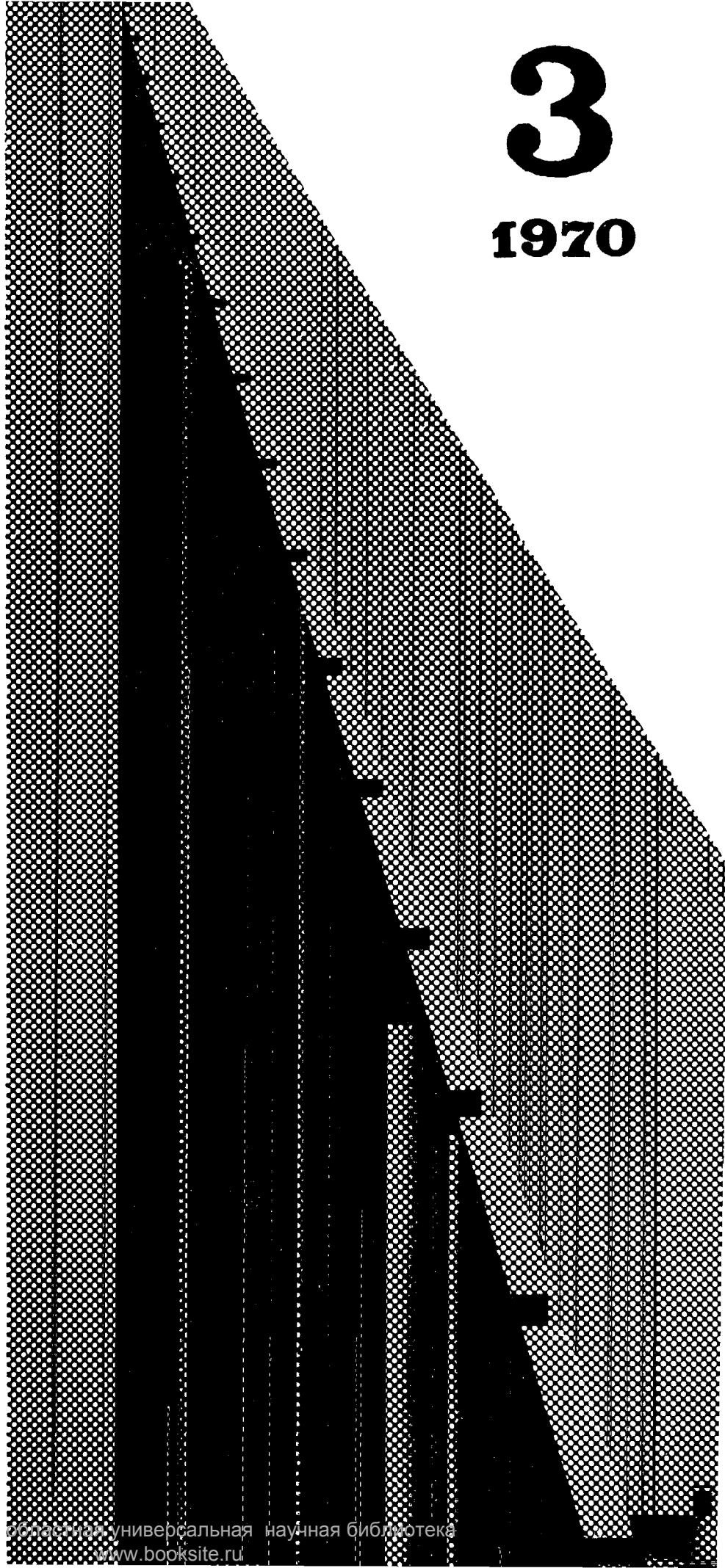


ПОТОК АВТОМОБИЛЬНЫЕ

3
1970



В НОМЕРЕ

На ленинской вахте	2 стр. обл.
Г. Н. Бородин — На ленинских маршрутах	4
Повышать качество мостостроения	1
И. А. Хазан — Недостатки, требующие быстрого устранения	3
И. Н. Серегин, А. П. Пономарев — Предотвращать деформации железобетонных пролетных строений	4
Л. В. Воронков — Режимы термовлажностной обработки бетона и качество мостовых конструкций	6
М. М. Журавлев, В. Д. Квасов — Соблюдать технологическую последовательность строительства	7
Д. М. Шапиро, Ш. М. Ходос, А. М. Саменкин, В. В. Головкин — Типовые конструкции сопряжений мостов с насыпями	8
О. В. Кисельников — Недостатки в проектировании и строительстве дорожных труб	10
В. В. Алексеев, А. Я. Журавлев, С. М. Старонадомский — Новая конструкция автодорожного моста для масового строительства	11
Г. А. Пассек, М. Б. Фельдман — Продольная надвижка пролетного строения путем непрерывного скольжения	12
Е. И. Штильман, Е. И. Эдельман — Особенности пролетных строений из пустотных плит	13
Б. Ф. Перевозников — Региональные нормы стока	15
Техническая документация	16

ЭКОНОМИКА

В. И. Рыбников — Планирование заработной платы в тресте Киевдорстрой	17
В. Яблонский — Хозрасчет и экономика строительных материалов	18

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Г. А. Федотов — Новый прием расчета размывов под мостами	19
--	----

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

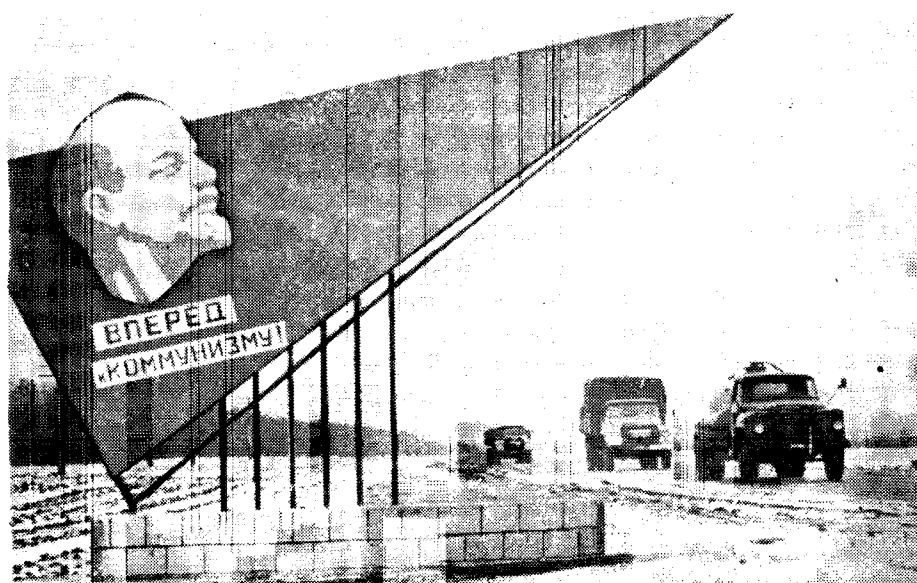
Л. О. Сивуда, Б. И. Курденков — Способы производства щебня улучшенной формы	21
В. П. Целинко — Использование слабых известняков в дорожном строительстве Молдавии	23
В. В. Володин — О допусках по прочности для дорожного бетона (в порядке обсуждения)	24
А. Г. Малайрова — Новая технология приготовления резино-битумной мастики	25
А. О. Салль — Упруго-деформационные свойства асфальтобетонного покрытия	26
И. Г. Сорокин — Ускоренный метод контроля качества асфальтобетонной смеси	27

ЗА РУБЕЖОМ

И. Х. — Прогресс мостостроения в Чехословакии	29
Э. Н. Смирнов, Г. С. Беспрозванный — Герметизация швов бетонных покрытий	30

ДОРОЖНАЯ ХРОНИКА ПИСЬМА ЧИТАТЕЛЕЙ

Тамалинцев — Для безопасности движения	32
П. Чацкий — Новые дороги	32
Н. В. Васильчиков — 40-летие дорожно-го хозяйства Монголии	3 стр. обл.
В. А. Кейльман — Творческая связь науки с производством	4 стр. обл.



НА ЛЕНИНСКОЙ ВАХТЕ

□ План четырех месяцев 1970 г. выполнить к 20 апреля — такое обязательство принял коллектив треста Мурманскдорстрой Минтрансстроя, а коллектив автобазы № 53 этого треста решил закончить пятилетний план грузоперевозок к 22 апреля — ко дню рождения В. И. Ленина.

В день коммунистического субботника рабочие, инженерно-технические работники и служащие обязались работать безвозмездно.

□ На один год раньше срока будет закончена реконструкция моста через р. Великую. Коллектив Мостопоезда № 449 Минтрансстроя, соревнуясь за достойную встречу 100-летия со дня рождения В. И. Ленина и досрочное выполнение заданий последнего года пятилетки, сосредоточил свои усилия на завершении работ не к концу 1971 г., как это было намечено раньше, а в текущем юбилейном году. Большую помощь строителям оказывают местные партийные и хозяйственные организации.

□ Нефтяному краю — отличные дороги, так считают коллективы треста Каздорстрой Минтрансстроя СССР. Плановмерно, из года в год наращивается сеть современных дорог в Татарской АССР. Трестом построено уже более 650 км новых дорог и десятки железобетонных мостов. Ежегодно коллектив строителей выполняет дорожных работ на 4—7 млн. руб.

В ходе юбилейного соревнования коллектив треста еще больше повышает темпы дорожных работ. В ближайшие годы ему предстоит построить еще 520 км новых дорог и реконструировать около 300 км. Годовая загрузка треста возрастет до 8 млн. руб.

□ Пятилетка дорожных работ за 4 года выполнена коллективами Министерства автомобильных дорог Казахстана. За это время здесь по-

строено около 11 тыс. км дорог с твердыми покрытиями. Успешному ходу строительства способствовали технический прогресс во всех сферах деятельности дорожников, широкое соревнование в честь 100-летия со дня рождения В. И. Ленина, а также активная подготовка к участию в выставке «Техническое творчество молодежи» на ВДНХ, посвященной ленинскому юбилею.

Ускорению технического прогресса в дорожном строительстве способствовали рационализаторы и изобретатели, внесшие за четыре года более 3 тыс. различных предложений, из которых внедрено 2807 с условным экономическим эффектом более 5 млн. руб.

Сейчас в областных дорожных организациях Казахстана с новой силой развернулось юбилейное социалистическое соревнование. Так, например, коллектив ДСУ-4 принял обязательство к 22 апреля 1970 г. выполнить в Кустанайской области строительно-монтажных работ сверх плана на 450 тыс. руб. В Рузаевском районе решили закончить строительство дорог ко всем центральным усадьбам совхозов и их отделениям и таким образом обеспечить связь с железнодорожными станциями и опорными хлебприемными пунктами.

□ 254 км новых дорог будет построено в юбилейном году коллективами треста Мособлдорстрой. В связи с увеличением протяженности дорожной сети в Московской области перевозки пассажиров возрастут в 1970 г. на 4,5%, а грузовые централизованные автомобильные перевозки будут больше прошлых годов на 5%.

Творческая инициатива производственных коллективов дорожников сейчас направлена на выполнение взятых обязательств в честь 100-летия со дня рождения В. И. Ленина и производственных заданий последнего года пятилетки.

ДОРОГИ

АВТОМОБИЛЬНЫЕ

**ПРОИЗВОДСТВЕННО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
ЖУРНАЛ
МИНИСТЕРСТВА
ТРАНСПОРТНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА
СССР**

XXXIII ГОД ИЗДАНИЯ

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ:

В. Ф. БАБКОВ, С. М. БАГДАСАРОВ, В. М. БЕЗРУК, В. Л. БЕЛАШОВ, Г. Н. БОРОДИН, Н. П. ВАХРУШИН (зам. главного редактора), Е. Н. ГАРМАНОВ, Л. Б. ГЕЗЕНЦЕВ, С. А. ГРАЧЕВ, В. Б. ЗАВАДСКИЙ, Е. И. ЗАВАДСКИЙ, А. С. КУДРЯВЦЕВ, В. В. МИХАЙЛОВ, В. К. НЕКРАСОВ, А. А. НИКОЛАЕВ, А. К. ПЕТРУШИН, К. П. СТАРОВЕЛОВ, Г. С. ФИШЕР, В. Т. ФЕДОРОВ (главный редактор), И. А. ХАЗАН

Адрес редакции:

Москва, Ж-89,
Набережная Мориса Тореза, 34
Телефоны: 231-58-53; 231-85-40, доб. 57



Издательство «Транспорт»
Москва 1970 г.

МАРТ 1970 г.

№ 3 (339)

ПОВЫШАТЬ КАЧЕСТВО МОСТОСТРОЕНИЯ

Декабрьский (1969 г.) Пленум ЦК КПСС указал, что научно-технический прогресс является магистральным путем развития нашей экономики и повышения эффективности капитальных вложений, основой дальнейшего подъема народного хозяйства.

Повышение эффективности транспортного строительства включает решение ряда задач, в том числе и повышение качества работ. Именно качество в значительной мере определяет экономические показатели деятельности строительной организации.

За последние годы в строительстве мостов имеется большой прогресс в разработке ряда новых конструкций, особенно из предварительно напряженного железобетона и в отработке новых технологических приемов работ. Сложные конструктивные формы и повышенные требования к искусственным сооружениям обуславливают необходимость высокого качества строительных работ.

Минтрансстроем решен ряд организационных и технических вопросов, способствующих повышению качества строительства искусственных сооружений.

Как показывает практика, качество работ стало повышаться. Так, например, с хорошими и отличными оценками работ в 1967 г. сдано 96% объектов, а в 1968 г. более 98%. В 1969 г. сданы с оценкой «отлично» мосты через реки Усури в Приморском крае и Москву у Нагатина, путепровод в г. Киеве и другие объекты.

Наряду с имеющимися достижениями отдельные организации все еще при производстве работ допускают нарушения требований проектов и действующих нормативных документов. На ряде построенных сооружений имеются дефекты, которые явились частично следствием несовершенства конструкций, а также нарушений технических требований к заводскому изготовлению и строительству.

Материалы обследования сооружений показывают, что значительная часть де-

фектов обусловлена недостаточным техническим надзором, в результате чего имеются случаи несоблюдения требований проекта, строительных норм и правил и технических указаний. Поэтому не случайно коллегией Минтрансстроя неоднократно рассматривались вопросы качества строительства мостов, а также намечались меры по повышению надежности мостовых конструкций в процессе строительства и эксплуатации.

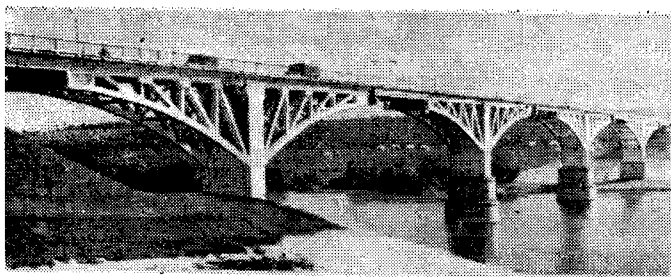
Особое внимание руководителей мостостроительных организаций было обращено на необходимость дальнейшего повышения ответственности каждого инженерно-технического работника за качество конкретно выполняемой работы.

С развитием технического прогресса роль рабочего, техника и инженера в борьбе за качество не только не уменьшается, а, напротив, усиливается. В связи с этим Минтрансстроем проводятся меры по подтяжке технологической дисциплины, укреплению кадров квалифицированными рабочими и ИТР, усилению контроля за работами органами заводской инспекции и работниками аппаратов Главка, трестов и низовых организаций.

В деле дальнейшего улучшения качества мостостроения первостепенным является совершенствование технологии строительства, так как в настоящее время в общих затратах на сооружение моста большую часть составляют технологические затраты.

Разработка вопросов технологии начала серьезно улучшаться после создания специального конструкторского бюро Главмостостроя (СКВ). Это бюро позволяет более успешно решить задачу осуществления единой технической политики в мостостроении, обеспечения строек проектами производства работ, технологическими картами и правилами, улучшения дела проектирования технологии строительства, оснастки и оборудования.

В последние несколько лет утвердился целый ряд нормативных документов



На автомобильной
дороге Воронеж
— Ростов-на-Дону

Фото В. Иконова

по строительству искусственных сооружений в условиях низких температур, повышения морозостойкости бетона и т. п., которые, безусловно, способствуют повышению качества строительства железобетонных и металлических мостов.

Кроме того, выпущен ряд дополнительных документов, в частности: Наставление по контролю за качеством работ для инженерно-технических работников, занятых на строительстве мостов и труб; Наставление по производству мостостроительных работ.

Эти документы, обобщая все ранее выпущенные СНиП, удобны для пользования и оказывают серьезную помощь в вопросах повышения качества строительства. Этой же цели в большей мере служат новые Технические условия на проектирование и изготовление железобетонных мостовых конструкций.

Минтрансстроем были проведены большие работы по освоению выпуска новых пролетных строений, отвечающих этим требованиям. На заводах и полигонах были реконструированы участки для изготовления улучшенных пролетных строений.

Освоению пролетных строений по новым проектам предшествовала большая работа. Так, например, были разработаны проекты оснастки и реконструкции предприятий, изготовлена и смонтирована оснастка общим весом более 2000 т, переустроен ряд пропарочных камер и построены новые. При изготовлении предварительно напряженных пролетных строений начато широкое внедрение арматурных пучков с головками, высаженными на концах высокопрочных проволок. В трех трестах создаются поточные линии для изготовления таких пучков. Применение этого способа анкеровки улучшает качество конструкций, сокращает трудовые затраты на изготовление пучков в 3—4 раза и уменьшает расход проволоки на 20%.

ЦНИИС совместно с СКБ Главмостостроя разработал новый тип гидроизоляции пролетных строений на основе тиокола. Проведенные опытные работы показали, что эта гидроизоляция более надежна в эксплуатации и дает возможность механизировать работу по ее нанесению. Широкое внедрение гидроизоляции из тиоколовой мастики будет способствовать улучшению качества работ и повышению долговечности сооружений.

Главмостостроем изготовлен и проходит испытания опытный образец передвижного бетонного завода производительностью 40 м³ бетонной смеси в час. Этот инвентарный завод предназначен для строительства малых и средних искусственных сооружений.

Известно, что к мостовым конструкциям предъявляются повышенные требования по прочности, морозостойкости и долговечности. Обеспечить эти требования можно лишь при применении высококачественных цементов, сортированных и мытых каменных материалов. В этих целях Главмостостроем и Главстройпромом ведется переустройство бетонных узлов и складов минеральных материалов, улучшается технология изготовления конструкций, заводы и полигоны оснащаются соответствующим оборудованием, оснасткой и измерительной аппаратурой.

В настоящее время Минтрансстроем закончено составление пятилетнего плана развития мостовой индустрии, при этом предусматривается осуществление серьезных мероприятий по совершенствованию технологии и улучшению качества промышленной продукции. Развитие и совершенствование индустриальной базы предполагается на основе специализации, увеличения мощности и строительства новых заводов мостовых железобетонных конструкций в первую очередь в районах Сибири, Средней Азии и Дальнего Востока.

К концу новой пятилетки по сравнению с 1968 г. предполагается намного увеличить ежегодные поставки сборных конструкций. При этом рост поставок конструкций предусматривается преимущественно с заводов, с сокращением полигонного изготовления. Одновременно предусмотрено большое увеличение мощности по выпуску сортированного щебня.

Важное значение для повышения производительности труда и качества работ имеет оснащенность строительных организаций средствами механизации, поэтому в настоящее время проводится большая работа по анализу механизации мостостроительных работ. На основании изучения характеристик машин и оборудования, выпускаемых промышленностью, а также опыта их эксплуатации, разработан перечень машин, рекомендуемых для мостостроения. Прделан-

ная работа позволила разработать таблицу оснащения мостостроительных организаций основными машинами и оборудованием. Составлен также перспективный план создания нового мостостроительного оборудования.

На Люберецком заводе Главмостостроя создается опытно-экспериментальный цех для изготовления и отработки опытных образцов мостостроительного оборудования. Эта мера позволит значительно ускорить освоение изготовления опытных образцов и передачу их в серийное производство.

Для улучшения внедрения новых конструктивных и технических решений предполагается Киевский завод МЖБК превратить в опытно-экспериментальный завод мостовых железобетонных конструкций. На этом заводе будет производиться соответствующая отработка технологии изготовления и проверка новых видов конструкций до начала их массового внедрения.

В целях повышения производительности труда и снижения стоимости массового строительства малых искусственных сооружений — водопропускных труб намечается в соответствии с результатами исследований ЦНИИС в ближайшие 2—3 года наладить изготовление водопропускных труб из гофрированного металла. Не вызывая перерасхода металла по сравнению с железобетонными, применение таких труб позволяет существенно снизить стоимость и трудоемкость работ при одновременном улучшении качества постройки.

В целях повышения качества мостостроительных работ в строительных организациях ведется систематическое повышение уровня технических знаний рабочих и инженерно-технических работников. Без отрыва от производства рабочие обучаются новой технике мостостроения. Во всех трестах с 1968 г. действуют учебные пункты по подготовке рабочих кадров с отрывом от производства. Значительно расширен контингент инженерно-технических работников, повышающих свою квалификацию с отрывом от производства на центральных курсах Министерства и курсах, проводимых главками.

Выполнение намеченных мер наряду с дальнейшим техническим прогрессом мостостроения позволит существенно повысить и качество строительства.

Задачей всех коллективов мостостроителей, проектных и научных организаций является большая творческая деятельность, направленная на дальнейшее совершенствование одной из сложных отраслей транспортного строительства — мостостроения.

НА РОДИНЕ ЛЕНИНА

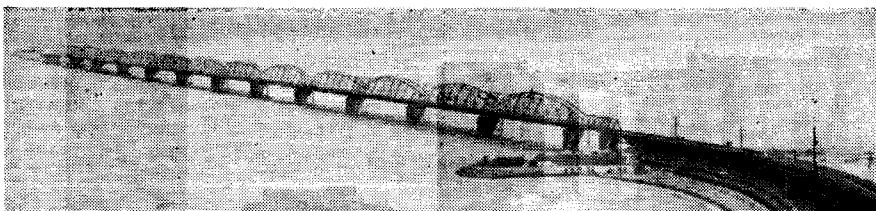


Фото А. Ганюшина

Недостатки, требующие быстрейшего устранения

И. А. ХАЗАН

Мостостроение в СССР — передовая высокomeханизированная и индустриальная область строительства, отражающая общий высокий уровень развития народного хозяйства Советского Союза.

Современному мостостроению доступно решение практически всех задач, встречающихся в многообразных условиях транспортного строительства. Использование индустриальной продукции из высокопрочных материалов, почти повсеместное применение в железобетоне и частично в стальных конструкциях предварительного напряжения, а также эффективная универсальная механизация придает современному мостостроению размах и масштабность и позволяет при незначительной трудоемкости строить сооружения любой сложности в исключительно короткие сроки.

В этих условиях вызывает беспокойство наблюдающиеся в ряде случаев некоторые недостатки, которые отнюдь не вытекают из современных тенденций поточно-скоростного строительства, а возникают в результате не критического отношения ко многим скороспелым инженерным решениям, одностороннего представления об индустриализации строительства и стремления его подчинить местным интересам строителей в отрыве от экономики, качественных требований и эстетики мостовых сооружений, недостаточного глубокого изучения многих свойств и особенностей новых высокопрочных материалов и технологии изготовления современных индустриальных конструкций. Кроме того, ряд недостатков в некоторых сооружениях объясняется ослаблением внимания к качеству работ как на стадии изготовления элементов конструкций на заводах, так и при выполнении строительно-монтажных работ на месте строительства.

Возьмем, к примеру, круглые трубы — наиболее массовый вид искусственных сооружений. Здесь — явный разрыв между жесткой конструкцией железобетонных звеньев и современными способами устройства насыпей с помощью мощной механизации. В результате в звеньях труб появляется большое количество трещин, снижающих их долговечность. В проекте труб явно недооценена роль оснований и фундаментов, что в итоге во многих случаях приводит к неравномерной осадке, раскрытию швов между звеньями и их расползанию. Между тем многие из упомянутых дефектов можно избежать, если применять тонкостенные гибкие трубы и, в частности, трубы из гофрированной стали. Начату в этой области ЦНИИСом и Ленгипротрансомом полезную работу, видимо, нужно форсировать и в кратчайший срок довести новые типы труб до заводов-изготовителей и строителей.

Как известно, строительство малых искусственных сооружений особенно распространено на местных дорогах. Таких сооружений строится очень много и на них затрачиваются большие материальные и трудовые ресурсы. Между тем, как это ни странно, внимания к малым мостам со стороны дорожных организаций уделяется крайне мало. Вопросы совершенствования конструкций таких мостов, технология их изготовления и экономика еще не заняли должного места в планах работ исследовательских и проектных организаций.

Важнейшим источником экономии ресурсов и снижения стоимости строительства малых водопропускных сооружений является правильный выбор их типа в соответствии с пропуском данного расхода воды. К сожалению, в проектных институтах этот важный фактор недооценивается, и зачастую проектирование сооружений выполняется механически без инженерного творчества. В связи с этим заслуживают внимания схемы однопролетных малых мостов, разработанные по конструктивному принципу, в свое время предложенному Тбилисским филиалом Союздорпроектa. В сравнении с трехпролетными схемами при свободных конусах однопролетные схемы дадут значительную экономию.

Отдельные специалисты считают, что индустриализация строительства мостов и путепроводов малых и средних пролетов возможна только при применении разрезных систем. Между тем, как показала практика, достаточно было простейших конструктивных приемов, чтобы из стандартных заводских элементов создать и довести до строителей новые конструкции рамных и рамно-неразрезных мостов и путепроводов, которые в общей сложности снижают стоимость сооружений на 10—15%. В таких конструкциях исключаются деформационные швы (чем значительно улучшаются условия эксплуатации сооружения) и ригели опор (чем улучшается эстетика сооружения). Следовательно, надо поскорее покончить с рутинной в этом вопросе и дать зеленую улицу новым прогрессивным конструкциям.

Удобство эксплуатации неразрывно связано с безопасностью современного движения автомобилей по мостам. И здесь тоже следует преодолеть некоторую косность — под предлогом якобы снижения исходной стоимости сооружений проектировщики иногда игнорируют современные требования к безопасности движения. По нашему мнению, нужно решительнее переходить к повышенным габаритам, увязанным с габаритами подходов, к исключению тротуаров или их отделению высокими бордюрами от проезжей части мостов, к перекрытию пересекаемых дорог высших категорий одним центральным пролетом без промежуточных опор и т. п. Эти и другие вопросы, поднятые работниками Союздорпроектa, должны найти скорейшее воплощение в мостостроительной практике.

Говоря о долговечности сооружений и их высоких эксплуатационных качествах, нельзя обойти вопрос о правильном выборе статической системы сооружения. В этой связи заслуживает одобрения наметившийся отход от рамноконсольных систем в пользу неразрезных и рамных, деформативность которых во времени намного меньше рамноконсольных. Желательно также ускорить научно-исследовательские и проектные работы, а также совершенствование технологии изготовления коробчатых блоков и перевода этих эффективных конструкций на широкие индустриальные рельсы.

Серьезным фактором прочности и долговечности искусственных сооружений является повышение их трещиностойкости. Эту проблему можно успешно решить только совместными усилиями проектных и научно-исследовательских институтов, технологов и строителей. Важно дать правильное проектное решение, но не менее важно строго соблюдать правильный режим изготовления изделий и вести строительство по заданной технологии. Здесь следует отметить полезную работу по изучению природы и предотвращению трещинообразования в опорах (ЦНИИС), по изучению причин и мер предотвращения трещин в пролетных строениях (ЦНИИС и МИИТ), по изучению нового способа термонагрева изделий, при котором опасность трещинообразования снижается (Союздорнии). Однако в деле повышения прочности и долговечности железобетонных предварительно напряженных мостов предстоит еще немало исследовать и изучить.

Правильный и своевременный учет всех факторов, влияющих на исходную стоимость, прочность и долговечность сооружений, является важнейшим и неотъемлемым условием проектирования. Но эта азбучная истина часто и без особых причин нарушается. В результате — немало случаев разрушения конструкций из-за недооценки гидрологических и геологических факторов, хотя их отрицательное воздействие в данных конкретных условиях было видно даже при их поверхностном рассмотрении. Немало таких разрушений бывает и из-за грубых нарушений со стороны строителей технологических требований, предписываемых различными нормативами.

Важнейшим источником снижения стоимости строительства и ускоренного внедрения новых и эффективных мостовых конструкций может служить намечаемое изменение порядка составления смет и поэтапная оплата строительно-монтажных работ. В новых условиях естественное стремление строителей к безубыточному ведению строительных работ не должно вступать в противоречие со стремлением проектировщиков удешевить стоимость сооружений за счет применения новых и более экономичных конструкций, рациональной технологии, сокращения дальности возки материалов и сборных элементов и т. д.

Критика недостатков современного мостостроения отнюдь не умаляет громадные достижения в этой области. Советские мостостроители полны решимости в юбилейном году — последнем году пятилетки — ликвидировать имеющиеся недостатки, оделать все от них зависящее, чтобы отечественное мостостроение по всем показателям заняло ведущее место.

УДК 624.21.002.237.003

Предотвращать деформации железобетонных пролетных строений

Канд. техн. наук И. Н. СЕРЕГИН,
инж. А. П. ПОНОМАРЕВ

Условия движения автомобилей по дороге в значительной степени зависят от продольного профиля проезжей части. Поэтому профилю проезжей части дорог, в том числе в пределах мостов, при проектировании и строительстве придается определенное очертание, обеспечивающее плавное и безопасное движение автомобилей с расчетными скоростями.

Продольный профиль проезжей части дороги, как правило, не претерпевает существенных изменений в процессе ее эксплуатации, так как деформации насыпи изменяются по длине дороги достаточно плавно и почти не отражаются на параметрах продольного профиля дороги.

Иная картина наблюдается на мостах. Продольный профиль проезжей части мостов может существенно меняться в процессе эксплуатации. Основной причиной изменения профиля проезжей части является деформация пролетных строений вследствие накопления обмятий в узлах и стыках (в стальных и деревянных пролетных строениях) и остаточных деформаций материала (в железобетонных и деревянных пролетных строениях).

В железобетонных пролетных строениях с напрягаемой арматурой неупругие деформации бетона под длительно действующими нагрузками (ползучесть бетона, его усадка и сезонные деформации) приводят в зависимости от напряженного состояния пролетного строения под действием собственного веса и сил предварительного натяжения к вспучиванию пролетных строений, а иногда к их провисанию.

В результате вертикальных деформаций пролетных строений поверхность проезжей части мостов изменяет свое первоначальное очертание. Эти изменения особенно неблагоприятны в многопролетных мостах, в которых проезжая часть приобретает волнообразное очертание с выпуклыми или вогнутыми углами перелома в местах сопряжений пролетных строений между собой и с подходами. Такое очертание резко снижает безопасность движения автомобилей, заставляя их уменьшать скорость.

Влияние кривизны и переломов поверхности проезжей части на условия движения автомобилей изучалось рядом исследо-

вателей как в нашей стране, так и за рубежом (А. К. Вируля, В. В. Ротенберг, Н. Ф. Хорошилов и др.), причем было установлено, что решающим фактором здесь являются углы перелома проезжей части. Были установлены зависимости между формой и величиной углов перелома и безопасными скоростями движения автомобилей (Н. К. Шмурнов).

Чтобы устранить вредное влияние длительных вертикальных деформаций пролетных строений на условия движения автомобилей, металлическим и деревянным пролетным строениям (и соответственно их проезжей части) сообщают при изготовлении необходимый строительный подъем, который компенсирует накапливающееся в процессе эксплуатации провисание.

Технические указания на проектирование мостов требуют, чтобы строительный подъем придавался и железобетонным пролетным строениям. При назначении величины строительного подъема рекомендуется учитывать длительные деформации пролетных строений. Однако на практике строительный подъем балкам сборных железобетонных пролетных строений придают далеко не всегда. Даже и тогда, когда строительный подъем придается самим балкам, он не оказывает никакого влияния на условия движения автомобилей, так как проезжую часть железобетонных мостов устраивают без строительного подъема.

Чтобы выявить фактические величины длительных вертикальных деформаций железобетонных мостов различной конструкции и условия движения автомобилей по этим мостам, Союздорнии обследовал в 1967—1968 гг. 44 железобетонных моста с пролетными строениями различной конструкции, в том числе 13 мостов с каркасными пролетными строениями (90 пролетных строений длиной от 12,06 до 32,5 м) и 31 мост с предварительно напряженными пролетными строениями (126 пролетных строений длиной от 12,5 до 42,5 м).

Обследования показали, что проезжая часть подавляющего большинства железобетонных пролетных строений с каркасной арматурой имеет, как и следовало ожидать, вогнутое очертание. Стрела провисания возрастает с увеличением пролета с 12 до 30 м в среднем от 3 до 6 см. Отдельные пролетные строения провисли за время эксплуатации на 5—11 см, при этом максимальные провисания характерны для пролетных строений, балки которых были установлены в раннем возрасте или при низкой прочности бетона.

Провисание пролетных строений резко ухудшило условия движения автомобилей по мосту. Для большинства обследованных мостов допустимые скорости движения лежат в интервале от 40 до 80 км/ч. Среди обследованных мостов имеется только один мост, по которому возможно движение с расчетными скоростями. Балки пролетных строений этого моста были установлены в пролет в возрасте более года.

Длительные вертикальные деформации пролетных строений с предварительно напрягаемой арматурой значительно меньше деформаций пролетных строений с каркасной арматурой.

Если исходить из проектного напряженного состояния обследованных мостов, то большинство пролетных строений



Коллективы организаций и предприятий Министерства строительства и эксплуатации автомобильных дорог РСФСР, соревнуясь за достойную встречу 100-летия со дня рождения В. И. Ленина, решили коренным образом улучшить техническое состояние и уровень благоустройства существующих подъездов к памятным ленинским местам, а также построить новые подъездные дороги с усовершенствованным покрытием в тех местах, где до сих пор были грунтовые.

Как же выполняется принятое решение? До 1968 г. г. Ульяновск (Сим-

НА ЛЕНИНСКИХ

бирск) — родина В. И. Ленина, как известно, не имел подъезда с твердым покрытием к сети автомобильных дорог общегосударственного значения. В 1968 г. Ульяновское и Куйбышевское управления строительства и ремонта автомобильных дорог завершили строительство дороги с асфальтобетонным покрытием, соединяющей Ульяновск с Куйбышевом через г. Мелекес. Коллектив Средневожского управления Гушосдора в 1969 г. закончил основные работы по строительству рокадной автомобильной дороги Цивильск — Ульяновск — Сызрань, соединяющей магистрали Москва — Горький — Казань и Москва — Куйбышев. Эта дорога, пересекая с севера на юг территорию Чувашской АССР, Ульяновской области и частично Татарской АССР и Куйбышевской области, несомненно, будет содействовать дальнейшему подъему сельскохозяйственного произ-

водства прилегающих к ней районов. Кроме того, эта дорога будет обеспечивать круглогодичную автотранспортную связь г. Ульяновска с Москвой, Горьким, Чебоксарами, Казанью, Рязанью, Пензой, Сызранью, Куйбышевом и многими другими городами и районными центрами.

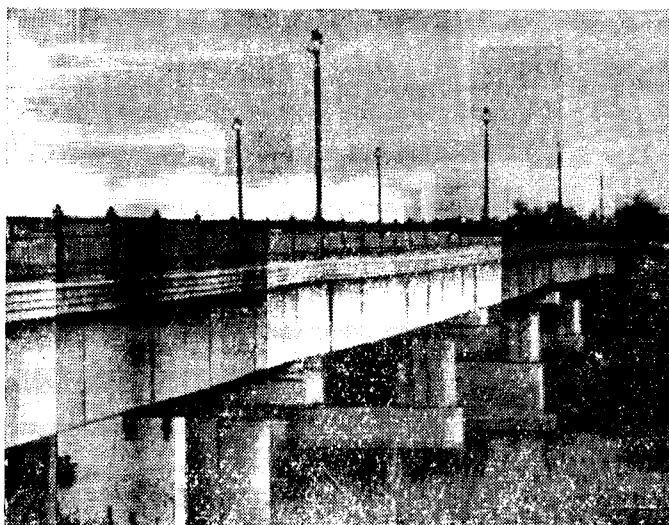
Дорога имеет асфальтобетонное покрытие, постоянные мосты, путепроводы, водопропускные трубы, в местах остановок автобусов смонтированы автопавильоны, строятся комплексы зданий линейно-дорожной и автотранспортной службы.

Учитывая, что подходы к г. Ульяновску приобретают значение важного туристского маршрута, связанного с памятными местами на родине В. И. Ленина, по просьбе строителей дороги Горьковский филиал Гипродорнии разработал проект архитектурного оформления авто-

должно было бы вспучиваться вследствие длительных деформаций бетона. Однако при обследовании было обнаружено большое количество пролетных строений, которые в результате длительных деформаций бетона не вспучиваются, а провисают. В особенности это характерно для пролетных строений с натяжением арматуры на бетон. Это обстоятельство свидетельствует о том, что величину натяжения арматуры контролируют в процессе строительства недостаточно тщательно и значительное количество пролетных строений из предварительно напряженного бетона имеет пониженную по сравнению с проектом трещиностойкость.

Влияние длительных вертикальных деформаций на условия движения автомобилей в пролетных строениях с предварительно напрягаемой арматурой намного меньше, чем в пролетных строениях с каркасной арматурой. На большинстве мостов очертание проезжей части позволяет двигаться с расчетными скоростями, и только некоторые пролетные строения имеют профиль, заставляющий снижать скорость движения.

Длительные вертикальные деформации пролетных строений отрицательно влияют не только на условия движения автомобилей, но и на условия работы, сроки безремонтной службы и внешний вид сооружений (см. рисунок).



Внешний вид моста с провисшими каркасными пролетными строениями

Длительные деформации искажают проектный продольный профиль проезжей части и резко ухудшают водоотвод. Вода застаивается на проезжей части и, проникая со временем под гидроизоляцию, разрушает бетон несущих элементов.

В местах перелома проезжей части возникают удары от колес движущихся автомобилей, которые снижают межремонтный пробег автомобилей и отрицательно влияют на условия работы покрытия. В частности, удары колес автомобилей являются одной из причин преждевременного разрушения деформационных швов. Вода с проезжей части, проникая через разрушенные деформационные швы, загрязняет опорные части пролетных строений и опоры.

Все это свидетельствует о том, что обеспечению проектного профиля проезжей части железобетонных мостов, в особенности с каркасной арматурой, необходимо уделять при проектировании и строительстве значительно большее внимание, чем это делается в настоящее время. Существенной корректировки требуют, по нашему мнению, и соответствующие пункты нормативной документации.

Автомобильно-дорожные мосты эксплуатируют, как правило, под единичными нагрузками или группами таких нагрузок (при больших пролетах), которые не оказывают ощутимого влияния на деформации пролетных строений. Нормативные нагрузки Н-30 и НК-80 появляются на мостах очень редко и технически возможные скорости движения нормативных нагрузок значительно меньше скоростей движения единичных автомобилей. Из этого следует, что основным требованием к профилю проезжей части моста должно быть обеспечение плавности и безопасности движения единичных легких нагрузок со скоростями, являющимися расчетными для данного участка дороги. Это требование в настоящее время в нормативной документации отсутствует.

Вторым требованием к профилю проезжей части должно быть обеспечение плавного и безопасного движения по мосту нормативных нагрузок. При нахождении на мосту нормативных нагрузок пролетные строения прогибаются и очертание проезжей части искажается. Эти искажения не должны быть настолько большими, чтобы возникающие переломы профиля затрудняли движение по мосту нормативных нагрузок с технически возможными скоростями для машин схемы Н-30 и НК-80. Второе требование обращено к жесткости пролетных строений исходя из обеспечения условий движения. Это требование в действующих нормативных документах имеется, но оно никак не связано с возможными скоростями движения нормативных нагрузок и выражено через прогибы пролетных строений, которые прямо не связаны с условиями движения автомобилей. Нужно полагать, что в новых нормативных документах, которые в настоящее время разрабатываются, эти недостатки будут устранены.

УДК 624.21.012.45:625.725.002.612

МАРШРУТ АХ

Г. Н. БОРОДИН

мобильной дороги Цивильск — Ульяновск — Сызрань. В проекте предусмотрен комплекс архитектурно-технических мероприятий по улучшению транспортно-эксплуатационных показателей дороги, повышению безопасности движения, архитектурному оформлению и декоративному озеленению с тематикой, посвященной 100-летию со дня рождения В. И. Ленина. В составе проекта разработаны детали архитектурного оформления транспортных развязок в местах пересечения основной дороги с подъездами к г. Ульяновску со стороны Сызрани и со стороны Цивильска.

Центральное управление автомобильных дорог Гушосдора выполнило работы по благоустройству подъезда от Каширского шоссе к дому-музею В. И. Ленина в д. Горки, подъездов и пешеходных дорожек к памятнику В. И. Ленина у д. Моденово на Можайском шоссе.

Коллектив дорожно-эксплуатационного участка № 12 Управления дороги Москва — Харьков благоустроил подъезд к дому-музею В. И. Ленина в г. Подольске Московской области.

Западное управление автомобильных дорог Гушосдора (Запупрдор) в содружестве с дорожниками Ленинграда завершило работы по реконструкции и благоустройству подъезда к мемориальному памятнику у станции Разлив — музею «Шалаш». Выполнены берегоукрепительные работы на прибрежной полосе у озера Сестрорецкий разлив, установлены светильники, построены площадки-стоянки для автобусов и автомобилей.

В деревне Горки Переславские в Ярославской обл., где открылся музей, посвященный пребыванию в этих местах Ленина, дорожники построили новую подъездную дорогу с асфальтобетонным покрытием.

Красноярское доруправление и местный дорожно-строительный трест закончили основные работы по строительству автомобильной дороги Красноярск — Дивногорск — Балахта — Новоселово — Черногорск — Абакан с выходом на существующую дорогу Абакан — Кызыл (Усинский тракт), к которой у д. Казанцево примыкает подъезд к Шушенскому — месту ссылки В. И. Ленина в 1897 г. Дорога Красноярск — Абакан сокращает путь до Абакана против ранее существовавшего направления через г. Ачинск на 360 км. Ввод в эксплуатацию этой дороги позволяет экскурсантам, автотуристам в любое время года посетить мемориальный центр в Шушенском, где три года пробыл в ссылке В. И. Ленин. Одновременно с этим красноярские и тувинские дорожники выполнили значительные объемы работ по благоустройству подъезда и самого Шушенского.

Режимы термовлажностной обработки бетона и качество мостовых конструкций

Инж. Л. В. ВОРОНКОВ

подавляющее большинство элементов сборных железобетонных конструкций мостов при изготовлении подвергаются термовлажностной обработке, при которой в бетоне могут возникать высокие температурные напряжения, нередко сопровождающиеся образованием наружных или внутренних трещин.

Влияние трещин на эксплуатационные качества мостовых конструкций, в особенности на их долговечность, весьма велико, и тем не менее температурным напряжениям в бетоне мостовых конструкций не уделяется до настоящего времени должного внимания ни при проектировании, ни при изготовлении. В нормативных документах [1, 2] по термовлажностной обработке бетонных и железобетонных изделий даны только самые общие, практически не привязанные к конструкции рекомендации по скорости подъема и снижения температуры окружающей среды, разности температур изделия и воздуха, при которых возможно извлечение изделий из пропарочных камер или передача их на склад, и максимальным температурам изотермического прогрева. При проектировании также не раскрывается связь между конструкцией и допустимыми для нее режимами термовлажностной обработки. В результате режимы термообработки назначаются на заводах МЖБК такие, которые для массивных элементов оказываются недопустимо жесткими.

В последние годы Союздорнии занимался изучением свойств бетонов, обработанных горячей водой [3], и вопросами назначения оптимальных режимов такого способа обработки. По нашему мнению, их следует назначать (кроме продолжительности) в зависимости от температурных напряжений, возникающих от неравномерного прогрева бетона по объему.

Исследование термонапряженного состояния изделий проводилось с помощью программы Т-Н-1, составленной для ЭЦВМ «Урал-2», путем решения дифференциального уравнения теплопроводности для одномерной задачи методом конечных разностей. Это решение справедливо для плитных элементов с отношением толщины плиты к ширине менее $1/3-1/4$.

Внутреннее тепловыделение, сопровождающее твердение бетона, учитывалось на основе рекомендаций группы советских ученых [4]. Основные расчетные характеристики бетонов и окружающей среды, принятые при определении температурных полей в обрабатываемых изделиях, приведены ниже. Они близки к средним их значениям, получаемым при опытным определении и приводимым в нормативных документах.

Расчетные характеристики	Тяжелый бетон	Керамзитобетон
Коэффициент температуропроводности (a), $\text{м}^2/\text{с}$	0,0032	0,00198
Коэффициент теплопроводности (λ), $\text{ккал}/\text{м} \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$	1,6	0,70
Максимальная добавочная температура от экзотермии ($t_{\text{доб}}$), $^{\circ}\text{C}$	52	52
Коэффициент темпа тепловыделения (A_{20}), сут^{-1}	0,2	0,2
Коэффициенты теплоотдачи (i), $\text{ккал}/\text{м}^2 \cdot \text{ч}$:		
а) при обработке в термобассейне	320	140
б) при извлечении изделий из термобассейна в закрытом помещении	10	10
в) при извлечении изделий из термобассейна на полигоне или передаче изделия из помещения на открытый склад	20	20
Коэффициент линейного расширения (α), град^{-1}	1×10^{-5}	1×10^{-5}

Правильность исходных предпосылок была проверена на опытных образцах. Эксперименты по определению температурных полей в твердеющем бетоне показали хорошую сходимость

с теоретическими данными — максимальное расхождение не превышало 2°C .

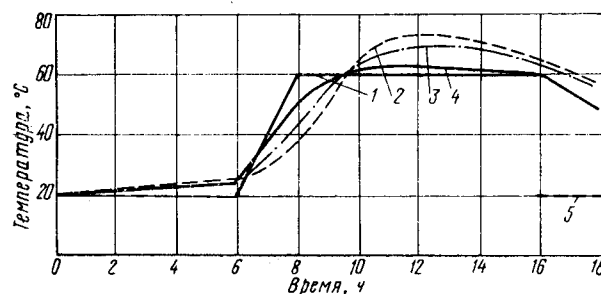
Температурные напряжения определялись по рассчитанным температурным полям методом сопротивления материалов.

Модуль упругости бетона при погружении изделия в термобассейн принимался равным модулю упругости бетона марки 100, а при извлечении — равным модулю упругости бетона марки 300. В качестве критерия прочности в сечениях обрабатываемого изделия принято возникновение растягивающих напряжений не выше нормативных сопротивлений бетона при растяжении.

При обработке бетона модуль его упругости и прочность изменяются на первом этапе обработки достаточно согласованно, поэтому принятие постоянного значения модуля упругости при погружении бетона в термобассейн не влияет существенно на величину допустимого температурного градиента.

Расчеты по программе Т-Н-1 показали, что при термообработке бетона с начальной температурой около 20°C , предварительной выдержке около 6 ч и нагреве окружающей среды до температуры 50°C внутреннее тепловыделение в зависимости от скорости нагрева среды и мощности экзотермии снижает температурные градиенты, возникающие по сечению изделий, на 5—20% по сравнению с расчетом без учета тепловыделения.

При температуре окружающей среды около 50°C (температура внутреннего ядра сечения $\sim 40^{\circ}\text{C}$) начинается бурное тепловыделение, позволяющее повысить скорость нагревания среды. Мощностное внутреннее тепловыделение особенно велико у высокопрочных бетонов с большим количеством высокоактивного цемента. Тепловыделение таких бетонов может способствовать подъему температуры за счет саморазогрева на $70-100^{\circ}\text{C}$. При термообработке изделий из бетонов с большим внутренним тепловыделением ядро изделия очень разогревается, что приводит к появлению растягивающих напряжений на поверхности, так как окружающая среда в этом случае уже охлаждает изделие (рисунк). Учитывая эффект само-



Изменение во времени температуры бетона плиты толщиной 20 см при термовлажностной обработке:
1 — вода; 2 — середина плиты; 3 — средняя интегральная температура; 4 — поверхность плиты; 5 — воздух

разогрева изделия, необходимо ограничивать температуры изотермического прогрева в зависимости от толщины наиболее массивного элемента, входящего в состав сечения изделия. Ниже приведены максимальные допустимые температуры изотермического прогрева для элементов различной толщины:

Максимальная толщина элемента, см	Максимальная температура изотермического прогрева, $^{\circ}\text{C}$
До 20	80
30	60
50	40

Обрабатывать изделия с элементами толщиной более 50 см не рекомендуется, так как саморазогрев их достигает такой величины, что появляются поверхностные трещины. Дать рекомендации по обработке подобных изделий можно только при точном определении мощности тепловыделения с использованием сложного математического расчета по программе Т-Н-1 или аналогичной ей.

Максимальную температуру изотермического прогрева для элементов толщиной более 30 см можно повысить. В этом случае необходимо выдержать изделие в течение 2—3 ч при температуре среды на $7-10^{\circ}$ ниже принятой температуры изотермического прогрева и далее поднимать температуру среды со скоростью 1—2 град/ч. В этом случае внутреннее ядро изделий прогревается за счет внутреннего тепловыделения. Однако это усложняет технологию обработки конструкций.

Проведенные по программе Т-Н-1 расчеты позволили установить закономерность изменения температурных напряжений при термовлажностной обработке изделий и разработать сравнительно простую методику определения температурных напряжений, дающую достаточно точные результаты. Разработанные по этой методике режимы термовлажностной обработки приведены в табл. 1—3.

Таблица 1
Предельно допустимые скорости нагрева и охлаждения воды в термобассейнах

Толщина наиболее массивного элемента изделия, см		Начальная разница температур воды и изделия, °С	Максимальная скорость нагрева воды, град/ч
плиты и изделия из плитных элементов одинаковой толщины	изделия из элементов различной толщины		
10 14 20 28	— — — —	20 20 20 20	20 10 5 2,5
12 18 26 38	10 16 20 30	15 15 15 15	20 10 5 2,5
10 14 20 30	8 12 16 24	10 10 10 10	40 20 10 5

Таблица 2
Допускаемая разность температур изделия и окружающего воздуха при извлечении изделия из термобассейна в закрытом помещении

Толщина элементов изделия, см				Допускаемая разность температур, °С
Плиты		Прочие изделия		
тяжелый бетон	керамзито- бетон	тяжелый бетон	керамзито- бетон	
До 18	До 14	От 6 до 12 . 10 . 14	От 6 до 10 . 10 . 12	60
До 24	До 18	От 6 до 18 . 12 . 22	От 6 до 14 . 10 . 16	40
До 44	До 36	От 6 до 36	От 6 до 30	30
	До 50			20

Таблица 3
Допускаемая разность температур изделия и окружающего воздуха при извлечении изделий из термобассейна на открытом полигоне или передаче их на склад

Толщина элементов изделия, см		Допускаемая разность температур, °С
тяжелый бетон	керамзитобетон	
До 18 . 24 . 36	До 16 . 22 . 32	40 30 20 15
До 50		

Изделия с элементами большей толщины, чем указано в табл. 1, следует нагревать в термобассейне с температурой воды на 15—20°С выше температуры бетона, выдерживать их в течение 2—3 ч при этой температуре с последующим нагреванием окружающей среды со скоростью 2—2,5 град/ч.

Приведенные рекомендации по обработке бетона в термобассейнах могут быть распространены и на термообработку в пропарочных камерах. Коэффициенты теплоотдачи при пропаривании будут немного ниже соответствующих коэффициентов при обработке в термобассейнах, но температура поверхности изделий в обоих случаях обработки практически мало отличается от температуры окружающей среды, а следовательно, и температурные поля в сечениях изделий при прочих равных условиях будут практически одинаковы.

При пропаривании во время изотермического прогрева температура изделий также будет выше температуры окружающей среды, что вызовет интенсивное испарение воды и, как следствие, снижение качества бетона. В этом случае можно было бы также рекомендовать медленный нагрев среды до температуры изотермического прогрева. Но выполнить эти рекомендации практически невозможно, так как обычно при пропаривании наблюдаются большие перепады температуры среды по пространству пропарочных камер. Более правильно будет рекомендовать снижение температуры изотермического прогрева для конструкций с плитными элементами толщиной более 20 см до 60°С.

При термовлажностной обработке призматических элементов с отношением сторон $1/1—1/2$ также можно пользоваться приведенными данными. Для этого призматические элементы приводят условно к плитным, умножая их толщину на коэффициент 0,75. Также следует поступать и в случае, когда призматический элемент входит в состав сечения обрабатываемого изделия.

Выводы

1. Использование действующих нормативных документов при назначении режимов термовлажностной обработки изделий не гарантирует получения конструкций хорошего качества, так как рекомендуемые режимы даны в общем виде без привязки к конкретным конструкциям.

2. Режимы термовлажностной обработки должны назначаться при проектировании конструкций на основе расчета термонапряженного состояния изделий.

3. При отсутствии в проекте рекомендуемых режимов термовлажностной обработки они могут быть назначены с некоторым запасом исходя из приведенных выше таблиц.

ЛИТЕРАТУРА

1. Инструкция по тепловой обработке паром бетонных и железобетонных изделий на заводах и полигонах. М., Стройиздат, 1969.
2. Технические указания по термовлажностной обработке элементов сборных железобетонных мостовых конструкций. ВСН 109-64. М., Оргтрансстрой, 1964.
3. Серегин И. Н., Ануфриев В. И., Грунничева Г. П. Обработка бетона горячей водой. — «Автомобильные дороги», 1969. № 8.
4. Запорожец Н. Д., Окорочков С. Д., Парийский А. А. Тепловыделение бетона. Л.-М., Стройиздат, 1966.

УДК 625.7.08.002.612

Соблюдать технологическую последовательность строительства

Канд. техн. наук М. М. ЖУРАВЛЕВ,
инж. В. Д. КВАСОВ

Технологическая последовательность дорожно-строительных работ предполагает в конечном итоге высокое качество строительства. Однако во многих случаях строительство дорог и искусственных сооружений ведется с нарушениями технологической последовательности, которая predetermined в действующих нормативных документах. Этому в большой степени способствует нечеткость формулировок нормативных документов, отсутствие взаимосвязи между специализированными строительными организациями и жесткого контроля со стороны заказчика.

Так, СНиП рекомендует возводить искусственные сооружения на устройстве земляного полотна. Это требование основано на том, что земляное полотно, отсыпаемое после окончания строительства искусственных сооружений, дает более или менее равномерные просадки на всем протяжении, включая и подходы к искусственным сооружениям. Строители обычно сначала возводят насыпь, оставляя для искусственных сооружений узкие прогалы. Размеры прогалов при этом принимаются настолько малыми (ВСН 81-62 Минтрансстрой СССР и ВСН 35-67 Минавтошосдора РСФСР), что они не перекрывают зоны распространения грунтов повышенной сжимаемости, из которых обычно сложены основания насыпей возле сооружений.

Как бы хорошо ни отсыпали и ни уплотняли земляное полотно в прогалах, насыпь здесь не будет однородной с ра-

нее отсыпанной. Кроме того, и работа уплотняющих механизмов не будет эффективной из-за малого фронта работ. В мостах при этом снижается устойчивость конусов.

Не менее важно соблюдение технологической последовательности при строительстве дорожных одежд. В последние несколько лет некоторые специалисты-дорожники придерживаются мнения, что при современных средствах уплотнения насыпи усовершенствованные покрытия можно устраивать сразу после ее возведения. Нетрудно увидеть ошибочность такой точки зрения. Действительно, при хорошем уплотнении грунтов (до коэффициентов уплотнения $K=0,98-1,0$) осадки насыпи за счет консолидации существенно снижаются¹. Но деформации насыпи определяются не столько осадками грунтов, слагающих ее, сколько осадками грунтов основания, которые имеют большие значения и завершаются, как правило, в более короткие сроки. Эти сроки и должны быть выдержаны перед устройством дорожных одежд.

Как показывают многочисленные обследования и опрос строительных организаций, требуемый СНиП III-Д. 5-62 годичный срок выдержки земляного полотна до устройства покрытия в преобладающем большинстве случаев нарушается, что приводит к резкому снижению эксплуатационных качеств дорог. Принимая во внимание, что наиболее опасны для покрытия осадки основания насыпи, Союздорнии (Е. А. Журневич, М. М. Журавлев) в 1969 г. предложил новую редакцию пункта 1,14 СНиП III-Д. 5-62:

«Сооружение земляного полотна, как правило, должно быть закончено за год до устройства асфальтобетонных и цементобетонных покрытий. Устройство указанных покрытий в один год с возведением насыпей высотой более 1,5 м допускается, в виде исключения, при возведении насыпей на плотных малосжимаемых грунтах и применении для отсыпки морозоустойчивых грунтов (непылеватые пески, гравелистые, щебеночные и другие грунты).

Для обеспечения сооружения земляного полотна по всей трассе без разрывов и во избежание неравномерных осадок оснований насыпей искусственных сооружений строительство труб и береговых опор мостов должно опережать возведение насыпи на подходах».

Предлагаемая редакция потребует корректировки и п. 13 СНиП III-Д. 2-62, в котором оговорена последовательность строительства малых мостов и труб.

Наиболее интенсивно происходят процессы консолидации грунтов насыпи и ее основания в первый год после возведения. Поэтому важно, чтобы насыпь до устройства покрытия уплотнилась строительным транспортом и по возможности автомобилями общего пользования. Для этих целей должно быть устроено временное покрытие из песчано-гравийной смеси или из каменной мелочи. Перед укладкой основания под капитальное покрытие загрязненный материал временного покрытия должен быть удален.

Для повышения устойчивости насыпи в местах сопряжений с мостами целесообразно предварительно (до забивки свай береговых опор) отсыпать часть насыпи из дренирующего грунта. Размеры этой части насыпи должны быть таковы, чтобы на ней можно было разместить копровое оборудование и обеспечить фронт работ для уплотняющих машин. Конусы следует отсыпать несколько больших размеров и по окончании работ срезать до проектного контура.

Здесь следует отметить, что рекомендуемое СН 200-62 сопряжение дренирующей засыпки за опорами мостов с насыпью при откосе 1:1 не обеспечивает совместной работы разнородных грунтов и ни в какой мере не соответствует рекомендациям Инструкции по сооружению земляного полотна автомобильных дорог (ВСН 97-63 Минтрансстроя), требующим сопряжения насыпи с дренирующим грунтом при откосе 1:5. Эти рекомендации должны быть между собой увязаны.

Типовые конструкции сопряжений мостов с насыпями

Инженеры Д. М. ШАПИРО, Ш. М. ХОДОС,
А. М. СЕМЕНКИН, В. В. ГОЛОВКО

На автомобильных дорогах зачастую встречается плохое сопряжение мостов с насыпями, что приводит к нарушениям режима движения автомобиля, а иногда и авариям.

В последние годы в связи с ускоренным развитием дорожного строительства и ростом количества автомобилей низкие эксплуатационные качества узлов сопряжений мостов с насыпями стали ощущаться особенно остро. Это вызвало необходимость в изучении и обобщении имеющегося опыта проектирования и эксплуатации сопряжений.

В действующих типовых проектах опор (инв. № 443/1-2; 486/1-2 и 332/1-2) в сопряжениях моста с насыпью независимо от ее высоты применяются железобетонные переходные плиты длиной 2—3 м. Однако, как показало исследование, проведенное Союздорнии, такая длина является недостаточной.

Союздорнпроект при участии Союздорнии разработаны рабочие чертежи опытных конструкций сопряжений мостов с насыпью с длиной переходных плит 6 и 8 м.

Предложенные конструкции не могут обеспечить потребности массового строительства, так как при небольших высотах насыпей, характерных для малых и средних мостов, длина плит 6 м и более является чрезмерной, а иногда даже соизмеримой с длиной самого моста.

В 1968 г. Гипродорнии были впервые разработаны нормы сопряжений автодорожных мостов и тупиковых насыпей. Конструкции сопряжений решены в виде переходных плит, являющихся в настоящее время наиболее распространенным и достаточно освоенным на практике типом сопряжений.

При назначении длины и выборе конструкции переходных плит были учтены рекомендации Союздорнии, а также экономические и технологические факторы и соображения унификации.

Основным показателем, определяющим длину плиты, является высота уплотненной насыпи. Возможные высоты насыпи разбиты на три группы, для каждой из которых переходная плита принята одной и той же длины (см. таблицу). Наиболее

Высота насыпи, м	Длина переходной плиты, м	Поперечное сечение блоков	
		толщина, см	ширина, см
до 2	2	20	148 198
2—6	4	25	148 198 98
более 6	6	30	123 93

Примечание. Блоки переходных плит длиной 6 м объединяют бетонной шпонкой, армированной спиралью.

распространенные двухметровые переходные плиты сохранены только для насыпей высотой до 2 м. Максимальная длина плит 6 м совпадает со стандартами некоторых зарубежных стран (ФРГ, Франция). Принятая для средних высот насыпей (2—6 м) длина переходных плит 4 м в настоящее время почти не встречается.

Выбор типа сопряжений сделан на основе рассмотрения различных конструкций переходных плит, накопленных в практике проектирования, основными из которых являются: поверхностные, полузаглубленные, заглубленные, поверхностные и заглубленные Г-образные плиты с вертикальными приливами, двухпролетные плиты с промежуточной свайной или лежневой опорой.

В соответствии с типом дорожной одежды в проекте предусмотрено два типа сопряжения моста с насыпью: при жестком и нежестком покрытии. В обоих вариантах переходные плиты примыкают к верху шкафной стенки устоя, причем для

¹ По исследованиям Союздорнии, осадки уплотненного земляного полотна высотой до 12 м, сложенного суглинками, составляют 0,5—1% от высоты насыпи, супесями — 0,3—0,6, глинами — 0,6—1,3%.

Товарищи дорожники!

Пишите об опыте содержания
современных железобетонных
мостов

жесткого покрытия приняты поверхностные плиты, а для нежесткого — полуглубленные (рис. 2). Переходные плиты устраиваются только в пределах проезжей части моста. Их расчетная схема принята в виде балки на двух опорах.

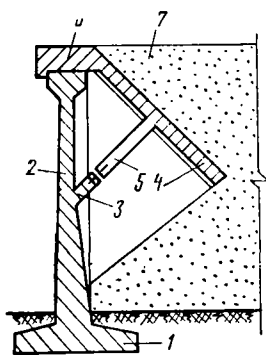


Рис. 1. Облегченный устой с наклонной обратной плитой:

1 — фундаментная плита; 2 — вертикальная стенка; 3 — наклонное ребро стенки; 4 — обратная плита устоя; 5 — распорная плита; 6 — оголовок; 7 — засыпка

($K=1 \div 3$ м/сут.) допускаются при условии устройства за устоем дренирующей подушки и каменного дренажа. При применении сильно и среднедренирующих грунтов ($K=3$ м/сут.) никаких специальных мероприятий по отводу воды из насыпи не требуется.

Проблема создания долговечного и надежного в эксплуатации узла сопряжения моста с насыпью еще далека от своего решения. В этой области будут продолжаться научные исследования и опытное строительство, которое, по нашему мнению, следует максимально развивать, так как оно связано с небольшими капитальными затратами, не сопряжено с риском и является наиболее целесообразным средством решения проблемы.

Наряду с поисками оптимальной длины и конструкции переходных плит, которые ведутся в настоящее время и должны продолжаться после выхода нормативов, перспективным направлением является применение различных способов стабилизации грунта конусов и дренирующих засыпок у концов моста и использование конструкций устоев, решенных в органическом единстве с узлом сопряжения.

Одним из примеров таких конструкций может служить облегченный устой, конструктивно связанный с наклонной обратной плитой (рис. 1), запатентованный чехословацкими инженерами. Наклон плиты обеспечивает постепенное изменение жесткости конструкции сопряжения, чем смягчается удар при въезде автомобиля на мост. Практика строительства таких сопряжений покажет целесообразность их применения.

Важным направлением поисков является разработка облегченных конструкций сопряжений. Примером такой конст-

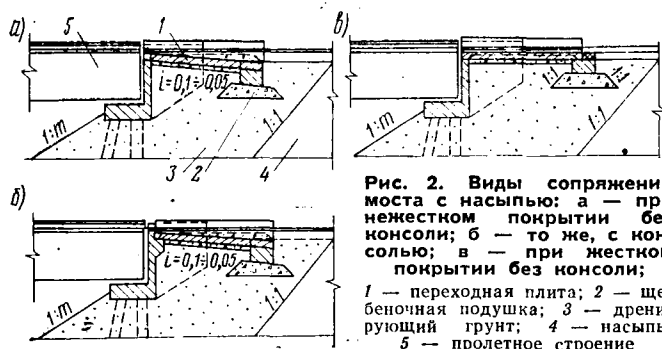


Рис. 2. Виды сопряжений моста с насыпью: а — при нежестком покрытии без консоли; б — то же, с консолью; в — при жестком покрытии без консоли; 1 — переходная плита; 2 — щебеночная подушка; 3 — дренирующий грунт; 4 — насыпь; 5 — пролетное строение

рукции является запроектированное Гипродорнии сопряжение, состоящее из железобетонных армоэлементов, заглубленных в насыпь (рис. 4).

Экономический эффект от применения более совершенных узлов сопряжений мостов и путепроводов будет выражаться в обеспечении высоких скоростей движения автомобилей, уменьшения износа их деталей, экономии горючего и повышении безопасности движения.

Исследование Союздорнии и типовые конструкции сопряжений автодорожных мостов и путепроводов с насыпями составляют определенный этап на пути решения проблемы создания долговечного и надежного в эксплуатации узла сопряжения моста с насыпью, итогами которого является следующее:

а) узел сопряжения моста с насыпью получил комплексное конструктивное решение, включающее в себя переходные плиты и узлы примыкания к мосту, сопряжение проезжей части моста и дороги, перекрытие деформационного шва, водоотвод с проезжей части, барьерное ограждение, указания по возведению конуса и дренирующей засыпки;

б) отказ от упрощенного подхода к устройству сопряжений, который выражался в проектировании их только в виде щебеночной подушки или в применении коротких переходных плит случайной длины (1,5—2,0—3,0 м), не увязанных с высотой насыпи;

в) обоснование увеличенной длины переходных плит, связанное с высотой насыпи на основе использования научных исследований, отечественного и зарубежного опыта.

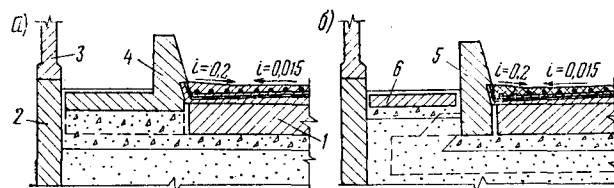


Рис. 3. Варианты сопряжения тротуаров с переходной плитой:

а — тротуар в виде блока; б — тротуар из плиты и бордюрного камня; 1 — переходная плита; 2 — открылок; 3 — парапет; 4 — тротуарный блок; 5 — бордюрный камень; 6 — тротуарная плита

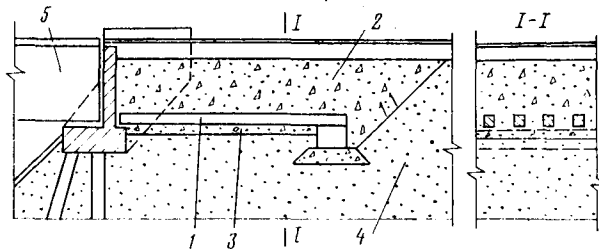
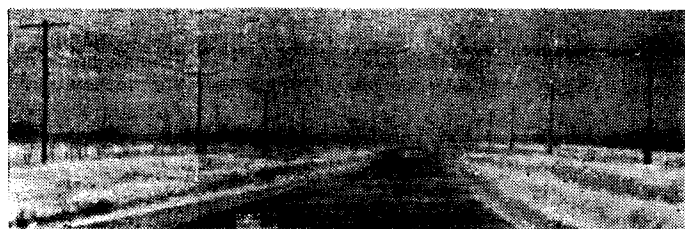


Рис. 4. Сопряжение моста с насыпью из брусьев, заглубленных в насыпь:

1 — железобетонный брус; 2 — щебеночная подушка; 3 — слой щебня; 4 — насыпь; 5 — пролетное строение

Выполненной работой еще не решены все проблемы создания качественного сопряжения автодорожных мостов и путепроводов с насыпью. В этой области необходимы дальнейшие научные исследования и связанное с ними опытное строительство, некоторые направления которого предложены в настоящей статье.

УДК 625.745.12+625.7.033.37



Недостатки в проектировании и строительстве дорожных труб

Инж. О. В. КИСЕЛЬНИКОВ

Со времени ввода в действие типовых проектов унифицированных водопропускных труб (инвентарный № 101/1 и 180/1) запроектировано и построено большое количество сооружений. За истекшие 6 лет каких-либо сведений об авариях или серьезных повреждениях, свидетельствующих о недостатках проектов, не поступало. Поэтому следует считать, что трубы достаточно надежны в эксплуатации и вполне отвечают своему назначению. С другой стороны, установлено, что стоимость водопропускных труб увеличилась примерно на 40% по сравнению с типовым проектом выпуска 73 в основном за счет унификации их с трубами под железную дорогу. Поэтому при пересоставлении типовых проектов труб в первую очередь следует стремиться к снижению их стоимости и обеспечению надежности. Это можно сделать, выделив проект автодорожных труб в самостоятельный.

Круглые железобетонные трубы

Большинство автодорожных труб проектируется с безнапорным режимом протекания воды; поэтому целесообразно для труб диаметром 1 м и более иметь два типа оголовков — с коническими звеньями для напорного и полупапорного режима и без конических звеньев для безнапорного режима.

Оголовки с обтекателями, предложенными ЛИИЖТом, по данным авторов имеют 95% пропускной способности труб с коническими звеньями. Имея в виду, что они значительно проще в изготовлении, необходимо провести повторные испытания обтекателей и при благоприятных результатах использовать их в типовых проектах.

Целесообразно также сопрягать звенья трубы с порталными стенками не «впритык», а запускать звенья в тело порталной стенки на 10 см; в этом случае улучшится плотность сопряжения и повысится устойчивость оголовков.

По типовому проекту (инвентарный № 101/1) порталные стенки труб имеют внизу пятую, обращенную к насыпи; эта пятая в железнодорожных трубах служит упором для блоков фундамента, в автодорожных трубах в ней нет необходимости.

По старому типовому проекту Союздорпроекта (выпуск 73) оголовки труб изготавливались из бетона марки 150, открылки не армировались, а порталные стенки имели минимальное армирование из расчета в среднем 10 кг на 1 м³ бетона. В действующем типовом проекте марка бетона повышена до 200, расход арматуры увеличен в 5 раз. При такой марке бетона количество арматуры можно уменьшить. Перевозить, разгружать и монтировать элементы труб надо аккуратно.

Нет необходимости укладывать конические звенья у выходных оголовков.

Обычно фундаменты предназначены воспринять нагрузку от сооружения и передать ее более равномерно на основание. С этой точки зрения лекальные фундаментные блоки толщиной 25 см распределяют нагрузку на грунт хуже по сравнению с трубами, опирающимися непосредственно на грунт основания.

Расстройство швов водопропускных труб самый распространенный дефект. Цементный раствор растрескивается и вываливается, пакля, проваренная в битуме, при осадках и растяжках трубы также не держится из-за того, что битум при жаркой погоде вытекает, рубероид рвется при деформациях. В результате грунт насыпи проваливается в образовавшиеся щели, а при пропуске паводков вода проникает в тело земляного полотна.

Назрела острая необходимость усовершенствовать стыки звеньев труб.

По проекту наружные поверхности элементов труб, соприкасающиеся с грунтом, обмазывают битумом, а внутренние поверхности звеньев, лоток и открылки труб, находящиеся в зоне переменной влажности, гидроизоляции не имеют. Вибри-

рованный бетон марки 200 имеет достаточную плотность и водонепроницаемость. Но в целях большей надежности можно рекомендовать заводам-изготовителям покрывать поверхности элементов труб этиловым лаком с тем, чтобы он одновременно служил средством ухода за бетоном, а в процессе эксплуатации труб предохранял их от воздействия агрессивной воды, которая весьма часто встречается в малых водотоках.

Область применения проекта ограничена районами, где средняя температура января не менее —13°C; это исключает из сферы действия типового проекта обширные области Советского Союза. Тем не менее Союздорпроект применяет типовой проект даже в Якутии, повысив требования к морозостойкости бетона и несколько изменив конструкцию фундаментов. Детальные обследования показали, что трубы работают нормально. Необходимо расширить область применения типового проекта круглых труб, создав вариант проекта для применения в северных районах.

Типовым проектом (инвентарный № 181) рекомендуется в качестве основного варианта производить укрепительные работы сборными бетонными плитками. Наблюдения показывают, что сборные плитки, как правило, не связываются в гибкий тюфяк и поэтому не пригодны для укрепления логов при скорости протекания воды более 3 м/сек. Кроме того, стоимость таких укреплений в 2 раза больше, а процесс производства работ весьма кропотлив. Нам кажется, что основным видом укреплений должен быть монолитный бетон.

Известны проекты оголовков с устройством на выходе порогов высотой 10—30 см, при которых по данным авторов скорость протекания воды снижается на 50%, что заменяет собой до 40% площади укреплений. Проекты заслуживают особого рассмотрения, тем более, что в узких логах при большом уклоне типовые укрепления вообще непригодны.

На автомобильных дорогах до 20—30% труб являются перепускными, имеют малые расходы и уклоны, где не ожидаются большие выходные скорости протекания воды. Целесообразно для таких труб разработать упрощенный тип укреплений.

Прямоугольные железобетонные трубы

На автомобильных дорогах применяются, главным образом, трубы отверстием 3 и 4 м без обтекаемых оголовков с повышенным звеном. Это значительно снижает пропускную способность труб и делает их неэкономичными. Кроме того, с точки зрения увеличения пропускной способности труб целесообразнее отверстие трубы делать больше по высоте, а не по ширине, как принято в ныне действующих типовых проектах.

Скорость протекания воды на выходе не следует ограничивать 6 м/сек. При больших скоростях нужно предусматривать устройство гасителей энергии на выходе и более надежную гидроизоляцию стыков звеньев.

Опыт эксплуатации прямоугольных труб показывает, что при укреплении монолитным бетоном размывы возникают не только с низовой стороны, но и с боков. Это следует учесть при составлении нового проекта.

Изготовление элементов труб

Большинство строек Главдорстроя почти все элементы круглых и прямоугольных железобетонных труб получают с заводов железобетонных конструкций. Заводы Минтрансстроя выпускают изделия хорошего качества, другие заводы — не всегда. Основные недостатки заводских изделий: сколы и раковины в бетоне, обнажение рабочей арматуры, непараллельность торцов звеньев круглых труб, а в некоторых случаях и овальность отверстий. Стенки звеньев иногда имеют различную толщину, отличающуюся от проектной на 1—3 см. Некоторые заводы поставляют железобетонные изделия из бетона более низкой марки, чем это предусмотрено типовыми проектами. Например, завод ЖБК Вилюйской ГЭС поставлял звенья труб диаметром 1,25 м для автомобильной дороги Мирный — Вилюйская ГЭС из бетона прочностью 180—160 и даже 140 кгс/см², при необходимой марке 200; Ферганский завод ЖБК поставил звенья труб диаметром 1,25 м, армированные гораздо слабее, чем это предусматривается типовым проектом. Обнаружилось это только после того, как звенья деформировались под нагрузкой.

В оформлении паспортов на отгружаемые изделия единой системы нет — каждый завод имеет свою форму паспорта и заполняет их по-своему. Наиболее обстоятельный паспорт выдает Дмитровский завод ЖБК. Из паспортов некоторых заводов нельзя узнать фактической марки бетона отгруженных изделий, генеральных размеров изделий, по каким чертежам и как армирована конструкция.

Сеть заводов ЖБК в стране еще недостаточна — многие стройки постоянно испытывают перебои в поставке железобетонных конструкций, а дальность возки конструкций слишком велика. Особенно плохо дело обстоит с изготовлением элементов прямоугольных труб по типовому проекту (инвентарный № 180). Например, на строительстве автомобильной дороги Чернушка — Оса в Пермской области элементы труб поставляются с Дмитровского завода ЖБК из-под Москвы; транспортные расходы так велики, что они в значительной степени обесценивают эффект, получаемый от изготовления конструкций в заводских условиях.

Представляется, что наряду с развитием сети стационарных заводов ЖБК необходимо также организовывать передвижные высокомеханизированные заводы ЖБК, укомплектованные постоянными кадрами, для обслуживания удаленных от железных дорог строек.

Строительство водопропускных труб

Культура строительства малых сооружений на ряде строек находится не на должном уровне. Если строго следовать Техническим указаниям по изготовлению и постройке сборных железобетонных водопропускных труб — ВСН 81-82 и проверить по ним качество работ на строительстве водопропускных труб, то редко можно найти полное соответствие.

В этом мы усматриваем весьма либеральный подход дирекций строящихся объектов к приемке и оплате строительно-монтажных работ по сооружению труб. Особенно плохо дело обстоит там, где дирекции строящихся объектов отсутствуют и их роль выполняют ОКСы нефтепромысловых управлений, Якуталмаза и др. На большинстве строек малые искусственные сооружения строят без достаточного надзора со стороны инженерно-технического персонала. Геодезическая служба поставлена слабо — часто трубы переносятся на новые места, не предусмотренные проектом, без согласования с проектными организациями, вольно изменяются отметки котлованов, входа и выхода труб; это приводит к тому, что отверстия труб оказываются затопленными, а в ряде случаев вода размывает отводящие русла или стоит перед входом в трубу.

Почти повсеместно работы по строительству водопропускных труб ведутся некомплексно. Так, например, на автомобильной дороге Чернушка — Оса многие трубы построены четыре года тому назад, а подводящие и отводящие русла, укрепление откосов и русел и даже бетонирование лотков между отрывками оголовков не сделано до сих пор. На обходе г. Самарканда построенные трубы стоят незасыпанными по нескольку месяцев, а в незасыпанные трубы пропускают воды арыков. На некоторых стройках трубы годами стоят без оголовков.

Рытье котлованов часто длится несколько месяцев, так как с наступлением неблагоприятной погоды или с появлением грунтовых вод работы прекращаются. Грунт основания в затопленных длительное время котлованах переувлажняется и теряет несущую способность.

Рыть котлованы нужно одновременно с креплением и водоотливом, однако это не всегда выполняется, что сказывается на качестве оснований и фундаментов. Проектами предусматривается устройство подушек из щебня, гравия или гравийного материала с тщательным уплотнением. На большинстве строек эти подушки уплотняются недостаточно, что приводит к образованию больших просадок.

Весьма часто водопропускные трубы строят зимой, поэтому в котлованах образуется лед, дренарующий материал перемешивается со снегом, котлованы и трубы засыпают мерзлым грунтом со льдом и снегом без соблюдения правил производства работ в зимнее время.

Типовым проектом предусматривается, что звенья труб укладывают на цементном растворе — только в этом случае они работают нормально. В большинстве случаев подливку цементного раствора не делают, звенья укладывают насухо, а швы между ними достигают 4—6 см вместо 1—3 см. Известно, что широкие швы изолировать невозможно — пакля в них не держится, цементный раствор трескается и выпадает, рубероид, перекрывающий широкий шов, не выдерживает давления грунта и разрывается.

Часто гидроизоляцию швов делают паклей или канатом, смоченными битумом; такая изоляция непригодна для перекрытия швов.

На многих стройках допускают укладку в сооружение бракованных звеньев с раковинами и обнажением рабочей арматуры, со сквозными трещинами порталных стенок и т. п. Та-

кие сооружения не могут работать нормально, они недолговечны.

Надо отметить, что в целом ряде случаев элементы труб приходят в негодность при разгрузке их с платформ и при транспортировании к месту работ волоком. Засыпку труб ведут непосредственно и без тщательного уплотнения грунта: в большинстве случаев трубы засыпают бульдозером. При таком производстве работ трубы не могут быть в хорошем состоянии. Укрепляют откосы и русла сборными плитками, которые, как правило, не связывают между собой арматурой. При укреплении монолитным бетоном качество бетона плохое, размеры укреплений сокращаются по площади и по толщине, подготовку из гравийных материалов устраивают весьма небрежно и не по проекту.

Каменную наброску или совсем не устраивают, или значительно уменьшают по объему, вместо крупного камня отсыплют щебень.

Небрежное отношение к укрепительным работам чаще всего приводит к разрушению сооружений в результате подмыва со стороны нижнего бьефа.

Имеется настоятельная необходимость в усилении контроля за качеством строительства малых искусственных сооружений.

В заключение надо сказать, что за рубежом широко применяют металлические гофрированные трубы, лишенные многих недостатков, которыми обладают железобетонные трубы. Они не требуют устройства громоздких фундаментов, легко стыкуются, удобны в перевозке и монтаже. Поэтому весьма целесообразно создать типовые проекты металлических гофрированных труб и по возможности быстрее освоить их изготовление и внедрение в производство.

УДК 625.745.2



Новая конструкция автодорожного моста для массового строительства

Инженеры В. В. АЛЕКСЕЕВ, А. Я. ЖУРАВЛЕВ,
С. М. СТАРОКАДОМСКИЙ

В конце 1968 г. Мостостроим-5, Дирекцией № 6 Главдorstроя и Союздорпроектom был рассмотрен вопрос об опытноm сооружении четырех мостов и двух путепроводов рамно-неразрезной системы на строящейся автомобильной дороге Москва — Рига.

В 1969 г. в Союздорпроекте под руководством главного инженера проекта А. Я. Журавлева были разработаны рабочие чертежи по этим искусственным сооружениям (рис. 1).

Фундаменты опор в зависимости от геологических условий закладывают на естественном или свайном основании. В гнездах монолитного фундамента опор устанавливают сборные железобетонные стойки для путепроводов или сплошные поперечно-члененные стенки для мостов через реки с ледоходом

Пролетные строения состоят из отдельных железобетонных балок, на которые укладывают железобетонные плиты (рис. 2).

Балки пролетных строений собирают на временных опорах, устанавливаемых на фундаментах постоянных опор. При опорах в виде стенок временные опоры не нужны, так как в этом случае балки пролетных строений опираются на консольные элементы, закладываемые в верхней части элементов стенок при их изготовлении и срезаемые после омоноличивания.

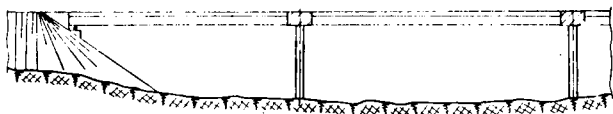


Рис. 1. Схема моста (штриховкой показан бетон омоноличивания)

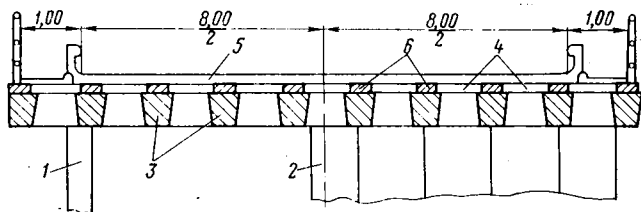


Рис. 2. Поперечный разрез моста (слева — для путепроводов, справа — для мостов на реках с ледоходом): 1 — стойки; 2 — сплошная стенка; 3 — балки; 4 — сборные плиты; 5 — покрытие; 6 — бетон омоноличивания плит с балками

Перед омоноличиванием надопорного участка его армируют для восприятия изгибающих моментов, которые возникают в нем, как в элементе ригеля опоры. В надопорном участке заделывают выпуски арматуры из балок и стоек опор, создавая таким образом связь опор с балками пролетного строения. Длина монолитного участка по фасаду моста равна 0,5—1,0 м.

На балках пролетных строений монтируют железобетонные плиты, которые опираются на края балок, образуя широкий зазор. После установки всех плит в зазор укладывают рабочую арматуру, предназначенную для восприятия отрицательного момента в балках.

В этом же зазоре анкеруют выпуски арматуры плиты. Для обеспечения соединения плиты с балками из последних делают специальные арматурные выпуски, которые воспринимают сдвигающую силу по плоскости сопряжения балок с плитой.

После достижения бетоном омоноличивания расчетной прочности пролетное строение раскружаливают и на мосту выполняют работы по устройству гидроизоляции и проезжей части.

Изготовление сборных элементов пролетных строений для данного типа сооружений организовано на Крустпишском заводе МЖБК Мостостроя-5. Для этого ремонтно-прокатной базой по проекту Рижского отдела СКВ был изготовлен стенд с металлической опалубкой. Стенд запроектирован с таким расчетом, чтобы в нем можно было изготавливать балки различной длины от 12 до 24 м. Благодаря простой форме балок, несложному армированию и низкой марке бетона завод МЖБК в короткий срок освоил массовое производство балок.

К строительству моста через р. Вскушу Мостопоезд № 425 приступил в июле 1969 г. Для сборки моста не требовалось специального оборудования. Все транспортные и грузовые операции проводились обычными автомобильными кранами и автомобилями с прицепами.

Работы по строительству моста были закончены за четыре месяца. Опыт строительства показал ряд значительных преимуществ по сравнению с балочной системой.

В первую очередь необходимо отметить простоту опалубочных форм элементов пролетных строений и опор и небольшой их вес, что облегчает изготовление элементов в заводских и полигонных условиях, облегчает транспортировку и монтаж сооружений. Это особенно ценно для мостов и путепроводов, расположенных на вновь строящихся автомобильных дорогах.

Неразрезность пролетных строений позволяет сократить деформационные швы над опорами и придает упругой линии

пролетного строения плавный характер. Эти обстоятельства значительно улучшают эксплуатационные качества сооружений.

Благодаря малой строительной высоте пролетных строений и отсутствию ригелей на опорах сооружения имеют хороший современный архитектурный вид, что позволит применить эту систему на строительстве транспортных развязок в больших городах.

Мосты и путепроводы с рамно-неразрезной системой значительно экономичней сооружений с балочной системой благодаря меньшим объемам железобетона пролетных строений и опор, что видно на примере сравнения объемов работ по мосту через р. Западная Двина.

Конструкции	Балочный мост			Рамно-неразрезной мост			балок рам. н. %
	Всего железобетона, м³	Сборного, м³	Монолитного, м³	Всего железобетона, м³	Сборного, м³	Монолитного, м³	
Пролетные строения . .	280,2	226,8	53,4	284,2	215,2	33,0	112
Опоры	465,7	179,5	286,2	220,0	82,0	138,0	213
Всего	745,9	406,3	339,6	468,2	237,2	171,0	160

Только на четырех сооружениях общей длины 238,5 м снижение строительной стоимости при замене разрезных конструкций на неразрезные составило 290 тыс. руб. что равно 38% от стоимости их по утвержденному проектному заданию.

Трудоемкость работ на 1 м³ конструкций пролетных строений при длине пролетов 22 м составляет 0,75 чел.-дней, т. е. на 0,13 чел.-дней меньше, чем при балочной схеме.

Высокие технико-экономические и эксплуатационные показатели рамно-неразрезной конструкции позволяют рекомендовать ее для широкого внедрения при строительстве мостов и путепроводов на автомобильных дорогах и городских развязках.

УДК 624.21.012.45

Продольная надвигка пролетного строения путем непрерывного скольжения

Г. А. ПАСЕК, М. Б. ФЕЛЬДМАН

До настоящего времени в СССР и за рубежом надвигку железобетонных предварительно напряженных коробчатых пролетных строений по приспособлениям с антифрикционными прокладками из фторопласта-4 выполняли, последовательно чередуя операции по надвигке и подъеме¹. При продвижении вперед на величину рабочего хода пролетное строение поднимали домкратами, сдвигали полированные листы скольжения в исходное положение и затем снова опускали пролетное строение для дальнейшей надвигки. После этого цикл операций по надвигке повторялся.

Трудоемкое и медленное чередование операций по надвигке и подъему строения можно избежать, если процесс сделать непрерывным, применив стыкованные стальные листы. Одновременно с этим, чтобы облегчить приспособление и сделать его компактным, следует повысить рабочее давление на антифрикционные прокладки до 200—250 кг/см².

Для изучения этих вопросов НИИмостов ЛИИЖТа были проведены испытания на истирание прокладок из неплавленого фторопласта-4 с размерами 20×7×3 мм при скольжении по стыкованным стальным листам, имевшим хромированные полированные поверхности. В стыке стальных листов был оставлен зазор 1 мм, а кромки стыкованных листов были обработаны по радиусу 1 мм. Образцы стыков изготавливали

¹ «Автомобильные дороги», 1968, № 1 и 12.

из листов одинаковой толщины, а также из листов различной толщины, варьируя в стыке высоту встречного уступа листов. Для сопоставления испытывали на истирание прокладки при скольжении по полированным стальным листам, не имевшим стыков. В одной серии опытов проверяли степень уменьшения толщины прокладок из фторопласта-4 после многократного их скольжения через стык листов одинаковой толщины при различных вертикальных давлениях, а также при скольжении через стыки с встречным уступом различной высоты (при вертикальном давлении на пластмассу, равном 210 кгс/см^2). Испытания на истирание проводили в установке с возвратно-поступательным движением при скорости скольжения 4 мм/сек . Результаты испытаний прокладок из фторопласта-4 на истирание представлены на рис. 1 и 2.

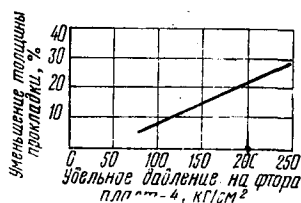


Рис. 1. Уменьшение толщины прокладок размером $20 \times 7 \times 3 \text{ мм}$ из фторопласта-4 при различных давлениях

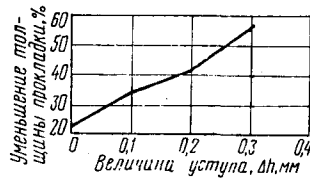


Рис. 2. Уменьшение толщины прокладок из фторопласта-4 размером $20 \times 7 \times 3 \text{ мм}$ при скольжении по стикованным полированным листам, кромки которых обработаны по радиусу 1 мм

В другой серии опытов определяли влияние встречного стыка на увеличение сопротивления скольжению по прокладкам из ненаполненного фторопласта-4. В этих опытах были испытаны стыки с листами, кромки которых были обработаны по радиусу 1 мм , а также стыки с листами, у кромок которых были сняты фаски с уклоном $1:4$, а место сопряжения обработано по радиусу $8,5 \text{ мм}$. Результаты этих испытаний представлены на рис. 3.

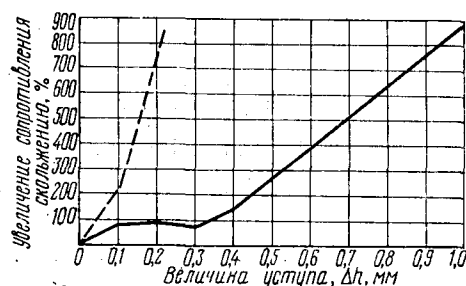


Рис. 3. Увеличение сопротивления скольжению прокладок из фторопласта-4 при переходе через стык полированных стальных листов, имеющих встречный уступ различной высоты:

— — — кромки листов обработаны по радиусу 1 мм ; — — — у кромок листов сняты фаски с уклоном $1:4$, а место сопряжения обработано по радиусу $8,5 \text{ мм}$

Испытаниями установлено следующее.

Зазор величиной $1-5 \text{ мм}$ между листами одинаковой толщины практически не увеличивает износа прокладок из фторопласта-4 и не повышает сопротивления скольжению при переходе прокладок через стык.

Износ прокладок из ненаполненного фторопласта-4 при скольжении по полированным хромированным листам, не имеющим стыков, или листам, имеющим стыки без встречного уступа, увеличивается с ростом вертикального давления на пластмассу. При давлении 210 кгс/см^2 прокладки изнашиваются в 3 раза более интенсивно, чем при давлении 100 кгс/см^2 .

Встречный уступ в стыке листов неодинаковой толщины увеличивает сопротивление скольжению и износ прокладок из фторопласта-4. Увеличение сопротивления зависит от формы кромок стыкованных листов. Когда кромки листов обработаны по радиусу 1 мм , наличие встречного уступа величиной $0,2 \text{ мм}$ увеличивает сопротивление скольжению в $7-8$ раз. Если у кромок листов сняты фаски с уклоном $1:4$ и место

перехода обработано по радиусу $8,5 \text{ мм}$, то семикратное увеличение сопротивления скольжению возникает при наличии встречного уступа величиной 1 мм , а при уступе $0,2 \text{ мм}$ сопротивление скольжению увеличивается не более чем в 2 раза.

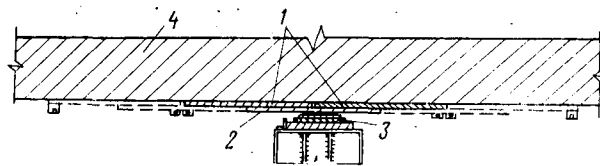


Рис. 4. Устройство непрерывного скольжения:

1 — прокладочный лист; 2 — полированный хромированный лист; 3 — резино-металлический шарнир с антифрикционной прокладкой из фторопласта-4; 4 — балка пролетного строения

Исходя из этого следует для приспособлений непрерывного скольжения применять стыкованные полированные листы одинаковой толщины. Отклонения в толщине листов не должны превышать $0,2 \text{ мм}$. У кромок листов следует снять фаски размерами $1 \times 4 \text{ мм}$, а сопряжение рабочей поверхности листа и фаски обработать по радиусу $8-10 \text{ мм}$. Если эти требования будут выполнены, то прокладки из ненаполненного фторопласта-4 толщиной 3 мм , нагруженные вертикальным давлением 210 кгс/см^2 , обеспечат пробег стыкованных накаточных листов около 50 м . Пробег листов может быть значительно увеличен, если в качестве материала антифрикционных прокладок использовать фторопласт-4 с наполнителем из стекловолокна, а сами прокладки выполнить толщиной не 3 мм , а 5 мм .

В целях повышения эффективности работы приспособлений скольжения можно рекомендовать смазку трущихся поверхностей солидолом, что уменьшает сопротивление скольжения фторопласта-4 по полированной стали примерно в 2 раза.

На рис. 4 показано приспособление непрерывного скольжения с листами, которые стыкуют не на бетонной поверхности надвигаемой балки, а на прокладном стальном листе. За счет этого сводится к минимуму величина уступа в стыке листов. Накаточные листы надежно крепятся к прокладным листам, обеспечивая непрерывное скольжение пролетного строения по антифрикционным прокладкам.

Приспособления непрерывного скольжения со стыкованными полированными листами были успешно применены при надвиге стального пролетного строения пешеходного моста через р. Днестр в г. Тирасполе. Коэффициент трения не превышал $0,05$.

УДК 624.21.012.46.002.72:624.057

Особенности пролетных строений из пустотных плит

Канд. техн. наук Е. И. ШТИЛЬМАН,
инж. Е. И. ЭДЕЛЬМАН

В связи с широким применением пустотных плит для пролетных строений мостов отдел искусственных сооружений Госавтодорожной инспекции исследовал работу этих конструкций и провел сравнение результатов испытания ряда построенных сооружений с теоретическими данными, полученными по методу пространственного расчета профессора Б. Е. Улицкого.

Эти расчеты охватывали унифицированные плитные пролетные строения со стержневой арматурой длиной $6, 12$ и 18 м , а также пролетные строения из струнбетонных плит длиной $11,36$ и $16,76 \text{ м}$. Соединение плит пролетных строений между собой принималось шарнирным. Вычислительным центром Госавтодорожной инспекции была составлена программа пространственного расчета плитных пролетных строений для ЭВМ «Минск-2». Программа позволяет получать величины прогибов, изгибающих моментов, поперечных сил для различных длин и габаритов плитных пролетных строений.

Расчетные прогибы балок оказались в 1,9—3,1 раза больше полученных при испытании сооружений, хотя модуль упругости материала балок был принят соответствующим марке бетона М-400, т. е. $E=350\,000$ кгс/см². Отсюда можно было сделать выводы или о несоответствии модуля упругости конструкций модулю упругости бетона, или о неучтенности совместной работы плит пролетного строения и элементов проезжей части — сточного треугольника и защитного слоя (можно предположить и влияние обоих факторов вместе).

Фактические модули упругости конструкций для пролетных строений длиной 6, 11,36 и 16,76 м, вычисленные по измеренным деформациям, оказались равными 10^6 кгс/см², $1,1 \cdot 10^6$ кгс/см² и $0,67 \cdot 10^6$ кгс/см². Если полученный из результатов испытаний модуль упругости принять для определения расчетных величин прогибов плит, то тогда теоретические значения прогибов почти полностью совпадают с измеренными, о чем свидетельствуют кривые поперечных прогибов конструкций (рис. 1). Расхождения в ординатах прогибов составляли для плит длиной 6, 11,36 и 16,76 м соответственно 9, 4 и 7%. Отсюда можно сделать вывод о высокой точности метода пространственного расчета.

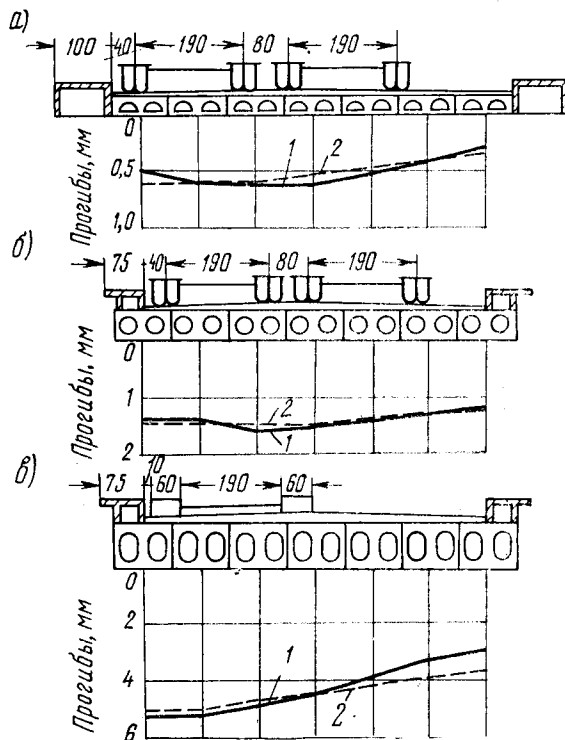


Рис. 1. Кривые фактических и расчетных прогибов пролетных строений из пустотных плит: а — длиной 6 м при нагружении двумя автомобилями МАЗ-205 весом по 14 т; б — длиной 11,36 м при нагружении четырьмя автомобилями МАЗ-205 весом по 14 т; в — длиной 16,76 м при нагружении двумя тягачами весом по 46,5 т; 1 — измеренные прогибы; 2 — расчетные прогибы

Если же считать, что изменение жесткости происходит только за счет вовлечения в совместную работу с плитами сточного треугольника средней толщиной 4 см (расположенного под слоем гидроизоляции), то тогда прогибы плит пролетных строений длиной 6, 12 и 18 м уменьшаются соответственно на 46, 24 и 15%.

В конструкциях, где изоляция отсутствует, в совместную работу с плитами может быть включен выравнивающий слой и цементобетонное покрытие проезжей части.

Также было определено влияние ширины проезжей части плитных пролетных строений на поперечное распределение нагрузки между плитами. Для этого сравнили работу пролетных строений длиной 12 м, которые загружали расчетными нагрузками, устанавливаемыми у бордюра с габаритами от Г-6 до Г-10 (рис. 2).

Характер распределения нагрузки оказался аналогичным для всех габаритов. Наиболее нагруженной от нагрузки НК-80 оказалась балка № 2, а от нагрузки Н-30 — балка № 4, что объясняется шарнирностью сопряжений плит между собой. Вместе с тем при увеличении габарита уменьшаются прогибы балок. Так, например, максимальные прогибы балок пролетных строений с габаритами 6, 7, 8, 9 и 10 м составляли соответственно 100, 96,5, 94,5, 93,5 и 93%.

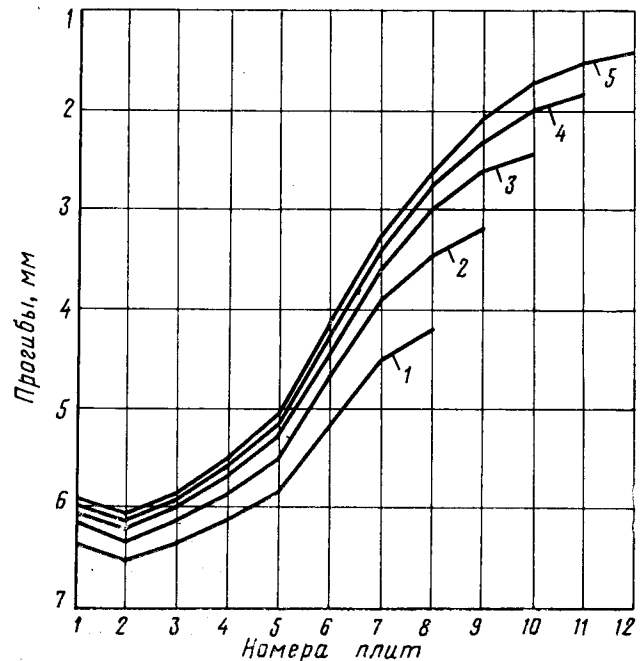


Рис. 2. Прогибы пролетных строений длиной 12 м при различных габаритах проезжей части от нагрузки НК-80: 1, 2, 3, 4 и 5 — кривые, соответствующие габаритам 6, 7, 8, 9 и 10 м

Представляет интерес исследование поперечной жесткости плитных пролетных строений различной длины. Для сравнения были взяты плитные пролетные строения габаритом Г-9+2×1,0 м, длиной 6, 12 и 18 м. На рис. 3 показаны прогибы плиты в процентах (по отношению к максимальному) для пролетных строений различной длины. Расчеты велись от нагрузки НК-80, которую устанавливали по оси пролетного строения и у бордюра. При центральной установке нагрузки прогибы крайних и средних балок для пролетов 6, 12 и 18 м соответственно равны 48, 77 и 89%, следовательно, с ростом высоты плит при увеличении пролета растет и поперечная жесткость пролетных строений. Интересно отметить, что независимо от пролета и высоты элемента наиболее нагруженной от внецентренно приложенной нагрузки НК-80 оказалась плита № 2. В этом также сказалось принятие шарнирного сопряжения плит между собой.

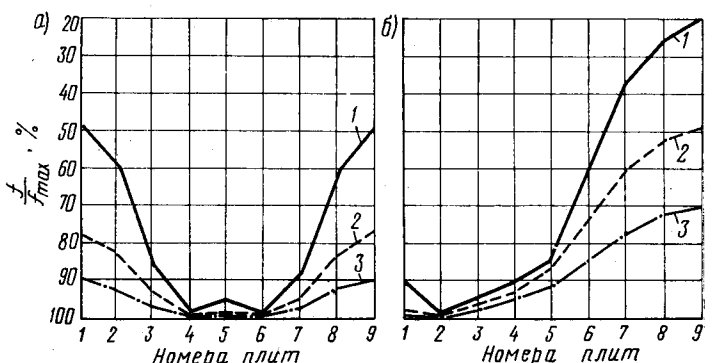


Рис. 3. Кривые отношений прогибов каждой плиты к максимальному: а — при центральной нагрузке; б — при внецентренной нагрузке; 1 — длина пролетного строения 6 м; 2 — то же, 12 м; 3 — то же, 18 м

Для пролетных строений из пустотных плит характерным является раскрытие продольных швов. Шпоночные швы хорошо воспринимают перерезывающие силы, однако при изгибе в поперечном направлении они раскрываются понизу. Теоретические значения раскрытия швов легко можно определить по разности прогибов средних и крайних балок при центральном расположении нагрузки. Для этого сначала вычисляют величину радиуса кривизны:

$$\rho = \frac{b^2}{8(f_{\max} - f_{\min})},$$

где b — расстояние между осями крайних плит;
 $f_{\max} - f_{\min}$ — разность прогибов средних и крайних плит.

По величине радиуса кривизны можно определить раскрытие швов:

$$\Delta = 2 \frac{h}{2} \operatorname{tg} \alpha = h \operatorname{tg} \alpha = h \frac{a}{2\rho},$$

где h — высота плиты;
 q — ширина плиты.

Для пролетных строений с габаритом Г-7+2×1,0 м и длиной 6, 12 и 18 м рассчитанные значения раскрытия швов Δ были соответственно 0,04, 0,06 и 0,08 мм. При испытаниях же величины раскрытия швов оказались 0,01, 0,03 и 0,13 мм.

Измеренные величины раскрытия швов при испытаниях пролетных строений отличались от расчетных главным образом за счет кручения плит от местного внецентренного приложения нагрузки. Однако порядок средних фактических величин раскрытия соответствовал расчетному.

Выводы

Принятая схема плитных пролетных строений с шарнирными сопряжениями элементов и достоверность метода пространственного расчета проф. Б. Е. Улицкого вполне подтверждаются результатами испытания мостов такого типа.

При расчете плитных пролетных строений малой длины (6—18 м) необходимо учитывать влияние сточного треугольника при наличии слоя гидроизоляции. Если этот слой отсутствует, то в совместную работу включается выравнивающий слой и цементобетонное покрытие.

Характер поперечного распределения нагрузки в плитных пролетных строениях почти не зависит от габарита мостов, поскольку наиболее нагруженными оказываются одни и те же плиты.

Следствие шарнирности сопряжений независимо от пролета плит и их высоты наиболее нагруженными являются одни и те же плиты пролетных строений независимо от их длины. Поперечная жесткость пролетных строений, которая характеризуется отношением прогибов средних и крайних балок, находится в зависимости от пролета плит и высоты сечений элементов.

В работе пролетных строений из пустотных плит, объединенных шпоночными швами без всякой поперечной арматуры, неизбежным является раскрытие этих швов. Величина раскрытия является функцией разности прогибов средних и крайних балок.

УДК 624.21.093.001.4

Региональные нормы стока

Канд. техн. наук Б. Ф. ПЕРЕВОЗНИКОВ

Одной из сложных задач, возникающих в процессе проектирования дорог, является определение максимальных расходов притока воды к дороге. Наиболее трудно она решается в неизученных и труднодоступных районах СССР, а также в зарубежных районах изысканий. Характерной особенностью этих районов является практически полное отсутствие данных многолетних систематических наблюдений за режимом рек, ливнями и другими гидрометеорологическими характеристиками.

Для расчетов ливневого стока на большей части территории СССР находят применение ведомственные нормы Минтрансстроя СССР ВСН 63-67 и упрощенная формула Союздорнии. Для горных районов СССР и для многих зарубежных районов вообще отсутствуют какие-либо нормы стока. Но даже при наличии норм стока для площадей бассейнов более 50 км² официально требуется проводить проверку вычисленных расходов по натурным данным. В качестве натурных могут быть использованы данные гидрометрических наблюдений за паводочными расходами, или наблюденные уровни (следы) воды с последующими морфометрическими вычислениями расходов. Особую ценность представляют многолетние ряды этих величин.

Данные систематических многолетних наблюдений на реках являются даже в настоящее время большой редкостью и при проектировании какой-либо дороги могут встретиться в лучшем случае только на отдельных водотоках. Поэтому в неизученных и отдаленных районах следует рассчитывать только на такие натурные данные, которые могут быть получены непосредственно на изысканиях в период полевых обследований водотоков.

Известно, что линейные изыскания выполняются в короткие сроки. Время выполнения изыскательских работ в большинстве случаев не совпадает с периодом прохода паводков на водотоках, пересекаемых дорогой. Объем возможных обследовательских работ на водотоках оказывается ограниченным. В частности, даже при совпадении периода изысканий со временем паводков постановка гидрометрических наблюдений на всех пересекаемых водотоках является практически невыполнимой.

Естественно, что особую актуальность приобретают в этих условиях методы краткосрочного полевого обследования водотоков после прохода паводков, которые отвечали бы специфике линейных изысканий дорог и позволяли бы с достаточной степенью точности устанавливать данные по максимальному стоку.

Опыт Союздорпроекта показал, что наиболее целесообразным методом полевых обследований водотоков является поиск следов (меток и других признаков) на местности, оставленных паводками прошлых лет; такие поиски дают положительные результаты на всех без исключения водотоках, пересекаемых трассой. При наличии населенных пунктов эти обследования могут быть дополнены (правда, преимущественно на достаточно крупных реках) сведениями, получаемыми путем опроса старожилов о режиме рек и об уровнях воды на них.

Следует отметить, что «нормы стока» не содержат рекомендаций по методам оценки вероятности превышения расходов, получаемых при полевых обследованиях, и их использованию для установления расчетных региональных зависимостей максимального стока в районе изысканий, хотя всеми авторами существующих норм стока признается, что именно натурные данные являются средством проверки расходов, вычисленных по теоретическим формулам (см. ВСН 63-67 и СН 356-66).

При пользовании общесоюзными нормами стока ливневых и талых вод проектировщики не ориентируются на проверку этих норм и сбор сведений для их корректировки. Однако практика проектирования, накопленная в Союздорпроекте, показала, что на каждом объекте изысканий целесообразно предусматривать подробные гидрологические обследования пересекаемых водотоков и создавать местные региональные нормы максимального стока для конкретных районов



Путепровод, строящийся в г. Мукачево

изысканий, так как общесоюзные нормы в ряде случаев дают большие отклонения от натуральных данных.

Иначе говоря, учитывая большую ценность сведений, получаемых при полевых обследованиях, следует считать необходимым разработку региональных норм стока, основанных на натурных данных, практически для каждого проектируемого объекта.

К настоящему времени уже накопился опыт разработки таких норм стока в различных климатических районах, что позволило Союздорпроекту приступить к составлению методического руководства по гидрологическим обследованиям водотоков во время изысканий и разработке региональных норм максимального стока (руководство издано Союздорпроектом в 1969 г.).

В этом руководстве изложено решение вопросов, возникающих при обосновании расчетных величин расходов по данным натурных обследований, приведена целесообразная технология гидрометеорологических изысканий автомобильных дорог и даны практические рекомендации по методике разработки региональных норм стока в зависимости от состава исходных данных и применительно ко всем стадиям инженерных и проблемных изысканий.

При обосновании региональных норм стока предполагается использование не только данных непосредственных многолетних наблюдений за режимом рек и полевых краткосрочных обследований водотоков, но и параллельное изучение данных по осадкам в районе изысканий.

Сведения об осадках во многих районах охватывают продолжительные периоды времени и более доступны для изучения. Осадки, наблюдаемые непосредственно в районе изысканий, наиболее полно отражают ливневые и синоптические условия района проложения дороги и позволяют обоснованно проводить как географическую интерполяцию различных гидрометеорологических параметров максимального стока, так и перенос данных о расходах из районов изученных в районы неизученные.

Данные об осадках позволяют уточнять ливневые характеристики, приведенные в действующих нормах стока по укрупненному району, используя ту же методику, что и принята при разработке таблиц ливневых характеристик общесоюзных норм. Что же касается зарубежных и горных районов, для которых норм стока нет, то оказалось необходимым создание определенной методики обоснования расчетных характеристик дождей в зависимости от наличия исходных данных и их временного, территориального и вероятностного распределения. В некоторых случаях может быть необходима постановка даже кратких полевых метеорологических наблюдений в период изысканий. Дело в том, что методические вопросы расчетов ливневых характеристик слабо освещены в литературе по гидрологии, а то, что известно, является мало применимым в проектировании дорог; поэтому все эти вопросы были подробно изложены в упомянутом руководстве Союздорпроекта. Учет осадков позволяет не только уточнять ливневые характеристики района, но и оценивать величины фактической водоотдачи по

соответствующим теоретическим формулам, что делает возможной проверку повторяемости максимальных расходов, установленных по данным полевых наблюдений.

Таким путем были разработаны региональные нормы стока в Непале и Якутии. В настоящее время Союздорпроект приступил к составлению региональных норм стока в районе Южного Урала, Северо-западной части Туркменской ССР и уточнению норм стока в Хабаровском крае.

Сопоставление результатов расчетов показало, что региональные нормы наиболее полно отражают действительные условия формирования паводков в районе изысканий, так как они основаны на использовании данных непосредственных наблюдений за максимальным стоком. Погрешности расчетов по ним, связанные с известной схематизацией морфометрических расчетов, точностью гидрометрических, геодезических и других измерений, поддаются инженерному анализу и учету еще в процессе разработки региональных норм стока. Точность расчетов максимальных расходов может быть заранее задана и даже нормирована для дорог различных категорий и вероятностей превышения в зависимости от состава исходных данных, методов обследования и стадии проектирования. Границы применимости региональных норм определяются размерами района изысканий и величинами водосборов, пересекаемых дорогой.

Применение региональных норм для расчета максимальных расходов увеличивает ответственность проектно-изыскательских организаций за качество и полноту полевых обследований и сбор исходных данных, но в то же время гарантирует соприкасаемые объекты от грубых ошибок и просчетов, возможных при применении косвенных и абстрактных аналогий и различных формул. Создание региональных норм способствует накоплению натурных материалов по максимальному стоку в различных районах для дальнейших научных и практических обобщений.

В отличие от действующих норм стока, неизбежно стареющих из-за того, что они не могут учитывать данные наблюдений после окончания их разработки до следующей переработки (как это и было неоднократно с нормами Союздорнии и ЦНИИСа), региональные нормы стока позволяют учитывать имеющиеся данные наблюдений о паводках и осадках, включая даже год производства изысканий, благодаря организации полевых обследований и наблюдений и получению сведений непосредственно на гидрометеорологических станциях.

Разработка региональных норм стока для обоснования отверстий водопропускных сооружений находит все большее применение, причем не только для дорог в неизученных районах, но и для дорог в изученных районах, имеющих большое протяжение. Дальнейшее развитие этого метода по мере накопления опыта должно обогатить практику расчетов максимального стока в транспортном строительстве и послужить основой для коренного совершенствования методов расчета стока с малых бассейнов.

УДК 624.054

• ТЕХНИЧЕСКАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

1. Министерством транспортного строительства СССР утверждены дополнения к рабочим чертежам типового проекта 3.503-12 «Унифицированные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона для мостов и путепроводов на автомобильных и городских дорогах», разработанные Союздорпроектом в 1969 г. В дополнениях содержится вариант конструкции с уменьшенными свесами консолей плиты для пролетных строений из цельноперевозимых балок длиной 16,76—18 и 24 м, армированных горизонтальными пучками.

Пролетные строения длиной 16,76 м применяются в ограниченных случаях, до износа форм, имеющихся на заводах Главстройпрома.

Типовой проект инв. № 14233-М отменяется.

2. Министерством транспортного строительства СССР утверждены и с 1 января 1970 г. введены в действие рабочие чертежи типовых сварных сталежелезобетонных пролетных строений автомобильно-дорожных мостов с расчетными пролетами $63+2\times 84+63$ и $63+3\times 84+63$ м, разработанные Ленгипротрансостом по плану типового проектирования в 1969 г.

СКВ Главмостостроя поручено в течение 1970 г. разработать типовой проект производства работ по монтажу этих пролетных строений. До разработки типового проекта производство работ монтаж проводить по детально разработанным проектам производства работ для каждого объекта в отдельности.

3. Министерством транспортного строительства СССР утверждены рабочие чертежи опытных образцов железобетонных предва-

рительно напряженных балок пролетных строений длиной 12,15 и 18 м с отогнутой прядевой арматурой для автомобильно-дорожных мостов, составленные Союздорпроектом.

Проект разработан по заданию и в тесном сотрудничестве с лабораторией предварительно напряженных конструкций Научно-исследовательского института бетона и железобетона Госстроя СССР и предназначен для опытного изготовления элементов конструкций и строительства автомобильно-дорожных мостов.

4. Министерством транспортного строительства СССР утверждено проектное задание опытных промежуточных свайно-эстакадных железобетонных опор автомобильно-дорожных мостов для пролетов более 18 м, разработанное Союздорпроектом по заданию Саратовской лаборатории ЦНИИС и Мосто-строительного треста № 3 Главмостостроя.

Планирование зарботной платы в тресте Киевдорстрой

Управляющий трестом В. И. РЫБНИКОВ

Одним из основных показателей при новой системе планирования и экономического стимулирования, утверждаемый вышестоящей организацией, является фонд заработной платы. Остальные расчетные данные: выработка на одного работника, численность всех категорий работников, средняя заработная плата и поквартальное распределение всех этих показателей будет определяться самим предприятием, т. е. строительным управлением.

Во временных методических указаниях по переводу строительного монтажных организаций на новую систему планирования и экономического стимулирования строительного производства сказано, что «Темп роста средней заработной платы с учетом выплат из фонда материального поощрения, образуемого за счет отчислений от прибыли, не должен превышать темпа роста производительности труда». Следовательно, строительные управления должны правильно планировать все показатели, которые до перехода на новые условия включались в план по труду, утверждаемый трестом.

Прежде чем рекомендовать порядок определения этих показателей, рассмотрим, каковы фактические расходы заработной платы в строительных управлениях в целом и по категориям работников и видов производств.

Как показали подсчеты, в 1968 г. в строительных подразделениях в целом заработная плата составляла 21,4% от объема выполненных работ, а в отдельных строительных подразделениях она колебалась от 18,8% до 26,8%. Зарботная плата рабочих относительно объема работ была на уровне 16,6% и колебалась от 14,4% до 21,5%. От общего фонда заработной платы она составляла в среднем 78%, а от объема выполненных работ была на уровне 4,8% с колебаниями в отдельных СУ от 4,4% до 5,3%. Зарботная плата административно-хозяйственных работников колеблется от 20 до 24%.

Следовательно, заработная плата является одним из основных составляющих себестоимость работ и экономия ее даже на 1% дает возможность значительно увеличить прибыль.

Анализируя заработную плату рабочих по видам производств, можно заметить, что в целом на строительномонтажных работах она составляла 74% (с колебаниями по отдельным СУ от 66% до 79%, в том числе непосредственно на строительномонтажных она была на уровне 46%, на подсобных работах 28%, а на других производствах 26% (колебалась от 21 до 34%).

Для объективного составления плана по труду, который бы учитывал структуру строительномонтажных работ и других производств, наличный парк машин и оборудования, наиболее правильную и прогрессивную технологию и организацию работ и т. п., необходимо иметь соответствующие нормативы для определения трудоемкости работ и размера фонда заработной платы.

К сожалению, имеющиеся в настоящее время нормативы не могут быть использованы для планирования заработной платы на уровне конкретного строительного управления. Так, например, нормы СНиП составлены слишком усредненно для всех строительств страны и, кроме того, в них не учитываются происходящие изменения в заработной плате строителей.

Единые нормы и расценки также не могут быть использованы, ибо они слишком мелко дробят работы, не учитывают имеющийся парк машин и оборудования, местные специфические условия и т. п. Кроме того, в настоящее время применяется много преysкуранных показателей стоимости готовой продукции, которую изготовляют и выпускают сами строители (бетонная смесь, изделия из сборного бетона и железобетона и т. д.), по которым вообще нет нормативов трудовых затрат и размера фонда заработной платы.

Учитывая все это, в тресте Киевдорстрой были разработаны среднеплановые нормы, позволившие более правильно планировать и анализировать заработную плату рабочих. В течение последних 10 лет эти среднеплановые нормы прочно вошли в практику и не только для планирования фонда заработной платы для СУ, но и для ее определения начальником участка, производителям работ и мастерам.

Плановые нормы составляли на основе технологических карт с учетом имеющихся строительных машин и оборудования и достигнутых лучших показателей их производительности, использовали также нормативы СНиП, единые нормы и расценки и другие нормативы.

Ниже приведен пример среднеплановой нормы на все процессы возведения земляного полотна при экскаваторной погрузке, включая разбивочные работы и учет поступающего грунта.

На укрепительные работы были составлены нормы с учетом применения бетонных плиток и засева трав. Кроме того, составлены нормы на устройство оснований из укрепленного грунта и из каменного отсева, а также нормы на устройство цементобетонного и асфальтобетонного покрытий. Для обстановки пути разработаны нормы на устройство съездов, огра-

5. Приказом ГПИ Союздорпроект введен в действие типовой проект 409-10-22. Сборно-разборный полигон для изготовления железобетонных конструкций для сооружений на автомобильных дорогах. Альбом. I. Общая, механо-технологическая, архитектурно-строительная и электротехническая части (инв. № 598-2).

Типовой проект разработан Киевским филиалом Союздорпроект и предназначен для обслуживания строительных управлений с программой строительства 20—25 км автомобильных дорог в год.

Производительность полигона по выпуску сборных железобетонных конструкций 4 тыс. м³.

Проект рассылается отделом распространения типовых проектов ЦПМ Главтранспроекта (Москва, Б-5, Ольховская ул., дом 33).

6. Министерством транспортного строительства СССР утверждены Ука-

зания по проектированию и строительству железобетонных и бетонных конструкций автодорожных и городских мостов и труб, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур (северное исполнение) ВСН 155-69, Минтрансстрой.

Указания разработаны Всесоюзным научно-исследовательским институтом транспортного строительства в дополнение к СН 365-67. Дополнительные требования касаются основных строительных материалов, некоторых нормативных положений по расчету, конструированию и технологии производства работ, Оргтрансстрой, М., 1969.

7. Госстроем РСФСР утверждена и введена в действие «Инструкция по проектированию и устройству свайных фундаментов в условиях преимущественно-го распространения пластично-мерзлых грунтов (Воркутин-

ского района) РСН 30—67. Инструкция разработана Научно-исследовательским институтом оснований и подземных сооружений (НИИОСП) Госстроя СССР и его Северным отделением на основе результатов полевых экспериментов, выполненных комбинатами Печоршахтострой и Воркутауголь совместно с ВНИИ строительного и дорожного машиностроения. Коми АССР, Книжное издательство, 1969.

8. Техническим управлением Министерства транспортного строительства СССР утверждены и с 1 июня 1969 г. введены в действие Указания по инженерно-геологическим работам при изысканиях железнодорожных, автодорожных и городских мостовых переходов ВСН 156-69. Лит., ЦПМ Главтранспроекта. М., 1969. Указания разработаны ГПИ «Гипротрансстрой» Главтранспроекта Минтрансстрой СССР. Они являются обязательными к применению в организациях Минтрансстрой.

дительных сооружений и дорожных знаков. Имеются нормы на основные жилые и производственные здания.

Среднеплановая норма

затрат рабочей силы и фонда заработной платы на возведение земполотна экскаватором-драглайном с ковшем емкостью 0,5 м³ транспортировкой грунта автомобилями-самосвалами при 8-часовом рабочем дне. Измеритель 1000 м³ грунта.

Профессии	Разряд	Часовая тарифная ставка, руб.	Чел.-ч.	Заработная плата, руб.
Машинист экскаватора	6	0,79	21,0	16,59
Помощник машиниста	5	0,702	21,0	14,74
Машинист бульдозера	5	0,79	6,0	4,74
Машинист пневмоката	5	0,702	9,1	6,38
Машинист автогрейдера	5	0,79	1,4	1,11
Дорожный рабочий	2	0,493	21,0	10,35
Итого			79,5	53,91

Нормой предусмотрено: сменная выработка экскаватора 853 м³; разработка и погрузка экскаватором грунта 1 категории в автомобили-самосвалы; разравнивание грунта с перемещением до 10 м бульдозером на базе трактора С-100; уплотнение грунта пневмокотком Д-263 весом 25 т с трактором С-100 за 8 проходов по одному месту при толщине слоя 25 см; послойное разравнивание и планировка автогрейдером Д-144 с соблюдением отметок; разбивочные работы и учет поступающего грунта.

Всего по строительно-монтажным работам составлено 57 норм, по подсобным производствам 18 норм и погрузочно-разгрузочным работам 10 норм. Для планирования заработной платы рабочих, занятых ремонтом машин, составлены плановые нормы потребности рабочей силы и фонда заработной платы на все виды ремонта основных дорожных машин.

Заработная плата по работам, выполняемым за счет накладных расходов, определяется специальными расчетами, которые входят в состав сметы накладных расходов, составляемой строительными управлениями ежегодно в составе стройфинплана. Расчет заработной платы рабочих и определение трудоемкости работ ведется по следующей форме.

№ п/п	№ плановой нормы	Виды производственных работ	Измеритель	Количество работ	Стоимость работ, тыс. руб.	Расход на единицу		Потребность на весь объем	
						чел.-дней	фонд заработной платы, руб.	чел.-дней	фонд заработной платы, руб.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Расчет составляют по видам производств. Вначале определяют трудовые затраты и фонд заработной платы по каждому виду строительно-монтажных работ с ссылкой на плановую норму. Затем определяют аналогичным образом потребность человеко-дней и заработной платы по подсобным производствам. После этого подводят итог по строительно-монтажным и подсобным производствам, вместе взятым. Эти данные дают возможность определить выработку и среднюю заработную плату рабочих по строительно-монтажным работам (данные графы 6 следует разделить на данные графы 9).

После определения потребности фонда заработной платы и человеко-дней необходимо составить расчет распределения численности и фонда заработной платы административно-хозяйственного персонала (АХП) по всем видам производства. Основным критерием должен служить план организации работ и штатная расстановка инженерно-технических работников. Затем численность и заработную плату рабочих и АХП суммируют. В результате можно получить выработку на одного работника и размер средней заработной платы.

Конечно, нельзя гарантировать, что подобный расчет даст ту сумму заработной платы, которую установила вышестоящая организация, ибо лимит ее фонда заработной платы устанавливается исходя из результатов, достигнутых в предыдущем году. Наличие расчета по изложенной методике даст возможность определить, насколько объективно установлен лимит заработной платы, и наметить меры снижения трудоем-

кости и расходования заработной платы по каждому виду производств и работ. Мероприятия должны быть конкретными, ибо они предусматривают улучшение технологии и организации производства по плановым нормам, которые были основой всех расчетов. Кроме того, подлежит пересмотру организационная структура и численность АХП, их загрузка, правильность расстановки и отнесения АХП по видам производства.

Такая практика планирования фонда заработной платы наряду с осуществлением ряда мероприятий по улучшению организации и технологии производства, механизации работ и индустриализации дала возможность за четыре года текущей пятилетки добиться повышения выработки в целом по тресту на 67% и снизить общий фонд заработной платы на 1 млн. руб. выполняемых работ — на 27%.

УДК 658.32:658.152.1.625.7

Хозрасчет и экономия строительных материалов

Производитель работ В. ЯБЛОНСКИЙ

При переходе на новую систему планирования и экономического стимулирования особое внимание должно быть уделено правильному и экономному расходованию основных дорожно-строительных материалов (камня, щебня, песка, цемента, битума и т. д.). Мероприятия в этом деле могут быть разделены на две группы, по которым расчет экономической эффективности имеет некоторые особенности. К первой группе относятся мероприятия, связанные с количественной экономией одного и того же материала; ко второй — мероприятия, связанные с заменой одних материалов другими.

Экономия, полученную в результате мероприятий первой группы, обычно устанавливают путем непосредственного сопоставления производственных норм с нормами, предусмотренными СНиП. При этом следует иметь в виду, что в нормах СНиП учтены потери, образующиеся при транспортировке и при хранении материалов на складах. Следовательно, уже имеются значительные резервы для экономии материалов.

Сметные же нормы потребности материалов, как правило, усреднены и не могут служить основанием для списания израсходованных материалов при производстве работ. Эти нормы служат только для планирования потребности в материалах при разработке плана технического снабжения стройки.

Большую роль в сокращении затрат на материалы играют строительные организации, которые должны находить и использовать соответствующие резервы путем изучения практики завоза, хранения и расходования материальных ресурсов.

К сожалению, многие строительные организации небрежно относятся к разработке мероприятий по экономии материалов и расчету эффективности, а некоторые вообще не делают необходимых расчетов и сумму от экономии материалов указывают в отчетах произвольно.

Для рационального использования материальных ресурсов огромное значение имеют производственные нормы расхода материалов. Их применение обеспечивает более правильное определение потребности в материальных ресурсах. Как известно, отчет по форме М-29 предназначен для сопоставления расхода основных материалов на выполненные строительные и монтажные работы с производственными нормами и служит основанием для списания этих материалов на себестоимость строительного-монтажных работ. Указания по составлению и утверждению производственных норм расхода материалов в строительстве утверждены Госстроем СССР 8 февраля 1960 г.

В настоящее время типовые и местные производственные нормы расхода строительных материалов охватывают не все строительные процессы и виды работ. Однако это не может служить препятствием для списания материалов по нормам СНиП. Различия между этими нормами состоят в следующем: производственные нормы в отличие от сметных должны учитывать лишь трудноустраняемые отходы и потери, образующиеся в пределах строительной площадки при перемещении материалов от приобъектного склада до рабочего места в процессе производства строительного-монтажных работ, а также при обработке материалов перед укладкой их в конструкции.

(Окончание на 19 стр.)

Новый прием расчета размывов под мостами

Инж. Г. А. ФЕДОТОВ

Развитие общих русловых деформаций независимо от их причины описывается дифференциальным уравнением баланса переносимого рекой твердого материала:

$$\frac{dG}{dt} = B \frac{dh}{dt}, \quad (1)$$

где G — расход наносов;
 l — длина по руслу;
 B — ширина русла;
 h — глубина русла.

Уравнение баланса наносом впервые применили для расчета деформаций подмостовых русел еще в 1955—1957 гг. и на его основе были разработаны формулы для практических расчетов при установившемся режиме течения и основные положения общего случая — расчета русловых деформаций при не установившемся режиме.

В связи с громадными объемами вычислительных работ в Союздорпроекте в 1967 г. были составлены алгоритм и подробные программы этой методики расчета для ЭЦВМ «Минск-11» и «БЭСМ-4». Использование вычислительной техники позволило не только решить ряд практических задач, но и исследовать некоторые важнейшие явления, которые происходят во время размыва в руслах на мостовых переходах.

Установлено, что в каждом конкретном случае могут быть легко найдены три характерных размыва, взаимное положение которых обуславливает выбор необходимой схемы определения расчетного общего размыва под мостом.

Эти три характерных размыва следующие.

Верхний предел общего размыва от реального, единичного расчетного паводка, имеющего подъем, ограниченную продолжительность стояния высоких вод над средней отметкой поймы и спад и обязательно проходящего первым по неразмытому дну. Этот предел в некоторых случаях может быть равен действительному расчетному размыву, но ни в коем случае не будет больше его.

Гипотетический предел размыва от прохода подряд нескольких одинаковых расчетных паводков. Этот размыв часто оказывается меньше третьего характерного размыва, вызываемого длительным паводком постоянной высоты, однако он в подавляющем большинстве случаев значительно больше, чем верхний предел.

Нижний предел общего размыва от расчетного паводка с большой продолжительностью стояния максимального ур-

ня. Верхний и гипотетический пределы совпадают с нижним только в определенных условиях. Нижний предел ни при каких обстоятельствах не может превзойден (если, конечно, паводок не будет превышать расчетный).

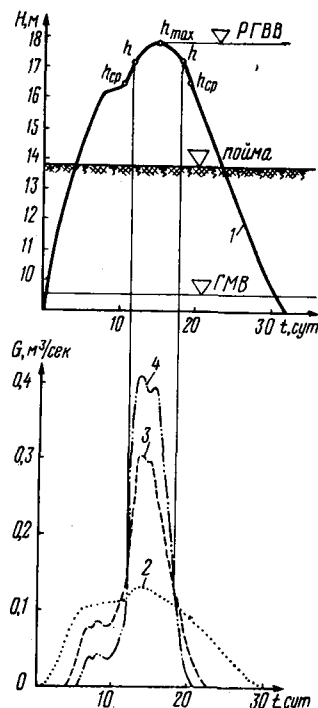
Отметка верхнего предела размыва зависит от множества факторов: бытовой глубины русла $h_{рб}$, степени стеснения рус-

лового потока $\beta = \frac{Q_{рм}}{Q_{рб}}$, отношения ширины бытового русла к ширине подмостового $\frac{B_{рб}}{B_{рм}}$, формы водомерного

графика паводка $H=f(t)$ (его высоты и продолжительности стояния высоких вод над поймой), транспортирующей способности потока, длины верховых струенаправляющих дамб l_d , длины зоны размыва l_p и формы кривой возрастания руслового расхода по длине потока $\beta=f(l)$. Отметку верхнего предела проще отыскивать на ЭВМ, хотя такой расчет может быть выполнен и вручную.

После достижения гипотетического предела на протяжении каждого последующего расчетного паводка происходят только внутриводочные изменения средних отметок дна по створам, причем после паводка глубины в каждом створе оказываются теми же, что и до него. Гипотетический предел обычно достигается за небольшое число расчетных паводков. При этом изменение глубины в ходе паводка описывается следующим образом.

После стабилизации размыва через каждый створ за время паводка переносится постоянный объем наносов, такой же, как в бытовых условиях. На рисунке изображены графики изменения расхода наносов по створам в течение одного паводка после достижения гипотетического предела. Форма графиков меняется от створа к створу. Движение наносов в более сжатых и размывных створах начинается позже и заканчивается раньше, чем в менее сжатых. Максимальные значения расходов наносов возрастают от створа к створу по мере приближения к мосту. Несмотря на различия в формах эпюр, площади их, а следовательно, объемы наносов, переносимых за паводок через каждый створ, остаются одинаковыми. В моменты, соответствующие точкам пересечения эпюр расходов наносов, на всей длине зоны раз-



Графики изменения расхода наносов по створам в течение одного паводка:

1 — водомерный график; 2 — изменение расхода наносов в бытовом створе; 3 и 4 — графики изменения расхода наносов по мере приближения к мостовому створу (объем переносимых частиц постоянен и равен 0,21 млн. м³)

ХОЗРАСЧЕТ И ЭКОНОМИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ (Окончание)

В СНиПе, кроме указанных потерь, учитываются потери материалов при транспортировке их от поставщиков до приобъектного склада и при хранении материалов на складах строительства.

С 1 января 1969 г. нормы заготовительно-складских расходов в строительстве в процентах к сметной стоимости (франко-приобъектный склад) строительных, санитарно-технических и электротехнических материалов с 1 января 1969 г. установлены в размере 2%.

Однако выпущенные автодорожными министерствами и ведомствами сборники производственных норм расхода материалов по дорожным работам еще недостаточно обоснованы, а это приводит к неоправданному списанию материалов и, следовательно, удорожанию себестоимости работ.

Например, за устройство и капитальный ремонт однослойного асфальтобетонного покрытия из мелкозернистой горячей

смеси (толщина слоя 5 см, количество — 1000 м², объемный вес 2,34 т/м³) согласно единичной расценке, составленной по ЕРЕР-32 в ценах и нормах 1969 г., с заказчика строительная организация получит по нормам СНиП (IV-45 § 22, табл. 45-55) за 116,4 т асфальтобетонной смеси, а с производителя работ согласно сборнику производственных норм (§ 8, табл. 13) спишет 121 т, т. е. перерасход на 1000 м² составит 4,6 т по цене 16 руб. за тонну (стоимость асфальтобетонной смеси плюс транспортно-заготовительные расходы).

Если учесть, что народное хозяйство ежегодно вводит в эксплуатацию не один десяток миллионов квадратных метров асфальтобетонных покрытий, то сумма перерасхода будет значительная. Поэтому производственные нормы расхода материалов в строительстве требуют дальнейшего пересмотра.

УДК 338.981.004.18: (083.75)

мыва устанавливается постоянный расход наносов. Это имеет место в ходе паводка дважды — на подъеме и спаде. В любой момент времени до точки равенства расходов на подъеме расходы наносов в менее сжатых створах больше, чем в более сжатых и размытых $\frac{dG}{dl} < 0$ т. е. имеет место занос. На-

большой занос при этом соответствует точке пересечения эпюр на подъеме. В средней части паводка между двумя характерными точками расходы наносов в более сжатых створах значительно больше, чем в менее сжатых $\frac{dG}{dl} > 0$, чему соот-

ветствует размыв по всей длине зоны размыва. Далее вновь происходит процесс небольшого заиления ямы размыва и к концу паводка полностью восстанавливается профиль размытого дна, существовавший в конце предыдущего расчетного паводка. В створе моста наибольший размыв наблюдается в момент равенства расходов наносов во всех створах при спаде паводка. Объем наносов, поступающий за паводок на любой участок зоны размыва на подъеме и спаде, точно равен объему наносов, выносимому с данного участка на средней части паводка. Этим объясняется то обстоятельство, что после достижения гипотетического предела проход еще одного расчетного паводка не вызывает изменения средних отметок дна ни в одном из створов. Кроме того, периодическое воздействие кратковременных максимальных расходов в серии одинаковых реальных паводков не вызывает развития размыва до нижнего предела, как это должно было бы быть при постоянном воздействии максимального расхода.

Изменение длины зоны размыва и крупности наносов при неизменных прочих условиях, как оказалось, не влияет на отметку гипотетического предела размыва, но существенно влияет на темп размыва. Не зависит гипотетический предельный размыв и от объема стока. На него влияет только полнота паводка (отношение средней высоты паводка над поймой

к максимальной $\Pi = \frac{h_{ср}}{h_{max}}$. С помощью расчетов было

выяснено, что величина гипотетического предельного размыва определяется средней бытовой глубиной русла, степенью стеснения потока, отношением бытовой и подмостовой ширины русла и полнотой паводка.

Подмеченные свойства гипотетического предела размыва позволяют весьма просто подойти к его определению. Действительно, поскольку в известный момент времени на спаде паводка при наибольшем размыве под мостом восстанавливается равенство расходов наносов по всей длине зоны размыва, то достаточно отыскать горизонт, соответствующий этому моменту, и далее вести расчет по теоретической формуле предельного баланса, предложенной проф. О. В. Андреевым:

$$h_{рж} = h_{рб} \left(\frac{Q_{рм}}{Q_{рб}} \right)^{8/9} \left(\frac{B_{рб}}{B_{рм}} \right)^{2/3} \quad (2)$$

где $h_{рб}$, $h_{рм}$ — соответственно средняя глубина в русле под мостом до и после размыва;

$Q_{рб}$, $Q_{рм}$ — бытовой русловой расход и расход в русловой части подмостового сечения;

$B_{рб}$, $B_{рм}$ — бытовая ширина русла (средняя на данном участке реки) и ширина русла под мостом.

Высота расчетного горизонта воды h над средней отметкой поймы, соответствующая точке баланса на спаде паводка, определяется эмпирической формулой, выведенной автором по результатам систематических наблюдений:

$$h = h_{max} \Pi^{3/8} \quad (3)$$

где h_{max} — максимальная высота паводка над средней отметкой поймы. Действительный расчетный общий размыв, очевидно, меньше гипотетического предела, но нередко может быть близок к нему.

Нижний предельный размыв, соответствующий длительному стоянию максимального горизонта расчетного паводка, можно быстро и точно вычислить также по формуле (2). Он может быть определен и расчетом по элементам времени на ЭВМ. В Союздорпроекте для ряда мостовых переходов при различных горизонтах проведены сравнительные расчеты по формуле (2) и на ЭВМ с использованием уравнения (1). Сопоставление расчетов показало совпадение результатов. Формула предельного баланса, полученная теоретическим путем, может та-

ким образом являться основной для быстрого определения как нижнего, так и гипотетического предельного размыва.

Насколько сильно могут различаться три характерных размыва и фактический размыв от расчетного паводка, проходящего в ряду других паводков, видно по результатам расчета размывов на одном из мостовых переходов через р. Оку, выполненного в Союздорпроекте.

При отметке «пика» расчетного паводка 26,2 м и бытового неразмываго дна 15,4 м отметка верхнего предела размыва оказалась на 8,3 м выше отметки нижнего предела, принятого за нуль. Гипотетический же размыв оказался меньше нижнего предельного только на 3,4 м. При этом размыв, вызванный длительной серией паводков, не достигал гипотетического всего на 1,1 м. Очевидно, что отождествление верхнего предела и фактического возможного размыва опасно, так как разница между ними почти 4 м. Нижний же предел дает запас в глубинах размыва более 4 м.

Взаимное положение верхнего, гипотетического и нижнего пределов размыва определяет схему расчета русловых деформаций под мостами, которая должна применяться в проекте. Таких положений и соответствующих им схем три.

Мостовые переходы, характеризующиеся практическим совпадением всех трех пределов. В таких случаях расчетный размыв будет совпадать с каждым из них. Следует заметить, что для определения нижнего предела требуется меньше всего исходных данных. Поэтому в тех случаях, когда расчет русловых деформаций проводят лишь с целью назначения генеральных размеров сооружений, расчетный размыв целесообразнее всего принимать по нижнему пределу, определяемому формулой (2). По этой схеме следует вести и окончательные расчеты мостовых переходов через средние, несудоходные реки.

Мостовые переходы, характеризующиеся практическим совпадением верхнего и гипотетического пределов. Расчетный общий размыв, равный каждому из них, достигается сразу, независимо от того, проходит ли расчетный паводок по неразмывтому дну в первый год после постройки моста или после ряда паводков, уже вызвавших некоторый размыв. При расчетах русловых деформаций с целью назначения генеральных размеров сооружений расчетный общий размыв следует принимать по гипотетическому пределу, определяемому формулами (2), (3). По этой схеме можно рассчитывать подавляющее большинство мостовых переходов через крупные реки, характеризующиеся умеренной шириной разлива и сравнительно короткими паводками.

Мостовые переходы, на которых размыв от одного расчетного паводка далек не только от нижнего, но и от гипотетического предела. Обычно это мостовые переходы через реки с большой шириной разлива или с очень крупными наносами. В этом случае приходится определять расчетный общий размыв, лежащий между верхним и гипотетическим пределами (расчеты по гипотетическому и особенно по нижнему пределу дадут излишние запасы прочности, а расчеты по верхнему пределу, наоборот, приведут к неосторожным решениям).

При определении года прохода расчетного паводка естественно предположить, что он пройдет в один из многоводных периодов. Было установлено, что наиболее опасным в отношении размывов является проход расчетного паводка в конце одного из многоводных периодов, когда серией высоких паводков создается ситуация, благоприятная для завершения опасных размывов.

Какую роль играют размывы, вызванные ранее прошедшими паводками, можно проиллюстрировать следующим примером. На упомянутом уже мостовом переходе через р. Оку расчетный паводок проходил на 34-й год работы моста. Однако два из последующих паводков, которые были ниже расчетного на 2 м и 1,3 м, вызвали дополнительное углубление дна на 0,5 м. В таких сложных условиях следует ориентироваться на непосредственные расчеты, предполагая проход расчетного паводка в наиболее неблагоприятный год работы моста.

Переход на прогнозы русловых деформаций с учетом неустойчивости режима течения сразу же сделал актуальным вопрос — что же считать расчетным размывом? Дело в том, что появление расчетного уровня или расхода паводка далеко не всегда означает образование соответствующего ему расчетного размыва. Только для первой группы мостовых переходов расчетный размыв прямо определяется расчетным горизонтом. Для второй группы его можно определить еще и полнотой паводка, так как паводкам одинаковой высоты, но различной

(Окончание на стр. 28)

Способы производства щебня улучшенной формы

Л. О. СИВУДА, Б. И. КУРДЕНКОВ

В целях повышения шероховатости и сдвигустойчивости асфальтобетонных дорожных покрытий и верхних конструктивных слоев других типов покрытий необходим щебень кубовидной формы.

В настоящее время задача получения щебня улучшенной формы решена при переработке неабразивных пород путем применения дробилок ударного действия. При этом получают щебень, в котором имеется до 90—95% зерен кубовидной формы. Однако при дроблении абразивных пород на этих машинах происходит интенсивный износ рабочих органов, а это делает их использование нерентабельным.

За рубежом для производства щебня кубовидной формы разработаны специальные машины-грануляторы, отечественная промышленность тоже создает подобные машины. Щебень с повышенным содержанием плоских и игольчатых зерен пропускают через эти машины, где улучшается форма зерен. При этом происходит некоторое измельчение щебня, что ведет к уменьшению выхода готового продукта на 15—20%.

ВНИИНеруд в качестве гранулятора предложил использовать отбойно-центробежные дробилки типа ОЦД-50с и ОЦД-100. В целях уменьшения износа рабочих органов и увеличения выхода щебня количество оборотов ротора уменьшают до 200—400 об/мин. При этом 85—95% щебня имеют кубовидную форму. Грануляторы устанавливают на последней стадии производства щебня. После грануляции щебень вторично сортируют на грохотах и очищают, а затем отправляют на склад готовой продукции.

Исследования Союздорнии дали возможность выявить факторы, влияющие на форму щебня при его производстве на щековых и конусных дробилках, главными из которых являются текстурно-структурные свойства горной породы и режим работы дробилок.

При проектировании предприятий или при выборе их для производства щебня улучшенной формы рекомендуется учитывать текстурно-структурные свойства, минералогический состав и степень выветрелости горных пород. По трудности получения щебня кубовидной формы на щековых и конусных дробилках наиболее распространенные горные породы можно разделить на четыре группы (см. таблицу).

При дроблении валунно-гравийного материала влияние петрографического состава на форму щебня и гравия такое же, как и при измельчении массивных

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

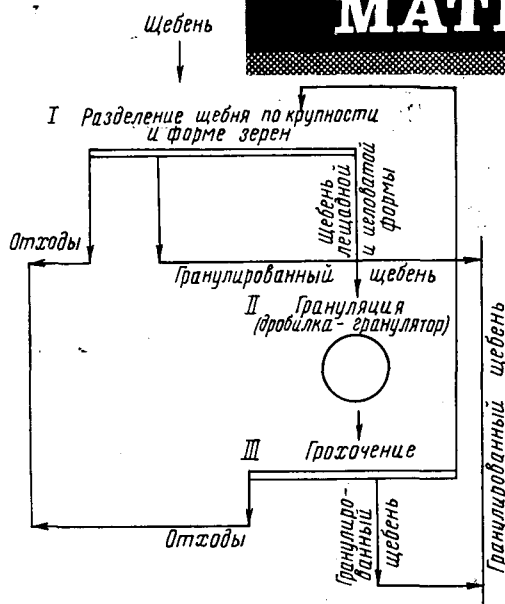


Рис. 1. Технологическая схема производства щебня улучшенной (кубовидной) формы зерен

пород. Количество кубовидных зерен в щебне из гравия находится в таком же соотношении, в каком содержатся те или другие виды горных пород с поправкой на крупность исходного материала.

Режим работы дробилок устанавливают опытным путем. При этом необходимо выполнять следующие правила:

- 1) дробильная камера щековой и конусной дробилки должна загружаться полностью и непрерывно. Для этого рекомендуется устанавливать автоматические регуляторы питания;
- 2) установить оптимальную величину разгрузочного отверстия дробилок с уче-

том получения щебня хорошего качества и максимального его выхода;

3) не допускать чрезмерного износа зубьев рифлений дробильных лент;

4) при разработке технологических схем производства рекомендуется на последней стадии дробления устанавливать среднеконусные или короткоконусные дробилки мелкого дробления с большей параллельной зоной дробления. Кроме того, необходимо учитывать зависимость между степенью дробления и шириной разгрузочной щели дробилок. Степень дробления должна быть не более 2,2—3,5.

Указанные мероприятия приводят к улучшению формы щебня, но не всегда обеспечивают необходимое качество материала.

Союздорнии разработал технологию производства щебня улучшенной формы. По этой технологии щебень, приготовленный на щековых или конусных дробилках, направляют на сепарацию по форме зерен, где зерна кубовидной формы отделяют и направляют на склад готовой продукции, а зерна лещадной и игольчатой формы направляют в дробилку-гранулятор для улучшения их формы (рис. 1).

Разделять щебень по форме зерен рекомендуется на виброгрохотах обычной конструкции со щелевидными ситами. Ячейки сит в этом случае подбирают с учетом выделения зерен кубовидной формы. Их ширина должна быть примерно в 2,2 раза меньше среднего диаметра щебня, а длина — от 70 до 240 мм

Группа горных пород	Наиболее распространенные горные породы	Структурно-текстурные свойства	Ориентировочное содержание лещадных и игольчатых зерен в щебне при дроблении на щековых и конусных дробилках, % по весу
I	Изверженные: граниты, лабродориты, диориты, андезиты, габбро	Крупно- и среднезернистые горные породы с размерами зерен 3 мм, текстура — массивная	12—35
II	Изверженные: граниты, сиениты, андезиты, диориты, базальты. Осадочные и метаморфические: песчаники, известняки, доломиты, мраморы	Средне- и мелкозернистые горные породы с размерами зерен 0,2—5 мм, а также частично кристаллические пористые породы, текстура — массивная	20—40
III	Изверженные: микрограниты, микрогаббро, микродиориты, микроандезиты, кварциты. Осадочные и метаморфические: афанитовые известняки, кремнистые породы, кремний, микрокварциты, гранито-гнейсы	Породы плотной (афанитовые) мелкозернистой и стекловатой структуры с размером зерен 0,2 мм; текстура — массивная	40—60
IV	Слоистые и рассланцованные горные породы любого генезиса и минералогического состава: гранито-гнейсы, гнейсы, слоистые известняки, доломиты, сланцы и т. д.	Полнокристаллические и частично кристаллические породы средне- и мелкозернистой структуры, текстура — слоистая, сланцеватая	Свыше 50

¹ Работа Союздорнии удостоена диплома II степени ВДНХ.

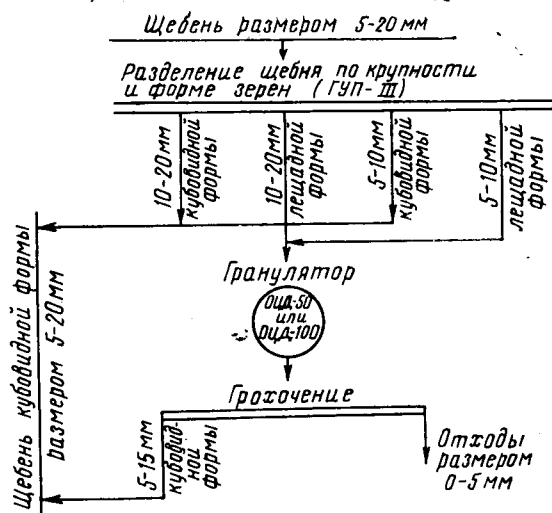


Рис. 2. Технологическая схема производства щебня улучшенной (кубовидной) формы зерен размером 5—20 мм на трехситном виброгрохоте ГУП-III: верхнее сито щелевидное, ширина ячейки — 7,5 мм; среднее сито квадратное, сторона квадрата — 7 мм, диагональ — 10 мм; нижнее сито щелевидное, ширина ячейки — 3,5 мм

в зависимости от крупности щебня, диаметра и качества проволоки, из которой сделано сито; длина сита — не менее 2 м, угол наклона сита — от 2° до 8°.

Для сепарации щебень предварительно разделяют на размеры 5—10; 10—20 мм и т. д. Каждый размер сепарируется через щелевидные сита с шириной ячеек соответственно 3,5; 5,5; 7,5 мм.

На рис. 2 приведена наиболее часто применяемая технологическая схема производства щебня улучшенной формы размером 5—20 мм.

В Создании предложено сортировать щебень (гравий) по форме зерен на плетеном сите с ромбовидными ячейками. Оно может быть изготовлено на щебеночном заводе на обычном плетельном станке.

При плетении сетки применяется шнек, напоминающий витую пружину, толщина стенок которого изменяется от 4 до 10 мм. По внутреннему диаметру шнек имеет небольшую конусность с расширением в сторону сбega спирали. Внутри шнека вращается плоский нож длиной до 400 мм и толщиной 2,5—4,5 мм, на который и навиваются спирали (рис. 3).

Поверхность ножа и шнека должны быть гладкими, а углы ножа закруглены. Величина разворота ножа зависит от качества проволоки, т. е. переднюю часть ножа поворачивают вокруг его оси на 160°, а конец ножа поворачивают на меньший угол в зависимости от степени подгонки ножа к шнеку. В шнеке должно быть не менее четырех витков.

Например, для изготовления плетеного сита из проволоки марки СВ-08 диа-

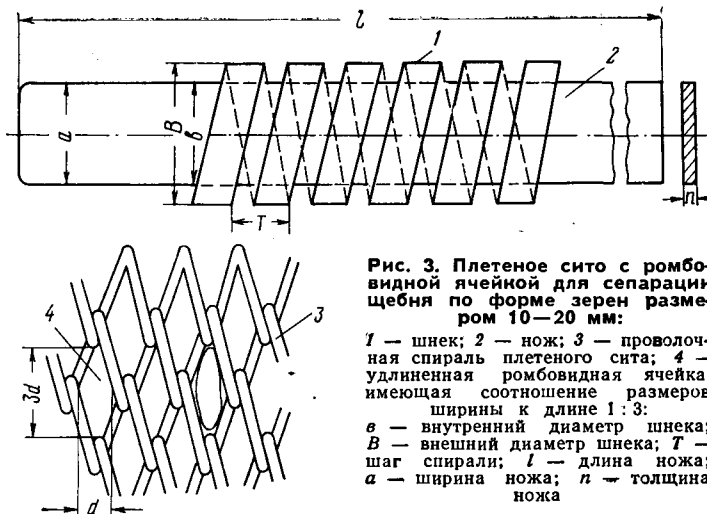


Рис. 3. Плетеное сито с ромбовидной ячейкой для сепарации щебня по форме зерен размером 10—20 мм:

1 — шнек; 2 — нож; 3 — проволочная спираль плетеного сита; 4 — удлиненная ромбовидная ячейка, имеющая соотношение размеров ширины к длине 1:3; 6 — внутренний диаметр шнека; B — внешний диаметр шнека; T — шаг спирали; l — длина ножа; a — ширина ножа; n — толщина ножа

метром 3 мм с удлиненной ромбовидной ячейкой шириной 7,5 мм и длиной 24 мм шаг спирали равен 15,5 мм, внешний диаметр шнека — 36 мм, внутренний — 27 мм, длина ножа принята 380 мм, ширина — 26 мм, толщина — 4 мм.

Плетеные сита с удлиненной ромбовидной ячейкой благодаря амортизирующим свойствам самоочищаются во время работы виброгрохота; засоренность всего сита небольшая — 2—3% от площади как в сухую, так и в дождливую погоду. Плетеные сита имеют большую площадь живого сечения по сравнению со штампованными.

Срок службы сит и качество просеивания и сортировки материала зависит от их крепления и натяжения. Наиболее удачное крепление плетеного сита на виброгрохоте ГУП-II с поперечным натяжением разработано на Сильницком щебеночном заводе. Готовое плетеное сито (рис. 4) укладывают на шаблон, сделанный из деревянных брусков. Затем по краям сита на всю длину накладывают с двух сторон металлические трубы диаметром 30 мм с просверленными в них насквозь отверстиями. Сито к трубе крепят проволочными скобками, которые пропускают через просверленные в трубе отверстия; с другой стороны сито закрепляют металлическими скобками, плотно прижимая его к трубе. Сито с прикрепленными к нему трубами устанавливают на раму виброгрохота ГУП-II так, чтобы трубы заходили под лонжероны. Поперечное натяжение сита производится натяжными болтами.

За ситом необходимо осуществлять регулярный эксплуатационный надзор: своевременно через несколько смен подтягивать натяжные болты и проволочные скобки, это обеспечит более продолжительный срок эксплуатации сит. После износа сит трубы используют для крепления последующих сит.

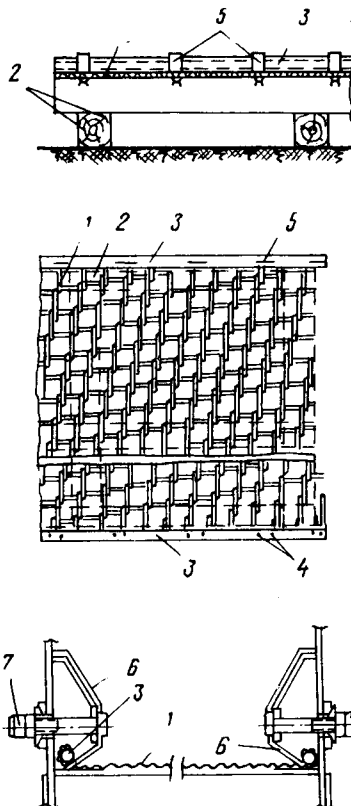


Рис. 4. Схема крепления и поперечного натяжения плетеного сита на виброгрохоте ГУП-II:

1 — плетеное сито; 2 — шаблон; 3 — трубы металлические; 4 — отверстия для скобок; 5 — проволочные скобки; 6 — лонжероны; 7 — натяжные болты

УДК 625.862.002.237

Товарищи читатели! Поделитесь опытом использования местных каменных материалов в дорожном строительстве, а также практикой разработки притрассовых карьеров.

Использование слабых известняков в дорожном строительстве Молдавии

Применение местных каменных материалов значительно снижает стоимость дорожной одежды и, следовательно, общую стоимость строительства дорог.

Тем не менее их использование не всегда удобно из-за низкой прочности, разнородности, сверхнормативного количества примесей и т. д. Применение таких материалов возможно только после тщательного изучения физико-механических свойств и назначения конкретных мер по их улучшению.

Строители городских улиц и дорог Молдавии используют низкопрочные известняки Микауцко, Гидигичского, Прукуловского и Яловенского карьеров.

Содержание игольчатых и пластинчатых зерен в щебне колеблется от 7 до 12%. Истираемость щебня в полочном барабане соответствует маркам И-30 и И-45. Содержание глинистых и пылевидных частиц — 2,5—3,0%. Потеря в весе после испытания в полочном барабане — от 28 до 41%. Морозостойкость исходной горной породы при попеременном замораживании-оттаивании при плюс 15 — минус 15°C составляет 15 циклов.

Для приготовления битумоминеральных смесей используются высевки — отходы, образующиеся после переработки каменных материалов на щебень.

Состав минеральной части мелкозернистой битумоминеральной смеси проектировался с использованием предельных кривых плотных смесей с коэффициентами сбега 0,7 и 0,9.

Кривая гранулометрического состава высевок не укладывалась в зону, ограниченную теоретическими предельными кривыми, из-за недостаточного количества частиц размеров 0,315—0,074 мм (см. рисунок).

В связи с этим в состав высевок введен известняковая мука, являющаяся отходом разработки пыльных известняков.

Процент минерального порошка в каменной муке невелик. Его применение вызвано отсутствием порошка лучшего качества и установок для его приготовления.

Оптимальным соотношением по отношению к весу минеральной части мелкозернистой битумоминеральной смеси принято: 70% высевок и 30% каменной муки.

Гранулометрический состав запроектированной минеральной части мелкозернистой смеси приведен в табл. 1.

Таблица 1

Диаметр отверстия сит, мм	Частные остатки, г	Част- ные ос- татки, %	Полные остатки, %
10,0	402	9	9
5,0	670	13	22
2,50	434	9	31
1,25	984	19	50
0,63	604	12	62
0,315	689	14	76
0,140	394	8	84
0,074	520	10	94
<0,074	302	6	100

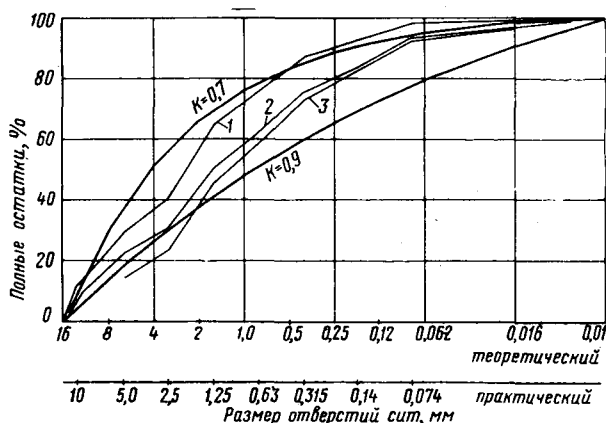


График плотных битумоминеральных смесей с кривыми запроектированного состава:

1 — кривая гранулометрического состава высевок; 2 — кривая запроектированной смеси; 3 — кривая запроектированной смеси без частиц размером крупнее 5 мм

Физико-механические показатели смеси с использованием битума БН-П в количестве 11,5% представлены в табл. 2.

Таблица 2

Наименование показателей	Показатель запроектированной битумоминеральной смеси	Требования ГОСТа
Предел прочности на сжатие $t = 50$ (R_{50}), кгс/см ²	18	Не менее 10
Предел прочности на сжатие $t = 20$ (R_{20}), кгс/см ²	43	Не менее 22
Коэффициент температурной устойчивости $K_T = \frac{R_{20}}{R_{50}}$	2,5	Не более 3
Коэффициент водоустойчивости $K_B = \frac{R_{20 \text{ вод}}}{R_{20 \text{ сух}}}$	1,1	Не менее 0,9
Водонасыщенность по объему, %	2	1—3
Набухание по объему, %	0,2	Не более 0,5

Минеральная смесь приведенного выше состава хорошо обрабатывается битумом, причем при менее вязком битуме пропитка смеси получается лучшего качества.

Поскольку исходный материал высевок (известняк) низкопрочен (250—300 кгс/см²), использование в битумоми-

неральной смеси частиц размером крупнее 5 мм нежелательно. В частицах крупнее 5 мм при укатке образуются волосные трещины, и в период эксплуатации они разрушаются, образуя дырчатую текстуру поверхности покрытия. При этом происходит обнажение второй плоскости, что увеличивает истираемость покрытия и приводит к его частичному разрушению.

В связи с этим на АБЗ треста Инждорстрой налажен выпуск песчаной битумоминеральной смеси, не содержащей в себе высевок крупнее 5 мм. Благодаря этому получена более плотная смесь с устойчивой текстурой поверхности покрытия.

Несмотря на положительные физико-механические показатели, верхний слой покрытия нуждается в защитном слое. Он может состоять из специально подобранной смеси с использованием дробленого гравия.

Защитный слой необходимо устраивать сразу же после первых проходов легких катков при устройстве верхнего слоя покрытия.

Не менее важным вопросом следует считать правильное использование низкопрочных каменных материалов при устройстве конструктивных слоев дорожной одежды из крупнозернистых смесей.

Автором проведены наблюдения за устройством конструктивных слоев дорожной одежды из черного щебня и крупнозернистой (плотной и пористой) битумоминеральной смеси. В процессе наблюдения обнаружено, что при укатке черного щебня и пористой битумоминеральной смеси происходит разрушение зерен, расположенных в контактной части слоя. В некоторых случаях разрушение достигает такой степени, что отдельные зерна щебня теряют связь с основной массой и остаются на поверхности в виде необработанных.

Это явление приводит к увеличению водонасыщения, потере водоустойчивости асфальтобетона и снижает качество сцепления нижнего слоя покрытия с верхним.

При устройстве конструктивных слоев из плотной крупнозернистой битумоминеральной смеси вышеуказанные факторы проявляются в значительно меньшей степени.

Выводы

1. Запасы местных каменных материалов в Молдавии велики. Использование их для нужд дорожного строительства оправдано и с экономической и с технической точек зрения.

2. При использовании отходов камнедробления для приготовления мелкозернистых и песчаных битумоминеральных смесей желательно использовать менее вязкие битумы с обязательным вводом минерального порошка.

3. При использовании высевок для приготовления битумоминеральных смесей максимальный размер минеральных частиц не должен превышать 5 мм.

4. Необходимо устраивать защитные слои покрытия с использованием дробленого гравия.

5. Нижние слои покрытия желательно устраивать из плотных крупнозернистых смесей.

В. П. Целинко

УДК 625.7.07 (478.9)

О допусках по прочности для дорожного бетона (В порядке обсуждения)

Канд. техн. наук В. В. ВОЛОДИН

Согласно существующим нормам¹, при строительстве цементобетонных покрытий автомобильных дорог допускается снижение предела прочности бетона по отдельным результатам испытаний контрольных образцов в возрасте 28 суток на следующие величины: при изгибе — 5%, при сжатии — 10%. Образцы с указанными допусками, являющимися максимальными, должны составлять не более 10% от общего числа контрольных образцов. Как показали наши исследования, эти нормы очень жесткие и необоснованные.

По нескольким объектам дорожного и аэродромного строительства нами было исследовано фактическое снижение предела прочности бетона от его среднего значения. На всех этих объектах была одинаковая технология строительства бетонных покрытий (на базе заводов С-243). Проектная марка бетона для большинства из них составляла (ГОСТ 8424—57) по изгибу 50 кгс/см², по сжатию 350 кгс/см², а для одного объекта (ВПП) соответственно 45 кгс/см² и 300 кгс/см². Частные результаты испытаний были обработаны методами математической статистики с помощью электронно-вычислительной машины «Урал-2».

Чтобы охватить все наименьшие значения предела прочности бетона, аппроксимация фактического распределения была произведена нормальной кривой по ранее разработанной методике². На рис. 1 дана схема определения количества случаев снижения предела прочности бетона от его среднего значения при нормальной кривой распределения. Заштрихованная часть соответствует тем случаям испытаний контрольных образцов, когда предел прочности бетона выше того значения, которое

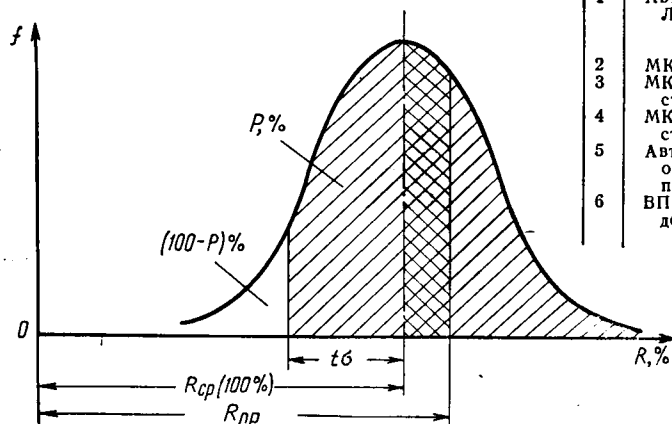


Рис. 1. Нормальная кривая распределения прочности бетона, аппроксимирующая фактическое распределение таким образом, чтобы охватить всю зону минимальных значений прочности: R — предел прочности бетона, % от среднего значения; R_{cp} — среднее значение предела прочности бетона, принятое за 100%; f — плотность распределения; t — нормированное отклонение; σ — среднеквадратичное отклонение; R_{np} — проектная прочность бетона; P — количество случаев, соответствующее определенному снижению предела прочности бетона от его среднего значения (на величину $t\sigma$), $(100-P)$ — количество случаев, когда предел прочности бетона меньше определенного значения, т. е. меньше величины $R_{cp} - t\sigma\%$

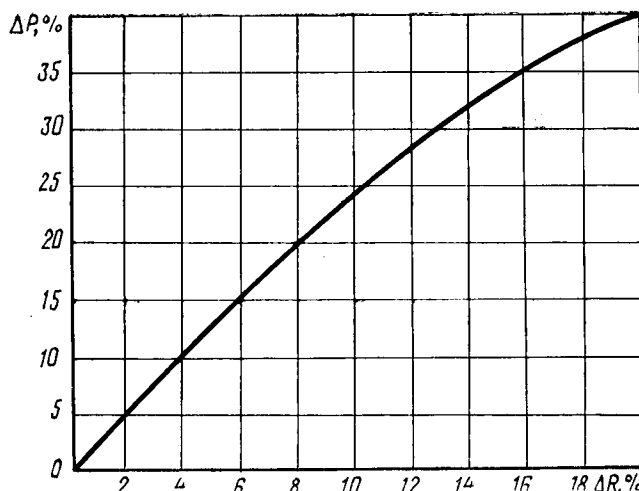


Рис. 2. Поправочный график и допускаемым снижениям в случае отличия среднего значения предела прочности бетона от проектного:

ΔR — отклонение среднего значения предела прочности бетона от проектного, %; ΔP — алгебраическое приращение количества случаев в зависимости от ΔR , %

составляет разницу между средней величиной R_{cp} и величиной снижения прочности. Последняя обычно выражается через среднеквадратичное отклонение σ , умноженное на нормированное отклонение t . В зависимости от t площадь заштрихованной части определяется по таблицам, имеющимся в любом курсе по математической статистике, и может выражаться в процентах. Незаштрихованная область соответствует количеству слу-

№ п/п	Наименование объекта	Число случаев снижения предела прочности бетона от среднего значения, %											
		при испытании на изгиб						при испытании на сжатие					
		число образцов	при снижении предела прочности бетона на					число образцов	при снижении предела прочности бетона на				
			10%	15%	20%	25%	30%		10%	15%	20%	25%	30%
1	Автомобильная дорога Лемешин-Тросна: а) на ЦБЗ	5997	26	16	10	5	2	4293	27	18	11	6	3
	б) на трассе	1314	25	15	8	4	2	1135	26	18	11	6	3
2	МКАД (полностью) . .	4155	25	15	9	4	2	4131	25	15	8	4	2
3	МКАД I очередь строительства	2044	24	14	8	4	2	2046	25	15	9	4	2
4	МКАД II очередь строительства	2111	23	13	7	3	1	2085	22	12	6	3	1
5	Автомобильная дорога от МКАД до аэро- порта Домодедово	989	23	13	7	3	1	980	24	14	8	4	3
6	ВПП аэропорта Домо- дедово	306	26	16	10	7	2	343	23	13	7	3	1

чаев, когда прочность бетона ниже заданного значения. Она представляет собой разницу $100-P$, так как вся площадь, ограниченная нормальной кривой распределения, составляет 100%.

Данные по фактическому изменению предела прочности бетона для исследованных объектов в возрасте бетона 28 суток приведены в таблице. По первому объекту рассмотрены два случая: образцы изготовлены на ЦБЗ и на месте укладки смеси. Как видно, фактически снижение предела прочности бетона может иметь гораздо большее значение, чем предусмотрено нормами (до 30% вместо 5—10%), и значительно большее количество случаев (для 10%-ного снижения предела прочности бетона оно превышает 25% вместо нормативных 10%).

Вышеуказанные требования СНиПа ставят производителей в затруднительное положение, являясь необоснованными, и их выполнение при существующей технологии строительства бетонных покрытий дорог возможно главным образом за счет перерасхода цемента. Поэтому требования нуждаются в пересмотре с целью увеличения допусков и их большей дифференциации. Из таблицы также следует, что отклонения по обоим видам испытаний можно считать одинаковыми, поэтому не стоит их нормировать раздельно. И, таким образом, фактические отклонения предела прочности бетона для разных мест

¹ СНиП III-Д. 5-62. Автомобильные дороги. Правила организации строительства и производства работ; приемка в эксплуатацию. М., 1964 г.

² Зацепин А. Н., Володин В. В. О коэффициенте однородности дорожности бетона. «Автомобильные дороги», 1967, № 2.

формования контрольных образцов (на ЦБЗ и на дороге) равны. Это объясняется тем, что в данном случае образцы, изготовленные на ЦБЗ, из-за отсутствия в построечной лаборатории камеры нормального хранения выдерживались в условиях, аналогичных условиям для образцов на дороге (под слоем влажного песка).

В результате при существующей технологии устройства бетонных покрытий автомобильных дорог с приготовлением бетонной смеси на заводах С-234 для принятых способов контрольных испытаний в дорожном строительстве по обоим видам прочности рекомендуется в качестве первого приближения следующая шкала допусков.

Снижение предела прочности бетона до (%) . . . 10 15 20 25 30
Количество случаев из общего количества испытаний, не более (%) 20 10 5 2 1

Если средняя прочность бетона отличается от проектной, то к количеству случаев, приведенных выше, нужно вносить поправки в зависимости от величины снижения прочности от проектной. На рис. 1 приведен пример, когда средняя прочность бетона меньше проектной. В таком положении количество случаев, которому соответствует площадь 100—Р, должно быть уменьшено соответственно по каждой графе снижения на величину, равную площади, отмеченной двойной штриховкой. Это делается с помощью графика (рис. 2). Например, при уменьшении средней прочности бетона от проектной на 4% количество случаев уменьшается на 10%. Таким образом, получается, что снижения на 15% и более не допускаются, а снижение на 10% возможно только в 10% случаев. Если средняя прочность бетона превышает проектную, то расчет производят в обратном порядке.

Для окончательного нормирования допусков необходимо провести испытания контрольных образцов бетона на значительно большем количестве объектов дорожного строительства с охватом различных климатических зон, марок бетона и технологией работ (главным образом способов приготовления бетонной смеси: на заводах периодического действия С-243 и на заводах непрерывного действия С-543).

Выводы

1. Требования СНиП по величине допускаемых снижений для предела прочности бетона при строительстве покрытий автомобильных дорог должны быть пересмотрены как необоснованные и невыполнимые при существующих технологии производства работ и способах контроля.

2. Для выработки новых норм по этим допускам необходимо обследовать большое количество дорожных объектов с разными условиями строительства. При этом может быть использована методика, приведенная в данной работе.

УДК 625.84.08.693.542:539.4



Таблица 1

Состав резино-битумного вяжущего, %				Температура раз- мягчения по КиШ, °С	Глубина проникация при °С		Растяжи- мость при °С, мм		Температура хрупкости, °С
Мягчитель		Резиновая крошка	Битум (выда- мый после набухания резины)		25	0	25	0	
каменно- угольное масло	битум БН-IV								
11,7	15,3	10	63	53	63	12	9,4	5,4	-30
11,7	22,3	10	56	57	51	12	6,4	3,8	-26
11,7	78,3	10	—	66	45	9	6,2	3,7	-21

Таблица 2

Температура набухания, °С	Температура размягчения по КиШ, °С	Глубина проникания при °С		Растяжимость при °С, мм		Температура хрупкости, °С
		25	0	25	0	
130—135	75,5	48	5	5,5	2,4	-25
160—170	53,5	63	12	9,4	5,4	-30
200—210	71,5	33	2	7,0	3,5	-22

Новая технология приготовления резино-битумной мастики

Инж. А. Г. МАЛЯРОВА

Гипердории при разработке технологии приготовления мастики для заливки швов найден простой способ объединения резины с битумом: резиновую крошку предварительно выдерживают в дешевом и недефицитном разжижителе — каменноугольном масле, которое одновременно улучшает и качество битума.

В частности, был установлен оптимальный режим набухания резиновой крошки.

Известно, что чем меньше вязкость мягчителя и чем больше его количество, тем, с одной стороны, полнее происходит набухание и деструкция резины, но, с другой, снижается температура размягчения вяжущего и, следовательно, теплостойкость мастики. Поэтому для получения теплостойкой мастики в технологической схеме необходимо предусматривать способ удаления излишнего количества мягчителя. Для того чтобы упростить технологию и чтобы резиновая крошка была полностью смочена мягчителем и смесь можно было бы легко перемешивать в лопастной мешалке, в каменноугольное масло нужно добавлять битум.

Резину перемешивали с каменноугольным маслом с частичным добавлением битума в течение 4 ч при температуре 160°C. В набухшую резину вводили остальное количество битума и продолжали перемешивание еще 15 мин. Эффективность набухания проверяли лабораторным испытанием резино-битумного вяжущего. Наиболее характерные составы мягчителя и соответствующие им составы и свойства резино-битумных вяжущих приведены в табл. 1.

Как видно из табл. 1, более высокие показатели свойств имеет резино-битумное вяжущее, приготовленное с резиной, набухшей в менее вязком мягчителе, и более низкие показатели имеет состав, в котором резина набухла в полном количестве вяжущего.

Для определения оптимальной температуры, при которой будет происходить наиболее полное набухание и деструкция резины в мягчителе, резиновую крошку перемешивали в мягчителе оптимального состава при температуре 130—135, 160—170 и 200—210°C. Свойства резино-битумного вяжущего, приготовленного при этих температурных режимах, приведены в табл. 2.

Из табл. 2 видно, что лучшие показатели свойств вяжущего получены при набухании резины при температуре 160—170°C. Низкие показатели свойств при температуре набухания 200—210°C подтверждают, что резина при атмосферном давлении и доступе кислорода воздуха при температуре выше 180°C разлагается.

Рациональное время набухания резины определяли испытанием резино-битумного вяжущего, приготовленного с резиной, набухавшей при температуре 160—165° в течение 0, 2, 4, 6 и 8 ч. Приведенные в табл. 3 результаты испытания показывают, что по мере увеличения продолжительности набухания свойства вяжущего улучшаются до известного предела и при набухании в течение 6 ч количество легких фракций каменноугольного масла значительно уменьшилось, а это сказалось на свойствах вяжущего.

Таблица 3

Продолжительность набухания, ч	Температура размягчения по КиШ, °С	Глубина проникания при °С		Растяжимость при °С, мм		Температура хрупкости, °С
		25	0	25	0	
0	83,0	35	5	4,1	1,2	-15
2	66,5	53	9	8,8	4,2	-25
4	53,5	63	12	9,4	5,4	-30
6	67,5	50	10	11,0	4,1	-27
8	74,5	45	8	5,8	3,1	-26

Была принята продолжительность набухания 4 ч.

На основе резино-битумного вяжущего, приготовленного с учетом рационального режима набухания, подбирали состав

мастики с температурой размягчения 70°C, обладающей достаточной текучестью при рабочей температуре.

Мастики подбирали на двух резино-битумных вяжущих с резиной, набухшей в каменноугольном масле (составы № 1 и 2) и дегте (состав № 3). Составы № 2 и 3 подобраны с применением длиноволокнистого асбеста мягкой структуры сорта М-3-500. Поскольку асбестовые отходы можно получать в неограниченном количестве, состав № 1 подобран с асбестом 7-го сорта. Кроме того, для сравнения взят состав № 4 на битуме БН-III без разжижителя с асбестом 7-го сорта. Составы и свойства мастики четырех составов приведены в табл. 4.

Таблица 4

Состав мастики, % по весу					Температура размягчения, по КИП, °C	Число текучести	Температура хрупкости, °C	Удобоприменимость при 160°C, сек
Резиновая крошка	Разжижитель	Битум БН-IV	Асбестовая крошка	Известняк (порошок)				
8	9,5	62,5	10,0	10,0	70	1,20	-25	25
9	10,5	70,5	0,5	9,5	70	1,30	-20	20
9	24,0	57,0	0,5	9,5	70	1,63	-10	20
9	—	61,0	20,0	10,0	70	3,00	-10	19

Примечание. В смеси № 4 применен битум БН-III.

Лучшие показатели свойств мастики составов № 1 и 2, приготовленных с резиной, набухшей в каменноугольном масле. Они обладают текучестью при рабочей температуре, теплостойки и имеют температуру хрупкости вдвое ниже по сравнению с составами № 3 и 4.

Технология приготовления резино-битумной мастики проста и не требует специального оборудования. Мاستику приготавливают в обычной лопасной мешалке при соблюдении определенной последовательности:

предварительно резину выдерживают в оптимальном количестве мягчителя (50% битума БН-IV и 50% каменноугольного масла), при этом одну весовую часть резины пластифицируют в двух весовых частях составленного мягчителя при температуре 160°C и постоянном перемешивании в течение 4 ч;

приготовленную таким образом резину перемешивают с битумом марки БН-IV при температуре 160°C в течение 20 мин; общий объем введенного в мешалку битума должен точно соответствовать его количеству в составе мастики, подобранному в лаборатории;

полученное резино-битумное вяжущее перемешивают с асбестом при температуре 160°C в течение 30 мин.

Весь цикл приготовления мастики от начала загрузки материалов до конца выгрузки мастики из мешалки должен продолжаться не более 6 ч. Больше время приготовления может привести к излишнему испарению легких фракций каменноугольного масла, разложению каучука и потери удобоприменности мастики.

Точное соблюдение температурного режима, времени набухания и времени перемешивания всех компонентов обеспечивает требуемое качество мастики и служит критерием ее готовности.

УДК 625.848.033:666.964



Упруго-деформационные свойства асфальтобетонного покрытия

Канд. техн. наук А. О. САЛЛЬ

Прочность дорожной одежды при воздействии автомобильного транспорта во многом зависит от упруго-деформационных свойств асфальтобетонного покрытия. С другой стороны, свойства асфальтобетона могут существенно изменяться в зависимости от температуры и продолжительности действия нагрузки.

Модуль упругости асфальтобетона определяли в лаборатории при испытаниях на изгиб балочек размерами 4×4×16 см [1]. Испытания кратковременными нагрузками (0,1—1 сек) осуществляли на электромагнитном пульсаторе [3].

При определении модуля упругости асфальтобетона расчетную величину прогиба устанавливали как разность между измеренным вертикальным упругим смещением низа балочки посередине и величиной смещения, обусловленного локальным упругим сжатием (смятием) материала образца в зонах его контактов с опорами. Величину этой локальной деформации, достигающей в отдельных случаях 30% от полного упругого прогиба, измеряли следующим образом. После испытания на изгиб на верхнюю грань балочки укладывали стальную пластинку на двух опорах и нагружали ее той же силой P , с которой производили изгиб образца.

Модули упругости рассчитывали по известной зависимости для прогиба упруго-изотропных балок на двух опорах.

Результаты испытаний образцов из мелкозернистого асфальтобетона, изготовленного на битумах разных марок (рис. 1), свидетельствуют о существенном влиянии температуры на модуль упругости.

Температура покрытия весной при оттаивании земляного полотна колеблется обычно от +10 до +30°C, что вызывает изменение модуля упругости асфальтобетона. С другой стороны, известно, что при одной и той же нагрузке чем больше модуль упругости покрытия, тем больше возникающие в нем напряжения при изгибе и тем меньше сдвигающие напряжения в

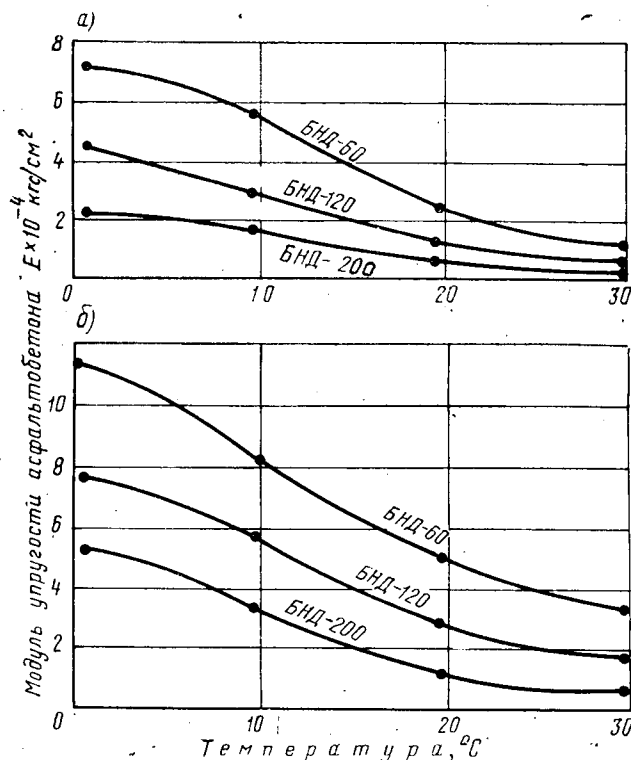


Рис. 1. Зависимость модуля упругости асфальтобетона от температуры при продолжительности нагрузки 1 сек (а) и 0,1 сек (б)

подстилающих слоев. Поэтому при оценке прочности дорожных одежд по критериям местного предельного состояния [1] следует ориентироваться на более опасный случай и использовать показатели модуля упругости асфальтобетона при $+10^{\circ}\text{C}$ для расчета покрытия на изгиб и при $+30^{\circ}\text{C}$ для расчета нижних слоев на сдвиг.

При статистической обработке результатов испытаний 70 проб асфальтобетона, взятых с разных дорог страны, было установлено, что средние арифметические значения этих модулей упругости составляют соответственно 60 000 и 20 000 кгс/см^2 . (Во всех случаях испытывали образцы при времени нагружения 0,1 сек).

В зависимости от времени действия нагрузки величина модуля упругости асфальтобетона может изменяться в 20 раз и более (рис. 2). В связи с этим характер распределения напряжений в дорожной конструкции под действием автомобильного транспорта изменяется следующим образом.

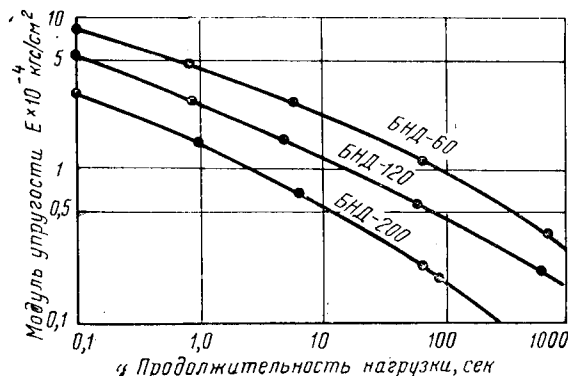


Рис. 2. Зависимость модуля упругости от продолжительности нагрузки. Температура испытания 10°C

При кратковременных нагрузках модуль упругости асфальтобетона намного выше модуля упругости основания, поэтому в случае действия движущегося автомобиля покрытие характеризуется высокой распределительной способностью и в нем возникают изгибающие моменты. При продолжительности нагружения 3 мин и более, к тому же еще при температуре выше $+20^{\circ}\text{C}$, модули упругости асфальтобетона и подстилающих слоев основания примерно одинаковы. В этом случае за расчетные напряжения в покрытии следует принимать не нормальные растягивающие напряжения при изгибе, а касательные, приводящие к необратимым сдвигам.

С увеличением продолжительности действия нагрузки растет влияние температуры на изменение упруго-деформационных свойств асфальтобетона. Так, например, при одном и том же изменении температуры от $+10$ до $+30^{\circ}\text{C}$ модуль упругости уменьшался при времени нагружения $t=0,1$ сек в 3 раза, при $t=1$ сек в 6 раз, а при $t=10$ сек в 10 раз и более.

Это обстоятельство следует принимать во внимание особенно при испытании дорожных одежд длительным местным нагружением [2]. Оказывается, что в зависимости лишь от изменения температуры, а следовательно, и жесткости асфальтобетонного покрытия на протяжении одних суток упругий прогиб дорожной одежды под колесом автомобиля может измениться почти в 2 раза. В частности, по результатам многократных испытаний дорожных одежд колесом автомобиля на дорогах Ленинград — Таллин, Киев — Одесса, Умань — Черновцы и Москва — Минск была установлена примерная корреляционная зависимость между упругим прогибом l_T при температуре испытания $T^{\circ}\text{C}$ и прогибом l_{10} при температуре $+10^{\circ}\text{C}$:

$$l_T = l_{10} (0,034T + 0,66).$$

Эта зависимость была установлена для асфальтобетонных покрытий толщиной 7—10 см, уложенных на щебеночном или гравийном основании, и в пределах изменения температуры покрытия от $+10$ до $+35^{\circ}\text{C}$.

Литература

1. Методические указания по конструированию и расчету дорожных одежд нежесткого типа с усовершенствованными покрытиями. М., Оргтрансстрой. 1965.
2. Новые методы расчета и испытания дорожных одежд нежесткого типа. МАДИ. М., Автогосиздат, 1962.
3. Салль А. О. Особенности изгиба асфальтобетонного покрытия при кратковременных нагрузках. Труды Союздорнии. Вып. 3. М., 1964. УДК 625.855.3:539.4

Ускоренный метод контроля качества асфальтобетонной смеси

Инж. И. Г. СОРОКИН

С ростом требований к асфальтобетону усложняется методика лабораторного контроля за качеством готовой продукции асфальтобетонных заводов. Так, согласно ГОСТ 9128—67, дополнительно введены новые испытания для определения прочности асфальтобетона при 0°C , гранулометрического состава смесей и содержания в них битума по экспресс-методу.

Однако приходится отметить, что наряду с увеличением выпуска асфальтобетонной смеси, с ростом технической оснащенности заводов методы и средства оперативного контроля качества продукции АБЗ почти не совершенствуются.

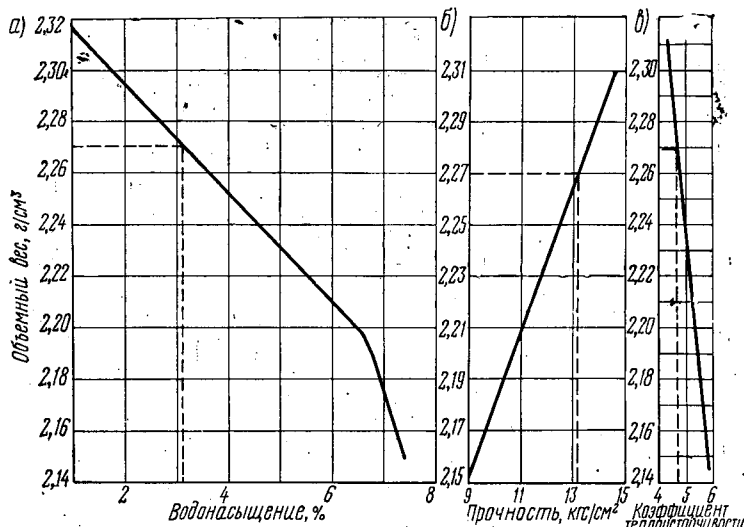
ГОСТ 12801—67, как и ГОСТ 9129—59 на методы испытания асфальтобетонных смесей, не позволяет оперативно контролировать качество выпускаемой заводом смеси. Предлагаемые ГОСТом методы испытаний трудоемки и длительны. Оценку качества отобранных проб можно получить не раньше чем через 20 ч после выпуска смеси, что лишает возможности оперативно вмешиваться в технологический процесс. Кроме того, трудоемкость лабораторных испытаний по ГОСТу при существующих штатах заводских лабораторий позволяет отбирать и испытывать пробы только из двух-трех автомобилей в смену, что зачастую составляет одно испытание на 100 т смеси. В результате 95—97% асфальтобетонной смеси отправляют с завода непроверенными и общее представление о качестве продукции за смену, за месяц, за год определяют с очень малой степенью достоверности.

Рекомендуемый ВСН 93-63 контроль за качеством асфальтобетонной смеси по внешним признакам субъективен и не отвечает современному уровню развития производства.

Согласно ГОСТ 12801—67, образцы асфальтобетонной смеси до испытания следует выдерживать при температуре $+20 \pm 2^{\circ}\text{C}$ не менее 20 ч. Однако для оперативного контроля это слишком большой промежуток времени.

Для выпуска высококачественной асфальтобетонной смеси на современном асфальтобетонном заводе следует разработать такие методы контроля, которые позволили бы проверять смесь из каждого автомобиля, а результат проверки должен быть известен в кратчайший срок. Это позволит своевременно регулировать технологический процесс приготовления смеси.

Для повышения качества асфальтобетонной смеси и большей оперативности при регулировании режима работы АБЗ, а



Зависимость водонасыщения (а), прочности при 50°C (б) и коэффициента теплоустойчивости (в) асфальтобетонной смеси от объемного веса

Пунктиром показаны физико-механические свойства смеси, полученные при подборке и проверке рецепта в лаборатории

также для накопления статистических данных на Ульяновском асфальтобетонном заводе два года назад был применен ускоренный метод контроля качества смеси, который заключается в определении объемного веса образцов.

На основании обработки результатов лабораторных испытаний за прошлые годы, проводимых по обычной методике, были выявлены некоторые закономерности для смесей, выпускаемых из одних и тех же материалов и по одному и тому же рецепту. В результате анализа было установлено, что отклонение от лабораторного рецепта чаще всего наблюдается по следующим физико-механическим показателям: объемный вес, водонасыщение, прочность при 50°C и коэффициент теплоустойчивости.

Прочность при 20°C в сухом и водонасыщенном состоянии, набухание и другие показатели почти всегда удовлетворяли техническим требованиям.

В результате сравнения величин показателей объемного веса и водонасыщения, объемного веса и прочности при 50°C (R_{50}), а также объемного веса и коэффициента теплоустойчивости были получены зависимости между этими параметрами, показанные на рисунке. Пунктирными линиями на графиках показаны величины физико-механических показателей, полученные при подборе и проверке данного рецепта в лаборатории.

Как видно из приведенных графиков, существует постоянная для данного рецепта зависимость между объемным весом образца и другими физико-механическими показателями. Или, другими словами, зная величину объемного веса асфальтобетонной смеси, можно определить водонасыщение, прочность при 50°C, коэффициент теплоустойчивости и т. п.

Очевидно, для увеличения числа испытаний наряду с обычной методикой нужно определять только объемный вес, что позволит контролировать большее количество смеси, уменьшив трудоемкость лабораторных работ в 3 раза.

При выработке ускоренного метода контроля качества асфальтобетонной смеси исследовано влияние температуры образцов на величину объемного веса по следующей методике.

Пробу, взятую при выходе смеси из смесителя с температурой 140—150°C, сразу же формовали и сразу же взвешивали сначала в воздухе, а затем в воде. Объемный вес смеси определяли по формуле

$$\gamma = \frac{q_1}{q_1 - q_2},$$

где q_1 — вес образца на воздухе, г;

q_2 — то же, в воде, г.

Время между отбором пробы и получением результата испытания составляет 15—20 мин. После этого образцы остав-

ляли на одни сутки при температуре +20°C, а затем опять определяли их объемный вес. Во всех случаях подсчет делали с точностью до 0,01 г/см³. Во всей серии из 34 опытов расхождений в величине объемного веса образцов не было.

Исследования, проведенные В. А. Борисовым, также доказывают, что на величину объемного веса асфальтобетонной смеси температура смеси во время испытаний не влияет¹.

Применение ускоренного метода контроля смеси наряду с обычными методами сразу сказалось на качестве выпускаемой смеси. Практически каждый час лаборатория стала давать мастерам и операторам смесителей сведения о качестве асфальтобетонной смеси, занося их в специальную таблицу, помещенную на видном месте.

В случае отклонения показателя от нормы сразу же проверяют весь технологический процесс, выявляют причины отклонения и тут же корректируют режим работы АБЗ.

Увеличение числа испытаний позволило собрать для дальнейших анализов материал, имеющий большую степень достоверности.

Изменились и качественные показатели испытаний, проводимых по обычной методике ГОСТа. Значительно сократился разброс показателей, их значения приблизились к оптимуму, почти совершенно исчезли отдельные значительные отклонения от нормы, имевшиеся ранее.

Выводы

Ускоренный метод контроля качества асфальтобетонной смеси по объемному весу позволяет с большей степенью достоверности судить о значении других физико-механических показателей.

Этот метод позволяет оперативно получать информацию о качестве выпускаемой смеси, сокращает время получения результатов испытаний с 24 ч до 15—20 мин, одновременно значительно уменьшает трудоемкость лабораторных работ и позволяет оперативно контролировать технологический процесс приготовления смеси.

Ускоренный метод позволяет значительно уменьшить количество асфальтобетонной смеси, выпускаемой с завода без контроля.

От редакции. Предлагаемую в статье методику возможно применять в тех случаях, когда для приготовления смеси используют материалы со стабильными свойствами.

УДК 625.855.3.08.006.3:568.562.3

¹ В. А. Борисов. Контроль качества на АБЗ. Научно-технический отчет. Саратов. 1960.

НОВЫЙ ПРИЕМ РАСЧЕТА... (Начало см. на стр. 19)

полноты соответствуют разные гипотетические пределы. Наконец, на переходах третьей группы расчетный размыв определяется не столько расчетным горизонтом, сколько реальной ситуацией, которая может сложиться на водотоке. Так, в упомянутом выше примере наибольший размыв не был достигнут расчетным паводком, и лишь более низкие паводки, по проходящие по дну, подготовленному всей серией предшествующих паводков, завершили размыв.

До недавнего времени расчеты русловых деформаций на мостовых переходах проводили исходя из предположения об установившемся режиме течения, т. е. по нижнему пределу, который автоматически принимали за расчетный размыв. Несовпадение в ряде случаев фактического размыва с нижним пределом заставляло искать способы искусственного приближения нижнего предела к расчетному размыву. Предлагалось в значение расчетной скорости после размыва, принимаемой по постулату Н. А. Белелюбского и равной русловой бытовой, при расчетном горизонте вводить либо чисто умозрительные, либо эмпирические коэффициенты $\varphi > 1$. Необходимость введения коэффициента объясняли отмошкой, влиянием возросшей глубины потока и т. д. Иными словами, второстепенные факторы возводили в ранг первопричин уменьшения расчетного размыва по сравнению с нижним пределом. Главная же причина — неустановившееся движение — оставалась неучтенной. Без современной вычислительной техники до недавнего времени было практически невозможно исследовать и объяснить расхождения расчетов с действительностью.

Наличие вычислительной техники и современное состояние науки о русловых деформациях на мостовых переходах по-

зволяет отказаться от расчетов только по нижнему пределу. Необоснованным является и предложение во всех случаях считать расчетный размыв равным верхнему пределу.

Русловые деформации на мостовых переходах через большие и средние реки необходимо рассчитывать на ЭВМ во времени по наблюдаемой серии паводков. Методика расчета размывов во времени является универсальной, так как включает в себя все три возможные расчетные схемы, описанные в настоящей статье. Совместно с определением общего размыва методика и программа Союздорпроекта позволяет решать еще целый комплекс вопросов (развитие подпора во времени, прогноз изменений судоходных условий на десятки лет, назначение расчетного судоходного горизонта с учетом скоростей течения допустимых для судов данного типа, определение совместно с общим и местного размыва, расчет русловых деформаций на мостовых переходах в нижних бьефах плотин гидроэлектростанций и т. п.).

Широкое использование универсальной проектной методики при расчетах проектируемых мостов и анализ работы существующих мостовых переходов позволит исследовать еще целый ряд неясных вопросов, уточнить расчеты и снизить величину гарантийной добавки к конечным результатам.

Для предварительных расчетов, а также при отсутствии ЭВМ расчетный размыв следует принимать по нижнему пределу на средних реках и по гипотетическому на больших с использованием формул (2), (3).

УДК 625.745.1:551.311.21.001.24

ЗА РУБЕЖОМ

Прогресс мостостроения в Чехословакии

За годы строительства социализма ЧССР добились значительных успехов в мостостроении, решая сложнейшие инженерные задачи на уровне высших мировых достижений.

В ЧССР раньше, чем в других странах, оценили важность типизации мостовых конструкций массового применения и индустриализации их изготовления. Этой задаче были подчинены поиски оптимальных решений главным образом на основе изделий из предварительно напряженного железобетона. Для пролетов 9 м, 12, 15 и 18 м были разработаны проекты пролетных строений из коробчатых плит шириной 98 см типа КА-67 из бетона марки 500. Пространственность пролетных строений достигается замоноличиванием швов толщиной 2—7 см. Для пролетов 21 м, 24, 27 и 30 м приняты составные по длине двутавровые балки типа Т-67 также из бетона марки 500. Ширина верхней полки балки 115 см. При монтаже их раздвигают на большую величину за счет вставок из монолитного железобетона шириной 28—43 см. Балки Т-67 применяют для прямых и косых разрезных и неразрезных пролетных строений.

Широкое распространение получили балки с равными полками. Пролетные строения из таких балок после замоноличивания продольных швов и поперечного обжата образуют жесткую многосекционную коробчатую конструкцию. Равнополочные балки были применены на разрезном мосту с пролетами по 34 м через р. Огрже у Жатицы, на рамно-неразрезном путепроводе на дороге Середь—Триова и многих других мостах. Строительная высота в них доходила до рекордно малой величины — 1/41 пролета.

При проектировании путепроводов через автомобильные дороги предпочтение отдают рамным (с вертикальными и наклонными ногами) и неразрезным сооружениям со средними пролетами, целиком перекрывающими пересекаемую дорогу, решая этим эстетические задачи и одну из мер повышения безопасности движения. Строительство путепроводов осуществляется, как правило, с использованием типовой заводской продукции.

В 50-х годах был разработан типовой проект железобетонного 40-м пролетного строения из коробчатых составных по длине балок. В дальнейшем коробчатые конструкции стали применять повсеместно в мостах больших пролетов.

Для мостов с пролетами до 21 м ведутся интересные эксперименты с применением коробчатых и других балок из бетона, армированного сетками. Армирование балок ведут либо одними сварными и ткаными сетками, либо сетками в комбинации со стержневой арматурой. Сеточная арматура повышает трещиностойкость железобетона и сопротивляемость его скалывающим усилиям, чем исключается необходимость в предварительном напряжении.

Бетонные конструкции, армированные сетками, были впервые применены на мосту с пролетом 15 м у Рокицана. Стоимость пролетного строения по сравнению с типовым снизилась на 13%. Испытанием моста установлена полная надежность таких конструкций.

В практике строительства в ЧССР в последние годы вошли также криволинейные в плане мосты, пространственный расчет которых ведется на ЭЦВМ. Для криволинейного рамного путепровода в г. Брно была также испытана модель из органического стекла.

Многолетнее применение предварительно напряженных конструкций привело к созданию собственных видов оборудования. В частности, широкую известность получили гидравлические домкраты двойного действия системы Горела.

При строительстве больших железобетонных мостов, занявших видное место в мировом мостостроении, в течение многих лет отдавали предпочтение монолитному железобетону, но с производством работ по новому прогрессивному способу уравновешенного навесного бетонирования. Из наиболее интересных сооружений, выполненных этим способом, можно приве-

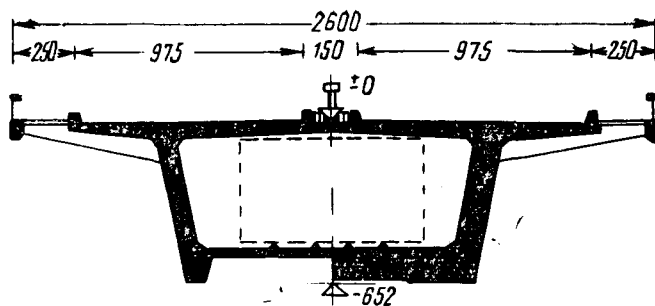


Рис. 1. Поперечное сечение пролетного строения моста через Нусельскую долину

сти рамно-консольные мосты через реки Влтаву и Отаву у Зви-кова с одинаковыми схемами $42,45+2 \times 84+42,45$ м при глубине долины до 80 м; через р. Ваг у Тренчин со схемой $49+70+49$ м; через р. Ваг у Глоговец со схемой $56,6+80+56,6$ м; через р. Ваг у Колларова со схемой $35,12+3 \times 61,72+35,12$ м и балочно-консольный мост через Вагский канал, имеющий схему $23+61,2+23$ м.

На мосту через Отаву в 1962 г. были впервые применены 100-т пучки, которые натягивали домкратами системы Горела. На мостах через реки Влтаву, Отаву и Ваг у Глоговец навесное бетонирование было осуществлено при довольно сложном трехстенчатом поперечном сечении коробчатых балок, чего к тому времени не было еще достигнуто в других странах. На упомянутых и многих других мостах плита проезжей части поперечно обжата.

Навесное бетонирование нашло дальнейшее распространение и в мостах неразрезной системы, из которых можно отметить крупнейший мост через Нусельскую долину в Праге по схеме $68,25+3 \times 115+68,25$ м и высотой 50 м. При ширине проезда 21 м и ширине двух тротуаров по 2,5 м пролетное строение выполнено в виде одной коробчатой балки трапециевидной формы (рис. 1) с двухконсольной плитой проезжей части, по которой пропускается автомобильное и пешеходное движение. Внутри коробчатой балки предусмотрено двухпутное трамвайное движение. Навесное бетонирование в средних трех пролетах вели отдельными секциями по 2—3 м, вес которых доходил до 200 т. Мост через Нусельскую долину, недавно введенный в эксплуатацию, является примером смелых инженерных решений и возросших технических возможностей в ЧССР.

Из монолитных железобетонных сооружений большой интерес вызывает арочный мост через р. Влтаву у Збраславля пролетом 86 м, состоящий из двух пустотелых арок (рис. 2). Арматура арок, состоящая из стержней, сваренных в жесткие каркасы длиной по 20—23 м, работала как самонесущая. Для установки каркасов с помощью кабелькрана были предусмотрены временные промежуточные опоры. Опалубку заменяла стальная сетка с ячейками 4×4 мм из проволоки диаметром 1 мм, приваренная к хомутам и продольным стержням. Бетонирование арок вели с помощью кабель-крана.

С 1961 г. начинается некоторый поворот к сборке навесным способом, который был предложен и широко внедрен в СССР. Опыт строительства первых таких мостов показал, что по сравнению с навесным бетонированием при сборке сокращается срок строительства, повышается производительность труда, уменьшается стоимость строительства на 5—9%, достигается экономия бетона и стали на 3—6% и уменьшается общее число рабочих на 20—25% (а непосредственно на строительной площадке — на 50—60%).



Рис. 2. Железобетонный арочный мост

Способом навесной сборки был построен мост через р. Ондаву у д. Сирник по схеме $30+60+30$ м, два моста в южной Словакии по схеме $35+3 \times 61+35$ м и $45+90+45$ м с двухстенчатыми коробчатыми пролетными строениями. Темп сборки составлял восемь блоков в неделю.

По мере освоения навесной сборки изучали вопрос о стандартизации поперечных сечений коробок и способов их изготовления и сборки для широкого применения единой продукции на железнодорожных и автомобильно-дорожных мостах различных статических систем. Кроме того, изучали вопрос компоновки коробчатых поперечных сечений из минимального числа элементов, изготавливаемых в единой стальной опалубке при ограничении веса элементов до 30 т, а также способов стыкования «сухими» или замоноличиваемыми швами (в ЧССР, так же как в СССР и во Франции, предпочтение отдают «сухим» швам).

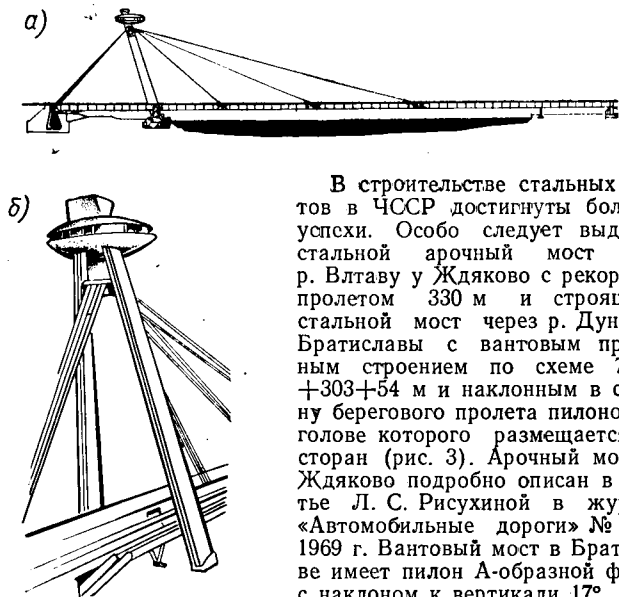


Рис. 3. Стальной вантовый мост с наклонным пилоном через Дунай: а — схема моста; б — А-образный наклонный пилон

В строительстве стальных мостов в ЧССР достигнуты большие успехи. Особо следует выделить стальной арочный мост через р. Влтаву у Ждяково с рекордным пролетом 330 м и строящийся стальной мост через р. Дунай у Братиславы с вантовым пролетным строением по схеме $74,8+303+54$ м и наклонным в сторону берегового пролета пилоном, на голове которого размещается ресторан (рис. 3). Арочный мост у Ждяково подробно описан в статье Л. С. Рисухиной в журнале «Автомобильные дороги» № 9 за 1969 г. Вантовый мост в Братиславе имеет пилон А-образной формы с наклоном к вертикали 17°. Ванты, идущие от головы пилона, прикрепляются к стальной балке жесткости со стальной ортотропной плитой проезжей части по продольной оси моста, что в инженерном отношении представляет собой смелое и оригинальное решение.

В строительстве моста, окончание которого намечено на 1971 г., принимает участие ВНР.

В ЧССР ведутся успешные поиски надежных конструкций гидроизоляции проезжей части мостов. В частности, Пражским строительным институтом исследована гидроизоляция из пластбетона, в состав которого входит речной песок с размером зерен до 2 мм, кремниевая мука, молотый асбест, два сорта эпоксидной смолы, отвердитель и бутилглициловый эфир. Новый вид гидроизоляции был применен на мосту через р. Билину у Огнич.

Среди проблемных работ в ЧССР следует отметить предвзвешенное напряжение стальных конструкций, которое считается важным источником экономии стали.

Большое внимание уделяется в ЧССР вопросам эстетики мостов. Можно без преувеличения сказать, что все мостостроение отвечает эстетическим требованиям, хотя, естественно, наиболее рельефно это заметно в больших мостах и путепроводах. Красота сооружений достигается правильным выбором статической системы при данной высоте моста, назначением строительной высоты и очертания пролетных строений, выбором формы и размеров опор. Хорошие результаты дает сочетание неразрезных пролетных строений постоянной высоты из двутавровых балок, нижние полки которых сводятся над опорами в сплошную плиту, и безригельных стоечных опор.

Чехословацкое мостостроение, которое, конечно, значительно шире и многограннее, чем это можно было описать в краткой статье, по достоинству занимает одно из первых мест в мировом мостостроении.

И. Х.

УДК 625.745.1 (437)

Герметизация швов бетонных покрытий

Деформационные швы являются наиболее слабыми конструктивными элементами цементобетонных покрытий автомобильных дорог и аэродромов. Они в наибольшей мере подвергаются воздействию динамических нагрузок от проходящих автомобилей и атмосферных условий.

Долговечность и эксплуатационные качества бетонных покрытий во многом зависят от конструкции деформационных швов, в частности от их герметичности.

Накопленный за рубежом опыт показывает, что в наибольшей мере герметичность швов обеспечивают синтетические прокладки фигурного профиля.

Так, в США для заполнения швов, устраиваемых в затвердевшем бетоне, применяют, как правило, неопреновые прокладки. Неопрен представляет собой кристаллический полихлоропрен, отличающийся высоким сопротивлением истиранию, окислению, бензо- и маслостойкостью. Прокладки из неопрена достаточно эластичны и способны сохранять свои свойства в течение довольно длительного срока службы. Плотная запрессовка таких прокладок в швы гарантирует полную герметизацию последних.

Наряду с неопреном для герметизации швов широко используют специальные сорта резины, прокладки из которой в процессе работы покрытия могут деформироваться на 5—7 мм без нарушения герметичности швов. При этом благодаря пустотелости прокладки она никогда не выпучивается из шва. Резиновые прокладки можно закладывать и в швы, устраиваемые в свежесделанном бетоне. В этом случае их крепят к бетонным плитам при помощи металлических анкеров.

Эффективным материалом для заполнения деформационных швов, по зарубежным данным, является вспененный полистирол. При сжатии прокладка из пенополистирола способна сокращать свою ширину примерно в 16 раз, а после снятия давления в течение 5—6 мин она восстанавливает свою первоначальную форму. Так, прокладка толщиной 25 мм после сжатия под давлением около 7 кгс/см² сокращается до 1,6 мм. После разгрузки прокладка сохраняет приобретенную форму в течение 30—40 сек, и за это время ее можно заложить в паз шва. После расширения прокладка полностью заполняет шов (включая все макронеровности граней плит), создавая давление на его стенки около 0,11 кгс/см². Считают, что это давление вполне достаточно для надежного удержания заполнителя в шве. Швы с такой герметизацией непроницаемы для воды, поскольку поры пенополистирольной прокладки не соощаются между собой. Швы с такими прокладками не раскрываются при температурных деформациях за счет внутреннего давления в материале предварительно сжатой прокладки.

К числу материалов, пригодных для изготовления готовых эластичных прокладок для деформационных швов относятся также другие разновидности синтетического каучука: бутиловый, нитриловый, полисульфидный, фторо-углеродистый и т. п. Наиболее дешевым и доступным материалом считают губчатый пенополиуретан, пропитанный каким-либо органическим вяжущим, которое придает прокладкам способность некоторое время находиться в сжатом состоянии. Воздействие вяжущего на губчатую структуру должно быть умеренным, чтобы не вызвать необратимое слипание ячеек прокладки после снятия давления.

В качестве такого вяжущего в США применяют эмульсию марки SS=1к, приготовленную на нефтяном битуме. Раствором из трех частей битумной эмульсии и двух частей воды пропитывают пенополиуретановую прокладку, пропуская ее для заполнения всех пор между двумя валиками. Затем из прокладки отжимают излишек вяжущего и просушивают на воздухе или в сушильной камере. Прокладка считается пригодной для заполнения шва, если в порах ее содержится не более 40 г битумной эмульсии в 1 дм³ объема (при 25°C). Если содержание эмульсии больше, то при сжатии усилием 7 кгс/см² прокладка необратимо слипается и становится непригодной для использования. Оптимальное количество битумной эмульсии подбирают опытным путем.

Для заполнения шва прокладку из пенополиуретана, пропитанного битумной эмульсией, на месте работ обжимают переносным прессом до толщины, равной половине ширины паза шва, и вводят сжатую прокладку в шов не позже чем че-

рез 30 сек после снятия давления. После расширения прокладка надежно заполняет шов.

Другой вариант технологии заполнения швов готовыми прокладками предусматривает использование вспененной пластмассы, ячейки которой содержат пузырьки воздуха и не соприкасаются между собой. Такая структура материала исключает необходимость обработки прокладок вяжущим материалом.

На рис. 1 показана прокладка, нижний конец которой обжат V-образной обоймой из листовой стали или пластмассы. Ширина обоймы должна быть меньше ширины паза шва. В случае необходимости стенки обоймы могут быть схвачены скобами. Прокладку вводят в шов при помощи специального приспособления (металлической полосы с рукояткой), извлекаемого после заполнения шва.

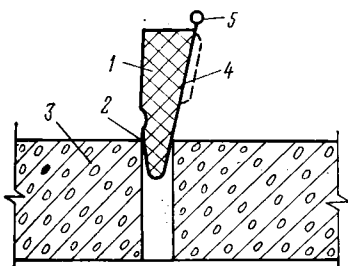


Рис. 1. Заполнение шва прокладкой из вспененной пластмассы:

1 — прокладка; 2 — металлическая обойма; 3 — бетон покрытия; 4 — приспособление для ввода прокладок в шов; 5 — рукоятка

ют тавотом или отработанным маслом, чтобы облегчить ее извлечение из шва.

Фирма «Браун энд компани» успешно применяет фигурные эластичные прокладки для герметизации швов на аэродромных покрытиях. Нижние свободные концы прокладок служат для упругого уплотнения шва. Рифленую боковую поверхность верхней части прокладки покрывают мастикой или полимерным клеем.

Для заполнения широких швов расширения в США предложена конструкция уплотняющей прокладки, которая в нерабочем состоянии имеет полое сечение со множеством перегородок (рис. 2). Расположение перегородок predetermined их назначением. Так, например, конфигурация нижней части прокладки благодаря скошенным граням облегчает закладку ее в шов. Верхняя часть имеет вогнутую форму и диагональными стяжками связана с вертикальной перепонкой, поэтому при уменьшении ширины шва верхняя часть прокладки всегда втягивается внутрь шва.

Другой вариант конструкции уплотняющей прокладки (б, см. рис. 2) имеет прямоугольное нижнее сечение. В этом случае нижняя часть прокладки надежно опирается на выпуски металлической окантовки паза шва. Для облегчения установки прокладок а и б (см. рис. 2) стенки шва смазывают мастикой.

В Англии в 1959 г. построены первые опытные участки бетонных покрытий со швами, заполненными готовыми неопревыми прокладками. Прокладку, покрытую синтетическим клеем, в сжатом состоянии вводят в шов на 5—6 мм ниже поверхности покрытия; один из концов прокладки закрывают пробкой; после заполнения воздухом прокладка плотно прилегает к стенкам шва.

Поскольку ширина прокладки несколько больше ширины шва, то она всегда будет работать в предварительно напряженном режиме с давлением на стенки шва, достаточным для его надежной герметизации. При герметизации швов таким способом можно заполнить 1000 м шва в смену. Все построен-

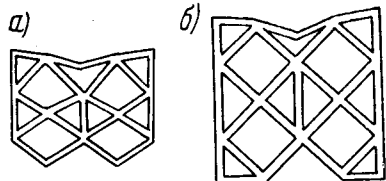


Рис. 2. Конструкция полой резиновой прокладки с перегородками: а — вариант со скошенными нижними гранями; б — то же, с прямоугольными

ные участки до настоящего времени находятся в хорошем состоянии.

Готовые эластичные прокладки из губчатого хлоропренового каучука (пенонеопрена) успешно использовала английская дорожная исследовательская лаборатория для срочного ремонта трещин в бетонных покрытиях. Для этой цели применяли прокладки клиновидной формы с шириной основания 9,5 мм, вершины 6,5 мм и высотой 25—40 мм. Наружные боковые грани прокладок имели зубчатую форму. Для снижения веса прокладок и придания им эластичности в их поперечном сечении сделано несколько отверстий, в которые протянута мягкая проволока.

Трещины в бетонном покрытии предварительно расширяли по глубине и ширине соответственно до 25—40 и 15—25 мм. В подготовленные пазы вставляли губчатые хлоропреновые прокладки. Наличие пустот в теле прокладок позволяло плотно закрыть трещины, повторяя их конфигурацию. Отдельные пустоты между прокладками и краями трещин заполняли эпоксидным раствором, который обеспечивает надежное сцепление прокладок с бетоном. Участок может быть открыт для движения через 4 ч после окончания ремонта.

Для получения надежной и долговечной герметизации при устройстве шва должны быть соблюдены определенные требования. Так, швы, предназначенные для заполнения готовыми эластичными прокладками, нужно устраивать, как правило, в затвердевшем бетоне. Кромки шва должны быть ровными и строго параллельными, допускаемое отклонение ширины шва от проектной не должно превышать 1—1,5 мм. Для соблюдения этих требований в процессе нарезки швов постоянно контролируют степень износа абразивных дисков. Верхняя кромка нарезаемых швов должна быть скошена, что облегчает введение в шов прокладки в сжатом состоянии, а также резко сокращает разрушение краев плит от нагрузки проходящих автомобилей.

Чтобы обеспечить надежное приклеивание прокладки к торцам плит, необходимо тщательно очищать паз шва от пыли, грязи и посторонних предметов. Наибольший эффект дает пескоструйная очистка швов с последующей промывкой водой и просушкой.

Для приклеивания готовой эластичной прокладки к бетону успешно используют различный синтетический клей и мастики. Лучшего результата достигают в случае применения клея, обладающего химическим составом, близким к материалу прокладок, например наиритового (неопренового). Благодаря смазывающему эффекту клея облегчается ввод прокладки в паз шва, обеспечивается плотный контакт с микронеровностями стенок шва, а значит, и хорошее прилипание материала прокладки к бетону. Кроме того, при закладке в шов покрытой клеем прокладки излишки клея сдвигаются вниз по стене, образуя после затвердения небольшие валики на стенках шва, которые препятствуют смещению прокладки вниз в процессе эксплуатации покрытия.

В настоящее время для закладки готовых эластичных прокладок начали применять машину с гидравлическим управлением и устройством для механического распределения клея по поверхности прокладки или стенкам шва и другие машины.

Выводы

Многолетние исследования и опыт применения готовых эластичных прокладок в США, Великобритании, Франции, Швейцарии и других странах доказывают эффективность использования таких прокладок для герметизации деформационных швов бетонных покрытий, устраиваемых в затвердевшем бетоне.

Готовые эластичные прокладки из синтетического каучука — неопрена — в наибольшей мере отвечают требованиям, предъявляемым к материалу для заполнения деформационных швов. Наряду с высокой погодостойкостью такие прокладки обеспечивают полную водонепроницаемость шва и хорошо сопротивляются вдавливанию в них инородных предметов.

Применение готовых эластичных прокладок позволяет максимально упростить процесс герметизации швов и исключить необходимость использования громоздкого оборудования для приготовления мастик (битумоварочные котлы и т. п.).

Готовые эластичные прокладки обеспечивают надежную герметизацию деформационных швов в течение длительного времени. В случаях разрушения отдельных отрезков прокладок их можно легко заменить практически без прекращения движения по дороге.

Канд. техн. наук Э. Н. Смирнов
Инж. Г. С. Беспрозванный
УДК 625.848.083 (100)

ДОРОЖНАЯ ХРОНИКА

□ На 14 процентов перевыполнил задание 1969 г. и освоил сверх плана более 3 млн. руб. коллектив Мостостроительного треста № 6 Министерства транспортного строительства. Дополнительно к плану были проделаны работы на площади Победы в Ленинграде, на мостах через р. Свирь, на новых морских причалах в Архангельске.

Большую помощь оказали мостовики работникам сельского хозяйства. Перед новым годом были сданы в эксплуатацию пять мостов на местных автомобильных дорогах.

Задание четырех месяцев юбилейного года трест завершит к 20 апреля. В первую очередь будут выполнены работы на ряде путепроводов скоростной железной дороги Москва — Ленинград и сдан в эксплуатацию парадный спуск к Неве у памятника Ленину около Финляндского вокзала.

□ Шестой мост через Днепр возводит коллектив Мостостроя № 1. С его пуском появится выход на левый берег реки с окружной автомобильной дороги, соединятся правобережная часть города и новые жилые массивы — Воскресенская Слобода, Оболонь.

В будущем намечено построить одиннадцать мостов через Днепр.

□ На 25 дней раньше срока завершён план строительно-монтажных работ 1969 г. Мостостроительным трестом № 1 Главмостостроя. За прошлый год трест сдал 73 строительных объекта. Среди них автомобильно-дорожный мост через р. Айдар длиной более 200 м.

В юбилейном году будут сооружены мосты через р. Воронеж в Липецкой обл. и через Каховский канал, путепровод на площади имени Дзержинского в Киеве, мост через Саржин Яр в Харькове. Четырёхмесячный план строительных работ намечено завершить к 22 апреля 1970 г.

□ Железобетонный арочный мост построен вторым управлением треста Ленмостострой через Комсомольский канал в Колпине. Длина его — более 32 м, ширина — 18 м.

Новый мост улучшит транспортные связи, приблизит привокзальный район к жилищному массиву.

□ На 140—150 процентов выполняют план монтажники из бригады В. Юхимовича Бельского участка Мостопоезда 414. Строители сооружают сейчас пролетное строение. Скоро пойдут первые автомобили по мосту через р. Белую в Уфе.

□ На 20 тыс. руб. меньше проектной стала стоимость моста через р. Истья на дороге Рязань — Ряжск — Тамбов благодаря применению рационализаторских предложений. Коллектив Рязанского мостостроительного управления № 2 в декабре прошлого года сдал этот железобетонный мост длиной 93 м с опережением графика.

Также раньше намеченного срока в конце 1969 г. открылось движение на семидесятиметровом железобетонном мосту через р. Мечу в Рыбновском районе.

В минувшем году силами управления были построены мосты через реки Пилис в Рыбновском районе, Навешку около районного центра Старожилово, Красивую Мечу в Лебедянском районе Липецкой обл.

Сейчас мостостроители возводят мост длиной более 300 м через р. Мокшу у г. Темникова.

ПИСЬМА ЧИТАТЕЛЕЙ

Для безопасности движения

В конце прошлого года Советом Министров Башкирской АССР была проведена республиканская конференция по безопасности движения.

В работе конференции принимали участие заместители председателей райисполкомов, работники Башкирского управления строительства и ремонта автомобильных дорог, Башкирского автотранспортного управления, Госавтоинспекции МВД и других организаций, имеющих в своем составе крупные автомобильные хозяйства.

На конференции с лекциями и докладами выступили научные сотрудники Московского автомобильно-дорожного института, кандидаты технических наук тт. Ю. М. Ситников, Н. П. Ориатский, В. С. Порожняков, В. В. Сильянов, Е. М. Лобанов и инженер О. В. Воля, а также представители Башдотуправления, Госавтоинспекции и автотранспортного управления.

На основании заслушанных докладов участники конференции разработали и приняли конкретные рекомендации по обеспечению безопасности движения на дорогах республики.

Материалы конференции будут изданы.

Инж. Тамалинцев

**Не забудьте
своевременно
оформить подписку
на наш журнал
на 2-е полугодие
1970 г.**

Новые дороги

В юбилейном году в Дмитровском районе Московской обл. будет построен ряд дорог, соединяющих населенные пункты: Гришино, Лавровки, Каменку, Рождественку, Подьячево, Федоровку, Богородское и др. Всего около 20 км.

В прошлом году хорошо работал коллектив СУ-847 Минтрансстроя. Трижды строители награждались грамотами ГК КПСС и Горсовета. Во Всесоюзном соревновании коллектив завоевал Переходящее Красное знамя обкома профсоюза и Управления строительства.

П. Чацкий

НА МЕСТНЫХ ДОРОГАХ



40-летие дорожного хозяйства Монголии

Дорожники и общественность Монголии в декабре 1969 г. широко отметили 40-летие со дня создания дорожной службы МНР. До победы Народной революции в Монголии практически не существовало дорожного хозяйства, и вопрос о его создании был поставлен только после образования народной власти.

Днем создания дорожного хозяйства МНР считается 30 декабря 1929 г., когда было принято Постановление Правительства МНР о создании монголо-советского акционерного общества «Монголтранс» и создании при этом обществе первой дорожной организации Монголии — дорожно-строительного отдела. На этот отдел возлагались обязанности по организации строительства и ремонта дорог и мостов, а также проведение проектно-изыскательских работ и работ по определению значения дорог и их классификации.

Организовать работу дорожного хозяйства МНР в те годы было нелегко. В стране не было дорожных кадров: ни одного инженера, техника и квалифицированных рабочих. Не было техники. Все работы производились вручную. Грунт и строительные материалы перевозили на лошадях и верблюдах.

Однако дорожники Монголии с помощью Советского Союза уже в 1930 г. выполнили большой объем дорожных и мостовых работ, а к 1933 г. в стране было построено около 60 км гравийной дороги Улан-Батор — Алтанбулаг и значительное количество деревянных мостов. В это же время в республике был поставлен вопрос о подготовке национальных кадров специалистов, в том числе и дорожников. В связи с этим были созданы курсы по подготовке десятников-дорожников, а в 1934 г. в Советский Союз направили трех человек для получения специального технического образования.

В 1934 г. Советский Союз безвозмездно передал монгольской стороне все средства, вложенные им в общество «Монголтранс». Этот дружественный шаг Советского Союза благотворно сказался на дальнейшем развитии транспорта и дорожного хозяйства МНР.

В 1935 г. в дорожных хозяйствах МНР появились первые дорожные машины.

В эти годы в ряды рабочих-дорожников пришло много сыновей животноводов, которые стали специалистами, хорошо знающими дорожное дело. Многие из них, несмотря на преклонный возраст, продолжают работать в дорожном хозяйстве страны и по настоящее время.

Большие испытания выпали на долю монгольских дорожников в мае 1939 г. в дни ожесточенных боев против японских милитаристов на реке Халхин-Гол. Монгольские дорожники вместе с совет-

скими дорожниками обеспечивали бесперебойный подвоз военных грузов.

Об успешной работе дорожников Монголии в дни Халхин-Гольских событий свидетельствует тот факт, что большая группа дорожников была награждена орденами и медалями МНР, а также монголо-советской медалью «За победу над Японией».

Тов. Хаянхярваа за доблестную работу на прифронтовых дорогах во время этих событий был награжден орденом «Полярная звезда», монголо-советской медалью, а позднее в числе трех передовых дорожников Монголии и значком «Отличный дорожник».

Шли годы. Дорожное хозяйство Монголии продолжало развиваться.

В 1948 г. объем дорожных работ в стране по сравнению с 1933 г. увеличился в 6 раз.

Первый (1948—1952 гг.) и второй пятилетний планы (1953—1957 гг.), а также трехлетний план (1958—1960 гг.) дорожниками Монголии с помощью Советского Союза и других братских социалистических стран были выполнены досрочно. В республике был создан фундамент для мостового и дорожного строительства.

Хорошо поработали дорожники МНР и в третьей пятилетке (1961—1965 гг.). Объем дорожных работ в этой пятилетке по сравнению с объемом во второй возрос в 2,5 раза. Было построено и принято в эксплуатацию 5 тыс. м мостов, около 300 тыс. м² цементобетонных и асфальтобетонных покрытий, около 500 км гравийных и грунтовых улучшенных дорог.

В эти годы в ряды дорожников влилось новое большое пополнение квалифицированных рабочих, а также инженеров-дорожников и инженеров-мостови-

ков, окончивших вузы в Советском Союзе и других социалистических странах. Среди них первый в стране дипломированный инженер-дорожник, ныне главный инженер республиканского дорожно-мостового строительного треста Ц. Цэдэнш, начальник дорожного отдела Министерства транспорта МНР Б. Лувсан, инженеры Б. Дашням, Г. Цэдэвжамц, М. Чултэмдорж, Д. Бадралт, Д. Доржсүрэн и др.

Благодаря неустанной заботе и помощи Монгольской Народно-Революционной партии и правительства МНР, дорожное хозяйство страны окрепло организационно и технически. Задачи, поставленные XV съездом МНРП по дальнейшему развитию дорожного строительства и укреплению дорожных организаций, в настоящее время успешно выполняются.

За 40 лет существования дорожной службы в Монголии построено около 3 тыс. км. дорог, около 22 тыс. м железобетонных и деревянных мостов, асфальтированы и благоустроены улицы и площади Улан-Батора и многих аймачных центров.

В 1969 г. дорожники Монголии закончили строительство собственными силами и ввели в эксплуатацию прекрасный железобетонный мост через р. Тула в Улан-Баторе длиной более 200 м.

Мы, советские дорожники, очень рады большим успехам наших монгольских братьев, от всей души поздравляем их с 40-летием дорожной службы МНР и желаем дальнейших успехов в строительстве социализма.

Н. В. Васильчиков

УДК 625.7(517.3)

АННОТАЦИИ некоторых статей, опубликованных в данном номере журнала

УДК 625.745.1:551.311.21.001.24

Г. А. Федотов. Новый прием расчета размывов под мостами.

На основе уравнения баланса наносов автор дает общий прием определения многолетних размывов под мостами. В статье приводится описание и анализ внутрипаводочных размывов и намывов после достижения гипотетического размыва. Путем систематического анализа факторов, влияющих на величину и скорость достижения гипотетического предела размыва, автор устанавливает расчетную эмпирическую зависимость.

Материалами статьи легко воспользуются проектировщики и студенты, так как уточнения, вносимые автором в расчеты, не усложняют методику.

УДК 624.054

Б. Ф. Перевозников. Региональные нормы стока.

Технический редактор Т. А. Гусева Корректоры С. М. Лобова, С. Н. Мясникова
Сдано в набор 27/XI 1969 г. Подписано к печати 27/II 1970 г. Бумага 60 × 90 мм.
Печат. л. 4,0 Учетно-изд. л. 6,8 Заказ 333 Цена 50 коп. Тираж 19605 экз. Т-01079
Издательство «Транспорт» — Москва, Б-174, Басманный тупик, 6а

Типография изд-ва «Московская правда» — Москва, Потаповский пер. д. 3



ТВОРЧЕСКАЯ СВЯЗЬ НАУКИ С ПРОИЗВОДСТВОМ

(О конференции НТО в Краснодаре)

Строительству и содержанию автомобильных дорог на юге РСФСР была посвящена прошедшая в Краснодаре осенью прошлого года научно-техническая конференция, организованная Центральным и местным правлениями НТО, Ростовским инженерно-строительным институтом, Краснодарским краевым управлением строительства и ремонта автомобильных дорог, а также краснодарскими дорожными трестами и Управлением Азово-Черноморских дорог.

Обобщение опыта строительства и содержания дорог в условиях определенного района приобретает в настоящее время особое значение, поскольку позволяет полнее учесть накопленный производственный опыт, а также климатические, грунтовые, гидрологические и другие местные условия.

Прошедшая конференция привлекла к себе внимание как специалистов ученых, так и широкий круг инженерно-технических работников дорожных организаций Юга.

Вопросам расчета и проектирования земляного полотна и дорожных одежд были посвящены доклады профессоров Н. Н. Иванова, Я. А. Калужского и А. Я. Тулаева. Вопросам использования материалов строительства и эксплуатации автомобильных дорог на Юге был посвящен ряд докладов научных работ-

ников кафедры строительства и эксплуатации дорог и Зональной научно-исследовательской дорожной лаборатории Ростовского инженерно-строительного института, а также главных инженеров трестов и дорожных управлений южных районов страны.

Эксплуатационные характеристики автомобильных дорог в условиях юга СССР были рассмотрены в докладе проф. В. М. Сиденко, а в условиях юга РСФСР — в докладе автора этой статьи и инж. А. С. Недодаева. Интересными были доклады главного инженера треста Дондорстрой А. А. Голишニコва и представителя Зональной научно-исследовательской дорожной лаборатории РИСИ С. И. Еременко по вопросам совершенствования производства асфальтобетона.

После докладов состоялся оживленный обмен мнениями по затронутым вопросам, а в заключение для участников конференции была проведена экскурсия по дорожным объектам Краснодарского края.

Конференция продемонстрировала широкие творческие связи работников науки и производства и обогатила ее участников как новейшими достижениями науки, так и передовым производственным опытом.

Канд. техн. наук В. А. Кейльман

