кривая давления от всех постоянных сил, действующих на фундамент, должна проходить с наименьшим эксцентриситетом, причем отношение краевых напряжений не должно быть больше 7. Кривая давления от всех сил не должна выходить из ядра сечения. Для устоев небольших балочных мостов и под-

порных стенок выход кривой давления из ядра сечения подошвы фундамента допускается, причем в этом случае давление на грунт учитывается только по сжатой зоне.

§ 489. При расчете давлений на грунт активное давление земли учитывается для высоты устоев и подпорных стенок от обреза фундаментов до верха. Активное давление земли в пределах высоты фундаментов и пассивное не учитываются.

Для сечения по подошве фундамента должна быть проверена устойчивость на опрокидывание и скольжение. При этом активное давление земли определяется для полной высоты устоя или подпорной стенки — от подошвы фундамента до верха, и разрешается учесть пассивное давление земли.

При наличии крутого уклона (свыше 30°) в сторону реки или возможности подмыва пассивное давление не учитывается.

§ 490. При расчете давлений на грунт взвешивающее действие воды не учитывается.

§ 491. Проверка устойчивости на скольжение и опрокидывание производится с учетом взвешивающего действия воды при затоплении сооружения до расчетного горизонта. При этом шпунтовые ограждения надлежит принимать, как фактор, создающий большую устойчивость опор при проверке на скольжение.

Величина коэфициентов устойчивости на опрокидывание и скольжение должна быть не менее 1 4; при наличии шпунтового ограждения коэфициент устойчивости скольжения может быть уменьшен до 1,3.

Требования настоящего параграфа о проверке устойчивости на опрокидывание и скольжение распространяются на естественные основания. О проверке устойчивости на скольжение и опрокидывание при свайных основаниях см. § 507.

§ 492. При расчете устойчивости на скольжение и опрокидывание с учетом пассивного давления, коэфициент устойчивости должен быть не менее 1,75.

§ 493. Для определения коэфициента устойчивости на опрокидывание все внешние силы, приложенные к опоре (или подпорной стенке), разлагаются в точках их приложения на горизонтальную и вертикальную составляющие. Собственный вес опоры и фундамента вводится в удерживающий момент. Коэфициент устойчивости на опрокидывание принимается равным отно-

шению момента всех сил, вращающих в ту же сторону, как собственный вес опоры и фундамента, к моменту всех сил, вращающих в противоположную сторону.

Коэфициент устойчивости на скольжение принимается равным отношению равнодействующей всех вертикальных сил, умноженной на коэфициент трения, к равнодействующей всех горизонтальных сил. При расчете устойчивости должно быть учтено взвешивающее действие воды.

Коэфициент трения кладки по грунту принимается:

для глины и скалистых грунтов с омыливающейся поверхностью (глинистые сланцы и известняки)	0,25
для суглинков и супесков	0,30
„ песков и гравелистых грунтов	0,40
„ скалы	0,60

§ 494. Для сооружений, чувствительных к перемещению опор, и для всех вообще крупных сооружений должна быть определена, испытанием грунта на месте и расчетом, возможная осадка оснований и перемещения опор.

§ 495. При расчете возможной осадки основания:

а) учитывается, в зависимости от глубины, уменьшение напряжений от нагрузки фундаментом;

б) мощность обжимаемого слоя принимается до глубины, на которой давление, создаваемое весом вышележащего грунта, увеличивается дополнительным давлением от сооружения на 20%;

в) модуль сжимаемости (модуль упругости) всех пластов, входящих в обжимаемую толщу, определяется из испытаний пробной нагрузкой или принимается приближенно равным обратной величине коэфициента уплотнения, получаемого по компрессионной кривой грунта с ненарушенной структурой.

§ 496. Кроме давления в основании, прочность и устойчивость основания должны быть проверены на выпирание грунтов; для глинистых грунтов и для всех грунтов с углом внутреннего трения, большим 30°, этой проверки не требуется, если давление на грунты оснований не превышает допускаемого по нормам.

При внецентренной нагрузке на фундамент для расчета на выпирание нужно принимать наибольшее краевое давление, действующее по подошве фундамента.

§ 497. Глубина заложения фундамента проверяется по формуле:

$$h = \frac{\sigma}{\gamma} \cdot \frac{1}{2 \operatorname{tg} (45° + \varphi/2) - 1},$$

Здесь: σ — наибольшее давление на грунт под подошвой фундамента,

φ, γ — угол внутреннего трения и объемный вес грунта.

Фундаменты устоев балочных мостов при высоте насыпи больше 12 м должны быть проверены на устойчивость против скольжения вместе с откосом насыпи по криволинейной поверхности.

§ 498. При заложении фундамента в непосредственной близости к фундаментам существующих сооружений, должна быть выяснена возможность осадок возводимого сооружения и уже существующих и приняты меры к устранению вредных последствий этого.

§ 499. Если основание и фундамент подвержены действию вод и скорость течения последних достигает величины, при которой возможно вымывание грунта, основание должно быть защищено устройством шпунтовых ограждений, дренажа и т. п.

Шпунтовые ряды, имеющие целью предупреждение подмыва основания опор, могут устраиваться из железобетона, дерева и прочих материалов.

§ 500. Для частей сооружения, подверженных действию агрессивных грунтовых вод, должны быть предусмотрены специальные меры предохранения их от разрушения, в зависимости от состава и режима вод.

4. Фундаменты на сваях

§ 501. При свайном основании подошва бетонной подушки должна быть расположена на глубине не менее 1 м от поверхности земли, на 0,3 м ниже глубины промерзания и на 1,5 м ниже уровня предполагаемого размыва.

Указанные условия необязательны, если устраивается высокий железобетонный ростверк, жестко закрепляющий головы свай при отсутствии возможности промерзания ниже горизонта, расположенного на 0,3 м выше подошвы ростверка. Такого типа ростверки следует устраивать с учетом условий ледохода.

§ 502. Деревянные сваи должны быть срезаны на уровне не менее чем 0,3 м ниже самого низкого

горизонта грунтовых или меженних вод и заделаны в бетонную подушку на глубину не менее чем на 0,3 м. Толщина подушки должна быть не менее 0,5 м.

§ 503. Применение дерева для свайных оснований в среде, содержащей древесных вредителей, не разрешается.

§ 504. Сваи, вертикально нагруженные, должны быть забиты на глубину не менее 3 м, а имеющие и горизонтальную нагрузку — не менее 4 м. Установленная минимальная глубина забивки может быть уменьшена лишь в исключительном случае, при особом обосновании.

В местах, где допущен размыв, указанные глубины забивки нужно назначать от линии наибольшего размыва.

§ 505. Расстояния между центрами свай в основании должны быть не меньше трех диаметров свай.

При внецентренном сжатии это расстояние может быть уменьшено в крайних рядах свай до 2,5 диаметра.

Расстояние от центра ближайшей сваи до края фундамента должно быть не менее 0,4 м.

§ 506. Свайное основание рассчитывают в предположении, что все давление от фундамента передается на сваи.

§ 507. Горизонтальное давление земли в устоях и подпорных стенках считается на всю высоту насыпи от подошвы основания, пассивное давление земли с противоположной стороны не учитывается. Расположение свай назначается по эпюре давлений от действия постоянных сил так, чтобы на каждую сваю приходилось приблизительно равное давление. Поверка устойчивости на опрокидывание и скольжение при свайном основании может не производиться.

§ 508. Наибольшие допускаемые нагрузки на вертикальные сваи указаны в табл. 48.

§ 509. Принимаемая в проекте глубина забивки свай должна быть проверена по формуле Дерра (для цилиндрических свай).

$$P = \gamma F l \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + \frac{Uf}{2}\gamma l^2(1 + \operatorname{tg}^2\varphi).$$

Здесь: γ — объемный вес грунта в т/м³,
l — длина свай в м,
F — площадь поперечного сечения сваи в м²,
U — периметр поперечного сечения сваи в м,
φ — угол внутреннего трения грунта,
f — коэфициент трения сваи по грунту.

Таблица 48

Деревянные сваи			Железобетонные сваи		
Диаметр сваи см	Расчетная нагрузка		Сечение свай	Расчетная нагрузка	
	от основных сил	от основных и дополнит. сил		от основных сил	от основных и дополнит. сил
20	12	15,5	22×22	22	28
22	14,5	19	25×25	25	32,5
24	17	22	28×28	27	35
26	20	26	30×30	32	41,5
28	23	30	35×35	43	56
30	27	35	40×40	56	73
32	30	39	—	—	—
34	32	42	—	—	—

Примечание. Сваи должны быть забиты до отказа на проектную нагрузку. В необходимых случаях несущую способность свай проверяют пробной нагрузкой.

Если свая проходит через слои различных грунтов, то ее длина делится на отдельные участки, соответствующие каждому грунту, для которых и вычисляется последний член формулы.

Коэфицент трения f деревянных и железобетонных свай по грунту принимается: для сухой глины — 0,4; мокрой — 0,2; суглинка и супеска сухого — 0,5; мокрого — 0,3; песка среднего сухого — 0,6; мокрого — 0,25; песка мелкого, сухого — 0,45; мокрого — 0,3.

Принятые в проекте допускаемые нагрузки на сваю и глубины забивки должны быть проверены забивкой пробных свай и получающимся при этом отказом.

§ 510. Наибольшая допускаемая горизонтальная нагрузка на вертикальную сваю принимается $^1/_4$ от вертикальной нагрузки.

Для наклонных свай допускаемая нагрузка определяется в зависимости от угла наклона свай.

Принимаемые в проекте горизонтальные нагрузки на сваи должны быть проверены расчетом на изгиб свай.

§ 511. Сваи, проходящие на значительной части своей длины через ил, торф и аналогичные слабые грунты или в воде, должны быть проверены на устойчивость. При этом верхний конец сваи при обычном ростверке считается шарнирным, а при специальной жесткой заделке железобетонных свай — заделанным.

Нижний конец сваи считается заделанным на половине длины погружения сваи в грунт.

§ 512. Для наклонных свай угол оси сваи с вертикалью не должен быть больше 15°.

§ 513. При свайном основании должно быть проверено давление на грунт на уровне острия свай, если принятое расстояние между сваями меньше предельного расстояния, при котором площади распределения давления не накладываются друг на друга, а соприкасаются. Эти предельные расстояния определяются по формуле:

$$a_{max} = 2\sqrt{\frac{dl \operatorname{tg} \varphi_0}{2}},$$

где: d — диаметр круглых или сторона квадратных свай,

l — длина свай,

φ_0 — средневзвешенное значение угла трения проходимых сваями грунтов.

Расчетная площадь на уровне острия свай определяется по формуле:

$$\Omega = (A + 2l \operatorname{tg} \beta) \cdot (B + 2l \operatorname{tg} \beta),$$

где: A и B — размеры сторон по контуру свайного основания в плане, а

$$\operatorname{tg} \beta = \sqrt{\frac{d \operatorname{tg} \varphi_0}{2l}}.$$

При этом разрешается учитывать силу трения по боковым граням грунтового массива, длина и ширина которого в плане определяются по контуру ростверка или подушки. При наличии грунтовых вод учитывается их взвешивающее действие.

При слабых грунтах, с углом внутреннего трения меньше 30°, устои балочных мостов на свайном основании должны быть проверены на устойчивость против сползания вместе с откосом насыпи по криволинейной поверхности.

При наличии под свайным основанием более слабых подстилающих грунтов, чем вышележащие, глубина забивки свай должна быть достаточна для устойчивости фундамента, а давление на подстилающие грунты должно быть проверено и не должно превышать допускаемого на эти грунты давления с учетом глубины залегания их и распространения давления в грунте основания от подошвы фундамента и свай в стороны.

5. Глубокие фундаменты

§ 514. К глубоким фундаментам относятся опускные колодцы и кессоны при глубине опускания больше 5 м.

§ 515. Давление на грунт при действии постоянных сил определяется без учета защемления в грунте, давление на грунт от действия временной нагрузки и дополнительных сил разрешается определять с учетом защемления опоры в грунте.

§ 516. При учете защемления опоры в грунте, для узких опор с шириной основания (в плоскости действия сил) меньше 0,6 глубины заделки в неразмываемый грунт и основанных на песчаных или глинистых грунтах, сила трения по подошве фундамента не учитывается; для опор с шириной основания больше 0,6 глубины заделки, а также и в основанных на скале, учитывается сила трения по подошве фундамента.

§ 517. Для быков балочных мостов при глубине заложений фундаментов ниже линии размыва больше чем на 10 м разрешается считать давление на грунт по подошве фундамента равномерно распределенным.

§ 518. Очертание в плане опускных колодцев и кессонов должно быть по возможности простым и симметричным. Для колодцев, опускаемых на глубину больше 16 м, несимметричное очертание не допускается.

§ 519. Глубина опускания кессонов не должна превышать 35 м от горизонта грунтовых вод, давление в камере кессона должно быть не больше 4 атмосфер.

§ 520. Высота рабочей камеры кессона должна быть не меньше 2,2 м.

§ 521. Наружная поверхность кессона и опускного колодца должна быть гладкой. В симметричных относительно вертикальной оси кессонах наружные поверхности должны иметь уклон 1/40—1/60 к вертикали или соответствующей величины уступы. В опорах несимметричных надкессонная кладка очерчивается применительно к кривой давления.

Наружная поверхность опускных колодцев делается вертикальной или с уклоном к вертикали не более 1/100.

§ 522. Для кессонов и опускных колодцев применяется бетон марки не ниже 140.

Помимо требуемой прочности, бетон должен обладать достаточной плотностью и непроницаемостью для воды и воздуха.

Подводный бетон для подушки в нижней части опускного колодца должен иметь содержание цемента не меньше 350 кг/м³. Для заполнения колодцев и шахт применяется бетон и бутобетон марки 90; разрешается также применение крупного песка и гравия, если нет опасности замерзания попадающей воды.

§ 523. Допускаемые напряжения при расчете опускных колодцев и кессонов назначаются по общим нормам для искусственных сооружений.

Расчет кессона должен быть произведен для следующих производственных случаев:

а) В поперечном направлении—

1) кессон стоит на подкладках, действует собственный вес;

2) нож кессона врезался в грунт, над кессоном возведена кладка высотой 1,5 м;

3) кессон опущен до проектной отметки, нож кессона врезался в грунт, в камере полное расчетное давление воздуха;

4) то же, но грунт с внутренней стороны ножа выбран, давление воздуха равно 50% от расчетного.

б) В продольном направлении—

1) кессон стоит на подкладках в нескольких фиксированных точках, над ним возведена кладка высотой 1,5 м. При этом расчете сечение железа ножа учитывается на 50%, остальная арматура в железобетонной конструкции кессона вводится полностью;

2) кессон опущен до проектной отметки и стоит на подкладках в фиксированных точках, давление воздуха равно 50% от расчетного.

§ 524. Расчет камеры кессона разрешается производить, как плоской системы, выделяя 1 м длины кессона. Напряжения определяются в следующих сечениях: 1) *aa* — середина потолка, 2) *bb* — вертикальное сечение в месте примыкания консоли, 3) *cc* — горизонтальное сечение в месте примыкания консоли (фиг. 31).

Нагрузка на потолок камеры может быть принята в виде равномерно распределенной, равной весу слоя сырого бетона высотой 1,5 м.

Коэфициенты трения поверхности кессона по грунту принимаются по данным § 509.

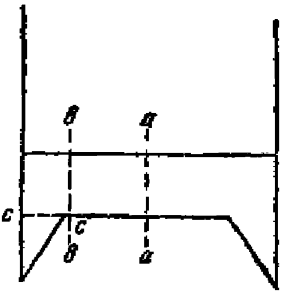
§ 525. Расчет опускного колодца должен быть произведен на действие всех сил в процессе опускания:

1) в вертикальном направлении — на отрыв нижней

части кладки стен колодца при защемлении силами трения верхней части;

2) в горизонтальной плоскости — на давление воды и грунта в зависимости от производства работ (с водоотливом или без него).

Стены первой секции колодца должны быть рассчитаны в продольном направлении при снятии с подкладок и при форсированных посадках, согласно указаниям § 524 для кессонов.



Фиг. 31

Консоли должны быть рассчитаны на действие сил до и после форсированных посадок: а) грунт подобран, колодец защемлен силами трения, б) колодец врезался в грунт ножом.

Для наплавного колодца должна быть проверена устойчивость его во всех стадиях погружения до дна реки.

§ 526. Величина силы трения колодца по грунту определяется на основе опытных данных для различных грунтов. Разрешается пользоваться следующими средними данными для величины силы трения на квадратную единицу поверхности: для песка — 1200—2500 кг/м², для гравия — 1500—3000 кг/м², для глины — 2500—5000 кг/м².

При расчете тяжей разрешается принимать, что указанная сила трения на 1 м² возрастает по параболе 2-го порядка от 0, у поверхности грунта, до указанной выше величины на глубине 5 м, и далее остается постоянной.

ГЛАВА VII

ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВРЕМЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

1. Общие положения

§ 527. Настоящие технические условия относятся к вспомогательным сооружениям, возводимым для постройки постоянных мостов: подмостям, кружалам, опалубке, временным мостам и эстакадам.

Изложенные в дальнейшем указания для подмостей относятся и ко всем упомянутым вспомогательным сооружениям, если в тексте не делается особой оговорки.

§ 528. Подмости относятся к сооружениям IV класса.

2. Материалы и допускаемые напряжения

§ 529. Для подмостей разрешается применять лесоматериал любой влажности. Для сквозных ферм, входящих в состав подмостей, навесных арочных кружал железобетонных и каменных мостов и ответственных частей кружал, подвергающихся сжатию поперек волокон, рекомендуется применение леса с влажностью не более 23%.

В отношении сортамента и качества древесины материал должен удовлетворять требованиям „Правил и указаний по проектированию деревянных мостов на автодорогах", §§ 55 — 66, с отступлениями от них, указанными в § 530 настоящих правил.

§ 530. Лесоматериалы с признаками гнили и червоточины, механическая прочность которых не нарушена, могут быть допущены после их обеззараживания к применению при постройке подмостей в тех случаях, когда на строительной площадке не предполагается возведение деревянных сооружений со сроком службы более 3 лет.

§ 531. Ответственные металлические части подмостей должны изготовляться из маркированного металла.

Применение для ответственных частей немаркированного металла допускается только на основе предварительных испытаний на разрыв, в соответствии с техническими условиями приемки.

Применение металлических деталей кузнечной сварки допускается только для неответственных частей.

Металлические скрепления — гвозди, винты, болты и т. д. — должны удовлетворять требованиям соответствующих ОСТ.

Примечание. Ответственными частями подмостей и других вспомогательных сооружений следует считать те, которые используются в работе основной системы для передачи усилий, возникающих при загружении конструкции и разрушение которых может повлечь за собой человеческие жертвы и значительные повреждения сооружений.

§ 532. Допускаемые напряжения принимаются во всем согласно „Правилам и указаниям по проектированию деревянных мостов на автодорогах".

3. Допускаемые прогибы и строительный подъем

§ 533. Допускаемые прогибы для элементов подмостей и других вспомогательных сооружений принимаются:

а) для настилов подмостей и тротуаров — $^1/_{150}$ пролета,

б) для балок подмостей и тротуаров — $^1/_{200}$ пролета,

в) для ферм и навесных кружал арочных мостов — $^1/_{250}$ пролета,

г) для опалубки и прогонов — $^1/_{400}$ пролета.

§ 534. Подмостям, а также кружалам арочных мостов, должен быть придан строительный подъем. Величина строительного подъема назначается равной расчетному строительному подъему собираемого пролетного строения, с увеличением его на осадку подмостей и основания.

§ 535. Упругая осадка подмостей рассчитывается обычными методами определения деформаций, с учетом модуля упругости в соответствии с правилами и указаниями по проектированию деревянных мостов.

Кроме упругой осадки учитываются остаточные деформации подмостей, возникающие вследствие обмятия в стыках, в врубках и т. д. Величина обмятия в каждом пересечении принимается 2 мм при смятии вдоль волокон и 3 мм — при смятии поперек волокон.

§ 536. Осадка основания может быть ориентировочно учтена в следующем размере: для лежней на песчаном грунте — от 0,5 см до 1 см; на глинистом — от 1 см до 2 см; для свай при предельной их нагрузке 0,5 см для песчаного грунта и 1 см для глинистого грунта, а при нагрузке меньше предельной — 0,5 см, независимо от грунта.

§ 537. Кривая строительного подъема назначается по квадратной параболе или дуге круга со стрелкой, равной наибольшему подъему посредине пролета.

§ 538. При раскружаливании арок и сводов методом Фрейсине строительный подъем кружалам не придается.

4. Расчетные нагрузки

§ 539. При расчете подмостей принимаются следующие нагрузки:

а) вес соответствующей части собираемого пролетного строения моста, определяемый для металлических и деревянных мостов по спецификации, для железобетонных и каменных мостов по указаниям, приведенным ниже для расчета опалубки и кружал;

б) собственный вес подмостей, настила и т. д., определяемый по объемному весу 650 кг/м³ (с учетом мелких скреплений), причем вес крупных металлических частей — башмаков, затяжек и т. п. — учитывается особо;

в) вес подъемно-транспортного оборудования с полной его загрузкой;

г) вес складываемого на подмости инструмента, подготовленных частей пролетного строения, материала, сборочных клеток и т. д.;

д) нагрузка от обслуживающего персонала, принимаемая по ее фактической интенсивности, но не менее 300 кг/м² в ходовой части, 200 кг/м² в остальных частях и сосредоточенная сила 150 кг;

е) усилия, возникающие от выправки собираемой конструкции на клиньях, домкратах и т. д.;

ж) горизонтальные усилия от наклонных тросов, подъемных устройств и передвижек собираемой конструкции;

з) давление ветра, принимаемое по техническим условиям для деревянных мостов.

5. Общие указания по расчету и конструированию

§ 540. Вспомогательные сооружения временного назначения должны выполняться по специальным проектам, в которых рекомендуется предусматривать возможность повторного использования материалов и отдельных частей, легко переносимых, собираемых и разбираемых. С этой целью части сооружения должны иметь возможно более простую конструкцию с минимальным количеством узлов, врезок, скреплений и пр.

§ 541. Расчет и конструирование отдельных элементов и их сопряжений производятся в соответствии с правилами и указаниями по проектированию деревянных мостов на автодорогах.

§ 542. Применение в подмостях сопряжений элементов на гладких кольцевых шпонках не допускается.

§ 543. Скобы и ерши, непосредственно забиваемые в древесину, допускаются к применению в брусчатых и бревенчатых элементах в качестве монтажных соединений, устанавливаемых по конструктивным соображениям (без расчета).

§ 544. Подмостям в целом и их отдельным частям должна быть обеспечена жесткость и устойчивость путем устройства соответствующих связей. Стоечные конструкции должны быть раскреплены в продольном и поперечном направлениях (при большой высоте в нескольких ярусах) схватками и раскосами, присоединяемыми к стойкам болтами и гвоздями. Схватки должны быть прирублены к основным стойкам.

Коэфициент устойчивости должен быть не менее 1,3.

§ 545. Приведенная гибкость основных сжатых стоек должна быть не более 150, прочих сжатых и сжато-изогнутых элементов — не более 200.

§ 546. Стыки стоек должны располагаться вблизи раскрепленных узлов. Стыки устраиваются, как правило, вполдерева с длиною врубки не менее 3 диаметров и стягиваются хомутами. Допускается также применение стыков впритык со вставкой штыря.

§ 547. Стойки могут устанавливаться на обрезы фундаментов, сваи, ряжи, лежни или на специальные каменные фундаменты, если последние особо мотивированы.

Установка стоек непосредственно на грунт не допускается.

§ 548. Насадки скрепляются со стойками шипами или металлическими штырями. Размеры шипа назначаются равными $^1/_3$ диаметра стойки. Металлические штыри назначаются диаметром 20 — 30 мм и длиной 30 — 40 см.

§ 549. Стыки прогонов устраиваются над опорами или подбалками, концы прогонов, в последнем случае, скрепляются с подбалками болтами. Диаметр болтов принимается не менее 12 мм.

§ 550. Ширина стески бревен в местах их пересечения и сплачивания с другими элементами должна быть не менее $^1/_4$ диаметра.

В сопряжениях под углом рекомендуется устраивать простую лобовую врубку с зубом. Наименьшая глубина врубок в брусьях — 2 см, в бревнах — 4 см.

6. Общие правила проектирования опалубки железобетонных конструкций

§ 551. При проектировании опалубки железобетонных конструкций следует руководствоваться приведенными ниже, в §§ 552 — 565, указаниями „Технических условий на производство и приемку общестроительных и специальных работ" Народного комиссариата по строительству.

§ 552. Для опалубки разрешается применять полуобрезной материал при условии, что доски будут уложены обрезной стороной к бетону (обзолем в наружную сторону).

Для рабочих частей опалубки, не соприкасающихся с бетоном (например, кружала, прижимные и подкружальные доски и т. п.), должен применяться чистообрезной материал.

§ 553. Острожка лесоматериала опалубки со стороны, соприкасающейся с бетоном, обязательна для следующих случаев:

а) при оставлении наружной поверхности наземных сооружений без последующей отделки штукатуркой;

б) при обороте разборной щитовой опалубки 4 раза и более;

в) при изготовлении подвижной опалубки;

г) при изготовлении опалубки для сборных железобетонных конструкций.

Для опалубки с оборачиваемостью более трех раз, особенно при бетонировании при помощи вибраторов, рекомендуется применять шпунтованные доски.

Для уменьшения сцепления с бетоном рекомендуется окрашивать соприкасающуюся с бетоном поверхность опалубки известковым раствором. Однако нельзя допускать окраску опалубки, соприкасающейся с поверхностью рабочих швов (например, окраску опалубки усадочных швов при бетонировании больших массивов, сводов большого пролета и т. п.). Обмазка опалубки нефтью и мазутом не допускается.

§ 554. Допускаемая минимальная толщина досок опалубки для плит и стенок с оборачиваемостью не более двух раз — 20 мм, а для днищ — 40 мм. Для опалубки с большой оборачиваемостью толщина досок до острожки должна быть не менее 25 мм (после острожки — 22 мм) и для днищ — 40 мм. Ширину досок, во избежание коробления, не рекомендуется назначать свыше 16 — 18 см.

При применении для опалубки шпунтованных досок рекомендуется принимать их толщину до 30 мм (до острожки).

Для подвижной опалубки должны применяться доски толщиной не менее 25 мм.

Наибольшие пролеты между опорами досок (хомутами, кружалами и т. п.) определяются расчетом, в зависимости от принятой толщины досок.

§ 555. Длина гвоздей для сшивки щитов опалубки принимается равной совместной толщине сшиваемых досок плюс 1 см на загиб гвоздя.

§ 556. При конструировании опалубки для монолитных конструкций должны соблюдаться следующие правила:

а) Опалубка должна быть простой и удобной для сборки (собираться без врубок: на гвоздях, болтах и шурупах) и допускать распалубку конструкций без ударов и сотрясений.

б) При бетонировании вибраторами должно быть обращено особое внимание на плотность сопряжения щитов опалубки в углах форм, в частности, рекомендуется, при устройстве опалубки колонн и высоких балок, установка треугольных реек в углах коробов.

в) Хомуты для опалубки колонн применяются разборные (металлические, деревянные и комбинированные).

При бетонировании колонн вибраторами должно быть обращено внимание на меры против самораскли-нивания хомутов. Рекомендуется применять железо-деревянные хомуты на болтах, ставя их на равном расстоянии по высоте, непосредственно под сшивными планками.

Если бетонирование предусматривается с наружной вибрацией, то при назначении деревянных хомутов опалубки на клиньях, следует забивать в углах по два клина навстречу друг другу, сшивая их, во избежание расклинивания, 60-мм гвоздями.

г) Соединение противоположных сторон опалубки стен рекомендуется производить при помощи болтов, пропущенных через ребра опалубки. При этом должны быть приняты меры, обеспечивающие возможность извлечения болтов из бетона.

§ 557. Стойки опалубки, в зависимости от рода основания, должны устанавливаться на лежнях в виде лаг или досок толщиной не менее 4 — 5 см.

Под каждую стойку должна быть уложена пара клиньев или применено другое устройство, обеспечивающее плавность раскружаливания.

Установка стоек непосредственно на бетон или кладку, без укладки лаг или подкладок, не допускается.

§ 558. При установке на место отдельных элементов заготовленной опалубки должны соблюдаться следующие правила:

а) Каждая доска щитовой опалубки должна пришиваться одним гвоздем длиной 5 см через одно кружало. Гвозди в разных досках щита, по отношению к кружалам, должны располагаться вразбежку.

Не разрешается пришивать все доски щитов только к крайним кружалам.

б) Сопряжение короба балки с коробом прогона или колонны должно выполняться посредством брусков, нашиваемых вокруг выреза в коробе колонны или прогона, и реек, нашиваемых на торцы боковых щитов.

в) Сопряжение опалубки плиты со щитами коробов прогонов и балок должно осуществляться посредством рамки из фризовых досок, нашиваемых по периметру плиты. Эта рамка служит для закрепления кружал на своих местах.

г) В каждом коробе колонны в одном из его щитов должно делаться внизу вычистное отверстие для удаления щепок и мусора перед бетонированием.

д) Гвоздевые соединения должны устраиваться с учетом удобства распалубки. Для этого рабочие соединения на гвоздях должны конструироваться так, чтобы гвозди при заполнении опалубки бетонной массой работали на срез, а при распалубке — на выдергивание. Длина гвоздей, забиваемых на месте установки, должна приниматься около тройной толщины прибиваемой доски. Длина гвоздей, не несущих нагрузки во время бетонирования, а забиваемых лишь для временного закрепления элементов опалубки в процессе установки, должна быть вдвое больше толщины прибиваемых досок.

е) Для устранения сотрясений при распалубке частей железобетонных конструкций должны применяться простые клинья, уклон которых принимается от 1 : 4 до 1 : 6, а толщина в тонком конце не менее 0,5 см и в толстом не менее 4 см, а при раскружаливании всей конструкции в целом — составные клинья на болтах или же стойки на винтовых домкратах, а также песочные цилиндры, большой грузоподъемности домкраты и другие приспособления.

ж) Для устройства в бетонных и железобетонных конструкциях каналов, гнезд, отверстий для труб и болтов и т. д., на опалубке, в местах, указанных на чертежах, должны быть установлены обернутые толем пробки.

§ 559. Опалубка балок (проезжей части) должна иметь по середине пролета строительный подъем, равный допущенному прогибу при расчете жесткости опалубки (см. § 534).

§ 560. Опалубка рассчитывается: 1) на вертикальные нагрузки — при расчете опалубки плит и днищ коробов и 2) на горизонтальные нагрузки — при расчете опалубки стен, колонн и боковых щитов коробов балок и прогонов.

§ 561. Вертикальные нагрузки на опалубку слагаются:

а) из собственного веса опалубки, определяемого из расчета объемного веса пиломатериалов с металлическими скреплениями — 650 кг/м³;

б) из веса сырого бетона (объемный вес 2500 кг/м³) или железобетона (объемный вес 2700 кг/м³);

в) из временной равномерно распределенной нагрузки от движения транспортных приспособлений и людей, принимаемой при тачечной возке 250 кг/м²;

г) из временной сосредоточенной нагрузки 150 кг (вес рабочего с грузом) — при развозке бетона обыкновенными тачками емкостью 70 л или из сосредоточенной нагрузки 250 кг (давление колеса двухколесной тачки) — при развозке двухколесными тачками.

Расчет опалубки на прочность производится по сумме нагрузок, указанных в пп. а, б, в. Палуба плит проверяется, кроме того, на сумму нагрузок, указанных в пп. а, г.

Расчет на прогиб производится только по сумме нагрузок, указанных в пп. а, б.

§ 562. Горизонтальные нагрузки на опалубку слагаются:

а) из нагрузок от давления ветра;

б) из нагрузок от бокового давления бетона.

Боковое горизонтальное давление бетона зависит от способа укладки бетона (без вибрации или при помощи вибрации), от консистенции бетона и от скорости бетонирования.

§ 563. Боковое давление пластичного бетона (осадка конуса 7 — 14 см), при укладке его без вибрации, определяется по формуле:

$$P = 1100\ H$$ — для балок

либо по формуле: $P = 10000\ r$ — для стоек и высоких стенок.

В этих формулах приняты обозначения:

P — боковое давление бетона в кг/м²,

H — высота свежеуложенного слоя бетона в м,

$r = \frac{\text{площадь сечения в м}^2}{\text{периметр сечения в м}}$ (для колонн и других элементов замкнутого сечения),

$r = \frac{\text{толщина стены в м}}{2}$ (для стен).

§ 564. Боковое давление на опалубку бетона, укладываемого с вибрацией, не зависит от размеров сечения конструкции и определяется в зависимости от типа и радиуса действия вибратора и жесткости опалубки. Давление бетона (в кг/м²) в этом случае надлежит исчислять по следующим приближенным формулам:

а) при наружной вибрации:

$$P = \gamma H;\ P_{max} = 2\gamma R;$$

б) при внутренней и поверхностной вибрации:

$$P = \gamma H;\ P_{max} = \gamma R_b,$$

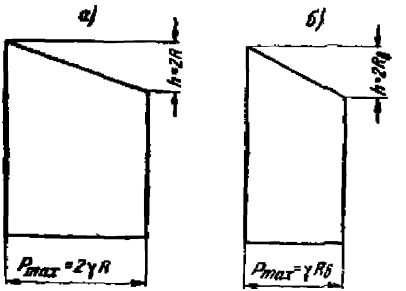
В этих формулах приняты следующие обозначения:

P — боковое давление бетона в кг/м² на глубине H,

H — высота уложенного слоя бетона в м,

P_{max} — наибольшее возможное боковое давление бетона в кг/м² (указанное максимальное давление P_{max} распространяется на высоту не более $H = 4h$, где h — высота слоя бетона, уложенного в течение одного часа),

γ — объемный вес вибрированного бетона, который при отсутствии опытных данных можно принимать: 2500 кг/м³—для бетона из гравия или щебня из твердых пород и 2000 кг/м³ — для бетона из кирпичного щебня,



Фиг. 32

R — радиус действия наружного вибратора в м,

R_b — радиус действия по высоте для внутреннего вибратора в м, или глубина действия вибрации для поверхностного вибратора.

В тех случаях, когда радиус действия вибратора неизвестен, при проектировании опалубки следует ориентировочно принимать в вышеприведенных формулах значения R и R_b по табл. 49.

Закон распределения нагрузок при уплотнении на-

ружными вибраторами показан на фиг. 32,а, а при уплотнении внутренними и поверхностными вибраторами — на фиг. 32, б.

§ 565. При расчете на жесткость и прочность тех элементов опалубки, которые представляют собой балки на упругих опорах, разрешается пользоваться следующими приближенными расчетными формулами для наибольших изгибающих моментов и прогибов:

от равномерной нагрузки $M_{max} = \frac{ql^2}{10}$; $y_{max} = \frac{ql^4}{128EI}$;

от сосредоточенных сил $M_{max} = \frac{Pl}{4}$; $y_{max} = \frac{Pl^3}{77EI}$

Таблица 49

Ориентировочные значения радиусов действия вибраторов

Тип вибратора	Радиус действия в м	Примечание
Наружный электромеханический вибратор с кинетическим моментом эксцентрика до 3 кг·см, при бетонировании колонн до 40. 40 см или стен толщиной до 20 см	$R = 1{,}0$	При большем значении кинетического момента эксцентриков радиус действия должен быть определен опытным путем
То же при бетонировании более толстых колонн и стен	$R = 0{,}75$	То же
Внутренние вибраторы всех типов	$R_b = 0{,}75$	—
Поверхностные вибраторы всех типов	$R_b = 0{,}40$	—

7. Общие правила проектирования кружал для арочных мостов

§ 566. При устройстве кружал для арочных мостов должно быть обращено особое внимание на их неизменяемость и жесткость. Для лучшего первоначального обмятия всех врубок рекомендуется производить предварительную загрузку кружал.

§ 567. Концы косяков кружал в их стыках должны быть поддержаны элементами, направление которых должно возможно более соответствовать расположению и действию внешних сил. Этому требованию удовлетворяют кружала веерного типа, применение каковых рекомендуется при возведении высоких сооружений,

и подкосные, с веерным расположением подкосов в верхней части.

§ 568. В случае невысоких кружальных ферм, веерное расположение подкосов в верхнем ярусе комбинируется с треугольной системой в нижнем ярусе.

§ 569. Опорами могут служить сваи или рамы, достаточно надежно обеспеченные от осадки и перемещения, а также консольные выпуски (металлические) из кладки опор.

§ 570. Нормальное давление свода на 1 м² опалубки принимается по формуле:

$$N = \gamma e \cos \alpha,$$

где: γ — вес 1 м³ кладки,

e — средняя толщина свода в рассматриваемом клине,

α — угол шва, ограничивающего клин, с вертикалью.

§ 571. Стойки и подкосы следует предпочтительно сопрягать с поддерживающими их элементами без шипов, с применением, в случае надобности, дубовых подушек. В торцах стыкуемых элементов, передающих сжимающие усилия, рекомендуется применять прокладки из кровельного железа.

§ 572. Для обеспечения достаточной устойчивости и жесткости против выпучивания, элементы ферм должны быть связаны надлежащим количеством схваток в плоскости фермы, а отдельные фермы должны быть соединены между собой поперечными связями в неизменяемую систему. Кружала должны быть соединены между собой также и продольными горизонтальными связями. Для придания устойчивости верхней части (над приспособлениями для раскружаливания) допускается применение вант.

§ 573. Для раскружаливания арок и сводов рекомендуется применять кобылки составные клинья на болтах и песочные цилиндры. Употребление для этой цели клиньев допускается лишь для сводов пролетом не более 15 м. При сооружении бесшарнирных арок и сводов с пролетами свыше 30 м рекомендуется применение более совершенных приемов раскружаливания (например, способа Фрейсине).

§ 574. Кобылки, служащие для раскружаливания, делаются из бруса прямоугольного сечения, ширина которого должна быть на 2—3 см больше ширины стойки, опирающейся на кобылку, а высота определяется

из условия прочности на изгиб. Длина выреза поверху назначается на 2 см больше толщины стойки, опирающейся на кобылку, а глубина определяется в зависимости от прогиба конструкции и принимается не менее 4 см. Переход к опорным площадкам делается одиночным уклоном. Величина опорных площадок рассчитывается по начальному сопротивлению смятию не свыше 15 кг/см². Под каждую площадку должен быть подложен железный лист толщиной 1—2 мм.

§ 575. Песочные цилиндры устраиваются из листового железа толщиной не менее 3—4 мм с приклепанным дном и поршня из дубового дерева, усиленного по краям железными кольцами. Диаметр поршня делается на 2—3 мм меньше диаметра цилиндра. Цилиндр наполняется сухим чистым песком, зерна которого не должны быть крупнее 2 мм. Для выпуска песка по окружности цилиндра устраиваются 4—5 круглых отверстий диаметром 20—35 мм, снабженных завинчивающимися пробками или задвижками.

Промежуток между поршнем и стенками цилиндра должен быть заполнен асфальтом, варом или битумной мастикой. Сверху цилиндр покрывается просмоленным или брезентовым чехлом для предохранения песка от проникания влаги. Допускаемое давление на один песочный цилиндр определяется по площади поршня и давлению на песок, которое принимается не свыше 50 кг/см².

ТАБ

комбинаций сил торможения и трения, учитываемых при расче

№ п/п	Характеристика схем мостов, их опор и опорных частей	Соотношения сил торможения и трения, величин смежных пролетов и условия опирания пролетных строений	
1	Береговые устои однопролетных и многопролетных балочных мостов с пролетными строениями, разрезанными над опорами, со скользящими плоскими и тангенциальными опорными частями	$T_1 > H_1$	
		$T_1 < H_1$	
2	То же с валковыми и катковыми опорными частями	Неподвижное опирание	
		Подвижное опирание	
3	Промежуточные опоры балочных мостов с пролетными строениями, разрезанными над опорами, со скользящими плоскими и тангенциальными опорными частями	$l_1 = l_2$	
		$l_1 \neq l_2$	
4	То же с валковыми и катковыми опорными частями	На опоре расположены одна неподвижная и одна подвижная опорная часть	$l_1 \approx l_2$
			$l_1 \neq l_2$
		На опоре расположены две неподвижные опорные части	$l_1 = l_2$
			$l_1 \neq l_2$
		На опоре расположены две подвижные опорные части	$l_1 \approx l_2$
			$l_1 \neq l_2$
5	Промежуточные опоры мостов с неразрезными пролетными строениями, на валковых и катковых опорных частях	Неподвижное опирание	
		Подвижное опирание	
6	Промежуточные опоры мостов с пролетными строениями из балок Гербера на катковых и валковых опорных частях	Неподвижное опирание	
		Подвижное опирание	
7	Береговые опоры консольных пролетных строений однопролетных и многопролетных на катковых и валковых опорных частях	Неподвижное опирание	
		Подвижное опирание	

ЛИЦА

те опор наиболее употребительных схем железобетонных мостов

Учитываются как совместно действующие силы:												Примечание
торможения						трения в опорных частях						
T_1	T_2	T_3	T_4	T_5		H_1	H_2	H_3				
+	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Помимо сил торможения и трения должны быть учтены соответствующим параграфам правил и другие внешние силы, действующие совместно с силами трения и торможения
–	–	–	–	–	–	+	–	–	–	–	–	
+	–	–	–	–	–	+	–	–	–	–	–	
–	–	–	–	–	–	+	–	–	–	–	–	
–	+	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
–	+	–	–	–	–	–	+	–	–	–	–	
+	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
+	–	–	–	–	–	–	+	–	–	–	–	
–	–	+	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
–	–	+	–	–	–	–	+	–	–	–	–	
–	–	–	+	–	–	–	–	–	–	–	–	
–	–	–	+	–	–	–	+	–	–	–	–	
–	–	–	+	–	–	+	–	–	–	–	–	
–	–	–	–	–	–	+	–	–	–	–	–	
–	–	–	–	+	–	–	–	+	–	–	–	
–	–	–	–	+	–	–	–	+	–	–	–	
–	–	–	–	–	–	+	–	–	–	–	–	
–	–	–	–	+	–	–	–	+	–	–	–	
–	–	–	–	–	–	+	–	–	–	–	–	

В таблице приняты следующие условные обозначения:

T_1 — сила торможения, определяемая при длине загружения, равной l, где l — величина пролета;

T_2 — сила торможения в размере 50% от определяемой при длине загружения, равной сумме длин двух смежных пролетов;

T_3 — сила торможения, определяемая при длине загружения, равной сумме длин двух смежных пролетов;

T_4 — сила торможения в размере 25% от определяемой при длине загружения, равной сумме длин двух смежных пролетов;

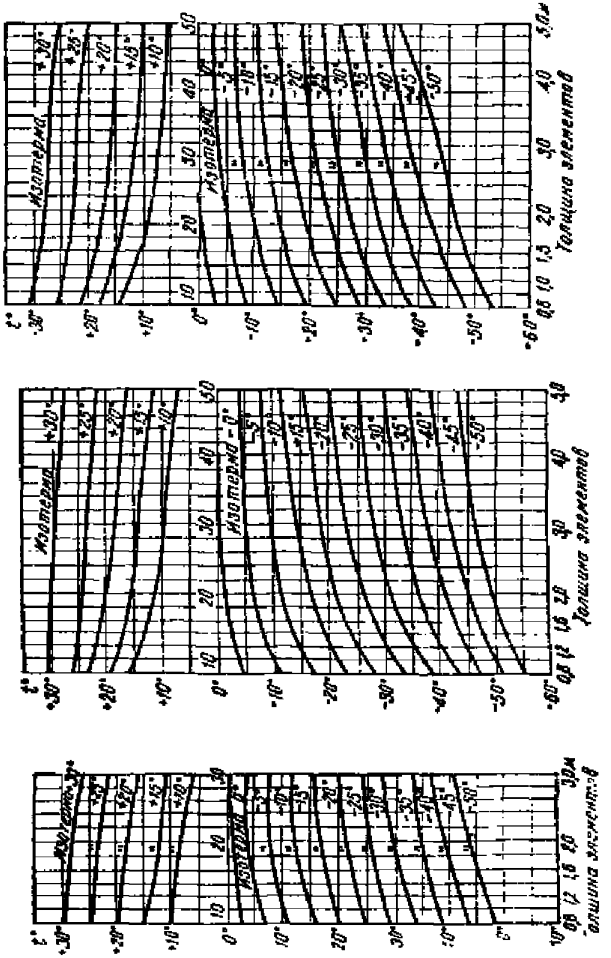
T_5 — сила торможения, определяемая при длине загружения, равной длине положительного участка линии влияния опорной реакции для рассчитываемой опоры;

H_1 — сила трения в опорных частях, равная Af, где A — опорная реакция от постоянной нагрузки, f — коэффициент трения;

H_2 — сила трения в опорных частях, равная $A_1f_1 - A_2f_2$, где A_1 и A_2 — опорные реакции от веса пролетных строений, сопрягающихся на рассчитываемой опоре, f_1 и f_2 — коэффициенты трения в опорных частях (f_1 и f_2 одинаковы при одинаковых типах опорных частей);

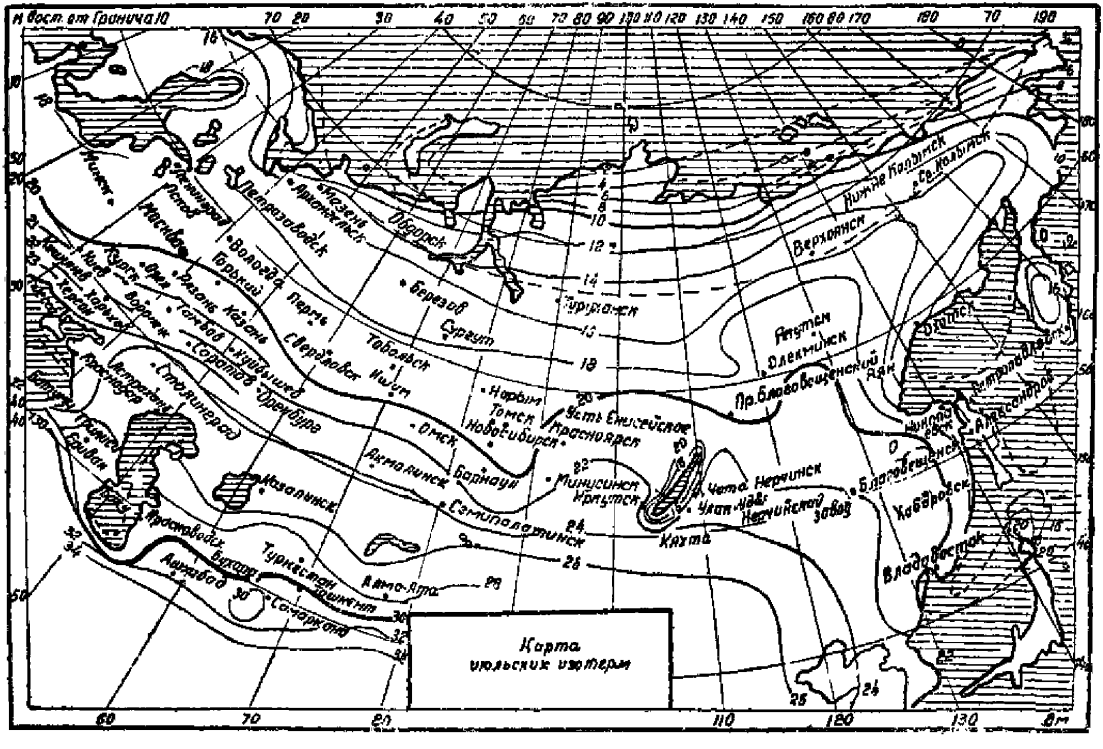
H_3 — сила трения в опорных частях равная Af, где A — опорная реакция от постоянной нагрузки в опоре с подвижной опорной частью.

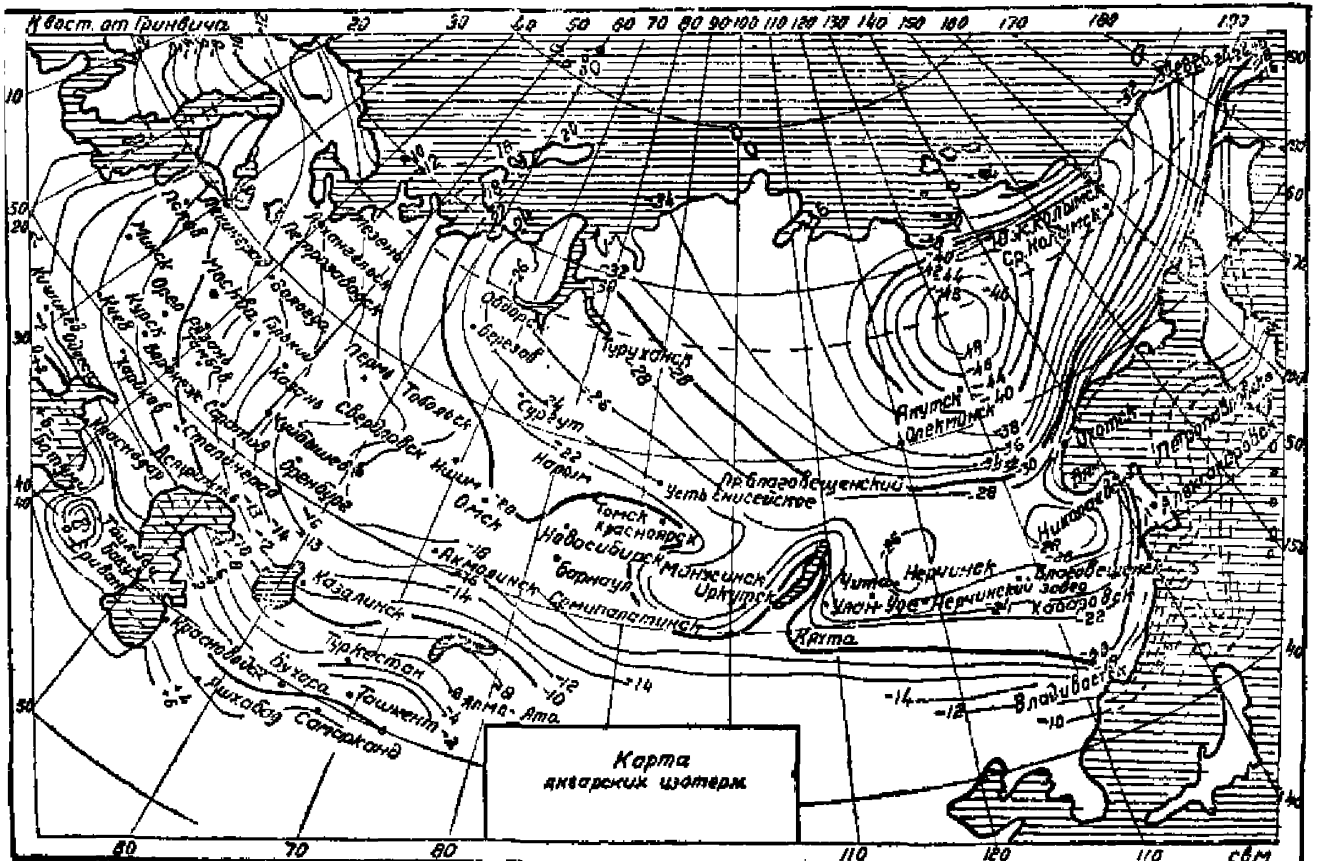
Приложение 4 (фиг. 35)



Графики для определения расчетных температур железобетонных, бетонных и каменных элементов прямоугольного сечения

Приложение 2 (фиг. 33)




Карта
январских изотерм

Таблицы для расчета опертых по контуру плит (проф. Галеркина).

Приводимая ниже таблица служит для определения моментов в опертых по контуру плитах от нагрузки, равномерно распределенной на прямоугольнике со сторонами a_1 и b_1, центрально расположенном на плите со сторонами a и b.

Расчетные значения M_a и M_b в $\frac{кг \cdot см}{см}$, т. е. отнесенные к полоске шириной 1 см, получаются умножением заданной сосредоточенной нагрузки P (равномерно распределенной со значением $p = \frac{P}{a_1 b_1}$) на помещенные в таблице коэфициенты.

Полученные таким образом значения M_a и M_b принимаются за положительные моменты посредине пролетов свободно опертой контурной плиты. В случае плиты, заделанной всеми четырьмя сторонами, для определения отрицательных моментов на опорах те же величины моментов умножаются на 0,75, а для положительных моментов посредине пролетов—на 0,525.

Значения пролетов a и b явно не входят в расчетные величины M_a и M_b, но неявно входят в них, так как задание P, a_1 и b_1, с одной стороны, и отношений $\frac{a_1}{a}$ и $\frac{b_1}{b}$ с другой, учитывает как значения a и b, так и нагрузку $p = \frac{P}{a_1 b_1}$.

Промежуточные случаи определяются интерполяцией.

ТАБЛИЦА

$a_1 = a$	$s_1 : a$	$b:a = 1$		$b:a = 1{,}2$		$b:a = 1{,}4$		$b:a = 1{,}6$	
		M_a	M_b	M_a	M_b	M_a	M_b	M_a	M_b
0	0,0	—	—	—	—	—	—	—	—
	0,2	0,299	0,238	0,314	0,235	0,324	0,232	0,333	0,230
	0,4	0,226	0,170	0,245	0,168	0,256	0,165	0,263	0,163
	0,6	0,183	0,133	0,202	0,131	0,215	0,128	0,222	0,125
	0,8	0,151	0,106	0,171	0,106	0,184	0,108	0,193	0,101
	1,0	0,124	0,087	0,146	0,087	0,160	0,085	0,169	0,083
	1,2	—	—	0,124	0,074	0,136	0,072	0,149	0,070
	1,4	—	—	—	—	0,121	0,062	0,132	0,060
	1,6	—	—	—	—	—	—	0,117	0,053
0,2	0,0	0,238	0,299	0,253	0,292	0,264	0,289	0,271	0,286
	0,2	0,206	0,206	0,222	0,202	0,232	0,198	0,239	0,196
	0,4	0,173	0,173	0,192	0,152	0,202	0,149	0,210	0,146
	0,6	0,146	0,146	0,165	0,119	0,117	0,117	0,184	0,114
	0,8	0,123	0,123	0,142	0,097	0,155	0,095	0,164	0,093
	1,0	0,102	0,102	0,123	0,081	0,136	0,079	0,145	0,076
	1,2	—	—	0,105	0,068	0,120	0,067	0,129	0,065
	1,4	—	—	—	—	0,104	0,058	0,115	0,056
	1,6	—	—	—	—	—	—	0 102	0,049
0,4	0,0	0,170	0,226	0,188	0,225	0,199	0,222	0,205	0,220
	0,2	0,153	0,173	0,170	0,171	0,180	0,161	0,186	0,165
	0,4	0,135	0,135	0,153	0,134	0,163	0,131	0,170	0,128
	0,6	0,117	0,108	0,133	0,107	0,147	0,105	0,154	0,102
	0,8	0,100	0,088	0,118	0,088	0,131	0,085	0,139	0,083
	1,0	0,083	0,072	0,103	0,073	0,105	0,071	0,124	0,069
	1,2	—	—	0,088	0,062	0,085	0,062	0,111	0,059
	1,4	—	—	—	—	0,071	0,052	0,099	0,050
	1,6	—	—	—	—	0,062	—	0,088	0,044
0,6	0,0	0,133	0,186	0,146	0,180	0,156	0,177	0,162	0,175
	0,2	0,121	0,146	0,136	0,144	0,146	0,141	0,152	0,139
	0,4	0,108	0,117	0,125	0,116	0,134	0,113	0,140	0,111
	0,6	0,095	0,095	0,113	0,094	0,122	0,102	0,129	0,089
	0,8	0,082	0,078	0,099	0,078	0,110	0,075	0,117	0,073
	1,0	0,068	0,064	0,086	0,065	0,098	0,063	0,106	0,061
	1,2	—	—	0,074	0,055	0,087	0,054	0,095	0,052
	1,4	—	—	—	—	0,076	0,046	0,085	0,045
	1,6	—	—	—	—	—	—	0,076	0,039
0,8	0,0	0,106	0,151	0,119	0,149	0,127	0,146	0,134	0,145
	0,2	0,098	0,123	0,111	0,121	0,120	0,119	0,125	0,117
	0,4	0,088	0,100	0,103	0,099	0,111	0,096	0,116	0,094

Продолжение

$a_1 = a$	$b_1 : a$	$b:a = 1$		$b:a = 1{,}2$		$b:a = 1{,}4$		$b:a = 1{,}6$	
		M_a	M_b	M_a	M_b	M_a	M_b	M_a	M_b
0,8	0,6	0,078	0,082	0,092	0,081	0,102	0,079	0,107	0 077
	0,8	0,067	0,067	0,082	0,067	0,092	0,065	0,098	0,053
	1,0	0,056	0,055	0,072	0,056	0,082	0,055	0,089	0,053
	1,2	—	—	0,062	0,047	0,073	0,046	0,080	0,045
	1,4	—	—	—	—	0,064	0,040	0,072	0,039
	1,6	—	—	—	—	—	—	0,065	0,034
1,0	0,0	0,087	0,124	0,098	0,123	0,105	0,121	0,109	0,119
	0,2	0,080	0,102	0,091	0,100	0,099	0,098	0,103	0,097
	0,4	0,072	0,083	0,084	0,082	0,092	0,07	0,096	0,078
	0,6	0,064	0,068	0,076	0,067	0,084	0,066	0,089	0,054
	0,8	0,055	0,055	0,068	0,056	0,076	0,054	0,081	0,053
	1,0	0,046	0,046	0,059	0,047	0,068	0,046	0,074	0,044
	1,2	—	—	0,051	0,040	0,060	0,039	0,067	0,037
	1,4	—	—	—	—	0,053	0,034	0,060	0,032
	1,6	—	—	—	—	—	—	0,053	0,028

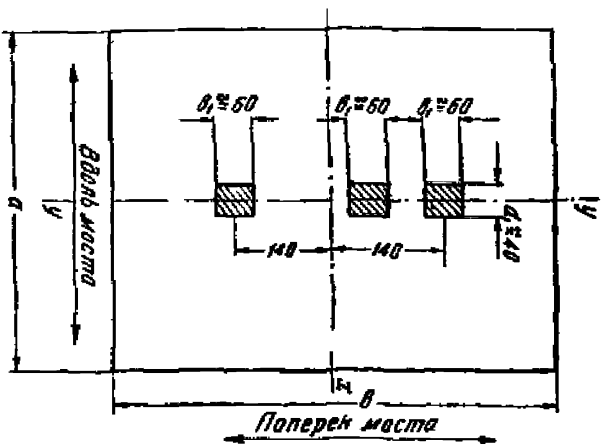
Приложение 6

Таблицы и номограммы (инж. Скрябина) для определения моментов в четырехсторонних свободно опертых и защемленных по контуру железобетонных плитах проезжей части автодорожных мостов.

1. Свободно опертые плиты

Приводимые ниже таблицы моментных коэфициентов в плитах дают значения M_x и M_y для четырехсторонних свободно опертых плит с размерами сторон a и b от 3,6 до 5,2 м для двух видов нагрузки; 1) равномерно распределенной (табл. 1) и 2) трех задних колес поезда автомобилей, давление которых принято распределенным на площадках размерами $a_1 = 40$ см и $b_1 = 60$ см, и расположенных относительно друг друга согласно фиг. 36 (табл. 2). Значения моментных

коэфициентов при заданных размерах сторон плиты находятся путем тройной линейной интерполяции между табличными значениями M_x и M_y.



Фиг. 36

Расчетные моменты на 1 пог. м ширины плиты в т/м получаются:

а) От равномерно распределенной нагрузки умножением значений M_x и M_y, найденных по табл. 1, на величину интенсивности равномерно распределенной нагрузки в т/м².

б) От трех задних колес автопоезда умножением значений M_x и M_y, найденных по табл. 2, на величину *расчетного давления в т одного колеса авто с введением* динамического коэфициента.

Примечания: 1. Шириной плиты считается:
при определении M_x — сторона a (пролет плиты вдоль моста);
при определении M_y — сторона b (пролет плиты поперек моста).

2. По моменту M_x определяется необходимая арматура, укладываемая поперек моста.

По моменту M_y определяется необходимая арматура, укладываемая вдоль моста.

ТАБЛИЦА 1

моментных коэфициентов M_x и M_y для свободно опертых четырехсторонних плит, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой

Пролет плиты b поперек моста в м	Пролет плиты a вдоль моста в м				
	3,6	4,0	4,4	4,8	5,2
Значения моментных коэфициентов M_x					
3,6	0,557	0,667	0,774	0,872	0,962
4,0	0,562	0,688	0,811	0,930	1,042
4,4	0,558	0,693	0,832	0,968	1,100
4,8	0,546	0,689	0,839	0,991	1,138
5,2	0,530	0,679	0,836	0,998	1,163
Значения моментных коэфициентов M_y					
3,6	0,557	0,562	0,558	0,546	0,530
4,0	0,667	0,688	0,693	0,689	0,679
4,4	0,774	0,811	0,832	0,839	0,836
4,8	0,872	0,930	0,968	0,991	0,998
5,2	0,962	1,042	1,100	1,138	1,163

ТАБЛИЦА 2

моментных коэфициентов M_x и M_y для свободно опертых четырехсторонних плит, нагруженных давлением от трех колес поезда автомобилей

Пролет плиты b поперек моста в м	Пролет плиты a вдоль моста в м				
	3,6	4,0	4,4	4,8	5,2
Значения моментных коэфициентов M_x					
3,6	0,309	0,350	0,383	0,409	0,430
4,0	0,306	0,348	0,384	0,413	0,437
4,4	0,302	0,345	0,381	0,413	0,440
4,8	0,298	0,341	0,378	0,411	0,440
5,2	0,295	0,337	0,374	0,408	0,438

Пролет плиты b поперек моста в м	Пролет плиты a вдоль моста в м				
	3,6	4,0	4,4	4,8	5,2
Значения моментных коэфициентов M_y					
3,6	0,251	0,253	0,250	0,245	0,240
4,0	0,270	0,275	0,275	0,272	0,267
4,4	0,284	0,294	0,297	0,296	0,293
4,8	0,296	0,309	0,316	0,318	0,317
5,2	0,305	0,323	0,332	0,337	0,337

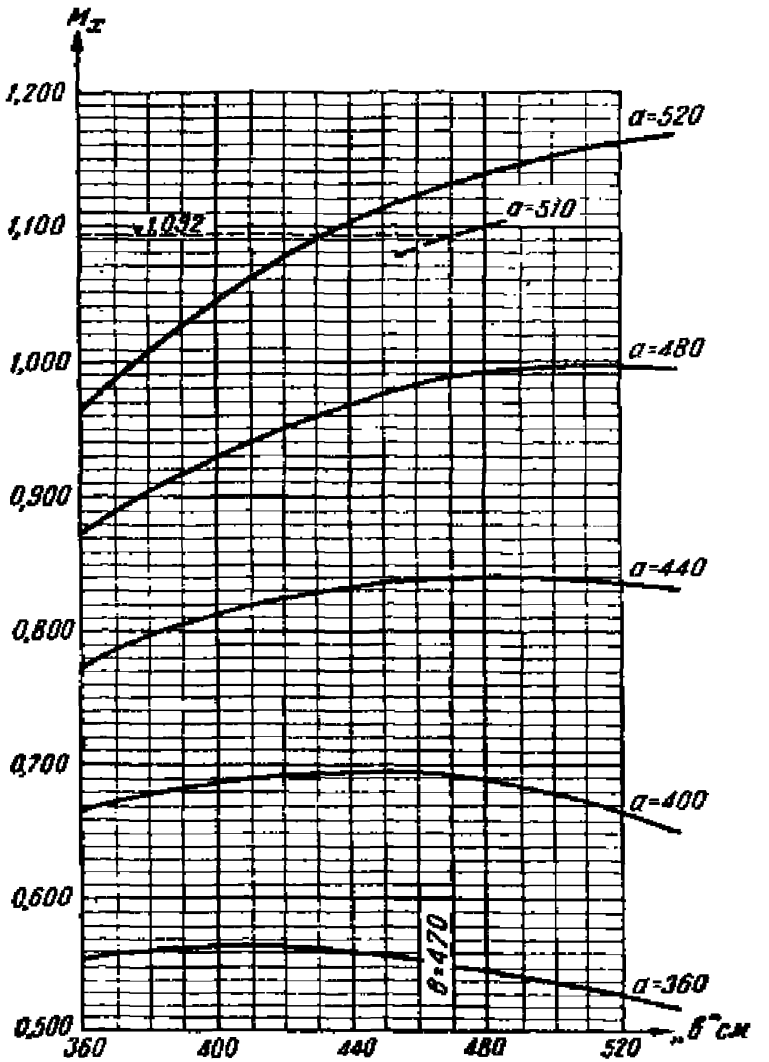
С целью избежать довольно значительной вычислительной работы при интерполировании, ниже даются номограммы для определения моментных коэфициентов M_x и M_y, составленные на основании вышеприведенных табл. 1 и 2.

Определение моментных коэфициентов в четырехсторонних свободно опертых плитах, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, производится по номограммам 1 и 2 (фиг. 37 и 38), а нагруженных сосредоточенными давлениями от трех колес авто — по номограммам 3 и 4 (фиг. 39 и 40).

Номограммы 1 и 3 для определения моментных коэфициентов M_x построены следующим образом. По оси абсцисс отложены значения пролетов плиты поперек моста b, по оси ординат — моментные коэфициенты M_x. Отдельные кривые соответствуют пяти значениям пролетов плиты вдоль моста.

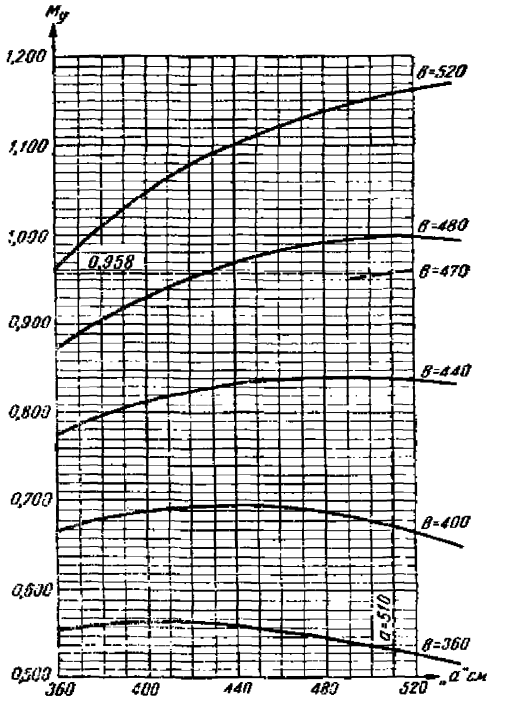
Номограммы 2 и 4 для определения моментных коэфициентов M_y построены аналогично номограммам для M_x, но по оси абсцисс отложены значения пролетов плиты вдоль моста a и по оси ординат — моментные коэфициенты M_y. Отдельные кривые соответствуют пяти значениям пролетов плиты поперек моста.

Номограмма 1 для определения M_x.



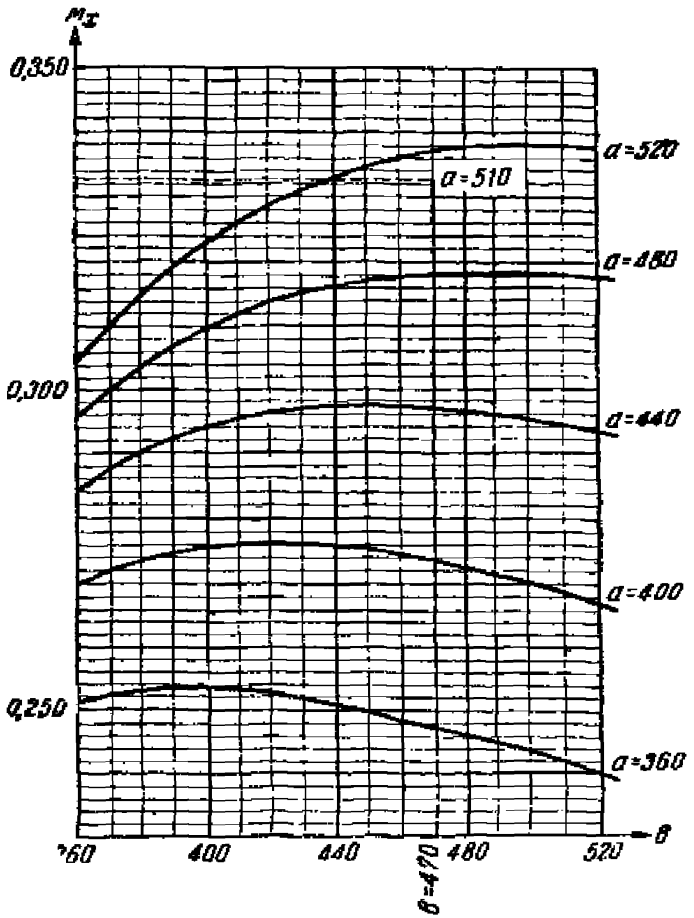
Фиг. 37

Номограмма 2 для определения M_y.



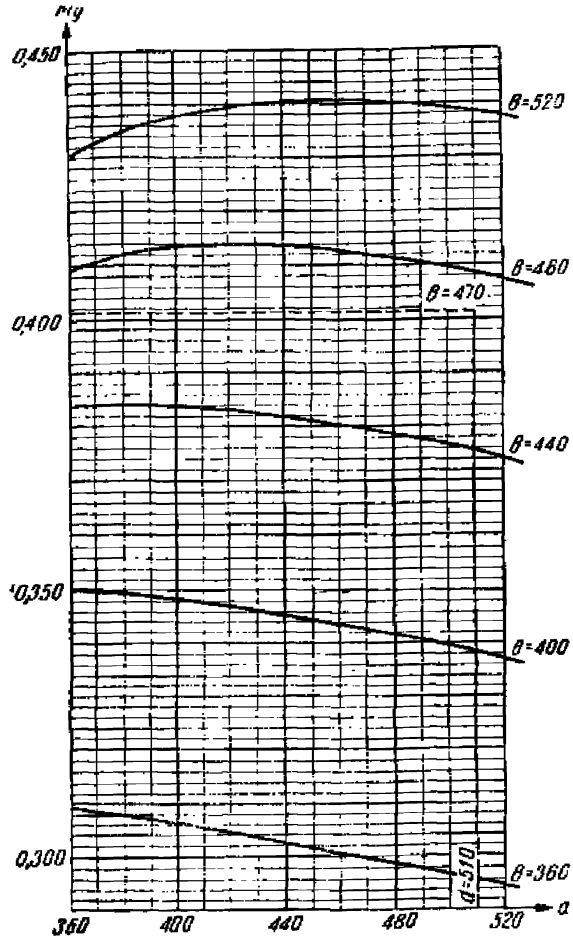
Фиг. 38

Номограмма 3 для определения M_x



Фиг. 39

Номограмма 4 для определения M_y



II. Плиты, защемленные по контуру

Влияние защемления на опорах учитывается коэффициентами, на которые должны быть помножены значе-

ния моментов M_x и M_y, полученные для свободно опертой плиты таких же размеров, согласно указаниям раздела I настоящего приложения.

Значения расчетных моментов для защемленной по контуру плиты принимаются:

а) На опоре $M'_x = 0{,}75 \times M_x$;

$M'_y = 0{,}75 \times M_y$.

б) В пролете $M''_x = 0{,}525 \times M_x$;

$M''_y = 0{,}525 \times M_y$,

где M_x и M_y — расчетные значения моментов в свободно опертой плите.

Примеры пользования номограммами

Пример первый. Определить моменты в свободно опертой плите проезжей части при постоянной равномерно распределенной нагрузке интенсивностью 0,75 т/м² и временной нагрузке Н-10.

Размеры плиты вдоль моста $a = 510$ см, поперек моста $b = 470$ см.

а) От равномерной нагрузки

По номограмме 2 находим на оси абсцисс $a = 5{,}1$ м, восстанавливаем перпендикуляр до пересечения с кривой $b = 4{,}7$ м, положение которой определяется по интерполяции расстояния между кривыми, соответствующими $b = 4{,}4$ и $b = 4{,}8$. Проводим горизонтальную прямую до оси ординат, где читаем: $M_y = 0{,}959\,q$ (см. пунктир на номограмме 2).

Расчетный момент на 1 пог. м ширины плиты будет

$$M_y = 0{,}959 \times 0{,}75 = 0{,}717 \text{ т/м}.$$

Таким же путем по номограмме 1 определяется момент M_x: на оси абсцисс откладывается $b = 4{,}7$ интерполяцией между кривыми $a = 5{,}2$ м и $a = 4{,}8$ м.

Устанавливается положение кривой $a = 5{,}1$ м.

Искомый $M_x = 1{,}092\,q$ (см. пунктир на номограмме 1).

Расчетный момент на 1 пог. м ширины плиты будет

$$M_x = 1{,}092 \times 0{,}75 = 0{,}819 \text{ т/м}.$$

б) От временной нагрузки Н-10

Определение моментных коэфициентов M_x и M_y от временной нагрузки производится таким же способом, как и для равномерной нагрузки, по номограммам 3 и 4.

Для рассматриваемых размеров плиты значения моментных коэфициентов будут:

$M_y = 0{,}401$, $M_x = 0{,}333$ (см. пунктиры на номограммах 3 и 4).

Значения расчетных моментов на 1 пог. м ширины плиты будут: $M_y = 0{,}401 \times P \times (1+\mu)$ и $M_x = 0{,}333 \times P \times (1+\mu)$, где $P = 4{,}75$ т (давление одного колеса) и $1+\mu = 1{,}30$ (динамический коэфициент). Тогда после подстановки получаем:

$$M_y = 4{,}75 \times 1{,}3 \times 0{,}401 = 2{,}48 \text{ т.м};$$
$$M_x = 4{,}75 \times 1{,}3 \times 0{,}333 = 2{,}06 \text{ т.м}.$$

Суммарные расчетные моменты в свободно опертой плите от постоянной нагрузки и Н-10 будут:

$$M_y = 0{,}717 + 2{,}48 = 3{,}197 \text{ т.м};$$
$$M_x = 0{,}819 + 2{,}06 = 2{,}879 \text{ т.м}.$$

Пример второй. Определить моменты в защемленной по контуру плите проезжей части. Размеры плиты и расчетные нагрузки те же, что и в примере 1.

По предыдущему примеру моменты в свободно опертой плите будут:

$M_y = 3{,}197$ т.м на 1 пог. м ширины;
$M_x = 2{,}879$ т.м на 1 пог. м ширины.

Расчетные моменты в защемленной плите будут:

На опоре: $M_y = 0{,}75 \times 3{,}197 = 2{,}4$ т.м;
$M_x = 0{,}75 \times 2{,}879 = 2{,}17$ т.м.
В пролете: $M_y = 0{,}525 \times 3{,}197 = 1{,}676$ т.м;
$M_x = 0{,}525 \times 2{,}879 = 1{,}52$ т.м.

Приложение 7

К расчету устойчивости плоской формы изгиба двутавровых балок

Определение критических напряжений при изгибе двутавровых балок может быть произведено по приближенному энергетическому методу, разработанному проф. С. П. Тимошенко в книге: „Об устойчивости упругих систем", Киев 1910 г.

Здесь приводятся итоговые данные для практического применения.

Критическое напряжение по условию устойчивости балки при изгибе может быть определено по формуле:

$$\sigma_k = K\Phi 10^4 \text{ кг/см}^2.$$

Здесь: $\Phi = \frac{I_y}{I_x}\left(\frac{h}{l}\right)^2$.

Коэфициент K определяется в зависимости от рода нагрузки и значения параметра $\frac{1}{\gamma^2}$.

Нагрузка предполагается приложенной к верхнему поясу балки. Значения коэфициента K даны в первых двух столбцах таблицы, в зависимости от величины $\frac{1}{\gamma^2}$ для случая нагрузки в виде сосредоточенной силы, приложенной посредине пролета и равномерно распределенной нагрузки по всему пролету. Для этих случаев параметр $\frac{1}{\gamma^2}$ вычисляется по следующей формуле:

$$\frac{1}{\gamma^2} = 0{,}01 \frac{F^4}{I_y (I_x + I_y)} \left(\frac{l}{h}\right)^2.$$

Здесь принято: l — пролет балки, h — высота балки, F — площадь сечения, I_x — момент инерции относительно горизонтальной оси, I_y — то же относительно вертикальной. При выводе этой формулы принято, что модули упругости равны:

$$E = 2{,}1 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2 \text{ и } S = 0{,}4\ E.$$

В случае чистого изгиба балки параметр $\frac{1}{\gamma^2}$ вычисляется по формуле:

$$\frac{1}{\gamma^2} = 0{,}04 \frac{F^4}{I_y (I_x + I_y)} \left(\frac{l}{h}\right)^2;$$

здесь обозначения прежние.

При выводе всех вышеприведенных формул предполагалось, что балка по концам закреплена против вращения вокруг своей продольной оси (закручивания). Такое закрепление практически может быть осуществлено постановкой жестких распорок или прикреплением нижней полки балки, или и тем и другим. Вместе с тем при выводе формул предполагалось, что конец балки свободно вращается относительно вертикальной оси сечения ($y - y$). Заделка концевого сечения против вращения увеличивает величину критического напряжения.

Предыдущие формулы справедливы в пределах упругости. Если вычисленное по ним критическое напряжение получается больше предела упругости, то расчетное критическое напряжение может быть определено по формуле:

$$\sigma = 2890 - \frac{3700}{\sqrt{\frac{l}{h}}} \text{ (кг/см}^2\text{)}.$$

Здесь $\sigma^0_{кр}$ — величина критического напряжения, вычисленного по предыдущим формулам в предположении упругой работы.

Величина критического напряжения зависит от рода нагрузки или от вида эпюры моментов. При сосредоточенной силе, т. е. при эпюре моментов в виде треугольника, величина критического напряжения наибольшая, при чистом изгибе, т. е. при эпюре моментов в виде прямоугольника, величина критического напряжения наименьшая, т. е. этот случай наиболее опасный. В случае, если на пролете балки помещается несколько грузов и эпюра моментов имеет вид многоугольника, то коэфициенты K надо брать применительно к случаю сплошной нагрузки, т. е. к эпюре моментов в виде параболы.

Если балка на протяжении пролета имеет связи и устойчивость балки проверяется на протяжении между связями, то за расчетную длину l надо брать расстояние между связями, а коэфициенты K брать применительно к чистому изгибу или к прямоугольной эпюре моментов.

Таблица коэфициентов K

$\frac{1}{\gamma^3}$	Сосредоточенная сила посредине пролета	Равномерная нагрузка	Чистый изгиб	$\frac{1}{\gamma^2}$
0,1	425	385	130	0,1
1	530	476	136	1
2	635	365	142	2
4	810	718	154	4
6	965	854	164	6
8	1100	976	150	8
12	1340	1175	193	12
16	1565	1355	210	16
24	1930	1670	240	24
32	2240	1930	267	32
40	2540	2180	292	40
50	2880	2440	—	50
60	3170	2690	—	60
70	3420	2910	—	70
80	3670	3130	—	80
100	4120	3490	432	100


Схематическая карта
глубин зимнего промерзания грунтов в европейской части СССР
Архангельск
Вологда
Москва
Горький
Казань
Киев
Харьков
Ростов
Сталинград
Уральск
Уфа
Кусбышев
Пермь
Свердловск
Березники
Ленинград
Псков
Минск
Смоленск
Рязань
Воронеж
Саратов
Волга
Ростов
Одесса
Туапсе
Черное море
Дербент
Тбилиси
Ереван
Баку
Ашхабад
Салегорд
Обь
I
II
III
IV
V

Фиг. 41

Габариты подмостовые на судоходных и сплавных реках и основные требования к расположению мостов (по ГОСТ 3035-45)

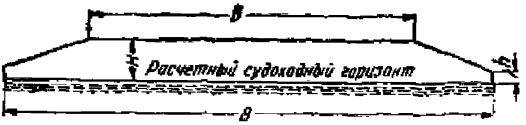
I. Назначение ГОСТ 3035-45

1. ГОСТ 3035-45 устанавливает подмостовые габариты и требования, предъявляемые со стороны судоходства и сплава ко вновь возводимым и реконструируемым мостам на судоходных и сплавных реках.

Примечание. Подмостовые габариты капитально восстанавливаемых мостов в каждом отдельном случае должны быть согласованы с Министерством речного флота СССР, так как на них ГОСТ 3035-45 не распространяется.

II. Габариты, их основные размеры и правила применения

2. Подмостовым габаритом называется предельное поперечное (перпендикулярное к направлению течения) очертание границ пространства в пролете моста, которое должно оставаться свободным для беспрепятственного пропуска судов и сплава и внутрь которого не могут вдаваться никакие элементы моста или расположенных на нем устройств (фиг. 42).



Фиг. 42

3. При определении габаритов и требований, предъявляемых к мостам, следует руководствоваться табл. 1.

4. Ширина габарита (B) определяется на уровне наименьшего меженного судоходного горизонта. Она должна быть соблюдена и ниже его до указанной в табл. 1 глубины реки в межень.

Высоты габарита (H и h) отсчитываются от уровня расчетного судоходного горизонта.

5. Расчетный судоходный горизонт определяют двумя способами, согласно разделу IV настоящего приложения. За расчетный судоходный горизонт прини-

Таблица 1

Разряды рек	Характеристика судоходства и сплава	Категории рек	Глубины рек в межень, м
Сверхмагистрали	Трехэтажные пассажирские суда, нефтеналивные суда шириной до 24 м и плоты шириной до 100 м	Вне категории	Более 2
Магистрали I разряда	Трехэтажные пассажирские суда и плоты шириной до 100 м	I	2—1,5
Магистрали II разряда	Двухэтажные пассажирские суда и плоты шириной до 85 м	II	1,5—1
Реки местного сообщения	Двухэтажные пассажирские суда и плоты шириной до 56 м	IIIа	1—0,7
То же	Полутораэтажные пассажирские суда и плоты шириной до 36 м	IIIб	
Малые реки	Полутораэтажные пассажирские суда и плоты шириной до 36 м	IVа	Менее 0,7
То же	Пассажирские катера и плоты шириной до 21 м	IVб	
Сплавные реки	Пассажирские катера и плоты шириной до 14 м	Va	—
То же	Сплав молем	Vб	—

Примечание. Отнесение реки к той или иной категории, впредь до издания стандарта, устанавливающего классификацию рек, производится заинтересованными организациями и согласовывается с Министерством речного флота СССР.

мается наибольший горизонт из полученных по I и способу.

Примечание. Примеры определения расчетного судоходного горизонта приведены в разделе V настоящего приложения.

6. Определение расчетного судоходного горизонта должно производиться на основании водомерных наблюдений за все время существования водомерных постов (ближайших от моста) на данной реке.

В тех случаях, когда продолжительность наблюдений менее 15 лет или когда материалы наблюдений отсутствуют, определение расчетного судоходного горизонта должно производиться на основании краткосроч-

ных наблюдений с учетом наблюдений водомерных постов ближайшей реки данного бассейна, находящейся в сходных условиях влияния на горизонт воды.

7. Для шлюзованных рек, на которых судоходство обеспечивается шлюзованием в течение всей навигации, за расчетный судоходный горизонт принимается наивысший горизонт искусственного подпора с учетом кривой подпора. Если на шлюзованных реках судоходство в половодье совершается через открытые плотины, то расчетный судоходный горизонт должен определяться согласно п. 5 настоящего приложения.

8. При определении размеров подмостовых габаритов для временных мостов (со сроком службы не более трех лет) за расчетный судоходный горизонт принимается горизонт высоких вод по согласованию с Министерством речного флота СССР.

9. Для сплавных рек категорий Va и Vб за расчетный горизонт принимается наивысший сплавной горизонт, согласно указаниям республиканских, краевых или областных организаций, ведающих сплавом.

10. Минимальные размеры габаритов указаны в табл. 2.

11. Ширина габарита (B) моста через судоходный канал может быть менее указанной в табл. 2, при условии что пролет моста перекрывает ширину канала и ширину бечевников для береговой тяги.

12. Если разводной пролет предназначен для пропуска только судов большой высоты, то ширина габарита (B) в м принимается по табл. 3.

Если разводной пролет предназначен для пропуска буксируемых караванов и плотов, то ширина габарита (B) принимается по табл. 2 настоящего приложения.

Высота габарита (H и h) разводного пролета (в раскрытом или поднятом положении) должна удовлетворять требованиям табл. 2 настоящего приложения и условиям пропуска специальных судов.

13. Подмостовые габариты для краткосрочных мостов (со сроком службы не более 1 года) устанавливаются в каждом отдельном случае по согласованию с местными органами Министерства речного флота СССР.

14. При устройстве у мостов лесов и подмостей размеры подмостовых габаритов устанавливаются в каждом отдельном случае по согласованию с местными органами Министерства речного флота СССР.

Таблица 2

Категории рек	B			b	H	h	
	Мосты постоянные		Мосты временные			Мосты постоянные	Мосты временные
	для пролета низового направления	для пролета взводного направления	для обоих направлений				
Вне категории	140	110	По согласованию с Министерством речного флота СССР	Для рек вне категории, I и II категории $b = {}^2/_3 B$, если колебания горизонтов не превышают 4 м, при больших колебаниях горизонтов и для рек прочих категорий $b = 1/2B$	13,5	5	—
I	140	90			12,5	4	—
II	120	70			10	3,5	—
IIIа	80	60	50		10	2,5	1,5
IIIб	60	40	40		7	2,5	1,5
IVа	50	30	30		7	1,5	1
IVб	30	20	20		4	1,5	1
Va	20	—	16		3,5	1	1
Vб	9	—	—		1,5	1	1

Примечание. Если мост имеет один судоходный пролет, то размеры габарита должны приниматься как для пролета с низовым направлением.

Таблица 3

Категории рек	При скорости течения воды	
	до 1 м/сек	св. 1 до 2 м/сек
Вне категории	50	60
I		
II	30	40
IIIа	20	25
IIIб		
IVа	15	20
IVб		

15. Ширина габарита (B) разводного пролета наплавного моста в м принимается по табл. 4.

Таблица 4

Категории рек	При скорости течения воды	
	до 1 м/сек	св. 1 до 2 м/сек
III а	50	70
III б	50	60
IV а	40	50
IV б	30	40
V а	20	20
V б	10	10

III. Требования, предъявляемые к мостам со стороны судоходства и сплава

16. Многопролетный мост должен иметь не менее двух судоходных пролетов, совпадающих с судовыми ходами; устройство одного судоходного пролета допускается только в случае недостаточной ширины реки.

Мосты на реках, вне категории и категорий I и II, должны иметь, кроме того, судоходные пролеты для взводного направления над местами прохода судов во время паводка.

17. Разводные пролеты мостов должны располагаться на местах, глубина которых обеспечивает пропуск судов и плотов при наименьшем меженном горизонте.

18. Опоры моста не должны иметь обращенных к судоходным пролетам выступающих частей, которые могут быть причиной аварии или повреждения судов при навале их на опоры.

Горизонтальные сечения опор до уровня расчетного максимального судоходного горизонта должны иметь удобообтекаемую форму. Плоскости опор, обращенные в сторону пролетов, должны быть параллельны направлению течения (допускается отклонение не более 10°).

19. К месту расположения моста предъявляются следующие требования:

а) русло реки должно быть устойчивым в отношении возможности перемещения его по ширине и изменения глубин;

б) участок реки должен быть, по возможности, без поймы или с высокой, лишь незначительно затопляемой поймой;

в) расположение берегов, направление течения и оси судовых ходов должны быть, по возможности, взаимно параллельны. Допускается, без увеличения пролетов, отклонение оси моста от нормали к направлению течения в судоходном и сплавном пролете не более 5°; при больших отклонениях полезная величина пролетов косых мостов считается по нормали к направлению течения;

г) мост должен быть, по возможности, удален от перекатов и перевалов на расстоянии: с верховой стороны — не менее тройной, а с низовой стороны — не менее полуторной наибольшей длины буксируемого каравана.

Примечание. При отсутствии в естественном состоянии реки условий, обеспечивающих выполнение требований подпункта а, таковые должны быть достигнуты устройством соответствующих искусственных сооружений.

20. При устройстве мостов на сверхмагистральных и магистральных реках при односторонней пойме, пропускающей в бытовых условиях реки свыше 15%, а при двухсторонней — свыше 25% весеннего расхода воды, должны быть предусмотрены выправительные сооружения весеннего действия.

21. Устройство наплавных мостов на реках сверхмагистральных и магистральных обоих разрядов допускается, в исключительных случаях, по согласованию с Министерством речного флота СССР.

22. Наплавные мосты должны располагаться:

а) не ближе 1 км от причальных пунктов и пристаней;

б) на прямолинейных участках рек, причем длина прямолинейного участка с верховой стороны, считая от моста, должна быть не менее тройной, а с низовой стороны — не менее полуторной наибольшей длины буксируемого каравана;

в) на участках рек, где не производятся дноуглубительные и выправительные работы;

г) от перекатов и перевалов, по возможности, на расстоянии: с верховой стороны — не менее тройной, а с низовой стороны — не менее полуторной наибольшей длины буксируемого каравана.

23. Устройство моста и других искусственных сооружений не должно повлечь за собой такого увеличения скоростей течения воды, при которых тяговые усилия судов окажутся недостаточными для буксировки караванов.

24. Проекты мостов на судоходных реках должны быть согласованы с Министерством речного флота СССР, а на сплавных реках — с местными органами, ведающими сплавом. Проекты мостов на судоходных реках, где возможно плавание морских судов, должны быть согласованы также с Министерством морского флота СССР и Министерством вооруженных сил СССР.

IV. Определение расчетного судоходного горизонта

Способ I

а) Устанавливают категорию реки.

б) Составляют таблицу из трех граф: в первой графе помещают порядковые номера; во второй — отметки горизонтов наивысших паводков (отметки располагаются в нисходящем порядке, считая сверху вниз); в третьей — годы, в которые были зафиксированы эти отметки.

в) Определяют расчетный порядковый номер первой графы таблицы по формуле:

$$N = \frac{5}{100} n + 0{,}5,$$

где n — количество лет наблюдений на водомерных постах.

Соответствующий порядковому номеру год (в третьей графе таблицы) является расчетным.

г) Определяют допустимую по категории реки продолжительность стояния горизонтов воды, которые были выше расчетного судоходного горизонта в расчетном году, по формуле:

$$t = \frac{km}{100} \text{ суток},$$

где: m — продолжительность навигации в расчетном году в сутках,

k — коэфициент, принимаемый, в зависимости от категории реки, по табл. 5.

Таблица 5

Категории рек	k
Вне категории	3
I	4
II	5
III а	6
III б	
IV а	5
IV б	

д) По материалам водомерных наблюдений в расчетном году выбирают горизонт, выше которого продолжительность стояния горизонтов составляет t суток. Выбранный горизонт является расчетным по I способу

Способ II

Определяют расчетный порядковый номер первой графы таблицы по формуле:

$$N = \frac{P\,n}{100} + 0{,}5,$$

где: n — количество лет наблюдений на водомерных постах,

P — коэфициент, принимаемый, в зависимости от категории реки, по табл. 6.

Таблица 6

Категории рек	P
Вне категории	10
I	11
II	12
III а	
III б	
IV а	
IV б	

Полученному порядковому номеру таблицы соответствуют: год (в третьей графе таблицы) и наивысшая отметка горизонта паводка (во второй графе таблицы). Этот горизонт является расчетным по II способу.

V. Примеры определения расчетного судоходного горизонта

Пример 1. Река Ока у г. Калуги. Река — категории IIIа.

Составляем таблицу согласно п. 6 раздела IV настоящего приложения.

№ п/п	Отметки горизонтов наивысших паводков см	Годы с наивысшими отметками паводков
1	1670	1908
2	1544	1931
3	1500	1917
4	1493	1888
5	1430	1897
6	1410	1889
7	1405	1881
8	1400	1895
9	1396	1896

Количество лет наблюдений на водомерных постах $n=55$ (с 1881 по 1935 г.).

Расчет по способу I

Расчетный порядковый номер таблицы:

$$N=\frac{5.55}{100}+0{,}5=3{,}25$$

Принимаем $N=4$. Этому номеру соответствует 1888 г., принимаемый за расчетный.

Имея, по материалам наблюдений, продолжительность навигации в 1888 г. равной 210 суткам и принимая по табл. 5 $k=6$, определяем продолжительность стояния горизонтов воды, которые были выше расчетного судоходного горизонта:

$$t=\frac{6.210}{100}=12{,}6 \text{ суток.}$$

Принимаем $t=13$ суток.

По материалам наблюдений устанавливаем, что в 1888 г. горизонтом воды, выше которого горизонты стояли в течение 13 суток, являлся горизонт с отметкой 530 см, который и принимаем за расчетный по I способу.

Расчет по способу II

Принимая по табл. 6 $P=12$, определяем расчетный порядковый номер таблицы:

$$N=\frac{12.55}{100}+0{,}5=7{,}15.$$

Принимаем $N=8$. Этому номеру соответствуют: 1895 г. и горизонт с отметкой наивысшего паводка 1 400 см, который и принимается за расчетный по II способу.

За расчетный судоходный горизонт принимается горизонт с отметкой 1 400 см.

Пример 2. Река Волга у г. Сталинграда. Река — вне категории.

Составляем таблицу согласно п. 6 раздела IV настоящего приложения.

№ п/п	Отметки горизонтов наивысших паводков см	Годы с наивысшими отметками паводков
1	974	1926
2	956	1919
3	945	1881
4	943	1917
5	940	1899
6	933	1908
7	933	1895

Количество лет наблюдений на водомерных постах $n=50$ (с 1881 по 1930 г.).

Расчет по способу I

Расчетный порядковый номер таблицы:

$$N=\frac{5.50}{100}+0{,}5=3.$$

Этому номеру соответствует 1881 г., принимаемый за расчетный.

Имея, по материалам наблюдений, продолжительность навигации в 1881 г. равной 240 суткам и принимая по табл. 5 $k=3$, определяем продолжительность стояния горизонтов воды, которые были выше расчетного судоходного горизонта:

$$t=\frac{3.240}{100}=7{,}2 \text{ суток.}$$

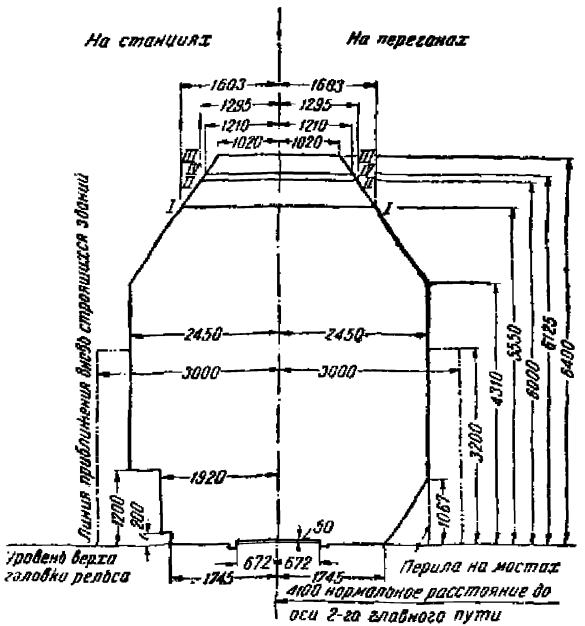
Принимаем $t = 8$ суток.

По материалам наблюдений устанавливаем, что в 1881 г. горизонтом воды, выше которого горизонты стояли в течение 8 суток, являлся горизонт с отметкой 987 см, который и принимается за расчетный по I способу.

Расчет по способу II

Принимая по табл. 6 $P = 10$, определяем расчетный порядковый номер таблицы:

$$N = \frac{10.50}{100} + 0{,}5 = 5{,}5.$$



Фиг. 43

Принимаем $N=6$. Этому номеру соответствуют: 1908 г. и горизонт с отметкой наивысшего паводка 933 см, который и принимаем за расчетный по II способу.

За расчетный судоходный горизонт принимаем горизонт с отметкой 937 см.

Приложение 10

Железнодорожный габарит приближения строений

Габарит приближения строений на прямой 2-С дан на фиг. 43 (см. стр. 195).

Принятые на фиг. 43 высоты габаритов до линий:

I — I — для строений из огнестойких и несгораемых материалов на неэлектрифицируемых участках;

II — II — для строений, защищенных от возгорания, на неэлектрифицируемых участках;

III — III — для строений из сгораемых материалов;

IV — IV — для строений из огнестойких, несгораемых и защищенных от возгорания материалов на электрифицируемых участках.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Глава I. Габариты мостов 5

Глава II. Расчетные нагрузки

1. Основные и дополнительные силы 7
2. Временная вертикальная нагрузка 8
3. Давление ветра 21
4. Силы торможения и силы трения, возникающие в опорных частях 24
5. Сейсмические силы 26
6. Прочие нагрузки 28

Глава III. Правила проектирования железобетонных мостов и труб

1. Общие положения. Расчетные нагрузки 29
2. Материалы 30
3. Допускаемые напряжения 33
4. Допускаемые прогибы 36
5. Расчет и конструкция отдельных элементов
   Плиты 36
   Балки 37
   Стойки 42
   Шарниры и опорные части 44
6. Основные правила проектирования различных видов мостов и их элементов
   Проезжая часть 45
   Балочные и рамные мосты 53
   Балочные мосты больших пролетов и сквозные фермы 57
   Арочные мосты 61
   Опоры железобетонных мостов 63
   Трубы 65

Глава IV. Правила проектирования металлических мостов

1. Общие положения. Расчетные нагрузки 65
2. Материалы 67
3. Допускаемые напряжения 70
4. Допускаемые прогибы 78
5. Расчет и конструкция отдельных элементов
   Общие конструктивные и расчетные требования 79
   Растянутые стержни 80

Сжатые и сжато-изогнутые стержни 81
Балки 85
6. Расчет и конструкция соединений элементов . . . . .
Заклепочные и болтовые соединения 89
Сварные соединения 92
7. Основные правила проектирования различных видов мостов и их частей
Проезжая часть 94
Связи балочных мостов 97
Сквозные фермы 99
Опорные части 101
Арочные пролетные строения 104
Висячие мосты 107

Глава V. Правила проектирования каменных сооружений

1. Общие положения 109
2. Материалы
Бетонные конструкции 113
Каменные конструкции 114
3. Допускаемые напряжения 117
4. Каменные опоры
Общие правила для быков и устоев 122
Устои 124
Быки 126
5. Каменные мосты 127
6. Трубы 135
7. Подпорные стенки 137

Глава VI. Правила проектирования фундаментов искусственных сооружений

1. Общие положения. Геологические изыскания 138
2. Допускаемые давления 139
3. Неглубокие фундаменты на естественном основании 142
4. Фундаменты на сваях 146
5. Глубокие фундаменты 150

Глава VII. Правила проектирования деревянных вспомогательных конструкций временного назначения при возведении искусственных сооружений на автомобильных дорогах

1. Общие положения 153
2. Материалы и допускаемые напряжения 153
3. Допускаемые прогибы и строительный подъем 154
4. Расчетные нагрузки 155
5. Общие указания по расчету и конструированию 156
6. Общие правила проектирования опалубки железобетонных конструкций 157
7. Общие правила проектирования кружал для арочных мостов 163

ОПЕЧАТКИ

в книге „Правила и указания по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах".

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
46	13 сверху	Поперек моста	Поперек пролета плиты
79	7 снизу	130	140
	10 снизу	180	200

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1. Таблица комбинаций сил торможения и трения, учитываемых при расчете опор наиболее употребительных схем железобетонных мостов
Приложение 2. Карта июльских изотерм
Приложение 3. Карта январских изотерм
Приложение 4. Графики для определения расчетных температур железобетонных, бетонных и каменных элементов прямоугольного сечения
Приложение 5. Таблицы для расчета опертых по контуру плит (проф. Галеркина)
Приложение 6. Таблицы и номограммы (инж. Скрябина) для определения моментов в четырехсторонних свободно опертых и защемленных по контуру железобетонных плитах проезжей части автодорожных мостов
Приложение 7. К расчету устойчивости плоской формы изгиба двутавровых балок
Приложение 8. Схематическая карта глубин зимнего промерзания грунтов Европейской части СССР
Приложение 9. Габариты подмостовые на судоходных и сплавных реках и основные требования к расположению мостов (по ГОСТ 3035—45)
Приложение 10. Железнодорожный габарит приближения строений

Ответственный редактор В. А. Виноградов
Технический редактор Е. Н. Галактионова

Л—56306. Сдано в производство 9/VII—1947 г. Подп. в печать 12/I—1948 г. 12,5 п. л.+1 вкл., 10,4 а. л. Формат бум. 84×108 1/32. Тираж 5000 экз. Цена 6 р. 50 к. Заказ № 462

13-й типографии ОГИЗа. Москва, Денисовский, 30.
Отпечатано в типографии: Москва, ул. Чехова, 6. Зак. 125.

gost.e-ecolog.ru