

Министерство лесной и деревообрабатывающей
промышленности СССР

Центральный научно-исследовательский и проектно-конструкторский
институт механизации и энергетики лесной промышленности
— ЦНИИМЭ —

ТРУДЫ
112

АВТОМОБИЛЬНЫЕ ЛЕСОВОЗНЫЕ
ДОРОГИ

698974

ВОЛОГОДСКАЯ
областная библиотека
им. И. В. Бабушкина

ОТДЕЛ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ

Химки 1971

$\frac{676}{A22}$

676.223 + T 78

УДК 634.0.383

*Статьи настоящего сборника рекомендованы к изданию
Редакционным советом ЦНИИМЭ.*

ВВЕДЕНИЕ

Лесовозные автомобильные дороги играют важнейшую роль в лесозаготовительном процессе. Вот почему исследования в области расчета их конструкций, а также создание новых типов покрытий имеет важное значение.

Лесовозные дороги по условиям работы, нагрузкам, воздействию на них, существенно отличаются от дорог общего пользования, чем и обусловлена необходимость проведения специальных всесторонних исследований.

Автор первой статьи сборника А. С. Иванкович знакомит читателей с исследованиями, проведенными в области расчета жестких конструкций лесовозных автодорог. Работе лесовозных дорог под динамическим воздействием лесовозных автопоездов посвящена статья В. И. Котляра. Вопросы, связанные с напряженным состоянием земляного полотна, рассмотрены в статье Ю. М. Анастасюка. Результаты интересных теоретических исследований о взаимодействии автопоездов с дорожным покрытием изложены в другой статье В. И. Котляра. А. П. Кудрявцева, Б. Н. Смирнов и А. И. Холопов подвергают в своей статье рассмотрению взаимодействие автопоездов с покрытием из железобетонных дорожных плит. Созданию предварительно-напряженных железобетонных плит и испытаниям их на стенде посвящены статьи И. В. Шатова, А. П. Григорьева и А. М. Горбунова. Исследования, опубликованные в статье А. П. Кудрявцевой и Е. В. Аксеновой, знакомят читателя с долговечностью дорожных плит по климатическим условиям. Новый интересный способ изготовления дорожных плит в условиях леспромхоза методом виброштампования изложен в статье Б. Н. Смирнова, Г. И. Царапкина, С. В. Коновалова. В статье С. Д. Кодебы рассмотрен первостепенной важности вопрос о возможности термического укрепления грунтов в дорожном строительстве. Строительству земляного полотна через глубокие болота посвящена статья В. Д. Соколова, С. А. Муртузалиева, М. А. Шапошникова, А. П. Архипова. О транспортном освоении заболоченных массивов рассказывают в своей статье Я. В. Минкевич, Е. Э. Лумане, П. М. Майке. В статье

А. С. Иванковича и Р. И. Волосовой даются рекомендации по полевым способам определения физико-механических свойств грунтов. С районированием лесной территории Красноярского края в зависимости от водно-теплового режима земляного полотна знакомит читателя статья И. А. Скибы и Г. И. Шелопаева. Статья И. И. Леоновича и Н. П. Вырко посвящена определению минимально необходимой высоты земляного полотна для лесовозных дорог. Вопросы, связанные с влиянием рессорного подвешивания ролпуска, рассмотрены в статье В. Я. Хлуда. Статья А. В. Ященко посвящена исследованиям в области укрепления грунтов газогенераторной смолой на лесовозных дорогах.

Сборник, охватывающий довольно широкий круг проблем, несомненно, послужит подспорьем для инженерно-технических и научных работников, поможет им найти ответы на вопросы, возникающие при проведении исследований, проектировании и эксплуатации лесовозных автомобильных дорог.



УДК 634.0.383.4.001.24

А. С. ИВАНКОВИЧ, канд. техн. наук

О РАСЧЕТЕ НЕЖЕСТКИХ ОДЕЖД ЛЕСОВОЗНЫХ ДОРОГ

Расчет нежестких дорожных одежд лесовозных дорог до сих пор производится по методике СоюздорНИИ, которая разработана в начале 30-х годов, когда расчетным был автомобиль ЗИС-5 с нагрузкой на ось 5 т. С появлением на лесовозных дорогах автопоездов ЗИЛ-157 + 2-Р-8, МАЗ-509 + 2-Р-15, КраЗ-255Л + 2-Р-15 дорожные одежды, рассчитанные по существующей методике, стали быстро разрушаться.

Как показали исследования, разрушение дорожных одежд вызвано тем, что лесовозные автопоезда имеют большие нагрузки на оси, а также тем, что существующий метод расчета не учитывает особенностей многоосных лесовозных автопоездов, перевозящих груз в виде хлыстов.

В целях уточнения существующего метода расчета в ЦНИИМЭ была проведена исследовательская работа, которая позволила определить ряд коэффициентов, учитывающих особенности лесовозных дорог. Определение фактической нагрузки на оси тягача и прицепа в зависимости от длины пакета хлыстов показало, что лесовозные автопоезда работают с большими перегрузками осей. Нами было обследовано 46 235 нагрузок на автопоезда ЗИЛ, МАЗ и КраЗ на дорогах с различным типом покрытия в 38 леспромхозах различных районов страны.

За расчетную величину нагрузки на ось P_p взята величина, равная

$$P_p = P_{cp} + 2\sigma,$$

где P_{cp} — средняя величина нагрузки на ось;

σ — среднеквадратическое отклонение.

Такая нагрузка является достоверной, так как отклонение от нее может быть только в пяти случаях из тысячи.

Исследования показали, что лесовозные автомобили и прицепы имеют перегрузки, которые должны учитываться в расчете элементов дорожных конструкций (железобетонных плит, деревянных щитов) и мостовых переходов. Коэффициенты перегрузки осей автомобилей и роспусков даны в табл. 1.

Таблица 1

Тип автопоезда	Автомобиль			Прицеп		
	нагрузка на колесо, т		коэффициент перегрузки	нагрузка на колесо, т		коэффициент перегрузки
	расчетная	нормативная		расчетная	нормативная	
ЗИЛ-157+2-Р-8	2,43	1,85	1,31	3,96	2,5	1,58
МАЗ-509+2-Р-15	6,02	4,5	1,33	5,93	4,5	1,31
КрАЗ-214+2-Р-15	5,30	3,7	1,39	7,20	4,5	1,60
КрАЗ-255Л+2-Р-15	5,4	4,0	1,35	7,4	4,5	1,65

Поскольку воздействие колеса на покрытие происходит в динамике, в ЦНИИМЭ проведены работы по определению коэффициента динамического воздействия колеса на покрытие. Они проводились с автопоездами типа МАЗ и КрАЗ с неодинаковой нагрузкой на ось, при скоростях движения от 5 до 40 км/час и при различной величине неровностей на гравийной дороге и дороге с покрытием из цементогрунта. В итоге были получены коэффициенты динамического воздействия колеса на покрытие, приведенные в табл. 2.

Таблица 2

Неровности дорожной одежды	Коэффициент динамики	
	гравийное покрытие	цементногрунтовое покрытие
До 20 мм	1,20	1,25
» 30 мм	1,70	1,50
» 60 мм	2,40	2,30

Воздействие колес автопоездов на дорожную одежду, как показали эксперименты, достигает максимального значения при скорости движения 20 — 25 км/час. При дальнейшем увеличении скорости динамическое воздействие колес на

покрытие уменьшается. Кроме того, было установлено, что с увеличением нагрузки на колесо динамическое воздействие последнего на покрытие также уменьшается.

Таким образом, динамическое воздействие колеса на дорожную одежду не только не уменьшается с увеличением скорости, как считалось раньше, а, наоборот, в диапазоне рабочих скоростей лесовозных автопоездов увеличивается и достигает максимального значения и лишь потом уже уменьшается. Объясняется это конструкцией автопоезда и инерцией груза (хлыстов). Динамический прогиб покрытия также увеличивается и достигает максимального значения при скоростях 20—25 км/час.

Напряжения, возникающие в земляном полотне при прохождении лесовозных автопоездов, замерялись при помощи мездоз. Замеры показали, что воздействие прицепа на дорожную одежду в 1,5 раза выше, чем воздействие автомобиля при одинаковой нагрузке на ось (рис. 1 и 2). Поэтому рас-

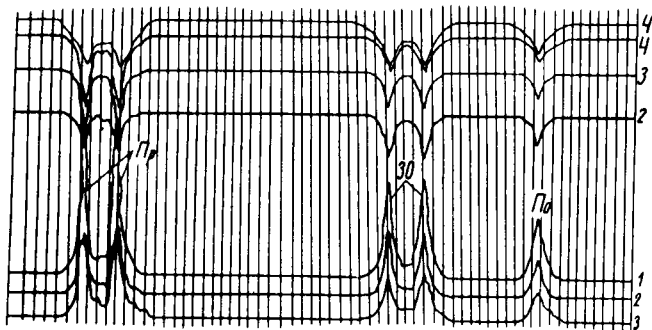


Рис. 1. Образец записи на осциллограмму напряжений, возникающих в земляном полотне при прохождении автопоезда КрАЗ-255Л+2-Р-15:

1 — напряжение под покрытием; 2 — напряжение на глубине 20 см; 3 — напряжение на глубине 40 см; 4 — напряжение на глубине 75 см; $П_0$ — передняя ось; $З_0$ — задняя ось; $П_р$ — прицеп.

чет конструкций лесовозных автопоездов необходимо производить по прицепу, а не по автомобилю, как это делалось ранее.

Проведенные опыты показали также, что прицеп 2-Р-15 не отвечает техническим требованиям и подлежит замене прицепом, который бы оказывал воздействие на дорогу в тех же пределах, что и автомобиль. Продолжительность напряженного состояния дорожной одежды при прохождении автопоезда КрАЗ-255Л+2-Р-15 в 1,3—1,5 раза больше, чем автопоезда МАЗ-509+2-Р-15. По существующим методам

расчета коэффициент запаса на неоднородность дорожной одежды для гравийных и цементногрунтовых покрытий принимался равным единице.

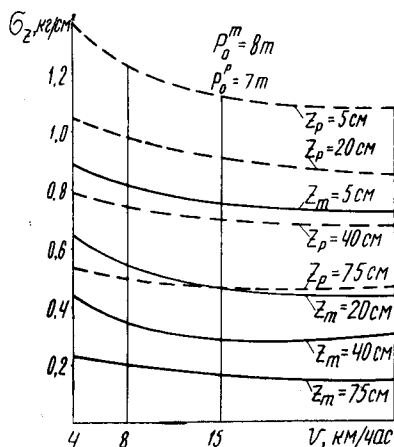


Рис. 2. График зависимости напряжения в земляном полотне от скорости движения $\sigma = j(v)$ для автопоезда КрАЗ-255 + 2-Р-15:

z — глубина расположения месдоз под покрытием; P_0^m — нагрузка на ось тягача; P_0^p — нагрузка на ось роспуска; — — — роспуск; — — — тягач.

Работы по определению модулей деформации и упругости на лесовозных дорогах в различных районах нашей страны показали, что коэффициент неоднородности больше единицы. Объясняется это тем, что земляное полотно лесовозных дорог, как правило, возводится из местных грунтов, взятых из боковых резервов, а не из привозных грунтов, как на дорогах общего пользования.

В связи с тем, что гранулометрический состав грунтов изменяется в зависимости от рельефа местности и глубины заложения, грунты, уложенные в земляное полотно, имеют не только неоднородный гранулометрический состав, но и неодинаковые физико-механические свойства. Поэтому прочностные показатели грунтов земляного полотна могут значительно отличаться даже на участках с небольшой протяженностью, а следовательно, и условия работы дорожной одежды на них будут неодинаковы.

Отсыпка слоя гравийного материала производится из притрассовых карьеров без отсортировки гравийного материала по его крупности. Причины укладки в покрытия гравийного материала, имеющего неоднородный состав, объясняются небольшими запасами гравийных материалов в притрассовых карьерах и отсутствием средств механизации

по их сортировке. Именно из-за этого на отдельных участках в покрытие попадают крупные включения в большем количестве, на других — в меньшем. Кроме того, меняется гранулометрический состав гравия на отдельных участках дороги, так как вывозка его осуществляется из расположенных вдоль трассы мелких карьеров.

Покрытия из цементогрунта также неоднородны, так как для их устройства применяются неодинаковые по гранулометрическому составу грунты, различные марки и дозировки вяжущего, неравномерное измельчение и перемешивание грунта с вяжущими материалами.

Все это, естественно, должно быть учтено в расчете дорожной одежды коэффициентом неоднородности работы дорожной одежды μ .

Обработка произведенных замеров показала, что для гравийных дорог $\mu = 1,24$, для цементногрунтовых покрытий $\mu = 1,66$.

Для цементногрунтовых покрытий μ принято равным $X + 2\sigma$. Это объясняется тем, что дорожная одежда из цементогрунта должна иметь достаточный запас прочности, поскольку она трудно поддается ремонту.

Наряду с уточнением методики расчета дорожной одежды мы подвергли рассмотрению также вопрос об интенсивности движения для лесовозных автопоездов.

Из образца записи на осциллограмму напряжений, возникающих в дорожной одежде (см. рис. 1), видно, что прохождение каждой оси вызывает прогиб и напряжение в дорожной одежде. Поэтому нельзя рассматривать автопоезд как одиночный автомобиль и сравнивать его с расчетным автомобилем Н-13, имеющим нагрузку на ось 9,5 т. У лесовозного автопоезда прохождение каждой оси равно воздействию на дорожную одежду, близкому воздействию расчетного автомобиля. Интенсивность движения для лесовозных автопоездов необходимо определять по формуле

$$N = N_{\text{расч. т}} + N_{\text{расч. р.}}$$

где N — интенсивность движения, приведенная к расчетному автомобилю с осевой нагрузкой 9,5 т;

$N_{\text{расч. т}}$, $N_{\text{расч. р.}}$ — интенсивность движения тягача и роспуска автопоезда, приведенная к расчетному автомобилю.

Учет интенсивности воздействия передней оси $N_{\text{расч. п. о.}}$, задних осей тягача $N_{\text{расч. т}}$, осей прицепа $N_{\text{расч. р}}$ производится по следующим формулам:

$$\lg N_{\text{расч. п. о.}} = \frac{P_2 D_2}{P_1 D_1} \lg N_{\text{п. о.}} - 0,77 \left(1 - \frac{P_2 D_2}{P_1 D_1} \right);$$

$$\lg N_{\text{расч. т}} = \left[0,77 \left(\frac{P_2 D_2}{P_1 D_1} - 1 \right) + \frac{P_2 D_2}{P_1 D_1} \lg N_{\text{т}} \right] \cdot 1,5;$$

$$\lg N_{\text{расч. п}} = \left[0,77 \left(\frac{P_2 D_2}{P_1 D_1} - 1 \right) + \frac{P_2 D_2}{P_1 D_1} \lg N_{\text{п}} \right] \cdot 2,$$

где $P_2 D_2$ — параметр (давление в шинах и диаметр отпечатка следа), характеризующий основные данные колеса тягача;

$P_1 D_1$ — параметр, характеризующий основные данные колеса расчетного автомобиля.

Расчет дорожной одежды производится по такой схеме: определяется требуемый модуль деформации дорожной одежды по формуле

$$E_{\text{тр}} = 1,69 \mu K \cdot \frac{\sqrt{Q \cdot P_0}}{l},$$

где μ — коэффициент запаса, учитывающий неоднородность условий работы дорожной одежды;

K — коэффициент, учитывающий повторяемость воздействия и спаренность осей нагрузок при движении (определяется по формуле $K = 0,5 + 0,65 \lg N \gamma$, где γ — коэффициент, отражающий степень повторяемости нагрузок в зависимости от числа полос движения, равный единице при двухполосном движении и двум при однополосном движении. Для дорог (веток) со сроком действия до 5 лет принимается равным единице);

Q — усилие воздействия колеса автомобиля (прицепа) на дорожное покрытие (в кгс) определяется по формуле $Q = Q_0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3$, где Q_0 — расчетная нагрузка на колесо автомобиля; K_1 — коэффициент равный 1,1, учитывающий неравномерность нагрузки колес, вызванную неравномерным распределением древесины на конике автомобиля (прицепа); K_2 — коэффициент, учитывающий перегрузку осей автопоезда. Учитывается при расчете элементов конструкций дорожных одежд (железобетонные плиты, деревянные щиты) и мостовых переходов; K_3 — коэффициент, учитывающий динамическое воздействие колеса на покрытие, вызываемое неровностью покрытия при движении автомобиля; P_0 — удельное давление колеса расчетного автомобиля, кг/см^2 ; l — величина допускаемого прогиба покрытия, см.

Подсчет $E_{\text{тр}}$ для различных автопоездов и грузооборотов, но для одних и тех же условий приведен в табл. 3.

Условия для расчета: лесовозная дорога строится в Коми АССР, во II климатической зоне. Расчетный грузооборот дороги 200 тыс. м³ в год. Вывозка осуществляется в течение 285 дней в году.

Таблица 3

Тип автопоезда	$E_{тр}$ по методике Гипролестранса	$E_{тр}$ по предлагаемой схеме расчета
ЗИЛ-157(131) + 2-Р-8	231	167
МАЗ-509 + 2-Р-15	285	378
КрАЗ-255Л + 2-Р-15	285	384

Из табл. 3 видно, что требуемый модуль деформации для автопоездов ЗИЛ-157 по новому методу расчета получается значительно меньшим. Это объясняется тем, что в рекомендациях Гипролестранса неправильно отнесены к одному разряду автомобили ЗИЛ-130 и ЗИЛ-157. В первом случае мы имеем $P_0 = 5 \text{ кг/см}^2$, во втором — $3,5 \text{ кг/см}^2$, что существенно сказывается на определении $E_{тр}$.

Для автопоездов МАЗ-509 и КрАЗ-255Л по предлагаемому методу расчета $E_{тр}$ значительно выше, так как в этом случае расчет ведется по прицепу и учитываются величины μ , K_1 и K_2 , которые ранее не учитывались.

Проектирование заниженного модуля для автопоездов МАЗ и КрАЗ приводит к тому, что лесовозные дороги, построенные по проекту, быстро разрушаются и требуют больших затрат на ремонт и содержание.

ВЫВОД

Предлагаемый метод расчета, в котором учитываются основные особенности лесовозных автодорог и автопоездов, дает возможность проектировать дорожные одежды, обеспечивающие пропуск тяжелых лесовозных автопоездов с заданной интенсивностью движения.

Научный редактор канд. техн. наук С. В. КОНОВАЛОВ.

УДК 625.844.03:634.0.377.45:629.114.3

В. И. КОТЛЯР, ст. научный сотрудник

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ЛЕСОВОЗНОГО АВТОПОЕЗДА С ДОРОЖНЫМ ПОКРЫТИЕМ ИЗ ЦЕМЕНТОГРУНТА

Опыт эксплуатации лесовозных дорог при вывозке леса тяжелыми автопоездами типа МАЗ-509 + ТМЗ-803А и КрАЗ-255Л + ТМЗ-803А показал, что дорожные одежды, рассчитанные по существующим схемам расчета, имеют недостаточные прочностные показатели. Это объясняется тем, что метод СоюздорНИИ предназначен для расчета дорожных одежд под обычные автомобили и не учитывает особенностей груза, перевозимого тяжелыми лесовозными автопоездами, и динамического воздействия последних на дорожную одежду. При прохождении лесовозного автопоезда по дороге хлысты, шасси и колеса приходят в колебательное движение из-за всякого рода неровностей на покрытии. Это вызывает изменение нагрузки от колес на дорожную одежду.

При расчете нежестких дорожных одежд по методу СоюздорНИИ эти изменения предполагается учитывать либо непосредственным введением динамических коэффициентов к нагрузке [1], либо косвенно, через коэффициент повторности [2]. Оперирование этими величинами для расчета дорожных покрытий лесовозных автодорог ввиду применения тяжелых автопоездов, вывозящих лес в хлыстах, и наличия неровностей на покрытиях нежесткого типа (гравий, цементогрунт) приводит к получению заниженных прочностных характеристик дорожного покрытия. В проведенных ранее исследованиях, за исключением работ Ленинградского филиала СоюздорНИИ [3], воздействие автопоездов на покрытие, как правило, не учитывалось. Наоборот, выбирались участки с выбоинами,

чтобы узлы автомобилей и роспусков подвергались максимальным усилиям. Полученные динамические коэффициенты были выше тех, какие должны быть приняты при расчете покрытий.

Чтобы уточнить существующий метод расчета, нужно было определить коэффициенты, которые дадут возможность учитывать воздействие тяжелых автопоездов, груженых хлыстами, на дорожную одежду. С этой целью в 1968—1969 гг. в Мостовском леспромхозе ЦНИИМЭ проводились экспериментальные работы по определению упругих прогибов дорожной одежды и динамического воздействия автопоездов, движущихся с разными скоростями и нагрузками на оси, при различной ровности дорожной одежды. Для определения динамического воздействия колеса автопоезда на дорожное покрытие были измерены усилия, возникающие в осях автопоезда. Экспериментальные работы проводились на участках с гравийным и цементногрунтовым покрытиями. Конструкция дорожных одежд на них показана на рис. 1. По

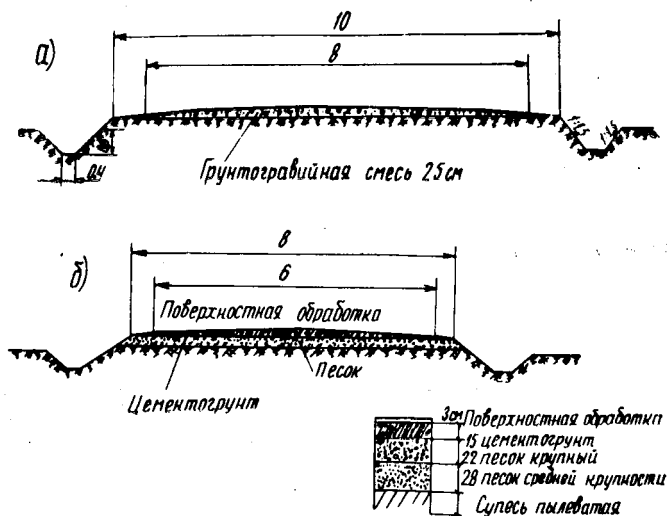


Рис. 1. Поперечный профиль опытного участка Дубровской автомобильной лесовозной дороги:

а — с гравийным покрытием; б — с цементногрунтовым покрытием.

этим участкам вывезено свыше 450 тыс. м³ древесины автопоездами типа МАЗ и КраЗ.

Принципиальная схема испытаний по определению упругих динамических прогибов дорожных одежд показана на рис. 2. Были сконструированы прогибомеры, на чувствительную пластинку которых наклеены тензодатчики, собранные по мостовой схеме. При установке прогибомеров в дорожной

одежде вырубали отверстия размером $40 \times 160 \times 80$ мм, в которые забивали обсадные трубы и штыри на глубину 1,8 м.

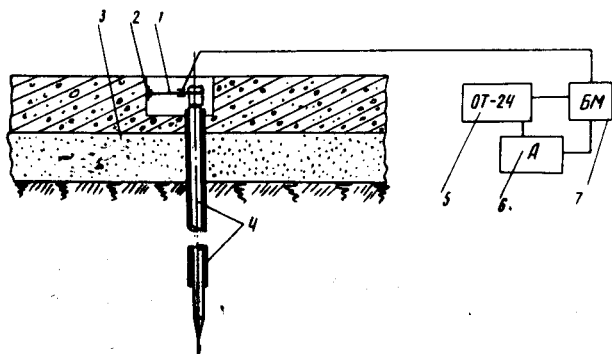


Рис. 2. Схема установки для измерения упругих прогибов покрытия:

1 — пластина с тензосопротивлениями; 2 — шарнирное соединение покрытия с пластиной; 3 — цементогрунт на песчаном основании; 4 — штырь с обсадной трубой; 5 — осциллограф ОТ-24; 6 — блок питания; 7 — балансирующий мост.

Чувствительность прогибомеров равняется 0,01 мм. Во время установки прогибомеров из покрытия и основания были взяты образцы цементогрунта и подстилающих грунтов и определены их гранулометрический состав, влажность, величина дозировки цемента и модуль упругости. Результаты даны в табл. 1.

Таблица 1

Физико-механические свойства грунтов земляного полотна

Место взятия образцов	Содержание фракций, %			Число пластичности	Оптимальная влажность, %	Максимальная плотность, кгс/см ³	Наименование грунтов по дорожной классификации
	2—0,05	0,05—0,005	< 0,005				
	песок	пыль	глина				

Опытный участок из цементогрунта	43,0	51,4	5,6	5	12,0	1,81	Супесь пылеватая
Опытный участок с гравийным покрытием	50,0	44,34	5,66	4	11,0	1,80	Супесь легкая

Чувствительные пластинки присоединялись к слою цементогрунта эпоксидной смолой. На покрытии устанавливалось 6 прогибомеров с таким расчетом, чтобы можно было одновременно замерить максимальный прогиб и диаметр чаши прогиба.

Вместе с измерением упругих динамических прогибов дорожного покрытия проводились эксперименты по определению динамического воздействия колес автопоездов на дорожное покрытие. Всего было сделано 330 заездов, что дало возможность получить результаты экспериментальных работ с точностью 4—5%. Ровность покрытия опытных участков оценивалась нивелированием с установкой рейки вдоль полосы наката через 0,5 м. По данным нивелирования строились продольные профили участков. Кроме того, ровность покрытия оценивалась по просветам под трехметровой рейкой.

Анализ продольного профиля и просветов под трехметровой рейкой показал, что по степени ровности участки могут быть разбиты на три категории: 1) хорошее состояние (неровности не превышают 10—15 мм); 2) удовлетворительное (с неровностями не более 30—40 мм); 3) неудовлетворительное (неровности превышают 40 мм).

Вертикальные нагрузки на дорогу от колес движущихся автопоездов регистрировались с помощью фольговых датчиков, мощность выходного сигнала которых больше, чем у проволочных датчиков. Фольговые датчики предварительно были наклеены на тонкую стальную ленту [4]. Основное преимущество такого метода заключается в том, что в этом случае легко обеспечивается соблюдение требуемого термического режима сушки, так как датчики, наклеенные на ленту, свободно помещаются в любой термической печи или сушильном шкафу. Затем стальная лента с датчиком была приварена точечной сваркой к поверхности оси прицепа.

Сигналы, снимаемые с тензометров динамических прогибомеров и осей роспусков, поступали по кабелю длиной 350 м на шлейфы осциллографа ОТ-24, установленного в спецмашине, стоявшей на обочине дороги. Применение многоканальной тензостанции позволило отказаться от применения блока усиления выходного сигнала и тем самым повысить точность эксперимента, а также получить на одной осциллограмме более десятка различных величин.

Роспуски автопоездов, кроме фольговых тензодатчиков, наклеенных на оси, были оборудованы измерителями ускорений, которые крепились к кронштейнам, приваренным к осям (рис. 3). Измерителями ускорений (акселерометрами) наряду с роспуском были оснащены задние оси тягачей. Сигналы, снимаемые с акселерометров, поступали на шлейфы осциллографа Н-700, установленного в кабине лесовозного автопоезда.

Проведенный эксперимент дал возможность определить динамический коэффициент задних осей тягачей и роспусков лесовозных автопоездов, одновременно с определением динамических прогибов покрытия под действием движущейся силы.

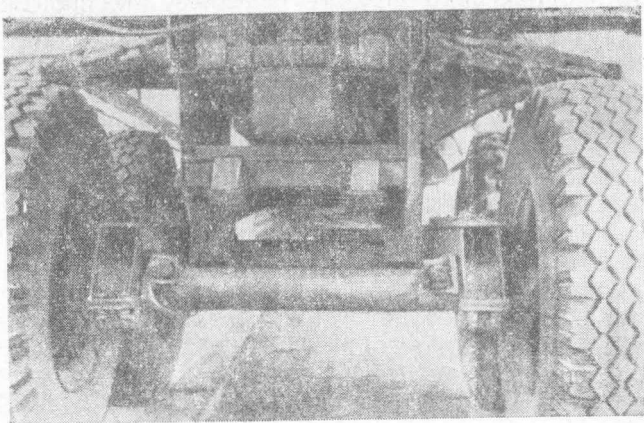


Рис. 3. Лесовозный роспуск ТМЗ-803А, оснащенный на период испытаний тензодатчиками (приварены к оси между ступицей колеса и балансиrom роспуска) и акселерометрами (закреплены на осях).

При проведении экспериментов были использованы лесовозные автопоезда КрАЗ-255Л + ТМЗ-803А с нагрузкой на задние оси тягача 9 т и оси роспуска 8 т и МАЗ-509 + ТМЗ-803А с нагрузкой на оси тягача 10 и 6,25 т и роспуска 6,8 и 5,4 т.

Динамические прогибы дорожных покрытий, полученные нами и П. И. Теляевым на покрытия из цементогрунта, показаны на рис. 4. Исследования П. И. Теляева показали, что

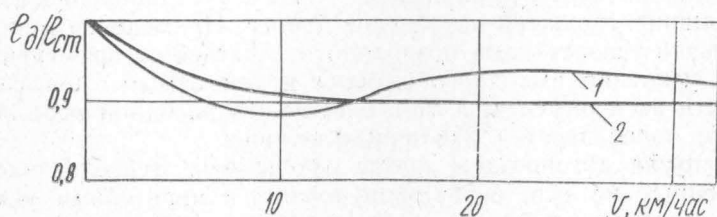


Рис. 4. Динамические прогибы дорожных покрытий в зависимости от скорости движения, полученные различными авторами:

1 — В. И. Котляром (ЦНИИМЭ); 2 — П. И. Теляевым (СоюздорНИИ).

прогиб дорожной одежды под действием движущегося автомобиля уменьшается при увеличении скорости движения до 15 км/час и остается практически постоянным при дальнейшем увеличении скорости движения [5]. Кривая динамического прогиба цементногрунтового покрытия 1, полученная нами, в отличие от данных П. И. Теляева, имеет выпуклость при ско-

ростях движения от 15 до 25 км/час и несколько снижается при увеличении скорости до 34 км/час.

Изменения напряженного состояния дорожных покрытий при движении автопоездов происходят, во-первых, из-за проявления инерционных сил элементарных масс дорожной конструкции, во-вторых, из-за влияния реологических свойств материалов и, в-третьих, вследствие меняющейся нагрузки от колеса на покрытие при колебаниях автомобиля, вызванных неровностями покрытия.

Вертикальное смещение поверхности цементногрунтового покрытия при движении автопоезда уменьшается из-за увеличения динамического модуля всей конструкции и сокращения времени воздействия нагрузки, независимо от того, обусловлено ли это увеличением роста динамического модуля покрытия, основания или подстилающего грунта.

Расхождение кривых, полученных нами и П. И. Теляевым, объясняется специфичностью грузов, перевозимых автопоездами (хлысты, деревья с кроной). Прогиб цементногрунтового покрытия при прохождении лесовозного автопоезда уменьшается при увеличении скорости движения до 9—10 км/час. Дальнейшее увеличение скорости приводит к некоторому повышению динамического прогиба из-за увеличения динамического воздействия колес автопоезда на дорожное покрытие. Во всех экспериментах наблюдается четко выраженная зависимость между динамическим прогибом покрытия и динамическим воздействием автомобиля (при уменьшении динамического воздействия прогиб уменьшается). Установлено также, что с увеличением нагрузки на ось динамический коэффициент уменьшается.

В табл. 2 представлены величины динамических коэффициентов лесовозных автопоездов, которые определялись по формуле

$$K_{д. а} = \frac{P_{д}}{P_{ст}},$$

где $K_{д. а}$ — коэффициент динамики автомобиля;

$P_{д}$ — динамическая нагрузка на ось автопоезда;

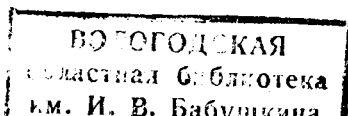
$P_{ст}$ — статическая нагрузка на ось автопоезда.

Для гравийных и цементногрунтовых покрытий с хорошей ровностью этот коэффициент не превышает 1,22, тогда как для покрытий с неудовлетворительной ровностью он равен 1,84.

Коэффициент динамики дорожного покрытия определялся по формуле

$$K_{д. п} = \frac{y_{д}}{y_{ст}},$$

698974



где u_d — динамический прогиб дорожного покрытия;
 $u_{ст}$ — статический прогиб дорожного покрытия.

Таблица 2

Состояние покрытия	Величина коэффициентов динамики роспуска ТМЗ-803А лесовозных автопоездов и дорожного покрытия при скоростях движения, км/час				
	0	13	18,5	23	34
Хорошей ровности:					
цементногрунтовое	1	$\frac{1,13}{0,883}$	$\frac{1,18}{0,905}$	$\frac{1,22}{0,935}$	$\frac{1,21}{0,87}$
гравийное	1	$\frac{1,13}{0,890}$	$\frac{1,19}{0,922}$	—	$\frac{1,14}{0,82}$
Удовлетворительной ровности:					
цементногрунтовое	1	$\frac{1,31}{1,04}$	$\frac{1,38}{1,07}$	$\frac{1,40}{1,09}$	$\frac{1,36}{0,98}$
гравийное	1	$\frac{1,68}{1,30}$	$\frac{1,70}{1,32}$	—	$\frac{1,63}{1,17}$
Неудовлетворительной ровности:					
цементногрунтовое	1	$\frac{1,50}{1,18}$	$\frac{1,80}{1,40}$	$\frac{1,84}{1,44}$	$\frac{1,70}{1,22}$
гравийное	1	$\frac{2,26}{1,78}$	$\frac{2,38}{1,83}$	—	$\frac{2,07}{1,50}$

Примечание. В числителе приводится коэффициент динамики на оси прицепа, в знаменателе — коэффициент динамики дорожного покрытия. Все коэффициенты получены при нормативной (8 т) нагрузке на ось роспуска.

Этот коэффициент для покрытия с хорошей ровностью равен 0,94, а для покрытий с неудовлетворительной ровностью — 1,40, что соответствует увеличению прогиба покрытия от 0,94 мм при статическом нагружении до 1,3 мм в динамике. Это свидетельствует о том, что прогиб дорожного покрытия приближается к критической величине [6], и дальнейшая эксплуатация таких участков дороги без ремонта ведет к разрушению их.

За расчетную необходимо принимать неровность дорожных покрытий, равную 30—40 мм. Коэффициенты динамики автопоезда и дорожного покрытия при нормативной нагрузке

на ось будут равны для цементногрунтового покрытия соответственно 1,40 и 1,1, а для гравийного — 1,70 и 1,32.

Работы WASHO и данные, полученные из испытаний на опытных участках Мэриленда [7], позволяют сделать вывод, что измеренные напряжения и прогибы уменьшаются с увеличением скорости до 50%, однако при скоростях свыше 64—80 км/час кривые прогибов стремятся искривиться выпуклостью вверх. Это явление возникает вследствие вибрации, вызываемой грузовыми автомобилями при больших скоростях движения.

ВЫВОДЫ

1. Специфика грузов, перевозимых лесовозными автопоездами, оказывает влияние на дорожные покрытия. Динамический прогиб при вывозке леса в хлыстах и с кроной на 10% больше прогиба при вывозке обычных (жестких) грузов (при одинаковой нагрузке на ось).

2. С увеличением нагрузки на ось динамическое воздействие лесовозного автопоезда уменьшается.

3. Динамические коэффициенты на осях безрессорного роспуска ТМЗ-803А превышают динамические коэффициенты задних осей тягачей на 12—15%.

4. Динамический прогиб и динамический коэффициент на осях лесовозных автопоездов имеют максимальное значение при скорости движения 20—25 км/час. При дальнейшем увеличении скорости они уменьшаются.

5. Коэффициент динамики дорожного покрытия с расчетными неровностями при нормативной нагрузке на ось для цементногрунтовых покрытий равен 1,1, для гравийных — 1,3.

6. Коэффициент динамики на осях лесовозного роспуска ТМЗ-803А при нормативной нагрузке для цементногрунтовых покрытий с расчетными неровностями равен 1,4, для гравийных — 1,7.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кривисский А. М. Конструирование и расчет нежестких дорожных одежд по местному предельному равновесию. М., Автотрансиздат, 1963.

2. Инструкция по назначению конструкций дорожных одежд нежесткого типа. М., Автоотрансиздат, 1961.

3. Киреев С. М., Теляев П. И. Нагрузка на дорогу от колеса движущегося автомобиля. Л., Стройиздат, 1964.

4. Гедз Н. И., Обрядин В. И. Исследование работы тензодатчиков сопротивления, привариваемых к исследуемому объекту. — В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 90. Химки, 1968.

5. Теляев П. И. Напряженное состояние дорожных одежд при статическом и кратковременном воздействии нагрузок. — «Автомобильные дороги», 1964, № 6.

6. Иванов Н. Н. Инструкция по расчету и конструированию дорожных одежд в городских условиях. М., Гипрокоммундортранс, 1965.

7. Иодер Е. Д. Принципы проектирования дорожных и аэродромных одежд. М., «Транспорт», 1964.

Научный редактор Р. И. ВОЛОСОВА.

УДК 634.0.377.45:625.731.1.03

Ю. М. АНАСТАСЮК, ст. научный сотрудник

ВЛИЯНИЕ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ГРУНТА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Прочность дорожной одежды зависит не только от ее материала, но в значительной мере и от подстилающих грунтов. Поэтому очень важно исследовать распределение напряжений в грунтах земляного полотна, их физико-механические и реологические свойства.

В основу первых решений задачи о распределении напряжений в грунтах земляного полотна легли предположения о равномерном распределении давлений внутри некоторого объема, заключенного в пределах конуса или пирамиды. Проблемой распределения напряжений занимались А. А. Иноземцев, А. Я. Быков, Г. И. Покровский [4], В. Ф. Бабков [1], Н. Н. Иванов и многие другие ученые. А. А. Иноземцев утверждает, например, что удельные давления не пропорциональны напряжениям по глубине. Н. Н. Иванов предложил использовать для оценки напряженного состояния закон распределения напряжений в упругом изотропном полупространстве от сосредоточенной силы

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + a \left(\frac{z_{\text{ЭКВ}}}{D} \right)^2};$$

$$z_{\text{ЭКВ}} = h \sqrt[2,5]{\frac{E_1}{E_0}} + h_0,$$

где p — сосредоточенная сила;

h_0 — глубина расположения точки, считая от поверхности основания;

h — толщина верхнего слоя;
 a — коэффициент, характеризующий концентрацию напряжений.

Решений для упругого изотропного состояния грунта можно привести очень много. Значительно меньше исследовано воздействие движущихся нагрузок. Одним из первых напряженное состояние упругого полупространства при перемещении нагрузки в виде сосредоточенной силы по гладкой поверхности исследовал Г. И. Покровский. Им получена зависимость

$$\sigma = \sigma_0 \left[1 - \left(\frac{v}{v_0} \right)^2 \right]^{2,5},$$

где v — скорость движения нагрузки;
 v_0 — скорость распространения упругой волны;
 σ_0 — напряжение в рассматриваемой точке в статических условиях.

Изучению напряженного состояния и деформируемости слоистых систем при движении по их поверхности нагрузки, равномерно распределенной по площади круга, посвящено исследование М. Давина. В основу его он взял теорию распространения упругих волн. В результате работы были получены формулы, которые с трудом поддаются анализу.

В США, по данным AASHO [2], зависимость между напряжениями в грунте земляного полотна и скоростью приложения нагрузки выражается формулой

$$\sigma = 0,073 \cdot 10^{A_0 - A_1 v},$$

где v — скорость движения;
 A_0, A_1 — экспериментальные коэффициенты.

В последние годы в автомобильной промышленности четко обозначилась тенденция к увеличению грузоподъемности автомобилей. Это в свою очередь ведет к увеличению числа осей. Эта тенденция наблюдается и в лесной промышленности, где все возрастающие объемы лесозаготовок требуют совершенно нового парка автомобилей увеличенной грузоподъемности. На долю автомобилей в настоящее время приходится около 70% вывозки древесины. Преобладание в лесной промышленности тяжелых автопоездов, небольшая интенсивность движения предъявляют особые требования к исследованиям в области расчета нежестких дорожных покрытий. В существующей методике расчета влияние спаренных осей совсем не учитывается.

Чтобы выявить особенности воздействия автопоездов со спаренными задними осями на покрытия и грунты земляного полотна в Мостовском леспромхозе ЦНИИМЭ была проведена серия экспериментов.

Исследования проводились на цементногрунтовом и гравийном покрытиях. Грунт земляного полотна представлял супесь с оптимальной плотностью $\gamma_{\text{опт}} = 1,75 \text{ г/см}^3$ и оптимальной влажностью $W = 13\%$.

Месдозы с гидравлическим преобразователем для измерения напряжений в грунте земляного полотна выбирались с таким расчетом, чтобы погрешности, возникающие в результате неравномерной деформируемости плоскости месдозы, различия в характеристиках деформируемости месдозы и окружающего ее грунта, а также в результате нерациональных размеров самой месдозы (отношение $\frac{h}{D}$), были минимальными.

Закладка месдоз в грунт земляного полотна осуществлялась на глубину 5, 20, 45 и 75 см от поверхности земляного полотна. При заложении месдоз были соблюдены все естественные параметры грунта земляного полотна (плотность, влажность) и покрытия.

Анализ полученных кривых (рис. 1) и кривой, высчитанной по формуле Якунина, показывает, что для определения вертикальных нормальных напряжений она дает завышенный результат в верхних слоях грунтового полупространства.

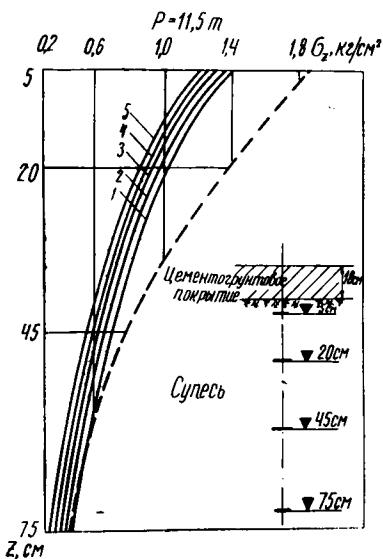


Рис. 1. График зависимости $\sigma_z = f(z)$ при $P = 11,3 \text{ т}$:

- 1 — $v = 4 \text{ км/час}$; 2 — $v = 8 \text{ км/час}$; 3 — $v = 15 \text{ км/час}$; 4 — $v = 30 \text{ км/час}$;
 5 — $v = 50 \text{ км/час}$;
 ————— — экспериментальные кривые;
 - - - - - теоретическая кривая.

На глубине около 45 см эти значения имеют одинаковые величины. Следовательно, можно сделать вывод, что верхние слои грунтового полупространства нельзя рассматривать как упругие. А к нижним слоям можно применить закон теории упругости. Из графика на рис. 2 видно, что с увеличением скорости движения нагрузки нормальные вертикальные напряжения уменьшаются.

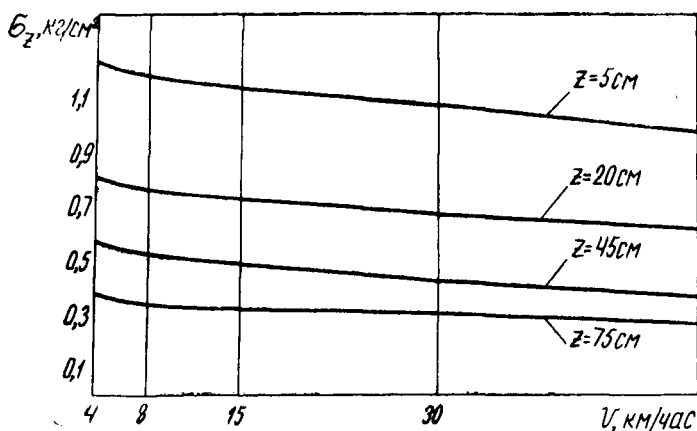


Рис. 2. График зависимости $\sigma_z = f(v)$.

Табл. 1 и 2 дают представление об уменьшении величины нормальных вертикальных напряжений в зависимости от увеличения скорости движения автомобиля, его осевой нагрузки и глубины рассматриваемой точки в грунте земляного полотна.

Таблица 1

Осевая нагрузка, т	Глубина заложения месдоз, см	Уменьшение σ_z при росте скорости движения автомобиля с 4 до 50 км/час, %
1	2	3

Одиночная задняя ось автомобиля

	5	15
4,3	20	32
	45	42
	75	35
	5	20
9,3	20	25
	45	33
	75	30

1	2	3
11,3	5	13
	20	15
	45	21,5
	75	30

Таблица 2

Осевая нагрузка, т	Глубина заложения месдоз, см	Уменьшение σ_z при росте скорости дви- жения автомобиля с 4 до 30 км/час, %
--------------------	---------------------------------	---

Сдвоенные задние оси автомобиля

8	5	18
	20	32
	45	31
	75	40

Анализ этих значений показывает, что действие одиночной задней оси по своим максимальным значениям приблизительно такое же, как и одной из сдвоенных осей. Нормальные вертикальные напряжения уменьшаются с увеличением глубины рассматриваемой точки, и когда глубина достигнет 25 см, эти значения принимают примерно одинаковые величины независимо от осевой нагрузки. Эти результаты совпадают с данными, полученными в США по программе AASHO. Американские исследователи приходят к выводу, что напряжения могут уменьшиться примерно до 50%. На уменьшение напряжений в грунте с возрастанием скорости движения указывал и проф. В. Ф. Бабков.

Проведенные эксперименты показали, что вертикальные сжимающие напряжения от одиночной оси начинают нарастать раньше всего в точках, расположенных в нижних частях земляного полотна, и что общее напряженное состояние в этих точках больше, чем в верхних слоях (рис. 3). Нарастание максимума сжимающих вертикальных напряжений по глубине происходит не одновременно, а с некоторым запазданием. Оно составляет приблизительно при скорости движения $v = 4$ км/час и осевой нагрузке $P_0 = 11,3$ т — 0,08—0,09 сек, при скорости движения $v = 15$ км/час — 0,015 сек, а при скорости $v = 50$ км/час практически равняется нулю.

Анализ времени действия напряженного состояния грунта земляного полотна (под временем действия напряжения понимается общее время роста напряжения от момента возникновения до момента спада) от движущихся с различными скоростями автомобилей с одиночной или сдвоенной осями позволяет сделать следующие выводы.

Рассматривая кривые зависимости времени действия напряжений от скорости движения при одиночной задней осевой нагрузке $P_0 = 9,3 \text{ т}$ (рис. 4) и двоянных задних осей $P_0 = \text{по } 8 \text{ т}$ (рис. 5), а также кривые зависимости $t_{\sigma_z} = f(v)$ при других осевых нагрузках (рис. 6, 7), можно заметить,

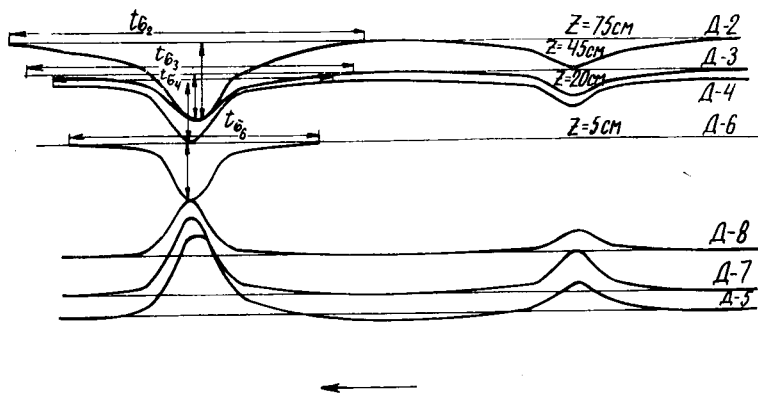


Рис. 3. Пример записи воздействия подвижной нагрузки на грунт земляного полотна.

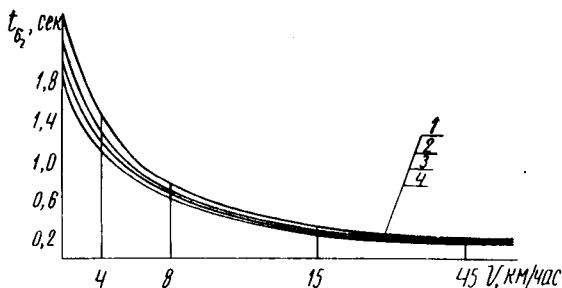


Рис. 4. График зависимости $t_{\sigma_z} = f(v)$ при $P_{\text{осев}} = 9,3 \text{ т}$:

1 — $z = 75 \text{ см}$; 2 — $z = 45 \text{ см}$; 3 — $z = 20 \text{ см}$; 4 — $z = 5 \text{ см}$.

что кривые имеют гиперболический вид. С увеличением осевой нагрузки время действия напряжений увеличивается. Так, при $P_0 = 4,3 \text{ т}$ на глубине $z = 5 \text{ см}$ от поверхности земляного полотна $t_{\sigma_z} = 1,66 \text{ сек}$ при скорости 4 км/час , а при $P_0 = 11,3 \text{ т}$ при тех же условиях $t_{\sigma_z} = 2,8 \text{ сек}$. При действии двоянных задних осей общее время напряженного состояния возрастает по сравнению с одиночной задней осью. Таким образом, из сравнения действия одиночной и двоянных осей автомобиля следует вывод, что с увеличением скорости движения значения t_{σ_z} при двоянных задних осях примерно в

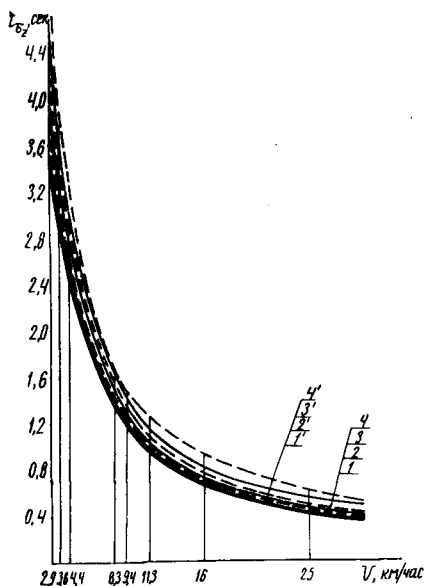


Рис. 5. График зависимости $t_{\sigma_z} = f(v)$ автопоезда КрАЗ-255Л+ТМЗ-803А

при $P_{o,т} = 7$ т; $P_{o,р} = 8$ т:

1,1' — $z = 5$ см; 2,2' — $z = 20$ см; 3,3' — $z = 45$ см; 4,4' — $z = 75$ см;

— задние оси тягача;
 --- оси роспуска.

1,3—1,4 раза выше, чем у единичной задней оси при осевой нагрузке $P = 9,3$ т. Анализируя графики (рис. 4, 5, 6, 7) не трудно заметить, что с увеличением скорости движения автомобиля общее время действия напряжений уменьшается на участке кривой в интервале скоростей 0 — 30 км/час. При дальнейшем росте скорости кривая имеет меньшую кривизну. Значение t_{σ_z} после скорости 30 км/час по глубине имеют примерно одинаковые величины. Следовательно, независимо от осевой нагрузки, глубины рассматриваемой точки с увеличением скорости движения общее время напряженного состояния остается постоянным.

Если рассматривать общее время напряженного состояния по глубине, то наибольшие значения t_{σ_z} будут в нижней части земляного полотна, а наименьшие — в верхних слоях.

Рассматривая эпюру напряжений в вертикальной плоскости от одиночной задней оси, можно заметить сходство кривых распределения напряжений с кривой нормального распределения Гаусса. Это позволяет предположить, что распределение имеет статический характер. Полученные в ре-

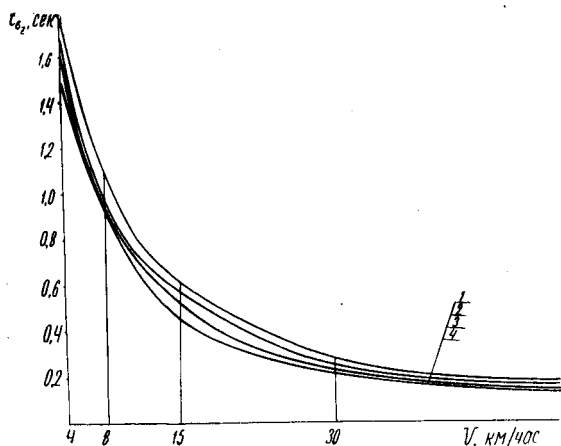


Рис. 6. График зависимости $t_{\sigma_z} = f(v)$ при $P_0 = 4,3$ т:
 1 — $z = 75$ см; 2 — $z = 45$ см; 3 — $z = 20$ см; 4 — $z = 5$ см.

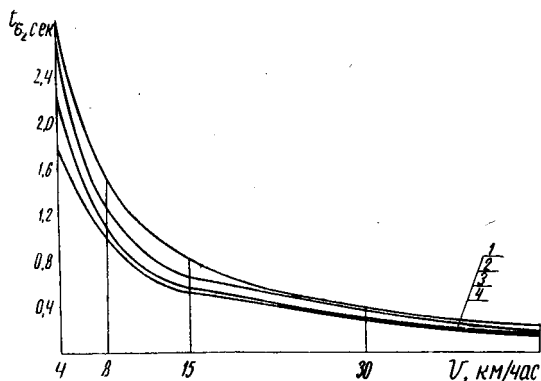


Рис. 7. График зависимости $t_{\sigma_z} = f(v)$ при $P_0 = 11,3$ т:
 1 — $z = 75$ см; 2 — $z = 45$ см; 3 — $z = 20$ см; 4 — $z = 5$ см.

зультате экспериментов эпюры характеризуются незначительной асимметрией, т. е. кривая нарастания напряжения меньше, чем кривая времени спада. Примерно на глубине 0,5 м время нарастания и время спада почти одинаковое. Поэтому кривая распределения напряжений примет вид

$$\sigma = \frac{1}{T\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(t-a)^2}{2T^2}},$$

где a — время от начала возникновения напряженного состояния до момента, когда $\sigma_t = \sigma_{\text{макс}}$, сек;

T — время от момента, когда $\sigma_{\text{макс}}$, до момента, соответствующего перегибу кривой;

t — текущая координата времени.

Анализируя эпюру напряжений от сдвоенных задних осей, можно заметить, что максимумы σ_z от первой и второй задней оси примерно одинаковы. Суммарная эпюра напряжений при этом получается путем наложения эпюр напряжений от одиночных осей. Вообще эти эпюры характеризуют распределяющую способность покрытия. Методика СоюздорНИИ почти не учитывает распределяющую способность слоев дорожных одежд. Последняя характеризуется углом распределения давления. Из анализа экспериментальных данных по изучению распределительной способности покрытия получен угол распределения, который для цементногрунтового покрытия равен $\alpha = 78^\circ$.

ВЫВОДЫ

1. Из сравнения полученных экспериментальных значений и высчитанных по формуле Якунина вытекает, что верхние слои земляного полотна, в отличие от нижних, не подчиняются закону упругости.

2. Грунт земляного полотна при скорости движения подвижной нагрузки свыше 25—30 км/час работает практически с постоянным динамическим модулем упругости.

3. Время действия вертикальных нормальных напряжений зависит от числа осей, осевой нагрузки автомобиля и скорости движения.

4. Время действия напряжений от сдвоенных осей в 1,3—1,4 раза больше, чем от одиночной оси. В связи с этим при расчете нежестких дорожных одежд необходимо учитывать время действия напряжений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бабков В. Ф. Напряжения в грунтовых основаниях дорожных одежд. — В кн.: Труды ДорНИИ, вып. III. Дориздат, 1941.

2. «Испытания дорожных одежд по программе американской ассоциации сотрудников дорожных организаций», кн. I. М., 1966.

3. Ермакович Д. А. Экспериментальные исследования напряжений и деформаций в дорожных одеждах при воздействии движущегося колеса. — В кн.: Труды ХАДИ, вып. 25. М., 1961.

4. Покровский Г. Н., Бульчев В. Т. Исследование напряжений в грунтах и многослойных одеждах при динамической нагрузке. — В кн.: Труды ДорНИИ, вып. 1. Гушосдор, 1938.

Научный редактор канд. техн. наук А. С. ИВАНКОВИЧ.



УДК 634.0.383,4:625.033

В. И. КОТЛЯР, ст. научный сотрудник

К РАСЧЕТУ ДИНАМИЧЕСКИХ ПРОГИБОВ ЦЕМЕНТОГРУНТОВОГО ПОКРЫТИЯ ЛЕСОВОЗНЫХ ДОРОВ

Покрытия лесовозных автодорог из грунтов, укрепленных цементом, принадлежат к числу наиболее современных, рассчитанных на круглогодичную работу предприятия.

Из большой и довольно сложной области взаимодействия между подвижной нагрузкой (лесовозный автопоезд) и дорожным покрытием из цементогрунта мы рассмотрим здесь лишь один частный случай: прогиб дорожного покрытия под действием переменной вертикальной нагрузки, движущейся с небольшой скоростью. Для решения задачи введем следующие допущения и предпосылки:

1. Полосу, по которой движутся колеса одной стороны автомобиля, будем считать неразрезной балкой бесконечно большой длины и неизменного сечения, лежащей на сплошном упругом основании.

2. Предполагаем, что колеса при движении не отрываются от покрытия и не подвергают его ударной нагрузке.

3. Исходим из двусторонней реакции основания, тогда как фактически реакция возможна только в одном направлении (снизу вверх).

4. Принимаем, что форма упругой линии изгиба балки, колеблющейся от произвольной динамической нагрузки (с учетом неровностей), в любой момент соответствует форме, возникающей от воздействия движущейся постоянной нагрузки, равной значению динамической нагрузки, взятой на тот же момент времени.

5. Производя расчет, в основу его берем линейную зависимость между давлением на покрытие и упругим прогибом последнего.

6. Поскольку неупругие сопротивления недостаточно изучены, они в расчете не отражены.

Когда по покрытию с постоянной поступательной скоростью движется одиночная система, состоящая из вертикальных сил и масс, упруго связанных между собой (рис. 1),

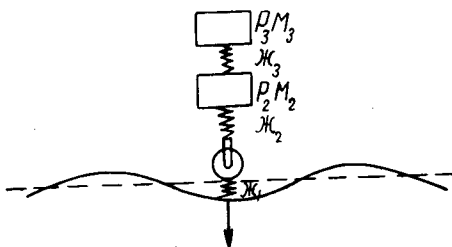


Рис. 1. Силы и массы, действующие на покрытие.

сила P_3 оказывает воздействие на комплект рессор, имеющий жесткость $Ж_3$. На этом же рессорном комплекте находится масса M_3 (вес технологического оборудования и хлысты). Вес и масса самого рессорного комплекта рассматриваются частично как входящие в подрессоренную часть, а частично как неподдресоренные массы. Величины P_2 и M_2 — силы и массы, передаваемые на ось автомобиля, — рассматриваются как пружина, имеющая жесткость $Ж_2$. При этом вес и масса самой оси, передающиеся на одно колесо, рассматриваются как частично подрессоренные, т. е. входящие в значения P_2 и M_2 и частично как неподдресоренные, т. е. входящие в значения P_1 и M_1 . Величины P_1 и M_1 представляют собой вес и массу колеса и соответствующей части оси (заднего моста), а также силовые воздействия и неподдресоренные массы, непосредственно передаваемые на колесо.

Динамическую реакцию покрытия как балки, лежащей на сплошном упругом основании, обозначим через Q_0 , прогиб балки в сечении под нагрузкой — через $y_{x=0}$. В подвижной системе координат xoy , неизменно связанной с указанной выше одиночной силовой вертикальной системой (так в дальнейшем будем называть систему вертикальных нагрузок, передаваемых через колесо на покрытие), положительная ось x расположена в сторону движения по направлению незагруженного покрытия, ось y направлена вертикально вниз.

Пусть подвижная система координат xoy находится в поступательном движении со скоростью v относительно произ-

вольно выбранной неподвижной системы координат $z_0'y$ (рис. 2). Вертикальные силы будем считать положительными,

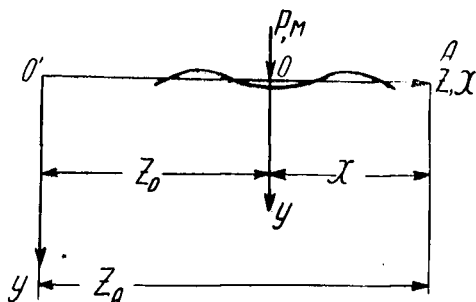


Рис. 2. Схема расчета динамических упругих прогибов.

если они действуют вверх, а изгибающие моменты — в том случае, если они создают изгиб оси балки выпуклостью в сторону положительных ординат.

В любой момент в любом сечении при малых углах поворота действует изгибающий момент, равный

$$M = -EI \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial z^2}, \quad (1)$$

где E — модуль упругости балки;

I — момент инерции сечения.

Для определения динамических модулей упругости материала цементногрунтового слоя и основания определяем полную относительную осадку. Полная относительная осадка при испытании материала местным нагружением в модели полупространства к моменту времени t определяется по формуле [1]

$$\begin{aligned} \lambda(t) &= \frac{l_M}{D} + \frac{l_t}{D} = (1 - \mu^2) P \left[\frac{1}{E_M} + C(t) \right] = \\ &= \frac{(1 - \mu^2) P}{E(t)}, \end{aligned}$$

откуда
$$E(t) = \frac{E_M}{1 + E_M \cdot C(t)},$$

где $E(t)$ — модуль упругости материала при продолжительности действия нагрузки;

l_M — упруго-мгновенная деформация;

l_t — деформация, развивающаяся во времени (упругое последствие, или ползучесть);

E_m — мгновенный модуль упругости;

$$C(t) = \frac{l_t}{D(1-\mu^2)P};$$

$C(t)$ — полученная из опыта функция, характеризующая зависимость деформации от продолжительности действия нагрузки;

μ — коэффициент Пуассона;

P — нагрузка;

D — диаметр штампа (колеса).

Динамический модуль упругости материала покрытия обозначим буквой E и основания — E_{oc} .

Учитывая, что оси z и x геометрически совпадают, получим в подвижной системе координат

$$M = -EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}. \quad (2)$$

Величину сплошной, равномерно распределенной нагрузки обозначим через p (в нашем случае это собственный погонный вес рассматриваемой балки); погонную приведенную массу балки через q и погонную силу инерции балки и ее основания через i .

Продифференцировав выражение (2), получим

$$EI \frac{\partial^3 y}{\partial x^3} = \frac{\partial M}{\partial x} = Q, \text{ или}$$

$$Q \frac{\partial M}{\partial x} = -EI \frac{\partial^3 y}{\partial x^3} \quad (3)$$

$$\text{и } \frac{\partial Q}{\partial x} = q - p + i = EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4}. \quad (4)$$

В дифференциальном уравнении не учитываются силы инерции поворота сечения балки и влияние перерезывающей силы.

Упругий реактивный погонный отпор основания выразим

$$q = E_{oc} \cdot y, \quad (5)$$

где E_{oc} — модуль упругости основания (динамический);

y — упругая осадка в рассматриваемой точке основания балки.

Пренебрегая силами инерции поворота сечений колеблющейся балки при ее изгибе, получим

$$i = m \frac{d^2 y}{dt^2}. \quad (6)$$

Определим значения полных производных упругих прогибов y по времени. Поскольку по покрытию движется силовая вертикальная система P, M , изменяющая во времени воздействие на балку, величина упругой осадки y зависит как от расстояния x сечения, в котором определяется эта осадка, до движущейся системы P, M , так и от времени t , т. е.

$$y = y(x, t).$$

Полный дифференциал dy будет

$$dy = \frac{\partial y}{\partial t} dt + \frac{\partial y}{\partial x} dx. \quad (7)$$

Отсчет времени t начнем с момента прохода подвижной силовой системы P, M , движущейся с постоянной скоростью v через начало o неподвижной системы координат $zo'y$. Тогда связь между абсциссами z и x будет $x = z - z_0$. Абсцисса начала подвижной системы координат отсчитывается от неподвижной системы $z_0 = vt$. Поэтому

$$x = z - vt. \quad (8)$$

Рассмотрим колебательный процесс сечения A (см. рис. 2), имеющего неизменную абсциссу z_a в неподвижной системе координат и переменную абсциссу x в подвижной системе координат. Для этого случая

$$x = z_a - vt \quad dx = -v dt. \quad (9)$$

Возвращаясь к выражению полного дифференциала dy и заменяя дифференциал dx только что найденным значением,

получим
$$dy = \left(\frac{\partial y}{\partial t} - v \frac{\partial y}{\partial x} \right) dt,$$

отсюда

$$\frac{dy}{dt} = \frac{\partial y}{\partial t} - v \frac{\partial y}{\partial x}. \quad (10)$$

Дифференцируя еще раз полным образом по t , получим

$$\frac{d^2 y}{dt^2} = \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - 2v \frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} + v^2 \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}. \quad (11)$$

Подставляя в уравнение (4) приведенные выше выражения, получим основное уравнение колебания балки, лежащей на сплошном упругом основании при воздействии единичной переменной силовой нагрузки

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{m d^2 y}{EI dt^2} + \frac{E_{oc}}{EI} y = \frac{P}{EI}. \quad (12)$$

Ввиду сложности решения полученного уравнения рас-

смотрим частный случай, когда движется постоянная силовая система и неровностей на дорожном покрытии нет. Тогда, очевидно, в подвижной системе координат форма упругой линии изгиба покрытия (балки) будет оставаться неизменной во времени и смещения в сечении A балки будут зависеть только от расстояния x этого сечения до движущейся силовой системы. Это в свою очередь означает, что в выражениях (10) и (11) полных производных функций y частные производные $\frac{\partial y}{\partial t}$, $\frac{\partial^2 y}{\partial t \partial x}$ и $\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$ будут равны нулю и уравнение (12) превращается в обыкновенное линейное дифференциальное уравнение с постоянными коэффициентами

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{mv^2}{EI} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{E_{oc}}{EI} y = \frac{P}{EI}. \quad (13)$$

Так как при $x = 0$ на балку действует сосредоточенная сила, то мы рассмотрим отдельно правую и левую ветви упругой линии балки, изгибающейся под нагрузкой. Ординаты правой части обозначим через y_{+x} и левой части — через y_{-x} . Допуская, что балка неограниченно простирается в обе стороны, получим очевидное условие

$$y_{\pm} \rightarrow \frac{P}{E_{oc}} \text{ при } x \rightarrow \pm \infty.$$

Условия сопряжения левой и правой ветви упругой линии в сечении под нагрузкой при $x = 0$ будут следующими:

$$\left. \begin{aligned} y_{+x} &= y_{-x} \\ y'_{+x} &= y'_{-x} \\ y''_{+x} &= y''_{-x} \\ y'''_{+x} - y'''_{-x} &= \frac{Q_0}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Первые три равенства содержат требование, чтобы ордината, касательная и кривизна левой и правой частей упругой линии прогнувшейся балки в сечении под нагрузкой были равны друг другу (условие равенства кривизны левой и правой частей вытекает из того, что изгибающий момент не претерпевает разрыва под нагрузкой). Последнее из условий (14) следует из того, что разность поперечных сил справа и слева от сечения под нагрузкой равна динамической реакции Q_0 балки.

Как известно, общее решение уравнения (13) складывается

из частного решения y_r и общего решения однородного уравнения, полученного после отбрасывания правой части

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{mv^2 d^2 y}{EI dx^2} + \frac{E_{oc}}{EI} y = 0. \quad (15)$$

Частное решение y_r будет

$$y_r = \frac{P}{E_{oc}}. \quad (16)$$

Характеристическим уравнением (15) будет

$$r^4 + \frac{mv^2}{EI} r^2 + \frac{E_{oc}}{EI} = 0. \quad (17)$$

Найдем корни этого характеристического уравнения [2; 3]. Они будут равны

$$a = \pm \sqrt{V \sqrt{\frac{E_{oc}}{4EI}} - \frac{mv^2}{4EI}}; \quad (18)$$

$$b = \pm \sqrt{V \sqrt{\frac{E_{oc}}{4EI}} + \frac{mv^2}{4EI}}.$$

Запишем общее решение однородного уравнения (15)

$$y = l^{ax} (c_1 \cos bx + c_2 \sin bx) + l^{-ax} (c_3 \cos bx + c_4 \sin bx). \quad (19)$$

Присоединяя к этому выражению частное решение (16) уравнения (13), получим его общий интеграл в виде

$$y = l^{ax} (c_1 \cos bx + c_2 \sin bx) + l^{-ax} (c_3 \cos bx + c_4 \sin bx) + \frac{P}{E_{oc}}. \quad (20)$$

Так как при $x \rightarrow \pm \infty$ должно $y \rightarrow \frac{P}{E_{oc}}$, то

$$y_{+x} = l^{-ax} (c_3 \cos bx + c_4 \sin bx) + \frac{P}{E_{oc}}. \quad (21)$$

$$y_{-x} = l^{ax} (c_1 \cos bx + c_2 \sin bx) + \frac{P}{E_{oc}}. \quad (22)$$

Перейдем теперь к отысканию произвольных постоянных $c_1, c_2, c_3,$ и $c_4,$ исходя из условий (14) сопряжения левой и правой частей упругой линии.

Для этого найдем значения первой, второй и третьей производных выражений (21) и (22).

Проведя преобразования и приравнявая значения y_{+x} и y_{-x} при $x = 0$, получим $c_3 + \frac{P}{E_{oc}} = c_1 + \frac{P}{E_{oc}}$, т. е. $c_1 = c_3$.

В дальнейшем c_1 и c_3 будем обозначать через y_0 . Так как при $x = 0$ $y'_{+x} = -(ay_0 - bc_4)$; $y'_{-x} = ay_0 + bc_2$, то, приравнявая их, получим $c_4 = 2\frac{a}{b}y_0 + c_2$.

Третье из условий (14) приводит к равенству

$$(a^2 - b^2)y_0 - 2abc_4 = (a^2 - b^2)y_0 + 2abc_2, \text{ откуда}$$

$$c_4 = -c_2.$$

Заменяя c_4 его выражением через c_2 , получим $c_2 = -\frac{a}{b}y_0$ и $c_4 = \frac{a}{b}y_0$.

Таким образом, мы выразили все произвольные постоянные через величину y_0 .

Вставив в формулы первой, второй и третьей производных выражений (21) и (22) найденные значения c_1, c_2, c_3 и c_4 и учитывая, что при $x = 0$ значения y, y' и y'' для обеих ветвей совпадают и в принятых обозначениях имеют вид

$$y_{x=0} = y_0 + \frac{P}{E_{oc}};$$

$$y'_{x=0} = 0;$$

$$y''_{x=0} = -y_0(a^2 + b^2). \quad (23)$$

Кроме того, при $x = 0$

$$(y_{+x})_{x=0} = y_0 2a(a^2 + b^2); \quad (24)$$

$$(y_{-x})_{x=0} = -y_0 2a(a^2 + b^2).$$

Перейдем к определению y_0 . В соответствии с последним равенством (14) и пользуясь формулами (24), запишем

$$-y_0[2a(a^2 + b^2) + 2a(a^2 + b^2)] = \frac{Q_0}{EI}$$

$$\text{или } -4ay_0(a^2 + b^2) = \frac{Q_0}{EI},$$

где Q_0 — динамическая реакция балки;

E — модуль упругости материала покрытия;

I — момент инерции прогнувшегося сечения покрытия.

Перепишем это равенство

$$Q_0 = -4EIy_0a(a^2 + b^2). \quad (25)$$

Перейдем теперь к рассмотрению движения одиночной силовой системы. Если такая система представляет собой постоянную силу P (давление на колесо), что возможно при движении автопоезда по покрытию с абсолютной ровностью, то $Q_0 = P$. Поэтому

$$y_0 = - \frac{P}{4E I a (a^2 + b^2)}. \quad (26)$$

Результаты вычислений по данному методу представлены на рис. 3.

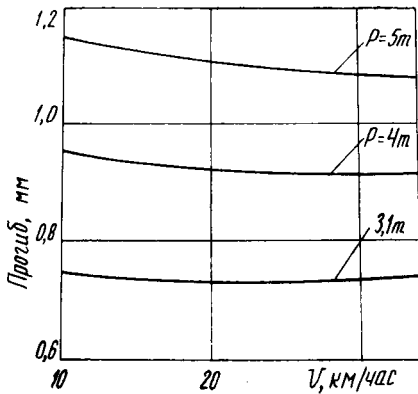


Рис. 3. Изменение упругого прогиба покрытия в зависимости от скорости движения и нагрузки на ось.

ВЫВОДЫ

1. Величина динамического прогиба дорожной одежды зависит от нагрузки на колесо, толщины покрытия, конструкции подстилающих слоев, качества материала и скорости движения.

2. С увеличением скорости движения величина динамического прогиба уменьшается, а с увеличением нагрузки на колесо — увеличивается.

ЛИТЕРАТУРА

1. Корсунский М. Б. Пути учета фактора времени при расчете дорожных одежд. — В кн.: «Материалы к научно-технической конференции по динамическим воздействиям на грунты и одежды автомобильных дорог». Л., Стройиздат, 1964.

2. Бронштейн И. Н., Семендяев К. А. Справочник по математике для инженеров и учащихся вузов, изд. 3. М., Гостехиздат, 1953.

3. Шумягский Б. М. Таблицы для решения кубических уравнений. М., Гостехиздат, 1950.

4. Ржаницын А. Р. Некоторые вопросы механики систем, деформирующихся во времени. М.—Л., Гостехиздат, 1949.

5. Коренев Б. Г. и Ручинский М. Н. Некоторые задачи динамики балок на упругом основании. Научное сообщение № 120 Центрального научно-исследовательского института промышленных сооружений. М., Гос. изд. лит. по стро-ву и архитектуре, 1955.

Научный редактор канд. техн. наук А. С. ИВАНКОВИЧ.

УДК 634.0.383.4:625.03

*Б. Н. СМИРНОВ, канд. техн. наук,
А. И. ХОЛОПОВ и А. П. КУДРЯВЦЕВА,
ст. научные сотрудники*

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ НА КОНЕЦ ПЛИТЫ И ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПОСЛЕДНЕЙ С ОСНОВАНИЕМ АВТОДОРОГ

Изгибающие моменты в поперечном сечении плит колеяного покрытия лесовозных автодорог принято определять по методу д-ра техн. наук М. И. Горбунова-Посадова с использованием таблиц [1]. В этом случае плиты рассматриваются как полосы, а работа основания под ними — в условиях плоской деформации. Такое допущение дает незначительную погрешность, которая корректируется введением поправочных коэффициентов.

Вывод о работе основания под плитой по модели линейно деформируемого полупространства сделан главным образом на базе исследования работы плит и основания под ними при центральном приложении нагрузки. Здесь контакт плиты с основанием происходит по всей площади и существенных отступлений от теоретических предпосылок не наблюдается [3]. Когда же нагрузка воздействует на один конец плиты, считалось, что противоположный, незагруженный конец ее отрывается от основания, а это противоречит теории [1]. А раз так, то и расчетный изгибающий момент будет незначительным. Отсюда и армирование верхней зоны дорожных плит производилось конструктивно и верхняя арматура составляла примерно 40% арматуры нижней зоны [4]. В процессе эксплуатации плит таких конструкций в покрытии лесовозных автодорог выявилось, что из-за недостаточности армирования их верхней зоны на поверхности плит

появляются поперечные раскрывающиеся до 1 мм трещины при работе их в расчетных условиях.

Чтобы выяснить причины возникновения значительных отрицательных изгибающих моментов в плитах, в 1964 г. в Оленинском леспромхозе ЦНИИМЭ были проведены экспериментальные исследования по изучению взаимодействия колеяного покрытия с основанием.

Запись прогибов плит производилась осциллографом ОТ-24.

Как видно из рис. 1, где приведены эпюры прогибов плит при воздействии колеса на конец плиты через месяц после их укладки в покрытие, плиты не полностью прилегают к осно-

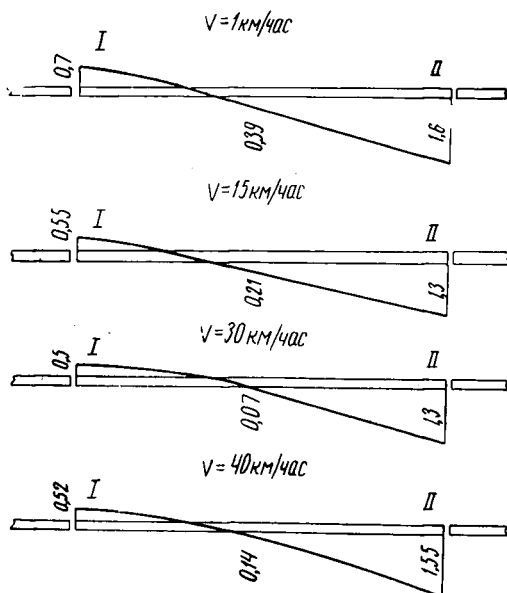


Рис. 1. Эпюры прогибов (мм) плиты при воздействии расчетного колеса автопоезда на конец II. Длина плиты 3 м.

ванию, незагруженный конец отрывается от него, а величина отрицательного изгибающего момента в поперечном сечении плиты незначительна. Здесь незагруженный конец плиты удерживается весовой составляющей как этого конца, так и конца соседней плиты, усилие от которого передается через стыковое соединение, и силами трения боковых граней плит о песчаную засыпку. Отрыв незагруженного конца плиты от основания объясняется тем, что удерживающих сил недостаточно, вследствие чего теоретические предпосылки работы плиты при воздействии нагрузки на ее конец в данном слу-

чае не соответствуют действительным условиям работы, а экспериментальная величина отрицательного изгибающего момента меньше теоретической.

На рис. 2 приведены изогнутые оси плит kolejного покрытия, запись которых была произведена через 3 месяца после укладки плит.

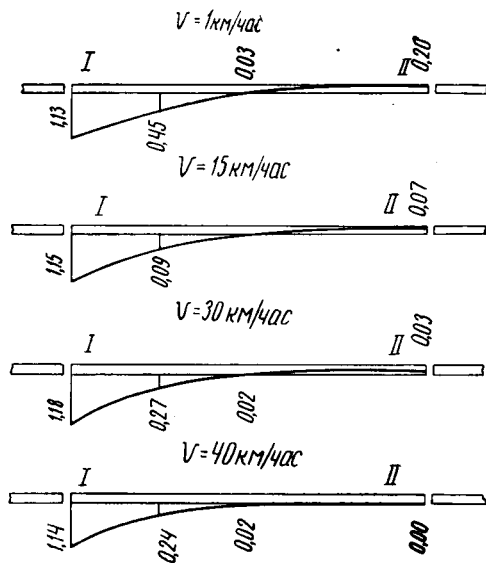


Рис. 2. Эпюры прогибов (мм) плиты при воздействии расчетного колеса автопоезда на конец I. Длина плиты 3 м.

Песчаная засыпка межколейного пространства и обочин была уплотнена, а выпавшие после укладки kolejного покрытия дожди способствовали консолидации грунта засыпки и образованию более плотного контакта между плитой и основанием. При влажном основании и уплотненной песчаной засыпке сил трения, сцепления, веса плит и присоса к основанию оказалось достаточно, чтобы воспрепятствовать приподниманию незагруженного конца плиты. Взаимодействие плиты с основанием при подвижной нагрузке происходит здесь в соответствии с теоретическими предпосылками и четко прослеживается зависимость между величиной отрыва незагруженного конца плиты от основания и скоростью движения опытной нагрузки.

С увеличением скорости движения автопоезда роль сил инерции и присоса плиты к основанию в удержании незагруженного конца плиты тоже увеличивается. Опытная нагрузка во всех случаях — колесо автомобиля типа МАЗ ($P = 5,1 \text{ т}$).

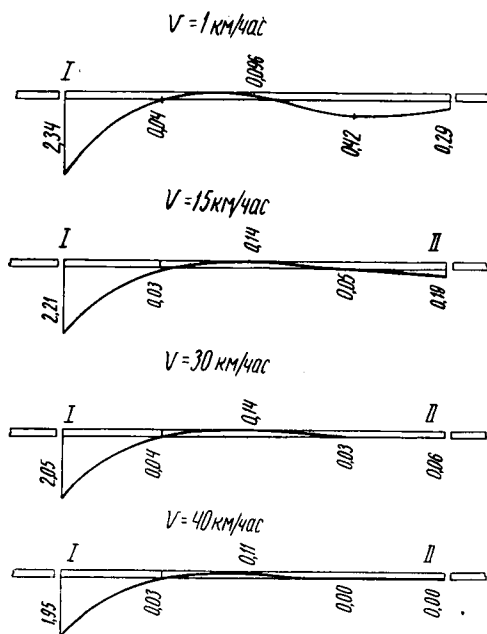


Рис. 3. Эпюры прогибов (мм) плиты при воздействии колес автопоезда. Длина плиты 6 м.

На рис. 3 приведены эпюры прогибов плит длиной 6 м при пригрузке противоположного конца плиты другими колесами автомобиля. Подобные же эпюры прогибов (см. рис. 2) возникают и при меньших удерживающих силах, но при другой схеме загрузки, а именно когда пригрузка другого конца дополнительно осуществляется колесами автомобиля через стыковое соединение от соседней плиты.

Все эти данные получены на грунтовом основании с песчаным подстилающим слоем. Приведенный модуль деформации основания под плитой — 200 — 300 кгс/см².

Исследование в производственных условиях всех трех видов взаимодействия между плитами и основанием (см. рис. 1, 2, 3) показало, что при воздействии одного колеса на конец плиты происходит или отрыв ее противоположного конца от основания, или противоположный конец плиты не отрывается от основания из-за влияния веса плит, сил инерции, трения и присоса и из-за пригрузки его другими колесами автопоезда. В последнем случае пригрузка противоположного конца плиты осуществляется либо непосредственно колесами, либо через стыковое соединение от соседней плиты. Исследования показали также, что в плитах колеяного покрытия при воздействии расчетного колеса ав-

топоезда на конец плиты возникают значительные отрицательные изгибающие моменты. Возникновение незначительных изгибающих моментов (см. рис. 1) — это частный случай и учитывать их при расчете и конструировании не следует. Кроме того, было выяснено, что взаимодействие плиты с основанием можно моделировать согласно теоретическим предпосылкам работы основания по модели линейно деформируемого полупространства. Но в производственных условиях трудно было создать четкую схему эксперимента с целью проверки метода определения величины изгибающих моментов в поперечном сечении плиты, так как силы, удерживающие конец ее, имели непостоянный и неопределенный характер. Поэтому эксперименты были продолжены на стенде, где замерялись осадки сечений плит, изгибающие моменты и силы отрыва незагруженного конца плиты от основания.

Стеновым испытаниям были подвергнуты железобетонные плиты конструкции ЦНИИМЭ-МАДИ размером $2 \times 1 \times 0,14$ м и $3 \times 1 \times 0,14$ м на упругом основании с модулем деформации $E_0 = 50$ кгс/см² и 150 кгс/см² под штампом диаметром 50 см. Для замеров изгибающих моментов в поперечном сечении плит использовалась тензометрическая аппаратура. Но определить изгибающие моменты по напряжениям очень трудно и не всегда можно получить точные результаты, поскольку участие бетона сжатой и растянутой зон железобетонного изделия не так-то легко поддается учету. Поэтому кроме замера величины изгибающего момента по напряжениям его величина контролировалась по кривизне изогнутой оси плиты.

Как известно [5], кривизна изгибающего железобетонного изделия характерна для его напряженного состояния. Если два изделия с одними и теми же параметрами имеют на каком-либо участке одинаковую кривизну, то и изгибающие моменты в сечениях этих участков одинаковы независимо от условий работы плиты. На основе этого производилось сравнение эпюр прогибов плит, испытанных на упругом основании и на двух опорах. При испытании плит на двух опорах величина изгибающего момента определяется с достаточной точностью и может служить критерием для проверки.

Для определения величины изгибающего момента по кривизне плиты сначала испытывались как балки на двух опорах, где выяснились характер раскрытия трещин плиты, ее жесткость при определенных изгибающих моментах, а также эпюры прогибов. Затем плиты испытывались на упругом основании с замером напряжений и осадок плиты. Полученные результаты сопоставлялись.

Было установлено, что характер прогибов на всем протяжении плиты при испытаниях в производственных условиях

и на стенде не совпадает. При испытании плит под подвижной нагрузкой были отмечены резко выраженные прогибы под колесами автопоезда в виде движущейся по плите волны. При испытании плит на упругом основании при статическом воздействии нагрузки характер прогибов в общем соответствует характеру прогибов плиты при испытании ее на двух опорах (рис. 4), причем наибольшее сближение отмечено

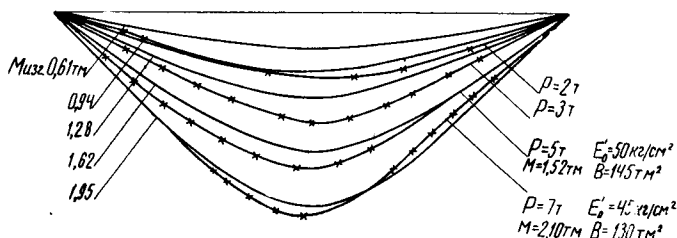


Рис. 4. Сравнение характера линий прогибов плиты:

— при испытании на основании с модулем деформации 50 кгс/см^2 ;
 - x - x - x - при испытании на двух опорах.

но при сравнении результатов испытания плит на слабых основаниях.

При испытании плит на стенде для большей достоверности результатов одна и та же плита испытывалась по двум схемам загрузки: 1) при нагружении одного конца другой удерживался пружинным динамометром, измерявшим усилие отрыва (рис. 5, а); 2) при нагружении одного конца возможность отрыва другого исключалась (рис. 5, б). В том и другом случае замер осадки производился индикаторными головками часового типа, а напряжения в арматурных стержнях — автоматическим измерителем деформаций ЛИД-1М. Трещины измерялись измерительной лупой с ценой деления $0,05 \text{ мм}$. По первой схеме были испытаны три плиты. Результаты у всех трех были примерно одинаковыми.

На рис. 5, б приведены экспериментальные 1 и теоретические 2 эпюры прогибов плит на основании с модулем деформации под плитой 81 кгс/см^2 . В ходе эксперимента было установлено, что теоретические предпосылки работы плиты на упругом основании (при рассмотрении работы плит в условиях плоской деформации основания) соответствуют реальной ее работе. Так, величина экспериментальной осадки загруженного конца плиты совпадает с теоретической, а усилие отрыва противоположного конца ее от основания — с величиной расчетного усилия. Причем расстояние от конца плиты до максимальной кривизны ее изогнутой оси при эксперименте сдвигается ближе к центру, чем при теоретическом расчете. Линии прогибов поверхности основания под плитой

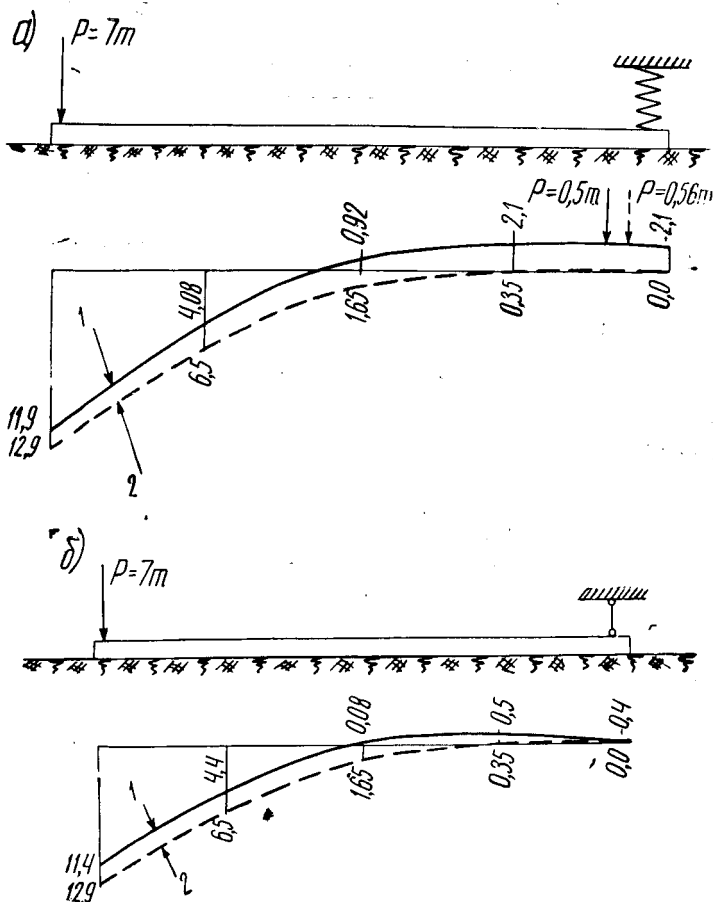


Рис. 5. Эпюры прогибов плит при испытании на упругом основании:
 а — с незащемленным концом; б — с защемленным концом.

были рассчитаны комбинированным способом [6]. Осадка основания под плитой, модуль деформации основания и жесткость поперечного сечения плиты были взяты из эксперимента.

Пример расчета осадки основания под плитой

1. Определяем показатель гибкости плиты

$$t = \frac{(1 - 0,16^2) \times 3,14 \times 810 \times 1 \times 1,5^3}{(1 - 0,3^2) \times 4 \times 175} = 14,0.$$

Если $t > 10$, плита относится к расчетной категории бесконечно длинных полос.

2. Определяем характеристику плиты

$$L = 1,5 \sqrt[3]{\frac{3,14}{2 \times 14,0}} = 0,72.$$

3. Определяем шаг табличных данных

$$x = 0,2 \times 0,72 = 0,144 \text{ м.}$$

4. Определяем соотношение сторон участка

$$bc = \frac{1}{0,144} = 7.$$

5. Составляем табл. 1.

Таблица 1

Расстояние от конца плиты, м	Единицы нагрузки (безразмерные величины) p	Давление от плиты на основание $p = \frac{P_p}{L}$ т/м ²	Усилия реактивного отпора на участок, т $\frac{P_p bc}{L}$
0,144	1,60	15,5	2,22 + 1,11
0,288	1,16	11,3	1,63
0,432	0,73	7,1	1,03
0,576	0,48	4,65	0,67
0,720	0,31	3,0	0,43
0,864	0,21	2,04	0,30
1,008	0,11	1,07	0,154
1,152	0,05	0,485	0,070
1,296	0,01	0,097	0,014
1,440	-0,02	-0,196	-0,028
1,584	-0,04	-0,39	-0,056
1,728	-0,05	-0,485	-0,070
1,872	-0,05	-0,485	-0,070
2,016	-0,05	-0,485	-0,070
2,160	-0,05	-0,485	-0,070
2,304	-0,05	-0,485	-0,070
2,448	-0,05	-0,485	-0,070
2,592	-0,04	-0,39	-0,056
2,736	-0,04	-0,39	-0,056
2,880	-0,03	-0,29	-0,042
Итого...			+7,61 7 т -0,558

6. Определяем величину y' для конца плиты

$$y' = 2,22 \cdot 1,04 + 1,11 \cdot 1,04 + 1,63 \cdot 0,57 + 1,03 \cdot 0,382 + \\ + 0,67 \cdot 0,284 + 0,43 \cdot 0,227 + 0,30 \cdot 0,185 + 0,154 \cdot 0,160 + \\ + 0,070 \cdot 0,138 + 0,014 \cdot 0,122 + 0,028 \cdot 0,109 - 0,056 \cdot 0,099 - \\ - 0,070 \cdot 0,089 - 0,070 \cdot 0,079 - 0,070 \cdot 0,069 - 0,070 \cdot 0,061 - \\ - 0,070 \cdot 0,053 - 0,070 \cdot 0,046 - 0,056 \cdot 0,039 - 0,056 \cdot 0,032 - \\ - 0,042 \cdot 0,026 - 5,118.$$

7. Определяем осадку конца плиты

$$y = \frac{5,118(1 - 0,30^2)}{3,14 \times 810 \times 0,144} = 12,9 \text{ мм.}$$

8. Определяем величину y' для противоположного конца плиты

$$y' = -0,056 \cdot 1,04 - 0,042 \cdot 0,574 - 0,056 \cdot 0,574 - 0,07 \cdot 0,382 - \\ - 0,07 \cdot 0,284 - 0,07 \cdot 0,227 - 0,07 \cdot 0,185 - 0,07 \cdot 0,16 - 0,07 \times \\ \times 0,138 - 0,056 \cdot 0,122 - 0,028 \cdot 0,109 + 0,028 \cdot 0,099 + 0,070 \times \\ \times 0,089 + 0,154 \cdot 0,079 + 0,3 \cdot 0,069 + 0,43 \cdot 0,061 + 0,67 \times \\ \times 0,053 + 1,03 \cdot 0,046 + 1,63 \cdot 0,039 + 2,22 \cdot 0,033 + 1,11 \cdot 0,026 \approx 0.$$

9. Осадка противоположного конца плиты около нуля.

10. Определяем величину y' для центра плиты

$$y' = -0,056 \cdot 1,04 - 0,070 \cdot 0,574 - 0,07 \cdot 0,382 - 0,07 \cdot 0,284 - \\ - 0,07 \cdot 0,227 - 0,07 \cdot 0,185 - 0,07 \cdot 0,16 - 0,056 \cdot 0,138 - 0,056 \times \\ \times 0,122 - 0,042 \cdot 0,09 - 0,028 \cdot 0,574 + 0,014 \cdot 0,382 + 0,07 \times \\ \times 0,284 + 0,154 \cdot 0,227 + 0,3 \cdot 0,185 + 0,43 \cdot 0,16 + 0,67 \cdot 0,138 + \\ + 1,03 \cdot 0,122 + 1,63 \cdot 0,109 + 2,22 \cdot 0,099 + 1,11 \cdot 0,089 = 0,663.$$

11. Определяем осадку центра плиты

$$y = \frac{0,663 \times (1 - 0,3^2)}{3,14 \times 890 \times 0,144} = 1,5 \text{ мм.}$$

12. Определяем величину y' для четверти плиты

$$y' = 0,43 \cdot 1,04 + 0,67 \cdot 0,574 + 1,03 \cdot 0,382 + 1,63 \cdot 0,284 + \\ + 3,33 \cdot 0,227 + 0,30 \cdot 0,574 + 0,154 \cdot 0,382 + 0,07 \cdot 0,284 +$$

$$\begin{aligned}
 &+ 0,014 \cdot 0,227 - 0,028 \cdot 0,185 - 0,056 \cdot 0,16 - 0,07 \cdot 0,138 - \\
 &- 0,07 \cdot 0,122 - 0,07 \cdot 0,109 - 0,07 \cdot 0,099 - 0,07 \cdot 0,089 - \\
 &- 0,07 \cdot 0,079 - 0,056 \cdot 0,069 - 0,056 \cdot 0,061 - 0,042 \times \\
 &\quad \times 0,053 = 2,633.
 \end{aligned}$$

13. Определяем осадку в четверти плиты

$$y = \frac{2,633(1-0,3^2)}{3,14 \times 810 \times 0,144} = 6,4 \text{ мм.}$$

Как выявилось при сравнении теоретической и экспериментальной эпюр прогибов, расхождение в основном наблюдается в величине осадки противоположного конца плиты. По теории, он не приподнимается, а при эксперименте величина подъема его достигает нескольких миллиметров. Для более строгой проверки были проведены эксперименты, при которых противоположный конец плиты не мог отрываться от основания (рис. 5, б).

Расчетные данные и результаты стендовых испытаний приведены в табл. 2.

Таблица 2

Показатели	Расчетные величины	Экспериментальные величины	
		при отрыве нагруженного конца плиты от основания	без отрыва нагруженного конца плиты от основания
Осадка нагруженного конца плиты, мм	12,9	11,9	11,4
Осадка основания в середине плиты, мм	1,65	-0,92	-0,08
Осадка противоположного конца плиты, мм	0,0	-2,1	0,0
Расстояние от нагруженного конца плиты до максимальной кривизны линии ее прогиба, м	1,02	1,4	1,4
Величина максимального изгибающего момента, тм	1,62	1,5	1,55
Суммарная величина отрыва противоположного конца плиты от основания, т	0,56	0,54	—

ВЫВОДЫ

1. Производственные испытания плит показали, что взаимодействие колес автопоезда с плитами происходит в соответствии с теоретическими предпосылками линейно деформируемого полупространства.

2. В результате стендовых испытаний было установлено, что при создании условий, отвечающих требованиям линейно деформируемого полупространства, применение таблиц Горбунова-Посадова для определения отрицательного момента при воздействии нагрузки на конец плиты вполне оправдано.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкции на упругом основании. М., Госстройиздат, 1962.

2. Коновалов С. В. Общая методика исследований железобетонных покрытий и некоторые результаты выполненных на ее основе испытаний.—В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 50. Химки, 1964.

3. Смирнов Б. Н. Взаимодействие плит сборного железобетона покрытия автомобильных дорог с основанием под подвижной нагрузкой.—В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 72. Химки, 1966.

4. Яковлев А. В. Сборно-разборные железобетонные дорожные покрытия. Л., 1958.

5. Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. М. Железобетонные конструкции. М., Госстройиздат, 1962.

6. Смирнов Б. Н., Кудрявцева А. П. Методика расчета прогибов плит колеяного покрытия лесовозных автомобильных дорог.—В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 91. Химки, 1968.

Научный редактор канд. техн. наук В. М. КОВАЛЕВСКИЙ.

УДК 634.0.383.4:625.874.001.2

*И. В. ШАТОВ, канд. техн. наук,
А. П. ГРИГОРЬЕВ и А. М. ГОРБУНОВ,
ст. научные сотрудники*

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ ДОРОЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

Поскольку строительство лесовозных дорог из сборного железобетона приобретает все более широкие масштабы, дальнейшее снижение стоимости изготовления железобетонных плит имеет очень важное значение. Одним из путей достижения этого является создание и внедрение в производство дорожных плит из предварительно напряженного железобетона с применением электротермического метода натяжения арматуры. Он заключается в том, что стержни заготавливают меньшей длины, чем расстояние между упорами металлической формы, на величину заданного удлинения. Удлиненные электронагревом стержни укладывают в упоры формы. Стремясь сжаться при остывании, стержни создают в арматуре требуемые напряжения.

Чтобы определить, правильно ли выбраны длина напрягаемой арматуры дорожных плит, конструкция металлической формы для изготовления последних и электронагревательных установок, проводились экспериментальные исследования. В ходе исследований нужно было установить, какой величины должно быть удлинение арматуры при нагреве, чтобы создать в ней требуемое предварительное напряжение при натяжении на упоры формы, а также длина арматурной заготовки; определить температуру нагрева арматуры, чтобы получить в ней надлежащее удлинение; выбрать источники нагрева арматуры; испытать на прочность и деформацию ме-

галлические формы и изготовленные в них преднапряженные плиты. Результаты исследований сопоставлялись с расчетными данными.

Для проведения экспериментальных исследований были изготовлены две партии опытных преднапряженных плит: 14 шт. длиной 3 м — в одноместной форме с откидными бортами и 10 шт. длиной 6 м — в двухместной форме с неразъемными бортами. Основные технические характеристики плит приведены в табл. 1.

Таблица 1

Технические характеристики опытных преднапряженных плит

Показатели	Первая партия плит	Вторая партия плит
Размеры, м	3×1×0,12	6×1×0,12
Марка бетона	300	300
Объем бетона в плите, м ³	0,265	0,54
Расход бетона на 1 м ² плиты, м ³	0,088	0,085
Диаметр напрягаемой арматуры, мм:		
класса А-III в	10	10
класса Вр-II	—	5
Расход арматуры на 1 м ² плиты, кг	$\frac{7,4^*}{9,6}$	$\frac{6,8^*}{8,8}$
Вес плиты, т	0,68	1,3

* В числителе указан расход арматуры на 1 м² плиты при армировании ее в продольном направлении проволочной напрягаемой арматурой класса Вр-II; в знаменателе — стержневой арматурой класса А-IIIв.

Изготовление опытных плит производилось по агрегатно-поточной технологии при строгом контроле за качеством их изготовления, который включал в себя: контроль за качеством и дозировкой применяемых материалов (цемента, бетона и его заполнителей, арматурной стали и закладных деталей); контроль за технологическими операциями (укладкой в формы напрягаемой арматуры и арматурных сеток, натяжением арматуры, уплотнением бетонной смеси, тепловой обработкой плит, прочностью бетона после тепловой обработки); проверку качества изготовления опытных плит (толщины защитного слоя, наличия трещин и выявление других дефектов).

Расчетные технологические характеристики форм, напрягаемой арматуры и электронагревательных установок определены исходя из конструктивных проработок и приведены в табл. 2.

Сравнительные показатели расчетных и экспериментальных величин при электронатяжении арматуры на металлические формы

Наименование показателей	Для плит первой партии с напрягаемой арматурой класса А-IIIв			Для плит второй партии с напрягаемой арматурой класса А-IIIв			Для плит второй партии с напрягаемой арматурой класса Вр-II		
	расчетные	экспериментальные	% отклонения	расчетные	экспериментальные	% отклонения	расчетные	экспериментальные	% отклонения
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Расстояние между наружными плоскостями упоров формы, мм	—	3252	—	—	6152	—	—	6152	—
Сближение упоров формы, мм	1,3	1,5	15,4	2,5	2,3	8	2,5	2,3	8
Деформация анкеров, мм	1,0	1,0	—	1,0	1,0	—	1,0	1,0	—
Контролируемое напряжение арматуры, кгс/см ²	5000	4800	4	5000	5100	2	7500	7300	4,3
Удлинение арматуры, обеспечивающее заданное напряжение, мм	12	13,5	12,5	20,5	21,5	4,9	31	32,5	4,8
Длина арматурной заготовки между временными анкерами, мм	3240	3238,5	0,05	6131,5	6130,5	0,015	6121	6119,5	0,02
Количество одновременно нагреваемых арматурных заготовок	2 стержня диаметром 10 мм			2 стержня диаметром 10 мм			2 пучка по 3 проволоки диаметром 5 мм в каждом		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Температура нагрева арматуры, °С	350	350	—	350	350	—	400	400	—
Время нагрева арматуры, мин	—	1,2	—	—	2	—	—	0,5	—
Тип применяемого электросварочного аппарата	—	СТЭ-34	—	—	ТСД-1000	—	—	ТСД-1000	—

Расчетная величина удлинения арматуры Δl_p при нагреве для создания требуемого напряжения при натяжении на упоры форм с учетом всех потерь определялась по формуле

$$\Delta l_p = \Delta l_0 + \Sigma \Delta l_{п.мм}, \quad (1)$$

где Δl_0 — абсолютное удлинение натянутой арматурной заготовки, мм;

$\Sigma \Delta l_{п.мм}$ — суммарные потери при натяжении, мм.

Абсолютное удлинение натягиваемой арматуры Δl_0 находилось по формуле

$$\Delta l_0 = \frac{\sigma_0 + P}{E_a^H} l \text{ мм}, \quad (2)$$

где σ_0 — величина заданного предварительного напряжения арматуры, кгс/см²;

P — допустимое предельное отклонение от заданного контролируемого предварительного напряжения арматуры, которое зависит от длины напрягаемой арматуры, кгс/см²;

E_a^H — модуль упругости арматурной стали, кгс/см²;

l — расстояние между наружными гранями упоров на формах, см.

Суммарные потери $\Sigma \Delta l_{п.}$, состоящие из Δl_c , учитывающей деформацию шайб под временными анкерами, смятие анкеров, а также Δl_f , учитывающей продольную деформацию форм при натяжении арматуры, определялись ориентировочными расчетами согласно инструкции [1], а затем уточнялись опытным путем посредством пробной зарядки форм напрягаемой арматурой.

Длина арматурной заготовки определялась по формуле

$$l_3 = l_0 + 2a \text{ см}, \quad (3)$$

где l_0 — длина арматурного элемента, равная расстоянию между опорными поверхностями временных концевых анкеров, см;

a — длина конца заготовки, расходуемого для образования временного концевого анкера, см.

Длина арматурного элемента l_0 вычислялась по формуле

$$l_0 = l - \Delta l_p \text{ см}. \quad (4)$$

Для свободной укладки напрягаемой арматуры в упоры форм ее удлинение при электронагреве вне формы Δl_t должно быть не менее определенного по формуле

$$\Delta l_t = \Delta l_p + b \text{ мм}, \quad (5)$$

где b — дополнительное удлинение арматуры, обеспечивающее ее свободную укладку в упоры, равное 1 мм на 1 пог. м длины арматурной заготовки [1].

По найденной величине Δl_t определяется требуемая температура нагрева арматурной заготовки по формуле, выражающей зависимость удлинения арматуры от температуры ее нагрева и длины нагреваемого участка

$$t_{\tau} = \frac{\Delta l_t}{l_{\kappa} \cdot \alpha} + t_n \text{ } ^\circ\text{C}, \quad (6)$$

где t_n — начальная температура арматуры (температура окружающей среды), $^\circ\text{C}$;

l_{κ} — расстояние между токоподводящими контактами (длина нагреваемого участка арматуры), мм;

α — коэффициент линейного расширения арматурной стали.

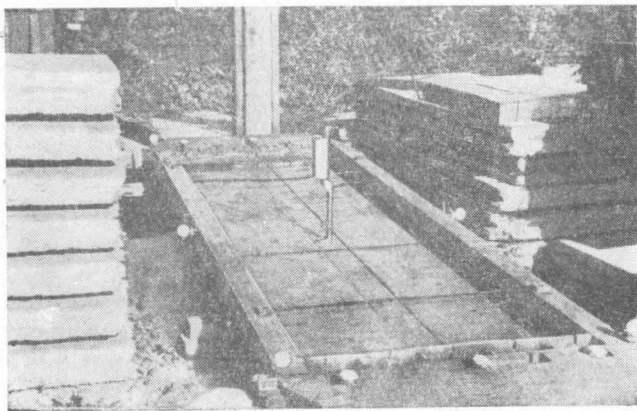
Методикой экспериментальных исследований предусматривалась проверка расчетных величин удлинения арматуры с одновременным выявлением прочностных и деформативных свойств металлических форм посредством пробной зарядки их напрягаемой арматурой. Для этого формы устанавливались на пост зарядки арматурой, оснащались жесткими металлическими шаблонами, мерными линейками и индикаторами часового типа для замера перемещений (сближений) упоров форм от натяжения напрягаемой арматуры. В целях получения фактических данных о прочностных свойствах применявшейся напрягаемой арматуры предварительно проводились лабораторные испытания образцов стержней на разрывных машинах, при этом испытывались две серии образцов (по три в каждой), отличавшиеся тем, что образцы первой серии были взяты от арматуры до ее электронагрева, а образцы второй серии — от арматуры после электронагрева. Нагрев напрягаемой арматуры осуществлялся с помощью электросварочных аппаратов типа СТЭ-34 и ТСД-1000.

Зарядка форм напрягаемой арматурой диаметром 10 мм класса А-IIIв проводилась двумя способами. При первом способе арматура плит как нижнего, так и верхнего ряда закладывалась в упоры форм в три приема: сначала — два крайних стержня, затем — один средний и, наконец, два промежуточных стержня. При втором способе закладывался сначала один средний стержень, затем два крайних и потом уже два промежуточных стержня.

Проволочная арматура в виде отдельных пучков, состоящих из трех стальных прутков диаметром 5 мм класса Вр-II, укладывалась таким же способом.

Указанный порядок зарядки форм арматурой применялся с целью наилучшего обжатия металлических форм при на-

тяжении арматуры и выявления наиболее удобного способа укладки стержней. После зарядки форм арматурой замерялись усилия ее натяжения приборами типа ПРД-6 и ИПН-6 и величины деформации форм (см. рисунок). Замер дефор-



Определение напряжения в арматуре и деформаций формы.

маций форм производился также и после заполнения их бетоном. Показания всех приборов заносили в специальную ведомость, а затем вычисляли средние величины сближения упоров форм, прогибов форм и напряжения арматуры. По этим данным устанавливались окончательные величины удлинения арматуры и арматурной заготовки. В результате экспериментальной проверки (см. табл. 2) установлено, что при изготовлении плит первой партии арматура удлинялась на 13,5 мм; при изготовлении плит второй партии: со стержневой арматурой — на 21,5 мм, а с проволочной — на 32,5 мм.

Передача предварительного напряжения арматуры производилась на бетон после приобретения им не менее 70% проектной прочности. Плавность отпуска натяжения достигалась посредством предварительного нагрева и последующего перерезания свободных участков арматуры поочередно с обоих торцов плит (симметрично относительно центра тяжести натянутой арматуры) с помощью электросварочных аппаратов или автогенных установок. При этом с помощью измерительной лупы и нанесенных рисок на концах арматурных стержней замерялись величины их проскальзывания в бетоне.

После изготовления опытных партий плит проводились испытания плит по схеме их работы как балки на двух опорах. Прочностные характеристики плит, как показали их

испытания, близки к расчетным, что подтверждается данными, приведенными в табл. 3.

Таблица 3

Теоретические и экспериментальные величины прочностных показателей опытных плит

Номер опытной партии плит	Изгибающие моменты в поперечном сечении плиты			Жесткость плиты в поперечном сечении, соответствующая началу образования трещин, $тс.м^2$
	знак изгибающего момента	при начале трещинообразования, $тс.м$	при начале разрушения плиты, $тс.м$	
1; 2	положительный	$\frac{1,04}{1,06}$	$\frac{2,34}{2,65}$	$\frac{272}{315}$
1; 2	отрицательный	$\frac{0,92}{0,93}$	$\frac{2,12}{2,25}$	$\frac{270}{310}$

Примечание. В числителе даны расчетные величины, в знаменателе — экспериментальные.

При снятии нагрузки с предварительно напряженных плит даже в тех случаях, когда ее величина достигала $1,5 P_{расч}$, прогибы плит полностью исчезали, а при снятии нагрузок, доведенных до $2 P_{расч}$, трещины в плитах закрывались. Это свидетельствует о том, что в дорожных плитах с арматурой, натягиваемой электротермическим методом, были созданы достаточные предварительные напряжения.

ВЫВОДЫ

1. В дорожных плитах посредством электротермического натяжения как стержневой, так и проволочной арматуры создаются предварительные напряжения, близкие к заданным.

2. Изготовление дорожных плит с электротермическим натяжением арматуры целесообразно производить в многоместных и более жестких формах с неразъемными бортами, так как они менее металлоемки и не требуют трудоемких операций по распалубке.

3. Для нагрева напрягаемой арматуры и получения в ней соответствующего удлинения целесообразно использовать электронагревательные установки с трансформаторами типа СТЭ-34 и ТСД-1000.

ЛИТЕРАТУРА

1. Инструкция по технологии предварительного напряжения стержневой, проволочной и прядевой арматуры железобетонных конструкций электротермическим и электротермомеханическим способами. М., Госстройиздат, 1962.

2. Некоторые результаты испытания предварительно напряженных дорожных плит. — «Лесная промышленность», 1968, № 5.

Научный редактор канд. техн. наук Ю. А. МОЗЖУХИН.



УДК 634.0.383.4:625.874.001.4

*И. В. ШАТОВ, канд. техн. наук,
А. М. ГОРБУНОВ, А. П. ГРИГОРЬЕВ,
ст. научные сотрудники*

О СТЕНДОВЫХ ИСПЫТАНИЯХ ДОРОЖНЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

Основная задача испытаний опытных плит заключается в том, чтобы исследовать их прочность, жесткость, трещиностойкость и сравнить полученные экспериментальные данные с расчетными. Для этого необходимо определить расчетную характеристику основания под плитой; осадки и прогибы плиты под воздействием расчетной нагрузки и их соответствие расчетным показателям; жесткость плиты; положительный и отрицательный изгибающие моменты при наиболее характерном положении нагрузки, соответствующей возможному положению колеса или прицепа на плите при движении автопоезда, а также установить связь между теоретическими и измеренными показателями изгибающих моментов; напряжения в сжатой зоне бетона плиты при средних и краевых положениях нагрузки и сравнить их с расчетными. Для этих целей необходимо оборудовать специальный стенд (рис. 1) и подготовить опытные плиты к испытаниям. Расстояние между фундаментами стенда должно быть не менее 2,5 м и не более 6 м, а длина стенда — не менее 7 м. Стенд следует поместить в закрытом помещении и оснастить подъемно-транспортным оборудованием грузоподъемностью 2 т, силовыми гидравлическими домкратами на 15 и 25 т с манометрами, измерительной аппаратурой и прогибомерами заводского типа или приспособлениями для определения прогибов, индикаторными головками с ценой деления 0,01—0,001 мм, тензо-

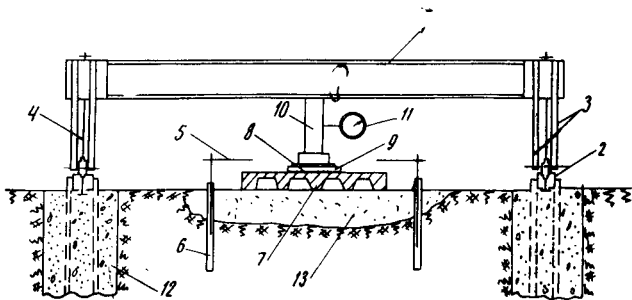


Рис. 1. Схема испытательного стенда:

1 — силовая балка из спаренного двутавра № 30; 2 — спаренные швеллеры; 3 — укосины с катком для перемещения силовой балки; 4 — анкерная тяга; 5 — стальной крошфейн для прогибомеров; 6 — стальная труба диаметром 25 мм; 7 — плита для испытаний; 8 — резиновая прокладка толщиной 10 мм; 9 — металлический штамп диаметром 34 см; 10 — гидравлический домкрат; 11 — манометр; 12 — бетонный фундамент; 13 — несечная подушка толщиной 20–25 см.

метрами для измерения стносительных деформаций отдельных волокон бетона и арматуры, месдозами для измерения давления в основании под плитой, ультразвуковым аппаратом для определения однородности бетона, прибором для определения толщины защитного слоя бетона, биокулярной лупой для замера ширины трещин, динамометрами, тарировочными балочками, металлическими штампами диаметром 50 и 34 см, силовым кабелем и монтажными проводами.

Подготовка плит к испытаниям сводится к очистке поверхности стальными щетками, зачистке мест установки измерительных приборов, удалению деревянных пробок из бетона в местах наклеивания тензодатчиков на арматуру, наклейки тензодатчиков на бетон и арматуру с последующей их гидроизоляции и к побелке плиты.

Установка прогибомеров — индикаторных головок часового типа производится на короткой плите (длиной до 3 м) — в середине, четверти и по ее концам; на длинной плите (длинной свыше 3 м) — на расстоянии одна от другой не более 0,8 м. Прогибомеры размещаются по продольной оси плиты и ее краям. Тензодатчики же наклеиваются в точках и сечениях плиты в зависимости от цели исследований. Так, при испытании на положительный изгибающий момент они наклеиваются в середине плиты, а на отрицательный изгибающий момент — на некотором расстоянии от конца плиты до поперечного сечения плиты, соответствующего максимальному изгибающему моменту, возникающему от воздействия нагрузки на конец плиты от заднего колеса автомобилей МАЗ, КраЗ или прицепа. Это расстояние определяется по таблицам, предложенным д-ром техн. наук М. И. Горбуновым-Посадовым [1].

Проволочные тензодатчики наклеиваются сверху и снизу плиты симметрично по ее продольной оси и краям. При наклейке тензодатчиков на бетонную поверхность места наклейки зачищают наждачной шкуркой. Глубокие раковины заделывают гипсовым раствором. При наклейке же тензодатчиков на арматуру с ее поверхности удаляют ржавчину, а затем зачищают намеченные места наждачной бумагой. Для наклейки тензодатчиков рекомендуется применять ацетоноцеллулоидный или полимеризирующиеся клеи БФ-2, БФ-4 и кремненитроглицфталевые (192-Т).

На подготовленную поверхность наносят слой клея толщиной 0,2—0,3 мм и дают ему просохнуть в течение 5—10 мин. В это время сам датчик обрабатывается ацетоном и покрывается слоем клея. После того как клей на поверхности плиты достаточно просохнет, наносят второй слой клея и также дают просохнуть. Затем датчики накладывают на поверхность плиты и приглаживают резиновым валиком. В процессе наклейки тензодатчики дважды проверяются с помощью омметра: первый раз — после наклейки и сушки, чтобы проверить, не оторвались ли проволоки датчиков; второй — чтобы измерить сопротивление изоляции решетки датчиков относительно исследуемого элемента. Проверенные датчики припаивают к соединительным проводам. При проведении испытаний на открытом воздухе тензодатчики подвергаются гидроизоляции — покрываются двумя-тремя слоями воско-парафино-канифольной смеси.

После выполнения подготовительных работ проводятся испытания плит на стенде по двум схемам: 1) как балки на двух опорах и 2) как балки на упругом основании, т. е. в условиях, близких к реальным. В процессе испытаний на упругом основании характеристика основания под плитой и жесткость плиты изменяются, поэтому плита предварительно должна испытываться по первой схеме. Испытания по этой схеме позволяют определить изгибающие моменты, жесткость плиты, ее прогибы и напряжения в бетоне. При испытании плиты на двух опорах нагрузка передается в ее центре гидравлическим домкратом через штамп диаметром 34 см.

Схема размещения приборов и штампа на плите приведена на рис. 2. Сначала производят «обкатку» приборов посредством приложения и снятия одной или двух ступеней нагрузки, равной 0,25 т, затем плита испытывается ступенями нагрузки через 0,25—0,5 т. После каждого загрузения плита выдерживается 10—15 мин. В этот период снимаются показания с приборов и производится визуальный осмотр плиты. После загрузения плиты нагрузкой, равной $0,8 P_T$ (P_T — нагрузка, при которой должна, по расчету, появиться трещина в бетоне) ступени нагрузки уменьшаются вдвое, а выдержка между ними должна быть 30 мин. Отсчеты берутся дважды—

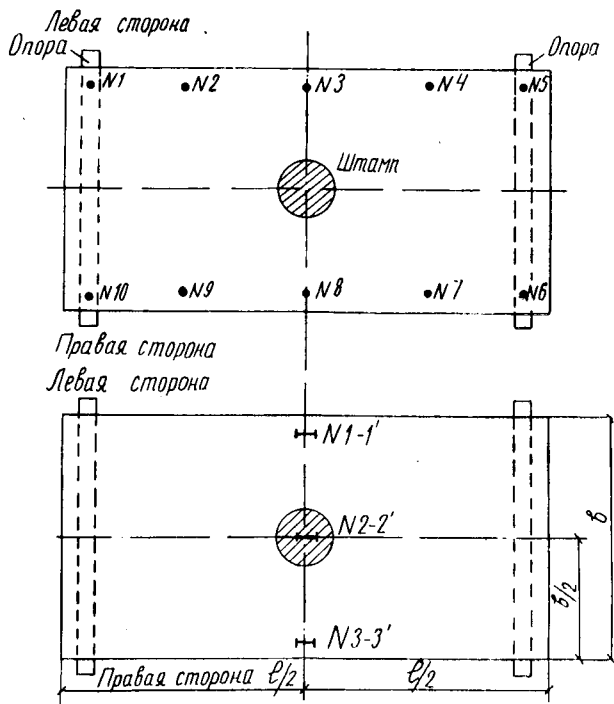


Рис. 2. Схема размещения прогибомеров (наверху) и тензодатчиков (внизу) при испытании плиты как балки на двух опорах.

после нагружения и перед началом следующей ступени нагрузки.

При испытании производятся замеры перемещений плит и трещин, образовавшихся на ней, а также относительных деформаций в бетоне и арматуре. Результаты замеров записываются в журнал. Величина перемещения плиты в вертикальной плоскости определяется как средняя по показаниям индикаторов, установленных на продольной оси и краях плиты данного поперечного сечения. Трещины замеряются по ширине (в местах максимального раскрытия) и высоте. Ширина раскрытия трещины в плите допускается не более 0,2 мм. Для определения относительных деформаций в бетоне и арматуре рекомендуется применять электронный измеритель деформаций АИД-1М с коммутирующим устройством на 102 точки. Прибор рассчитан на применение датчиков сопротивления от 70 до 400 ом. Максимальное число датчиков, которое можно одновременно присоединить к прибору,— 110, в том числе активных 102 и компенсационных 8. Схема работы прибора приведена в его паспорте.

При испытании по второй схеме плита укладывается на упругое основание, имеющее показатели, близкие к расчетным. Для этого в месте укладки плиты верхний слой грунта удаляется на ширину не менее 1,5 м и глубину не менее 1 м, заполняется грунтом, предназначенным для стендовых испытаний; после этого устраивается песчаная подушка толщиной 20—25 см (если испытываются плиты, предназначенные для магистральных дорог). Затем определяется модуль деформации грунтового основания (по методике СоюзДорНИИ), величина которого должна соответствовать принятому при расчете плиты.

После прижатия плиты к основанию и «обкатки» прибором плита загружается до нормативной нагрузки по ступеням через 1 т, а затем через 0,25 т до момента появления трещин. Нагрузка на плиту передается через штамп или два штампа диаметром 34 см. Нагрузка через один штамп имитирует передачу давления на плиту от заднего колеса расчетного автомобиля, а через два штампа — от переднего и заднего колеса автомобиля или от колес прицепа.

При испытании плиты на положительный изгибающий момент штамп устанавливается сначала в центре плиты, а затем на ее краю. Такая схема загрузки позволяет определить прочность и трещиностойкость плиты и проследить за изменением величин прогиба и напряжения в бетоне при перемещении нагрузки из центра к краю плиты. Испытание плиты на отрицательный изгибающий момент проводится по схеме загрузки: одним штампом на конце плиты вдоль ее продольной оси и на углу; двумя штампами, установленными на концах плиты вдоль ее продольной оси и на краях; двумя штампами, один из которых установлен на конце плиты, а другой — на расстоянии 1,4 м от него.

Схема размещения прогибомеров и датчиков при испытании плиты на отрицательный изгибающий момент приведена на рис. 3.

При испытании измеряются перемещения, трещины плиты, относительные деформации в бетоне и результаты заносятся в журналы. Обработка результатов испытаний плит как балки на двух опорах производится следующим образом.

Определяются изгибающие моменты в плите

$$M = \frac{P \cdot l}{2 \cdot 2} - M_{оп}, \quad (1)$$

где M — изгибающий момент в плите, возникающий от нагрузки, приложенной к ездовой поверхности, — положительный, а к нижней — отрицательный;

$\frac{P}{2}$ — реакция опоры;

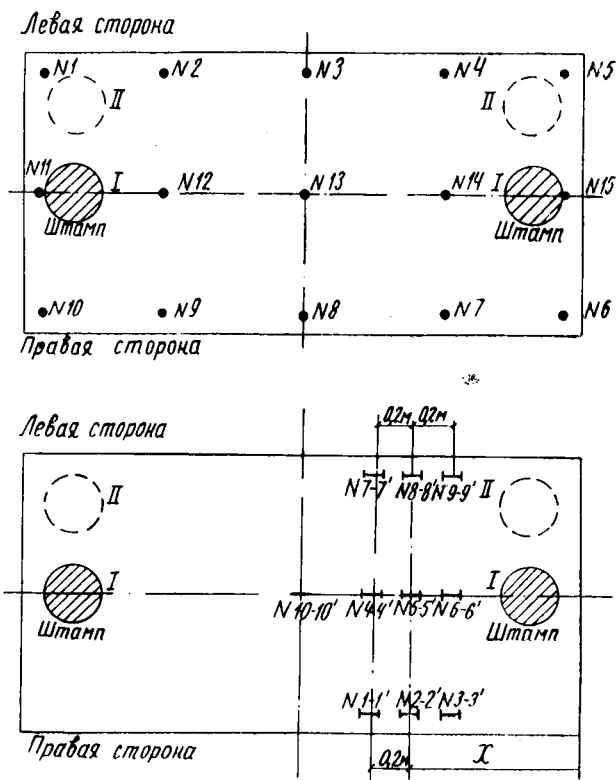


Рис. 3. Схема размещения прогибомеров (наверху) и тензодатчиков (внизу) при испытании плиты двумя штампами на отрицательный изгибающий момент.

l — расстояние между опорами;
 $M_{ш}$ — снижение момента за счет передачи нагрузки на плиту через штампы, равный

$$\frac{P_{оп}}{2} \cdot r, \quad (2)$$

где $r = \frac{1}{3} \cdot \frac{D}{2}$ (диаметр штампа).

После преобразований уравнение (1) примет вид

$$M = P \frac{(3l - D)}{12}. \quad (3)$$

Определяется теоретический прогиб f плиты в середине относительно опор

$$f = \frac{M}{B} \cdot S \cdot l^2, \quad (4)$$

где M — изгибающий момент, определяемый по формуле (1);

S — коэффициент, зависящий от места приложения нагрузки, $S = \frac{1}{12}$;

l — длина плиты между опорами;

B — жесткость плиты, определяемая из выражения

$$B = E_b \cdot I_n, \quad (5)$$

где E_b — модуль упругости бетона;

I_n — момент инерции приведенного сечения плиты.

По экспериментальным данным f определяется как разность между средней величиной перемещений в середине пролета и полусуммой средних осадок опор плиты. Величины прогибов, полученные экспериментально, сравниваются с теоретическими прогибами.

Жесткость B плиты находится из формулы (4)

$$B = \frac{M}{12 \cdot f} \cdot l^3. \quad (6)$$

Напряжения σ_b в бетоне, возникающие от прилагаемых нагрузок, находятся по формуле

$$\sigma_b = \varepsilon \cdot E_b, \quad (7)$$

где ε — относительные деформации.

На основе полученных экспериментальных данных устанавливается графически зависимость жесткости плиты от изгибающего момента, напряжений и деформаций в бетоне (рис. 4).

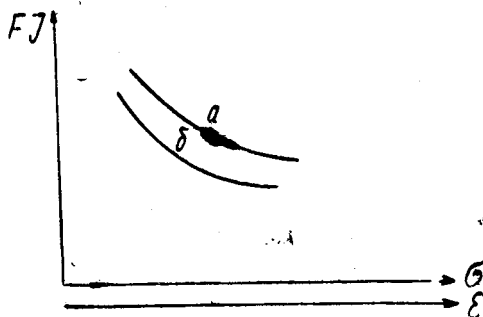


Рис. 4. График зависимости жесткости плиты от относительных деформаций и напряжений в бетоне:

a — при положительном изгибающем моменте; $б$ — при отрицательном изгибающем моменте.

При анализе испытаний плит на упругом основании изучаются все материалы по осадкам, а затем по напряжениям. Устанавливается действительное значение модуля деформации E_0 основания под плитой, определяемого по замеренным средним осадкам

$$E_0 = \frac{(1 - \nu_0^2)}{y_{\text{ср}}} K_0 \cdot \sqrt{P \cdot P}, \quad (8)$$

где ν_0 — коэффициент Пуассона грунта;
 K_0 — коэффициент формы плиты, соответствующий средней осадке гибкого прямоугольника;
 F — площадь опирания плиты;
 P_0 — среднее давление на основание;
 $y_{\text{ср}}$ — средняя осадка плиты.

$$y_{\text{ср}} = \frac{y_1 + y_2 + 2y_3 + y_4 + y_5}{6}, \quad (9)$$

где y_1 — осадка первого конца плиты;
 y_2 ; y_4 — осадка в четвертях плиты;
 y_3 — осадка в середине плиты;
 y_5 — осадка второго конца плиты.

Затем находятся осадки плиты для всех рассматриваемых случаев ее загрузки, после чего строятся эпюры осадок. По ним вычисляются прогибы плиты, строятся эпюры прогибов и выявляется закономерность изменения прогибов с увеличением нагрузки при различных положениях штампа. Осадки и прогибы, полученные опытным путем, сравниваются с теоретическими, которые определяются по методам и таблицам д-ра техн. наук М. И. Горбунова-Посадова или проф. Б. Н. Жемочкина [5].

Положительные и отрицательные изгибающие моменты в плите вычисляются по опытным данным по формуле

$$M = \sigma_6 \cdot W_6, \quad (10)$$

где W_6 — момент сопротивления в сжатой зоне;
 σ_6 — напряжение бетона в сжатой зоне. Определяется оно по формуле (7), в которой

$$E_6 = \frac{B}{I_{\text{п}}}, \quad (11)$$

где B — фактическая жесткость плиты, которая берется из результатов испытаний плиты на двух опорах.

Тогда

$$\sigma_6 = \varepsilon \frac{B}{I} W_6. \quad (12)$$

$$\text{Момент сопротивления } W_0 = \frac{I_p}{X_{сж}}, \quad (13)$$

где $X_{сж}$ —высота сжатой зоны (принимается по опытным данным).

Для преднапряженных железобетонных плит $X_{сж}$ находится из эпюры распределения относительных деформаций в бетоне при упругой его работе, приведенной на рис. 5.

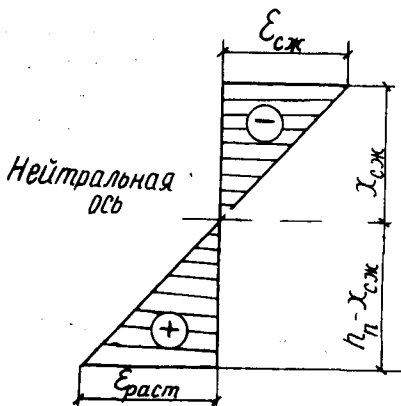


Рис. 5. Эпюра распределения относительных деформаций в бетоне при упругой стадии работы.

Эпюра эта строится так. По оси ординат откладывается высота плиты h_p , от верхней грани которой по оси абсцисс откладывается полученная опытным путем величина относительных деформаций сжатия $\epsilon_{сж}$ для верхнего волокна бетона, а от нижней грани — величина относительной деформации растяжения $\epsilon_{раст}$ для нижнего волокна бетона. Соединив эти величины между собой, находим нейтральную ось. Выше ее будет эпюра относительных деформаций сжатия бетона, а ниже — эпюра относительных деформаций растяжения бетона.

Из эпюры следует

$$X_{сж} = \frac{\epsilon_{сж}}{\epsilon_{раст} + \epsilon_{сж}} \cdot h_p. \quad (14)$$

Подставив значения из формул (12) и (13) в формулу (10), получим

$$M = \epsilon \frac{B}{I} \cdot \frac{I}{X_{сж}}, \quad \text{или } M = \epsilon \frac{B}{X_{сж}}. \quad (15)$$

По этой формуле можно определять положительные и отрицательные изгибающие моменты при приложении нагрузок по продольной оси, а также на краю и углу плиты; неравномерность распределения напряжений по поперечному сечению плиты при расположении нагрузки на крайних полосах. Для этого определяются средние напряжения по формуле

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{\sigma_{\text{I кр}} + 2\sigma_{\text{ср}} + \sigma_{\text{II кр}}}{4}, \quad (16)$$

где $\sigma_{\text{I кр}}$; $\sigma_{\text{II кр}}$ — напряжения в бетоне по краям плиты;
 $\sigma_{\text{ср}}$ — напряжения в бетоне в центре плиты.

Затем строятся эпюры напряжений в плите при нагрузках в середине, на краю или углу. По эпюрам для каждого случая загрузки определяются коэффициенты неравномерности

$$K_n = \frac{\sigma_{\text{макс}}}{\sigma_{\text{ср}}}. \quad (17)$$

Полученные в результате эксперимента изгибающие моменты сравниваются с расчетными, определяемыми по формулам М. И. Горбунова-Посадова для полос на упругом основании в условиях плоской задачи.

Все основные показатели по изгибающим моментам, жесткости и прогибам плит, полученные как опытным, так и теоретическим путем, заносятся в сводную таблицу результатов испытаний, которая подвергается анализу для определения соответствия расчетных прочностных характеристик плит экспериментальным данным. Если найденные экспериментальным путем изгибающие моменты, жесткость и прогиб плиты, соответствующие началу трещинообразования и раскрытию трещин до 0,2 мм, совпадают с расчетными данными в пределах $\pm 10\%$, то результаты испытаний следует считать удовлетворительными.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. М., Гос. изд. лит. по стр-ву и архитектуре, 1953.
2. Коновалов С. В. Общая методика исследований железобетонных колеиных покрытий и некоторые результаты выполненных на ее основе испытаний. — В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 50. Химки, 1964.
3. Сахновский К. З. Железобетонные конструкции. М., Гос. изд. лит. по стр-ву и архитектуре, 1961.

4. Тамарин А. А. Испытания и оценка несущих свойств предварительно напряженных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1967.

5. Жемочкин Б. Н., Сеницын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. М., Стройиздат, 1962.

Научный редактор канд. техн. наук Ю. А. МОЗЖУХИН.



УДК 691.32:620.1

*А. П. КУДРЯВЦЕВА, ст. научный сотрудник,
Е. В. АКСЕНОВА, мл. научный сотрудник*

ИСПЫТАНИЕ ОБРАЗЦОВ ИЗ ПЕСЧАНОГО БЕТОНА НА МОРОЗОСТОЙКОСТЬ

Морозостойкость — одна из основных характеристик прочности бетона. В состав бетона, как известно, в определенных количественных соотношениях входят цемент, вода и заполнитель, активность, прочность и характер поверхности которых оказывают большое влияние на прочность и морозостойкость бетона. На морозостойкость бетона влияет главным образом наличие свободной воды в нем. Приготавливая бетонную смесь, воду берут с некоторым избытком, сверх того количества, которое необходимо для гидратации цемента. Этим достигается необходимая удобоукладываемость (подвижность) бетонной смеси. Количество воды, вступающей в химическую реакцию с цементом, не превышает 20% веса цемента.

При растворении бетонной смеси вода вступает в химическую реакцию с цементом, в результате которой в виде соединений минералов цемента с водой образуется гель-студнеобразный цементный клей, а небольшая часть этих соединений выделяется в виде кристаллов. В процессе перемешивания бетонной смеси цементное тесто обволакивает зерна заполнителей и арматуру и, постепенно твердея, превращает бетонную смесь в монолит.

Образование бетона протекает по-разному. Избыточная вода разбавляет гель и частично вступает в последующем в химическое соединение с менее активными частицами цемента, еще не разложившимися. Кроме того, она частично заполняет вместе с воздухом, который попал в бетонную смесь,

микроскопические поры и каналы и, постепенно испаряясь, освобождает их. Испаряющаяся вода образует в бетоне две резко отличающиеся по размерам группы пор: капиллярные поры и поры геля, имеющие очень малые размеры — примерно от $15 \cdot 10^{-8}$ до $40 \cdot 10^{-8}$ см. Капиллярные поры, расположенные между агрегатами частиц геля, в тысячи раз крупнее пор геля. Они способствуют впитыванию и миграции воды, которая при обычных условиях охлаждения замерзает в них. Таким образом, капиллярные поры — это основной дефект структуры бетона, особенно влияющий на его морозостойкость.

Морозостойкость песчаного бетона можно повысить добавками или применением жестких бетонных смесей с интенсивным уплотнением. Этим достигается уменьшение диаметра капилляров в бетоне до величины, при которой вода в них уже не замерзает даже при сравнительно низких температурах. О зависимости температуры замерзания воды в капиллярах от их диаметра дает представление табл. 1.

Таблица 1

Диаметр капилляров, мк	Температура замерзания воды, °С
1570	6,4
240	13,3
150	14,5
60	15,5

Морозостойкость обычных бетонов обеспечивается наличием в капиллярах буферных (не заполненных водой) пространств, которые вбирают в себя излишний объем, образующийся при замерзании воды. На практике это достигается введением в бетон воздухововлекающих добавок. Морозостойкость принято характеризовать количеством циклов попеременного замораживания и оттаивания, которое способны выдержать образцы бетона, сохранив при этом не менее 75% прочности на сжатие. Разрушение бетона и пескобетона при попеременном замораживании и оттаивании происходит в основном из-за слабой сопротивляемости заполнителя. Если щебень, гравий или песок содержат открытые поры, то они во влажной среде также впитывают в себя воду и, будучи насыщены ею, при замерзании разрыхляются, а при многократном замораживании и оттаивании разрушаются. Потеря прочности или разрушение бетона происходят оттого, что кристаллы льда, образующиеся при замерзании воды в порах, на 8—10% превосходят ее прежний объем. Следовательно, при попеременном замораживании и оттаивании бетон как бы разрыхляется и как следствие теряет прочность.

В лабораторных условиях, как известно, морозостойкость определяют двумя способами: 1) непосредственным попеременным замораживанием и оттаиванием образца в холодильной установке и 2) сульфатным методом. Второй, более быстрый способ заключается в попеременном насыщении испытуемого образца раствором сульфата с последующим высушиванием при температуре плюс 105—110°C.

Если первый метод основан на разрушающем действии кристаллов льда при их образовании в порах испытуемого образца, то второй — на образовании кристаллов десятиводного сульфата натрия $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ при высушивании образца, предварительно насыщенного раствором сульфата. Поскольку разрушающее действие сульфата натрия значительно сильнее действия льда, сульфатный метод является более «жестким».

В ЦНИИМЭ исследования по определению морозостойкости пескобетона проводились по первому методу, т. е. с водонасыщением и попеременным замораживанием и оттаиванием. Исследовалось 90 образцов из пескобетона, в состав которых входили следующие компоненты:

вода;

цемент марки «400», «500», «600»;

песок из Академического карьера с $M_k = 3,15$;

» » Серебряноборского » $M_k = 1,92$;

» » Дровненского » $M_k = 2,78$,

где M_k — модуль крупности песка.

Испытание на морозостойкость проводилось в соответствии с требованиями стандарта «Метод определения морозостойкости тяжелого бетона» (ГОСТ 10060—62) до 100—150—200 циклов попеременного замораживания и оттаивания. Основные и контрольные образцы, изготовленные из бетонной смеси, испытывались на морозостойкость после 28-дневного твердения в нормально-влажностных условиях или 7-дневного выдерживания в нормально-влажностных условиях после тепловой обработки (пропарки). Сразу же после затвердения основные и контрольные образцы насыщались водой (в течение 48 час выдерживались под 20-миллиметровым слоем воды при $t = 15 \div 20^\circ\text{C}$). Загрузка образцов в холодильную камеру производилась после ее охлаждения до -15°C . Цикл замораживания образцов размером $100 \times 100 \times 100$ мм продолжался не менее 4 час. За это время вода в порах замерзает, и образовавшийся лед производит разрушающее действие. Затем извлеченные из холодильной камеры образцы на 2 часа заливались водой, подогретой до $15-20^\circ\text{C}$. В морозильную камеру загружа-

лись 50 образцов, остальные 40 были оставлены в качестве контрольных. Затем те и другие образцы взвешивались и испытывались на прочность при сжатии. Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Критерием морозостойкости бетона служит коэффициент морозостойкости, который определяется отношением прочности образцов, прошедших определенное число циклов замораживания и оттаивания, к прочности контрольных образцов. Допустимая погрешность при проведении лабораторных работ и обработке материала — не более 5%.

Анализ результатов испытаний показал, что все образцы бетона оказались вполне морозостойкими: они выдержали установленное количество циклов по ГОСТу попеременного замораживания и оттаивания без внешних признаков разрушения и без потерь в весе. Средняя прочность контрольных образцов ко времени 100 циклов замораживания составила $R_{сж} = 381 \pm 20,2 \text{ кг/см}^2$, ко времени 200 циклов — $435 \pm 9,9 \text{ кг/см}^2$, а замораживаемых после 100 циклов — $352 \pm 22,4 \text{ кг/см}^2$, после 200 циклов — $363 \pm 12,9 \text{ кг/см}^2$. Незначительные отклонения средней прочности образцов, подвергавшихся и не подвергавшихся замораживанию, объясняются неоднородностью бетона образцов, а не снижением прочности его после замораживания. По данным испытаний построены графики прочности (рис. 1, а, б, в, г).

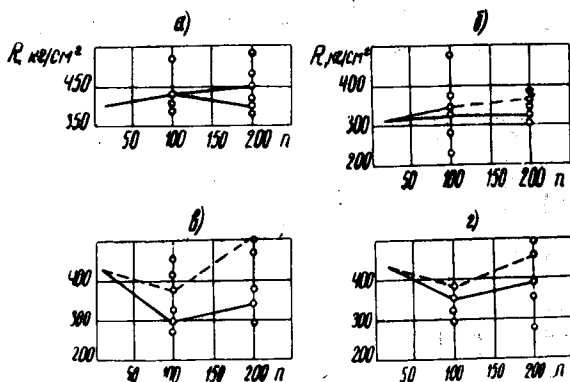


Рис. 1. Графики зависимости прочности образцов бетона от его составляющих и числа циклов замораживания:

а — песок из Серебряноборского (80%) и Академического (80%) карьеров с $M_{кр} = 2,86$; $в/ц = 0,4$; б — песок из Серебряноборского карьера с $M_{кр} = 1,92$; $в/ц = 0,37$;

в — песок из Дровненского карьера с $M_{кр} = 2,78$; $в/ц = 0,42$; г — песок из Академического карьера с $M_{кр} = 3,15$; $в/ц = 0,42$;

———— прочность образцов, подвергавшихся замораживанию;
 - - - - - прочность контрольных образцов.

Результаты испытаний образцов из пескобетона на морозостойкость

Состав бетонной смеси	Количество циклов испытаний					
	0	100		200		
	$R_{сж}, \text{кг/см}^2$	$R_{сж}, \text{кг/см}^2$	K	$R_{сж}, \text{кг/см}^2$	K	
1	2	3	4	5	6	
		<i>Песок из Серебряноборского карьера</i>			$M_k = 1,92$	
Ц-565		$\frac{341}{330}$	0,965	$\frac{355}{326}$	0,92	
П-1600	306					
В-210						
$\frac{B}{Ц} = 0,372$	$\sigma = \pm 7,9$	$\sigma = \pm 22,8$		$\sigma = \pm 18,8$		
		<i>Песок из Дровненского карьера</i>			$M_k = 2,78$	
Ц-530		$\frac{358}{291}$	0,815	$\frac{485}{344}$	0,71	
П-1730	439					
В-223						
$\frac{B}{Ц} = 0,42$	$\sigma = \pm 8,4$	$\sigma = \pm 17,2$		$\sigma = \pm 15,6$		
		<i>Песок из Академического карьера</i>			$M_k = 3,15$	
Ц-440		$\frac{385}{350}$	0,91	$\frac{450}{382}$	0,85	
П-1790	436					
В-185						
$\frac{B}{Ц} = 0,42$	$\sigma = \pm 8,5$	$\sigma = \pm 10,2$		$\sigma = \pm 10,8$		
		<i>Песок из Академического + Серебряноборского карьера</i>			$M_k = 2,86$	
Ц-480		$\frac{439}{439}$	1	$\frac{450}{401}$	0,76	
П _С -342	403					
П _Л -1360						
В-193	$\sigma = \pm 8,94$	$\sigma = \pm 39,2$		$\sigma = \pm 6,4$		
В среднем	396	$\frac{381}{352}$	0,92	$\frac{435}{363}$	0,83	
	$\sigma = \pm 8,63$	$\frac{\sigma = \pm 20,2}{\sigma = \pm 22,4}$		$\frac{\sigma = \pm 9,9}{\sigma = \pm 12,91}$		

Примечание. В числителе — прочность на сжатие контрольных образцов; в знаменателе — замораживаемых.

ВЫВОДЫ

1. Образцы из пескобетона при испытании на морозостойкость выдержали 200 циклов попеременного замораживания и оттаивания без каких-либо внешних признаков разрушения и без потерь в весе. Средняя прочность образцов после 200 циклов замораживания составила $R_{сж} = 363 \pm \pm 12,9 \text{ кг/см}^2$ при средней прочности контрольных образцов $R_{сж} = 435 \pm 9,9 \text{ кг/см}^2$.

2. Коэффициент морозостойкости после 200 циклов испытаний оказался равным 0,87 (допускаемый коэффициент морозостойкости по стандарту — 0,75). Таким образом, пескобетон обладает большей морозостойкостью, чем «М_{рз}-200».

ЛИТЕРАТУРА


1. Михайлов Н. В. Песчаный бетон. — «Бетон и железобетон», 1958, № 9.

2. Сизов В. П. Некоторые итоги применения песчаного бетона в строительстве. — «Бетон и железобетон», 1962, № 2.

3. Мануйлов Л. А., Клюковский Г. И., Ульянова Г. Г. Методы лабораторных испытаний строительных материалов и строительных деталей. М., изд. «Высшая школа», 1964.

4. Пантелеев Ф. Н., Волков В. Г. Дорожно-строительные материалы. М., Автотрансиздат, 1958.

Научный редактор канд. техн. наук С. А. АБРАМОВ.



УДК 625.843.002.2

*Б. Н. СМЕРНОВ, Г. И. ЦАРАПКИН,
С. В. КОНОВАЛОВ, кандидаты техн. наук*

О ПРИМЕНЕНИИ ВИБРОШТАМПОВАНИЯ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ

Фигурный или плоский виброштамп, совершая колебания, возмущающими силами, силами инерции и собственным весом оказывает давление на бетонную смесь. Подрессоренный пригруз воздействует на смесь дополнительно.

При формировании изделий ребрами вверх в смесь погружается фигурный виброштамп, придавая ей необходимую конфигурацию и уплотняя ее (рис. 1).

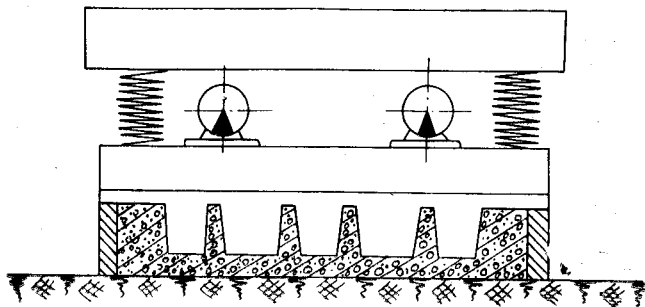


Рис. 1. Формование изделий ребрами вверх.

При формировании ребрами вниз формообразование изделий обеспечивается рельефом формы, главным образом при дозировке смеси бетоноукладчиком с вибронасадкой или вибрацией на виброплощадке; плоским виброштампом осу-

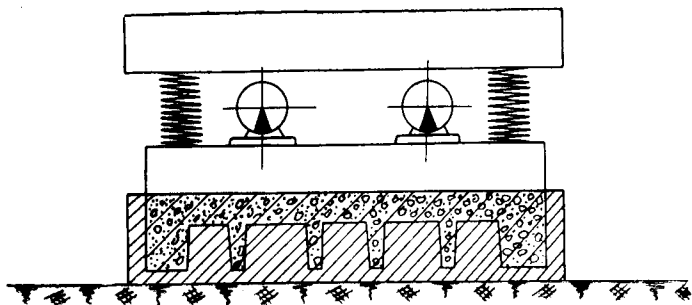


Рис. 2. Формование изделий ребрами вниз.

шествляется окончательное формообразование и уплотнение смеси (рис. 2).

Технология формования изделий методом виброштампования имеет целый ряд преимуществ перед другими способами уплотнения бетонных смесей: она позволяет применять более жесткую смесь и добиваться более высокой степени ее уплотнения в упрощенных формах, операция формования осуществляется без каких-либо дополнительных устройств. Следовательно, упрощается формовочное оборудование и его эксплуатация, повышается надежность, сокращается энергоемкость. Возможность использовать смеси сниженной подвижности позволяет производить немедленную распалубку изделий, достигая высокой прочности, морозостойкости и водонепроницаемости бетона при существенной экономии цемента и значительном уменьшении времени его твердения. Виброштампование позволяет механизировать процесс формования, повысить производительность и снизить расход электроэнергии на этой операции.

Выбор оптимальных параметров работы виброштамповочной установки может быть сделан на основе теории погружения виброштампа в смесь и уравнения состояния смеси в процессе формования изделий. Формообразование и уплотнение жесткой смеси при виброштамповании достигается статическим и динамическим воздействием на нее. Величина этих сил в десятки раз превышает гравитационные силы смеси. Цементное тесто в жесткой смеси при виброштамповании, так же как и при свободном вибрировании, разжижается и временно остается в состоянии разжижения. Поскольку уплотнение жесткой смеси под виброштампом характеризуется сближением частиц заполнителя и образованием плотной их упаковки, формуемость смеси определяется не столько свойствами разжиженного цементного теста, находящегося в тонких прослойках между частицами, сколько главным об-

разом значительными силами сухого трения и зацепления, возникающими между частицами заполнителя по площадкам контактов. Повышение плотности обусловлено выходом воздуха из смеси и сжатием в ней его оставшейся части, причем частицы заполнителя сближаются тем больше, чем точнее рассчитаны количество цементного теста в смеси и фракционный состав заполнителя.

Экспериментами установлено, что при виброштамповании жесткая смесь быстро уплотняется в начале процесса формирования (за 10—15 сек). За это время смесь уплотняется до 85—90%, а полное ее уплотнение достигается уже в конце формообразования. При формообразовании по мере увеличения высоты ребер и уменьшения толщины плиты изделия увеличивается сопротивление перемещению смеси из-под виброштампа, следовательно, продолжается дальнейшее уплотнение смеси под виброштампом. В результате формообразование смеси под виброштампом непрерывно ухудшается независимо от скорости его вибрирования. Формообразование протекает наиболее трудно в конце, когда достигается максимальное уплотнение смеси под виброштампом. Последнее характеризуется образованием наиболее плотных контактов и увеличением трения между частицами заполнителя до наибольшей величины.

Экспериментами установлено, что под виброштампом при достижении оптимальной плотности в жесткой смеси предельное напряжение сдвигу составляет от 1 до 2 кг/см². Уплотненную жесткую смесь под виброштампом нельзя рассматривать как вязкую жидкость Ньютона. Однако это не означает, что при виброштамповании не проявляется эффект вибрации, что в жесткой смеси под виброштампом не снижается предельная сопротивляемость сдвигу. Но снижается она меньше, поскольку уплотнение смеси достигает оптимального значения. При оптимальной плотности смеси предельная сопротивляемость ее сдвигу настолько увеличивается, что, несмотря на существенное снижение последней в процессе виброштампования, она все-таки остается значительной. Пластическая вязкость смеси также существенно уменьшается при виброштамповании. Вибрация необходимой интенсивности уменьшает внутреннее трение между частицами заполнителя и цементного теста даже в предельно уплотненной жесткой смеси и придает ей удобоформуемость. Уплотненная жесткая смесь под виброштампом описывается упруго-вязкопластичным твердым телом (соединенные последовательно тела Кельвина и Бингама).

При давлениях, не превышающих предел текучести (упругости) смеси, поведение ее, особенно при формировании крупногабаритных тонкостенных изделий, описывается моделью упруго-вязкого твердого тела Кельвина. Экспериментами

установлено, что в конце процесса виброштампования для плотной смеси коэффициент вязкости Трутона $\lambda_s = 11 \text{ г} \cdot \text{сек}/\text{см}^2$, модуль упругости $E = 150 \text{ кг}/\text{см}^2$. Период преддействия и последствия $T_{vt} = \frac{\lambda_s}{E}$ для такой смеси практически равен нулю, т. е. упругая деформация смеси при нагрузке и разгрузке происходит мгновенно. При давлениях на смесь, не превышающих предел ее текучести (упругости), формообразование изделия не происходит; упругие деформации смеси мгновенно восстанавливаются при разгрузке.

При давлениях на смесь, достигающих предела ее текучести, происходит преодоление внутренних сил трения и зацепления между частицами плотно упакованного заполнителя и она деформируется пластически. В результате происходит формообразование изделия. Поведение смеси в этот момент описывается моделью пластичного твердого тела Бингама. Предел текучести смеси жесткостью 80—120 сек по результатам экспериментов при формировании дорожной часторесистой плиты размером $3 \times 1 \text{ м}$, с высотой ребер 90 мм, толщиной плиты 50 мм достигается при каждом колебании виброштампа с максимальным давлением порядка 0,75—1,00 кг/см². При повышении жесткости смеси, усложнении конфигурации изделия или увеличении его по площади должно повышаться давление для преодоления возникающего более высокого предела текучести смеси. (При усложнении конфигурации, увеличении изделия по площади или повышении жесткости смеси сопротивление перемещению ее из-под виброштампа увеличивается. Для обеспечения формообразования назначается более высокое давление, при котором, очевидно, под виброштампом достигается большая степень уплотнения смеси, характеризующаяся более высоким пределом текучести). В конструкции установки должна быть предусмотрена возможность изменения давления путем изменения веса пригруза Q_{II} , веса виброштампа Q_B и возмущающей силы $P_{возм}$.

Рассматривая уплотненную смесь в конце процесса формообразования при давлениях, не превышающих ее предел текучести, как упруго-вязкое твердое тело Кельвина и рассматривая установку, находящуюся на смеси, как колебательную систему с одной степенью свободы под действием гармонической возмущающей силы, дифференциальное уравнение движения виброштампа в этом случае можно записать в виде

$$m \frac{d^2x}{dt^2} = P_{возм} \cdot \sin \omega t - E \cdot F_{III} \cdot \frac{(x + \Delta h_{упр})}{h} - \frac{\lambda_s \cdot F_{III}}{h} \cdot \frac{dx}{dt} + (Q_B + Q_{II}),$$

где m — масса виброштампа и присоединенная масса бетона;

$F_{ш}$ — площадь виброштампа;

ω — частота колебаний виброштампа;

$\Delta h_{упр}$ — упругая деформация смеси под действием сил Q_b , λ_s и Q_n ;

h — толщина слоя смеси под виброштампом.

Вводя обозначения $\frac{E \cdot F_{ш}}{m \cdot h} = p^2$; $\frac{\lambda_s \cdot F_{ш}}{m \cdot h} = 2n$; $\frac{P_{возм}}{m} = q$

и имея в виду, что $Q_b + Q_n = E \frac{\Delta h_{упр}}{h} \cdot F_{ш}$, можно выразить дифференциальное уравнение в компактной форме

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2n \frac{dx}{dt} + p^2x = q \cdot \sin \omega t.$$

Суммируя решение уравнения без правой части и частное решение с правой частью, получим

$$x = e^{-nt} \cdot (c_1 \cdot \cos p_1 t + c_2 \cdot \sin p_1 t) + \frac{q(p^2 - \omega^2)}{(p^2 - \omega^2)^2 + 4n^2 \omega^2} \times \\ \times \sin \omega t - \frac{2nq\omega}{(p^2 - \omega^2)^2 + 4n^2 \omega^2} \cos \omega t.$$

Первый член решения, содержащий множитель e^{-nt} , представляет свободные затухающие колебания, так что практически приходится иметь дело только с установившимся процессом вынужденных колебаний, поддерживаемых возмущающей силой,

$$x = \frac{q(p^2 - \omega^2)}{(p^2 - \omega^2)^2 + 4n^2 \omega^2} \sin \omega t - \frac{2nq\omega}{(p^2 - \omega^2)^2 + 4n^2 \omega^2} \cos \omega t.$$

Амплитуда колебаний виброштампа, как видно, зависит от модуля упругости E и коэффициента вязкости Трoutона λ_s смеси, так как остальные величины ($P_{возм}$, Q_b , Q_n , ω , h , $F_{ш}$, m) постоянны. Поскольку λ_s мал по сравнению с E , то коэффициентом $2n = \frac{\lambda_s \cdot F_{ш}}{m \cdot h}$ можно пренебречь, т. е. пренебречь влиянием вязкости в уплотненной смеси. Выражения для амплитуды, скорости и ускорения колебаний виброштампа будут иметь тогда вид

$$x = \frac{q}{(p^2 - \omega^2)} \sin \omega t; v = \frac{q\omega}{(p^2 - \omega^2)} \cos \omega t;$$

$$a = - \frac{q\omega^2}{(p^2 - \omega^2)} \sin \omega t.$$

Приближенно поведение смеси при давлениях, превышающих ее предел текучести, можно описать упруго-пластичным твердым телом Прандтля (соединенные последовательно тела Гука и Сен-Венана).

При определении параметров работы установки необходимо исходить также из того, чтобы не только поверхность, но и весь бетон формируемого изделия получался качественным. Это возможно в том случае, если в смеси под виброштампом устранен попеременный подсос и выдавливание воздуха в процессе формирования. А это в свою очередь достигается при безотрывном колебании виброштампа от смеси, когда его амплитуда A меньше или равна упругой деформации сжатия $\Delta h_{\text{упр}}$ смеси от веса виброштампа и от подресоренного пригруза ($A \leq \Delta h_{\text{упр}}$).

Сохраняя зависимость $A \leq \Delta h_{\text{упр}}$, можно задавать любые желаемые давления виброштампа на смесь.

Графически процесс формообразования изделия может быть представлен диаграммой нагрузка — деформация — время (рис. 3). Отрезки A_0B_0, A_1B_1, A_2B_2 на рис. 3 соответ-

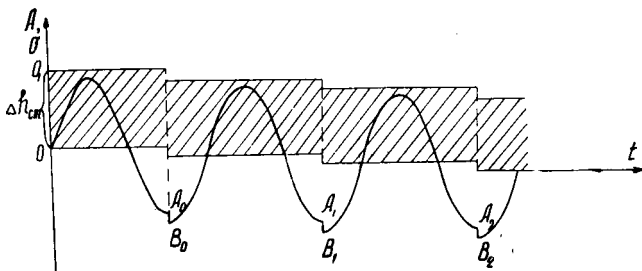


Рис. 3. Графическое изображение формообразования.

ствуют остаточным пластическим деформациям смеси под виброштампом при каждом его колебании в тот момент, когда нагрузка достигает предела текучести смеси. После каждого колебания виброштампа при снятии динамической нагрузки упругая деформация смеси частично восстанавливается (упругая деформация от $(Q_v + Q_n)$ остается), а пластическая не восстанавливается и равна отрезкам A_0B_0, A_1B_1, A_2B_2 и т. д. По условию обеспечения безотрывности колебаний упругая деформация смеси от $(Q_v + Q_n)$ задается такой величины, чтобы задаваемая амплитуда колебаний виброштампа не превышала ее. Или иначе, когда возмущающая сила направлена вверх, упругая деформация (от $Q_v + Q_n$) не должна полностью восстанавливаться, т. е. статическое давление не должно уничтожаться полностью вертикально вверх направленной возмущающей силой. Пластические деформации в целом не изменяют упруго-вязкого поведения смеси.

Определим давление установки на смесь для конца процесса формования. Задаемся весом Q_B и пригрузом Q_{II} . Определяем упругую деформацию сжатия смеси от $(Q_B + Q_{II})$

$$\Delta h_{упр} = \frac{(Q_B + Q_{II}) \cdot h}{E \cdot F_{III}}$$

Принимая $A \leq \Delta h_{упр}$, определяем из этого равенства возмущающую силу вибраторов $P_{возм}$.

$$\Delta h_{упр} \leq \frac{P_{возм}}{m \left(\frac{E \cdot F_{III}}{m \cdot h} - \omega^2 \right)} ;$$

$$P_{возм} \leq \Delta h_{упр} \cdot m \left(\frac{E \cdot F_{III}}{m \cdot h} - \omega^2 \right).$$

При рассмотрении знака $P_{возм}$ видно, что если $\omega < p$, то $P_{возм}$ положительна, а если $\omega > p$, то она становится отрицательной. Стало быть, когда частота $P_{возм}$ меньше частоты свободных колебаний, вынужденные колебания и $P_{возм}$ находятся все время в одной фазе. Когда $\omega > p$, сдвиг фаз между вынужденными колебаниями и $P_{возм}$ становится равным 180° .

Сила инерции виброштампа $P_{ин}$ равна произведению его массы на ускорение колебаний и направлена всегда противоположно ускорению.

$$P_{ин} = (m \cdot \omega_{макс}) = m \cdot \left[\frac{q \cdot \omega^2}{(p^2 - \omega^2)} \right] = m \cdot \left[\frac{\frac{P_{возм}}{m} \cdot \omega^2}{\left(\frac{E \cdot F_{III}}{m \cdot h} - \omega^2 \right)} \right].$$

Силовое воздействие установки на смесь складывается алгебраически из Q_B , Q_{II} , $P_{возм}$ и $P_{ин}$. Из графика (рис. 4) видно, что когда $\omega < p$, то $P_{давл} = Q_B + Q_{II} + P_{возм} + P_{ин}$. Когда $\omega > p$ (рис. 5), то $P_{давл} = Q_B + Q_{II} - P_{возм} + P_{ин}$. Для того чтобы частота свободных колебаний системы $p = \sqrt{\frac{E \cdot F_{III}}{m \cdot h}}$ в процессе формования была больше частоты ω возмущающей силы — что особенно важно в конце процесса формообразования, — необходимо варьировать величинами E , m , h , ω , F_{III} . Здесь важно отметить, что упругость фундамента, на котором находится форма со смесью, влияет на упругость всей системы бетонная смесь — виброштамп. Если он нежесткий, то меньше будет и упругость системы бетонная смесь — виброштамп. Поэтому фундамент должен быть абсолютно жестким.

Пример расчета установки для изготовления ребрами вверх дорожных плит размером $3 \times 1 \times 0,14$ м из бетонной смеси с расходом цемента М500 315 кг/м^3 с В/Ц=0,44, жесткостью 80—120 сек, с максимальной крупностью щебня 20 мм.

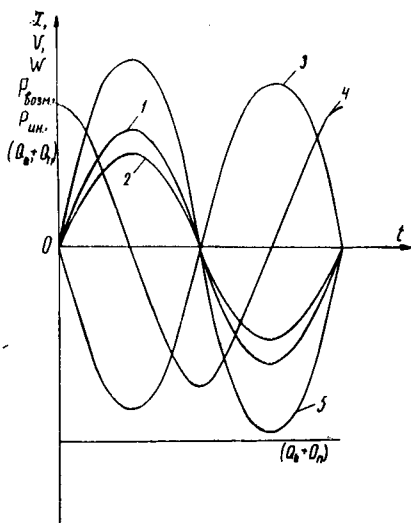


Рис. 4. Графики амплитуды, скорости, ускорения, возмущающей силы, силы инерции и сил $(Q_B + Q_{II})$ при $\omega < p$:

$$1) P_{\text{возм}} \cdot \sin \omega t; 2) x = \frac{q}{(p^2 - \omega^2)} \sin \omega t; 3) W = -t \frac{q \omega^2}{(p^2 - \omega^2)} \sin \omega t;$$

$$4) v = \frac{q \omega}{(p^2 - \omega^2)} \cos \omega t; 5) P_{\text{ин}} = m \cdot \frac{q \omega^2}{(p^2 - \omega^2)} \sin \omega t.$$

В конце процесса формообразования для смеси модуль упругости $E = 150 \text{ кг/см}^2$, коэффициент вязкости Трoutона $\lambda_s = 11 \text{ г} \cdot \text{сек/см}^2$.

1. Вес Q_B и пригруз Q_{II} выбираем с таким расчетом, чтобы получить упругую деформацию смеси 0,2 мм (к концу процесса формования):

$$\Delta h_{\text{упр}} = \frac{(Q_B + Q_{II}) h}{E \cdot F_{III}}; \quad Q_B + Q_{II} =$$

$$= \frac{0,02 \times 150 \times 30000}{5} = 18000 \text{ кг}; \quad Q_B = 3400 \text{ кг}; \quad Q_{II} = 14600 \text{ кг}.$$

2. Определяем возмущающую силу вибраторов:

$$P_{\text{возм}} = 0,020 \left(\frac{150 \times 30000}{3,46 \cdot 5} - 314^2 \right) \times 3,46 = 11100 \text{ кг}.$$

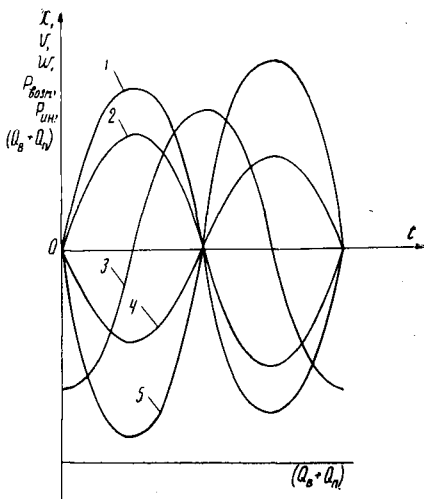


Рис. 5. Графики амплитуды, скорости, ускорения, возмущающей силы, силы инерции и сил $(Q_B + Q_{II})$ при $\omega > p$:

$$1) W = \frac{q \omega^2}{(p^2 - \omega^2)} \cdot \sin \omega t; \quad 2) P_{\text{возм}} \cdot \sin \omega t; \quad 3) v = -\frac{q \omega}{(p^2 - \omega^2)} \cos \omega t;$$

$$4) x = \frac{q}{-(p^2 - \omega^2)} \sin \omega t; \quad 5) P_{\text{ин}} = m \frac{q \omega^2}{(p^2 - \omega^2)} \sin \omega t.$$

3. Определяем силу инерции виброштампа:

$$P_{\text{ин}} = \frac{11\,100 \times 314^2}{\left(\frac{150 \times 30\,000}{3,46 \times 5} - 314^2\right)} = 6800 \text{ кг.}$$

4. Определяем удельное давление установки на смесь:

$$P_{\text{уд}} = \frac{18\,000 + 11\,100 + 6800}{30\,000} = \frac{35\,900}{30\,000} = 1200 \text{ г/см}^2.$$

5. Суммарная жесткость пружин пригруза $c = 2400 \text{ кг/см}$ (из опыта).

6. Фундамент, на который устанавливается форма со смесью для формования, выполняется из армированного бетона с гладкой и плоской верхней поверхностью. Фундамент должен быть жестким, тяжелым, с тем чтобы колебания его не превышали $0,007 \text{ мм}$ при частоте 50 гц .

Обеспечить равномерное поле амплитуд по всей площади можно лишь при жестком виброштампе. Вибраторы соединяются со штампом без каких-либо промежуточных деталей. Вращение вибраторов синхронизируется редуктором-синхронизатором, что обеспечивает виброштампу направленные ко-

лебания (по вертикали). Подрессоренный пригруз может быть любым. Электродвигатели привода устанавливаются на виброштампе на упругих прокладках, соединяются с редуктором-синхронизатором через полужесткие муфты.

Смесь готовится в бетономешалке принудительного действия в течение 5—8 мин (для однородности). Соответствие дозируемых компонентов проектным контролируется по весу. В зависимости от влажности и водопоглощения материалов расход воды корректируется. Количество смеси на одну штамповку дозируется по весу. Раскладывается смесь в форме ровным слоем. Отрывать виброштамп от отформованного изделия нужно, подняв одну из сторон с некоторым опережением. Пропариваются изделия по режиму $2 + 4 + 2$ час при температуре 80°C .

ЦНИИМЭ в содружестве с МАДИ изготовил на Каменно-мостском опытном заводе Краснодарского края виброштампующую установку и провел опыты по формированию плит в формах с рельефным днищем. Дозировка смеси и предварительное ее уплотнение в форме осуществлялись на виброплощадке в течение 1 мин, а окончательное формообразование и уплотнение смеси в форме — на виброштампующей установке. Формование продолжалось 0,5—2 мин. Обследования после немедленной распалубки изделий показали, что плиты отформовались качественно. Признаков расслоения, непроработки смеси в трудных местах изделия (ребра, углы, выемки под брусом) и других дефектов в бетоне не оказалось. Арматура в изделии — в проектом положении, хорошо контактирует с бетоном, пустот около арматуры не обнаружено. Образовавшиеся в процессе формирования на поверхности плиты раковины можно устранить следующим образом. В конце процесса виброштамп выключают и поднимают, а после того как смесь заполнит раковины, опускают снова на формуемое изделие и на 10—15 сек включают его вибрацию. Прочность образцов, выпиленных из пропаренных плит, достигала $R_{28} = 388 \text{ кг/см}^2$, т. е. выше проектной.

Техническая характеристика установки: $Q_{\text{в}} = 3200 \text{ кг}$, $Q_{\text{п}} = 10\,000 \text{ кг}$, $c = 2400 \text{ кг/см}$, кинетический момент вибраторов $K = 90 \text{ кг/см}$, $P_{\text{возм}} = 7680 \text{ кг}$, частота колебаний виброштампа $\omega = 3000 \text{ кол/мин}$, мощность двигателей виброштампа $W = 14 \text{ квт}$. С этими параметрами проведено 30 штампований.

Научный редактор канд. техн. наук А. С. ИВАНКОВИЧ.

УДК 634.0.383:625.731.1

С. Д. КОДЕБА, инженер

ТЕРМИЧЕСКОЕ УКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ПОКРЫТИЙ АВТОДОРОГ

Для ритмичной работы лесозаготовительных предприятий необходимы хорошие лесовозные автодороги круглогодочного действия. На таких дорогах чаще всего можно встретить гравийные и отчасти колейные железобетонные покрытия. Однако во многих лесозаготовительных районах нет каменных материалов, и поэтому их приходится завозить из других районов, что намного удорожает строительство.

В зависимости от категории дороги и стоимости каменного материала стоимость дорожной одежды составляет обычно 50—60% общих расходов на строительство автомобильной дороги в целом [2].

Широкое использование местных материалов и особенно грунтов, укрепленных различными способами, — один из путей удешевления строительства дорог. Однако нужно иметь в виду, что одни грунты хорошо укрепляются минеральными вяжущими (цементом, известью и др.), а другие, наоборот, выгодно укреплять органическими вяжущими и их производными (типа эмульсий). Что же касается так называемых тяжелых грунтов (глинистых), то их лучше и выгоднее укреплять термическим способом [1; 3; 4; 5; 6 и др.].

Первые научные исследования обжига грунтов для дорожного строительства в нашей стране были проведены в 1926 г. под руководством проф. П. А. Земятченского в лаборатории исследовательского дорожного бюро в Ленинграде, а в 1927 г. — под руководством проф. М. М. Филатова на Московской дорожной исследовательской станции. Уже первые опы-

ты показали, что термическое укрепление грунтов вполне осуществимо и экономически целесообразно, хотя все работы по обжигу грунта велись вручную, по примитивной технологии и с крайне малым коэффициентом использования тепловой энергии.

П. А. Земятченский, М. М. Филатов, С. С. Морозов, В. М. Безрук и др. установили, что строительные свойства глинистых грунтов при термическом укреплении улучшаются благодаря тому, что при длительном воздействии высокой температуры происходят коренные изменения в составе и свойствах грунта. Вначале он теряет физически и химически связанную воду, утрачивает пластичность, набухание, липкость, а затем приобретает необратимую связность в результате спекания частиц. При этом грунт становится как бы монолитным, не размокаемым и приобретает физико-механические свойства, резко отличающиеся от тех, которые наблюдались до термического укрепления [1].

Наряду с дорожниками термический способ укрепления грунтов заинтересовал и строителей фундаментов, добившихся в этой области больших успехов. И. М. Литвинов, В. С. Подъяконов, О. А. Касперский, В. С. Посяда и др. [4—11] доказали практическую возможность и технико-экономическую целесообразность глубинного укрепления посадочных грунтов термическим способом под фундаментами существующих и вновь строящихся зданий. Более того, уже имеется опыт строительства пятиэтажных кирпичных зданий без фундаментов нулевого цикла, непосредственно на термически укрепленном грунте, т. е. здание строится как бы на керамических сваях.

Себестоимость работ по термической обработке грунта составляет от 3 до 5 руб. за 1 м³ обожженного массива. Однако она может быть значительно снижена, если уменьшится стоимость сжатого воздуха, механизации бурения скважин и будет применяться более дешевое топливо.

Как следует из рассмотренных работ [1—11], термическому укреплению поддаются практически все грунты. Однако для дорожного строительства наиболее важно термическое укрепление глинистых грунтов. На лесных дорогах они встречаются довольно часто и очень плохо поддаются укреплению другими способами.

Ф. П. Захаров и др. [4] подвергали термическому укреплению саранские суглинки, о гранулометрическом составе которых дает представление следующая таблица:

Грунт	Частицы, %				Примечание
	1 мм ∧	песчаные	пыле- вые	глинис- тые	

Суглинок г. Саранска с глубины
2,2—2,5 м

3 57 25 15

Объемный вес их — $1,92 \text{ г/см}^3$; влажность — 17%, число пластичности — 16. После термического укрепления при температуре 600—800°C в течение 10—12 час предел прочности на сжатие этого грунта составил от 9,2 до 36 кгс/см^2 .

В то же время при термической обработке тяжелых глин с числом пластичности более 25 и температуре обжига 1300—1500°C предел прочности на сжатие составляет 500 кгс/см^2 [8]. Столь большая прочность объясняется плавлением частиц, которые при остывании образуют монолитную массу.

Таким образом, принципиальная возможность получения из местных глинистых грунтов путем термической обработки высокопрочного дорожно-строительного материала, пригодного для устройства дорожных одежд, практически давно доказана. Однако до настоящего времени нет простой и надежной машины, которая бы осуществляла обжиг грунта при заданном температурном режиме непосредственно на дороге. Это сдерживает внедрение в производственную практику такого многообещающего метода, как термическое укрепление грунтов для покрытий.

Неоднократные попытки, предпринимавшиеся в 1935—1960 гг., решить эту задачу механизированным обжигом с использованием электрического тока или сжиганием жидкого топлива или газа не увенчались успехом из-за больших потерь тепловой энергии. Кроме того, применявшаяся тогда технология не позволяла термически обработать грунт на требуемую глубину. К тому же не имелось измерительной аппаратуры для автоматического регулирования и поддержания заданного режима термического воздействия на грунт, без чего нельзя получить высокопрочный и вместе с тем дешевый дорожно-строительный материал.

В настоящее время бурное развитие всех отраслей промышленности в нашей стране, создание термостойких сплавов и других термоустойчивых материалов, высококалорийного топлива и автоматических устройств, регулирующих его подачу и сжигание при заданном температурном режиме, создали предпосылки для практического осуществления механизированного обжига грунта непосредственно на дороге.

Глины — продукт разрушения горных пород. Они состоят из глинистого вещества и примесей. Глинистое вещество — это в основном гидроалюмосиликаты $mAl_2O_3 \cdot nSiO_2 \cdot pH_2O$. С изменением количества основных компонентов глинистого вещества (т. е. m, n, p) изменяются и его свойства.

Основными группами глинистых минералов являются каолиниты, монтмориллониты и гидрослюды. Важнейшие примеси в глинах — карбонаты, сульфаты, железистые соединения, кварцевый песок и органические примеси, например частицы разложившейся древесины.

Кристаллические решетки большинства глинистых минералов слоисты. Их параллельные слои содержат кремний, алюминий, кислород, а порой и магний, железо, кальций, натрий, калий. Два основных типа кристаллических решеток различаются числом слоев глинозема (Al_2O_3) и кремнезема (SiO_2). При помощи электронного микроскопа удалось установить форму кристаллов глинистых минералов. У каолинита — это мельчайшие шестиугольные пластинки, листочки, слюдоподобные чешуйки. Частицы минерала галлуазита удлинены. Они представляют собой брусковидные трубочки неодинаковых размеров. Кристаллы монтмориллонита расплывчатой формы. Это мельчайшие сцепления тонких чешуек, листочков либо волокон.

В основе строения атомных решеток большинства глинистых минералов лежат два структурных элемента. Один из них состоит из двух слоев плотноупакованных атомов кислорода или гидроксильных групп, между которыми в октаэдрической координации расположены атомы алюминия, железа или магния, так что они равноудалены от шести атомов кислорода или гидроксидов (рис. 1). Толщина этого

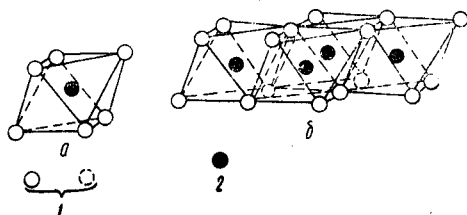


Рис. 1. Схематическое изображение отдельного октаэдра (а) и октаэдрической сетки структуры (б):

1 — гидроксилы; 2 — алюминий, магний и т. д.

структурного элемента в структурах глинистых минералов равна $5,06\text{Å}$.

Второй элемент структуры построен из кремнекислородных тетраэдров (рис. 2). В каждом тетраэдре атом кремния

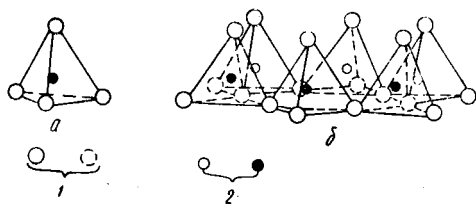


Рис. 2. Схематическое изображение отдельного кремнекислородного тетраэдра (а) и сетки кремнекислородных тетраэдров, расположенных по гексагональному мотиву (б):

1 — атомы кислорода; 2 — атомы кремния.

равноудален от четырех атомов кислорода или гидроксильных групп в зависимости от требований баланса структуры, образованной тетраэдрами с атомами кремния в их центрах. Толщина этого структурного элемента в структурах глинистых минералов равна $4,93\text{\AA}$. Некоторые глинистые минералы являются волокнистыми и построены из структурных элементов, отличных от описанных выше. По своим структурным особенностям они подобны амфиболам, и их основные структурные элементы состоят из кремниевых тетраэдров, расположенных в форме двойной цепи состава Si_4O_{11} , как показано на рис. 3. Структура этого элемента по-

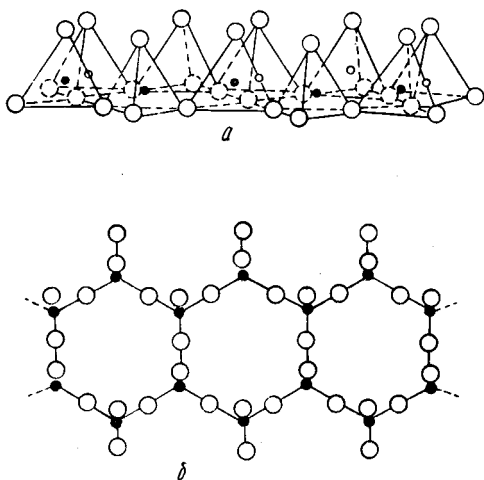


Рис. 3. Схематическое изображение двойных цепей кремнекислородных тетраэдров, характерных для амфиболового структурного типа глинистых минералов:

а — в перспективе; б — в проекции на плоскость основания тетраэдров.

добна структуре слоя из кремнекислородных тетраэдров в слоистых минералах, с тем лишь отличием, что она имеет бесконечную протяженность только в одном направлении. В другом направлении она расположена лишь примерно на $11,5^\circ$. Цепи связаны вместе атомами алюминия или магния, расположенными так, что каждый из них окружен шестью «активными» атомами кислорода. Активными являются те атомы кислорода, которые имеют лишь одну связь с кремнием и, следовательно, находятся на краях цепей и в вершинах тетраэдров.

Сущность изменений, происходящих в глинистых грунтах при их термической обработке, станет яснее, если их подразделить на две стадии: на процессы, которые протекают при сравнительно невысоких температурах ($400\text{—}500^\circ\text{C}$), и на процессы, происходящие с грунтами при воздействии на них высоких температур ($1000\text{—}1200^\circ\text{C}$).

На первой стадии грунт теряет физически и даже до некоторой степени химически связанную воду; наблюдается замедление в повышении температуры, ибо в этот момент интенсивно поглощается тепло (идет эндотермическая реакция). А при более высоких температурах ($800\text{—}1000^\circ\text{C}$), наоборот, происходит сильная теплоотдача, что можно объяснить экзотермической реакцией. На первой стадии идет потеря водных адсорбционных пленок, состоящих из ориентированных молекул воды в пространстве электрического поля глинистых частиц. В процессе удаления воды происходит стягивание частиц друг к другу и полностью теряется адсорбционная способность. Меняется отношение глинистой системы к воде, теряется способность к обмену и поглощению катионов, а также к смачиванию и гидратации, что с электрохимической точки зрения является результатом взаимного отталкивания одинаковых электрических полей соприкасающихся фаз.

Вторая стадия термической обработки грунтов происходит при более высоких температурах ($800\text{—}1200^\circ\text{C}$), которые вызывают ряд изменений не только на поверхности микро-

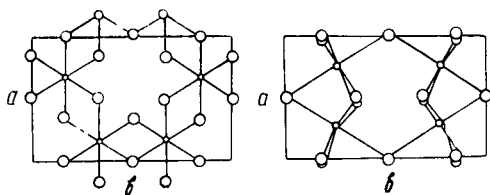


Рис. 4. Возможная перегруппировка в глинистых минералах при потере гидроксильной воды.

частиц, но и в их структуре. Примером тому может служить взаимная перегруппировка (рис. 4) в глинистых минералах гептафилитового типа при потере гидроксильной воды.

Как известно, рекристаллизация, спекание и способность твердых кристаллических веществ к химическому взаимодействию обуславливается подвижностью элементарных частиц кристаллической решетки (атом, или ион, или молекула). В том случае, если энергия достаточна для отрыва элементарной частицы с определенного уровня решетки, возможны обмен местами и возрастание скорости самодиффузии. С ростом самодиффузии обмен местами становится возможным не только между элементами одного кристалла, но и между элементами двух соприкасающихся кристаллов.

Одним из факторов, повышающих подвижность элементарной частицы кристаллического вещества, является температура (800—1000°C). С другой стороны, сближение частиц, вызываемое давлением, уменьшает количество энергии, которое необходимо сообщить элементарной частице для ускорения самодиффузии. Ускорение рекристаллизации, происходящей под давлением, связано с тем, что последнее сближает решетки взаимодействующих частиц, увеличивая тем самым общую поверхность контактов между рекристаллизующимися зернами и число контактов между ними.

Наряду с этим давление вызывает некоторую деформацию кристаллической решетки частиц, что также способствует рекристаллизации. Кроме того, давление, действующее на границах кристалл—кристалл, способствует передвижению атомов при рекристаллизации с границ кристалл—кристалл на границы кристалл—пора и тем самым увеличивает уплотнение при рекристаллизации. Это обстоятельство особенно важно, так как именно оно в наибольшей степени способствует уплотнению и упрочнению обрабатываемого материала.

Как видим, при укреплении глинистых грунтов обжигом в них под влиянием высоких температур происходят сложные физико-химические превращения; протекают реакции дегидратации; легкоплавкие компоненты расплавляются и образуют сложные соединения; в твердых нерасплавившихся частицах происходит перестройка кристаллических решеток. В результате всех этих процессов обожженные глинистые грунты приобретают высокую прочность, водо- и морозостойкость, а также другие положительные свойства, которыми должны обладать каменные материалы, применяемые в дорожном строительстве.

ВЫВОДЫ

1. Наибольший эффект при укреплении грунтов термическим способом достигается на тяжелых (глинистых) грунтах, хотя практически обжигу поддаются и другие грунты.

2. Наиболее высокая прочность и морозостойкость при термическом способе укрепления достигается тогда, когда обжиг сопровождается уплотнением грунта в горячем состоянии.

3. Термический способ укрепления грунтов можно применять независимо от погодных условий, что значительно удлиняет сезон строительных работ.

4. Об экономической целесообразности термического способа укрепления грунтов свидетельствует то, что обжиг 1 м³ грунта обходится 3—5 руб.

ЛИТЕРАТУРА

1. Безрук В. М. Укрепление грунтов. М., «Транспорт», 1965.
2. Безрук В. М. Как построить дорогу из цементогрунта. М., «Автотранспорт», 1963.
3. Земятченский П. А. Методы и указания по исследованию грунтов для дорожного дела. М., ЦУМГ, 1928.
4. Захаров Ф. П. и др. Изменение физико-механических свойств глинистого грунта, упроченного обжигом. Ученые записки Мордовского у-та № 56, 1965.
5. Литвинов И. М. Теоретические основы термического метода закрепления грунтов. Вестник Академии строительства и архитектуры УССР, 1960, № 3.
6. Литвинов И. М. Основные требования к проектированию и производству работ по термическому укреплению грунтов. Киев, Госстройиздат, 1959.
7. Майданов И. А. Результаты экспериментальных исследований по упрочнению лессовидных грунтов термическим способом. Известия высших учебных заведений (стр-во и архитектура), 1965, № 12.
8. Подъяконов В. С. и др. Термохимическая обработка грунтов, используемых в качестве фундаментов (оснований) зданий. Ученые записки Мордовского у-та № 56, 1965.
9. Филатов М. М. Улучшение глинистых грунтовых дорог обжигом. М., 1928.
10. Тюрин И. М. Изменение физико-механических свойств пылеватых суглинков при обжиге. Материалы совещания по закреплению и уплотнению грунтов. Киев, 1962.
11. Инструкция по термическому укреплению просадочных макропористых (лессовидных) грунтов (И-202-55). М., 1956.

Научный редактор Р. И. ВОЛОСОВА.

УДК 634.0.383.3:625.711.83

*В. Д. СОКОЛОВ, С. А. МУРТУЗАЛИЕВ,
М. А. ШАПОШНИКОВ, М. П. АРХИПОВ,
инженеры*

ТЕХНОЛОГИЯ УСТРОЙСТВА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЧЕРЕЗ ГЛУБОКИЕ БОЛОТА

Применение разработанной нами технологии на строительстве лесовозных и других автодорог на болотах с торфом устойчивой консистенции мощностью более 5 м увеличивает прочность торфяного основания, сокращает сроки строительства дорожных переходов через болота в 5—10 раз (время осадки земляного полотна) и расход дренирующего грунта, а следовательно, удешевляет строительные работы.

Все работы можно разбить на три этапа:

1. Подготовка дорожной полосы (рубка и расчистка просеки, восстановление трассы, разбивка земляных работ); отсыпка водоотводных канав вдоль будущей насыпи.

2. Отсыпка на поверхность болота дренирующего слоя из песка, разравнивание и уплотнение его; разбивка, нумерация и закрепление кольями местоположения дрен согласно проекту; подвозка дренирующего грунта для заполнения дрен и складирование его в валы или кучи из расчета заполнения им 4—8 дрен; бурение скважин вибропогружением обсадной трубы, заполнение ее дренирующим материалом, уплотнение последнего вибрированием, извлечение обсадной трубы.

3. Возведение насыпи до проектных отметок.

Так как первый и третий этапы ничем не отличаются от обычных условий постройки дорог, ниже будет рассмотрена технология только второго этапа,

До устройства вертикальных песчаных дрен выполняются работы первого этапа. Для отсыпки дренирующего слоя и заполнения образованных трубой скважин необходимо применять хорошо дренирующий песок, не содержащий пылеватых и илистых частиц, с коэффициентом фильтрации не менее 5 м/сутки, что соответствует гранулометрическому составу: зерен с минимальным размером 0,2—0,6 мм должно быть не более 50—60%, остальное — крупные фракции (размером не более $\frac{1}{20}$ внутреннего диаметра обсадной трубы).

Горизонтальный дренирующий слой служит для отвода в канавы поступающей из дрен воды при уплотнении торфяного основания и для обеспечения надежной работы строительных машин. Поэтому высота этого слоя должна быть не менее 0,5 м и ширина на 1—1,5 м более ширины насыпи по низу.

Работы по устройству вертикальных дрен допускаются при температуре не ниже -5°C . Однако нельзя допускать, чтобы дренирующий грунт содержал смерзшиеся комья грунта, льда и снега. Обсадную трубу нужно погружать на глубину, предусмотренную проектом. Если мощность торфяной залежи превышает длину обсадной трубы, ее делают составной, с муфтовым соединением на резьбе.

Необходимо следить за тем, чтобы не образовалось разрывов в песчаном заполнении дрены в результате недостаточной вибрации трубы при ее извлечении (образования пустот можно избежать точной дозировкой песка при заполнении каждой дрены и серией кратковременного периодического вибрирования в течение 1—2 мин в процессе загрузки трубы); недопустим также срез песчаной дрены по поверхности сдвига торфяных слоев относительно друг друга при крутых уклонах минерального дна или высоком темпе отсыпки насыпи; кроме того, нельзя допускать загрязнения устьев дрен; чтобы избежать этого, следует оставлять над ними холмики песка высотой до 20 см.

Все процессы при устройстве вертикальных дрен оформляются актом на скрытые работы. В акте указывается: номер дрен, их диаметр и глубина погружения. Расход привезенного дренирующего материала определяется проектом.

При приемке работ глубину дрены и качество заполнителя определяют выборочно.

Скорость отсыпки насыпи после устройства горизонтального песчаного слоя и вертикальных дрен контролируется при помощи осадочных реперов, а в особо ответственных и сложных условиях — датчиками порового давления. При очень быстрой отсыпке насыпи может нарушиться устойчивость основания и произойти срез дрен.

Осадка торфа замеряется осадочными реперами, установленными на поверхности болота до отсыпки насыпи на поперечниках через 50—100 м. На каждом поперечнике устанавливается пять реперов: один — по оси, два — под бровками и два — у подошв откосов насыпи.

Для наблюдения за явлениями выпора торфа из-под насыпи на тех же поперечниках с обеих сторон устанавливаются колья на расстоянии 5; 10 и 15 м от подошвы насыпи для периодической нивелировки.

Перед отсыпкой насыпи осадочные репера и колья нивелируются с привязкой к реперам, установленным вне болота. В процессе и по окончании отсыпки насыпи деформация торфа замеряется нивелировкой осадочных реперов и кольев. Смещение кольев в горизонтальном направлении определяется сопоставлением промеров лентой положения до и после отсыпки насыпи.

Для выполнения этих работ необходимо иметь следующие механизмы и оборудование: экскаватор Э-505-А (или Э-562, Э-801 в болотной модификации, при глубине болота более 10 м — Э-125; автокран К-104 грузоподъемностью 10 т на автомашине КраЗ-219); вибропогружатель ВП-4 (или ВП-1, ВП-6, ВМ-9); обсадную трубу диаметром 325 мм с наголовником и самораскрывающимся башмаком; копровую направляющую мачту с подвижной опорной стойкой; передвижную электростанцию ПЭС-65 (или ПЭС-100, ВЭС-3, ЖЭС-30-Д, ЖЭС-60); транспортер Т-80-А; загрузочное устройство (бункер); сварочный агрегат.

Если транспортера Т-80-А нет, загрузку обсадной трубы дренирующим материалом осуществляют вручную.

Кран и приспособления для погружения обсадной трубы представлены на рис. 1 и 2. К стреле экскаватора 1 шарнирно прикрепляется упорно-направляющая мачта 2 с телескопически выдвигающимся упором 8, обеспечивающая вертикальное положение обсадной трубы при ее погружении. К крюку крана подвешен вибропогружатель 3, соединенный с оголовком обсадной трубы. Стальная обсадная труба 5 в верхней части имеет загрузочное отверстие для заполнения трубы песком. Нижняя часть трубы снабжена специальным самораскрывающимся наконечником-башмаком 6.

Грузоподъемность установки

$$Q_{тр} \geq 1,5 \frac{\pi d^2}{4} l \delta + q,$$

где d и l — диаметр и длина дрены;

δ — объемный вес песка;

q — собственный вес трубы с вибропогружателем.

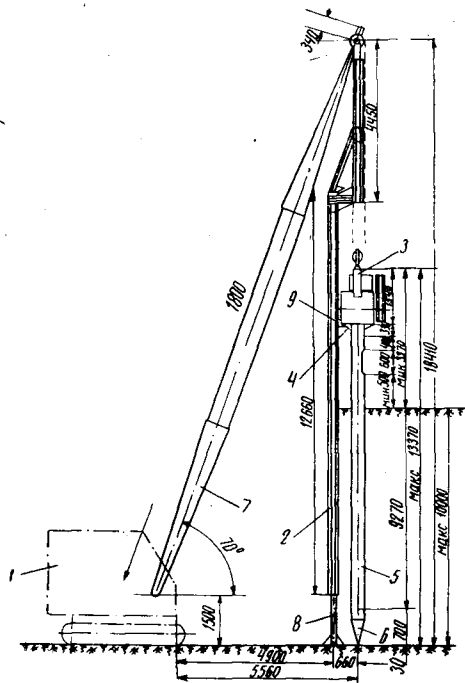


Рис. 1. Установка для устройства дрен.

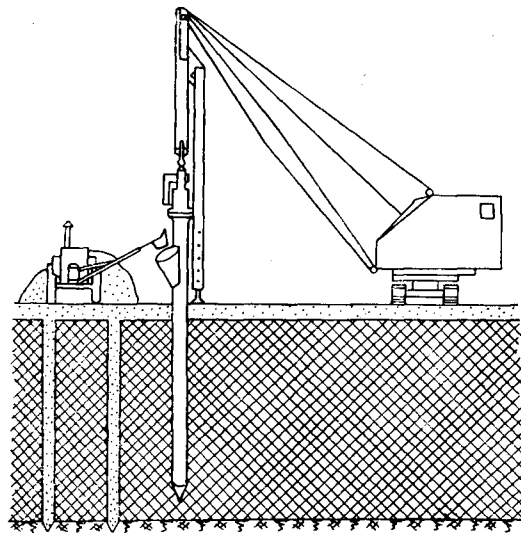


Рис. 2. Схема загрузки дрен.

В состав комплексной бригады входят: машинист экскаватора или шофер (VI разряда), помощник машиниста или шофера (V разряда); моторист передвижной электростанции, он же электросварщик (V разряда); два рабочих-строителя (IV и III разрядов).

Работы выполняются в такой технологической последовательности:

1. Установка осадочных реперов и кольев на поперечниках.

2. Отсыпка горизонтального дренирующего (рабочего) слоя до устройства дрен для работы строительных машин (рис. 3).

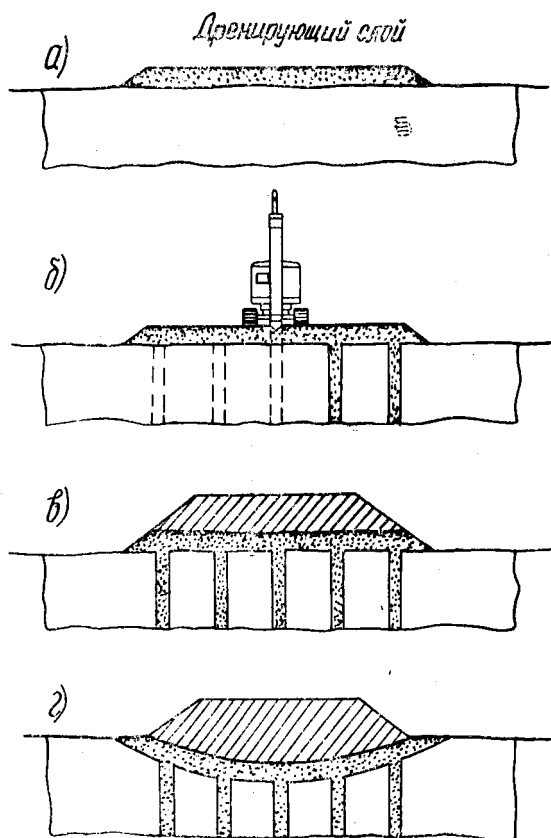


Рис. 3. Поперечные профили готового земляного полотна.

Оценка несущей способности поверхности болота может производиться по прочности торфа, определяемой крыльчат-

кой на глубину торфяной залежи. Наиболее эффективна крыльчатка конструкции Л. С. Амаряна.

Пределы несущей способности поверхности болота приведены в табл. 1.

Таблица 1

Прочность торфа, кгс/см ²	Состояние залежи
≤ 0,02—0,06	Непроходимая
≤ 0,06—0,08	Малопроходимая
0,08—0,10	Проходимая
> 0,12	Устойчивая

3. Устройство вертикальных песчаных дрен (расстояние между ними, их диаметр и взаимное расположение принимается по проекту) осуществляется в потоке. Кран устанавливают с таким расчетом, чтобы с одной позиции можно было выполнить как можно больше дрен. Установив кран на аутригеры и закрепив стрелы с необходимым выносом, крановщик поднимает направляющую мачту, скрепленную захватным устройством с обсадной трубой, и плавно, без рывков, перемещает их к месту устраиваемой дрены. При этом спорная стойка направляющей мачты центрируется с разбивочным кольшком дрены.

4. Установка кольца на закрытые створки конического наконечника производится при приподнятой обсадной трубе (правила техники безопасности требуют, чтобы постановка кольца на наконечник выполнялась при помощи специальной рукоятки).

5. После установки предохранительного кольца обсадная труба опускается на поверхность песчаной подушки, освобождается захватное устройство, соединяющее трубу с направляющей мачтой, и включается вибратор.

6. При погружении трубы крановщику необходимо следить за тем, чтобы скорость опускания крюка автокрана или экскаватора соответствовала скорости заглубления обсадной трубы. При отклонении обсадной трубы от вертикального положения ее заглубление прекращается, если устранить крен не удастся, погружение производят в новом месте.

7. После погружения обсадной трубы до проектной глубины вибратор выключают и производят загрузку трубы песком через специальное отверстие в верхней части обсадной трубы. Для облегчения загрузки применяют специальную металлическую воронку (бункер). Песок в бункер подается транспортером Т-80-А или вручную.

8. По окончании загрузки обсадной трубы песком включается вибратор (его выключают, когда нижний конец трубы еще заглублен в грунт на глубину 0,5—0,8 м) и производит-

ся подъем обсадной трубы при работающем вибраторе, благодаря чему происходит дополнительное уплотнение песка в скважине. При этом лебедка автокрана приводится в движение только после включения вибратора; трубу следует извлекать медленно и равномерно, без рывков.

9. Если дрены сделаны до отсыпки горизонтального дренирующего слоя (в случае прочных верхних слоев залежи), над ними оставляют песчаный холмик, необходимый для связи дрены с горизонтальным слоем.

10. После извлечения обсадной трубы на крюк крана или экскаватора надевают захватное устройство, а направляющую мачту с трубой и вибратором переставляют на новое место для выполнения цикла на следующей дрене.

Для устройства дрен применяют захваты длиной не менее суточной производительности установки (в пределах 25—50 м по фронту насыпи).

Научный редактор канд. техн. наук А. С. ИВАНКОВИЧ.



УДК 634.0.383.3:634.0.237

*Я. В. МИНКЕВИЧ, Е. Э. ЛУМАНЕ,
П. М. МАЙКЕ, инженеры*

ТРАНСПОРТНОЕ ОСВОЕНИЕ ЗАБОЛОЧЕННЫХ ЛЕСОВ ЛАТВИИ

Опыт строительства лесных автодорог, а также наблюдения за качеством дорог общего пользования показали, что без надежного осушения всей дорожной полосы с обязательным сбросом воды из придорожных каналов устойчивое земляное полотно дороги на заболоченных участках возвести невозможно. Но это отнюдь не означает, что при любых условиях для строительства дороги необходимо осушать весь заболоченный массив. Здесь возникают две проблемы: 1) лесосоосушение всего заболоченного массива и 2) осушение заболоченной дорожной полосы при строительстве дороги. Обе проблемы могут быть решены совместно или каждая в отдельности в зависимости от того, насколько интенсивно ведется лесное хозяйство. При интенсивном лесном хозяйстве целесообразно, разрабатывая проекты лесосоосушения и транспортного освоения лесного массива, решать эти вопросы комплексно, а в случае необходимости предусмотреть различную очередность выполнения работ.

Исходя из этих принципов, в Латвийской ССР в последние годы проектирование и строительство автодорог и лесосоосушение ведутся комплексно. Проекты строительства лесных автодорог без лесосоосушения составляются только в тех случаях, когда лесной массив в целом не требует осушения, когда он заболочен, но осушение его на ближайшее будущее не предусмотрено или когда в ранее осушенном массиве не были проведены дороги.

Все леса Латвийской ССР относятся к I и II группам. Рельеф в лесах — равнинно-холмистый, грунты — песчаные, супесчаные, суглинистые, глинистые и торфяные. На состоянии больших лесных массивов пагубно сказывается избыточное увлажнение. Площадь гидромелиоративного фонда в государственных лесах составляет 976 тыс. га, или 47% общей площади лесов. Из них на 1970 г. достаточно интенсивной, систематической сетью осушено 337 тыс. га, или 34%. На 75 тыс. га имеется осушительная сеть давнего осушения, не соответствующая современным требованиям.

Благодаря тому, что лесное хозяйство ведется сравнительно интенсивно, общие объемы главного лесопользования доведены до уровня расчетной лесосеки. Рубки ухода включены в общий план лесозаготовок и дают примерно половину объема всей заготавливаемой древесины. Поскольку в Латвии с давних пор применяется узколесосечный способ рубок со строгим соблюдением сроков примыкания, делянки рубок главного пользования размещены по всему лесному массиву и обладают весьма ограниченными запасами. Средняя площадь делянки — около 2 га, а средний запас древесины на ней не превышает 400 м³. Рубки ухода ведутся во всех молодняках, средневозрастных и приспевающих насаждениях. Но объемы вырубаемой древесины здесь, несмотря на высокую интенсивность рубок, еще более ограничены.

Широко применяется искусственное лесовозобновление, различные лесохозяйственные и лесоохранные мероприятия. Для выполнения всех этих мероприятий необходима густая сеть автодорог и проездов (усов) круглогодичного действия, но со сравнительно низкой и неравномерной интенсивностью движения транспорта.

Состояние автодорожной сети в лесах Латвии в 1969 г. отражено в табл. 1.

Таблица 1

	Общая протяженность дорог, км	Протяженность дорог на 100 га лесной пло- щади, км
Дороги общего пользо- вания	3 230	0,17
Лесные автодороги с гравийным покрытием	2 565	0,13
Лесные автодороги без гравийного покрытия	7 547	0,38
	13 342	0,68

Существующая сеть лесных дорог в сухих лесных массивах сравнительно густа, и состояние дорог здесь намного лучше, чем в заболоченных местах.

Важнейшая особенность комплексного метода проектирования состоит в том, что осушительная и дорожная сеть размещается с таким расчетом, чтобы при минимальных объемах работ полностью решить как осушительные, так и транспортные задачи.

Расположение осушительной сети выбирается в основном с учетом рельефа поверхности осушаемого участка, а при выборе трассы дорог помимо рельефа и почвенно-грунтовых условий принимаются во внимание конфигурация лесного массива, наличие дорог и лесосечного фонда, направление вывозки лесоматериалов и др.

При определении направления автодорог по возможности должны быть использованы существующие квартальные просеки, если это позволяют почвенно-грунтовые условия и рельеф местности. В этом случае можно наиболее целесообразно разместить осушительную сеть и сократить объем лесохозяйственных и лесомелиоративных работ. Желательно, чтобы дороги с покрытием проходили по квартальным просекам в направлении с запада на восток примерно через каждые 2 км. Тогда удастся обеспечить более благоприятный подход ко всем делянкам главного пользования, если они расположены в направлении с севера на юг.

При совместном проектировании дорожной и осушительной сети последняя по возможности подключается к дорогам или проездам, для того чтобы максимально использовать отвалы грунта из каналов для устройства дорог и до минимума сократить количество водопропускных сооружений.

В повседневной практике выработались такие основные принципы расположения осушительной сети: осушитель по внутриквартальной площади с учетом рельефа идет до квартальной просеки (или придорожного канала), не пересекая ее, делает поворот и вдоль квартальной просеки (или дороги) по нагорной стороне следует до перекрестка, где сопрягается с каналом высшего порядка (рис. 1).

Расстояние между осушителями зависит от типа лесорастительных условий и колеблется в пределах от 80 до 240 м (обычно 140—180 м), обеспечивая такую степень осушения, при которой текущий прирост насаждений между осушителями находился бы в пределах одного класса бонитета.

В проектах лесосошения встречаются три основных и наиболее целесообразных варианта размещения осушителей на внутриквартальной площади; *I* — все осушители проходят параллельно длинной стороне квартальных просек; *II* — осушители проходят параллельно квартальным просекам, но

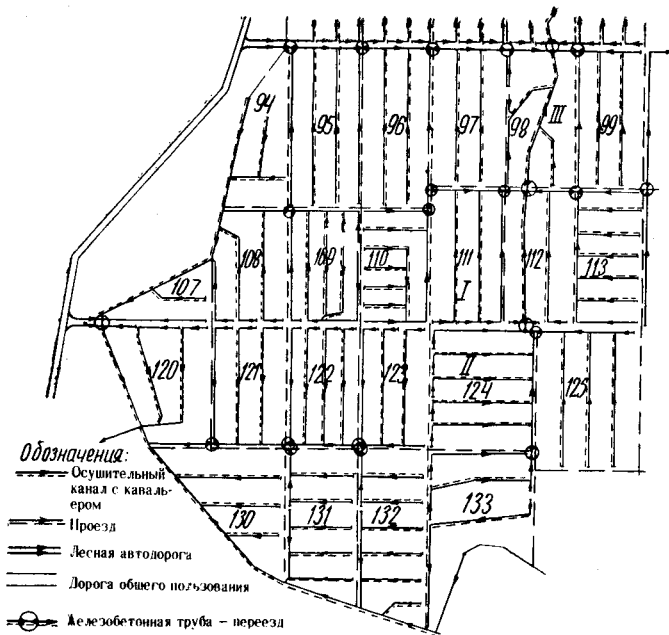


Рис. 1. План размещения осушительной и дорожной сети в Ницгалесском лесничестве Даугавпилсского леспромхоза Латвийской ССР:

I, II, III — основные варианты размещения осушительной сети по внутриквартальной площади.

вдоль короткой стороны кварталов; *III* — осушители проходят внутри квартальных проездов лишь в том случае, если это продиктовано условиями рельефа. Первые два варианта применяются на низинах с более или менее ровным рельефом, третий — в местах с резко выраженным рельефом. Во всех случаях при интенсивном осушении внутриквартальная площадь будет осушена достаточно для прохода трелевочных, почвообрабатывающих и других машин и механизмов. Трелевка древесины может производиться до дороги (проезда) вдоль ближайшего канала или квартальной просеки. По квартальным просекам, где намечается в будущем интенсивное движение, проектируется один более глубокий и широкий осушитель или даже два осушителя по обе стороны просеки, причем предусматривается дополнительное разравнивание отвала грунта бульдозером. Высота насыпи должна быть 0,5—0,9 м, ширина по верху 5—6 м, а ширина прорубаемой просеки 11—13 м.

Таким образом, в ходе работ попутно создаются проезды без дорожного покрытия, рассчитанные на движение механизированного транспорта на песчаных грунтах в течение

всего года, а на глинистых и торфяных—только зимой и в сухое время лета. При необходимости на таких проездах устраивается гравийное покрытие.

На осушаемых площадях лесные автодороги долговременного действия проектируются с придорожными каналами по обе стороны дороги. Такие каналы помимо осушения земляного полотна дороги и придорожной лесной полосы дают возможность использовать вынутый грунт для создания земляного полотна необходимой ширины и высоты (при минимальном объеме и расстоянии продольного перемещения грунта).

Расстояние между придорожными каналами принимается таким, чтобы ширина создаваемого земляного полотна составила по верху 7—8 м. Ширина прорубаемой просеки в таком случае должна быть 22—24 м (рис. 2). Размеры придорож-

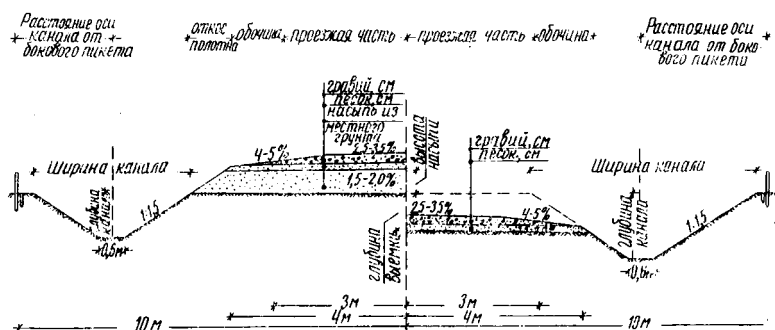


Рис. 2. Поперечный профиль дороги в насыпи и выемке на минеральных грунтах.

ных каналов определяются с таким расчетом, чтобы выемка соответствовала объему насыпи земляного полотна, а расстояние продольного перемещения бульдозером излишнего или недостающего грунта не превышало 100 м. При глубине придорожных каналов 1,2—1,3 м и ширине по дну 0,6 м, с откосами 1:1,5 выемка позволяет создать земляное полотно высотой в среднем 0,6 м и шириной 8 м. Поверхность земляного полотна при этом будет на 1,6—1,8 м превышать уровень грунтовых вод, который установится между придорожными каналами после осушения. Таким образом, чем больше удастся понизить уровень грунтовых вод, тем меньшей может быть высота насыпи над поверхностью земли. При этом соблюдаются требования технических условий по возвышению поверхности земляного полотна над уровнем грунтовых вод.

Следует отметить, что в Латвии состояние земляного полотна, возведенного по таким принципам, не ухудшается даже в осенний и весенний периоды.

При комплексном строительстве осушительной и дорожной сети наиболее пригоден в качестве ведущего механизма болотный экскаватор Э-352. Он может работать в любых погодных условиях, на различных грунтах и торфах болот I типа. На заболоченных участках экскаватор после раскорчевки просеки роет придорожные каналы и отсыпает грунт любой влажности в земляное полотно дороги или проезда. Продольное перемещение и разравнивание грунта производится бульдозером после достаточного просыхания. Возведение земляного полотна бульдозером применяется только на суходольных участках дороги и требует расширения просеки до 40 м.

На участках дорог, проходящих по глубоким торфам, земляное полотно возводится на хворостяно-жердяном настиле, который устраивается после раскорчевки просеки, но до строительства придорожных каналов (рис. 3). В основу настила вдоль дороги кладутся лаги из мелкотоварного леса диаметром до 16 см с промежутками 1 м при общей ширине настила 8 м. Лаги покрываются хворостяным настилем толщиной 20—30 см в уплотненном состоянии. Хворостяной настил покрывается слоем торфа 15—25 см и только потом возводится земляное полотно из минерального грунта. Покрытие хворостяного настила торфом, с одной стороны, как бы консервирует настил, а с другой—предотвращает «просачивание» минерального грунта, особенно песка, через настил. На мелких торфяных болотах, где дно придорожных каналов врезается в минеральный грунт, продольные лаги под хворостяным настилем не нужны.

Следует отметить, что в Латвии 6% общей протяженности запроектированных лесных дорог проходит по участкам с глубокими торфами (рис. 4), 65% — по заболоченным песчаным и супесчаным и 29% — по суглинистым грунтам.

Выбор конструкции дорожной одежды зависит от технико-экономических условий и наличия местных материалов. Покрытием лесных автодорог служит обычно гравий, в отдельных случаях щебень. На глинистых грунтах гравий укладывают на песчаную подушку. Прочность покрытия проектируется соответственно V категории автомобильных дорог общего пользования с минимальным модулем деформации 300 кг/см². Ширина покрытия — 5—6 м, поперечный профиль серповидный.

Для обобщения опыта комплексного проектирования лесосушения и строительства дорог был сделан анализ проектов, составленных отделом лесной мелиорации «Латгипроводхоз» для леспромхозов Латвийской ССР, в которых комплексно решаются вопросы о лесосушении и строительстве автодорог. Как показал анализ, протяженность осушительной сети на 1 га осушаемой площади в среднем составляет

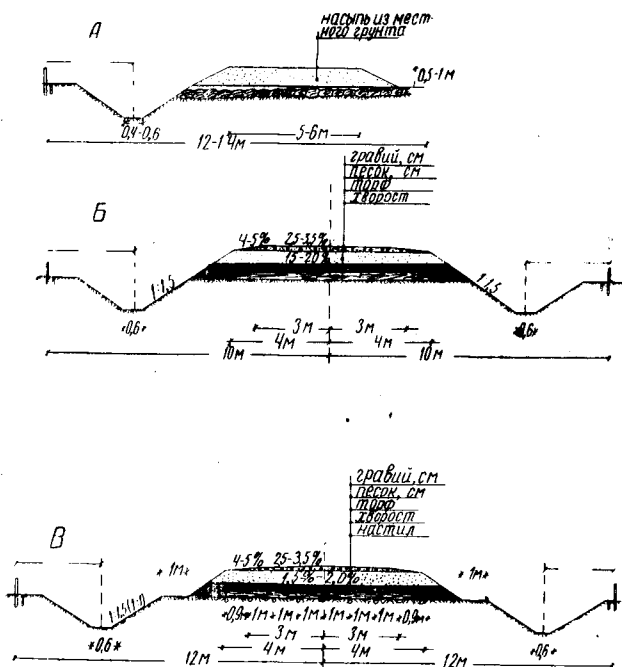


Рис. 3. Поперечные профили:

А — проезда; Б — автодороги на мелких торфяных болотах (земляное полотно на хворостяном настиле); В — автодороги на глубоких торфах на хворостяно-жердяном настиле.

92 м, в том числе проездов по квартальным просекам 18 м, или около 20%. На 1 га территории исследуемой площади протяженность дорог, находящихся в хорошем состоянии, составляет 3 м, кроме того, запроектировано еще 5,3 м. Если в будущем возникнет необходимость и возможность создать гравийное покрытие на проездах, то общая протяженность транспортной сети может достигнуть 2,63 км на 100 га.

При комплексном решении вопросов осушения и строительства дорог общая стоимость работ закономерно увеличивается за счет дорожно-строительных мероприятий (табл. 2).

Однако при сравнении средней стоимости строительства дорог выяснилось, что при комплексном решении вопросов оно удешевляется на 16,1%, в том числе возведение земляного полотна на 22,5% (табл. 3).



Рис. 4. Автодорога на болоте с глубоким торфом на хворостяном настиле после четырехлетней эксплуатации (Сецесское лесничество Екабпилского леспромхоза Латвийской ССР).

Таблица 2

Показатели	Стоимость строительства, руб. (в ценах 1969 г.)		Повышение затрат за счет дорожного строительства, %
	лесоосушение	лесоосушение и дорожное строительство (без покрытия)	
1 га осушаемой площади	169	209	+ 24
1 км канала	1856	2138	+ 20
1 м ³ грунта	0,57	0,66	+ 16

Таблица 3

Показатели	Стоимость, руб. (в ценах 1969 г.)		Разница стоимости по дорожным проектам	
	по дорожным проектам	по комплексным проектам	руб.	%
1 км дороги	11 889	9 969	-1 920	-16,1
В том числе:				
Земляное полотно	6 444	4 992	-1 452	-22,5
Дорожное покрытие	5 445	4 977	- 468	- 8,6

ВЫВОДЫ

1. Благодаря придорожным каналам достигается надежное осушение земляного полотна дорог, так как они включаются в общую осушительную сеть. Кроме того, грунт, вынутый из придорожных каналов, используется на возведение насыпи земляного полотна дороги.

2. Мелиоративно-строительные работы сопровождаются созданием проездов с шириной земляного полотна 5—6 м, пополняющих общую транспортную сеть.

3. Улучшаются условия организации работ и использование строительных материалов.

4. Снижаются объемы и стоимость работ.

Научный редактор канд. техн. наук Ю. Н. ПОТАПОВ.

УДК 634.0.383.3:625.731.1.001.4

*А. С. ИВАНКОВИЧ, канд. техн. наук,
Р. И. ВОЛОСОВА, ст. научный сотрудник*

О ПОЛЕВЫХ ОПРЕДЕЛЕНИЯХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Для освоения лесных массивов в лесной промышленности ежегодно на каждый миллион кубометров вывезенной древесины строится 30 км магистральных дорог, 140 км веток, 830 км временных дорог (усов). Однако, несмотря на столь большой объем строительства, строители лесовозных дорог не имеют необходимого оборудования и знаний для того, чтобы в полевых условиях определять гранулометрический состав грунтов, их оптимальную влажность, плотность и прочностные характеристики.

Обобщив результаты лабораторных и полевых работ, можно дать рекомендации по применению в полевых условиях простейших приборов для определения необходимых параметров грунтов.

В табл. 1 приведены полевые способы определения вида несвязных грунтов, а в табл. 2 — определения вида глинистого грунта. Естественная влажность и плотность грунта в полевых условиях определяется прибором Ковалева (см. табл. 3).

Оптимальную влажность грунта W_0 с достаточной для практических целей точностью можно определить по формуле

$$W_0 = 2 + \alpha \cdot W_T \%,$$

где W_T — предел текучести грунта, определяемый конусом Васильева;

α — коэффициент, равный: 0,54 — для грунтов почвенного покрова левобережной степи УССР; 0,50 —

Способы определения вида несвязных грунтов

Грунт	На ощупь при растирании	Через лупу либо простым глазом	В сухом состоянии
Галька (щебень)	Галька имеет окатанную форму, щебень — остроугольную	Зерна крупнее ореха составляют (по весу) более половины образца, между ними мелкое заполнение	Цементации нет
Гравий (дресва)	Гравий имеет частично окатанную форму, дресва — с острыми краями	Зерна от горошины до мелкого ореха составляют (по весу) более половины образца, между ними мелкое заполнение	То же
Песок крупный	Глинистых частиц не чувствуется	Значительное число зерен имеет размер гречневой крупы	» »
Песок средний	То же	Основная масса имеет размер проса. В лупу видны только песчаные частицы	» »
Песок мелкий	» »	Зерна слабо различаются глазом. В лупу видны только песчаные частицы	» »
Песок пылеватый	Напоминает жесткую муку или пыль	Мелкая мучнистая смесь типа крупчатки. Отдельные зерна в массе различить простым глазом трудно	» »

Таблица 2

Способы определения вида глинистого грунта

Грунт	На ощупь при растирании	Через лупу	В сухом состоянии
Глина	При растирании между пальцами песчаных частиц не чувствуется. Комочки раздавливаются с трудом	Песчинок не чувствуется	Твердая, в кусках
Суглинок	При растирании чувствуются песчаные частицы. Комочки раздавливаются легче	Ясно видны песчинки на фоне тонкого порошка	Комья и куски менее тверды, но от удара молотком рассыпаются, образуя мелочь
Супесь	Преобладают песчаные частицы. Комочки раздавливаются без труда	Видно большое количество песчаных частиц, которые преобладают над глинистыми	Комья легко рассыпаются и крошатся от надавливания рукой

Во влажном состоянии	При скатывании в сыром состоянии	При сдавливании в сыром состоянии	При резании ножом в сыром состоянии
Вязкая, пластичная, липкая, мажется	Образует длинный (тоньше 1 мм) шнур	Образует шар, который сдавливается в лепешку, не трескаясь по краям	Образует гладкую поверхность, на которой не видно песчинок
Пластичность и липкость слабее, чем у глины	Не образуется длинного шнура	Шар дает лепешку с трещинами по краям	На ощупь чувствуется присутствие песчинок
Непластичная	Шнур скатать не удается	Образует шар, который при легком надавливании рассыпается	—

Таблица 3

Способы определения влажности грунта

Степень влажности	Грунт	
	песчаный	глинистый
Сухой	Влага не видна, при сжатии в горсти быстро рассыпается	Влажность не ощущается; разламывается с большим усилием; иногда надо применить молоток, чтобы разбить кусок; при растирании пылит
Маловлажный	При сжатии в горсти чувствуется влага по ощущению холода; при встряхивании на ладони рассыпается в комки Фильтровальная бумага, на которой лежит грунт, остается сухой либо сыреет только через некоторое время	При сжатии чувствуется влага по ощущению холода; цвет темнее, чем в сухом состоянии; почти не лепится, но режется ножом
Влажный	В руке при сжатии ощущается влажность; можно придать форму, которая при разжатии сохраняется довольно долгое время Фильтровальная бумага, на которой лежит грунт, быстро сыреет, и на ней образуется пятно	В руке ощущается влажность, легко лепится, но не крошится; капли воды медленно всасываются внутрь образца
Насыщенный	На ладони при встряхивании образует лепешку	Капли воды расплываются на поверхности образца, не всасываясь внутрь
Переувлажненный	В спокойном состоянии расплзается и растекается	

для Архангельской, Вологодской, Пермской, Свердловской областей; 0,46 — для территории Красноярского края.

При подсчете оптимальной влажности по приближенным формулам необходимо знать влажность грунта на пределе текучести. Определение его связано с высушиванием грунта в термостате с последующим взвешиванием на весах. Для упрощения в полевых условиях рекомендуется предел текучести определять с помощью конуса Васильева непосредственно в кольце от прибора Ковалева. В кольце грунт доводится до состояния предела текучести, после чего влажность определяется обычным путем в приборе Ковалева.

Оптимальная плотность δ_0 также может быть определена по приближенной формуле

$$\delta_0 = \frac{2,6}{1 + 2,65 W_0} \text{ г/см}^3.$$

Модуль деформации в полевых условиях можно определить при помощи ударника СоюздорНИИ. Им определяется число ударов (n) гири, соответствующее погружению стержня ударника на глубину 10 см. Величина модуля деформации E грунтов определяется по зависимости, предложенной проф. А. К. Бируля для относительной деформации 0,01, $E = 15 \cdot n \text{ кгс/см}^2$.

Изменение модуля деформации грунта в зависимости от его влажности можно определить по формуле, предложенной проф. В. М. Сиденко, $E = \frac{E_T}{W^3} \text{ кгс/см}^2$,

где E_T — модуль деформации на границе текучести грунта, кгс/см^2 : для песка — 45; суглинка — 42; суглинка пылеватого — 36; супеси пылеватой — 30;

W — естественная влажность грунта.

Зависимость между модулем деформации и модулем упругости E_y для второй климатической зоны можно определить по формуле $E_y = 3,25 E_1$.

Ударник СоюздорНИИ можно успешно применять при определении группы грунтов и корректировании норм выработки для различных грунтов на землеройных машинах. В табл. 4 показана зависимость группы грунтов от количества ударов ударником.

Таблица 4

Группа грунта	I	II	III	IV
Число ударов ударника ДорНИИ	1—4	5—8	9—15	16—35

О трудности разработки грунтов при работе с мерзлыми грунтами дает представление табл. 5.

Таблица 5

Группа грунта	V	VI	VII	VIII
Число ударов ударника ДорНИИ	35—70	70—140	140—280	280—550

Несущую способность грунтов p можно определить по формулам для несвязных и малосвязных грунтов

$$p = 0,00877 \cdot E \text{ кгс/см}^2;$$

для связных грунтов

$$p = 0,0149 \cdot E \text{ кгс/см}^2.$$

Ориентировочное количество проходов автомобилей по грунтовым дорогам, земляному полотну в зависимости от числа ударов гири ударника приведено в табл. 6 и 7, а количество проходов гусеничных машин по болотам — в табл. 8. Необходимо отметить, что гиревой ударник ДорНИИ для определения проходимости грунтовых дорог и целины имеет гирю весом 2,5 кг и длину штампа 10 см, для определения заболоченных участков и болот — гирю весом 1 кг и длину штампа 20 см.

Таблица 6

Количество ударов гири	Ориентировочное количество проходов автомобилей до посадки на задний мост			Количество ударов гири	Ориентировочное количество проходов автомобилей до посадки на задний мост		
	ГАЗ-51 ГАЗ-63	ЗИЛ-150 ЗИЛ-585	МАЗ-200 МАЗ-509		ГАЗ-51 ГАЗ-63	ЗИЛ-150 ЗИЛ-585	МАЗ-200 МАЗ-509
3	2	1	0	11	800	400	200
4	5	2	1	12	1 500	800	400
5	15	5	2	13	2 500	1 500	800
6	30	15	5	14	3 500	2 500	1 500
7	50	30	15	15	5 000	3 500	2 500
8	100	50	30	16	7 500	5 000	3 500
9	200	100	50	17	10 000	7 500	5 000
10	400	200	100	и более			

**Проходимость сплошных болот и заболоченных участков
автомобилями**

Количество ударов гири	Ориентировочное количество проходов автомобилей до посадки на задний мост			
	ГАЗ-69	ГАЗ-63	ЗИЛ-150	ЗИЛ-157
7	проезд невозможен			
10	3	0	1	3
15	8	1	3	5
20	10	5	5	8
25	15	10	8	12
30	20	12	11	15
35	25	18	12	18

Таблица 8

**Проходимость сплошных болот и заболоченных участков
гусеничными машинами**

Число ударов гири	Ориентировочное количество проходов гусеничных машин до посадки на днище		
	легкие, весом до 20 т	средние, весом до 40 т	тяжелые, весом до 60 т
7	1	проезд невозможен	
11	8	1	0
15	17	3	1
20	18	5	2
30	25	10	5

Для выполнения перечисленных выше работ дорожником необходимо снабдить следующими приборами:

1. Двумя ударниками ДорНИИ (с гирей 2,5 кг и 1 кг).
2. Лупой 2 $\frac{1}{2}$ -кратного увеличения.
3. Прибором Ковалева.
4. Конусом Васильева.
5. Рулеткой 10-метровой.

На каждой строящейся дороге должна быть организован полевая дорожная лаборатория, оснащенная следующим приборами и оборудованием:


Для дорог с гравийным покрытием

1. Набором сит (для гравийных материалов).
2. Весами техническими с разновесом.
3. Барабаном Деваля (определение на истираемость).
4. Сушильным шкафом.

Для дорог с покрытием из укрепленных грунтов

1. Ситом грунтовым.
2. Весами техническими с разновесом.
3. Сушильным шкафом.
4. Прибором для стандартного уплотнения.
5. Прибором Вика.
6. Встряхивающим столиком.
7. Формами для приготовления образцов.
8. Прессом гидравлическим 7,5 т.
9. Динамометром ДС-3000.
10. Бюксами металлическими (не менее 50 шт.).
11. Кольцами для определения объемного веса грунта (2 шт.).
12. Буром для взятия проб грунта на влажность.
13. Рулеткой 10-метровой.
14. Мешочками для отбора проб (20 шт.).
15. Вискозиметром.
16. Термометрами до 300°C (5 шт.).
17. Стеклянными стаканами (20 шт.).
18. Цилиндрами на 100 мл, 1000 мл (20 шт.).

Научный редактор С. В. КОНОВАЛОВ.



УДК 625.731.1:634.0.383

*И. И. ЛЕОНОВИЧ, Н. П. ВЫРКО,
кандидаты техн. наук*

К ВОПРОСУ ОБ ОПРЕДЕЛЕНИИ ВЫСОТЫ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЛЕСОВОЗНЫХ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ В ЗАПАДНЫХ РАЙОНАХ СССР

В настоящее время перед работниками лесного хозяйства и лесной промышленности западных районов, где ведется интенсивное лесное хозяйство, развита лесная и деревообрабатывающая промышленность, ставятся новые задачи по строительству дорог. Чтобы строить качественные автомобильные дороги при минимальных затратах, необходимо назначать оптимальные параметры всех конструктивных элементов. Один из таких параметров — минимальная высота земляного полотна.

В работах Н. Н. Иванова, А. К. Бирули, Н. А. Пузакова, П. В. Орнатского, В. М. Сиденко и др. раскрыты процессы, протекающие в земляном полотне в результате колебаний температуры, изменения влажности грунтов, влияния различных местных факторов. Проведя целый ряд исследований, они установили важные зависимости и предложили формулы для практических расчетов.

Определение минимальной высоты земляного полотна чаще всего увязывается с глубиной промерзания грунтов и миграцией влаги, проходящей под действием капиллярных, осмотических и других сил.

Глубина промерзания грунтов и способы ее определения

Глубина и характер промерзания грунта зависят от температуры воздуха, степени увлажнения грунта, высоты снеж-

ного покрова, растительности, типа грунта и ряда других метеорологических и теплофизических факторов. Одним из первых теоретическую формулу для определения глубины промерзания грунта дал Стефан

$$Z = \sqrt{\frac{2\lambda Tn}{\rho\omega}}, \quad (1)$$

- где Z — глубина промерзания, м;
 λ — коэффициент теплопроводности грунта в мерзлом состоянии, ккал/м·час·град;
 T — средняя отрицательная температура за период промерзания, °С;
 n — длительность процесса промерзания, час;
 q — скрытая теплота льдообразования, принимаемая равной 80 ккал на 1 кг замерзающей воды;
 ω — количество замерзающей воды в 1 м³ грунта, кг.

Если величины T и n считаются известными, поскольку могут быть определены по данным метеостанций, то величины λ и ω колеблются даже в пределах года для одного и того же грунта в связи с миграцией влаги в процессе промерзания. Кроме того, формула Стефана не учитывает приток тепла из нижних талых слоев, а также теплоемкость скелета грунта.

Вопросы определения глубины промерзания грунта получили развитие в работах проф. В. С. Лукьянова [6]. Он ввел понятия «теплоемкость скелета грунта» и «приток тепла из нижних талых слоев». Однако его формула довольно сложна, к тому же входящие в нее коэффициенты весьма нестабильны.

Формулы, выведенные другими учеными, также не позволяют во всех случаях правильно определять глубину промерзания грунтов, так как факторы, влияющие на глубину их промерзания, слишком многообразны и слабо изучены. Многие исследователи (например, проф. Н. А. Пузаков [7], А. Н. Будников [1], Н. В. Стоценко [13], П. И. Колосков [3], В. Ф. Утенков [16], Г. И. Лапкин [4], Н. С. Темникова и др.) предлагают эмпирические формулы, разработанные на основе данных о глубине промерзания, полученных в результате наблюдения в естественных условиях. В этих формулах основной фактор, влияющий на глубину промерзания, — сумма среднесуточных отрицательных температур воздуха за зиму. Теплофизические свойства грунта, его влажность, тип и др. в них не учитываются. Но какова бы ни была степень точности учета разнообразных факторов, по-разному влияющих на промерзание грунта, в любом случае необходимо вести непосредственные наблюдения. При строительстве дорог приходится иметь дело с грунтами различно-

го состава и влажности, причем обычно часто меняющимися. Исследовать все физико-технические свойства — дело весьма трудоемкое. Вот почему мы отказались от теоретических формул, признав наиболее удобным и достаточно точным статистический метод определения глубины промерзания грунта. Он основан на статистических данных глубины промерзания, то и расчет будет сводиться к ее определению. все факторы, обуславливающие их промерзание.

В том случае, когда мы располагаем данными о глубине промерзания грунта, весь расчет сводится к определению коэффициентов вариации C_v и асимметрии C_s , а по ним модульного коэффициента k_s . Поскольку при строительстве автодорог решающее значение имеет максимальная глубина промерзания, то и расчет будет сводиться к ее определению.

Рассмотрим расчет глубины промерзания грунта на примере данных метеостанции Горки. Выполняется он в следующем порядке.

1. По данным многолетних наблюдений метеостанции о глубине промерзания грунта составляется таблица глубин промерзания грунта в убывающем порядке (табл. 1).

2. Вычисляется средняя величина глубины промерзания грунта

$$H_{\text{ср}} = \frac{\sum H_i}{n}, \quad (2)$$

где $\sum H_i$ — сумма промерзания за n лет, см;
 n — число лет наблюдений.

3. Определяются модульные коэффициенты для каждого года наблюдений

$$K_s = \frac{H_i}{H_{\text{ср}}}, \quad (3)$$

где H_i — глубина промерзания i -го года, см.

4. Определяется коэффициент вариации C_v

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (k_s - 1)^2}{n - 1}}; \quad (4)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{2,3566}{17}} = 0,37.$$

5. Вычисляется коэффициент асимметрии C_s .

$$C_s = \frac{\sum (k_s - 1)^3}{(n - 1) \cdot C_v^3}; \quad (5)$$

Таблица 1

Годы наблю- дений	H_i , см	$H_{cp} = \frac{\sum H_i}{n}$, см	$k_s = \frac{H_i}{H_{cp}}$	$k_s - 1$		$(k_s - 1)^2$	$(k_s - 1)^3$	% обеспеченности	
				+	-				
1954	145		1,8262	0,8262	—	0,6826	0,5640	5,3	
1960	130		1,6373	0,6373	—	0,4061	0,2588	10,5	
1956	118		1,4861	0,4861	—	0,2363	0,1149	15,8	
1963	105		1,3224	0,3224	—	0,1039	0,0335	21,0	
1962	97		1,2217	0,2217	—	0,0492	0,0109	26,3	
1949	86		1,0831	0,0831	—	0,0069	0,0006	31,6	
1947	82		1,0327	0,0327	—	0,0011	—	36,8	
1950	77		0,9698	—	0,0302	0,0009	—	42,1	
1961	76	79,4	0,9572	—	0,0428	0,0018	—0,0001	47,4	
1959	72		0,9068	—	0,0932	0,0087	—0,0008	52,6	
1955	66		0,8312	—	0,1688	0,0285	—0,0048	57,9	
1946	63		0,7934	—	0,2066	0,0427	—0,0088	63,2	
1951	62		0,7809	—	0,2191	0,0480	—0,0105	68,4	
1952	58		0,7305	—	0,2695	0,0726	—0,0196	73,7	
1957	58		0,7305	—	0,2695	0,0726	—0,0196	78,9	
1948	54		0,6801	—	0,3199	0,1023	—0,0327	84,2	
1953	40		0,5038	—	0,4962	0,2462	—0,1222	89,5	
1958	40		0,5038	—	0,4962	0,2462	—0,1222	94,7	
Сумма...	1429						2,3566	0,6414	

$$C_s = \frac{0,6414}{17 \cdot 0,37^3} = 0,74.$$

6. Вычисляется отношение коэффициентов $\frac{C_s}{C_v}$,

$$\frac{C_s}{C_v} = \frac{0,74}{0,37} = 2.$$

7. По вычисленным коэффициентам C_s , C_v и их отношению определяются (по способу С. И. Рыбкина, Э. Гумбеля или С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля) ординаты кривых обеспеченности, т. е. модульные коэффициенты.

По С. И. Рыбкину ординаты биномиальной кривой обеспеченности при $C_s = 2 C_v$ находим по таблице [5]. Максимальная глубина промерзания грунта заданной обеспеченности при известном значении модульного коэффициента определяется по формуле

$$H_{\text{пр}} = k_s \cdot H_{\text{ср}}. \quad (6)$$

Расчет можно свести в табл. 2.

Таблица 2

$$C_v = 0,37;$$

$$C_s = 2 \cdot C_v = 0,74;$$

$$H_{\text{пр}} = 79,4 \text{ см}$$

Процент обеспеченности, P	Модульный коэффициент, k_s	Глубина промерзания, $H_{\text{пр}}$
1	2,143	170
3	1,843	147
5	1,699	135
10	1,496	119
20	1,274	101
25	1,200	95
30	1,133	90
40	1,026	81
50	0,933	74
60	0,848	65
70	0,770	61
75	0,726	58
80	0,685	53
90	0,593	47
95	0,526	42
97	0,490	39
99	0,438	35

По способу Э. Гумбеля модульный коэффициент вычисляется по формуле

$$k_s = 1 + C_v \left(\frac{y - \bar{y}_{\Pi}}{\sigma_{\Pi}} \right), \quad (7)$$

где C_v — коэффициент вариации ($C_v = 0,37$);
 y — действительное отклонение; находим в зависимости от $\Phi(y) = 1 - P$ [11];
 \bar{y}_{Π} , σ_{Π} — среднее и стандартное отклонения; находим в зависимости от числа лет наблюдений [2] ($n = 18$ лет; $\bar{y}_{\Pi} = 0,5202$ и $\sigma_{\Pi} = 1,0493$).

Подставляя численное значение входящих в формулу (7) величин и найдя значение y по таблице П. В. Смирнова [11], получим значение k_s (табл. 3), а значит, и искомую глубину промерзания.

Таблица 3

$C_v = 0,37$; $C_s = 0,74$; $H_{cp} = 79,4$ см

N	$\Phi(y) = 1 - P$	y	$0,35 \cdot y$	$k_s = 0,815 + 0,35 y$	$H_{пр},$ см
1	0,99	-1,527	-0,535	0,280	22
3	0,97	-1,255	-0,439	0,376	30
5	0,95	-1,097	-0,384	0,431	34
10	0,90	-0,834	-0,292	0,523	41
20	0,80	-0,476	-0,166	0,649	51
25	0,75	-0,327	-0,114	0,701	56
30	0,70	-0,186	-0,065	0,750	60
40	0,60	0,087	0,030	0,845	67
50	0,50	0,367	0,128	0,943	75
60	0,40	0,672	0,235	1,050	84
70	0,30	1,031	0,361	1,176	93
75	0,25	1,246	0,437	1,252	100
80	0,20	1,500	0,525	1,340	106
90	0,10	2,250	0,787	1,602	127
95	0,05	2,970	1,040	1,855	147
97	0,03	3,491	1,220	2,035	161
99	0,01	4,600	1,605	2,420	192

Применяя способ С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля, необходимо знать отношение $\frac{C_s}{C_v} = 2$; $C_v = 0,37$ и $C_s = 0,74$.

Имея эти данные, по таблицам [12] определим модульный коэффициент k_s , а расчет глубины промерзания сведем в табл. 4.

Таблица 4

$$C_v = 0,37; C_s = 0,74; H_{cp} = 79,4 \text{ см}$$

Процент обеспеченности	$\frac{C_s}{C_v} = 2$			Глубина промерзания $H_{пр}$, см
	C_v			
	0,3	0,37	0,4	
1	1,83	2,06	2,16	163
3	1,64	1,81	1,88	144
5	1,54	1,68	1,74	133
10	1,40	1,49	1,53	118
20	1,24	1,29	1,31	102
25	1,18	1,21	1,23	98
30	1,13	1,16	1,17	93
40	1,05	1,05	1,05	83
50	0,97	0,96	0,95	75
60	0,90	0,87	0,85	68
70	0,82	0,78	0,76	60
75	0,78	0,73	0,71	56
80	0,75	0,69	0,66	52
90	0,64	0,56	0,53	42
95	0,56	0,48	0,45	36
97	0,52	0,43	0,39	31
99	0,44	0,35	0,31	28

Для выбора кривой обеспеченности сравним фактическую глубину промерзания с глубиной, вычисленной различными способами (табл. 5).

Таблица 5

Процент обеспеченности P	Действительное промерзание, см	Глубина промерзания (в см), вычисленная по способу		
		С. И. Рыбкина	Э. Гумбеля	С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля
5	145	135	147	133
10	131	119	127	118
20	105	101	106	102

Из табл. 5 видно, что для определения глубины промерзания грунта заданной обеспеченности наиболее приемлем способ Э. Гумбеля.

В том случае, когда данных многолетних наблюдений о глубине промерзания грунтов нет, ее можно определить по картам изолиний средних многолетних максимальных глубин

промерзания грунта и картам изолиний коэффициента вариации C_v . Для составления карт были обработаны данные наблюдений за глубиной промерзания грунтов 101 метеостанции за период 16—20 лет. При наличии карт изолиний средней многолетней максимальной глубины промерзания и коэффициента вариации C_v расчет ведется в следующем порядке.

1. По карте изолиний определяется коэффициент вариации C_v .

2. По таблицам Э. Гумбеля или С. И. Рыбкина и в зависимости от C_v и заданной обеспеченности принимается модульный коэффициент k_s .

3. Средняя многолетняя максимальная глубина промерзания определяется по карте.

4. Затем по формуле (6) определяется глубина промерзания грунта под снежным покровом заданной обеспеченности.

В связи с тем что карты изолиний глубины промерзания грунта построены с учетом снежного покрова, для определения расчетной глубины промерзания необходимо ввести поправочные коэффициенты, которые учитывали бы тип и теплопроводность грунта, растительный покров и т. д. С учетом этих коэффициентов формула для определения глубины промерзания грунта (без снежного покрова) будет иметь вид:

$$H_{\text{пр}} = k_s k_{\text{п}} k_{\text{т}} H_{\text{ср}}, \quad (8)$$

где $H_{\text{ср}}$ — средняя максимальная многолетняя глубина промерзания грунта, определяемая по карте изолиний, см;

k_s — модульный коэффициент, определяемый по таблицам в зависимости от C_v и процента обеспеченности;

$k_{\text{т}}$ — коэффициент, учитывающий тип грунта, растительный покров и т. д.;

$k_{\text{п}}$ — коэффициент, учитывающий влияние снежного покрова.

Отсюда вывод: применив карты изолиний и формулу (8), можно для любого района строительства определить расчетную глубину промерзания грунта, в которой учитывается как вероятность повторения промерзания, так и другие характеристики грунта.

Влагонакопление в земляном полотне

Изменение влажности грунта — результат непрерывного перемещения влаги в нем. Оценка водного режима грунтов может быть дана на основе анализа его водного баланса

$$q_{гр} = q_з + (q_a + q_{п} + q_к) - (q_{ис} + q_{ст} + q_{пр}), \quad (9)$$

где $q_{гр}$ — количество воды, находящейся в грунте к концу рассматриваемого периода;

$q_з$ — запас влаги в грунте к началу рассматриваемого периода;

q_a — количество атмосферных осадков, выпавших за расчетный период;

$q_{п}$ — количество влаги, поступившей в рассматриваемый поверхностный слой грунта из нижележащих слоев (в том числе в результате действия отрицательных температур);

$q_к$ — количество влаги, поглощенной из атмосферы в форме пара;

$q_{ис}$ — количество испарившейся влаги;

$q_{ст}$ — поверхностный сток за рассматриваемый период;

$q_{пр}$ — просачивание в глубинные слои.

В формуле (9) первое выражение в скобках представляет приток воды в грунт, второе — расход.

Испарение, сток и просачивание влаги в земляном полотне во многом зависят от водопроницаемости и теплопроводности дорожной одежды, формы земляного полотна, а также от климатических условий. Поэтому при анализе изменения влажности грунтов необходимо всю дорожную конструкцию рассматривать комплексно.

Удельный приток влаги в процессе замерзания грунта для 1-го типа местности (сухие места), по исследованиям проф. Н. А. Пузакова [7, 8], может быть определен по формуле

$$\Omega = \frac{200 k_2 (\omega_0 - \omega_n)}{V_{\alpha_0} (V_{\alpha_0} - V_{\alpha_1})}, \quad \% \text{ от объема}, \quad (10)$$

где k_2 — средний коэффициент молекулярной влагопроводности, $см^2/сутки$;

ω_0 — молекулярная влагоемкость грунта;

ω_n — влажность грунта, равная утроенной гигроскопической влажности: $\omega_n = 3\omega_r$;

α_0 — параметр, определяющий зависимость глубины промерзания от продолжительности зимы;

α_1 — параметр, определяющий глубину проникания в грунт изотермы -3°C , при которой практически прекращается перемещение пленочной воды в грунт.

Увеличение влажности верхних слоев грунта за счет миграции влаги из более глубоких слоев происходит в зоне между изотермами -3°C и 0°C .

Для 2-го типа местности (сырые места с избыточным увлажнением в отдельные периоды года) удельный приток влаги во время промерзания грунта может быть определен по формуле

$$\Omega = 80 (\omega_{\text{ос}} - \omega_0) \sqrt{\frac{k_k}{\alpha_0}} \quad \% \text{ от объема,} \quad (11)$$

где $\omega_{\text{ос}}$ — осенняя влажность грунта земляного полотна;

k_k — коэффициент капиллярной влагопроводности грунта, $\text{см}^2/\text{сутки}$.

Для 3-го типа местности (мокрые места с постоянным избыточным увлажнением) удельный приток влаги равен

$$\Omega = 2 k_k \frac{(\omega_k - \omega_0) H_{\text{пр}}}{(H - H)_{\alpha_0}} \quad \% \text{ от объема,} \quad (12)$$

где ω_k — капиллярная влагоемкость грунта;

H — глубина залегания грунтовых вод, см ;

$H_{\text{пр}}$ — глубина промерзания земляного полотна, см .

Зная величину удельного притока влаги, можно решить вопрос о расчетном расстоянии между уровнем грунтовых вод и нижней границей промерзания грунтов.

Коррекция тепловых и водных процессов земляного полотна

Коррекция тепловых и водных процессов земляного полотна сводится к мероприятиям, обеспечивающим уменьшение миграции влаги в зону промерзания, уменьшение пучинообразований, а также увеличение устойчивости и прочности дороги. Одно из первых и обязательных мероприятий — отвод воды и недопущение как притока ее к полотну извне, так и увлажнения снизу. Последнее можно достичь устройством водонепроницаемых изолирующих прослоек, т. е. капиллярных прерывателей. Изолирующие прослойки могут быть устроены из дренирующих материалов, через которые капиллярная вода не поднимается (песок, гравий), или из водонепроницаемых материалов (толь, укрепленный битумом, грунт и т. п.). Толщина прослоек должна быть не менее 10—20 см . Чем выше коэффициент фильтрации, тем она меньше.

Роль изолирующего слоя может играть уплотненный связный грунт, так как он при оптимальной влажности, по данным проф. В. М. Безрука, практически не пропускает капиллярной воды и почти не водонасыщается. Таким образом, устройство уплотненных слоев существенно повышает устойчивость водного режима полотна. Однако при периодическом промерзании и оттаивании может произойти разуплотнение этой прослойки. Поэтому уплотненные слои следует расположить ниже глубины промерзания земляного полотна. Предотвратить подток воды при замерзании грунта можно, увеличив высоту насыпи. Если же по каким-либо причинам увеличить высоту насыпи невозможно, влагонакопление может быть уменьшено введением теплоизолирующих прослоек, которые уменьшают глубину промерзания. Для теплоизолирующих прослоек применяются торф, шлак и др. Толщину прослойки можно определить по формуле проф. Н. В. Орнатского

$$x = \frac{h_1 \left(1 - \sqrt{\frac{\alpha}{\alpha_1}}\right) + \Delta h}{\sqrt{\frac{\alpha}{\alpha_2} - 1}}, \quad (13)$$

где Δh — требуемое поднятие границы промерзания;

h_1 — толщина дорожной одежды;

α — коэффициент температурной проводимости грунта полотна, заменяемого теплоизолирующими материалами;

α_1 — коэффициент температурной проводимости материала одежды;

α_2 — то же теплоизолирующего материала.

В тех случаях, когда влияние дорожного материала невелико ($\alpha \approx \alpha_1$), толщина теплоизолирующего слоя может быть рассчитана по формуле

$$x = \frac{\Delta h}{\sqrt{\frac{\alpha}{\alpha_2} - 1}}. \quad (14)$$

Цель описанных выше мероприятий — не допустить влагу в рабочую зону полотна, предотвратить пучинообразование. Образование пучин обусловлено: 1) наличием пучинистого грунта, 2) перенасыщением грунта водой, 3) промерзанием грунта. Достаточно устранить хотя бы один из этих факторов, и пучинообразования не произойдет.

Расчетные схемы и формулы для определения минимальной высоты насыпи

Устойчивость и прочность земляного полотна во многом зависят от правильно выбранной высоты его. Многочисленные полевые наблюдения и исследования работы земляного полотна, а также исследование миграции влаги [7, 9] в промерзающих грунтах позволяют составить расчетную схему, необходимую для обоснования возвышения бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод.

Для решения вопроса о возвышении бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод можно выделить ряд характерных случаев (рис. 1).

Так как на решение вопроса о высоте насыпи земляного полотна уровень грунтовых вод и глубина промерзания грунта влияния не оказывают (рис. 1, а), ее необходимо назначать, исходя из других условий (минимального объема земляных работ, обеспечения поверхностного стока воды, предотвращения снегозаносимости и т. д.).

Минимальное возвышение бровки полотна (рис. 1, б) складывается из глубины промерзания грунта земляного полотна $h_{г.п}$ плюс минимальное расстояние между границей промерзания и уровнем грунтовых вод h_{Δ}

$$H_n = h_{г.п} + h_{\Delta}, \quad (15)$$

где $h_{г.п}$ — глубина промерзания грунта по формуле (8), см;

h_{Δ} — минимальный запас возвышения бровки полотна над уровнем грунтовых вод, см.

В основу расчета (h_{Δ}) положено регулирование притока влаги в процессе промерзания грунта земляного полотна [7, 8]. Минимальное значение его можно определить по формуле

$$h_{\Delta} = \frac{kSh_{г.п}}{\Omega_{зад} \alpha}, \quad (16)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта, см/сутки;

s — всасывающая сила грунта, см;

α — климатический коэффициент, см²/сутки;

$\Omega_{зад}$ — удельный допустимый приток влаги.

Значение всасывающей силы S и коэффициента фильтрации k для разных грунтов приведено в табл. 6 [8].

Наименование грунта	Коэффициент фильтрации k , см/сутки	Всасывающая сила S , см
Пески мелкие	от 80 до 8	от 4 до 6
Супеси	8—0,1	6—70
Пылеватые грунты	1—0,08	15—90
Суглинки пылеватые	0,1—0,001	70—3400
Глинистые грунты	0,001 и менее	3400 и более

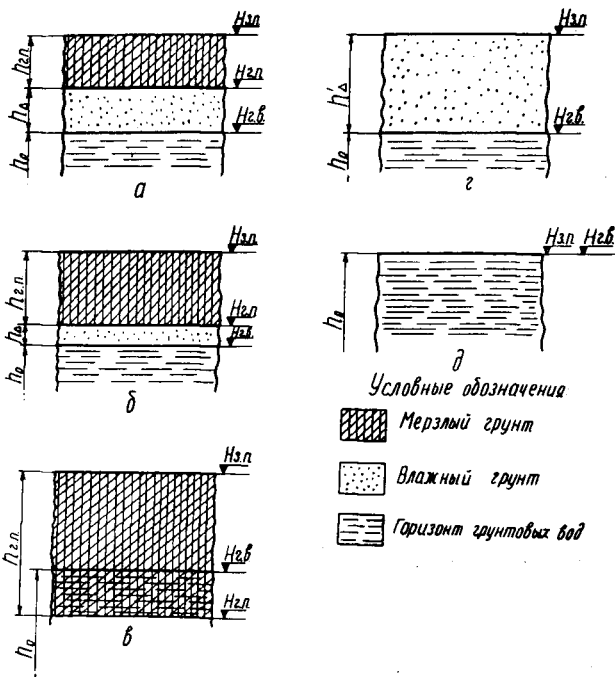


Рис. 1. Расчетные схемы для определения минимальной высоты насыпи:

a — уровень грунтовых вод расположен на большой глубине, т. е. приток влаги не влияет на глубину промерзания земляного полотна; *б* — уровень грунтовых вод расположен на такой глубине, что приток влаги существенно влияет на глубину промерзания; *в* — глубина промерзания грунта больше глубины залегания грунтовых вод; *г* — грунт не промерзает; *д* — земляное полотно расположено на болоте, а уровень грунтовых вод совпадает с поверхностью земли.

Значение климатического коэффициента α определяется по известной формуле проф. Н. А. Пузакова

$$\alpha = \frac{h_{\Gamma}^2}{2T}, \quad (17)$$

где T — продолжительность зимы для данного района, *сутки*.

Удельный допустимый приток влаги может быть определен по формулам (10), (11), (12) или по упрощенной формуле вида

$$Q_{\text{зад}} = 1 - \frac{\delta}{\lambda} - \frac{\delta\omega}{100}, \quad (18)$$

где δ, λ — объемный и удельный вес грунта, $г/см^3$;
 ω — весовая капиллярная влажность грунта до замерзания, %.

Для основных типов грунтов удельный приток влаги приведен в табл. 7.

Таблица 7

Наименование грунта	Допустимый приток влаги
Супеси мелкие	0,22—0,26
Супеси	0,12—0,20
Пылеватые грунты	0,14—0,20
Суглинки тяжелые	0,09—0,13
Глинистые грунты	0,07—0,11

Произведя подстановку и преобразования, получим окончательное выражение для определения возвышения бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод для данной расчетной схемы

$$H_{\text{н}} = h_{\text{г. п}} + \frac{2kST}{h_{\text{г. п}} Q_{\text{зад}}}. \quad (19)$$

Минимальное возвышение бровки земляного полотна для третьего случая (рис. 1, в) можно определить из выражения

$$H_{\text{н}} = 2h_{\text{г. п}} + h_{\Delta} - H_{\text{г. в}}, \quad (20)$$

где $H_{\text{г. в}}$ — глубина залегания уровня грунтовых вод, см.

Подставляя значение h_{Δ} из формулы (16) и учтя формулу (17), получим окончательное выражение для определения минимальной высоты насыпи над уровнем грунтовых вод

$$H_{\text{н}} = 2h_{\text{г. п}} - H_{\text{г. в}} + \frac{2kST}{h_{\text{г. п}} Q_{\text{зад}}}. \quad (21)$$

По четвертой расчетной схеме (рис. 1, г) минимальная высота насыпи земляного полотна над уровнем грунтовых вод определяется исходя из следующих предпосылок. При

возведении земляного полотна на местности с высоким уровнем грунтовых вод возникает градиент влажности, который изменяется с изменением уровня грунтовых вод. Наличие градиента влажности обуславливает поток снизу вверх жидкой и парообразной влаги, т. е. миграция влаги происходит в результате влагопроводности. Принимая эти предпосылки и преобразовывая некоторые данные в формуле для определения возвышения бровки полотна над уровнем грунтовых вод, предложенной проф. В. М. Сиденко и С. А. Грдневым [10] получим

$$H_n = \frac{3a'_{ж}}{k} \left\{ \sqrt{(W_p - 0,5 W_T)^2 + \frac{0,67k}{a'_{ж}} \left[0,4 W_T + kT_p + \frac{k}{a'_{ж}} \right]} - (W_p - 0,5 W_T) \right\}, \quad (22)$$

где W_p — расчетная влажность земляного полотна (0,55—0,70);

W_T — предел текучести;

T_p — длительность периода влагонакопления, час;

$a'_{ж}$ — коэффициент миграции двухфазной влаги, изменяющийся в пределах от $2,9 \cdot 10^{-5}$ до $8 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2/\text{час}$;

k — коэффициент фильтрации, м/час.

Высота насыпи на болотах (рис. 1, д) должна решаться на основе данных геологических обследований с учетом типа болота, его глубины, рельефа, минерального дна, водного режима торфяной залежи, типа дороги и наличия местных грунтов.

П. А. Дрозд для определения высоты насыпи на болотах рекомендует формулу

$$H_n = \frac{pT}{E}, \quad (23)$$

где p — удельное давление, кгс/см²;

T — осадка насыпи, см;

E — модуль упругости, кгс/см².

Таким образом, для определения минимальной высоты земляного полотна необходимо правильно выбрать расчетную схему и использовать при этом соответствующие расчетные формулы.

ВЫВОДЫ

1. Определение минимальной высоты земляного полотна связано с характером водных и тепловых процессов, происходящих в нем. Необходимо учитывать глубину промерзания грунта, его физико-механические свойства, миграцию влаги, наличие защитного и теплоизоляционных конструктивных слоев, условия сооружения земляного полотна.

2. Определять глубину промерзания грунтов заданной обеспеченности рекомендуется статистическим методом, если есть данные метеорологических наблюдений, а если их нет, то используются карты изолиний.

3. Искусственным регулированием водно-теплого процесса можно влиять на прочность земляного полотна и на его параметры.

4. Минимальная высота земляного полотна лесовозных автодорог вычисляется в соответствии с предложенными расчетными схемами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Будников А. Н. Формула для определения глубины промерзания для водопроводных труб. — Журнал «Водоснабжение и санитарная техника», 1938, № 7.

2. Гумбель Э. Статика экстремальных значений. М., «Мир», 1965.

3. Колосков П. И. Изучение роли сезонной мерзлоты в формировании почв. — Журнал «Мерзлотоведение», 1946, № 1.

4. Лапкии Г. И. Определение глубины промерзания грунтов для целей фундаментостроения. М., Госстройиздат, 1955.

5. Лебедев В. В. Гидрология и гидрометрия в задачах. Л., Гидрометеоздат, 1955.

6. Лукьянов В. С. Методика расчета глубины промерзания грунтов, М., Трансжелдориздат, 1951.

7. Пузаков Н. А. Водно-тепловой режим земляного полотна автомобильных дорог. М., Автотрансиздат, 1960.

8. Регулирование водного режима дорожных оснований, вып. VI. М., Дориздат, 1946.

9. Рюкли Р. Морозоопасность дорожных оснований. — В кн.: «Влияние промерзания на устойчивость дорожных оснований». М., Дориздат, 1948.

10. Сиденко В. М., Гриднев С. А. Возвышение бровки земляного полотна над уровнем грунтовых вод в южных районах. — Журнал «Автомобильные дороги», 1967, № 4.

11. Смирнов Н. В., Дунин-Барковский И. В. Курс теории вероятностей и математической статистики. М., «Наука», 1965.

12. Соколовский Д. Л. Речной сток. Л., Гидрометеоздат, 1950.

13. Стоценко Н. В. Сезонное промерзание грунтов Дальнего Востока. Владивосток, 1952.

14. Технические указания по проектированию автомобильных дорог лесозаготовительных предприятий. М., Гипролестранс, 1964.

15. Тулаев А. Я. Регулирование водных режимов земляного полотна на автомобильных дорогах. — В кн.: «Проектирование и возведение земляного полотна железных и автомобильных дорог». М., изд-во АН СССР, 1950.

16. Утенков В. Ф. Промерзание грунтов. — Бюллетень «Строительная техника», 1945, № 16.

Научный редактор канд. техн. наук Ю. Н. ПОТАПОВ.



УДК 625.03:629.1-445.75

В. Я. ХЛУД, инженер

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ЖЕСТКОСТИ РЕССОРНОГО ПОДВЕШИВАНИЯ РОСПУСКА ЛЕСОВОЗНОГО АВТОПОЕЗДА НА ВЕЛИЧИНУ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГРАВИЙНЫХ ДОРОГ

На лесовозных дорогах эксплуатируются автопоезда с неподрессоренными роспусками, поскольку воз хлыстов, обладая упругой гибкостью, обеспечивает повышение поглощающей способности упругих элементов системы: автомобиль + роспуск + пакет хлыстов [1]. И в самом деле, воз из хлыстов среднего диаметра при расположении комлевой части их на конике базовой машины вполне может компенсировать отсутствие рессор роспуска. Но и в этом случае неподрессоренный роспуск будет оказывать большое воздействие на дорогу при прохождении неровностей, если частота его собственных колебаний совпадет с частотой возмущения.

Наличие неровностей приводит к значительным разрушениям дорожных одежд, особенно в период весеннего переувлажнения, когда дорога не может работать в стадии упругих деформаций под воздействием тех динамических нагрузок, которые возникают в системе и не могут быть компенсированы упругими элементами (хлысты, колеса роспуска).

Исследования жесткости ваз хлыстов [2, 3] показали, что она имеет широкий диапазон и зависит от длины пакета и числа вертикальных рядов хлыстов в нем. При увеличении числа рядов с 1 до 6 жесткость увеличивается с 0,0043 до 0,0119. Эти исследования относятся к грузам, сформированным из пакета хлыстов. По лесовозным дорогам Краснодарского края перевозятся лесные грузы, размеры которых

позволяют из двух-трех хлыстов сформировать полноценный воз. К таким грузам относятся полухлысты кавказской пихты и бука длиной 16—18 м, диаметром в верхнем отрубе 150 см и нижнем 80 см. Они под собственным весом не прогибаются и каждый полухлыст можно рассматривать как балку небольшой гибкости. Гибкость этих полухлыстов не может компенсировать отсутствие рессор у роспуска.

При переезде неровностей частота колебаний жесткобалансирного роспуска с жестким грузом возрастает, а следовательно, увеличиваются и динамические силы воздействия колеса на дорогу [1]. Таким образом, динамическое воздействие автолесовоза на дорогу зависит от того, из каких элементов сформирована система и в каком сочетании она работает. Сочетание жесткобалансирный роспуск + гибкий груз менее воздействует на дорогу, чем сочетание жесткобалансирный роспуск + жесткий груз, как и система, где жесткость подрессоренной части меньше жесткости груза, т. е. при работе подрессоренного роспуска.

Наблюдения за работой дорожного покрытия показали, что разрушение дороги происходит от динамического воздействия прицепа в зависимости от жесткости его самого и перевозимого груза. В связи с этим Кавказский филиал ЦНИИМЭ в 1968—1969 гг. провел сравнительные экспериментальные исследования по определению воздействия на гравийную дорогу неподрессоренного и подрессоренного роспусков в сочетании с различной жесткостью груза. Испытания проводились в Гузерипльском леспромхозе в августе и декабре 1969 г.

В декабре выпало наибольшее количество осадков — 118,7 мм, что намного превышает среднемесячную норму, и этот месяц отнесен к периоду с максимальным увлажнением грунта земляного полотна.

Автопоезд был сформирован из тягача МАЗ-501Б и роспуска 2-Р-15Т с жесткобалансирной подвеской и рессорным роспуском ТМЗ-98-70 конструкции Кавказского филиала. Сравнительные испытания проводились на одном из участков лесовозной дороги с шириной проезжей части 5,5 м, толщиной гравийного покрытия, у оси 28,6 см с модулем деформации 275 кгс/см² при $E_{гр} = 225$ кгс/см². Дорожная одежда выполнена из оптимальной гравийной смеси, взятой из гравийных карьеров горной реки Белой, без сортировки по фракциям.

Груз: 2 хлыста кавказской пихты диаметром от 125 до 143 см, длиной 18 м и 17 дубовых хлыстов диаметром 24—32 см, длиной 16—20 м на воз. Первые отнесены к жестким хлыстам, вторые — к гибким.

Для определения нагрузок на конике тягача и роспуска хлысты взвешивались на 20-тонном электрокабель-кране.

Критерием воздействия автопоезда на дорожную одежду служил вертикальный прогиб дорожной одежды, поскольку он в наибольшей мере отвечает расчетному состоянию жестких дорожных одежд по величине допустимой деформации и характеризует напряженное состояние гравийных дорожных одежд [4].

Вертикальная деформация измерялась при подвижной нагрузке с помощью индуктивного датчика конструкции И. И. Закрагера и Н. А. Копыловой (Ленинградский филиал СоюздорНИИ). Согласно разработанной нами методике, измерения вертикальной деформации производились на ровном участке дороги и с искусственными неровностями (высотой примерно 5 и 7,5 см синусоидального профиля с отношением высоты неровности H к длине L как 1:6). Выбранная высота искусственных неровностей соответствовала высоте неровностей, встречающихся на лесовозных дорогах Краснодарского края. Неровности на дорогах замерялись с помощью трехметровой рейки и линейки.

Ровность покрытий опытного участка оценивалась по просветам под трехметровой рейкой.

При сравнительных испытаниях роспусков принимались нагрузки на ось, близкие к расчетным, и нагрузки, соответствующие фактическим.

Согласно методике эксперимента заезды производились по этапам:

1. Груз жесткий, роспуск жесткобалансирный.
2. Груз жесткий, роспуск подрессоренный.
3. Груз гибкий, роспуск жесткобалансирный.
4. Груз гибкий, роспуск подрессоренный.

На каждом этапе совершалось по 6—8 заездов на одной скорости движения автопоезда. Замерялись полные, упругие и остаточные деформации грунтового основания дорожной одежды.

Наряду с вертикальной деформацией измерялась ширина активной деформируемой зоны путем установки четырех датчиков на поперечнике дороги. Два датчика устанавливались по осям колеи автомобиля на расстоянии 192 см, остальные— на расстоянии 32—64 см по обе стороны от оси спаренных ведущих колес тягача. Это позволило определить ширину активной зоны деформации колеи спаренных колес в зависимости от различных факторов.

Электрическая схема измерительного канала показана на рис. 1. Подбор определенного числа витков и сечения провода индуктивных катушек датчика с соответствующей частотой генератора позволили производить линейные измерения перемещения якоря в пределах 0,4—6 мм, а также выполнять замеры с пределом измерений до 20 мм.

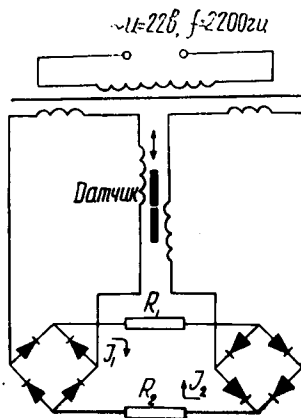


Рис. 1. Электрическая схема измерительного канала.

Источником питания являлся генератор переменного тока типа ГЗ-24 с рабочим напряжением 22 в и частотой 2200 гц.

Неподвижная часть датчика (якорь) скреплена с направляющим штоком резьбовым соединением, а направляющий шток — накидной гайкой с верхней частью репера. Подвижная часть, представляющая диамагнитный корпус с индуктивными катушками при упругой деформации грунтового основания дороги, совершает осадку, а якорь входит в индуктивные катушки и изменяет взаимодействие магнитных цепей. Изменение величины заглубления якоря пропорционально величине деформации. Направляющий шток и накидная гайка якоря при установке прибора защищены обсадной трубой диаметром 20 мм, длиной 180 мм. Корпус датчика ниже ребрового выступа от заземления грунтом защищен металлическим кольцом диаметром 60 мм, шириной 50 мм. В качестве регулировочных реостатов использованы потенциометры типа ППЗ-11 (220 ом) и ПП1-3 (24 ом). Выпрямительные мосты собраны из полупроводниковых диодов типа Д-7.

Для регистрации измеряемых прогибов использовался осциллограф ОТ-24. Прогибы дорожной одежды измерялись в четырех точках по оси поперечника лесовозной дороги. Толщина дорожной одежды была переменной в пределах 16—28,6 см. Каждый датчик подключался к общему кабелю в соединительной коробке, помещенной на продольной оси дороги. Чтобы уменьшить длину кабеля, питающего датчик, передвижная тензолaborатория устанавливалась за кюветом на оси поперечника экспериментального участка. Это позволило уменьшить потери тока звуковой частоты. Приборы изолировались от влаги. Корпус датчика (выше кругового кольца) покрывается мастикой из битумного лака и кани-

фоли, а чтобы предотвратить попадание влаги на индукционные катушки, отверстие под плунжер заполняется техническим вазелином. По метке на плунжере и нониусу микрометра контролируется величина остаточной деформации. Осциллограф, балансировочный мост и генератор размещались в передвижной тензометрической лаборатории.

Образец осциллографической записи прогиба дорожной одежды при движении автолесовоза, показан на рис. 2. При-

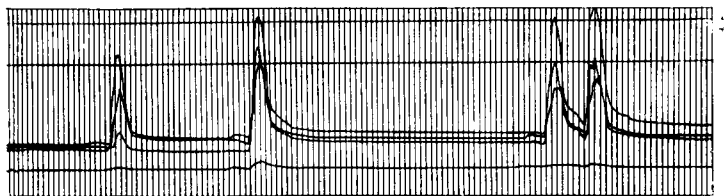


Рис. 2. Осциллограмма записи вертикальных деформаций гравийной дороги при проходе автолесовоза.

боры закладывались в дорожное полотно на наиболее характерном для лесовозной дороги участке, который позволял производить измерения, не мешая вывозке леса. Так как измерения производились в неблагоприятный период года, учитывалась необходимость иметь разворотное кольцо наименьшей длины для заездов в любых условиях.

Закладка датчиков в дорожное полотно — самый ответственный момент, ибо нарушение целостности дорожной одежды земляного полотна в значительной мере снижает полноценность полученных данных о деформации. При закладке и извлечении приборов берутся пробы материала конструктивных слоев дорожной одежды и подстилающего грунта для определения их физико-механических свойств.

Несмотря на неблагоприятные климатические условия, аппаратура во время полевых испытаний работала устойчиво и надежно. Обработка осциллографических записей производилась путем замера ординат вертикальных деформаций от ведущей оси тягача и осей роспусков, а также отметок пути и времени. По результатам эксперимента, обработанным с помощью приемов математической статистики, графически строились искомые зависимости.

На рис. 3 показаны зависимости динамического прогиба дорожной одежды от воздействия оси тягача на ровном участке дороги с нагрузкой на ось 5,2—7,7 т при переменной скорости движения. Кривые б характеризуют воздействие осей подрессоренного и жесткобалансирного роспусков. Величина динамического прогиба в диапазоне скоростей 5—10 км/час несколько уменьшается и остается постоянной при увеличе-

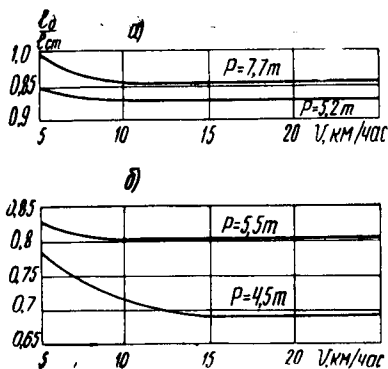


Рис. 3. Зависимость динамического прогиба дорожной одежды от скорости движения и нагрузки на автопоезд на ровном участке дороги.

нии скорости. Подрессоренность роспуска и гибкость груза на ровном участке не влияют на величину динамического воздействия на дорогу.

Величина вертикальной деформации дорожной одежды возрастает с увеличением нагрузки на ось. Кривые *a* (рис. 4)

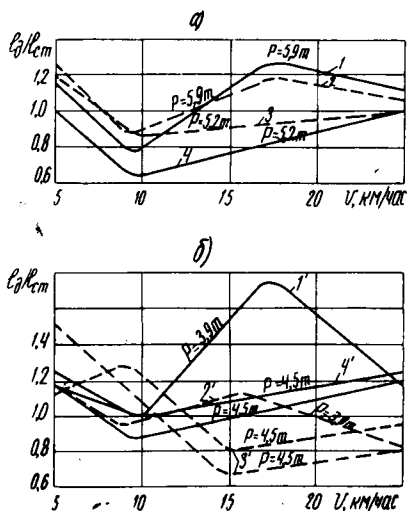


Рис. 4. Зависимость динамического прогиба дорожной одежды от скорости движения и нагрузки на автопоезд при чередующихся неровностях $h = 5 \text{ см}$:

- роспуск рессорный;
- - - - роспуск жесткобалансирный;
- 1, 1', 2, 2' — груз гибкий;
- 3, 3', 4, 4' — груз жесткий.

показывают воздействие оси тягача, кривые b — осей роспуска при движении автопоезда с рессорным и жесткобалансирным роспусками, через чередующиеся неровности высотой 5 см с гибкими и жесткими хлыстами. Автопоезд с рессорным роспуском и гибкими хлыстами оказывает максимальное динамическое воздействие на дорогу от осей роспуска при скорости $12\text{—}20\text{ км/час}$, при этом динамическое воздействие возрастает до $1,76$. При движении автопоезда с рессорным роспуском и гибкими хлыстами по чередующимся неровностям со скоростью, превышающей 10 км/час , частота собственных колебаний системы совпадает с частотой возмущающей силы, т. е. происходит явление резонанса.

Автопоезд с рессорным роспуском и жестким грузом (кривые $4'$) снижает динамическое воздействие на дорогу по сравнению с воздействием автопоезда с жесткобалансирным роспуском и жестким грузом. Воздействие рессорного роспуска при скорости $12\text{—}20\text{ км/час}$, при этом динамическое воздействия жесткобалансирного роспуска с жестким грузом. В этой системе величина динамического прогиба для оси тягача уменьшается на $0,3$, а для осей роспуска — на $0,25$.

При движении рессорного и жесткобалансирного роспусков с жестким грузом отмечается неравномерность воздействия осей роспуска (кривые $3'$, $4'$). Первая ось роспуска вызывает увеличение динамического прогиба на $0,1\text{—}0,3$ в зависимости от скорости движения.

Чередующиеся дорожные неровности при движении жесткобалансирных роспусков с жестким грузом увеличивают динамический прогиб одежды при движении со скоростью до 12 км/час , а при рессорном роспуске с жестким грузом динамический прогиб увеличивается при движении со скоростью, превышающей 20 км/час .

Изменение жесткости всей системы ведет к изменению динамического воздействия на дорогу ведущей оси тягача при одинаковых нагрузках (кривые $2, 4$ на рис. 4). Это подтверждает наличие связи между тягачом + роспуск + хлысты при колебаниях всей системы, величина которой зависит от жесткости системы [5]. При движении автопоезда по неровностям воздействие ведущей оси тягача возрастает с повышением жесткости всей системы.

О величине минимального и максимального динамического прогиба в зависимости от системы автопоезда дает представление табл. 1.

Таблица 1

Наименование системы (автопоезда)	Нагрузка на ось, т		Величина динамического прогиба от тягача		Величина динамического прогиба от роспуска	
	ведущую тягача	роспуска	минимальная	максимальная	минимальная	максимальная
Тягач + рессорный роспуск + гибкие хлысты	5,9	3,9	0,76	1,28	1,0	1,76
Тягач + рессорный роспуск + жесткие хлысты	5,2	4,5	0,65	1,36	0,9	1,24
Тягач + жесткобалансирный роспуск + гибкие хлысты	5,9	3,9	0,84	1,24	0,95	1,15
Тягач + жесткобалансирный роспуск + жесткие хлысты	5,2	4,5	0,83	1,2	0,65	1,48

ВЫВОДЫ

1. При вывозке леса автопоездами с рессорным и жесткобалансирным роспусками при гибком и жестком грузе по ровным гравийным дорогам величина динамического прогиба зависит от нагрузки на ось тягача и роспуска.

2. При движении по чередующимся неровностям динамический прогиб дорожной одежды от воздействия рессорного роспуска на 0,25 меньше, чем от жесткобалансирного.

3. Наиболее выгодна в смысле динамического воздействия на дорогу система: подрессоренный роспуск + жесткие хлысты или жесткобалансирный роспуск + гибкие хлысты.

4. Сочетание рессорный роспуск + гибкие хлысты при движении по чередующимся неровностям со скоростью свыше 15 км/час вызывает увеличение динамического прогиба до 1,8 при нагрузке на ось роспуска 3,9 т.

5. На ровных дорогах, где нет выбоин, волн и имеется коврик износа, жесткость роспуска и груза не влияет на величину динамического прогиба дорожной одежды.

6. Величина динамического прогиба от воздействия ведущей оси тягача зависит не только от нагрузки на ось, но и жесткости всей системы: тягач + роспуск + хлысты.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лах Е. И. Исследование вертикальной динамики лесовозного автомобильного поезда. — В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 14, Химки, 1960.

2. Гастев Б. Г. Основы динамики лесовозного подвижного состава. М., «Лесная промышленность», 1967.

3. Цофин З. С. Исследование геометрических статистических характеристик пакетов хлыстов. — В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 42, Химки, 1963.

4. Иванов Н. Н. Обоснование расчетных параметров для нежестких дорожных покрытий.

5. Зацерковный И. Г. Исследование коэффициента распределения масс лесовозных автомобилей и его влияния на частоту колебаний. Лесная, бумажная и деревообрабатывающая промышленность, вып. 2. Киев, 1965.

Научный редактор канд. техн. наук А. С. ИВАНКОВИЧ.



УДК 625.85:634.0.383.4

А. В. ЯЩЕНКО, ст. научный сотрудник

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ В АВТОДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГАЗОГЕНЕРАТОРНЫХ СМОЛ

Особого внимания при строительстве лесовозных автодорог заслуживает применение для укрепления грунтов древесных газогенераторных смол (ДС). Они могут быть получены в каждом крупном леспромхозе в результате энергохимической переработки отходов древесины.

В лабораторных исследованиях по изучению вяжущих свойств ДС была использована газогенераторная смола с опытно-промышленной энергохимической установки Верховского леспромхоза Архангельской области. Характеристика этой смолы приведена в табл. 1.

Таблица 1

Наименование показателей ДС	Количество
Удельный вес при 20°C, г/см ³	1,08—1,1
Влажность по Дину и Старку, %	16—25
Содержание в весовых процентах на безводную смолу, %:	
механических примесей	0,5—1,3
растворимых в воде кислот	0,4—0,7
летучих кислот	0,78—2,4
веществ, нерастворимых в бензине	21—26
нейтральных веществ	28—35
смоляных кислот	19—20
фенолов	8—11
Разгонка по Энглеру, %:	
фракция до 100°C	10—15

1	2
фракция до 300°C	34—52
пек	46—58
Кислотное число, $\frac{\text{мг КОН}}{\text{г}}$	236—324
Вязкость, сек:	
при 30°C C_{30}^5	80
при 60°C C_{60}^5	8

Как видно из табл. 1, ДС — очень сложное многокомпонентное вещество, в состав которого входят различные органические соединения, такие, как масла, фенолы, органические кислоты, пек, а также вода. Поскольку в древесных смолах содержится большое количество поверхностноактивных соединений, они применяются в качестве поверхностноактивной добавки к битумам для обработки различных минеральных материалов, в том числе и грунтов. Кроме того, древесные смолы нашли применение как эмульгатор при получении битумных эмульсий. Поверхностноактивные вещества, содержащиеся в древесных смолах, не только улучшают условия смачивания (обволакивания) частиц грунта битумом, но и образуют на поверхности грунта, насыщенного ионами кальция, хемосорбционные соединения, в результате чего возрастает сцепление пленки битума с поверхностью частиц грунта.

Исследованиями Л. Н. Ястребовой [1] установлено, что наиболее высокие прочность, водо- и морозостойкость грунта достигаются при введении в битум органических кислот и фенолов, а в грунты — извести. Введение указанных анионоактивных добавок к битуму без предварительного улучшения свойств грунта добавкой извести дает, как показали исследования, меньший эффект даже при содержании в грунте в значительном количестве (15%) карбоната кальция.

Применением ДС в качестве основного вяжущего для укрепления грунтов не достигается необходимая водоустойчивость и механическая прочность их [2, 3].

Учитывая положительные результаты применения древесных смол в качестве поверхностноактивной добавки при введении в грунты извести, а также исходя из теоретических предпосылок, нами исследовалась возможность применения ДС с добавкой извести в качестве основного вяжущего для укрепления грунтов.

Поскольку в ДС содержится большое количество поверхностноактивных соединений — органических кислот и фенолов, а также водная фаза, можно предположить, что введение в грунты активных добавок (например, $\text{Ca}(\text{OH})_2$) будет способствовать как образованию кальциевых солей органических кислот, связанных хемосорбционно с поверхностью частиц грунта, так и образованию этих соединений в объемной

фазе древесной смолы, а при определенных условиях — и гидросиликатов кальция в укрепленном грунте.

Чтобы установить взаимодействие ДС с активными добавками, нами изучалось не только изменение прочности, водо- и морозостойкости грунтов, укрепленных ДС с добавками, но и изменение свойств самой смолы после введения в нее различных добавок. В качестве добавок были исследованы известь-пушонка с активностью 70% CaO + MgO и портланд-цемент марки 400. Удельная поверхность этих добавок составляет 0,5 м²/г. Для сравнения были взяты также инертные порошки — маршалит с удельной поверхностью 0,5 м²/г и белая сажа с удельной поверхностью 2,8 м²/г. По химическому составу они представляют кремнезем — SiO₂. Изменение свойств самой смолы при введении в нее указанных добавок исследовалось на когезиометре, при этом были определены величина когезии и вязкость. Кроме того, определялось изменение кислотного числа древесной смолы до и после введения добавок (табл. 2).

Таблица 2

Наименование вяжущего	Когезия, кг/см ²	Вязкость $\eta \cdot 10^6$, пуаз		Кислотное число мг КОН г
		неразрушен- ной струк- туры	условно разрушен- ной струк- туры	
Древесная смола (ДС)	0,1	0,2	0,01	200
ДС + 1% Са(ОН) ₂	0,24	1,0	0,04	137
ДС + 2% »	0,39	1,5	0,1	97,8
ДС + 4% »	2,25	21,4	0,5	48,5
ДС + 6% »	4,3	—	—	10,0
ДС + 1% цемента	0,15	0,4	0,02	181,0
ДС + 3% »	0,24	1,0	0,04	137,5
ДС + 6% »	1,05	—	—	75,0
ДС + 1% белой сажи	0,11	0,2	0,01	199,0
ДС + 3% » »	0,15	0,3	0,02	197,0
ДС + 6% » »	0,20	0,4	0,03	190,0
ДС + 3% маршалита	0,12	0,2	0,01	198,0
ДС + 6% »	0,15	0,25	0,01	196,0

Как видно из табл. 2, при введении в ДС извести или цемента кислотное число ее уменьшается с увеличением количества добавки. При этом реакция взаимодействия носит экзотермический характер. При введении же в ДС маршалита или белой сажи кислотные числа остаются практически без изменения, хотя удельная поверхность последней в 6 раз превышает удельную поверхность извести и цемента. Эти данные позволяют предположить, что при взаимодействии ДС с добавкой извести и цемента происходит образование кальциевых солей органических кислот.

Об изменении структуры ДС при взаимодействии ее с известью или цементом говорит также увеличение когезии и вязкости смолы. Например, при введении в ДС извести в количестве 4% по объему когезия в слое смолы толщиной 20 мк возрастала в 22,5 раза, а вязкость неразрушенной структуры — в 107 раз. Введение же белой сажи в количестве 4% по объему увеличивало когезию и вязкость ДС только в 1,5 раза, несмотря на то что удельная поверхность белой сажи в 6 раз больше, чем извести.

Таким образом, в результате взаимодействия ДС с активными веществами (известью или цементом) ее структура в целом изменяется, и смола из жидкого состояния превращается в упруго-вязкое или (при большом количестве извести) в твердое нерастворимое в воде вещество.

При введении извести и смолы в грунт взаимодействие этих компонентов значительно сложнее. Введенная в грунт ДС будет растекаться и обволакивать тонкой пленкой поверхность минеральных частиц и грунтовых агрегатов. При взаимодействии имеющихся в составе смолы поверхностно-активных веществ с грунтом полярная часть их молекул будет прочно адсорбироваться на поверхности грунтовых частиц, а инактивная часть (углеводородный радикал) будет ориентироваться в обратную сторону. Таким образом, на поверхности минеральных частиц и грунтовых агрегатов образуется гидрофобная пленка, которая будет препятствовать смачиванию поверхности грунта водой. Степень гидрофобности грунта будет зависеть не только от наличия в ДС поверхностноактивных веществ, но и от свойств поверхности минеральных частиц, которые в свою очередь определяются их химико-минералогическим составом. Наличие на поверхности грунтовых частиц катионов Са, Mg, Fe будет способствовать хемосорбционному взаимодействию смолы с грунтом. В то же время, как это видно из табл. 2, ДС обладает весьма малыми межмолекулярными силами сцепления (когезии), которые недостаточны для прочного склеивания отдельных частиц грунта и микроагрегатов в монолит. Например, лабораторные образцы из песчаных грунтов разрушаются или сильно деформируются после их изготовления под действием собственного веса. В образцах же связанных грунтов небольшая прочность в водонасыщенном состоянии хоть и достигается, но лишь за счет сил взаимного притяжения частиц гидрофобизированного грунта.

При предварительном введении извести в несвязные грунты, с одной стороны, происходит модификация поверхности частиц грунта, выражающаяся в изменении знака заряда и повышении активности к хемосорбционному взаимодействию с ДС. С другой стороны, известь взаимодействует в объемной фазе смолы, увеличивая ее вязкость и когезию, а следо-

ательно, и прочность смологрунта. При добавке извести в суглинистые грунты происходит физико-химическое взаимодействие ее с глинисто-коллоидными частицами, входящими в состав грунта, с насыщением обменных катионов кальцием и образованием гидросиликата кальция, вследствие чего уменьшается гидрофильность грунта и упрочняется его структура. Насыщение поверхности глинистых частиц кальцием обуславливает протекание хемосорбционных процессов взаимодействия грунта со смолой. Однако основная прочность суглинистых грунтов, так же как и несвязных, достигается взаимодействием извести в объемной фазе ДС.

Для установления оптимального содержания добавок извести и смолы для укрепления грунтов нами были проведены лабораторные исследования по укреплению песчаного и суглинистых грунтов различными дозировками ДС и извести (рис. 1, 2).

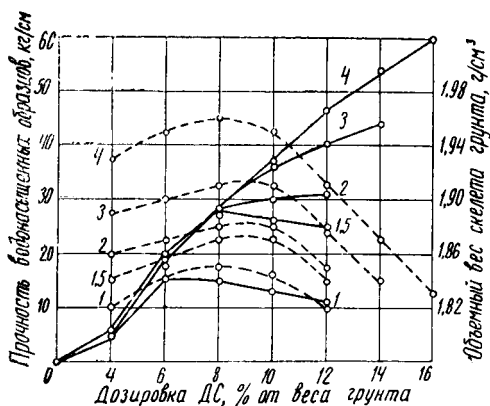


Рис. 1. Изменение прочности и объемного веса среднезернистого песка в условиях влажного хранения в зависимости от дозировок извести и древесной смолы:

1; 1,5; 2; 3; 4 — дозировки активной извести; пунктирная линия — объемный вес скелета грунта.

Анализ рис. 1 показывает, что при укреплении грунтов ДС отсутствует обычная для несвязных грунтов, укрепленных органическими вяжущими (битумом), закономерность, когда максимум прочности совпадает с максимумом плотности, а при дальнейшем увеличении битума, что ведет к понижению плотности, уменьшается прочность. Установлено, что максимальное повышение прочности после водонасыщения образцов происходит при одновременном увеличении дозировок смолы и извести, даже несмотря на некоторое снижение объемного веса скелета образцов при большом количестве вво-

димой в грунт древесной смолы. Например, прочность водонасыщенных образцов среднезернистого песка, укрепленного 8% ДС и 2% $\text{Ca}(\text{OH})_2$, составляет $28,6 \text{ кг/см}^2$ и объемный вес скелета грунта равен $1,88 \text{ г/см}^3$, а укрепленного 16% ДС и 4% $\text{Ca}(\text{OH})_2$ — соответственно $60,2 \text{ кг/см}^2$ и $1,83 \text{ г/см}^3$.

Аналогичная зависимость наблюдается и при укреплении ДС суглинистых грунтов (рис. 2). Поскольку при такой за-

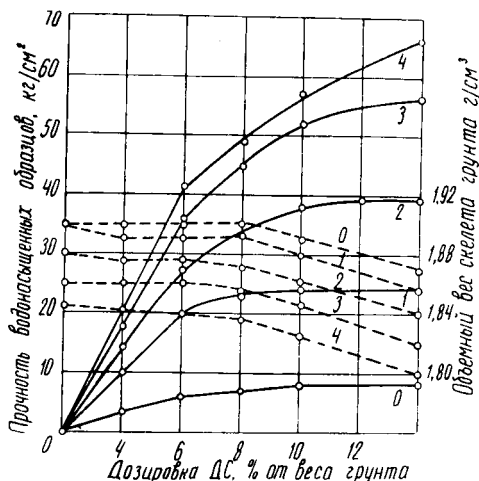


Рис. 2. Изменение прочности и объемного веса легкого суглинка в условиях влажного хранения в зависимости от дозировок извести и смолы: 0; 1; 2; 3; 4 — дозировки активной извести; пунктирная линия — объемный вес скелета грунта.

кономерности (с увеличением дозировок древесной смолы и извести увеличивается и прочность) невозможно установить оптимальное содержание вяжущего в грунтах, нами была исследована морозостойкость смологрунтов при различном содержании смолы и извести, а также деформативная способность и износостойкость их (известь в суглинистые грунты вводилась за сутки до смешения со смолой) (табл. 3).

Как видно из табл. 3, морозоустойчивость смологрунтов, так же как и их прочность после водонасыщения, возрастает с увеличением дозировок смолы и извести. Однако полученные данные свидетельствуют, что если для песка и легкого суглинка морозоустойчивость достигается при внесении в них 1,5% извести, то для достижения морозоустойчивости более тяжелого суглинка необходимо внести 3% извести. При

Таблица 3

Наименование грунта	Дозировка от веса грунта, %		Прочность после 15 циклов замораживания — оттаивания, кг/см ²	Относительная деформация при сжатии $\epsilon \cdot 10^{-3}$ при 0,25 $P_{разр}$		Доля упругой деформации от общей, %	Истираемость после 1000 оборотов кру- га, г/см ²
	ДС	Са(ОН) ₂		общая	упругая		
Песок среднезернистый	8	—	Разрушается при	—	—	—	—
	8	1,5	20,0	5,8	2,6	45,0	2,4
	8	3	20,5	4,7	2,4	51,0	2,6
	12	1,5	24,0	7,0	2,5	35,8	2,2
	12	3	34,0	5,1	2,5	49,0	2,0
	12	4	35,0	5,0	2,5	50,0	2,3
	16	4	51,0	5,7	2,8	49,1	2,2
Суглинок легкий	8	—	разр.	22,0	—	—	2,8
	8	1,5	19,0	8,7	3,0	34,4	2,8
	8	3	28,0	6,9	3,5	50,8	3,0
	12	1,5	25,5	10,0	2,9	29,0	2,5
	12	3	38,0	7,4	3,7	50,0	2,7
	14	1,5	27,0	11,0	2,7	24,6	2,3
	14	3	42,0	7,7	3,8	49,4	2,4
	14	4	47,0	7,5	4,0	53,4	2,8
Суглинок тяжелый	8	—	разр.	24,0	—	—	4,0
	8	1,5	разр.	8,0	2,0	25,0	4,0
	8	3	25,0	6,2	3,0	48,4	4,2
	12	1,5	3,0	10,0	2,3	23,0	3,5
	12	3	31,0	7,5	3,4	45,4	3,7
	14	1,5	6,0	12,0	2,5	20,8	3,3
	14	3	32,5	8,0	3,6	45,0	3,5
	14	4	38,0	7,0	3,5	50,0	4,2

дальнейшем увеличении дозировок смолы и извести морозостойкость грунтов возрастает.

Следует особо отметить, что поскольку процесс взаимодействия извести с суглинистым грунтом протекает во времени, то морозоустойчивость смолгрунта резко уменьшается, если одновременно с известью ввести в суглинистый грунт и древесную смолу, тогда как для песчаных и супесчаных грунтов время взаимодействия извести с грунтом не имеет значения. Например, легкий суглинок, укрепленный 8% ДС и 3% Са(ОН)₂, при введении извести за сутки до смешения грунта со смолой имел прочность после 15 циклов замораживания — оттаивания 28 кг/см², а при одновременном внесении в грунт извести и смолы — только 19 кг/см². Тяжелый суглинок, укрепленный тем же количеством вяжущих, имел проч-

ность соответственно 25 и 14 кг/см². Повышенная морозостойкость суглинистых смологрунтов при введении извести за сутки до смешения со смолой достигается, по-видимому, благодаря образованию в укрепленном грунте гидросиликатов кальция.

Проведенное нами исследование деформативности (табл. 3) показало, что величина общих относительных деформаций суглинистых смологрунтов в водонасыщенном состоянии без извести очень велика и составляет при 0,25 $P_{\text{разр}}$ 22 — 24 · 10⁻³, при этом упругих деформаций вообще не наблюдается. Предварительное же введение в смологрунты извести резко снижает общие деформации и способствует росту упругих деформаций. Например, при введении в суглинки 1,5% извести величина общей относительной деформации снижается в 2—3 раза, а упругая возрастает от 0 до 2—3 · 10⁻³. Анализ табл. 3 показывает также, что как в несвязных, так и в суглинистых грунтах при одном и том же количестве ДС общие относительные деформации с ростом дозировок извести уменьшаются, а доля упругих возрастает, и наоборот: при увеличении в известкованном грунте количества ДС происходит постепенное возрастание общих деформаций, а доля упругих падает. Следует отметить, что по деформативности смологрунты занимают промежуточное положение между цементогрунтами и битумогрунтами и, изменяя дозировки смолы и извести, мы можем получать более или менее деформативный материал.

Анализ данных по истираемости (табл. 3) показывает, что износостойкость смологрунтов зависит от дозировок как смолы, так и извести. С увеличением дозировок ДС при одном и том же количестве извести износостойкость смологрунтов возрастает, а с ростом дозировок извести при одной и той же дозировке ДС постепенно уменьшается. Суглинистые смологрунты при этом подвержены большему истиранию, чем песчаные.

Итак, подводя итог проведенным лабораторным исследованиям по укреплению грунтов ДС, можно утверждать, что с изменением дозировки смолы и извести получается различный по прочности и деформативности материал, и рекомендовать следующие оптимальные дозировки вяжущих:

а) при укреплении несвязных грунтов — 6—8% ДС и 1,5% извести;

б) при укреплении суглинистых грунтов (начиная с легких и кончая тяжелыми разновидностями) — 8—12% ДС и 2—3% извести.

Смологрунт нужно защитить от износа битумным ковриком (поверхностной обработкой). Кроме того, формирование и упрочнение структуры смологрунтов происходит как при воздушном, так и при влажном режиме, не связанном с

удалением воды. Этот факт имеет большое значение, так как при укреплении грунтов во II дорожно-климатической зоне часто создаются неблагоприятные погодные условия, замедляющие испарение воды из слоя укрепленного грунта.

Строительство и испытания опытных участков с покрытием из смологрунта [4] подтвердили техническую возможность их применения на лесовозных автодорогах. Применение смологрунтовых покрытий наиболее выгодно в леспромах, имеющих энергохимические установки.

ВЫВОДЫ

1. ДС обладает весьма малыми межмолекулярными силами сцепления (когезии), недостаточными для прочного склеивания отдельных частиц грунта в монолит.

2. Введение в ДС активной добавки (извести) значительно увеличивает вязкость и когезию смолы и изменяет ее структуру в целом. При этом ДС из жидкого состояния переходит в упруго-вязкое или (при большом количестве извести) в твердое нерастворимое в воде вещество.

3. Механическая прочность грунтов, укрепленных ДС, значительно возрастает при введении в них извести, которая способствует не только изменению поверхностных свойств грунта и образованию кальциевых солей органических кислот и фенолов, связанных хемосорбционно с поверхностью частиц грунта, но и образованию этих соединений в объемной фазе смолы, а также при укреплении суглинистых грунтов и гидросиликатов кальция.

4. При укреплении грунтов ДС и известью можно варьированием количества добавок этих веществ получать укрепленные грунты с различной прочностью и деформативностью, а также водо- и морозостойкостью. Поэтому количество укрепляющих добавок (смола + известь) определяется конструктивными требованиями.

ЛИТЕРАТУРА


1. Безрук В. М., Ястребова Л. Н., Любимова Т. Ю. Современные методы строительства дорожных оснований и покрытий из грунтов, укрепленных цементом, известью, битумом. М., Автотрансиздат, 1960.

2. Колбас Н. С. Новые методы укрепления грунтов для дорожных целей. — В кн.: Научные труды ЛТА, вып. 96. Л., 1961.

3. Комиссарова В. А. Стабилизация грунтов лесовозных дорог побочными продуктами лесоперерабатывающей промышленности. Лесная промышленность за I квартал 1960 г. — В кн.: Информационный сборник технико-экономических показателей, № 1 (8). М., 1960.

4. Яценко А. В. Укрепление грунта газогенераторной смолой. — «Лесная промышленность», 1968, № 7.

Научный редактор канд. техн. наук А. С. ИВАНКОВИЧ.



УДК 629.114.3-59:625.711.812

А. Н. ПИКУШОВ, канд. техн. наук

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОПУСКАЕМЫХ УКЛОНОВ И ДЛИНЫ СПУСКОВ ГОРНОЙ ДОРОГИ ПО УСЛОВИЮ СОХРАНЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ ТОРМОЗОВ

В горных условиях надежность тормозов существенно влияет на скорость движения и производительность автопоезда. В свою очередь от скорости и условий движения автопоезда зависит степень нагревания и уменьшения надежности тормозов. Как видим, здесь существует взаимосвязь. Чтобы яснее представить ее себе, рассмотрим работу тормозов на спусках.

Чем круче спуски на дороге, тем интенсивнее используются автомобильные тормоза. На малых уклонах, когда составляющая веса, направленная параллельно дороге, меньше суммы сил сопротивления, тормоза охлаждаются. Если величина уклона дороги такова, что силы сопротивления движению меньше составляющей веса автопоезда, действующей в направлении движения, то автопоезд разгоняется. В этом случае для поддержания скорости на уровне, обеспечивающем безопасность движения, автопоезд притормаживается. При этом двигатель используется как тормоз. Но поскольку тормозные возможности двигателя ограничены, наступает момент, когда в действие вступают колесные тормоза. Уклон дороги, на котором начинают применяться колесные тормоза, назовем критическим ($i_{кр}$). Его значение можно определить по формуле

$$i_{кр} = \frac{1}{G_a} \left(3,6 \frac{N_{тд}}{\eta_{тр} \cdot v_a} + \frac{k \cdot \Delta \cdot F_a \cdot v_a^2}{13} \right) + f, \quad (1)$$

где G_a — общий вес автопоезда, кг;

$N_{тд}$ — мощность торможения двигателем, кгм/сек;

v_a — скорость движения автопоезда, км/час;

$\eta_{тр}$ — к. п. д. трансмиссии;

k — приведенный коэффициент сопротивления воздуха, кг·сек²/м⁴;

F_a — лобовая поверхность автомобиля, м²;

Δ — коэффициент, учитывающий дополнительное сопротивление воздуха от груза и прицепа.

Тормозную мощность двигателя при принудительном проворачивании можно определить по эмпирической формуле [1]

$$N_{тд} = \frac{\Theta \cdot V_h \cdot n_{дв}}{716,2} (A + B \cdot n_{дв}) \text{ л. с.}, \text{ или}$$

$$N_{тд} = 0,1047 \cdot \Theta \cdot V_h \cdot n_{дв} (A + B \cdot n_{дв}) \text{ кгм/сек}, \quad (2)$$

где Θ, A, B — опытные коэффициенты;

V_h — литраж двигателя, л.

Таким образом, при движении автопоезда на спуске тормозная мощность двигателя зависит от числа его оборотов, которое в свою очередь зависит от скорости движения и передаточного числа трансмиссии:

$$n_{дв} = \frac{v_a \cdot i_p \cdot k \cdot i_{к.п} \cdot i_o}{0,377 \cdot r_k}. \quad (3)$$

При торможении двигателем число его оборотов не должно превышать максимальное значение $n_{дв. макс}$, поэтому при увеличении скорости движения на спусках нужно переходить на высшую передачу, а при уменьшении — на более низкую передачу, чтобы получить большую тормозную мощность двигателя. Таким образом, для каждого диапазона скоростей движения на спусках может быть принято вполне определенное передаточное отношение $i_{кп}$ (рис. 1), а следовательно, для любой скорости движения может быть подсчитана тормозная мощность двигателя.

На спусках с уклоном больше критического ($i_{сп} > i_{кр}$) для поддержания безопасной скорости движения применяются колесные тормоза. Мощность торможения должна быть

$$N_{тсп} = \frac{G_a \cdot v_a}{3,6} (i_{сп} - f) - \frac{N_{тд}}{\eta_{тр}}, \quad (4)$$

а удельная мощность торможения

$$N_{тФсп} = \frac{N_{тсп}}{\Sigma F}, \quad (4a)$$

где ΣF — суммарная поверхность тормозных накладок, см².

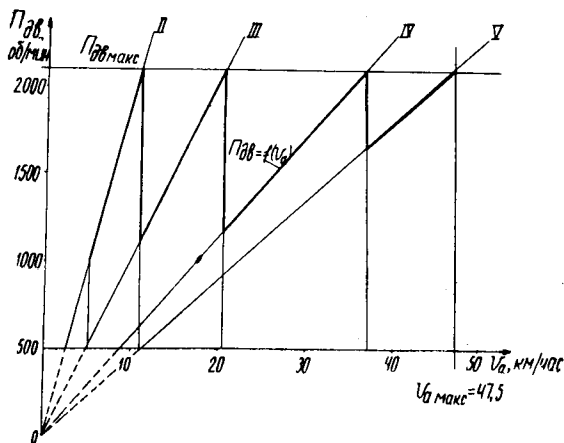


Рис. 1. Зависимость числа оборотов двигателя от скорости движения автопоезда со ступенчатой коробкой передач.

Температура поверхности трения колодочного тормоза в любой момент движения автопоезда на спуске с уклоном больше критического может быть определена, например, по критериальному уравнению нагревания тормоза, выведенному нами для процесса длительного торможения [2].

Уравнение имеет вид:

$$\left(\frac{t_{пт}}{t_0}\right)_{сп} = \frac{984,25 \left(\frac{N_{TF_{сп}}}{N_{TF_0}}\right)^{1,1518} \times \left(\frac{a \cdot \tau}{d^2}\right)^{\left(0,5810 + 0,2373 \cdot \lg \frac{N_{TF_{сп}}}{N_{TF_0}}\right)}}{\left(\frac{v_a \cdot d}{a_b}\right)^{0,266}}, \quad (5)$$

- где $t_{пт}$ — температура поверхности трения барабана, °С;
 t_0 — температура окружающей среды, °С ($t_0 > 0$);
 a, a_b — коэффициенты теплопроводности материала барабана и воздуха, м²/час;
 d — внутренний диаметр барабана, м;
 v_a — скорость движения, м/час;
 τ — время, час;
 $N_{TF_{сп}}$ — удельная мощность торможения, кгм/сек·см²;
 N_{TF_0} — удельная мощность торможения, принятая за масштаб измерения, 0,699 кгм/сек·см².

Как видно из уравнения (5), температура нагревания поверхности трения тормоза на спуске зависит от мощности торможения, скорости и времени движения. Процесс изменения температуры поверхности трения во времени при нагревании тормоза зависит в основном от мощности торможения и скорости движения автопоезда.

Зависимость температуры нагревания поверхности трения тормоза от мощности торможения имеет характер, близкий к линейному. При повышении мощности торможения температура поверхности трения растет. Для одного и того же момента времени от начала торможения интенсивность нарастания температуры тем больше, чем меньше скорость движения, так как в этом случае условия охлаждения хуже.

Влияние скорости движения не одинаково в различные моменты времени. В первые моменты длительного торможения скорость движения оказывает несущественное влияние на процесс нагревания тормоза. Это объясняется тем, что процесс теплоотдачи в окружающую среду, зависящий, при прочих равных условиях, от скорости движения, еще не стал решающим в тепловом балансе тормоза. В последующие моменты скорость движения оказывает все возрастающее влияние на температуру нагревания тормоза. И вот тогда-то процесс теплоотдачи в окружающую среду приобретает решающее значение, так как температурный напор возрастает.

Скорость движения автомобиля влияет на температуру нагревания поверхности трения тормоза тем больше, чем больше мощность торможения. Это объясняется также все возрастающим значением теплоотдачи при увеличении мощности торможения. Чем больше мощность торможения, тем раньше наступает интенсивный процесс теплоотдачи в окружающую среду, а следовательно, раньше сказывается изменение скорости движения автомобиля.

При повышении температуры коэффициент трения трущейся пары снижается, а следовательно, уменьшается надежность тормозов. Для сохранения ее необходимо, чтобы температура поверхности трения тормоза не превышала допустимую величину — $t_{нт\ доп}$. Допускаемая температура определяется по результатам изучения фрикционных качеств трущихся материалов. Для фрикционного материала типа БКХ-1, например, работающего в паре с чугуном, $t_{нт\ доп} = 150 \div 180^\circ\text{C}$.

Мощность торможения, которую способны развивать колodочные тормоза без перегрева $N_{TF\ доп}$, определяется по допускаемой температуре ($t_{нт\ доп}$) из уравнения нагревания тормоза.

После преобразования имеем:

$$N_{TF_{\text{доп}}} = \left[\frac{\left(\frac{v_a \cdot d}{a_b}\right)^{0,266} \times \frac{t_{\text{пт}_{\text{доп}}}}{t_0}}{984,25 \left(\frac{a \cdot \tau}{d^2}\right)^{0,5810}} \right]^{\frac{1}{0,2373 \lg\left(\frac{a \cdot \tau}{d^2}\right) + 1,1518}} \times N_{TF_0}. \quad (6)$$

Тогда условие надежности тормозов при движении автопоезда на спуске запишется так:

$$N_{TF_{\text{сп}}} \leq N_{TF_{\text{доп}}}.$$

Приравняв выражения (4,а) и (6), получим:

$$\frac{G_a \cdot v_a}{3,6 \cdot \Sigma F} (i_{\text{сп}_{\text{доп}}} - f) - \frac{N_{T_d}}{\eta_{\text{тр}} \cdot \Sigma F} = \left[\frac{\left(\frac{v_a \cdot d}{a_b}\right)^{0,266} \times \frac{t_{\text{пт}_{\text{доп}}}}{t_0}}{984,25 \left(\frac{a \cdot \tau}{d^2}\right)^{0,5810}} \right]^{\frac{1}{0,2373 \lg\left(\frac{a \cdot \tau}{d^2}\right) + 1,1518}} \times N_{TF_0}.$$

Решим это уравнение относительно $(i_{\text{сп}_{\text{доп}}} - f)$:

$$(i_{\text{сп}_{\text{доп}}} - f) = \frac{N_{TF_{\text{доп}}} + \frac{N_{T_d}}{\eta_{\text{тр}} \cdot \Sigma F}}{\frac{G_a \cdot v_a}{3,6 \cdot \Sigma F}}. \quad (7)$$

По уравнению (7) построим зависимость значения $(i_{\text{сп}_{\text{доп}}} - f)$ от скорости движения. Поскольку допускаемая мощность ($N_{TF_{\text{доп}}}$) зависит от скорости и времени движения, зависимость $(i_{\text{сп}_{\text{доп}}} - f) = \varphi(v_a)$ необходимо построить при различных значениях времени. Удобнее построить эту зависимость для различных значений пути (S), так как в выражение пути входит и скорость (v_a), и время движения (τ) (рис. 2).

На рис. 2 показана в качестве примера номограмма, построенная по уравнению (7) для автомобиля МАЗ-501Б с полезной нагрузкой 5000 кгс. Пользуясь этой номограммой, можно определить допускаемый уклон дороги ($i_{\text{сп}_{\text{доп}}}$) при движении автопоезда с известной скоростью на спуске за-

данной длины или определить допускаемую длину спуска с известным уклоном ($i_{сн}$) при движении с заданной скоростью. При движении на одной и той же передаче по участку опре-

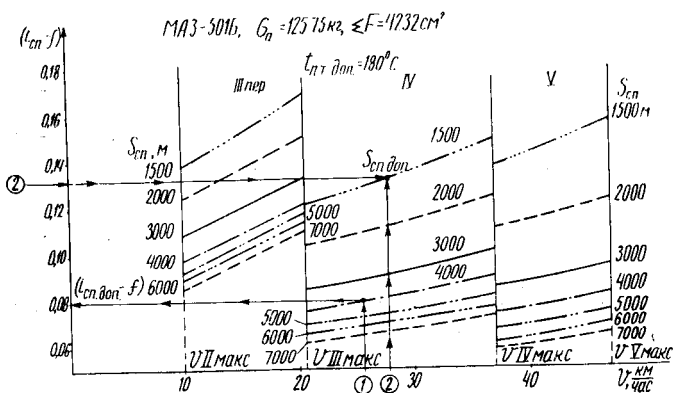


Рис. 2. Номограмма для определения допустимых уклонов и длины спусков по условию сохранения надежности тормозов.

деленной длины повышение скорости позволяет несколько увеличить допускаемый уклон дороги. Это объясняется тем, что мощность торможения, которую должны развивать колесные тормоза, возрастает пропорционально первой степени скорости движения, тогда как мощность торможения двигателем растет пропорционально второй степени скорости движения (см. формулы (2) и (3)). Кроме того, при увеличении скорости движения по тому же участку сокращается время движения, а следовательно, и степень нагрева тормоза к концу спуска. В результате допускаемый уклон дороги увеличивается.

При переходе на более высокую передачу допускаемый уклон дороги резко снижается, так как уменьшается число оборотов двигателя при той же скорости движения, а стало быть, и его тормозная мощность. С увеличением длины спусков допускаемый уклон дороги снижается при движении с любой скоростью, ибо возрастает время движения, а значит, и нагревание тормоза.

Пример построения номограммы ($i_{сн доп} - i$) = $\varphi(v_a; S)$

Автомобиль МАЗ-501Б

Дано: $G_n = 12575 \text{ кг}$; $\Sigma F = 4232 \text{ см}^2$; $d = 0,44 \text{ м}$;

$a_B = 7,71 \times 10^{-2} \text{ м}^2/\text{час}$; $\frac{d}{a_B} = 5,7 \text{ час/м}$;

$$a = 62,5 \times 10^{-3} \text{ м}^2/\text{час};$$

$$\frac{a}{d^2} = 0,323 \text{ час};$$

$$t_{\text{пт доп}} = 180^\circ\text{C};$$

$$t_0 = 20^\circ\text{C}$$

$$\eta_{\text{тр}} = 0,85;$$

$$v_h = 11,15 \text{ м};$$

$$i_0 = 9,81;$$

$$i_{\text{р.к}} = 1,18;$$

$$i_{\text{к.пI}} = 6,17;$$

$$i_{\text{к.пII}} = 3,40;$$

$$i_{\text{к.пIII}} = 1,79;$$

$$i_{\text{к.пIV}} = 1,00;$$

$$i_{\text{к.пV}} = 0,78;$$

$$\Theta = 1,15;$$

$$A = 0,7;$$

$$B = 0,0005;$$

$$r_k = 0,542 \text{ м};$$

$$N_{TF_0} = 0,699 \text{ кгм/сек.см}^2.$$

Последовательность построения номограммы:

1. Определение передаточных чисел для различных диапазонов скорости движения.

По формуле (3) строится график $n_{\text{дв}} = f(v_a; i_{\text{к.п}})$ (см. рис. 1) и графически определяются диапазоны скорости движения на различных передачах (табл. 1).

Таблица 1

Диапазоны скорости, км/час	Передача в КПП	Передаточное число КПП
до 11,0	II	3,40
11,1— 20,6	III	1,79
20,7— 37,0	IV	1,00
37,1— 45,5	V	0,78

2. Определение мощности торможения двигателем при движении с различной скоростью (табл. 2).

Расчетная формула:

$$N_{\text{тд}} = \frac{1,15 \cdot v_h \cdot n_{\text{дв}}}{716,2} (0,7 + 0,0005 \cdot n_{\text{дв}}).$$

Таблица 2

Передача	v_a , км/час	$n_{\text{дв}}$, об/мин	$N_{\text{тд}}$, кгм/сек
III	11	1110	1870
	15	1530	3000
	20	2040	4700
IV	21	1190	2070
	26	1470	2840
	32	1810	3900
	37	2100	4930
V	38	1690	3490
	42	1860	4065
	45	2000	4560

3. Вычисление допускаемой мощности торможения (табл. 3).

Расчетная формула:

$$\lg \frac{N_{TF_{доп}}}{N_{TF_0}} = \frac{0,266 \cdot \lg \left(\frac{d}{a_b} \right) - \lg 984,25 + \lg \frac{t_{пт_{доп}}}{t_0} + 0,266 \cdot \lg v_a - 0,5810 \lg \left(\frac{a \cdot \tau}{d^2} \right)}{1,1518 + 0,2373 \lg \left(\frac{a \cdot \tau}{d^2} \right)}$$

Таблица 3

v_a , км/час	S , м	τ , сек	$N_{TF_{доп}}$, $\frac{кгм}{сек \cdot см^2}$
1	2	3	4
11	1100	360	0,937
	2200	720	0,588
	4000	1300	0,464
	5000	1630	0,453
	6000	1960	0,324
	7000	2280	0,272
15	2000	480	0,840
	3000	720	0,634
	4000	960	0,528
	5000	1200	0,461
	6000	1430	0,418
	7000	1670	0,354
20	2000	360	1,152
	3300	600	0,793
	4000	720	0,655
	5000	900	0,600
	6000	1080	0,536
	7000	1250	0,490
21	2100	360	1,77
	3500	600	0,807
	4200	720	0,700
	5000	850	0,629
	6000	1020	0,575
	7000	1200	0,509
26	2600	360	1,263
	3460	480	1,000
	4325	600	0,854
	5190	720	0,752
	6000	830	0,716
	7000	970	0,617

1	2	3	4
	2000	225	2,028
	3200	360	1,350
	4260	480	1,070
32	5325	600	0,910
	6390	720	0,800

и т. д.

4. Вычисление ($i_{\text{сп.доп}} - f$) (табл. 4) по расчетной формуле:

$$i_{\text{сп.доп}} - f = \frac{N_{TF_{\text{доп}}} + \frac{N_{T_d}}{\sum F \cdot \eta_{TP}}}{\frac{G_a \cdot v_a}{3,6 \cdot \sum F}}$$

Таблица 4

$S, \text{ м}$	$v_a, \text{ км/час}$	$i_{\text{сп.доп}} - f$
	11	0,126
	15	0,136
	20	0,149
	21	0,104
	26	0,110
2000	32	0,118
	37	0,124
	38	0,111
	42	0,116
	45	0,119

и т. д.

5. Построение зависимости ($i_{\text{сп.доп}} - f$) = $\varphi(v_a)$ (рис. 2). Примеры определения допускаемых уклонов и длины спусков из условия сохранения надежности тормозов при заданной скорости движения показаны стрелками на этом же рисунке.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гапоян Д. Т. Исследование автомобильных гидродинамических трансмиссий с гидрозамедлителем. М., 1964.

2. Пикушов А. И. Определение температуры поверхности трения барабана колесного колодочного тормоза лесовозного автомобиля. — В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 82. Химки, 1967.

Научный редактор канд. техн. наук Л. Д. ДАРАГАН.

УДК 625.731.1:634.0.383.2

*И. А. СКИБА, инженер,
Г. И. ШЕЛОПАЕВ, доцент*

РАЙОНИРОВАНИЕ ЛЕСНОЙ ТЕРРИТОРИИ КРАСНОЯРСКОГО КРАЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТОВ

Интенсивное освоение многолесных районов Красноярского края, где сосредоточено 22% лесных богатств Советского Союза, потребует коренного улучшения технологии и организации лесосечных и транспортных работ. В леспромпхозах Красноярского края уже внедряется передовая технология лесосечных работ с применением новых трелевочно-транспортных машин. Шире стали использовать колесные трелевочные тракторы, применение которых возможно здесь на 55,5% лесопокрытой площади, что по эксплуатационному запасу составляет 1360,9 млн. м³ [5]. В многолесных районах Средне-Сибирского плоскогорья в бассейнах рек Ангары, Чуны и их притоков (леспромпхозы Мотыгинский, Богучанский, Кежемский, Казачинский, Тасеевский, Она-Чунский, Долго-Мостовской и др.), преобладают древостой III бонитета со средним запасом 250—300 м³ на 1 га и объемом хлыста 0,76 м³. Севернее широко распространены сосняки IV бонитета с запасом 180—200 м³ на 1 га.

Однако существующая ныне технология и организация лесосечных работ не достаточно полно учитывает грунтовые условия, от которых зависит производительность и нормальная эксплуатация трелевочно-транспортных машин. Отсюда встала задача провести районирование лесной площади по показателям, влияющим на проходимость и производительность этих машин.

В основу районирования лесных площадей В. Н. Шитов [5] предложил положить районирование их по несущей способности грунтов. Это позволяет наряду с методикой оценки проходимости разработать технические условия на новые машины и выделить лесозаготовительные районы, где использование определенных типов машин и механизмов наиболее выгодно. Основными критериями оценки проходимости машин могут служить удельное давление двигателя на грунт и несущая способность грунта. Все оценочные критерии по проходимости грунтовых поверхностей связаны с такими показателями, как влажность, физико-механические свойства и степень уплотнения грунтов. Все эти показатели содержатся в материалах гидрометеослужбы.

В методике разработки карт районирования В. Н. Шитов предлагает следующий способ определения несущей способности грунтовых поверхностей лесных площадей [5]: во-первых, для рассматриваемого лесного района по почвенной карте определяется почвенно-грунтовая характеристика лесной площади; во-вторых, по агроклиматическому справочнику определяются среднегодовые запасы продуктивной влаги в почвах и гидрологические константы, соответствующие физической характеристике почвы [1]. Для определения расчетных влажностей грунтов мы воспользовались данными метеостанций за многие годы, обработанные по статистическому методу, предложенному проф. А. К. Бирулей и проф. В. М. Сиденко [3].

По вычисленным коэффициентам вариации и асимметрии, значениям средних максимальных влажностей и таблицам ординат интегральной кривой распределения получены следующие значения расчетных влажностей для грунтов открытого поля разной обеспеченности (в числителе — в % от веса сухого грунта, в знаменателе — в % от границы текучести грунта):

Таблица 1

Станции	Обеспеченность, %							
	1	3	5	10	20	50	95	99,9
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Агинское	$\frac{34}{92}$	$\frac{33}{89}$	$\frac{32}{85}$	$\frac{30}{81}$	$\frac{29}{79}$	$\frac{26}{71}$	$\frac{21}{57}$	$\frac{17}{46}$
	$\frac{44}{100}$	$\frac{41}{93}$	$\frac{39}{89}$	$\frac{37}{84}$	$\frac{34}{78}$	$\frac{30}{68}$	$\frac{22}{50}$	$\frac{16}{37}$
Боготол	$\frac{29}{91}$	$\frac{27}{84}$	$\frac{25}{78}$	$\frac{24}{75}$	$\frac{22}{69}$	$\frac{19}{59}$	$\frac{13}{41}$	$\frac{9}{28}$

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Большая Мурта	$\frac{37}{100}$	$\frac{34}{92}$	$\frac{33}{89}$	$\frac{31}{84}$	$\frac{29}{79}$	$\frac{25}{68}$	$\frac{18}{49}$	$\frac{13}{35}$
Бея	$\frac{32}{87}$	$\frac{29}{79}$	$\frac{27}{73}$	$\frac{25}{68}$	$\frac{23}{62}$	$\frac{19}{52}$	$\frac{11}{30}$	$\frac{8}{22}$
Дзержинское	$\frac{29}{91}$	$\frac{27}{85}$	$\frac{26}{82}$	$\frac{24}{75}$	$\frac{23}{72}$	$\frac{20}{63}$	$\frac{15}{47}$	$\frac{11}{35}$
Долгий Мост	$\frac{34}{92}$	$\frac{33}{89}$	$\frac{32}{86}$	$\frac{30}{81}$	$\frac{28}{76}$	$\frac{26}{70}$	$\frac{20}{54}$	$\frac{16}{44}$
Ермаковское	$\frac{28}{88}$	$\frac{25}{79}$	$\frac{24}{75}$	$\frac{22}{69}$	$\frac{19}{60}$	$\frac{16}{50}$	$\frac{9}{28}$	$\frac{6}{19}$
Енисейск	$\frac{48}{110}$	$\frac{44}{100}$	$\frac{42}{96}$	$\frac{39}{89}$	$\frac{36}{82}$	$\frac{30}{69}$	$\frac{20}{46}$	$\frac{13}{30}$
Казачинское	$\frac{31}{97}$	$\frac{29}{91}$	$\frac{28}{87}$	$\frac{27}{84}$	$\frac{25}{78}$	$\frac{23}{72}$	$\frac{18}{56}$	$\frac{14}{44}$
Кежда	$\frac{29}{91}$	$\frac{27}{85}$	$\frac{25}{78}$	$\frac{23}{72}$	$\frac{21}{66}$	$\frac{18}{57}$	$\frac{11}{35}$	$\frac{7}{22}$
Красноярск	$\frac{26}{100}$	$\frac{24}{92}$	$\frac{23}{89}$	$\frac{22}{85}$	$\frac{21}{81}$	$\frac{18}{69}$	$\frac{13}{50}$	$\frac{10}{39}$
Легостаево	$\frac{29}{91}$	$\frac{27}{85}$	$\frac{26}{82}$	$\frac{25}{75}$	$\frac{23}{72}$	$\frac{20}{63}$	$\frac{15}{47}$	$\frac{11}{35}$
Солянка	$\frac{36}{97}$	$\frac{34}{92}$	$\frac{33}{89}$	$\frac{31}{84}$	$\frac{29}{79}$	$\frac{25}{68}$	$\frac{18}{49}$	$\frac{13}{35}$
Таштып	$\frac{43}{98}$	$\frac{39}{89}$	$\frac{37}{85}$	$\frac{34}{78}$	$\frac{31}{71}$	$\frac{27}{62}$	$\frac{17}{53}$	$\frac{11}{25}$
Ярцево	$\frac{47}{107}$	$\frac{43}{99}$	$\frac{40}{91}$	$\frac{37}{85}$	$\frac{33}{75}$	$\frac{28}{64}$	$\frac{16}{37}$	$\frac{9}{20}$

Как известно, прочность грунтов земляного полотна назначается в зависимости от расчетной влажности грунтов. А последняя определяется на основе теории вероятности по методу «аналога», который заключается в сопоставлении параллельных наблюдений за влажностью грунтов в поле, проводимых агрометеостанциями, и в грунтах земляного полотна с целью установления коэффициента корреляции между ними [2].

Для установления коэффициента корреляции были сопоставлены значения расчетных влажностей грунтов открытого поля и грунтов земляного полотна, климатических и гидрологических условий исследуемого района.

Среднее значение коэффициента корреляции для различной обеспеченности составило

$$\alpha_{\text{ср}} = \frac{W_p \text{ земляного полотна}}{W'_p \text{ аналога}} = 0,91.$$

Следовательно, в рассматриваемых условиях увлажнение грунтов земляного полотна атмосферными осадками и грунтовыми водами составляет 91% от влажности грунтов открытого поля.

По расчетным влажностям грунтов открытого поля (табл. 1) и коэффициенту корреляции $\alpha_{\text{ср}} = 0,91$ определяем расчетные влажности грунтов земляного полотна с гравийным покрытием для южной части Красноярского края (в % от границы текучести).

Таблица 2

Станции	Обеспеченность, %				
	1	3	5	10	20
Агинское	84	81	77	74	72
Боготол	91	84	81	76	71
Богучаны	83	76	71	68	63
Большая Мурта	91	84	81	76	72
Бея	79	72	67	62	57
Дзержинское	83	77	75	68	65
Долгий Мост	84	81	78	74	69
Ермаковское	80	72	68	63	55
Енисейск	92	91	87	81	74
Казачинское	88	83	79	77	71
Кежма	83	77	71	66	60
Красноярск	91	84	81	77	74
Легостаево	83	77	74	68	66
Солянка	88	84	81	76	72
Таштып	89	81	77	71	65
Ярцево	98	90	83	77	68

По данным табл. 2 можно построить изолинии расчетных влажностей грунтов земляного полотна для различной обеспеченности. Принимая для дорог I—II категории повторяемость расчетной влажности 1 раз в 20 лет (обеспеченность в 5%), строим изолинии расчетных влажностей грунтов земляного полотна для рассматриваемой лесной территории Красноярского края.

Увеличение расчетной влажности с юга на север рассматриваемой территории объясняется тем, что в этом же направлении увеличивается сумма выпадаемых осадков, а испарение уменьшается. Глубина установившихся грунтовых

той E_0 (рис. 1) восстановим перпендикуляр до кривой, соответствующей группе грунтов и типу местности по характеру увлажнения, из которой опускаем перпендикуляр на ось абсцисс.

При увеличении высоты насыпи влажность грунта уменьшается. Влажность может быть уменьшена устройством водонепроницаемых покрытий и обочин или дренажей [2, 3, 4].

Расчетный модуль деформации грунта (E_0) определяется по графику (рис. 2) в зависимости от влажности.

Величина несущей способности грунтов определяется по формуле [5]: а) для несвязных и малосвязных грунтов $P = 0,00877 \cdot E_0$, б) для связных грунтов $P = 0,0149 \cdot E_0$,

где P — предельная несущая способность грунта, $кг/см^2$;

E_0 — расчетный модуль деформации грунта, $кг/см^2$.

По характеру увлажнения определяем доминирующий вид почвенно-грунтовой поверхности, воспользовавшись для этого обобщенным графиком расчетного модуля деформации, предложенным проф. Н. А. Пузаковым [2]. Из точки с ордина-

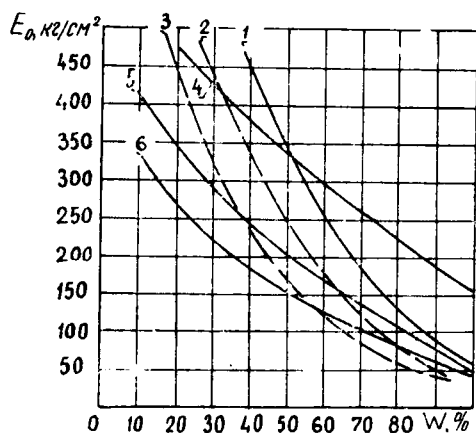


Рис. 1. График расчетных модулей деформации грунтов:

1 — глинистый грунт и тяжелый суглинок; 2 — суглинок; 3 — легкий суглинок и тяжелая супесь; 4 — легкая супесь крупнозернистая; 5 — легкая супесь мелкозернистая; 6 — супесь и легкий суглинок пылеватый.

той E_0 (рис. 1) восстановим перпендикуляр до кривой, соответствующей группе грунтов и типу местности по характеру увлажнения, из которой опускаем перпендикуляр на ось абсцисс.

Полученные параметры несущей способности грунтов (табл. 3) соответствуют самому неблагоприятному расчетно-

Расчетные модули деформации (E_0) и несущая способность грунтов (P) в зависимости от влажности (W), в % от границы текучести грунта

Наименование грунта	$W = 70$		$W = 75$		$W = 80$		$W = 85$	
	E_0	P	E_0	P	E_0	P	E_0	P
Глинистый и тяжелый суглинистый	200	2,9	160	2,38	130	1,93	100	1,49
Суглинистый	125	1,86	100	1,49	80	1,19	75	1,08
Легкий суглинок и тяжелая супесь	95	1,41	80	1,19	65	0,97	50	0,75
Легкая супесь крупнозернистая	260	2,28	250	2,18	230	2,01	200	1,75
Легкая супесь мелкозернистая, песок пылеватый	150	1,31	120	1,05	110	0,96	100	0,88
Легкий суглинок пылеватый	100	0,88	90	0,79	80	0,70	70	0,62

му состоянию грунта в весенний период. В другое же время года несущая способность грунта увеличивается. Поэтому приведенные данные могут быть использованы в работах при обосновании конструкции новых трелевочно-транспортных машин, применяемых в многолесных районах Сибири, а также для выбора устойчивых дорожных конструкций лесовозных автодорог.

ЛИТЕРАТУРА

1. Агроклиматический справочник по Красноярскому краю. М., Гидрометеониздат, 1961.
2. Пузаков Н. А. Водно-тепловой режим земляного полотна автомобильных дорог. М., Автотрансиздат, 1960.
3. Сиденко В. М. Расчет и регулирование водно-теплого режима дорожных одежд и земляного полотна. М., Автотрансиздат, 1962.
4. Шелопаев Г. И. Водно-тепловой режим и устойчивость автомобильных дорог в избыточно увлажненных районах Сибири. — В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 72. Химки, 1966.
5. Шитов В. Н. К вопросу районирования лесных площадей по несущей способности грунтов. — В кн.: Труды ЦНИИМЭ, сб. 15, вып. 4. Химки, 1960.

Научный редактор канд. техн. наук В. Н. ШИТОВ.

СОДЕРЖАНИЕ

	стр.
Введение	3
А. С. Иванкович. О расчете жестких одежд лесовозных дорог	5
В. И. Котляр. Исследование взаимодействия лесовозного автопоезда с дорожным покрытием из цементогрунта	12
Ю. М. Анастасюк. Влияние подвижной нагрузки на напряженное состояние грунта земляного полотна	21
В. И. Котляр. К расчету динамических прогибов цементно-грунтового покрытия лесовозных дорог	31
Б. Н. Смирнов, А. И. Холопов и А. П. Кудрявцева. Исследование воздействия подвижной нагрузки на конец плиты и взаимодействия последней с основанием автодорог	41
И. В. Шатов, А. П. Григорьев и А. М. Горбунов. Исследование предварительного напряжения арматуры дорожных железобетонных плит.	52
И. В. Шатов, А. М. Горбунов, А. П. Григорьев. О стендовых испытаниях дорожных предварительно напряженных железобетонных плит	61
А. П. Кудрявцева, Е. В. Аксенова. Испытание образцов из песчаного бетона на морозостойкость	72
Б. Н. Смирнов, Г. И. Царапкии, С. В. Коновалов. О применении виброштампования при изготовлении железобетонных изделий	79
С. Д. Кодеба. Термическое укрепление грунтов для устройства покрытий автодорог	89
В. Д. Соколов, С. А. Муртузалиев, М. А. Шапошников, М. П. Архипов. Технология устройства земляного полотна через глубокие болота.	97
Я. В. Минкевич, Е. Э. Лумане, П. М. Майке. Транспортное освоение заболоченных лесов Латвии	104
А. С. Иванкович, Р. И. Волосова. О полевых определениях физико-механических свойств грунтов	113
И. И. Леонович, Н. П. Вырко. К вопросу об определении высоты земляного полотна лесовозных автомобильных дорог в западных районах СССР	122
В. Я. Хлуд. Экспериментальные исследования влияния жесткости рессорного подвешивания роспуска лесовозного автопоезда на величину вертикальных деформаций гравийных дорог	139
А. В. Яценко. Лабораторные исследования по применению в автодорожном строительстве газогенераторных смол	148
А. Н. Пикусов. Определение допускаемых уклонов и длины спусков горной дороги по условию сохранения надежности тормозов.	158
И. А. Скиба, Г. И. Шелопаяев. Районирование лесной территории Красноярского края по несущей способности грунтов.	167

CONTENTS

	Page
Preface	3
A. S. Ivankovich. Calculation of non-hard surface-dressing of logging roads.	5
V. I. Kotlyar. Investigations into the interaction between the truck and trailer unit and the soil cement road surface.	12
Yu. M. Anastasyuk. Influence of the movable load on the stressed status of the road bed.	21
V. I. Kotlyar. Calculation of dynamic sags on the soil cement logging road surface.	31
B. N. Smirnov, A. I. Holopov, A. P. Kudryavtseva. Study of the influence of movable load on the slab end and the interaction of the latter with the truck road sub-base.	41
I. V. Shatov, A. P. Grigorjev, A. M. Gorbunov. Investigations into the prestressed framework of the reinforced concrete road slabs.	52
I. V. Shatov, A. M. Gorbunov, A. P. Grigorjev. Stand tests of the prestressed reinforced concrete road slabs.	61
A. P. Kudryavtseva, E. V. Aksenov. Frost-resistance tests of sand concrete samples.	72
B. N. Smirnov, G. I. Tsarapkin, S. V. Konovalov. Use of vibro-punching in manufacturing concrete products.	79
S. D. Kodeba. Thermal strengthening of soil for truck road surface.	89
V. D. Sokolov, S. A. Murtusaliev, M. A. Shaposhnikov, M. P. Arkhipov. Techniques of road bed construction over deep swamps.	97
Ya. V. Minkevich, I. E. Lumane, P. M. Mayke. Road building in forests located in swampy areas of Latvia.	104
A. S. Ivankovich, R. I. Volosova. Definition of physical-mechanical properties of soil under field conditions.	113
I. I. Leonovich, N. P. Vyrko. The height of the bed of the logging truck roads in the Western regions of the USSR.	122
V. Ya. Hlood. The experimental study of the effect of rigidity of the truck trailer spring suspension on the value of gravel road vertical deformations.	139
A. V. Yatschenko. Laboratory investigations into the use of gas-producer resins in the truck road construction.	148
A. N. Pikushov. Determination of maximum gradients and length of slope of a mountain road in accordance with the brake reliability.	158
I. A. Skiba, G. I. Shelopaev. Distribution of forested area in Krasnoyarsky region according to bearing capacity of the soils.	167

Ответственный редактор канд. техн. наук С. А. Абрамов.

Редактор М. Д. Важнин.

Технический редактор М. Д. Беззубцева.

Корректоры Г. А. Бычкова, М. И. Хлебникова.

Подписано к печати 10/III-71 г.

Бумага $60 \times 90^{1/16}$

Печ. л. 11

Л-117253

Тираж 1300

Цена 77 коп.

Заказ 402

Типография ЦНИИМЭ