

АВТОМОБИЛЬНЫЕ ДОРОГИ. ЖЕСТКИЕ И
ПОЛУЖЕСТКИЕ ДОРОЖНЫЕ ОДЕЖДЫ.
Правила проектирования

АУТАМАБІЛЬНЫЯ ДАРОГІ. ЖОРСТКІЯ І
ПАУЖОРСТКІЯ ДАРОЖНЫЯ АДЗЕННІ.
Правілы праектавання

Настоящий проект технического кодекса
не подлежит применению до его утверждения

Министерство транспорта и коммуникаций
Республики Беларусь

Минск

УДК 625.84(083.74)

Ключевые слова: конструирование жестких и полужестких дорожных одежд, монолитные цементобетонные покрытия, сборные покрытия, расчет дорожных одежд, расчет основания, расчетные значения прочностных и деформационных характеристик материалов

Предисловие

Цели, основные принципы, положения по государственному регулированию и управлению в области технического нормирования и стандартизации установлены Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации».

1 РАЗРАБОТАН Республиканским дочерним унитарным предприятием «Белорусский дорожный научно-исследовательский институт «БелдорНИИ» (Государственным предприятием «БелдорНИИ»)

2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ постановлением Министерства транспорта и коммуникаций Республики Беларусь от _____ № _____

3 Настоящий технический кодекс установившейся практики взаимосвязан с техническим регламентом ТР ТС 014/2011 «Безопасность автомобильных дорог» и реализует его общие технические требования

4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Настоящий технический кодекс установившейся практики не может быть воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Министерства транспорта и коммуникаций Республики Беларусь.

Изданы на русском языке

Содержание

1	Область применения.....	1
2	Нормативные ссылки.....	1
3	Термины и определения.....	2
4	Обозначения.....	3
5	Общие положения.....	5
6	Конструирование дорожных одежд.....	6
6.1	Общие положения.....	6
6.2	Конструкция монолитных жестких дорожных одежд.....	9
6.3	Деформационные швы в монолитных цементобетонных покрытиях.....	9
6.4	Конструкция полужестких дорожных одежд.....	16
6.5	Конструкция жестких дорожных одежд со сборными покрытиями.....	18
6.6	Конструкция колеиных бетонных монолитных покрытий.....	20
7	Расчетные параметры подвижной нагрузки.....	21
8	Расчет дорожных одежд.....	22
8.1	Общие положения.....	22
8.2	Расчет монолитных цементобетонных покрытий.....	23
8.3	Расчет двухслойных цементобетонных покрытий.....	28
8.4	Расчет полужестких дорожных одежд.....	29
8.5	Расчет жестких дорожных одежд со сборными покрытиями.....	32
8.6	Расчет колеиных покрытий.....	39
9	Расчет оснований.....	39
9.1	Расчет по условию сдвигоустойчивости подстилающего грунта и малосвязных конструктивных слоев.....	39
9.2	Расчет морозозащитных и дренирующих слоев основания.....	42
	Приложение А Нормативные и расчетные характеристики цементобетона.....	45
	Приложение Б Примеры расчета.....	48
	Приложение В Расчетные характеристики грунтов земляного полотна.....	66
	Библиография.....	67

ТЕХНИЧЕСКИЙ КОДЕКС УСТАНОВИВШЕЙСЯ ПРАКТИКИ

**АВТОМОБИЛЬНЫЕ ДОРОГИ.
ЖЕСТКИЕ И ПОЛУЖЕСТКИЕ ДОРОЖНЫЕ ОДЕЖДЫ.
Правила проектирования****АУТАМАБІЛЬНІЯ ДАРОГІ. ЖОРСТКІЯ І ПАУЖОРСТКІЯ ДАРОЖНІЯ АДЗЕННІ.
Правілы праектавання**

Highways. Rigid and semi-rigid road pavements.
Rules of designing

Дата введения

1 Область применения

Настоящий технический кодекс установившейся практики (далее – технический кодекс) распространяется на проектирование жестких и полужестких дорожных одежд автомобильных дорог общего и необщего пользования, улиц населенных пунктов, подъездных дорог к промышленным предприятиям, внутрихозяйственных сельских дорог различных категорий с покрытиями, а также со сборными из предварительно напряженного железобетона, железобетона, армобетона на различных видах основания при возведении, реконструкции и капитальном ремонте (далее — строительстве).

2 Нормативные ссылки

ТКП 059.1-2020 (33200) Автомобильные дороги. Правила устройства

ТКП 200-2018 (33200) Автомобильные дороги. Земляное полотно. Правила проектирования

ТКП 45-3.03-3-2004 (02250) Проектирование дорожных одежд улиц населенных пунктов

ТКП 45-3.03-88-2007 (02250) Автомобильные дороги. Цементобетонные основания и покрытия. Правила устройства

ТКП 45-3.03-112-2008 (02250) Автомобильные дороги. Нежесткие дорожные одежды. Правила проектирования

ТКП 45-3.03-227-2010 (02250) Улицы населенных пунктов. Строительные нормы проектирования

СТБ 1033-2016 Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон. Технические условия

СТБ 1071-2007 Плиты бетонные и железобетонные для тротуаров и дорог. Технические условия

СТБ 1092-2018 Мастика герметизирующая битумно-эластомерная. Технические условия

СТБ 1245-2015 Эмульсии битумные дорожные катионные. Технические условия

СТБ 1395-2018 Грунтовки для деформационных швов цементобетонных покрытий автомобильных дорог и аэродромов. Общие технические условия

СТБ 1566-2005 Дороги автомобильные. Методы испытаний

СТБ 1704-2012 Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия

СТБ 1937-2015 Лента битумно-полимерная для асфальтобетонных и цементобетонных покрытий автомобильных дорог. Технические условия

СТБ 2221-2011 Бетоны конструкционные тяжелые для транспортного и гидротехнического строительства. Технические условия

ГОСТ 23735-2014 Смеси песчано-гравийные для строительных работ. Технические условия.

3 Термины и определения

В настоящем техническом кодексе применяют следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 жесткие дорожные одежды: Дорожные одежды с монолитным цементобетонным покрытием или сборным покрытием из железобетонных плит.

3.2 полужесткие дорожные одежды: Дорожные одежды с асфальтобетонным покрытием на основании из цементобетона.

3.3 укрепленная полоса: Полоса, ограничивающая проезжую часть, устраиваемая на обочине и разделительной полосе с целью повышения безопасности движения и предотвращения разрушения кромок покрытия.

3.4 швы деформационные: Температурные швы, которые устраивают в цементобетонных покрытиях для уменьшения напряжений, возникающих при сезонных и суточных изменениях температуры воздуха.

3.5 швы контрольные: Швы сжатия, нарезаемые в первую очередь через каждые две-три плиты для обеспечения трещиностойкости покрытия, до нарезки всех швов сжатия в затвердевшем бетоне.

3.6 шов продольный: Деформационный шов, устраиваемый в цементобетонном покрытии или основании по оси дороги или параллельно ей в зависимости от ширины проезжей части и способствующий снижению деформаций от растягивающих напряжений.

3.7 шов рабочий: Шов по типу шва сжатия, который устраивают при вынужденных перерывах бетонирования.

3.8 шов расширения: Шов, который разрезает покрытие по всей ширине и на всю толщину, образуя между соседними плитами зазоры, ширина которых обеспечивает свободу перемещения плит при расширении в результате повышения температуры или увеличения влажности бетона.

3.9 шов сжатия: Поперечный шов, разрезающий плиту не на всю толщину и создающий ослабленное сечение, в котором при усадке цементобетона и понижении температуры происходит разрыв.

3.10 штыревое соединение плит: Армирование поперечных и продольных швов для частичной передачи нагрузки с плиты на плиту и исключения образования ступени у шва при проезде автомобилей.

4 Обозначения

В настоящих строительных правилах применяют следующие обозначения:

a_{ta}, a_{tb}	– коэффициенты температуропроводности соответственно асфальтобетона и цементобетона;
B	– класс бетона по прочности на сжатие;
B_{tb}	– класс бетона по прочности на растяжение при изгибе;
C_a	– сцепление между слоями асфальтобетона и цементобетона;
E	– модуль упругости материала;
E_a	– расчетный модуль упругости асфальтобетона;
E_o^3	– эквивалентный модуль упругости основания;
H_3	– эквивалентная толщина слоя;
h_a	– толщина слоя асфальтобетона;
h_b	– толщина слоя цементобетона;
h_i	– толщина i -го слоя;

K_d	– коэффициент, учитывающий влияние виброползучести при динамическом нагружении подвижной колесной нагрузки;
K_m	– коэффициент, учитывающий влияние места расположения нагрузки;
K_n	– коэффициент надежности;
K_{np}	– коэффициент набора прочности бетона;
$K_{пр}$	– коэффициент прочности;
K_y	– коэффициент усталости бетона при повторном нагружении;
K_{ya}	– коэффициент усталости асфальтобетона, учитывающий многократное приложение нагрузки в течение суток;
$K_{усл}$	– коэффициент, учитывающий условия работы;
$K_{уст}$	– коэффициент продольной устойчивости бетонного покрытия;
$K_{шт}$	– коэффициент, учитывающий влияние штыревых соединений на условия контактирования плит с основанием;
K_d	– коэффициент запаса;
K_f	– коэффициент, учитывающий воздействие попеременного замораживания-оттаивания;
K_t	– коэффициент, учитывающий влияние температурного коробления плит;
I_y	– упругая характеристика плиты;
$P, P_k, Q_{расч}$	– расчетная нагрузка, передаваемая колесом автомобиля на поверхность покрытия;
$P_{шт}$	– часть расчетной нагрузки на колесо, воспринимаемой штыревым соединением;
p	– удельное давление на покрытие;
$p_{ш}$	– давление воздуха в шинах;
Q	– вес плиты;
q	– показатель изменения интенсивности движения данного типа автомобиля по годам;
$q_{расч}$	– расчетное удельное давление на покрытие;
$q_{ш}$	– давление в шинах;
R	– радиус отпечатка колеса;
$R_{и}$	– сопротивление растяжению при изгибе – для асфальтобетона; прочность на сжатие – для бетона;
$R_{ри}$	– прочность бетона на растяжение при изгибе;
$R_{bt,ser}$	– расчетное сопротивление бетона осевому растяжению на момент

твердения бетона и разделения бетонного основания на плиты (срабатывание швов);

$R_{s,ser}$	– расчетное сопротивление арматуры;
$T_{max}, T_{исх}$	– максимальная и исходная температура бетона в середине по толщине плиты;
$T_{сл}$	– расчетный срок службы;
β	– ширина паза шва;
$\varepsilon_{т.г}$	– относительное удлинение или деформативность герметика (заполнителя паза шва) при максимальном растягивающем напряжении;
μ_a	– коэффициент Пуассона для асфальтобетона;
μ_o	– коэффициент Пуассона для основания;
ρ	– плотность материала;
σ_t	– напряжение в результате перепада температуры по толщине нижнего слоя;
$\sigma_t^{доп}$	– допустимые температурные напряжения сжатия;
σ_{pt}	– напряжение растяжения при изгибе, возникающее в бетонном покрытии от действия нагрузки, с учетом перепада температуры по толщине плиты.

5 Общие положения

5.1 Основные параметры поперечного профиля земляного полотна принимают в соответствии с [1].

5.2 Проектирование жестких и полужестких дорожных одежд с учетом свойств земляного полотна представляет собой единый процесс конструирования и расчета их на прочность, деформативность, морозоустойчивость и дренирующую способность, а также технико-экономического обоснования вариантов.

Конструирование и расчет приведены в соответствующих разделах настоящего технического кодекса.

5.3 Основные положения раздела конструирования используют при назначении вида покрытия и его минимально необходимой толщины, швов сжатия и расширения в покрытии, их конструкции, предельных расстояний между швами; при выборе материалов для устройства слоев основания и назначении их минимальной толщины; при выборе материалов для устройства дополнительных слоев основания.

5.4 В настоящем техническом кодексе определяют расчетные и нормативные нагрузки, размеры основных конструктивных элементов (толщину и длину плит, тол-

щину слоев основания, армирование плит и швов, необходимость устройства швов расширения и расстояние между ними) для различных видов покрытия и категорий дорог, для различных значений транспортных нагрузок, грунтовых и природно-климатических условий, при определении возможности разового пропуска тяжелых нагрузок по существующему покрытию, при определении эффективности новых конструктивно-технологических решений.

Расчетом определяют рациональные варианты конструкции по ряду показателей технико-экономического сравнения, а также конструкцию дренарующих и морозозащитных слоев.

5.5 Для определения приведенной стоимости при вариантном проектировании руководствуются сроками службы, вытекающими из долговечности материала верхнего слоя покрытия, которые для дорожных одежд капитального типа с цементобетонным покрытием составляют не менее 25 лет, для дорожных одежд с асфальтобетонным покрытием на бетонном основании (полужестких дорожных одежд) – не менее 20 лет (с учетом затрат на замену верхних слоев покрытия).

Существенно увеличить долговечность можно за счет применения высокопрочных бетонов с повышением классов бетона до $B_{tb5,2}$ – $B_{tb6,4}$ по СТБ 2221 и расширения применяемого диапазона толщин конструкций от 28 до 32 см. Причем любое увеличение основных параметров должно быть направлено на увеличение сроков службы покрытия.

6 Конструирование дорожных одежд

6.1 Общие положения

6.1.1 Процесс конструирования дорожной одежды включает выбор материалов, определение количества слоев и их размещение по глубине. При этом необходимо:

- предусматривать максимальное использование местных строительных материалов;
- стремиться к уменьшению количества слоев;
- предусматривать проезд построенного транспорта по основанию;
- обеспечивать соответствие конструкции дорожной одежды технологии ее устройства и максимальную механизацию работ;
- учитывать категорию дороги, состав транспортного потока, интенсивность движения, напряженное состояние и механизм деформирования отдельных слоев и конструктивных элементов;

- устанавливать срок службы покрытия и всей дорожной одежды до капитального ремонта;
- учитывать природно-климатические и гидрогеологические условия местности (включая возведение высоких насыпей);
- предусматривать условия и возможность дальнейшего поэтапного усиления, уширения и повышения капитальности автомобильной дороги.

6.1.2 Выравнивающий слой предназначен для устранения неровностей основания и обеспечения ровности слоев покрытия, а также создания возможности перемещения плит покрытия при изменении температуры. Если выравнивающий слой не устраивают, то применяют слой из специальной полиэтиленовой пленки или геосинтетического материала, прерывающий сцепление плит с основанием, препятствующий высыханию бетона в раннем возрасте и появлению в покрытии усадочных трещин.

Выравнивающие слои устраивают из зернистых материалов, обработанных органическими вяжущими, песчаного или мелкозернистого асфальтобетона толщиной не более 4 см. Среднее значение глубины впадин шероховатости согласно СТБ 1566 по методу «песчаного пятна» для выравнивающего слоя не должно превышать 0,25 мм.

В зависимости от категории дороги, вида бетоноукладочного оборудования, устойчивости верхней части земляного полотна и его способности накапливать пластические или неравномерные деформации основание устраивают:

- из бетона классов по прочности на растяжение при изгибе от $B_{tb}0,8$ до $B_{tb}1,6$;
- из нерудных материалов и грунтов, укрепленных неорганическим вяжущим;
- из щебня, щебеночно-песчано-гравийных смесей (ЩПГС) или песчано-гравийных смесей (ПГС).

6.1.3 Толщину и вид основания определяют расчетом в соответствии с ТКП 45-3.03-112 и разделом 9 настоящего кодекса установившейся практики.

При низкой интенсивности автомобильного движения (менее 500 расчетных автомобилей в сутки) и строительстве покрытий легкими бетоноукладочными машинами с боковой или центральной загрузкой допускается, при соответствующем технико-экономическом обосновании, устройство покрытия на песчаном основании, выполняющем одновременно роль дренирующего и морозозащитного слоев. Чтобы исключить образование колеи от автомобилей-самосвалов в слое песчаного основания, его укрепляют путем устройства по нему слоя из щебня, ЩПГС или ПГС толщиной от 10 до 12 см.

Минимальная толщина основания из бетона составляет 14 см; из нерудных материалов, укрепленных неорганическими вяжущими, – 16 см; из щебня, ЩПГС или ПГС

– 17 см.

Толщину основания, укрепленного неорганическими вяжущими, по которому уже в раннем возрасте начинается движение гусеничных бетоноукладчиков, принимают не менее 18 см,

При бетонировании покрытия гусеничными бетоноукладчиками со скользящими формами ширина укрепленного основания должна быть шире полос движения покрытия на 1,05 м с каждой стороны.

В слое укрепленного гидравлическими вяжущими основания рекомендуется устраивать через каждые 20-30 м поперечные швы, смещенные относительно швов в покрытии не менее чем на 1 м. Глубина нарезки шва – не менее $\frac{1}{3}$ толщины слоя.

В основаниях из тяжелого бетона низких классов прочности устраивают швы сжатия с расстоянием между ними не более 15 м. Швы в основаниях совмещают со швами покрытий. Глубина нарезки шва – не менее $\frac{1}{3}$ толщины слоя.

6.1.4 Дополнительный слой основания устраивают из дренирующих, не подверженных пучению материалов в соответствии с разделом 9.

Дополнительный слой основания должен иметь сплошные или прерывистые выходы дренирующего материала на откосы земляного полотна и нижнюю плоскость (поверхность земляного полотна) с поперечным уклоном.

Для улучшения водоотвода рекомендуется применять геотекстиль в виде сплошного или прерывистого слоя. Толщину дополнительного слоя основания определяют расчетом.

Морозозащитные слои устраивают из прочных, стабильных и морозостойких зернистых материалов в соответствии с разделом 9.

6.1.5 Укрепленные полосы обочины устраивают из цементобетона или асфальтобетона на бетонном основании без продольных швов в основании. Для дорог IV категории укрепленные полосы устраивают из щебня.

Укрепленные полосы обочины из цементобетона разделяют поперечными швами, которые должны быть продолжением швов покрытия.

Бетонные полосы уширения шириной более 1,5 м (вместо укрепленных полос обочины) отделяют от бетонного покрытия проезжей части продольными швами. Поперечные швы полос уширения по конструкции и месту расположения должны совпадать с поперечными швами покрытия.

Покрытия на виражах, дополнительных полосах для лево- и правоповоротного движения перед перекрестками, остановочных пунктах маршрутного пассажирского транспорта и съездах, примыкающих к покрытию из цементобетона, устраивают из

цементобетона или асфальтобетона. На границе цементобетонного и асфальтобетонного покрытий устраивают герметизируемые продольные и поперечные швы по 6.3.

6.2 Конструкция монолитных жестких дорожных одежд

6.2.1 Цементобетонные покрытия в зависимости от категории дороги (улицы) устраивают из бетона класса по прочности, не ниже указанного в таблице А.1 приложения А.

6.2.2 Бетонные покрытия устраивают в один или два слоя методом сращивания. Толщина верхнего слоя должна быть не менее 6 см. Нижний слой покрытий допускается устраивать в зависимости от категории дороги (улицы) из бетона меньшего класса по прочности, но не ниже указанного в таблице А.1 приложения А.

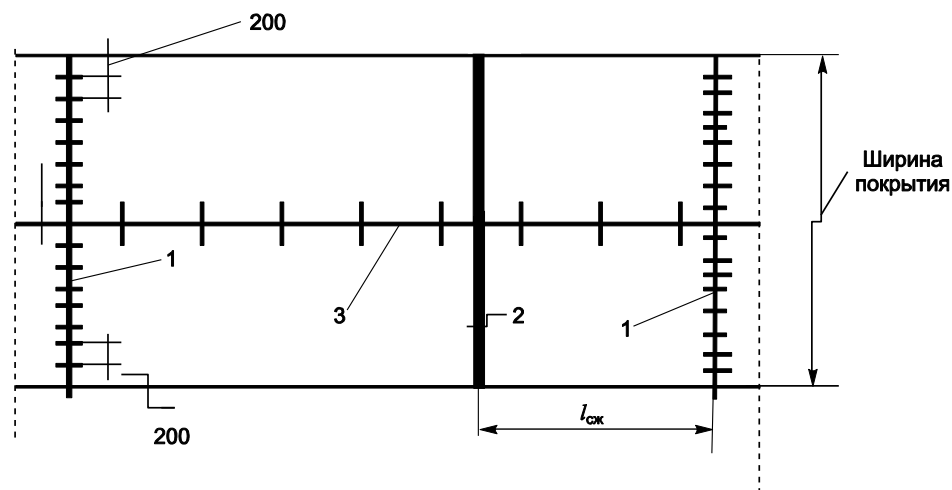
Толщину бетонных покрытий h определяют расчетом. При использовании для покрытия бетонов классов по прочности в соответствии с приложением А, для нормативной нагрузки 50/57,5/65 кН на колесо минимальную толщину покрытия принимают по таблице 1.

Таблица 1

Основание	Минимальная толщина покрытия, см, для категории дороги по [1] (категории улицы по [2])				
	I-а, I-б, I-в (М, А)	II (Б, В)	III (Г, Е, Ж)	IV (З, П), V	VI
Укрепленное (из бетона и материалов, укрепленных вяжущими)	22/24/25	20/22/23	18/20/21	18(14)/19/-	15*(13)/-/-
Неукрепленное (из щебня, шлака, песка, ЩПГС, ПГС)	-	22/-/-	20/21/-	18(15)/20/-	16*(14)/-/-
* Толщина основания может быть на 2 см меньше указанной в 6.3.6.					
<i>Примечания</i> 1 В скобках приведена толщина покрытия для облегченных условий движения (коэффициент надежности – 0,8 по таблице 4). 2 Если в поперечных швах штыри не применяют, то толщину покрытия увеличивают на 2 см.					

6.3 Деформационные швы в монолитных цементобетонных покрытиях

6.3.1 В покрытии устраивают продольные швы и поперечные швы сжатия и расширения, разделяющие покрытие на плиты определенной длины и ширины (рисунок 6.1).



1 – шов сжатия; 2 – шов расширения, в том числе совмещенный с рабочим швом;
3 – продольный шов

Рисунок 6.1 – Деформационные швы цементобетонных покрытий

6.3.2 Длину плит $l_{сж}$ (расстояние между поперечными швами сжатия) на укрепленном основании и устойчивом земляном полотне принимают не более $25h$, на земляном полотне с ожидаемыми неравномерными осадками (включая насыпи высотой более 3 м) – $22h$, при отсутствии армирования швов сжатия – $21h$, в местах перехода из выемок в высокие насыпи, в местах примыкания к искусственным сооружениям и в покрытиях шириной до 6 м – $20h$.

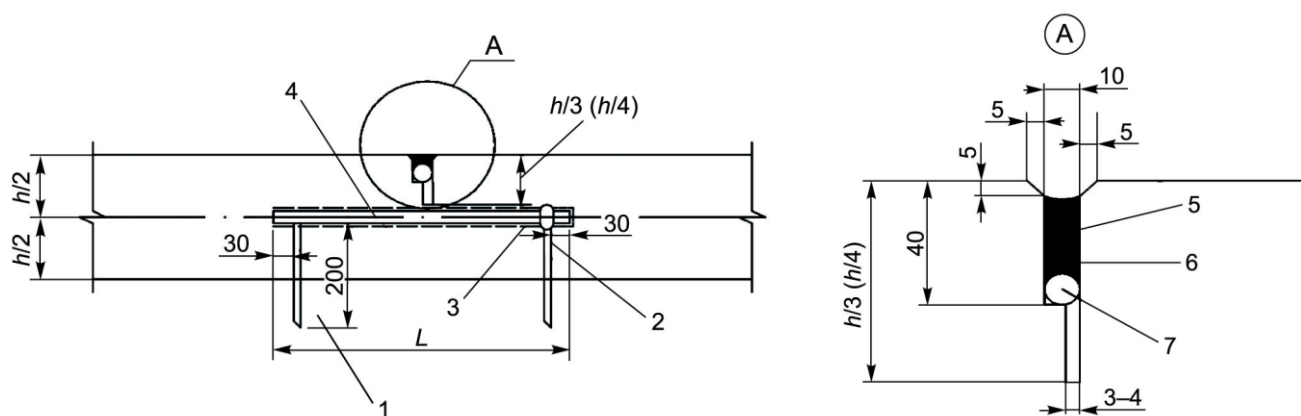
6.3.3 Конструкцию швов сжатия и продольного шва принимают в соответствии с рисунками 6.2 и 6.3. Длину штырей L принимают по 8.2.2, но не менее 45 см для швов сжатия и не менее 70 см – для продольного шва. Длину установочных шпилек принимают равной толщине плиты h , но не менее 200 мм.

6.3.4 При необходимости в швах сжатия предусматривают штыревые соединения. Пазы швов заполняют герметизирующим материалом.

6.3.5 Штыри в продольных и поперечных швах располагают в соответствии с рисунком 6.1. Расстояние между арматурными стержнями в швах сжатия и в продольном шве определяют расчетом, но оно не должно превышать 45 и 150 см соответственно. Размеры штырей (диаметр и длину) определяют расчетом в соответствии с 8.2.2.

6.3.6 Швы сжатия допускается не армировать, если высота уступов между плитами в поперечных швах не превышает допустимую по 9.1.1 или толщина цементобетонного покрытия увеличена на 2 см по сравнению с требуемой по расчету на прочность.

Глубина нарезки пазов швов сжатия и продольного шва должна составлять не менее $1/4h$ при отсутствии сцепления бетонного покрытия с нижележащим слоем и не менее $1/3h$ – при наличии сцепления с нижележащим слоем.



L – длина стержня, принимают согласно 8.2.2

- 1 – шпилька 1 диаметром 6 мм класса S240 по СТБ 1704;
- 2 – шпилька 2 диаметром 6 мм класса S240 по СТБ 1704;
- 3 – защитное покрытие толщиной до 0,3 мм;
- 4 – арматурный стержень диаметром от 18 до 25 мм;
- 5 – заполнение битумно-эластомерной мастикой марки Ш-75 по СТБ 1092;
- 6 – полимерная грунтовка по СТБ 1395;
- 7 – подкладка для герметизации швов (термостойкий шнур диаметром 13 мм)

Примечания

- 1 Защитное покрытие штырей в продольных швах не устраивается.
- 2 При автоматической установке стержней бетоноукладчиком шпильки не применяют.
- 3 Шпильку 2 допускается выполнять по типу шпильки 1 при установке ее на расстоянии 160 мм от шпильки 1.

Рисунок 6.2 – Шов сжатия

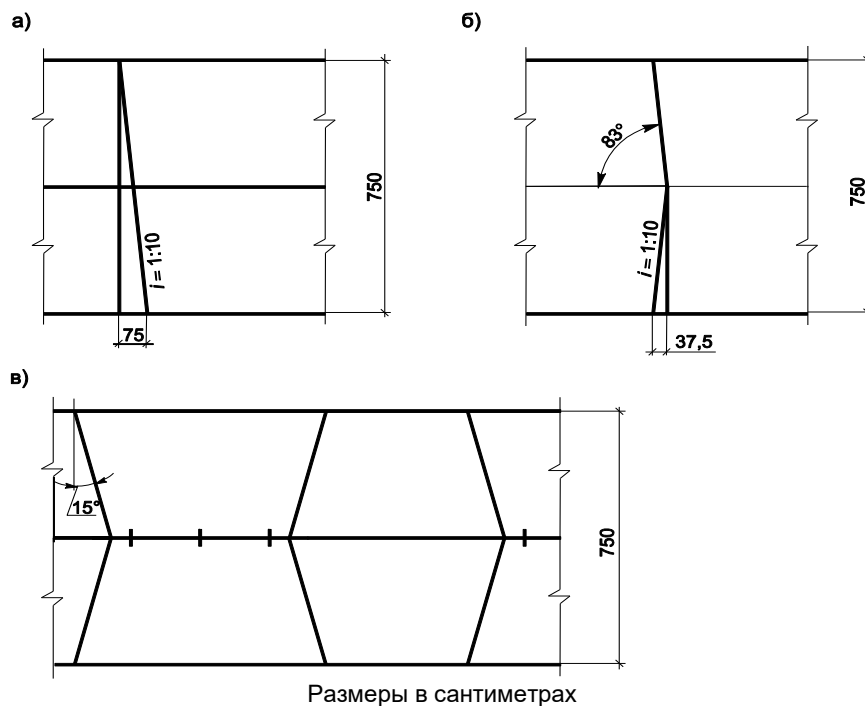
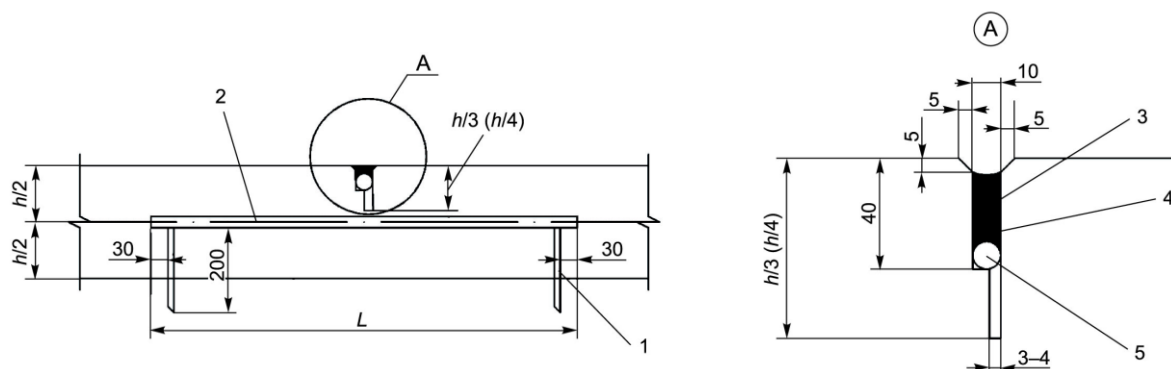


Рисунок 6.3 – Варианты расположения швов сжатия в плане для повышения комфортности движения, уменьшения уступов между плитами (а, б, в) и обеспечения ровности покрытия в жаркое время года (б, в)

6.3.7 Для повышения продольной устойчивости, улучшения совместной работы плит, увеличения динамической устойчивости основания и повышения транспортно-эксплуатационных качеств неармированные швы сжатия устраивают путем нарезки пазов швов сжатия под углом к продольному шву при соотношении катетов 1:8–1:10 (рисунок 6.4).



L – длина стержня, принимают согласно 8.2.2

- 1 – шпилька диаметром 6 мм класса S240 по СТБ 1704;
- 2 – арматурный стержень диаметром от 16 до 25 мм;
- 3 – заполнение битумно-эластомерной мастикой марки Ш-75 по СТБ 1092;
- 4 – полимерная грунтовка СТБ 1395;
- 5 – подкладка для герметизации швов (термостойкий шнур диаметром 13 мм)

Примечания

- 1 Защитное покрытие штырей в продольных швах не устраивается.
- 2 При автоматической установке стержней бетоноукладчиком шпильки не применяют.

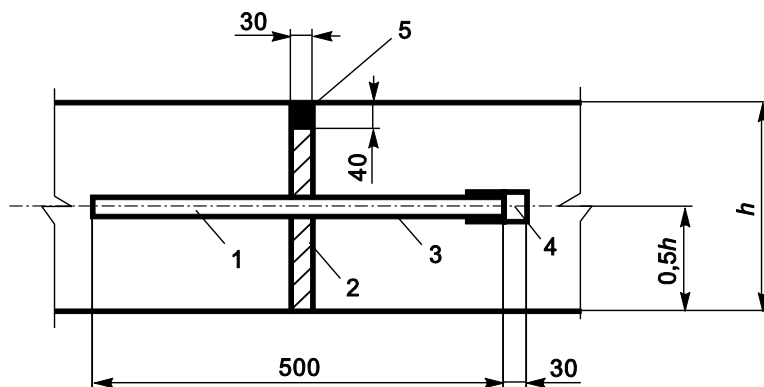
Рисунок 6.4 – Продольный шов

6.3.8 Продольные швы (рисунок 6.4) предусматривают при ширине покрытия более 4,5 м или более $23h$.

6.3.9 Контрольные швы, по конструкции аналогичные швам сжатия, устраивают через каждые две-три плиты для обеспечения температурно-усадочной трещиностойкости в раннем возрасте.

6.3.10 Для обеспечения перемещения плит при расширении в результате повышения температуры или увеличения влажности бетона в конце рабочей смены устраивают шов расширения, совмещенный с рабочим швом (рисунок 6.5).

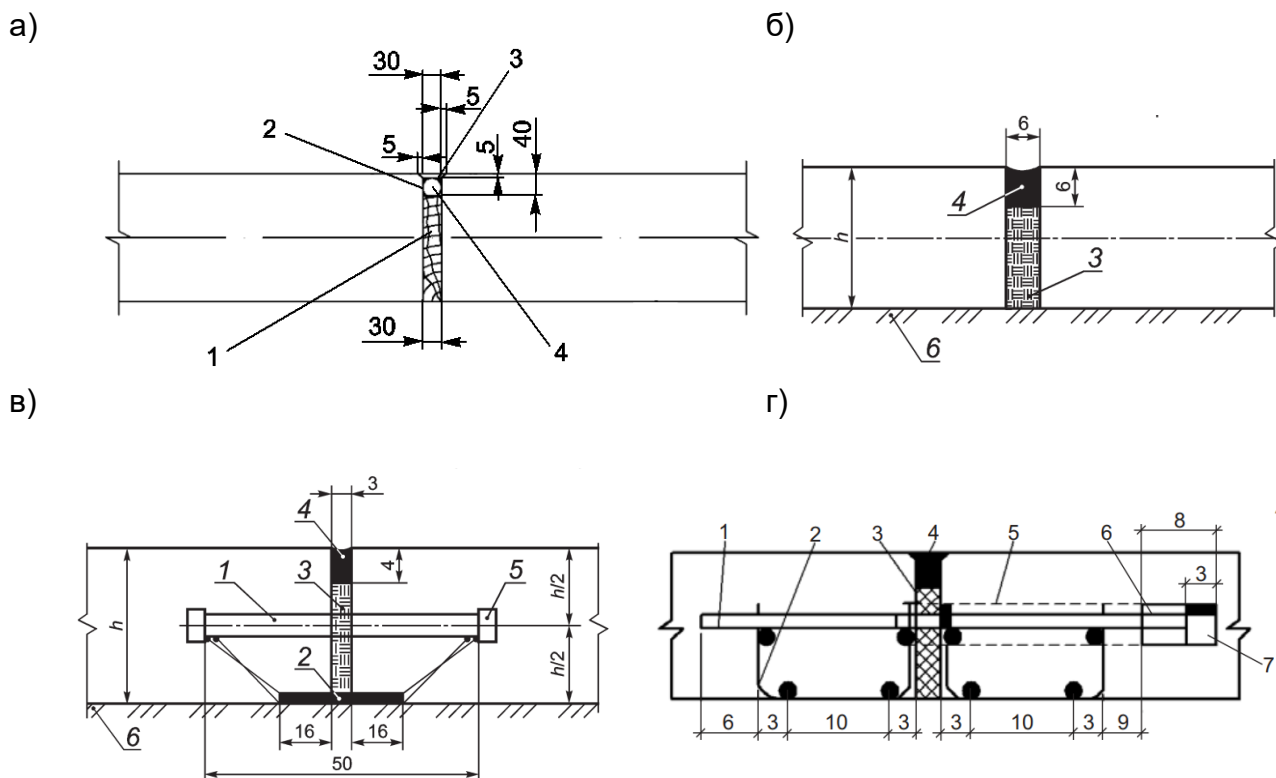
6.3.11 Шов расширения устраивают по типу компенсационного шва в затвердевшем бетоне шириной 3 см на полную толщину покрытия (рисунок 6.6). При устройстве швов расширения следует руководствоваться данными таблицы 2.



h — толщина плиты покрытия

1 — арматурный стержень диаметром от 16 до 25 мм; 2 — прокладка из сжимаемых упругих материалов (досок из ели или сосны, резинотехнических пластин); 3 — защитное покрытие; 4 — температурный компенсатор (гильза-колпачок из полиэтилена или резины); 5 — герметик

Рисунок 6.5 — Шов расширения, совмещенный с рабочим швом



1 — подкладка из сжимаемых упругих материалов; 2 — полимерная грунтовка;
3 — заполнение битумно-эластомерной мастикой марки Ш-75 по СТБ 1092;
4 — подкладка для герметизации швов (термостойкий шнур диаметром 32 мм)

а) без армирования; б) на подходах к мостам и путепроводам; в, г) с армированием

Рисунок 6.6 — Шов расширения

Таблица 2

Ожидаемая для данного района температура нагрева покрытия в летнее время, °С	Толщина покрытия, см	Расстояние между швами расширения, измеряемое количеством плит, при температуре воздуха во время бетонирования, °С			
		до 5 включ.	св. 5 до 15 включ.	св.15 до 25 включ.	св.25 до
Ниже 40	20 и более	5	10	15	18
	Менее 20	5	8	10	15
40 и выше	20 и более	5	10	15	18
	Менее 20	5	8	10	15

6.3.12 Перед мостами и путепроводами на расстоянии не менее 30 м от начала и конца сооружений через 15-30 м устраивают не менее трех швов расширения шириной 6 см (рисунок 6.6). Швы заполняют сильно сжимаемым материалом, например, песком, обработанным битумом; сверху шва устанавливают готовую резиновую или пористую прокладку высотой 6 см.

6.3.13 Коэффициент продольной устойчивости $K_{уст}$, характеризующий вертикальные и горизонтальные перемещения плит при изменении температуры воздуха, рассчитывают по формуле

$$K_{уст} = \frac{B}{\alpha E \cdot (T_{\max} - T_{\text{исх}})}, \quad (6.1)$$

где B – значение класса бетона, МПа;

α – коэффициент линейной температурной деформации бетона, $1/^\circ\text{C}$;
 $\alpha = 0,00001 \text{ } 1/^\circ\text{C}$;

E – расчетный модуль упругости бетона, МПа; принимают согласно приложению А;

$T_{\max}$, $T_{\text{исх}}$ – максимальная и исходная температура бетона в середине по толщине плиты, $^\circ\text{C}$; для климатических условий Республики Беларусь принимают:

$(T_{\max} - T_{\text{исх}}) = 30 \text{ } ^\circ\text{C}$.

6.3.15 Для устройства шва расширения, совмещенного с рабочим швом, применяют прокладки из обрезных досок мягких пород древесины (сосны, ели) или других материалов, обладающих упругими свойствами, стальные штыри с гильзами-колпачками (рисунок 6.5). Температурные компенсаторы, надеваемые на штыри швов расширения, должны обеспечивать свободное смещение штыря в бетоне (внутри колпачка на 2-3 см).

Стальные штыри должны быть обработаны битумом или другими полимерными материалами на всю длину.

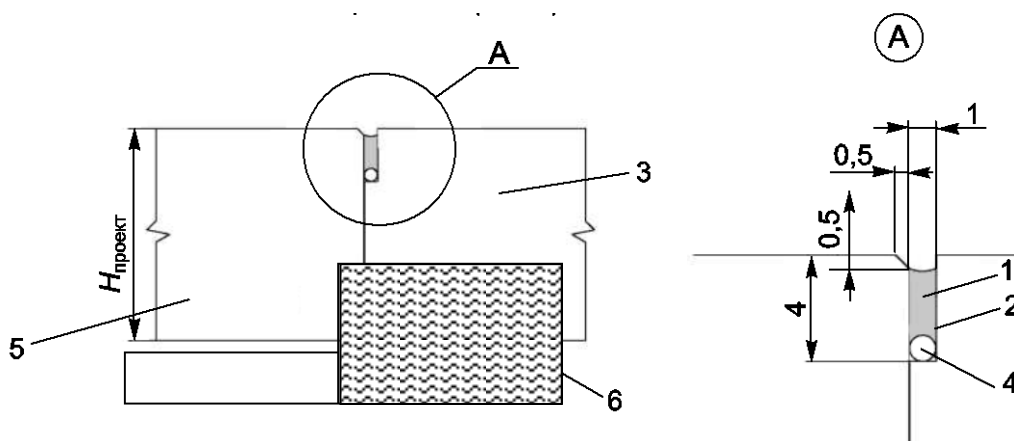
6.3.16 При устройстве швов сжатия и расширения отклонение перекосов и наклонов штырей от проектного положения не должно превышать 1 см.

Штыри в продольных швах устанавливают без защитного покрытия, при этом перекосы штырей должны быть не более чем на 5 см в плане и по высоте. Контроль качества установки арматурных штырей производится при помощи георадара.

6.3.17 Пазы швов сжатия могут быть в сечении прямоугольными, ступенчатыми или с наклонными стенками. Ширина пазов швов сжатия – от 8 до 15 мм. Пазы устраивают со скошенными фасками в соответствии с ТКП 45-3.03-88.

6.3.18 При сопряжении цементобетонного покрытия с асфальтобетонным покрытием укрепленной полосы на обочине или разделительной полосе на границе стыка цементобетонного и асфальтобетонного покрытий устраивают продольные и поперечные швы, герметизируемые с помощью битумной ленты высотой 40-50 мм, толщиной 4 мм по СТБ 1937, которую устанавливают на боковую грань цементобетонного покрытия в одном уровне с поверхностью.

Второй вариант сопряжения цементобетонного и асфальтобетонного покрытий состоит в том, что на границе стыка нарезчиком швов устраивают шов шириной 10 мм и глубиной 40 мм, укладывают уплотнительный термостойкий шнур, предварительно обработав стенки шва грунтовкой по СТБ 1395, и герметизируют мастикой по СТБ 1092 (рисунок 6.7).



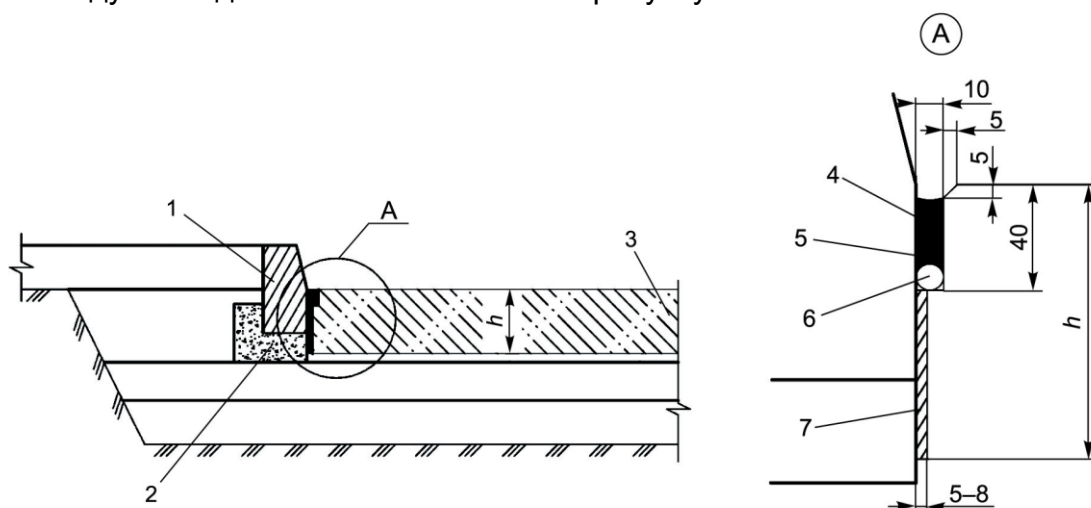
Размеры указаны в сантиметрах
 $H_{\text{проект}}$ – проектная толщина плиты

- 1 – битумно-полимерная мастика по СТБ 1092; 2 – полимерная грунтовка по СТБ 1395;
 3 – асфальтобетон; 4 – уплотнительный термостойкий шнур диаметром 13 мм;
 5 – бетон; 6 – основание

Рисунок 6.7 – Узел сопряжения цементобетонного и асфальтобетонного покрытий

6.3.19 При примыкании бетонируемой плиты к бортовому камню вариант сопря-

жения между ними должен соответствовать рисунку 6.8.



- 1 – бортовой камень; 2 – бетон В15; 3 – цементобетонное покрытие;
 4 – заполнение битумно-эластомерной мастикой марки Ш-75 по СТБ 1092;
 5 – полимерная грунтовка по СТБ 1395; 6 – подкладка для герметизации швов (термостойкий шнур диаметром 13 мм); 7 – мягкая лента на полимерной основе толщиной 5-8 мм

Рисунок 6.8 — Узел сопряжения бетонного покрытия с бортовым камнем

6.4 Конструкция полужестких дорожных одежд

6.4.1 Полужесткие дорожные одежды могут быть двух- и трехслойными. Толщину слоя асфальтобетонного покрытия и цементобетонного основания, в том числе из бетона, уплотняемого укаткой, определяют расчетом, при этом она должна быть не менее значений, приведенных в таблице 3.

6.4.2 Швы сжатия в цементобетонном основании из жестких смесей устраивают через каждые 15 м. Для оснований из низкопластичных бетонных смесей, устраиваемых бетоноукладчиками со скользящими формами, швы сжатия должны устраиваться, как и в покрытии. Перед мостами и у пересечения дорог устраивают не менее трех швов расширения через каждые 10-20 м, также как и при сооружении монолитных цементобетонных покрытий.

6.4.3 Для повышения трещиностойкости асфальтобетонного покрытия над поперечными швами в основании рекомендуется армировать асфальтобетон над швами сетками, располагая их симметрично вдоль шва; ширина сеток – от 150 до 160 см.

Геосетки размещают между слоями на глубине не менее 8 см от поверхности покрытия. Сетки из стали располагают под нижним слоем асфальтобетонного покрытия.

Таблица 3

Класс бетона по прочности на растяжение при изгибе B_{tb}	Средняя прочность бетона на растяжение при изгибе R_{pi} , МПа	Толщина, см, асфальтобетона h_a / цементобетона h_b для категории дороги по [1] (категории улицы по [2])			
		I-а, I-б, I-в (М, А)	II (Б, В)	III (Г, Е, Ж)	IV (З), V, VI (П)
0,8	1,0	18/26	18/24	17/23	17/23
1,2	1,5	18/24	18/23	17/22	16/21
1,6	2,0	18/22	17/21	17/20	16/19
2,0	2,5	18/20	18/19	18/18	16/17
2,4	3,0	17/19	16,5/17	16,5/16	16/16
2,8	3,5	16,5/17	16/17	16/16	14/16
3,2	4,0	16/17	15/17	15/16	14/16
3,6	4,5	15,5/17	15/17	15/16	14/16
Примечания 1 Значения толщины слоев приведены для суточных колебаний температуры на поверхности асфальтобетона (цементобетона) $A_n = 15$ °С (суточный перепад температуры 30 °С) для условий Беларуси. 2 При устройстве трещинопрерывающих слоев толщину асфальтобетонного слоя уменьшают на 20 %.					

6.4.4 Продольные швы в основании устраивают при его ширине более 9 м и на участках с ожидаемыми неравномерными осадками земляного полотна. Продольные швы не армируют.

Ширину слоя основания из цементобетона принимают на 0,5 м шире проезжей части и укрепленных полос, а дренирующий слой, при его наличии, проектируют на всю ширину земляного полотна.

6.4.5 Кроме асфальтобетона в качестве верхнего покрытия можно применять слои холодной литой асфальтобетонной смеси и слои поверхностной обработки. Для повышения сцепления верхнего слоя с цементобетонным основанием поверхность последнего должна иметь повышенную шероховатость и быть обработана грунтовкой из катионной эмульсии марки ЭБКД-М-60 или ЭБКД-М-65 по СТБ 1245. Грунтовку наносят на чистую и сухую поверхность цементобетона.

6.5 Конструкция жестких дорожных одежд со сборными покрытиями

6.5.1 Устройство дорожных одежд со сборными покрытиями целесообразно на дорогах необщего пользования, в том числе лесных и мелиоративных, а также на дорогах промышленных предприятий и дорогах сельскохозяйственного назначения.

6.5.2 Проектирование дорожных одежд со сборным покрытием производят исходя из применения выпускаемых типовых плит по СТБ 1071, учитывая особенности работы покрытия, с помощью расчета и конструирования основания и стыковых соединений.

6.5.3 Минимальные размеры плит в плане определяют исходя из условия обеспечения устойчивости работы основания под торцами плит, с учетом или без учета работы стыковых соединений, максимальные размеры – исходя из условия работы плит на монтажные нагрузки.

6.5.4 Для дорог необщего пользования применяют как предварительно напряженные, так и ненапряженные сочлененные плиты.

При работе плит на слабом основании сочлененные плиты армируют двухслойной арматурой.

6.5.5 На боковых поперечных гранях плит предусматривают стыковые соединения, конструкция которых зависит от величины колесной нагрузки, вида основания и конструкции формы или опалубки.

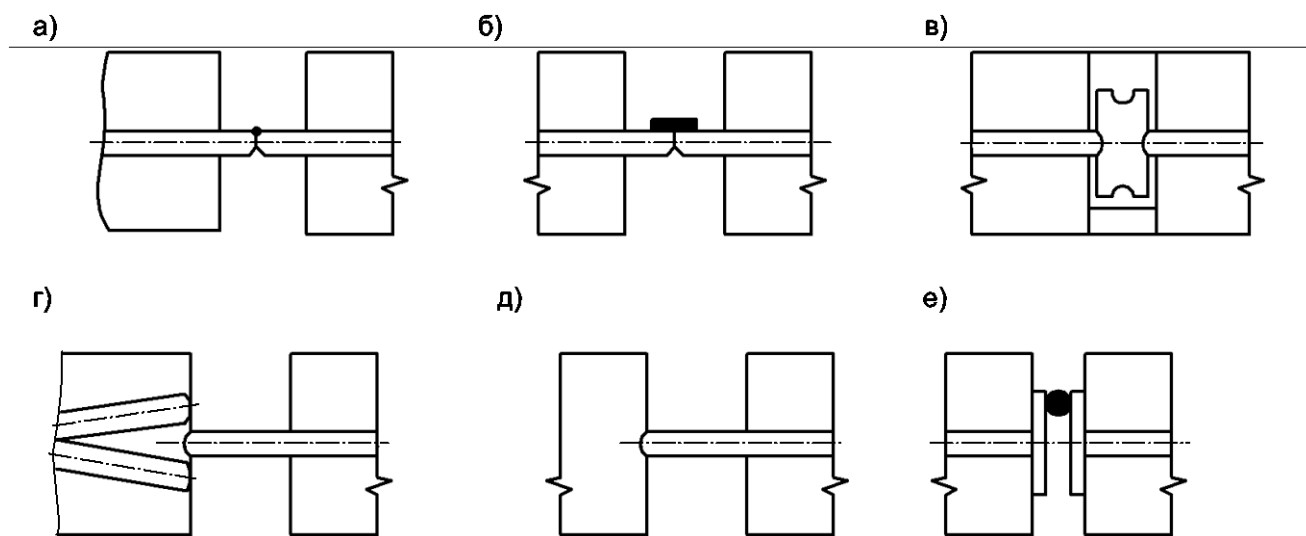
Некоторые конструкции стыковых соединений для предварительно напряженных плит показаны на рисунке 6.9, для ненапряженных плит – на рисунке 6.10.

На боковых продольных гранях плит предусматривают монтажно-стыковые устройства в виде горизонтальных или вертикальных скоб.

6.5.6 Для повышения долговечности сборного покрытия на поворотах, в местах примыкания или уширения применяют доборные плиты или плиты-вставки. Эти плиты изготавливают в тех же формах, что и плиты основного размера. Монтажные скобы устанавливают на поверхности этих плит или на их боковых гранях, примыкающих к бортам формы. Монтажные и стыковые устройства при этом сохраняются.

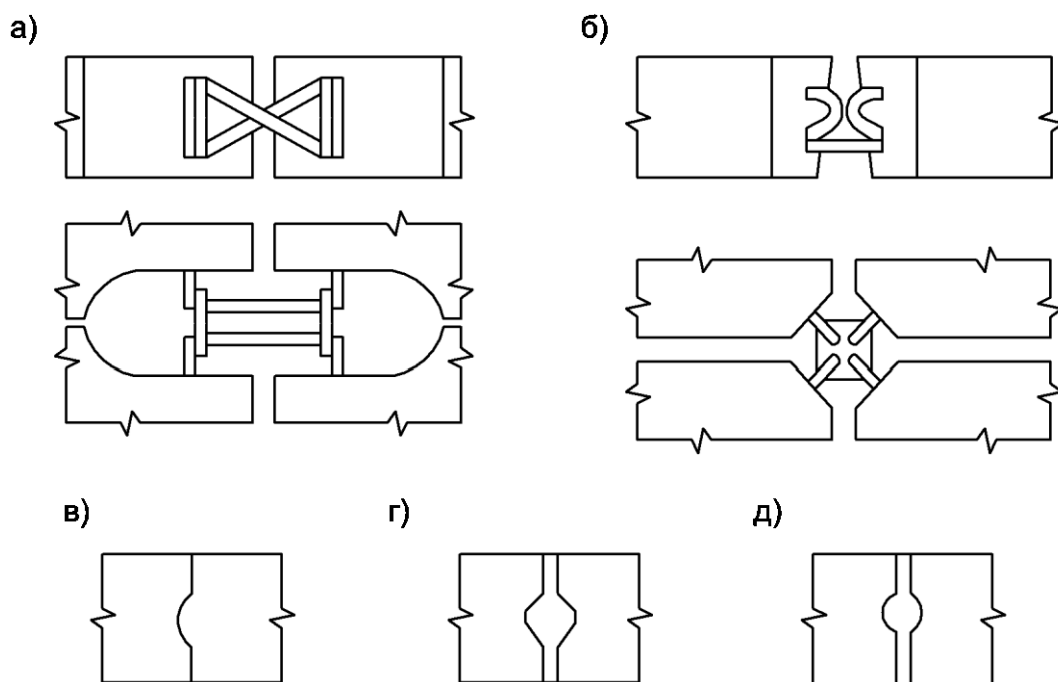
6.5.7 Основания под сборные покрытия устраивают различных типов (рисунок 6.11). Конструкцию основания определяют по расчету.

Швы в покрытии заполняют в нижней части или на всю высоту раствором, в верхней части – мастикой. Для большей сохранности кромок и удобства демонтажа плит, работающих на первой стадии при двухстадийном строительстве, швы на первой стадии должны быть заполнены песком.



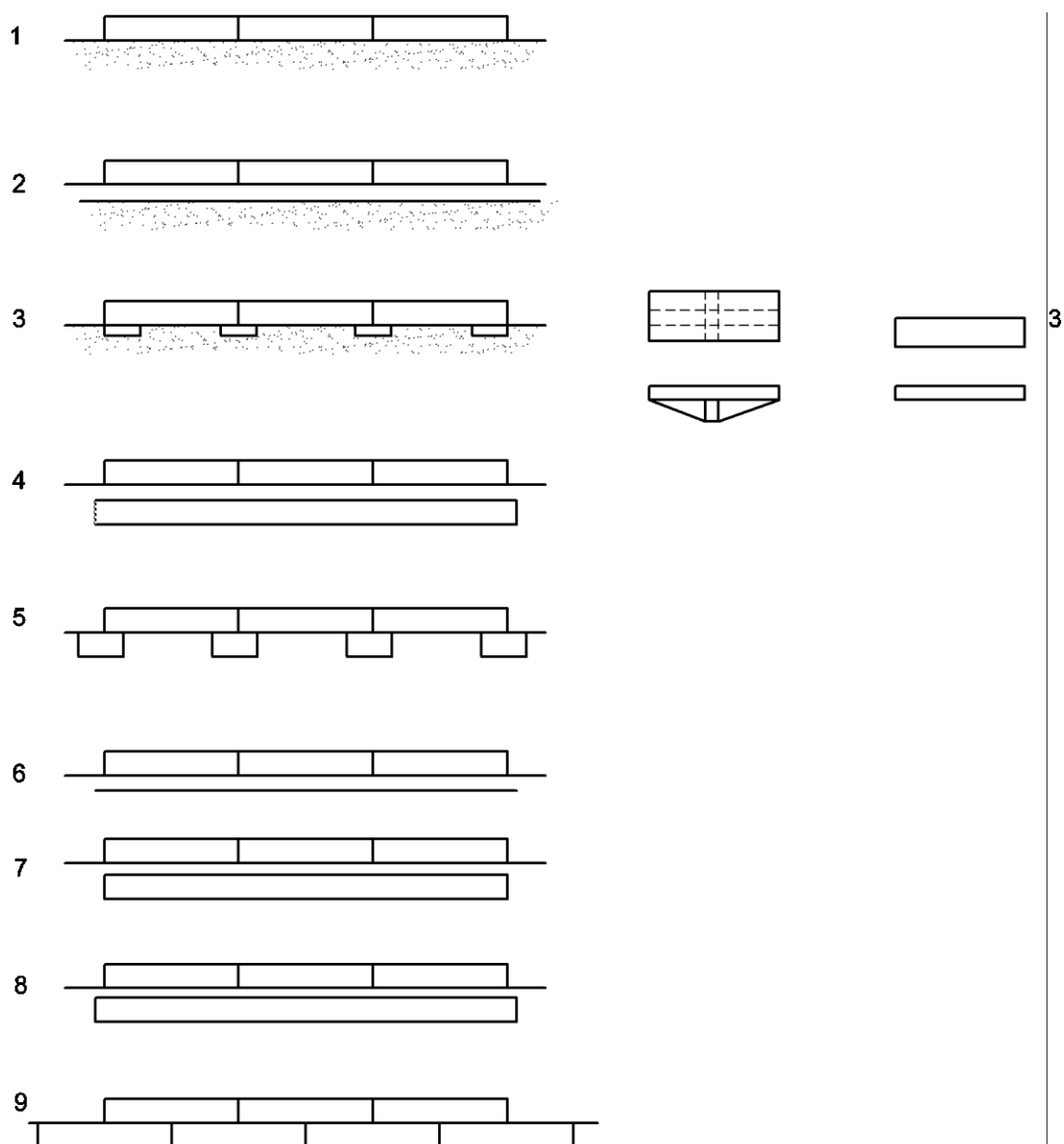
- а – из свариваемых скоб с прочностью стыков 20 кН;
 б – из свариваемых скоб с увеличением сечения сварного шва, с прочностью стыков 40 кН;
 в – из скоб, соединяемых двумя промежуточными шпунтовыми элементами с омоноличиванием раствором, с прочностью стыков 70 кН;
 г – несвариваемое из трех скоб с прочностью стыков 70 кН;
 д – из скобы и паза в бетоне соседней плиты, с прочностью стыков 60–70 кН;
 е – из свариваемых пластин, имеющих анкерные стержни, с прочностью стыков 130 кН при податливости 2 мм

Рисунок 6.9 – Варианты стыковых соединений для предварительно напряженных плит:



- а, б – на углах плит, изготавливаемых в матричных формах с неоткидными бортами;
 в, г, д – на боковых гранях плит, изготавливаемых в формах с откидными бортами

Рисунок 6.10 – Варианты стыковых соединений для ненапряженных плит:



- 1 – песчаное; 2 – песчаное со слоем геотекстиля; 3 – песчаное, в том числе с геотекстилем, с прокладками под углами и торцами плит; 4 – цементогрунтовое;
 5 – песчаное с продольными полосами из цементогрунта или сухой цементно-песчаной смеси;
 6 – из сухой цементно-песчаной смеси; 7 – из шлака или шлама;
 8 – из грунта, укрепленного органическими вяжущими;
 9 – из сборных, в том числе некондиционных, плит

Рисунок 6.11 – Виды оснований под сборное покрытие

6.6 Конструкция колеяных бетонных монолитных покрытий

Для дорог с расчетной интенсивностью движения менее 100 ед/сут, а также для дорог VI-а и VI-б категории применяют колеяные покрытия в виде полос бетона, в том числе имеющих слои износа.

Толщину колеяного покрытия определяют расчетом. Минимальная толщина при-

ведена в таблице 4.

Таблица 4

Основание	Минимальная толщина kolejного покрытия, см, при проектном классе бетона по СТБ 2221	
	B25	B30
Песчаное	18	17
Цементогрунтовое, шлаковое, щебеночное толщиной 14 см	16	16
<i>Примечание</i> – При классах бетона B25–B30 длина плит должна составлять $22h$.		

Ширину kolejного покрытия принимают по расчету в зависимости от расчетной скорости движения, но не менее 1,0 м.

Поперечные швы в kolejных покрытиях устраивают со смещением не менее 30–50 см. При песчаном основании в швах ставят штыри – по два стержня диаметром 16 мм, длиной 40 см на колею.

7 Расчетные параметры подвижной нагрузки

7.1 В качестве расчетной схемы нагружения конструкции колесом автомобиля принимают гибкий круглый штамп диаметром D , передающий равномерно распределенную нагрузку величиной p .

Расчетное удельное давление колеса автомобиля p и расчетный диаметр D отпечатка расчетного колеса на поверхности покрытия назначают с учетом параметров расчетного типа автомобилей.

В качестве расчетного типа используют наиболее тяжелый автомобиль из систематически обращающихся по дороге, доля которых составляет не менее 10 % (с учетом перспективы изменения состава движения к концу межремонтного срока). Для улиц населенных пунктов выбор расчетной нагрузки осуществляют в соответствии с расчетным уровнем движения по ТКП 45-3.03-3. Приведение различных типов автомобилей к расчетному типу и приведение расчетного типа к расчетной схеме нагружения осуществляют в соответствии с ТКП 45-3.03-112.

7.2 Значения D и p для групп расчетной нагрузки A_1 – A_3 принимают согласно ТКП 45-3.03-112.

7.3 Учет характера действующей нагрузки (кратковременное многократное нагружение, статическое нагружение) осуществляется введением соответствующих

значений расчетных характеристик конструктивных слоев, а также коэффициента динамичности при назначении величины нагрузки.

8 Расчет дорожных одежд

8.1 Общие положения

8.1.1 Расчет дорожных одежд производят с учетом перспективной интенсивности движения, состава транспортного потока за срок службы, грунтовых и природно-климатических условий.

Расчет выполняют по предельным состояниям, определяющим потерю работоспособности того или иного элемента конструкции, на основании расчетных схем, используя нормируемые расчетные параметры.

8.1.2 Расчет производят путем проверки предварительно назначенной конструкции дорожной одежды по:

- прочности верхних слоев дорожной одежды;
- прочности и устойчивости земляного полотна и слоев основания на сдвиг, накоплению уступов в поперечных швах покрытия;
- устойчивости в продольном направлении покрытия в жаркое время года, прочности стыковых и монтажных соединений;
- устойчивости дорожной одежды к воздействию морозного пучения;
- способности дренирующего слоя основания отводить влагу в весенний период.

Расчетом определяют толщину покрытия и слоев основания, расстояние между поперечными швами, количество штырей в швах расширения и сжатия.

8.1.3 Исходные данные для расчета дорожной одежды включают:

- параметры дороги (категорию, ширину проезжей части, срок службы дорожной одежды до капитального ремонта);
 - параметры движения (интенсивность, нагрузку);
 - параметры земляного полотна и условия его работы (тип местности, разновидности грунтов, уровень грунтовых вод);
- дорожно-климатический район.

8.1.4 Расчет на растяжение при изгибе жестких и полужестких дорожных одежд производят с учетом значений коэффициента надежности, характеризующего вероятность безотказной работы конструкции в течение заданного срока эксплуатации, и коэффициента прочности, приведенных в таблице 5.

Таблица 5

Категория дороги по [1]	Категория улицы по [2]	K_n	$K_{пр}$
I-а, I-б, I-в	М, А	0,98	1,00
II	Б, В	0,97	0,95
III	Г, Е, Ж	0,95	0,92
IV	З, П	0,94	0,90
V	-	0,90	0,87
VI	-	0,80	0,85

8.2 Расчет монолитных цементобетонных покрытий

8.2.1 Расчет прочности покрытий

8.2.1.1 Расчет производят посредством проверки прочности покрытия по условию

$$K_{пр} \leq \frac{R_{ри}^{расч}}{\sigma_{pt}}, \quad (8.1)$$

где $K_{пр}$ – коэффициент прочности; определяют в зависимости от категории дороги по таблице 4;

$R_{ри}^{расч}$ – расчетная прочность бетона на растяжение при изгибе, МПа; определяют согласно приложению А;

σ_{pt} – напряжение растяжения при изгибе, возникающее в бетонном покрытии от действия нагрузки, с учетом перепада температуры по толщине плиты, МПа.

Напряжение растяжения при изгибе определяют при условии гарантированной устойчивости земляного полотна и отсутствия неравномерных осадок или выпучивания, что характеризуется наличием полного контакта плит с основанием под всей площадью плиты. Расчетное место приложения нагрузки в дорожном покрытии — продольный внешний край в центре по длине плиты.

8.2.1.2 Напряжения σ_{pt} , МПа, определяют исходя из решений теории упругости, используя аппроксимирующую зависимость, отражающую наличие контакта плиты с основанием:

$$\sigma_{pt} = \frac{P60K_m K_{усл} K_{шт}}{h^2 K_t} \cdot \left(0,0592 - 0,2137 \lg \frac{R}{l_y} \right), \quad (8.2)$$

где P – расчетная нагрузка, кН; определяют по формуле

$$P = P_k K_{\text{дин}}; \quad (8.3)$$

здесь P_k – статическая нагрузка на колесо расчетного автомобиля, кН;

$K_{\text{дин}}$ – динамический коэффициент; принимают равным 1,3;

K_m – коэффициент, учитывающий влияние места расположения нагрузки; для неармированных покрытий $K_m = 1,5$; для покрытий с краевым армированием или площадок с расположением полос наката не ближе, чем 0,8 ширины внешнего продольного края покрытия принимают: $K_m = 1,0$ – для продольного и $K_m = 1,5$ – для поперечного направления;

$K_{\text{усл}}$ – коэффициент, учитывающий условия работы; принимают равным 0,66;

$K_{\text{шт}}$ – коэффициент, учитывающий влияние штыревых соединений на условия контактирования плит с основанием; при наличии в поперечных швах штырей $K_{\text{шт}} = 1$, при отсутствии – $K_{\text{шт}} = 1,05$;

h – толщина плиты, см;

K_t – коэффициент, учитывающий влияние температурного коробления плит; определяют в зависимости от толщины плиты по таблице 6;

Таблица 6

Толщина плиты, см	14	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	более 27
K_t	0,96	0,95	0,93	0,90	0,87	0,85	0,83	0,80	0,77	0,73	0,70	0,67	0,65

R – радиус отпечатка колеса расчетного автомобиля, см; определяют по формуле

$$R = \sqrt{Q / 0,1 \times \pi \times p_{\text{ш}}} \quad (8.4)$$

здесь $p_{\text{ш}}$ – давление воздуха в шинах, принимаем равным 0,6 МПа;

$Q_{\text{расч}}$ – расчетная нагрузка, кН;

l_y – упругая характеристика плиты, см; определяют по формуле

$$l_y = h \times \sqrt[3]{\frac{E(1 - \mu_o^2)}{6E_o^3(1 - \mu^2)}}, \quad (8.5)$$

здесь E – модуль упругости бетона, МПа;

μ_o – коэффициент Пуассона бетона;

μ – коэффициент Пуассона основания;

E_o^3 – эквивалентный модуль упругости основания, МПа; определяют по формуле

$$E_o^3 = \frac{E_i}{0,71 \sqrt{\frac{E_{общ}^{i+1}}{E_i} \times \arctg\left(\frac{1,35 \cdot h_3}{D}\right) + \frac{E_i}{E_{общ}^{i+1}} \times \frac{2}{\pi} \times \arctg \frac{D}{h}}} \quad (8.6)$$

где E_i – модуль упругости материала i -го слоя, МПа;

$E_{общ}^{i+1}$ – общий модуль полупространства, подстилающего i -ый слой, МПа;

i – номер рассматриваемого слоя дорожной одежды, считая сверху вниз;

$$h_3 = 2 \times h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{6E_{общ}^{i+1}}}; \quad (8.7)$$

где h_i – толщина i -го слоя, см;

D – диаметр отпечатка колеса или площадки силового контактирования верхнего слоя с нижележащим; принимается $D = 50$ см; для сборного покрытия $D = 2a+h$ или $D = 2b+h$.

Модули упругости грунтов и материалов слоев, слагающих основание, определяются по обязательному приложению В и ТКП 45-3.03-112.

8.2.2 Расчет параметров конструкций и элементов деформационных швов

8.2.2.1 Необходимость устройства швов расширения определяется исходя из допустимых температурных напряжений сжатия $\sigma_t^{\partialоп}$, МПа, которые для оценочных расчетов можно принять равными

$$\sigma_t^{\partialоп} = 0,031 \sqrt{E_\gamma h} \quad (8.9)$$

или

$$\sigma_t^{\partialоп} \approx A_t \cdot h \quad (8.10)$$

где γ – плотность материала плиты, т/м³;

h – толщина плиты, м;

$A_t = 19$ МПа/м.

Из условия сохранения прочности бетона в зоне швов $\sigma_t^{\partialоп}$ не должно превышать $2B_{tb}$.

Из условия прочности швы расширения устраивают, если допустимые напряжения $\sigma_t^{\partialоп}$ будут меньше фактических σ_t^{ϕ} (МПа), определяемых по формуле

$$\sigma_t^{\phi} = \alpha E \times (T_{\max} - T_{\text{исх}}) \quad (8.11)$$

где α – коэффициент линейной температурной деформации бетона, $1/^{\circ}\text{C}$;

$\alpha = 0,00001 \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$;

E – модуль упругости бетона, МПа;

$T_{\max}$, $T_{\text{исх}}$ – максимальная и исходная температура бетона в середине по толщине плиты, $^{\circ}\text{C}$). Для климатических условия Республики Беларусь $T_{\max} - T_{\text{исх}} = 30 \text{ } ^{\circ}\text{C}$.

8.2.2.3 Расстояние $L_{\text{расш}}$ (м) между швами расширения определяется по формуле

$$L_{\text{расш}} = \frac{E \cdot \delta'_{\text{пр}}}{\sigma_t^{\phi} - \sigma'_{\text{пр}} \frac{h_{\text{пр}}}{h}}, \quad (8.12)$$

где $\delta'_{\text{пр}}$ – деформация сжатия прокладки шва расширения, м;

$$\delta'_{\text{пр}} = B_{\text{пр}} \cdot \sigma'_{\text{пр}} / E_{\text{пр}}, \quad (8.13)$$

$B_{\text{пр}}$ – ширина прокладки, м;

$E_{\text{пр}}$ – модуль упругости прокладки, МПа; для деревянных прокладок $E_{\text{пр}} = 8 \text{ МПа}$;

$\sigma'_{\text{пр}}$ – обжатие шва расширения (напряжение при сжатии), МПа; для деревянных прокладок мягких пород $\sigma'_{\text{пр}} = 2 \text{ МПа}$;

$h_{\text{пр}}$ – высота прокладки, м; определяют по формуле

$$h_{\text{пр}} = h - 0,04. \quad (8.14)$$

8.2.2.1 Диаметр штырей в швах сжатия и швах расширения, совмещенных с рабочими, $d_{\text{шт}}$, см, определяют по формуле

$$d_{\text{шт}} = \sqrt{\frac{10P_{\text{шт}}}{A_d \cdot R_{\text{и}} \cdot n \cdot K_d}}, \quad (8.15)$$

где $P_{\text{шт}}$ – часть расчетной нагрузки P на колесо, воспринимаемой штыревым соединением, кН; определяют по формуле

$$P_{\text{шт}} = 0,9P \cdot \left(1 - \frac{\omega_{\text{шт}}}{\omega_{\text{пл}}}\right), \quad (8.16)$$

здесь $\omega_{\text{шт}}$ – податливость штырей при нагружении, мм; для швов сжатия $\omega_{\text{шт}} = 1,5 \text{ мм}$,

для швов расширения $\omega_{шт} = 2$ мм;

$\omega_{пл}$ – расчетный прогиб края плиты от действия нагрузки, мм; для песчаного и щебеночного оснований $\omega_{пл} = 5$ мм, для укрепленных цементом и бетонных оснований $\omega_{пл} = 3$ мм;

A_d – коэффициент длины зоны обжатия бетона в месте входа в него штыря; для швов сжатия $A_d = 3,0$, для швов расширения $A_d = 1,5$;

$R_{и}$ – средняя прочность бетона на сжатие, МПа; принимают $R_{и} = 8B_{тб}$;

n – количество штырей на полосе наката или длине l_y ; определяют по формуле

$$n = l_y / b, \quad (8.17)$$

здесь l_y – упругая характеристика плиты, см; определяют по формуле (8.5);

b – расстояние между арматурными стержнями в швах сжатия и расширения, см; принимают $b \leq 45$ см;

K_d – коэффициент запаса, равный 0,75.

Длина штырей составляет: (15–20) d плюс допуск, равный 5 см, плюс прибавка на установку температурного колпачка (5 см) и на ширину шва (3 см – для швов расширения).

8.2.2.2 Диаметр штырей в продольных швах определяют из требуемой площади поперечного сечения арматуры F_a , см²/м:

$$F_a = \frac{0,2B \cdot h \cdot \rho \cdot (f + i)}{R_{sn} \cdot 10}, \quad (8.18)$$

где B – полуширина плиты, см;

h – толщина плиты, см;

ρ – плотность материала плиты, т/м³;

f – коэффициент трения-сцепления плиты с основанием; принимают равным 1,5;

i – поперечный уклон, доли единицы; принимают равным 0,05;

R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры, МПа; принимают $R_{sn} = 240$ МПа.

Длина гладких штырей в продольных швах составляет $40d_{шт} + 5$ см; длина штырей из стержней периодического профиля – $35d_{шт} + 5$ см, при диаметре шпилек для крепления штырей 8–10 мм и надежной приварке их к штырям – $22d_{шт} + 5$ см.

8.2.3 Обеспечение герметизации швов бетонных покрытий

Расчетную величину деформативности герметика $\varepsilon_{т.г}$, %, в конструкции без ар-

мирования швов, при которой материал герметика деформируется без разрыва, определяют по формуле

$$\varepsilon_{т.г} = \frac{\left[\sqrt{(\beta_n + n \cdot l \cdot \alpha \cdot \Delta T) + \omega^2} - \beta_n \right] \cdot 100}{\beta_n}, \quad (8.19)$$

где $\varepsilon_{т.г}$ – относительное удлинение или деформативность герметика (заполнителя паза шва) при максимальном растягивающем напряжении, %;

β_n – ширина паза шва, см;

n – коэффициент, учитывающий несрабатывание швов сжатия и объединение плит в плиту большего размера; $n = 2, 3, 4, 5$ плит и т. д., определяют на момент выполнения герметизации швов;

l – длина плиты (расстояние между поперечными швами сжатия), см;

α – коэффициент линейной температурной деформации бетона, $^{\circ}\text{C}^{-1}$;

ΔT – температурные изменения (перепад температуры) срединного слоя плиты в расчетный период времени, $^{\circ}\text{C}$;

ω – прогиб (вертикальное смещение) плиты покрытия при расположении расчетной колесной нагрузки в расчетном месте по длине поперечного шва, см; определяют любым из методов расчета плит на упругом основании, а также может быть определен непосредственно перед герметизацией контрольной прокаткой автомобиля.

Полученное (требуемое) значение деформативности $\varepsilon_{т.г}$ сравнивают с предельной величиной деформативности материала, герметизирующего шов, $\varepsilon_{п.г}$ по условию

$$\varepsilon_{т.г} \leq \varepsilon_{п.г}, \quad (8.20)$$

где значение $\varepsilon_{п.г}$ должно соответствовать предельной относительной деформации растяжения в условиях расчетной температуры воздуха в районе расположения дороги в период наиболее холодных суток наиболее холодного периода года, назначаемых с учетом [4].

В конструкции с армированием швов сжатия $\varepsilon_{т.г}$ определяют по формуле

$$\varepsilon_{т.г} = \frac{n \cdot l \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot 100}{\beta_n}. \quad (8.21)$$

8.3 Расчет двухслойных цементобетонных покрытий

Двухслойные цементобетонные покрытия, устраиваемые за один проход бето-

ноукладочного комплекса, рассчитывают в следующем порядке.

8.3.1 Назначают толщины конструктивных слоев (толщину верхнего слоя h_1 принимают не менее глубины нарезки шва, если нижний слой имеет марку по морозостойкости ниже, чем у верхнего слоя, но не менее 5 см; толщину нижнего слоя h_2 определяют расчетом. Требования к материалам слоев покрытия приведены в таблице А.1 приложения А.

8.3.2 Приводят двухслойное покрытие к эквивалентному однослойному покрытию, характеризуемому толщиной $h = h_1 + h_2$, средним модулем упругости $E_{cp} = \sum h_i E_i / \sum h_i$ и средним сопротивлением растяжению при изгибе $\sum h_i B_{tbi} / \sum h_i$.

8.3.3 Определяют коэффициент усталости бетона при повторном нагружении по формуле (А.2) приложения А.

8.3.4 Определяют толщину покрытия методом подбора. Для нескольких значений $h = h_1 + h_2$ определяют $K_{пр}$ (для средневзвешенного значения B_{tb} слоев) по формуле

$$K_{пр} = \frac{R_{ри}^{расч}}{\sigma_{pt}} = K_y B_{tb} K_{нп} K_F / \sigma_{pt}, \quad (8.22)$$

где K_y , $K_{нп}$, K_F – коэффициенты; определяют в соответствии с приложением А;

σ_{pt} – определяют по формуле (8.2).

8.3.5 Пример расчета двухслойного цементобетонного покрытия приведен в приложении Б (пример 4).

8.4 Расчет полужестких дорожных одежд

8.4.1 Расчет толщины покрытий

8.4.1.1 Проверку расчетом необходимости и достаточности выбранной толщины и прочности асфальтобетонного покрытия определяют путем расчета на сдвиг слоев покрытия по формуле

$$\frac{1}{1 + \left(\frac{Z}{D}\right)^2} \cdot p K_{дин} K_{пр} K_{ya} \leq R_{сж}^{50}, \quad (8.23)$$

где $R_{сж}^{50}$ — предел прочности асфальтобетона при сжатии при 50 °С, МПа; принимают по СТБ 1033;

p – удельная нагрузка на колесо автомобиля, МПа;

$K_{дин}$ – динамический коэффициент; $K_{дин} = 1,3$;

$K_{пр}$ – требуемое значение коэффициента прочности дорожной одежды;

K_{ya} – коэффициент усталости асфальтобетона; определяют по формуле

$$K_{ya} = 2,32 \sum N_p^{-0,122}, \quad (8.24)$$

здесь $\sum N_p$ – расчетная суточная интенсивность движения расчетной нагрузки в конце срока эксплуатации дорожной одежды, приведенная на полосу движения;

z – расстояние от поверхности покрытия до верха проверяемого слоя асфальтобетона, см;

D – диаметр отпечатка колеса расчетного автомобиля, см.

8.4.1.2 Толщину слоя бетонного основания определяют из условия прочности:

$$K_{пр} \leq \frac{R_{ри}^{расч}}{\sigma_p + \sigma_t}, \quad (8.25)$$

где σ_p – определяют по формуле (8.2) при $K_t = 1$ и K_m , определяемом в зависимости от условий эксплуатации по 8.2.1.2.

Толщину слоя при этом определяют в зависимости от величины сцепления между слоями асфальтобетона и цементобетона.

При гарантированном надежном во времени сцеплении учитывается совместная работа слоев на изгиб, при которой расчетную или эквивалентную толщину слоя $H_э$, см, определяют по формуле

$$H_э = h_b + h_a \cdot \sqrt[3]{\frac{E_a}{E_n}}, \quad (8.26)$$

где h_b – толщина нижнего слоя из цементобетона, см;

h_a – толщина верхнего слоя из асфальтобетона, см;

E_a – расчетный модуль упругости асфальтобетона, МПа; принимают согласно ТКП 45-3.03-112;

E_n – общий (эквивалентный) модуль упругости нижележащих слоев, МПа; определяют по формуле (8.5).

Если сцепление верхнего слоя с нижним или работа верхнего слоя на изгиб не гарантируется, то расчетную толщину принимают равной толщине нижнего слоя из цементобетона h_a , но при этом радиус отпечатка колеса увеличивается на толщину верхнего слоя.

При работе нижнего слоя без верхнего в течение более двух месяцев расчет

производят как для однослойного покрытия с учетом повторности нагружения в течение срока службы без верхнего слоя.

Длину плит назначают равной 15 м, продольный шов предусматривают при ширине покрытия 9 м и более. Все швы устраивают без армирования.

8.4.1.3 Напряжение в результате перепада температуры по толщине нижнего слоя σ_t определяют по формуле

$$\sigma_t = \frac{\alpha \cdot E \cdot \Delta t_b}{2}, \quad (8.27)$$

где α – коэффициент линейной температурной деформации для бетона; принимают равным $1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;

E – модуль упругости бетона, МПа;

Δt_b – перепад температуры, $^\circ\text{C}$; определяют по формуле

$$\Delta t_b = A_n \cdot e^{-h_a \sqrt{\frac{\omega}{2\alpha_{ta}}}} \cdot \left(1 - e^{-h_b \sqrt{\frac{\omega}{2\alpha_{tb}}}} \right), \quad (8.28)$$

здесь A_n – перепад температуры в течение суток на поверхности асфальтобетонного покрытия; $A_n = 30 \text{ } ^\circ\text{C}$;

ω – угловая частота суточных колебаний температуры, рад/ч; $\omega = 0,26 \text{ рад/ч}$;

α_{ta} , α_{tb} – коэффициенты температуропроводности соответственно асфальтобетона и цементобетона; $\alpha_{ta} = 0,002 \text{ м}^2/\text{ч}$; $\alpha_{tb} = 0,004 \text{ м}^2/\text{ч}$.

8.4.2 Мероприятия по замедлению развития трещин в асфальтобетонном покрытии

8.4.2.1 Для повышения трещиностойкости асфальтобетонных слоев покрытия на цементобетонном основании, особенно в зоне швов или случайных трещин, рекомендуется предусматривать мероприятия, замедляющие процесс возникновения и развития трещин или препятствующие бессистемному образованию трещин. Эти мероприятия предусматривают:

- повышение трещиностойкости асфальтобетона при отрицательной температуре;
- увеличение толщины слоя асфальтобетона (увеличение соотношения толщины слоев покрытие - основание);
- армирование асфальтобетона и зоны жесткого основания или армирование между слоями с применением специальных геосеток или композитных материалов на

их основе;

- снижение концентрации растягивающих напряжений за счет обеспечения участка растяжения определенной длины, обусловленной применением специальных геосеток или трещинопрерывающих прослоек;

- применение материалов слоев с уменьшенными модулями упругости и коэффициентами линейной температурной деформации;

- нарезку деформационных швов над швами бетонного основания.

Комплексное использование перечисленных мероприятий позволяет повысить трещиностойкость покрытия.

8.4.2.2 Для повышения трещиностойкости и уменьшения общего количества случайных трещин на покрытии в бетонных основаниях применяют чередование неармированных швов сжатия с армированными швами.

Количество арматуры в армированных швах устанавливают из условия

$$\frac{F_{a(ш.с)}}{F_b} \leq \mu_s < \frac{R_{bt,ser}}{R_{s,ser} - mR_{bt,ser}}, \quad (8.29)$$

где $F_{a(ш.с)}$ – площадь сечения штырей в швах сжатия;

F_b – площадь поперечного сечения бетонного слоя; $F_b = B_h$;

μ_s – степень армирования сечения;

$R_{bt,ser}$ – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению на момент твердения бетона и разделения бетонного основания на плиты (срабатывание швов); определяют по [3];

$R_{s,ser}$ – расчетное сопротивление арматуры класса А-II согласно [3];

M – отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s по [3] и бетона E_b .

8.5 Расчет жестких дорожных одежд со сборными покрытиями

8.5.1 Расчет сборных покрытий из плит производят на действие колесных и монтажных нагрузок. Неравномерное опирание плит на основание при укладке их на неровное и слабое основание, температурном короблении плит или неравномерном морозном выпучивании основания учитывают путем умножения нагрузки P на коэффициент K , который для предварительно напряженных несочлененных плит длиной до 6 м или элементов сочлененных плит длиной до 2 м принимают равным 1,1, для железобетонных плит длиной более 2 м – по расчету при неполном опирании плит на основание.

8.5.2 Расчет толщины плит и количества арматуры выполняют исходя из следу-

ющих условий:

а) для бетонных плит и элементов сочлененных плит – из условия прочности бетона на изгиб краевых участков плит:

$$K_{\text{пр}} \leq \frac{R_{\text{пр}}^{\text{расч}} W}{M_{x(y)}^{\text{кр}}}, \quad (8.30)$$

где W – момент сопротивления плиты по [3];

$M_{x(y)}^{\text{кр}}$ – изгибающий момент по краю плит от действия расчетной или монтажной нагрузки;

б) для бетонных плит и элементов с краевым армированием, выдерживающих до появления трещин усилие $0,25M_{x(y)}^{\text{кр}}$ за счет арматуры на краевых участках плит шириной $2h$, – из условия прочности бетона в центре плит или элементов:

$$K_{\text{пр}} \leq \frac{R_{\text{пр}}^{\text{расч}} W}{M_{x(y)}^{\text{ц}}}, \quad (8.31)$$

где $M_{x(y)}^{\text{ц}}$ – изгибающий момент в центре плиты по [3];

в) для слабоармированных плит или плит с вероятностью образования одиночных трещин и для мест надрезов в сочлененных плитах – дополнительно из условия прочности сечения с узкой трещиной на действие изгибающего момента от монтажных нагрузок:

$$R_s \geq \frac{2B \cdot M_x^q}{F_a \cdot Z}, \quad (8.32)$$

где $2B$ – ширина плиты;

M_x^q – изгибающий момент от действия монтажной нагрузки;

F_a – площадь поперечного сечения арматуры в нижней зоне на ширине $2B$;

Z – плечо внутренней пары сил; определяют [3].

При работе плит на ровных основаниях, не дающих неравномерных осадок, расчет производят из условия ограничения раскрытия трещин сверх пределов, приведенных в [3], но не более 0,3 мм, а при работе плит на неустойчивых или неровных основаниях – из условия работы арматуры в трещине или надрезе в качестве штыревого соединения;

г) для железобетонных плит с вероятным частым расположением узких трещин

– из условия прочности армированных сечений без учета работы бетона на растяжение при действии изгибающего момента от колесной или монтажной нагрузки. При действии колесной нагрузки учитывают снижение жесткости плиты в продольном и поперечном направлении за счет раскрытия трещин по [3] или уменьшения расчетного модуля упругости сечения до уровня E'' , определяемого по формуле

$$E'' = \frac{E}{1 + \frac{E \cdot h^2 \cdot (h - x') \cdot (R_{s,ser} - \sigma_{np} + \sigma_{пт})}{E_a \cdot 7f_a \cdot R_{s,ser} \cdot (h - x' - a_o) \cdot Z}}, \quad (8.33)$$

где E и E_a – модули упругости соответственно бетона и арматуры;

$R_{s,ser}$ – напряжение в арматуре после раскрытия трещин; определяют по [3];

σ_{np} – предварительное напряжение в арматуре;

$\sigma_{пт}$ – потери предварительного напряжения в арматуре;

f_a – площадь поперечного сечения арматуры;

x' – высота сжатой зоны бетона;

a_o – толщина защитного слоя растянутой арматуры (до оси арматуры);

д) для предварительно напряженных плит или сечений на действие монтажных нагрузок – по прочности напряженного бетона на растяжение при изгибе с одновременной работой на изгиб напряженной арматуры (1-я стадия) и по прочности на изгиб с появлением узких трещин (2-я стадия) по [3].

При действии колесных нагрузок расчет производят дополнительно, исходя из условия работы арматуры в узких трещинах в качестве штырей (3-я стадия).

8.5.3 Изгибающие моменты определяют при приложении нагрузки в центре, на краю, на углу и торце, в продольном и поперечном направлении.

Расчетную длину L_x^u и ширину L_y^u эпюр отпора основания определяют по формулам в случае приложения нагрузки:

- в центральной части плиты

$$L_x^u = 2,5l_x^u + a, \quad (8.34)$$

$$L_y^u = 2,5l_y^u + b; \quad (8.35)$$

- на торце и на углу с обратным выгибом

$$L_x^m = 0,7L_x^u, \quad L_y^m = 0,7L_y^u, \quad (8.36)$$

где a и b – соответственно полудлина и полуширина отпечатка колеса относительно нейтральной линии плиты.

Для двухколесной опоры с расстоянием между отпечатками колес b' ($b' = 0,15 - 0,25$ м)

$$a = 0,87R + 0,5h, \quad (8.37)$$

$$b = 1,15R + 0,5h + 0,5b'. \quad (8.38)$$

Величины $L_x^u, L_y^u, L_x^m, L_y^m$ ограничиваются размерами плит. Причем $L_x^u, L_y^u \leq A; L_x^m \leq B, L_y^m \geq 2B$ (рисунок 8.1).

На первой стадии при двухстадийном строительстве модуль упругости земляного полотна принимают равным 0,37 табличного значения модуля упругости (песка или супеси).

Изгибающий момент определяют по формулам:

а) в центре плиты:

- в продольном направлении

$$M_x^y = 0,159P \cdot \left(\frac{L_x^u}{L_y^u} \cdot G_a + \mu \cdot \frac{L_y^u}{L_x^u} \cdot G_b \right); \quad (8.39)$$

- в поперечном направлении (для плит шириной не более 2,2 м)

$$M_y^u = 0,159m \cdot \frac{L_y^u}{L_x^u} \cdot G_b, \quad (8.40)$$

где G_a и G_b – коэффициенты влияния размеров штампа; определяют следующим образом:

$$G_a = 1 - 1,136 \cdot \frac{a}{L_x^u}, \quad G_b = 1 - 1,136 \cdot \frac{b}{L_y^u}; \quad (8.41)$$

б) на краю плиты:

- в продольном направлении

$$M_y^{кр} = \frac{0,318PL_y^u G_b}{L_y^m + b}; \quad (8.42)$$

- поперечном направлении

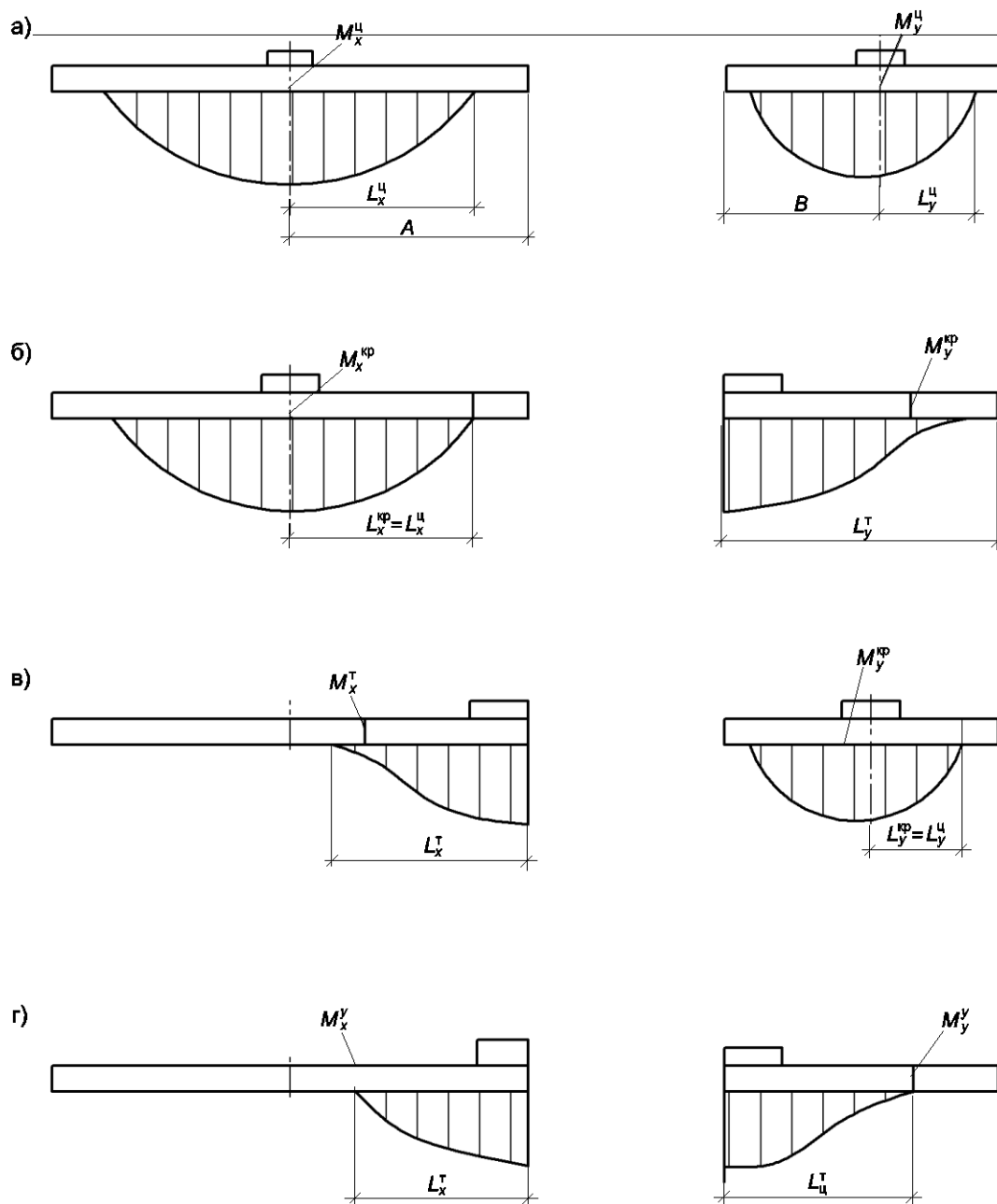


Рисунок 8.1 – Расчетные места приложения нагрузки и расчетные точки определения изгибающих моментов в плитах сборных покрытий

$$M_y^{kp} = \frac{0,318PL_y^u G_b}{L_x^m + a}; \quad (8.43)$$

в) на поперечном торце плиты в продольном направлении

$$M_x^m = -\frac{0,159PL_x^m}{L_y^u} \cdot \left(1 - 2,78 \cdot \frac{a}{L_x^m}\right); \quad (8.44)$$

г) на углу плиты в продольном направлении

$$M = -\frac{0,295PL_x^m}{L_y^m + b} \cdot \left(1 - 2,78 \cdot \frac{a}{L_x}\right). \quad (8.45)$$

Коэффициент K_a , учитывающий влияние соседней оси, удаленной от первой оси на расстояние a^1 , для центральных частей плит в продольном направлении определяют по формуле

$$K_a = \sqrt[4]{\frac{a^1}{L_x^u}}. \quad (8.46)$$

Если $K_a \leq 0,25$, в расчетах его не учитывают.

За счет того, что при центральном нагружении краевые участки плит при пластических деформациях основания недогружены, продольный изгибающий момент в центре плиты уменьшается до значения, определяемого по формуле

$$M_x^{u1} = \frac{M_x^u 0,8B}{L_y^u \sin \frac{\pi 0,8B}{2L_y^u}}, \quad (8.47)$$

а поперечный изгибающий момент – до значения, определяемого по формуле

$$M_y^{u1} = \frac{M_y^u 0,8A}{L_x^u \sin \frac{\pi 0,8A}{2L_x^u}}. \quad (8.48)$$

При расчете ненапряженных плит длиной более 2 м, укладываемых на неровное основание, изгибающий момент при нагружении на торце и углу плиты определяют по формулам (8.44) и (8.45), в центре плиты – по формулам (8.39) и (8.40), причем при $B > 100$ см вместо P принимают $2P$.

8.5.4 Изгибающий момент от монтажных нагрузок M_x^q определяют по формуле

$$M_x^q = 11 \cdot K_q \cdot \rho \cdot h \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{a_1^2}{2} \right), \quad (8.49)$$

где K_q – коэффициент динамичности (коэффициент прихватывания плиты к форме); для плит длиной до 3,5 м $K_q = 1,5$; для плит длиной более 3,5 м $K_q = 2,0$;

ρ – плотность бетона;

l – расстояние между монтажными скобами на длинной стороне плиты;

a_1 – расстояние от монтажных скоб до торцов плиты.

8.5.5 Количество арматуры в железобетонных и предварительно напряженных плитах определяют исходя из изгибающих моментов, вычисленных по [3].

При пропаривании плит для повышения их трещиностойкости необходимо на краях располагать дополнительную арматуру диаметром от 8 до 10 мм – по одному стержню в верхней и нижней зоне, а в зонах заанкерования предварительно напряженных стержней – дополнительно к расчету по два стержня диаметром от 8 до 10 мм.

При интенсивности движения до 1000 ед/сут количество арматуры определяют исходя из того, что на расстоянии L_x^m от поперечных краев возможно появление поперечных трещин, которые существенно снижают изгибающий момент в плите в зоне трещин, а арматура должна работать в качестве штыревого соединения.

В данном случае площадь поперечного сечения арматуры F_a (1 см² на длину трещины $l_{тр}$) определяют по формуле

$$F_a = 0,07P / R_c, \quad (8.50)$$

где R_c – средняя прочность бетона на сжатие.

Длину трещины $l_{тр}$ принимают: для края плиты $0,4L_y^u$, для центра – $0,8L_y^u$.

Толщину плиты при этом устанавливают исходя из выбранного заранее расстояния между трещинами $\lambda_{тр}$ (при $2A = 2\lambda_{тр}$). Толщина может колебаться от 8 до 16 см. Общий расход арматуры определяют также из условия работы плиты на монтажные нагрузки.

Расход арматуры в сочлененных плитах рассчитывают по колесной нагрузке с помощью формулы (8.48), а из действия монтажной нагрузки – исходя из формулы (8.49). Арматуру, рассчитанную на монтажные нагрузки, располагают в верхней и нижней зоне.

8.5.6 Толщину бетонных плит определяют из формулы (8.28), толщину плит с краевым армированием – из условия (8.20).

8.5.7 Шпунтовые соединения типа выступ – паз, которые устраивают на поперечных гранях плит, должны быть шириной $0,25h$ и иметь плавные очертания. Высота гребня или глубина паза – от 1,9 до 2,5 см.

На продольных гранях можно устраивать сдвоенные или строенные пазы общей шириной $0,3h$ и глубиной от 5 до 8 мм.

Прочность стыковых соединений должна быть не менее $P_{шт}$ и определяется по формуле (8.16).

Фактическую прочность горизонтальной скобы $P_{ск}^{\Phi}$, МПа, при длине в зоне задел-

ки не менее $10d$ определяют по формуле

$$P_{\text{ск}}^{\Phi} = R_{\text{и}} \cdot (4d^2 + F_n), \quad (8.51)$$

где d – диаметр арматуры скобы;

F_n – площадь опирания полки скобы на бетон.

Прочность сварки скоб определяют по нормам расчета стальных конструкций на повторную нагрузку, исходя из площади поперечного сечения сварного шва.

Допустимое усилие на вертикальную скобу рассчитывают по прочности анкерной заделки скобы в бетон:

$$P_{\text{ск}}^{\Phi} = 6R_{\text{и}}d^2. \quad (8.52)$$

Допустимое усилие на горизонтальную монтажную скобу при подъеме плит определяют по формуле

$$P_{\text{ск}}^{\Phi} = 1,86R_{\text{и}} \cdot d^2. \quad (8.53)$$

Это усилие должно составлять не менее половины веса плиты.

8.6 Расчет колейных покрытий

Расчет колейных покрытий производят так же, как и цементобетонных. Изгибающий момент в колейных покрытиях определяют с учетом ширины колей, используя существующие методы расчета балок на упругом и упругопластическом основании, учитывая перераспределение реакций отпора основания за счет его пластических деформаций под торцами плит и приложение нагрузки через штамп (смотри 8.5).

9 Расчет оснований

9.1 Расчет по условию сдвигустойчивости подстилающего грунта и малосвязных конструктивных слоев

9.1.1 Критерием устойчивости основания является устойчивость его по сдвигу и отсутствие недопустимых деформаций под торцами плит к концу расчетного срока службы. Для дорог категорий I-а, I-б, I-в–III (улиц категорий М, А, Б, В, Г, Е, Ж) значение предельно допустимых деформаций или высоту уступов между плитами в поперечных швах принимают равной 0,3 см, для дорог IV категории (улиц категории 3) – 0,4 см и

для дорог V категории (улиц категории П) – 0,5 см.

Толщину дорожной одежды в целом определяют также из условия обеспечения отвода влаги из основания и из расчета на морозное пучение.

9.1.2 При расчете на работу конструкции в упругой стадии при заданном уровне надежности устойчивость основания считается обеспеченной, если коэффициент прочности $K_{пр}$, вычисленный по формуле (9.1), не менее требуемого по таблице 4.

$$K_{пр} = q_{доп} / q_{расч.} \quad (9.1)$$

Расчетное давление на основание $q_{расч.}$, МПа, при нагружении обоих углов плиты у поперечного шва определяют по формуле

$$q_{расч} = K_d \bar{\tau}_h \rho, \quad (9.2)$$

где K_d – динамический коэффициент; $K_d = 1,3$;

$\bar{\tau}_h$ – активное удельное напряжение сдвига от единичной нагрузки, определяемое с помощью номограммы (рисунок 9.1);

ρ – расчетное давление колеса на покрытие.

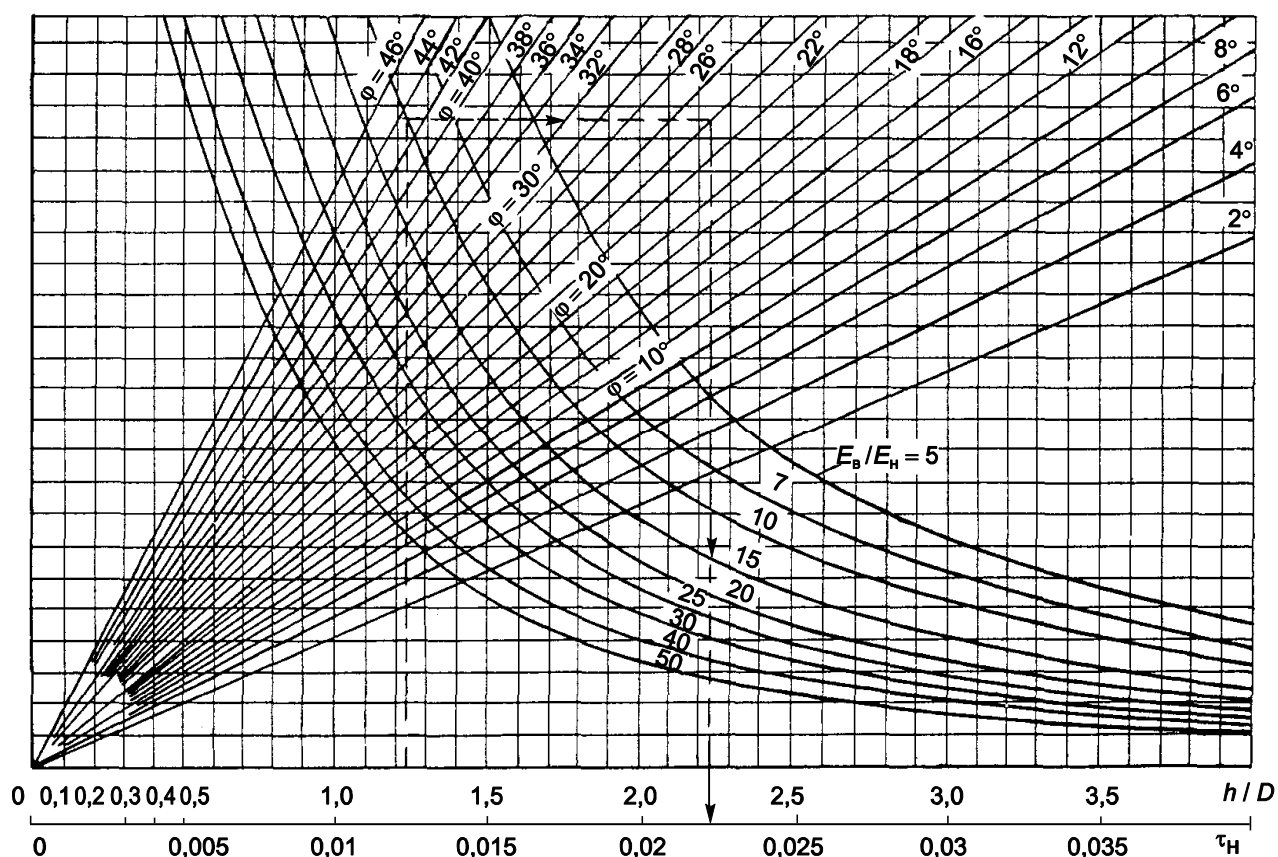


Рисунок 9.1 – Номограмма для определения активного напряжения сдвига от временной нагрузки в нижнем слое двухслойной системы

9.1.3 Расчет на сдвигоустойчивость выполняют путем приведения реальной конструкции к двухслойной модели. К верхнему слою модели относят все слои, лежащие на слое, проверяемом на сдвиг. Толщину верхнего слоя модели принимают равной сумме толщин этих слоев $\sum h_i$. Значение модуля упругости верхнего слоя модели устанавливают, как средневзвешенное для слоев толщиной $\sum h_i$: $E_B = E_{cp}$.

Модуль упругости $E_{расч}$ бетонного покрытия назначают по таблице 7 с учетом деформативности бетона в зоне швов покрытия.

Таблица 7

Класс бетона на растяжение при изгибе по СТБ 2221	B _{тб} 4,4	B _{тб} 4,0	B _{тб} 3,6	B _{тб} 3,2	B _{тб} 2,8	B _{тб} 2,4	B _{тб} 2,0	B _{тб} 1,6	B _{тб} 1,2	B _{тб} 0,8
$E_{расч}$, МПа	1770	1690	1600	1520	1420	1310	1100	930	780	720

9.1.4 Нижним (полубесконечным) слоем модели служит часть конструкции, расположенная ниже верхнего слоя. Модуль упругости нижнего слоя модели $E_{н.общ}$ определяют по формуле (8.6)

Вычисляют отношения $\frac{E_{cp}}{E_{н.общ}}$, $\frac{h}{D}$ и по номограмме на рисунке 9.1 определяют

активное напряжение сдвига $\bar{\tau}_h$ от временной нагрузки.

9.1.5 Определяют действующее в грунте или слабосвязном материале расчетное давление $q_{расч}$ по формуле (9.2).

9.1.6 Определяют допустимое давление $q_{доп}$ в грунте земляного полотна или в слоях из слабосвязных материалов по формуле

$$q_{доп} = CK, \quad (9.3)$$

где C – удельное сцепление в грунте или слабосвязном материале, МПа; принимают по таблице 7 и приложению В;

K – поправочный коэффициент; принимают по таблице 8.

9.1.7 Вычисляют коэффициент прочности $K_{пр}$ по формуле (9.1).

Устойчивость основания считается обеспеченной, если коэффициент прочности $K_{пр}$, вычисленный по формуле (9.1), не менее требуемого по таблице 5.

Таблица 8

Наименование слабосвязных материалов и грунтов	С, МПа	К
ЩПГС	0,03	9,75
Пески крупные	По приложению В	7,75
Пески средней крупности		6,64
Пески мелкие		5,54
Пески пылеватые, супеси крупные		3,32
Глины, суглинки, супеси (кроме крупной)		1,66

9.1.8 Высота накапливаемых уступов $\omega_{уст}$, см, между плитами составляет:

$$\omega_{уст} = \frac{8,5 P m_{ст}}{K_{пр} E_o L_y^m} \cdot (1 + K_q \cdot \lg \sum N_p), \quad (9.4)$$

где P – расчетная нагрузка на колесо, кН;

K_q – коэффициент, учитывающий влияние нагруженности основания по сдвигу; рассчитывают по формуле

$$K_q = \frac{q_{расч} - 0,15 q_{доп}}{q_{доп}}, \quad (9.5)$$

$\sum N_p$ – суммарное расчетное число приложений расчетной нагрузки;

$K_{пр}$ – коэффициент прочности; определяют по формуле (9.1);

E_o – общий модуль упругости на поверхности основания, МПа;

$$L_y^m = 0,7 \cdot (2,5 l_y + b), \quad (9.6)$$

здесь l_y – упругая характеристика плиты, см (по 8.2.1.2);

b – полуширина отпечатка колеса относительно нейтральной линии плиты, см (по 8.5.3).

9.2 Расчет морозозащитных и дренирующих слоев основания

9.2.1 Основные положения

9.2.1.1 На участках дорог с земляным полотном, возведенным из пучинистых, сильнопучинистых и чрезмерно пучинистых грунтов по [1], а также пылеватых и глинистых грунтов с коэффициентом фильтрации менее 0,5 м/сут, во всех дорожно-климатических районах при всех схемах увлажнения рабочего слоя земляного полотна

предусматривают защиту земляного полотна и дорожной одежды от деформаций пучинообразования, что обеспечивается проектированием устройств осушения и морозозащитными мероприятиями.

9.2.1.2 При проектировании земляного полотна выводят зону промерзания грунтов из зоны капиллярного увлажнения за счет возвышения поверхности покрытия над расчетным уровнем грунтовых вод по [1].

За расчетный уровень грунтовых вод принимают максимально возможный уровень за период между капитальными ремонтами. Расчетный уровень грунтовых вод по данным разовых измерений в период изысканий определяют на основе статистического метода по ТКП 45-3.03-112, который позволяет учесть климатические и грунтово-гидрологические условия района строительства участка дороги.

9.2.1.3 Если по грунтово-гидрологическим условиям или технико-экономическим показателям необходимо снизить требование по возвышению поверхности покрытия, предусматривают специальные мероприятия по понижению уровня грунтовых вод или защите верхней части земляного полотна от избыточного увлажнения, проектируемые в соответствии с ТКП 200.

9.2.1.4 При возведении земляного полотна из пучинистых, сильнопучинистых и чрезмерно пучинистых грунтов по [1] предусматривают мероприятия для уменьшения притока поверхностных вод в основание дорожной одежды и грунт земляного полотна. Для этого устраивают изоляцию обочин в виде асфальтобетонного покрытия или гидроизолирующих слоев и прослоек, обеспечивают требуемый поперечный уклон обочин, устраивают лотки вдоль проезжей части и высокоэффективные дренажные системы под обочинами.

9.2.1.5 Дренирующий слой проектируют из песка, шлака и других зернистых материалов с коэффициентом фильтрации не менее 1 м/сут.

9.2.1.6 Проектирование мероприятий по осушению дорожной одежды осуществляют в следующей последовательности:

а) дорогу разделяют на характерные участки по виду продольного профиля и природным условиям (характеру рельефа местности, наличию водотоков, пересекающих дорогу, и др.) с учетом особенностей конструкции земляного полотна (насыпь высотой, отвечающей требованиям [1], выемка, насыпь ниже требуемой по [1], переходный участок от насыпи к выемке) и дорожной одежды (наличие монолитных слоев основания, а также морозозащитных или теплоизоляционных слоев из укрепленных материалов), обеспеченности материалами для устройства дренирующих конструкций, осуществления мер по ограничению притока воды в дорожную конструкцию;

б) для характерных участков определяют количество воды, поступающей в основание в расчетный период за сутки с учетом предусмотренных мер по ограничению притока воды в дорожную конструкцию;

в) намечают варианты дренажных конструкций;

г) обосновывают расчетом толщину дренирующего слоя, необходимую в данных условиях, или определяют, каким значением коэффициента фильтрации должен обладать дренирующий материал в заданной дренажной конструкции.

При проектировании дренирующего слоя, помимо осушения, учитывают необходимость обеспечения сдвигоустойчивости самого зернистого материала и прочности всей дорожной конструкции.

9.2.1.7 Дренажные конструкции проектируют с учетом объема воды, поступающей в основание дорожной одежды в расчетный период, фильтрационной способности материала дренирующего слоя и конструкции земляного полотна.

9.2.1.8 Выбор конкретного мероприятия по регулированию притока воды должен сопровождаться технико-экономическим сравнением вариантов.

9.2.1.9 Толщину дренирующего и морозозащитных слоев основания определяют по ТКП 45-3.03-112.

9.2.1.10 Примеры расчета дорожных одежд приведены в приложении Б.

Приложение А

Нормативные и расчетные характеристики цементобетона

А.1 Нормативные значения прочности и модуля упругости материалов для бетона покрытия и основания отражают условия работы конструктивных слоев и особенности технологии их устройства.

Расчетные значения характеристик отражают особенности расчетных схем, влияние действия повторных, подвижных и динамических нагрузок, особенности совместного действия внешних факторов (нагрузки и перепада температуры) или совместного проявления отклонений по нескольким конструктивным параметрам (толщине и прочности слоя, модулям упругости покрытия и основания).

А.2 Нормативную прочность бетона, указываемую в проектах, принимают в зависимости от назначения конструктивного слоя.

Для устройства монолитного цементобетонного покрытия принимают тяжелый бетон по таблице А.1. Бетон для покрытий и оснований должен соответствовать требованиям [1] и СТБ 2221.

Таблица А.1

Назначение слоя	Категория дороги по [1] (категория улицы [2] по ТКП 45-3.03-227)	Минимальный проектный класс	
		на сжатие	на растяжение при изгибе
Однослойное покрытие или верхний слой двухслойного цементобетонного покрытия	I-а, I-б, I-в (М, А)	B35,0	B _{тб} 4,4 (R _{пр} 5,5)
	II (Б, В)	B30,0	B _{тб} 4,0 (R _{пр} 5,0)
	III (Г, Е, Ж)	B27,5	B _{тб} 3,6 (R _{пр} 4,5)
	IV–VI (З, П)	B25,0	B _{тб} 3,2 (R _{пр} 4,0)
Нижний слой двухслойного цементобетонного покрытия	I-а, I-б, I-в (М, А)	B27,5	B _{тб} 3,6 (R _{пр} 4,5)
	II (Б, В)	B25	B _{тб} 3,2 (R _{пр} 4,0)
	III – IV (Г, Е, Ж, З)	B22,5	B _{тб} 2,8 (R _{пр} 3,5)
Основание под покрытие: цементобетонное асфальтобетонное	-	B5,0 (R _и 75)	B _{тб} 0,8 (R _{пр} 1,0)
		B7,5 (R _и 100)	B _{тб} 1,2 (R _{пр} 1,5)
		B10,0 (R _и 120)	B _{тб} 1,6 (R _{пр} 2,0)
		B7,5 (R _и 100)	B _{тб} 1,6 (R _{пр} 2,0)
		B15,0 (R _и 200)	B _{тб} 2,4 (R _{пр} 3,0)
		B25,0 (R _и 300)	B _{тб} 3,2 (R _{пр} 4,0)

Прочность бетона слабоармированных сборных плит принимают по таблице А.1, железобетонных и предварительно напряженных – по таблице А.2.

А.3 Требования к морозостойкости бетона приведены в [1] СН 3.03.04.

А.4 Модуль упругости бетона принимают по таблице А.3 в зависимости от прочности бетона на растяжение при изгибе. При расчете плит сборных покрытий используют также модули упругости бетона в зависимости от прочности бетона на сжатие по [3] СП 5.03.01. Расчетный коэффициент линейной температурной деформации для бетона принимают равным $(1 \cdot 10^{-5}) \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, коэффициент Пуассона μ – равным 0,2.

Таблица А.2

Назначение плит	Нагрузка	Проектный класс бетона	
		на сжатие	на растяжение при изгибе
Для покрытий со сроком службы: 1–2 года до 10 лет св. 10 лет	Колесная	B15,0 ($R_{и200}$)	B _{tb} 2,4 ($R_{при3,0}$)
	Колесная и гусеничная	B20,0 ($R_{и250}$)	B _{tb} 2,8 ($R_{при3,5}$)
	Колесная	B20,0 ($R_{и250}$)	B _{tb} 2,8 ($R_{при3,5}$)
	Колесная и гусеничная	B25,0 ($R_{и300}$)	B _{tb} 3,6 ($R_{при4,5}$)
	Колесная	B25,0 ($R_{и300}$)	B _{tb} 3,6 ($R_{при4,5}$)
	Колесная и гусеничная	B30,0 ($R_{и350}$)	B _{tb} 4,0 ($R_{при5,0}$)
Для оснований	Колесная	B20,0 ($R_{и250}$)	B _{tb} 2,8 ($R_{при3,5}$)

Таблица А.3

Класс бетона по прочности на растяжение при изгибе	Средняя прочность на растяжение при изгибе $R_{при}$, МПа	Расчетный модуль упругости тяжелого бетона, МПа
B _{tb} 4,4	5,5	36 000
B _{tb} 4,0	5,0	33 000
B _{tb} 3,6	4,5	32 000
B _{tb} 3,2	4,0	30 000
B _{tb} 2,8	3,5	28 000
B _{tb} 2,4	3,0	26 000
B _{tb} 2,0	2,5	23 000
B _{tb} 1,6	2,0	19 000
B _{tb} 1,2	1,5	16 000
B _{tb} 0,8	1,0	13 000

А.5 Расчетную прочность бетона $R_{при}^{расч}$ определяют следующим образом:

$$R_{\text{ри}}^{\text{расч}} = B_{tb} \cdot K_{\text{нп}} \cdot K_y \cdot K_F, \quad (\text{A.1})$$

где $K_{\text{нп}}$ – коэффициент набора прочности; для бетона естественного твердения $K_{\text{нп}} = 1,2$, для пропаренного бетона $K_{\text{нп}} = 1$;

K_y – коэффициент усталости бетона при повторном нагружении; рассчитывают по формуле

$$K_y = 1,08 \sum N_{pt}^{-0,063}, \quad (\text{A.2})$$

K_F – коэффициент, учитывающий воздействие попеременного замораживания-оттаивания; $K_F = 0,95$.

Приложение Б

Примеры расчета

Пример 1

Требуется запроектировать дорожную одежду с цементобетонным монолитным покрытием на автомобильной дороге I-а категории.

Исходные данные:

- ширина проезжей части для движения в одном направлении – 7,5 м;
- ширина земляного полотна (с учетом обочин) – 25 м;
- расчетный срок службы покрытия – 25 лет;
- расчетная нагрузка на дорожную одежду: $P = 1,3 \cdot 57,5 = 74,75$ кН;
- давление в шинах – 0,6 МПа;
- диаметр отпечатка колеса – 39 см;
- приведенная к расчетной нагрузке интенсивность движения в первый год срока службы (планируемый год сдачи дороги в эксплуатацию) N_1 – 1013 ед/сут;
- показатель ежегодного роста интенсивности движения q – 1,05;
- дорожно-климатический район – 1;
- схема увлажнения рабочего слоя – 2;
- грунт земляного полотна – легкий пылеватый суглинок;
- плотность грунта ρ – 1,9 т/м³;
- глубина промерзания – 1,0 м;
- глубина залегания уровня грунтовых вод – 1,5 м;
- коэффициент фильтрации дренирующего материала (песка) K_f – 3 м/сут;
- материал покрытия – бетон класса В_{тб}4,4;
- материал основания – песок, укрепленный цементом, материал нижнего слоя – песок средней крупности.

Назначение расчетных характеристик грунтов и материалов дорожных одежд

Для выполнения расчетов назначаем следующие показатели:

- 1) требуемый уровень надежности и соответствующий ему коэффициент прочности – по таблице 4: для дороги I категории $K_n = 0,98$; $K_{пр} = 1,0$;
- 2) расчетные характеристики грунта земляного полотна (супеси пылеватой) – по таблице В.1 (приложение В): $E_{гр} = 27$ МПа, $\varphi = 11^\circ$, $C = 0,008$ МПа.

Определение расчетной интенсивности нагрузки

По ТКП 45-3.03-112 определяем расчетную повторность нагружения при

$T = 25$ лет, $T_{\text{рдг}} = 125$ сут, $q = 1,05$:

$$\sum N_p = 0,7 N_1 K_c T_{\text{рдг}} k_n = 0,7 \cdot 1013 \cdot 47,73 \cdot 125 \cdot 1,49 = 6\,303\,695,$$

где $K_c = (1,05^{25} - 1) / (1,05 - 1) = 47,73$.

Назначение конструкции дорожной одежды

Назначаем конструкцию дорожной одежды. Расчетные параметры конструктивных слоев дорожной одежды приведены в таблице Б.1.

Таблица Б.1

Номер слоя	Материал	h , см	E , МПа	Класс	$R_{\text{ри}}$, МПа	φ , ...°	C , МПа
1	Цементобетон класса В35	24	36 000	Вtb4,4	5,5	-	-
2	Песчаный асфальтобетон	4	2000	-	-	-	-
3	Песок, укрепленный цементом, марки 40	21	600	-	-	-	-
4	Песчано-гравийная смесь С7	17	180	-	-	41	0,02
5	Песок средней крупности	35	120	-	-	32	0,004
6	Грунт земляного полотна – супесь пылеватая	-	27	-	-	11	0,008

Конструкции швов сжатия принимаем в соответствии с рисунком 6.2. Поперечные швы сжатия устраивают без штырей, поскольку высота уступов между плитами в поперечных швах (по расчету, см. ниже) не превышает допустимую по 9.1.1. Для повышения продольной устойчивости покрытия в конце рабочей смены устраивают шов расширения, совмещенный с рабочим швом (см. рисунок 6.6).

В соответствии с 6.3.2 длину плит $l_{\text{сж}}$ (расстояние между поперечными швами сжатия) на укрепленном основании и на устойчивом земляном полотне принимаем равной $25h$, т.е. $l_{\text{сж}} = 25h = 25 \cdot 24 = 6,0$ м. Исходя из того, что швы не армируются (см. 6.3.2), принимаем длину плит $l_{\text{сж}} = 21h = 21 \cdot 24 = 5,0$ м.

Определение эквивалентного модуля упругости

1. На уровне дренажного слоя песка:

При $E_{\text{гр}} = 27$ МПа; $E_{\text{п}} = 120$ МПа, $h_{\text{п}} = 35$ см, $D = 50$ см – по формуле (8.7) определяем h :

$$h_3 = 2 \times 35 \sqrt[3]{\frac{120}{6 \times 27}} = 63,34 \text{ см.}$$

По формуле (8.6)

$$E_o = \frac{120}{0,71 \sqrt{\frac{27}{120} \cdot \arctg\left(\frac{1,35 \cdot 63,34}{50}\right) + \frac{120}{27} \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \arctg\left(\frac{50}{63,34}\right)}} = 115,94 \text{ МПа.}$$

2. На уровне слоя цементогрунта:

При $E_{ц/гр} = 600 \text{ МПа}$; $E_o = 115,94 \text{ МПа}$, $h_{ц/гр} = 21 \text{ см}$, $D = 50 \text{ см}$ –

$$h_3 = 2 \times 21 \sqrt[3]{\frac{600}{6 \cdot 115,94}} = 39,98 \text{ см.}$$

$$E_o = \frac{600}{0,71 \sqrt{\frac{115,94}{600} \cdot \arctg\left(\frac{1,35 \cdot 39,98}{50}\right) + \frac{600}{115,94} \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \arctg\left(\frac{50}{39,98}\right)}} = 479,04 \text{ МПа.}$$

Определение расчетной прочности бетона

По формуле (А.2) (приложение А) при $N_{pt} = 6 \ 303 \ 695$ циклов нагружения

$$K_y = 1,08 \cdot 6303695^{-0,063} = 0,40.$$

По формуле (А.1) приложения А $R_{ри}^{расч} = 4,4 \cdot 0,4 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 2,01 \text{ МПа}$.

Определение толщины покрытия

1) Для группы расчетной нагрузки A_2 по ТКП 45-3.03-112 находим: $P_k = 57,5 \text{ кН}$, $p = 0,6 \text{ МПа}$, $D = 39 \text{ см}$.

Расчетная нагрузка на покрытие $P = 57,5 \cdot 1,3 = 74,75 \text{ кН}$.

2) Для нескольких значений h определяем $K_{пр}$:

$$K_{пр} = K_y B_{tb} K_{нп} K_F / \sigma_{pt}.$$

Значения указанных величин приведены в таблице Б.2.

Таблица Б.2

$h, \text{ см}$	$R_{ри}^{расч}, \text{ МПа}$	$\sigma_{pt}, \text{ МПа}$	$K_{пр}$
22	2,01	1,91	1,05
24	2,01	1,76	1,14
26	2,01	1,64	1,22
28	2,01	1,45	1,38

3) Строим график зависимости $K_{пр} = f(h)$ (рисунок Б.1) и находим по графику, что требуемому значению $K_{пр} = 1,0$ соответствует $h = 21 \text{ см}$.

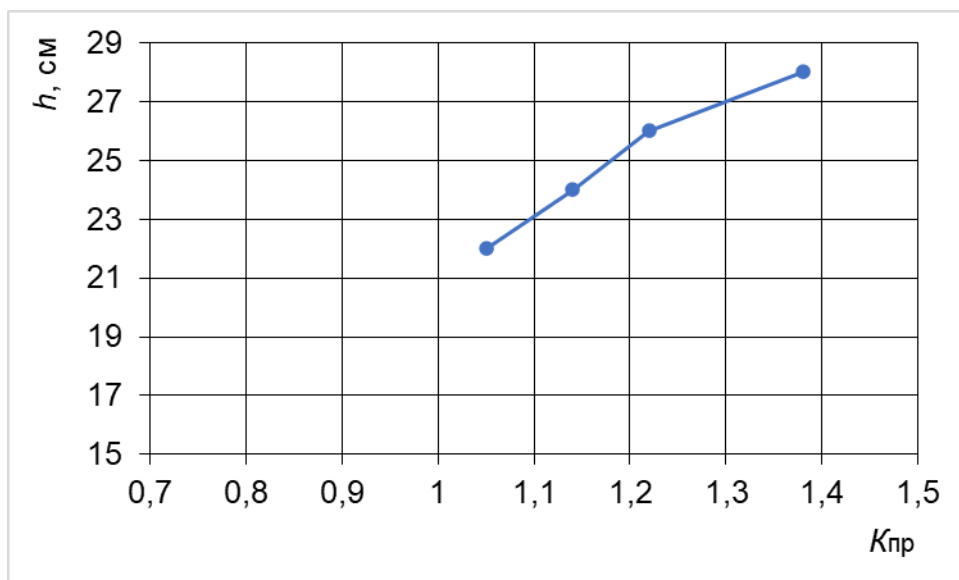


Рисунок Б.1 – График для определения толщины плиты

Расчет основания на прочность по условию сдвигоустойчивости подстилающего грунта и малосвязных конструктивных слоев

Определяем, не превышают ли напряжения сдвига в грунте земляного полотна допустимые.

Рассчитываем средний модуль упругости дорожной одежды:

$$E_{\text{ср}} = (0,24 \cdot 1770 + 0,04 \cdot 2000 + 0,21 \cdot 600 + 0,17 \cdot 180 + 0,35 \cdot 120) / (0,24 + 0,04 + 0,21 + 0,17 + 0,35) = 696 \text{ МПа.}$$

По отношениям $E_{\text{ср}} / E_{\text{гр}} = 696 / 27 = 26$ и $\sum h_i / D = 1,01 / 0,39 = 2,59$ при $\varphi = 11^\circ$ по номограмме на рисунке 9.1 находим активное напряжение сдвига от временной нагрузки $\bar{\tau}_h = 0,005$.

Определяем действующее в грунте расчетное давление $q_{\text{расч}}$ по формуле (9.2):

$$q_{\text{расч}} = K_{\text{д}} \bar{\tau}_h p = 1,3 \cdot 0,005 \cdot 0,6 = 0,0039 \text{ МПа.}$$

Допустимые напряжения сдвига в супеси пылевой рассчитываем по формуле (9.4):

$$q_{\text{доп}} = CK = 0,008 \cdot 1,66 = 0,0133 \text{ МПа.}$$

Определяем коэффициент прочности $K_{\text{пр}}$ по формуле (9.1):

$$K_{\text{пр}} = q_{\text{доп}} / q_{\text{расч}} = 0,0133 / 0,0039 = 3,41$$

т. е. прочность дорожной одежды по условию сдвига в грунте земляного полотна обеспечена.

Определяем, не превышают ли напряжения сдвига в песчаном дренирующем слое допустимые.

Рассчитываем средний модуль упругости дорожной одежды:

$$E_{cp} = (0,24 \cdot 1770 + 0,04 \cdot 2000 + 0,21 \cdot 600 + 0,17 \cdot 180) / (0,24 + 0,04 + 0,21 + 0,17) = 1002 \text{ МПа.}$$

По отношениям $E_{cp} / E_n = 1002 / 120 = 8,35$ и $\sum h_i / D = 0,66 / 0,39 = 1,69$ при $\varphi = 32^\circ$ по номограмме на рисунке 9.1 находим активное напряжение сдвига от временной нагрузки $\bar{\tau}_n = 0,012$. Расчетное напряжение сдвига в песке определяем по формуле (9.2):

$$q_{расч} = K_d \bar{\tau}_n p = 1,3 \cdot 0,012 \cdot 0,6 = 0,0097 \text{ МПа.}$$

Допустимые напряжения сдвига в песке рассчитываем по формуле (9.4):

$$q_{доп} = CK = 0,006 \cdot 6,64 = 0,04 \text{ МПа,}$$

где $K = 6,64$ – по таблице 8 для песка средней крупности.

Коэффициент прочности $K_{пр}$ определяем по формуле (9.1):

$$K_{пр} = q_{доп} / q_{расч} = 0,04 / 0,0094 = 4,26,$$

т. е. прочность дорожной одежды по условию сдвига в песчаном слое обеспечена.

Рассчитываем высоту уступов между плитами следующим образом.

По формуле (9.6) определяем K_q :

$$K_q = \frac{0,0039 - 0,15 \cdot 0,0133}{0,0133} = 0,143.$$

E_o^3 на поверхности слоя песчаного асфальтобетона, согласно формуле (8.5), составляет:

$$E_o^3 = E_n + 0,25 \cdot (h / D) \cdot E_b = 27 + 0,25 \cdot ((4 + 21 + 17 + 35) / 39) \cdot 362 = 206 \text{ МПа,}$$

где E_b – средневзвешенный модуль упругости, равный

$$E_{cp} = (4 \cdot 2000 + 21 \cdot 600 + 17 \cdot 180 + 35 \cdot 120) / (4 + 21 + 17 + 35) = 362 \text{ МПа.}$$

По формуле (9.5) при $E_o^3 = 206 \text{ МПа}$, $\sum N_p = 6\,303\,695$ циклов,

$K_q = 0,143$ и $L_y^m = 92 \text{ см}$ определяем $\omega_{уст}$.

Если стыки (штыри): - работают ($K_{пр} = 3,41$; $m_{ст} = 0,7$),

$$\omega_{уст} = \frac{8,5 P m_{ст}}{K_{пр} E_o L_y^m} \cdot (1 + K_q \cdot \lg \sum N_p) = 8,5 \cdot 115 / 2 \cdot 13 \cdot 0,7 \cdot (1 + 0,143 \cdot \lg 6\,303\,695) / (3,41 \cdot 271 \cdot 92) = 0,01 \text{ см;}$$

- не работают ($K_{пр} = 3,41$; $m_{ст} = 1$) $\omega_{уст} = 0,015 \text{ см}$,

т. е. требование по допустимой высоте уступа ($\omega_{уст} \leq 0,3 \text{ см}$) выполнено.

Расчет конструкции на морозоустойчивость и осушение выполняют в соответствии с ТКП 45-3.03-112.

Пример 2

Требуется запроектировать дорожную одежду с цементобетонным покрытием для дороги IV категории.

Исходные данные:

- дорога имеет две полосы движения шириной по 3 м;
- ширина земляного полотна – 10 м;
- расчетный срок службы – 20 лет;
- показатель ежегодного роста интенсивности движения $q = 1,01$;
- расчетная нагрузка на дорожную одежду – A_1 ($P=1,3 \cdot 50,0=65,0$ кН; $R=18,5$ см);
- интенсивность движения N_1 , приведенная к расчетной нагрузке, — 104 ед/сут;
- схема увлажнения рабочего слоя – 1;
- грунт земляного полотна – супесь легкая;
- плотность грунта $\rho = 1,9$ т/м³;
- глубина промерзания – 0,5 м;
- дорожно-климатический район – 3;
- материал покрытия – бетон класса В_{тб}3,6;
- материал основания – песок средней крупности с коэффициентом фильтрации 6 м/сут.

Назначение расчетных характеристик грунтов и материалов дорожной одежды

Для выполнения расчетов назначаем следующие показатели:

1) требуемый уровень надежности и соответствующий ему коэффициент прочности – по таблице 4: для дороги IV категории $K_H = 0,94$, $K_{пр} = 0,90$;

2) расчетный модуль упругости грунта – по таблице В.1 (приложение В): для супеси легкой $E_{гр} = 75$ МПа;

3) конструкцию дорожной одежды. Расчетные параметры конструктивных слоев дорожной одежды приведены в таблице Б.3.

Таблица Б.3

Номер слоя	Материал	h , см	E , МПа	Класс	$R_{ри}$, МПа	φ , ...°	C , МПа
1	Цементобетон класса В _{тб} 3,6	-	32 000	В _{тб} 3,6	4,5	-	-
2	Песок средней крупности	30	120	-	-	32	0,004
3	Грунт земляного полотна – супесь легкая	-	75	-	-	28	0,014

Определение расчетной повторности нагружения

По ТКП 45-3.03-112 определяем расчетную повторность нагружения при $T_{сл} = 20$ лет, $T_{рдг} = 125$ сут, $q = 1,01$:

$$\sum N_p = 0,7 N_1 K_c T_{рдг} k_n = 0,7 \cdot 104 \cdot 22,02 \cdot 125 \cdot 1,49 = 298\,569,$$

где $K_c = (1,01^{20} - 1) / (1,01 - 1) = 22,02$.

Определение необходимости проведения расчета конструкции на морозоустойчивость

Глубина промерзания конструкции – 0,5 м, что меньше 0,6 м, поэтому расчет дорожной одежды на морозоустойчивость не производим.

Расчет необходимой толщины дренирующего слоя

Толщина дренирующего слоя по ТКП 45-3.03-112 равна 20 см.

Назначение конструкции дорожной одежды

Назначаем следующую конструкцию дорожной одежды:

- покрытие – цементобетон класса $B_{тб}3,6$; $E_b = 32\,000$ МПа;
- основание – песок средней крупности; $E_n = 120$ МПа; $h_n = 30$ см.

Определение расчетной прочности бетона

По формуле (А.2) (приложение А) при $N_{pt} = 298\,569$ находим:

$$K_y = 1,08 \cdot 298\,556^{-0,063} = 0,49.$$

По формуле (А.1) приложения А при $K_{нп} = 1,2$ и $K_y = 0,49$ определяем:

$$R_{ри}^{рас} = 3,6 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 0,49 = 2,01 \text{ МПа}.$$

Определение толщины покрытия

1) Для группы расчетной нагрузки A_1 по ТКП 45-3.03-112 находим: $Q_{расч} = 50$ кН, $p = 0,6$ МПа, $D = 37$ см.

2) Расчетная нагрузка на покрытие $P_{расч} = 50,0 \cdot 1,3 = 65,0$ кН.

3) Для нескольких значений h определяем $K_{пр}$, значения указанных величин приведены в таблице Б.4.

Таблица Б.4

h , см	$R_{ри}^{расч}$, МПа	σ_{pt} , МПа	$K_{пр}$
14	2,01	3,23	0,62
16	2,01	2,67	0,75
18	2,01	2,24	0,84
20	2,01	1,92	0,93
22	2,01	1,66	1,01

3) Строим график зависимости $K_{пр} = f(h)$ (рисунок Б.2) и находим по графику, что

требуемому значению $K_{пр} = 0,90$ соответствует $h = 20$ см.

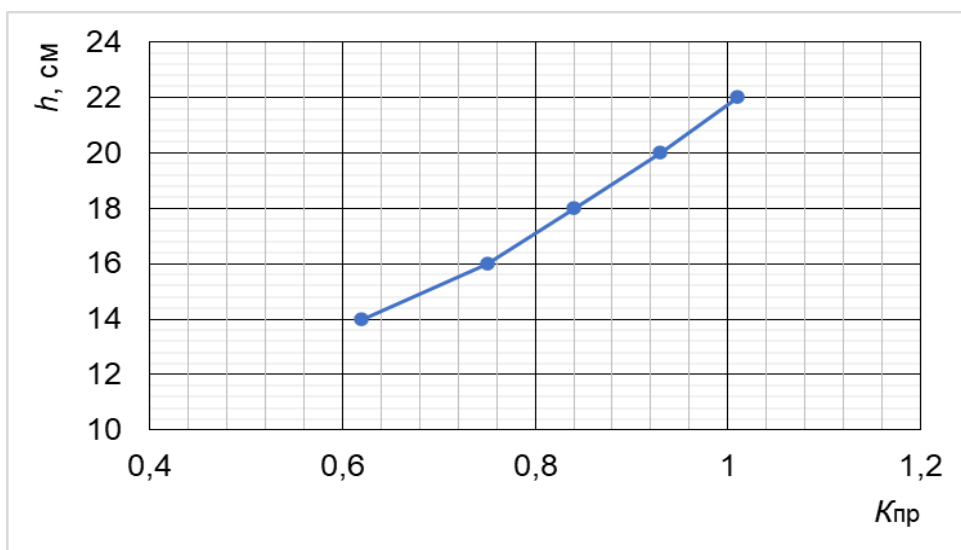


Рисунок Б.2 – График для определения толщины плиты

Пример 3

Требуется запроектировать полужесткую дорожную одежду с асфальтобетонным покрытием на цементобетонном основании.

Исходные данные:

- дорога III категории имеет две полосы движения по 3,5 м при ширине обочины 2,5 м;
- расчетный срок службы дорожной одежды – 15 лет;
- расчетная нагрузка на дорожную одежду – A_1 ($P_k = 50$ кН);
- суточная интенсивность движения расчетной нагрузки на полосу в первый год эксплуатации дорожной одежды – $N_1 = 481$ ед/сут; в последний год эксплуатации – $N_{15} = 481 \cdot 1,05^{15} = 1000$ ед/сут;
- дорожно-климатический район – 2;
- схема увлажнения рабочего слоя – 1;
- грунт земляного полотна – мелкий песок;
- материал покрытия – асфальтобетон типа С на основе битума марки БНД 60/90;
- предел прочности при сжатии при температуре 50 °С – 0,9 МПа;
- материал основания – бетон класса В_{тб}2,8 ($R_{пр} = 3,5$ МПа).

Назначение расчетных характеристик грунтов и материалов дорожной одежды

Для проведения расчетов назначаем следующие показатели:

1) требуемый уровень надежности и соответствующий ему коэффициент прочности по таблице 4: для дороги III категории $K_H = 0,95$; $K_{пр} = 0,92$;

2) модуль упругости грунта по таблице В.2 (приложение В) для мелкозернистого песка $E_n = 100$ МПа;

3) характеристики сопротивления сдвигу песчаного слоя – по таблице В.2 (приложение В): угол внутреннего трения $\varphi = 31^\circ$, сцепление $C_n = 0,003$ МПа;

4) модуль упругости и сопротивление растяжению при изгибе бетона – по таблице А.3 (приложение А): для бетона класса В_{тб}2,8 $R_{пр} = 3,5$ МПа; $E = 28\,000$ МПа.

Определение необходимости проведения расчета конструкции на морозоустойчивость

Расчет конструкции на морозоустойчивость не требуется.

Расчет необходимой толщины дренирующего слоя

Расчет не производится, так как грунт земляного полотна – мелкий песок.

Назначение конструкции дорожной одежды

Назначаем следующую конструкцию дорожной одежды:

- покрытие – верхний слой из асфальтобетона типа С на битуме марки БНД 60/90, $E_a = 5600$ МПа, $h_b = 4$ см; нижние слои: толщиной 5 см из плотного асфальтобетона типа Б на битуме марки БНД 60/90, $E_a = 4500$ МПа, $R_{сж}^{50} = 1,1$ МПа и толщиной 7 см из крупнозернистого пористого асфальтобетона на битуме марки БНД 60/90, $E_a = 2800$ МПа, $R_{сж}^{50} = 1,0$ МПа;

- основание – цементобетон класса В_{тб}2,8, $E_{ц/б} = 28\,000$ МПа, $h_{ц/б} = 16$ см.

Согласно 6.4.2 длину плит назначаем 15 м; продольный шов не устраиваем; поперечные швы устраиваем без штырей.

Проверка расчетом необходимости и достаточности выбранной толщины и прочности асфальтобетонного покрытия

Для суточной интенсивности движения расчетной нагрузки на полосу в последний год эксплуатации дорожной одежды $N_{15} = 481 \cdot 1,05^{15} = 1000$ ед/сут находим по ТКП 45-3.03-112 коэффициент усталости асфальтобетона K_{ya} :

$$K_{ya} = 2,32 \sum N_p^{-0,122} = 2,32 \cdot 1000^{-0,122} = 1,0.$$

Удельная нагрузка на покрытие $p = 0,6 \cdot 1,3 = 0,78$ МПа.

Производим расчет на сдвиг слоя покрытия из асфальтобетона исходя из условия (8.14):

$$1/(1+(z/D)^2) \cdot p K_{дин} K_{пр} K_{ya} \leq R_{сж}^{50}, \quad 1/(1+0/37)^2 \cdot 0,6 \cdot 1,3 \cdot 0,92 \cdot 1,0 = 0,72 \text{ МПа} < 0,9 \text{ МПа}.$$

Следовательно, сдвигоустойчивость асфальтобетона типа С обеспечена.

Проверка расчетом необходимости и достаточности толщины слоя основания из цементобетона

По формуле (8.7) определяем эквивалентную толщину слоя:

$$h_s = h_b + h_a \cdot \sqrt[3]{\frac{E_a}{E_H}} = 16 + 16 \cdot \sqrt[3]{\frac{4031}{28\,000}} = 24,4 \text{ см},$$

где $E_a = (5600 \cdot 4 + 4500 \cdot 5 + 2800 \cdot 7) / (4 + 5 + 7) = 4031$ МПа.

По формуле (8.5) рассчитываем упругую характеристику плиты:

$$l_y = 24,4 \cdot \sqrt[3]{\frac{28\,000}{6 \cdot 100}} = 87,8 \text{ см}.$$

По формуле (8.2) определяем напряжения, возникающие от нагрузки:

- при $K_M = 1$

$$\sigma_{pt} = \frac{65 \cdot 60 \cdot 0,66 \cdot 1,0}{24,4^2 \cdot 1} \cdot \left(0,0592 - 0,2137 \lg \frac{16,29}{87,8} \right) = 0,93 \text{ МПа}.$$

По таблице 2 для условий Беларуси $A_n = 15$.

Согласно 8.4.1.3 $\omega = 0,26$ рад/ч, $\alpha_{ta} = 0,002$ м³/ч, $\alpha_{tb} = 0,004$ м³/ч.

По формуле (8.28) определяем Δt_b :

$$\Delta t_b = 15 e^{-0,16 \sqrt{\frac{0,26}{2 \cdot 0,002}}} \cdot \left(1 - e^{-0,16 \sqrt{\frac{0,26}{2 \cdot 0,004}}} \right) = 2,47 \text{ }^\circ\text{C}.$$

По формуле (8.27) вычисляем напряжение от перепада температуры по толщине нижнего слоя:

$$\sigma_t = \frac{0,00001 \cdot 28\,000 \cdot 2,47}{2} = 0,35 \text{ МПа}.$$

Интенсивность движения расчетных автомобилей в первый год $N_1 = 481$ ед/сут.

По ТКП 45-3.03-112 определяем расчетную повторность нагружений за срок службы 15 лет:

$$\sum N_p = 0,7 N_1 K_c T_{pдг} k_n = 0,7 \cdot 481 \cdot 21,6 \cdot 130 \cdot 1,38 = 1304\,726,$$

где $K_c = (105^{15} - 1) / (105 - 1) = 21,6$.

По формуле (А.2) (приложение А) вычисляем коэффициент усталости:

$$K_y = 1,08 \cdot 1\,304\,726^{-0,063} = 0,44.$$

По формуле (А.1) (приложение А) находим:

$$R_{\text{ри}}^{\text{расч}} = 2,8 \cdot 1,2 \cdot 0,44 \cdot 0,95 = 1,4 \text{ МПа}.$$

По формуле (8.25) определяем:

$$K_{\text{пр}}^{\Phi} = 1,4 / (1 + 0,35) = 1,04.$$

Таким образом, условие прочности для нижнего слоя выполнено ($1,04 > 0,92$).

Расчет основания на прочность по условию сдвигоустойчивости подстилающего грунта

Определяем, не превышают ли напряжения сдвига в грунте земляного полотна допустимые.

Рассчитываем средний модуль упругости дорожной одежды:

$$E_{\text{ср}} = (4 \cdot 5600 + 5 \cdot 4500 + 7 \cdot 2800 + 18 \cdot 1420) / (4 + 4 + 7 + 16) = 2905 \text{ МПа}.$$

По отношениям $E_{\text{ср}} / E_{\text{гр}} = 2905 / 100 = 29$ и $\sum h_i / D = 32 / 37 = 0,86$ при $\varphi = 31^\circ$ по номограмме на рисунке 9.1 находим активное напряжение сдвига от временной нагрузки $\tau_n = 0,013$.

Определяем действующее в грунте расчетное давление $q_{\text{расч}}$ по формуле (9.2):

$$q_{\text{расч}} = 1,3 \cdot 0,013 \cdot 0,6 = 0,01 \text{ МПа}.$$

Допустимые напряжения сдвига в супеси пылеватой по формуле (9.4):

$$q_{\text{доп}} = 0,003 \cdot 5,44 = 0,0163 \text{ МПа}.$$

Коэффициент прочности $K_{\text{пр}}$ по формуле (9.1) составляет:

$K_{\text{пр}} = 0,0163 / 0,01 = 1,63$, т.е. прочность дорожной одежды по условию сдвига в грунте земляного полотна обеспечена.

Пример 4

Требуется запроектировать дорожную одежду с двухслойным цементобетонным монолитным покрытием, устраиваемым за один проход бетоноукладчика, на автомобильной дороге I-а категории.

Исходные данные и результаты промежуточных расчетов приведены в примере 1.

Назначение конструкции дорожной одежды

Назначаем следующую конструкцию дорожной одежды:

- покрытие: верхний слой – цементобетон класса В_{тб}4,4, $E_1 = 36\,000$ МПа, $h_1 = 6$ см; нижний слой – цементобетон класса В_{тб}4,0, $E_2 = 33\,000$ МПа, h_2 – по расчету;
- основание – песок, укрепленный цементом (М40);
- $E_o = 600$ МПа, $h_o = 16$ см;
- нижний слой основания – песок средней крупности;
- $E_n = 120$ МПа, $h_n = 35$ см.

Конструкции швов сжатия принимаем в соответствии с рисунком 6.2. Приводим двухслойное покрытие к эквивалентному однослойному, характеризуемому толщиной

$h = h_1 + h_2$, средним модулем упругости $E_{cp} = \sum h_i E_i / \sum h_i$ и средним сопротивлением растяжению при изгибе $\sum h_i B_{tbi} / \sum h_i$.

Определение расчетной прочности бетона

По формуле (А.2) (приложение А) при $\sum N_p = 6\,303\,695$ циклов нагружения рассчитываем:

$$K_y = 1,08 \cdot 6\,303\,695^{-0,063} = 0,40.$$

Значения $E_{cp} = \sum h_i E_i / \sum h_i$, $\sum h_i B_{tbi} / \sum h_i$ и $R_{ри}^{расч}$ приведены в таблице Б.5.

Таблица Б.5

h_1 , см	h_2 , см	$\sum h_i E_i / \sum h_i$, МПа	$\sum h_i B_{tbi} / \sum h_i$	$R_{ри}^{расч}$, МПа
6	14	33 900	4,12	1,88
6	18	33 750	4,10	1,87
6	20	33 692	4,09	1,87
6	22	33 643	4,09	1,86
6	24	33 600	4,08	1,86
6	26	33 563	4,08	1,86

Определение толщины покрытия

1) Для группы расчетной нагрузки A_2 по ТКП 45-3.03-112 находим $P_k = 57,5$ кН, $p = 0,6$ МПа, $D = 39$ см.

2) Расчетная нагрузка на покрытие $P = 57,5 \cdot 1,3 = 74,75$ кН.

3) Для нескольких значений $h = h_1 + h_2$ определяем $K_{пр}$ (для B_{tb} нижнего слоя) по формуле $K_{пр} = K_y B_{tb} K_{н.п} K_F / \sigma_{pt}$,

где σ_{pt} – вычисляем по формуле (8.2);

$K_{н.п}$, K_F – по приложению А.

Значения указанных величин приведены в таблице Б.6.

Таблица Б.6

h , см	B_{tb} , МПа	σ_{pt} , МПа	$K_{пр}$
20	1,88	1,95	1,03
24	1,87	1,75	1,15
26	1,87	1,70	1,24
30	1,86	1,42	1,41
32	1,86	1,29	1,55

4) Строим график зависимости $K_{пр} = f(h)$ (рисунок Б.3) и находим по графику, что требуемому значению $K_{пр} = 1,0$ соответствует $h = 20$ см.

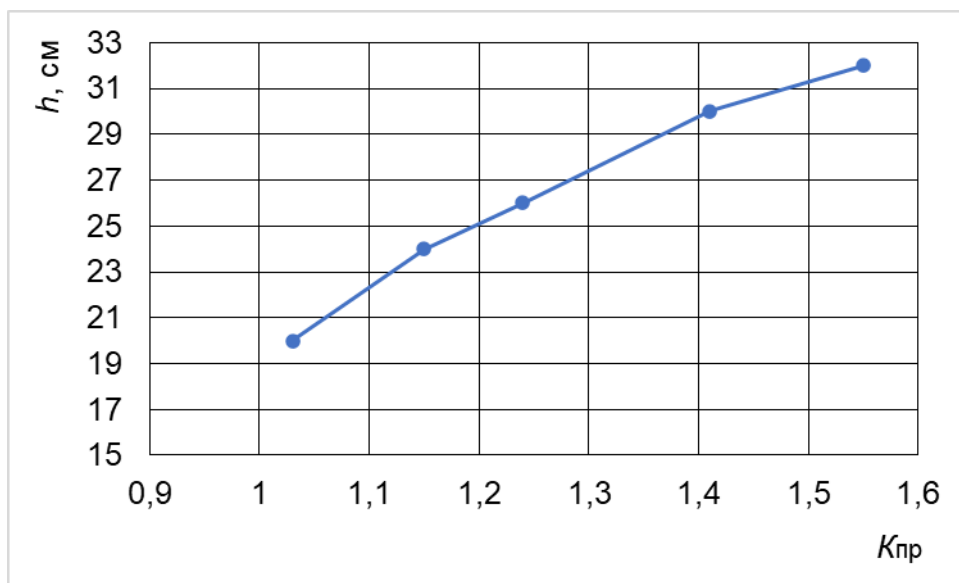


Рисунок Б.3 – График для определения толщины плиты

Пример 5

Требуется запроектировать дорожную одежду со сборным железобетонным покрытием (дорога IV категории) из предварительно напряженных плит размерами $0,14 \times 2,00 \times 6,00$ м.

Плиту рассчитываем как типовую, с учетом возможности ее работы на первой стадии при двухстадийном строительстве, т.е. на земляном полотне из мелкого песка, модуль упругости которого с учетом пластических деформаций (см. 8.5.3) на первой стадии равен 37 МПа, а на второй, после укладки укрепленного слоя основания, – 100 МПа.

Принимаем: нормативная нагрузка 65 кН на колесо;

- расчетная $P = 65 \cdot 1,25 \cdot 1,25 = 103$ кН;

- давление в шинах $q_{ш} = 0,5$ МПа;

- расстояние между спаренными колесами $b^1 = 15$ см;

- расчетная повторность нагружения для типовых плит – 2000 авт/сут, для дорожной одежды – 1000 авт/сут.

Марка бетона плиты – 400 (класс В30). Согласно [3] СП 5.03.01 $E = 29 \cdot 10^3$ МПа, расчетная прочность на сжатие $R_{сж}^p = 17,3$ МПа, расчетная прочность на растяжение при изгибе $R_{изг}^p = 1,22$ МПа. Коэффициент прочности дорожной одежды $K_{пр} = 0,9$.

В продольном направлении применяется арматура $\varnothing 14$, А – IV,

$E = 190 \cdot 10^3$ МПа, расчетная прочность $R_{s,ser} = 600$ МПа. В поперечном направлении применяется арматура $\varnothing 5$, $Bp — I$, $E = 170 \cdot 10^3$ МПа, $R_{s,ser} = 405$ МПа. Предварительное напряжение $\sigma_{sp} = R_{s,ser} - 30 - \frac{360}{6} = 510$ МПа. Потери предварительного напряжения $\sigma_{пт} = 100$ МПа.

Определение количества арматуры в плите

Для определения количества арматуры рассматриваем работу плиты на первой стадии (до появления в бетоне узких «железобетонных» трещин) и на второй стадии (после появления этих трещин).

На первой стадии модуль упругости плиты равен модулю упругости бетона, на второй – определяется по степени раскрытия трещин по формуле (8.24). Первоначально задаемся удельным сечением арматуры f_a высотой сжатой зоны x' .

Для продольного направления (для 5 $\varnothing 14$) $f_{a,x} = 0,0385$ см², $x' = a_0 = 4$ см и для поперечного — $f_{a,y} = 0,0093$ см², $x' = 3$ см и $a_0 = 5$ см.

Для продольного направления

$$E''_x = \frac{29\,000}{1 + \frac{290 \cdot 10^2 \cdot 14^2 \cdot (14 - 4) \cdot (600 - 510 + 100)}{190 \cdot 10^3 \cdot 7 \cdot 0,0385 \cdot 600 \cdot (14 - 4 - 4)^2}} = 2694 \text{ МПа.}$$

Для поперечного направления

$$E''_y = \frac{29\,000}{1 + \frac{290 \cdot 10^2 \cdot 14^2 \cdot (14 - 4) \cdot (600 - 510 + 100)}{190 \cdot 10^3 \cdot 7 \cdot 0,0093 \cdot 600 \cdot (14 - 4 - 4)^2}} = 700 \text{ МПа.}$$

По формулам (8.37) и (8.38) определяем полуширину и полудлину отпечатков колеса: $a = 29$ см и $b = 29$ см.

По формулам (8.25) – (8.27) определяем $L_x^u, L_y^u, L_x^m, L_y^m$.

Для первой стадии

$$L_x^u = 2,5 \cdot h \sqrt[3]{\frac{E}{6E_0}} + a = 2,5 \cdot 14 \sqrt[3]{\frac{29\,000}{6 \cdot 37}} + 29 = 206,6 \text{ см, } L_y^u = 206 \text{ см;}$$

$$L_x^m = 0,7 L_x^u = 144 \text{ см, } L_y^m = 144 \text{ см.}$$

Для второй стадии

$$L_x^u = 109 \text{ см, } L_y^u = 62 \text{ см, } L_x^m = 76,6 \text{ см, } L_y^m = 43 \text{ см.}$$

Определяем изгибающие моменты на первой стадии ($\mu = 0,17$) в центре плиты с учетом пластических деформаций основания под краями плит по формулам (8.42), (8.43):

- в продольном направлении

$$M_x^y = 0,159P \cdot \left(\frac{L_x^u}{L_y^u} \cdot G_a + \mu \cdot \frac{L_y^u}{L_x^u} \cdot G_b \right) =$$

$$= 0,159 \cdot 103 \cdot \left[\frac{206,6}{100} \cdot \left(1 - \frac{1,136 \cdot 29}{206} \right) + 0,17 \cdot \frac{100}{206,6} \cdot \left(1 - \frac{1,136 \cdot 29}{100} \right) \right] = 29,2 \text{ кН};$$

- в поперечном направлении

$$M_y^u = 0,159m \cdot \frac{L_y^u}{L_x^u} \cdot G_b = 103 \cdot \frac{100}{206} \cdot 0,159 \cdot \left(1 - 1,136 \cdot \frac{29}{100} \right) = 5,33 \text{ кН}.$$

В продольном направлении в центре плиты с учетом работы ненагруженных краевых полос плит по формуле (8.37) находим:

$$M_x^{u1} = \frac{29,2 \cdot 0,8 \cdot 100}{206 \cdot \sin \frac{\pi 80}{2 \cdot 206}} = 19,8 \text{ кН};$$

- на продольном краю плит ($L_y + a \leq 2B$)

$$M_y^{kp} = \frac{2PL_x \cdot 0,159G_a}{L_y + a} = \frac{2 \cdot 103 \cdot 206 \cdot \left(1 - 1,136 \cdot \frac{29}{206} \right) \cdot 0,159}{200} = 29,0 \text{ кН};$$

- на поперечном краю в поперечном направлении $M_y^{kp} = 10,6 \text{ кН}$.

Определяем изгибающие моменты на второй стадии:

$$M_x^u = 19,4 \text{ кН}, M_y^u = 4,38 \text{ кН}; M_x^{kp} = 34,7 \text{ кН}, M_y^{kp} = 9,04 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент от монтажных нагрузок при $a_1 = 50 \text{ см}$ и $l = 500 \text{ см}$ вычисляем по формуле (8.39):

$$M_x^q = 1,5 \cdot 0,0024 \cdot 14 \cdot \left(\frac{500^2}{8} - \frac{50^2}{2} \right) \cdot 1,1 = 16,63 \text{ кН}.$$

Определяем количество арматуры на первой стадии. Бетон выдерживает на изгиб $M_b = 8,49 \text{ кН}$, поэтому в поперечном направлении армирование (кроме торцов) не требуется.

Для продольного направления находим площадь поперечного сечения арматуры:

$$F_a = \frac{M_x^{u1} \cdot 2B + (M_x^{kp} - M_x^{u1}) \cdot 0,4B + \frac{h^2}{3,5} \cdot 2B \cdot (B_{bt} + \sigma'_{np})}{(\sigma_{sp} - \sigma_{nm}) \cdot Z},$$

где σ'_{np} – предварительное напряжение, равномерное по толщине плиты, от напряженной арматуры верхней зоны; для арматуры 5 Ø 14, А – IV $\sigma'_{np} = 1,237 \text{ МПа}$.

При знакопеременной нагрузке $z = 6$ см $F_a = 6,4$ см² (4,2 Ø 14, А – IV).

На второй стадии без учета арматуры верхней зоны

$$F_a = \frac{M_x^u \cdot 2B + (M_x^{kp} - M_x^u) \cdot 0,4B}{R_{s,ser} z}.$$

При $z = 6$ см $F_a = 12,48$ см² (8,1 Ø 14, А–IV).

С учетом арматуры верхней зоны при симметричном армировании

$$F_a = \frac{M_x^u \cdot 2B + (M_x^{kp} - M_x^u) \cdot 0,4B}{R_{s,ser} z},$$

$$\text{где } x' = \frac{2h - a'_0 - a_0}{2} - \sqrt{\frac{(2h - a'_0 - a_0)^2}{4} - \frac{2M_x^u}{R_b}}.$$

При $a'_0 - a_0 = 4$ см $M_x^u = 19,4$ кН, $R_b = 17,3$ МПа, $x' = 1,2$ см, $F_a = 6,45$ см² (4,2 Ø 14, А–IV).

При действии монтажных нагрузок изгибающий момент не выше, чем M_x^u , поэтому отдельно его не рассматриваем.

Определяем количество поперечной арматуры, исходя из второй стадии работы плиты.

В центральной части по длине плиты

$$F'_{ac} = \frac{M_x^u \cdot 2A}{R_{s,ser} \cdot (h - x' - a_0 - a'_0)},$$

где $a'_0 - a_0 = 5$ см; $x' = 1$ см (от верха плиты), $F'_{ac} = 5,4$ см² (27 Ø 5, Вр-1).

На торцевых участках, допуская раскрытие узких трещин только до арматуры верхней зоны ($z = 5$ см), дополнительно к F'_{ac} :

$$F'_{am} = \frac{(M_x^{kp} - M_y^{kp}) \cdot 0,4 \cdot (L_x^r + a)}{R_{s,ser} z},$$

$F'_{am} = 0,97$ см² (5 Ø 5, Вр-1 плюс 2 Ø 8, А–III).

Из условия работы арматуры в качестве штырей по формуле (8.40)

$$F_a^{шт} = 0,07 \cdot \frac{10 \cdot 300}{300} = 2,4 \text{ см}^2 \text{ (13 Ø 5, Вр-1).}$$

На торце $l_{тр} = 85$ см, в центре $l_{тр} = 170$ см.

Общее количество стержней равно $26 + \frac{13 \cdot (600 + 170)}{170} = 58$ Ø 5, что не превышает

ранее определенного количества стержней $27 \cdot 2 + 20 = 74$ Ø 5.

Определение прочности стыковых соединений

Определяем требуемую и фактическую прочность стыковых соединений для $P = 103$ кН при допустимой величине пластических деформаций (уступов) 3 мм для цементогрунтового основания и $\omega_{пл} = 5$ мм для песчаных оснований.

1) Для цементогрунтовых оснований по формуле (8.7) при $\omega_{ст} = 2$ мм находим:

$$P_{ст}^{тр} = 0,9 \cdot 103 \cdot \left(1 - \frac{2}{3}\right) = 30,9 \text{ кН.}$$

Из формулы (8.41) при $R_{и} = 30$ МПа определяем:

$$d = \sqrt{\frac{3090}{4 \cdot 300}} = 1,6 \text{ см.}$$

При расчетной величине напряжения в сварке 75 МПа площадь сечения сварки скоб

$$E_{св} = \frac{3090}{750} = 4,12 \text{ см}^2.$$

2) Для песчаных оснований при $\omega_{шт} = 2$ мм по формуле (8.7) $P_{шт} = 55,6$ кН, по формуле (8.41) – $d = 2,15$ см. Площадь сварки скоб $E_{св} = 7,41 \text{ см}^2$.

Определение величину накапливаемых уступов между плитами

Определяем величину накапливаемых уступов между плитами на первой стадии строительства, т.е. при условии, что стыки не работают, основание не укреплено.

В основании мелкий песок: $E_0 = 37$ МПа, $C = 0,003$ МПа, $\varphi = 31^\circ$. Срок работы покрытия на первой стадии $T = 2$ года. Интенсивность расчетной нагрузки группы A_1 для основания 2000 ед/сут. Количество дней с расчетным состоянием основания – 80.

Определяем расчетную повторность нагружения при $T = 2$ года, $T_{рдг} = 80$ сут:
 $N_p = 2000 \cdot 80 \cdot 2 = 320\,000$.

Определяем, не превышают ли напряжения сдвига в грунте земляного полотна допустимые.

По отношениям $E_{пл} / E_{гр} = 1600 / 37 = 43$ и $\sum h_i / D = 0,14 / 0,39 = 0,36$ при $\varphi = 31^\circ$ по номограмме на рисунке 9.1 находим активное напряжение сдвига от временной нагрузки – $\bar{\tau}_h = 0,021$.

Определяем действующее в грунте расчетное давление $q_{расч}$ по формуле (9.2):

$$q_{расч} = K_d \bar{\tau}_h p = 1,3 \cdot 0,021 \cdot 0,6 = 0,0164 \text{ МПа.}$$

Допустимые напряжения сдвига в мелком песке определяем по формуле (9.4):

$$q_{доп} = CK = 0,003 \cdot 5,54 = 0,0166 \text{ МПа.}$$

По формуле (9.6) определяем коэффициент нагруженности основания:

$$K_q = (0,0164 - 0,15 \cdot 0,0166) / 0,0166 = 0,84.$$

По формуле (9.5) при $K_{пр} = 0,0166 / 0,0164 = 1,01$ и $N_{pt} = 2000 \cdot 80 \cdot 2 = 320 \cdot 10^3$ авт. определяем величину накапливаемых уступов между плитами:

$$\omega_{уст} = 8,5 \cdot 50,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot (1 + 0,84 \cdot \lg 320\,000) / 144 / 37 / 1,01 = 0,189 \text{ см.}$$

Величину $\omega_{уст}$ уменьшают при применении подшовных деревянных подкладок и использовании в основании геотекстиля.

Определение требуемого эквивалентного модуля упругости и толщины основания на второй стадии строительства

Расчетный срок службы укрепленного основания – 10 лет. Модуль упругости бетона $E = 29\,000$ МПа. Модуль упругости песчаного основания – 100 МПа.

Определяем, не превышают ли напряжения сдвига в грунте земляного полотна допустимые.

Рассчитываем средний модуль упругости дорожной одежды:

$$E_{ср} = (0,14 \cdot 1600 + 0,16 \cdot 400) / (0,14 + 0,16) = 960 \text{ МПа.}$$

По отношениям $E_{пл} / E_{гр} = 960 / 37 = 25,9$ и $\sum h_i / D = 0,30 / 0,39 = 0,77$ при $\varphi = 31^\circ$ по номограмме на рисунке 9.1 находим активное напряжение сдвига от временной нагрузки $\bar{\tau}_h = 0,018$, тогда $q_{расч} = 0,018 \cdot 1,3 \cdot 0,6 = 0,014$ МПа и $q_{доп}$ по формуле (9.4) равно:

$$q_{доп} = CK = 0,003 \cdot 5,54 = 0,0166 \text{ МПа.}$$

Коэффициент прочности $K_{пр} = 0,0166 / 0,014 = 1,19$, что больше требуемого значения $K_{пр} = 0,9$, т. е. устойчивость основания против сдвига обеспечена.

При условии, что цементогрунт работает на изгиб, по формуле (8.5) получим

$$E_o^3 = 100 + 0,25 \cdot 16 / 37 \cdot 400 = 143 \text{ МПа.}$$

В этом случае

$$L_x^T = 0,7 \cdot (2,5 \cdot 14 \cdot (28\,000 / 6 / 143)^{0,333} + 29) = 99 \text{ см.}$$

При $K_{пр} = 1,19$ и $K_q = (0,014 - 0,15 \cdot 0,0166) / 0,0166 = 0,69$

$$\sum N_p = 0,7 N_1 K_c T_{рдг} K_n = 0,7 \cdot 2000 \cdot 12,6 \cdot 80 \cdot 1,49 = 2\,102\,688,$$

где $K_c = (1,05^{10} - 1) / (1,05 - 1) = 12,6$.

По формуле (9.5)

$$\omega_{уст} = 8,5 \cdot 50,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot (1 + 0,69 \cdot \lg 2\,102\,688) / 143 / 99 = 0,295 \text{ см,}$$

что находится в допустимых пределах.

Приложение В

Расчетные характеристики грунтов земляного полотна

В.1 Расчетные значения модуля упругости E , угла внутреннего трения φ , удельного сцепления C глинистых грунтов принимают по таблице В.1.

Таблица В.1

Дорожно-климатический район по [1]	Расчетные значения характеристик в зависимости от вида грунта								
	Супесь легкая крупная			Суглинки и глины пылеватые			Супеси, суглинки и глины пылеватые		
	E , МПа	φ , ...°	C , МПа	E , МПа	φ , ...°	C , МПа	E , МПа	φ , ...°	C , МПа
1	65	26	0,010	30	14	0,011	27	11	0,008
2	70	27	0,012	32	14	0,011	30	11	0,008
3	75	28	0,014	35	14	0,011	32	12	0,009

В.2 Расчетные значения модуля упругости E , угла внутреннего трения φ , удельного сцепления C песков принимают по таблице В.2.

Таблица В.2

Вид грунта	Расчетные значения характеристик грунта		
	E , МПа	φ , ...°	C , МПа
Крупный (в том числе ПГС по ГОСТ 23735 с содержанием щебня (гравия) до 30 %)	130	35	0,004
Средней крупности	120	32	0,004
Мелкий	100	31	0,003
Однородный	75	31	0,003
Пылеватый	60	31	0,010

Библиография

- [1] СН 3.03.04-2019 Автомобильные дороги
- [2] СН 3.03.06-2022 Улицы населенных пунктов
- [3] СП 5.03.01-2020 Бетонные и железобетонные конструкции
- [4] СНБ 2.04.02-2000 Строительная климатология