

ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ
ИМПЕРАТОРА АЛЕКСАНДРА I



Программа подготовки магистров
"Высокоскоростной железнодорожный транспорт.
Инфраструктура, экономика, экология"
Master Program
"Economics, Ecology and Infrastructure at High-Speed
Railways (EEIHSR)"



Erasmus+

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИНФРАСТРУКТУРЫ ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

КРАТКИЙ КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ

АВТОРЫ:

Н.С. БУШУЕВ, А.В. РОМАНОВ, А.Ф. КОЛОС, А.Б. НИКИТИН, В.Н. СМИРНОВ, В.Н. КАВКАЗСКИЙ,
И.С. КОЗЛОВ, А.А. КОНОН, И.А. ТЕРЕХИН



ОГЛАВЛЕНИЕ

| | | |
|-------|---|----|
| 1. | МОДУЛЬ 1. Трассирование высокоскоростных железных дорог..... | 10 |
| 1.1 | Выбор направления и основных технических параметров ВСМ, размещение отдельных пунктов | 10 |
| 1.1.1 | Общие сведения о развитии сети ВСМ..... | 10 |
| 1.1.2 | Общее понятие о трассе железной дороги и особенности проектирования трассы ВСМ | 11 |
| 1.1.3 | Основные технические параметры и решения ВСМ | 12 |
| 1.1.4 | Факторы, оказывающие влияние на выбор направления и положение трассы ВСМ. 16 | |
| 1.1.5 | Размещение отдельных пунктов ВСМ | 18 |
| 1.2 | Проектирование плана линии ВСМ..... | 21 |
| 1.2.1 | Общие понятия о плане железнодорожной линии | 21 |
| 1.2.2 | Круговые кривые | 21 |
| 1.2.3 | Переходные кривые..... | 24 |
| 1.2.4 | Сопряжение смежных кривых..... | 25 |
| 1.3 | Проектирование продольного профиля ВСМ..... | 27 |
| 1.3.1 | Основные элементы продольного профиля | 27 |
| 1.3.2 | Требования к проектированию элементов продольного профиля | 27 |
| 1.3.3 | Особенности проектирования элементов продольного профиля ВСМ | 29 |
| | Тестовые задания к модулю 1 | 30 |
| 2. | МОДУЛЬ 2. Верхнее строение пути..... | 33 |
| 2.1 | Общие сведения о силах, действующих на путь..... | 33 |
| 2.1.1 | Влияние неровностей пути на формирование сил взаимодействия подвижного состава и пути | 34 |
| 2.1.2 | Влияние эквивалентной конусности на формирование сил взаимодействия подвижного состава и пути..... | 36 |
| 2.1.3 | Вертикальная сила, передаваемая от подвижного состава на рельс..... | 39 |
| 2.2 | Общие сведения о напряжениях, возникающих в элементах верхнего строения пути..... | 42 |
| 2.2.1 | Классификация напряжений в рельсах | 42 |
| 2.2.2 | Практический метод определения напряжений в элементах верхнего строения пути | 43 |
| 2.3 | Особенности конструкции стрелочных переводов для ВСМ..... | 45 |
| 2.3.1 | Общие положения..... | 45 |
| 2.3.2 | Проектирование стрелочных кривых исходя из нормирования некомпенсированного ускорения..... | 46 |
| 2.3.3 | Проектирование стрелочных кривых, исходя из анализа изменения кинематических параметров движущегося экипажа | 47 |





| | |
|---|-----|
| Тестовые задания к модулю 2 | 53 |
| 3. Модуль 3. Проектирование земляного полотна ВСМ | 56 |
| 3.1 Общие требования к конструкции земляного полотна ВСМ | 56 |
| 3.2 Принципы обеспечения стабильности земляного высокоскоростных железных дорог | 58 |
| 3.2.1 Требования к прочности и устойчивости земляного полотна | 59 |
| 3.2.2 Требования к деформативности земляного полотна | 60 |
| 3.3 Стандартные и индивидуальные конструктивные решения земляного полотна ВСМ | 64 |
| 3.4 Определение толщины защитных слоев | 65 |
| 3.5 Расчеты устойчивости откосов земляного полотна | 73 |
| 3.6 Расчеты несущей способности слабого основания | 79 |
| 3.7 Расчеты осадок земляного полотна | 83 |
| 3.8 Проектирование поверхностных водоотводов | 87 |
| 3.9 Проектирование дренажей | 91 |
| 3.9.1 Общие положения | 91 |
| 3.9.2 Расчет глубины заложения дренажа | 92 |
| 3.9.3 Расчет расхода воды в дренаж (дебит дренажа) | 94 |
| 3.9.4 Гидравлический расчет дренажа | 97 |
| Тестовые задания к модулю 3 | 98 |
| 4. Модуль 4. Проектирование мостов | 106 |
| 4.1 Система европейских норм проектирования искусственных сооружений | 106 |
| 4.2 Динамические нагрузки и воздействия на мост ВСМ | 107 |
| 4.3 Динамические коэффициенты к подвижной временной нагрузке | 111 |
| 4.4 Аэродинамическое воздействие на мосты | 113 |
| 4.5 Основные требования к мостам высокоскоростных железнодорожных магистралей | 116 |
| 4.6 Особенности работы мостового сооружения на всм | 117 |
| 4.7 Балластное и безбалластное мостовое полотно | 125 |
| 4.8 Основы проектирования мостов на ВСМ | 132 |
| Тестовые задания к модулю 4 | 134 |
| 5. Модуль 5. Тоннели на ВСМ. Основы проектирования | 137 |
| 5.1 Общие сведения | 137 |
| 5.2 Объемно-планировочное решение тоннеля | 138 |
| 5.3 Поперечное сечение тоннеля | 139 |
| 5.4 Аэродинамические явления в тоннелях | 143 |
| 5.5 Строительные конструкции и материалы обделок | 148 |
| 5.6 Конструкции обделок тоннелей, сооружаемых закрытым способом | 152 |
| 5.7 Гидроизоляция обделок и защита от коррозии | 152 |





| | |
|---|-----|
| 5.8 Конструкции притоннельных сооружений..... | 156 |
| 5.9 Нагрузки и воздействия | 156 |
| Тестовые задания по модулю 5 | 157 |
| Библиография..... | 159 |



Аннотация дисциплины

Настоящая дисциплина «Проектирование инфраструктуры высокоскоростных магистралей» содержит основные сведения о проектировании объектов железнодорожной инфраструктуры высокоскоростных магистралей.

Дисциплина включает отдельные разделы (модули) в составе которых приводятся основные принципы разработки и обоснования проектных решений в области:

- проектирования плана и продольного профиля ВСМ;
- верхнего строения пути, включая расчеты бесстыкового пути;
- земляного полотна ВСМ и его обустройств;
- искусственных сооружений (мостов и тоннелей);
- систем автоматики, телемеханики и связи;
- устройств энергоснабжения.

Каждый модуль заканчивается контрольными тестовыми заданиями для закрепления теоретического материала.



Глоссарий

В настоящем томе используются следующие термины с соответствующими определениями:

аварийная ситуация: состояние системы, при котором нарушается нормальное функционирование вследствие отказов технических средств, из-за ошибок персонала, стихийных воздействий природной среды и возникает угроза транспортного происшествия

активная виброзащита: вибрационная защита сооружения, использующая энергию дополнительного источника

аэродинамическое воздействие: силовое воздействие на физическое тело со стороны изменяющегося во времени воздушного потока

большой мост: мост полной длиной свыше 100 м

верхнее строение пути: составная часть подсистемы железнодорожный путь инфраструктуры высокоскоростного железнодорожного транспорта, предназначенная для обеспечения пространственной стабильности рельсовой колеи и направляющей функции для колес подвижного состава, распределения нагрузки от подвижного состава на нижнее строение пути и снижение генерируемых подвижным составом вибраций до приемлемого уровня; может быть представлено безбалластной конструкцией (БВСП) или конструкцией на балласте

высокоскоростная железнодорожная магистраль (ВСМ): железнодорожная линия, на которой на всей её длине или на отдельных участках обращаются пассажирские поезда со скоростями свыше 200 до 400 км/час

безбалластное верхнее строение пути: конструкция верхнего строения пути, состоящая из рельсовых плетей, упругих промежуточных рельсовых креплений, подрельсовых опор, несущего основания из плит или монолитного бетона, гидравлически связанного несущего слоя

бесстыковой путь: температурно-напряженная конструкция пути со сварными рельсовыми плетями, у которых при изменении температуры удлиняются или укорачиваются концевые участки длиной до 50-70 м, а на остальном протяжении возникают продольные силы, пропорциональные изменению температуры

горный тоннель: Подземное протяженное инженерное сооружение, предназначенное для пропуска транспортных средств в целях преодоления высотных препятствий

дренажная штольня: Штольня, предназначенная для защиты тоннеля от грунтовых вод или снижения гидростатического давления

железнодорожный путь: подсистема инфраструктуры высокоскоростного железнодорожного транспорта, включающая в себя верхнее строение пути, земляное полотно, водоотводные, водопропускные, противодеформационные, защитные и укрепительные сооружения земляного полотна, расположенные в полосе отвода, а также искусственные сооружения

железнодорожный тоннель: Подземное протяженное инженерное сооружение, предназначенное для пропуска железнодорожного транспорта в целях преодоления высотных или контурных препятствий, в том числе и в городах

искусственное сооружение: строительная конструкция, возводимая на пересечении железной дороги с различными препятствиями (реками, ущельями, горными преградами, другими дорогами и т. п.); это мосты (в т. ч. эстакады, виадуки, путепроводы), тоннели, водопропускные трубы, фильтрующие насыпи, лотки, дюкеры, подпорные стены, противообвальные галереи, дамбы, барражи, акведуки, консольные водосбросы, селепропуски и др.

малый мост: мост полной длиной до 25 м

мостовое полотно: часть конструкции пролетного строения, предназначенная для укладки и обслуживания рельсового пути на мостах. К мостовому полотну относятся: металлические поперечины, безбалластные железобетонные и металлические ортотропные плиты с элементами крепления, охранные приспособления, настил внутри колеи, а при езде на балласте – элементы балластного корыта, не входящие в состав пролетного строения, балластный слой, шпалы, боковые тротуары, контруголки (контррельсы), а также боковые тротуары с настилом, консоли и площадки убежищ

мостовой переход: комплекс сооружений, включающий мостовое сооружение, участки подходов в пойме реки, регулиационные и другие укрепления

обделка: Постоянная несущая конструкция, воспринимающая внешние нагрузки, ограждающая подземную выработку и образующая внутреннюю поверхность подземного сооружения

оголовок опоры: самая верхняя, как правило, армированная часть опоры, служащая для установки на нее опорных частей и непосредственно воспринимающая опорные давления от пролетных строений

опалубка: специальная съемная объемная конструкция, точно определяющая форму сооружения или конструктивного элемента

опора моста: несущий элемент мостового сооружения, поддерживающий пролетные строения и передающий нагрузки от них на грунт

основание сооружения: массив грунта, взаимодействующий с сооружением

отверстие моста: пространство под мостом, свободное для пропуска максимального расхода воды в водотоке (при уровне высоких вод)

отверстие трубы: расстояние между боковыми стенками прямоугольных труб или внутренний горизонтальный диаметр круглой или овоидальной трубы

открытый способ работ: сооружение тоннеля в котловане с поверхности земли

пассажирская промежуточная станция: отдельный пункт с путевым развитием, на котором высокоскоростные пассажирские поезда имеют остановку для выполнения пассажирских операций и затем следуют далее по установленному маршруту

пассажирская техническая станция: отдельный пункт (или парк крупной станции) с соответствующим путевым развитием и служащий для комплексного технического обслуживания высокоскоростных поездов

план трассы: проекция трассы на горизонтальную плоскость

подмости: несущая вспомогательная конструкция для возведения сооружения, выполнения обследований и других целей

полная длина моста: расстояние между задними гранями устоев, для косых мостов – между наиболее отдаленными частями задних граней устоев

портал тоннеля: Архитектурно оформленный вход или выход из тоннеля

предварительно напряженные железобетонные конструкции: конструкции, в бетоне которых с целью исключения или уменьшения величин растягивающих напряжений в бетоне искусственно созданы сжимающие внутренние усилия

притоннельное сооружение: Подземное или наземное сооружение, предназначенное для расположения технологических или эксплуатационных обустройств, обеспечивающих жизнедеятельность и обслуживание тоннеля

продольный профиль трассы: проекция развѐртки трассы на вертикальную плоскость

рабочая зона земляного полотна: толщина грунтов ниже основной площадки земляного полотна до глубины 3,5 м от подошвы шпал или низа гидравлически связанного несущего слоя

расчетный пролет: расстояние между центрами опорных частей пролетного строения

резонансные колебания: вынужденные колебания системы, соответствующие одному из возможных максимумов амплитудно-частотной характеристики

свободные колебания: колебания системы, происходящие без внешнего воздействия или поступления энергии извне

сопряжение мостов с подходами: место соединения в зоне устоя моста и подхода к нему, характерное взаимосвязью и взаимозависимостью работы указанных компонентов сопряжения

сочетание нагрузок: совместное (одновременное) действие двух или нескольких нагрузок с учётом наиболее неблагоприятного случая

спектр колебаний: совокупность значений величины, характеризующей колебания, в которой указанные значения располагаются в порядке возрастания частот гармонических составляющих

спектральный анализ колебаний: определение спектра колебаний (например, спектра частот)

средний мост: мост полной длиной свыше 25 и не более 100 м при величине пролетов не свыше 60 м

сталежелезобетонные конструкции: конструкции, в которых железобетонная плита проезжей части (балластного корыта) объединена со стальными главными балками, фермами или балками проезжей части для совместной работы

трасса: пространственная ось железнодорожного пути в уровне бровки земляного полотна

транспортная штольня: штольня, предназначенная для транспортирования людей, инструмента и инвентаря

труба водопропускная: гидротехническое сооружение, обеспечивающее пропуск водотока через тело земляного полотна дороги

устой (опора береговая): крайняя опора моста в сопряжении его с насыпью подхода, воспринимающая нагрузку с пролетного строения и давление грунта насыпи

уравнительный прибор: устройство для компенсации длины рельсовой нити

фундамент сооружения: часть сооружения, служащая для передачи нагрузки от сооружения на основание.

1. МОДУЛЬ 1. ТРАССИРОВАНИЕ ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

Авторы раздела: Н.С. Бушуев

1.1 Выбор направления и основных технических параметров ВСМ, размещение отдельных пунктов

1.1.1 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАЗВИТИИ СЕТИ ВСМ

Основные этапы развития сети высокоскоростного движения можно рассматривать с учётом топологии сети ВСМ или с учётом реализации максимальных допустимых скоростей движения поездов.

Особые требования, предъявляемые к ВСМ:

- специализированный подвижной состав;
- новые конструкции и повышенное качество инфраструктуры (ЗП, ВСП, устройств ЭС, СЦБ и связи и т.д.);
- повышенные требования к безопасности движения;
- повышенные требования к комфорту и сервису и др.

Основные трудности, связанные с реализацией ВСМ:

- необходимость значительных капитальных вложений на строительство и специальный подвижной состав;
- потребность в высококвалифицированных кадрах для проектирования, строительства и эксплуатации ВСМ.

Основные преимущества ВСМ:

- возможность освоения значительного пассажиропотока;
- высокий уровень безопасности перевозок;
- высокая экологическая чистота;
- подъём престижа страны;
- повышенный комфорт и сервис;
- высокая скорость доставки и сокращение времени в пути следования;
- повышение конкурентоспособности железных дорог с другими видами транспорта;
- разработка и внедрение новой техники, оригинальных инженерных решений и передовых технологий;
- повышение уровня занятости населения на передовых предприятиях, обеспечивающих деятельность ВСМ;
- высвобождение n и Γ параллельных железнодорожных линий и других видов транспорта;
- улучшение транспортного обслуживания населения;
- стимулирование развития бизнеса и туризма, и как следствие – приток дополнительных средств в местные и региональные бюджеты.

1.1.2 ОБЩЕЕ ПОНЯТИЕ О ТРАССЕ ЖЕЛЕЗНОЙ ДОРОГИ И ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТРАССЫ ВСМ

Параметры и нормы проектирования трассы, так же, как и все зависящие от нее сооружения и устройства, должны обеспечивать безопасность движения поездов с максимально допустимыми скоростями. Для получения проекта трассы как пространственной линии, необходимо запроектировать ее план и продольный профиль.

Основная задача ВСМ – обеспечение минимального времени нахождения пассажиров в пути следования. В связи с этим ее трассу желательно проектировать по кратчайшему направлению между конечными пунктами. Основными препятствиями сокращения длины линии могут служить достаточно крупные населенные пункты с плотной застройкой, значительные водные препятствия, территории ценных заповедников и природных парков.

Для многих ВСМ, особенно построенных в последние годы, характерно очень большое число искусственных сооружений. Протяженность трассы на земляном полотне иногда не превышает 1–5%, тогда как преобладают мосты, виадуки и тоннели.

Все пересечения ВСМ с железными и автомобильными дорогами, а также пешеходные переходы, скотопрогоны, проходы для миграции диких животных проектируют в разных уровнях.

По условиям шумозащиты наземную трассу ВСМ располагают на достаточно большом расстоянии от жилой застройки: как правило, от 250 до 1000 м, а при необходимости проектируют шумозащитные экраны и галереи или располагают трассу в выемках.

На положение трассы ВСМ между конечными пунктами большое влияние оказывают результаты согласования заинтересованных сторон: администраций территорий, заказчиков, собственников земли и объектов.

В пределах крупных станций и узлов, особенно конечных пунктов, трассу ВСМ необходимо увязывать в единую сеть с другими видами транспорта: городским, пригородным и авиатранспортом. При этом дополнительного развития могут потребовать станционно-вокзальные комплексы, аэропорты и транспортное сообщение между ними.

Основными критериями оценки трассы ВСМ являются: обстоятельства социального характера, стоимостные, объемно-строительные и технические показатели, а также другие специфические для конкретной ВСМ факторы.

К обстоятельствам социального характера можно отнести, например, общественное мнение жителей регионов и территорий, требования местных и региональных администраций и т.п.

Определяющими часто оказываются объемно-строительные и стоимостные показатели, характеризующие эффективность и сроки сооружения объекта: объемы работ, стоимость и энергоемкость строительства,

затраты на подвижной состав и оборудование, эксплуатационные расходы, доходы от эксплуатации и др.

Иногда варианты трассы существенно отличаются лишь по некоторым технико-эксплуатационным показателям, среди которых можно отметить следующие:

- длина варианта L , км;
- коэффициент развития (удлинения) линии;

$$\lambda = \frac{L}{L_0},$$

где L_0 – длина кратчайшей геодезической линии для рассматриваемых вариантов трассы;

- протяженность кривых, км и %;
- сумма углов поворота кривых в плане, град.: всего и на 1 км длины линии;
- минимальный и средний радиус кривых, м;
- протяженность напряженных ходов, км и %;
- сумма преодолеваемых высот в каждом направлении, м;
- характеристика искусственных водопропускных сооружений: малых, средних и больших (шт. и пм.);
- протяженность занятых ценных угодий, км;
- протяженность пересекаемых заповедных зон, км и др.

1.1.3 ОСНОВНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ И РЕШЕНИЯ ВСМ

К основным техническим параметрам обычных железных дорог общего пользования относят: ширину колеи, руководящий (или иной ограничивающий) уклон продольного профиля пути, число главных путей, полезную длину приемоотправочных путей, вид тяги, схему размещения отдельных пунктов, схему участков тягового обслуживания, схемы электроснабжения электрифицированных линий и размещения тяговых подстанций.

С учетом специфики ВСМ, к её основным параметрам следует отнести также максимальную допускаемую скорость движения поездов, норму непогашенного горизонтального ускорения и тип подвижного состава.

Все основные технические параметры проектируемых железных дорог в большей или меньшей степени взаимосвязаны между собой. На рисунке показано как изменялись основные параметры и технические решения ВСМ в мире на протяжении последних десятилетий с увеличением максимальной скорости движения

В настоящее время не подвергается сомнению то, что для ВСМ в России принимается ширина колеи равная стандартной её величине на железных дорогах страны – 1520 мм. В перспективе для участков выхода на

международную сеть ВСМ в качестве альтернативы следует рассматривать и вариант колеи 1435 мм.

В значительно степени апробированными в мировой практике являются: число главных путей, равное двум, и электрическая тяга. Наличие лишь одного главного пути (однопутная линия) при большой скорости движения резко снижает уровень безопасности и пропускную способность линии.

Детальные оценки основных параметров ВСМ будут даны далее в соответствующих разделах. Здесь остановимся лишь на оценке максимальной скорости, руководящего уклона и нормы непогашенного горизонтального ускорения, которые в значительной мере определяют положение трассы и стационарных устройств ВСМ (земляного полотна, водопропускных сооружений и др.), требующих очень больших затрат на реконструкцию в период последующей эксплуатации.

Максимальная допустимая скорость движения высокоскоростного подвижного состава V_{\max} является важнейшим основным техническим параметром ВСМ. Она определяет большую долю доходной составляющей от реализации проекта с одной стороны и объем капитальных затрат, а также эксплуатационных расходов – с другой. Обоснованность более высокого уровня максимальной скорости повышается с ростом потока пассажиров. Для примера уровни максимальной скорости ряда ВСМ приведены на рис. 1.1.1.

Руководящий уклон $i_{p(\max)}$ ВСМ должен выбираться на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом: топографических и иных природных условий района проектирования; размеров, характера и темпов роста перевозок на перспективу во взаимосвязи с максимальной скоростью, мощностью подвижного состава и другими основными техническими параметрами линии.

Норма непогашенного горизонтального ускорения $a_{\text{нп}}$ определяет комфортабельность езды пассажиров. Многочисленными исследованиями отечественных и зарубежных ученых установлено, что эта норма может варьироваться от $0,4 \text{ м/с}^2$ (высокий уровень комфортабельности) до $1,0 \text{ м/с}^2$ (удовлетворительный уровень комфортабельности).

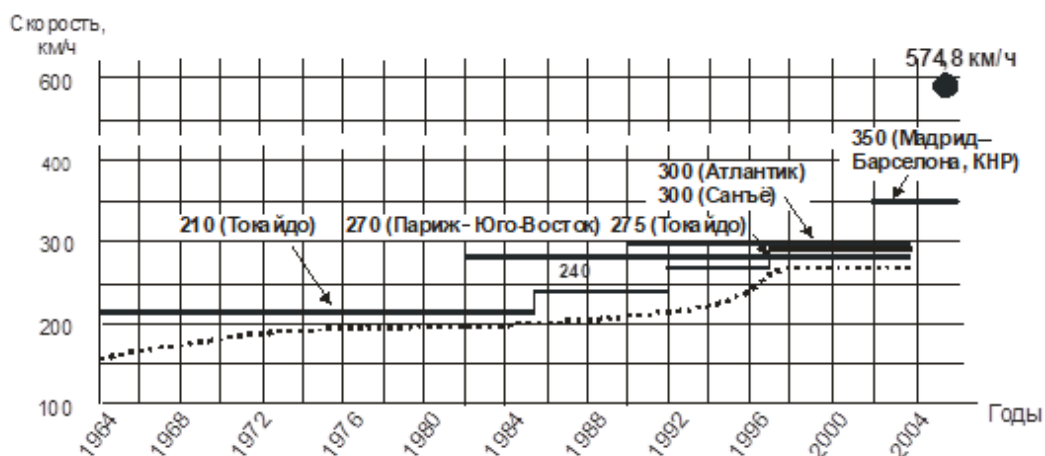
К увеличению длины ВСМ и (или) к увеличению объемов работ приводят: повышение уровня максимальной допустимой скорости, уменьшение величины руководящего уклона, снижение нормы непогашенного горизонтального ускорения. Преимуществом меньшего значения руководящего уклона ВСМ являются более благоприятные условия эксплуатации подвижного состава и меньшие расходы по текущему содержанию железнодорожного пути.

Директивой 96/48/ЕС рекомендуются: $V_{\max}=350 \text{ км/ч}$, $i_{p(\max)} = 35\text{‰}$ и $a_{\text{нп}} = 0,55 \text{ м/с}^2$.

Для новой ВСМ Москва – Санкт-Петербург предполагаются $V_{\max}=400 \text{ км/ч}$, $i_{p(\max)} = 24\text{‰}$ и $a_{\text{нп}} = 0,4 \text{ м/с}^2$ (в трудных условиях $a_{\text{нп}} = 0,7 \text{ м/с}^2$).



Динамика формирования ряда технических решений, зависящих от основных технических параметров ВСМ, показана в нижней части рисунка 1.1.1.



| ТЕХНИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ | ЗНАЧЕНИЕ | | | |
|--|-----------------------|---------------|---------------------|---------------|
| Минимальный радиус кривых, м: | горизонтальных | 2500 | 4000 – 5000 | 7000 |
| | вертикальных | 10000 – 15000 | 16000 – 25000 | 25000 – 30000 |
| Масса рельсов кг/м погонный | 50 | 65 | | |
| Марка крестовины стрелочных переводов: | Япония | 1/22 – 1/32 | | |
| | Франция | 1/46 – 1/65 | | |
| | Германия | 1/22 – 1/32 | | |
| | Испания | 1/46 – 1/65 | | |
| Длина сварных рельсовых плетей, м | 1500 – 1800 | 2500 – 3000 | «Бесконечной» длины | |
| Рельсо-шпальная решетка: | Япония | | | |
| | Франция | ————— | | |
| | Германия | ————— | | |
| | Испания | ————— | | |
| Плитное основание: | Япония | ————— | | |
| | Франция | ————— | | |
| | Германия | ————— | | |
| | Испания | ————— | | |
| Устройства СЦБ: | 1-е поколение для ВСМ | | | |
| | 2-е поколение для ВСМ | ————— | | |
| | ETCS | ————— | | |

Условные обозначения:

● Мировой рекорд скорости, Франция, 2007 г.

————— Максимальная разрешенная скорость

..... Максимальная участковая скорость по ВСМ в мире (по: P. Semmens)

Рисунок 1.1.1 – Изменение основных параметров и технических решений ВСМ

1.1.4 ФАКТОРЫ, ОКАЗЫВАЮЩИЕ ВЛИЯНИЕ НА ВЫБОР НАПРАВЛЕНИЯ И ПОЛОЖЕНИЕ ТРАССЫ ВСМ

Трасса – это пространственная ось железнодорожного пути в уровне бровки основной площадки земляного полотна. На двухпутных и многопутных линиях рассматривают, как правило, отдельно трассу каждого из путей.

На выбор принципиального направления и положения трассы проектируемой высокоскоростной магистрали оказывают влияние социально-экономические, природные, технические и другие факторы и условия, многие из которых между собой тесно взаимосвязаны.

К наиболее значимым *социально-экономическим факторам* можно отнести: назначение проектируемой линии в обеспечении востребованных транспортных связей; расположение крупных населенных пунктов; размеры и характер ожидаемых пассажирских перевозок; степень застройки территории; перспективы социально-экономического развития района проектирования; вопросы стыкования пассажиропотоков проектируемой линии с другими путями сообщения; результаты согласований с федеральными, региональными и территориальными органами власти и др.

Основным назначением новой высокоскоростной железнодорожной линии является обеспечение больших объемов пассажирских перевозок между двумя и более крупными городами и их районами тяготения с минимальными потерями времени пассажирами. Причастность крупных населенных пунктов к выбираемому направлению определяет размеры пассажирских перевозок и доходы от эксплуатации. При проектировании магистральной линии с преимущественным транзитным пассажиропотоком необходимо стремиться к кратчайшей длине трассы между конечными пунктами. Плотная городская застройка промежуточных населенных пунктов и наличие многочисленных инженерных коммуникаций диктуют необходимость выноса железнодорожной линии за черту города. В пределах крупных станций и узлов, особенно конечных пунктов, ВСМ необходимо увязывать в единую сеть с другими видами транспорта: городским, пригородным и авиатранспортом. Результаты согласований с органами власти и с хозяйствующими субъектами могут потребовать изменения положения линии даже на последующих этапах проектирования.

Социально-экономические факторы определяют расположение так называемых «опорных пунктов», в том числе промежуточных, через которые или вблизи которых ВСМ должна пройти обязательно. Опорными, в первую очередь, являются конечные пункты магистрали, предопределяемые в большинстве случаев самой транспортной задачей, поэтому они находят отражение уже в задании на проектирование.

К *природным* условиям, оказывающим влияние на выбор направления и положение трассы ВСМ, относятся: топографические, инженерно-геологические, гидрографические, сейсмические и ряд других.

Природные условия создают препятствия для укладки трассы по кратчайшему направлению между опорными пунктами. Эти препятствия можно разделить на два вида: высотные и контурные, или ситуационные.

Высотными препятствиями являются горные хребты и ущелья, высокие водоразделы и глубокие долины, крутые обрывистые берега рек и озер (прижимы) и др.

К контурным препятствиям относятся водотоки и водоемы, заповедники, заказники и другие особо охраняемые территории, а также неблагоприятные в инженерно-геологическом отношении места: болота, зоны распространения слабых грунтов и карста, участки оползней и осыпей, неустойчивые овраги, участки схода снежных лавин и селевых потоков и т. п.

Наряду с природными факторами, к контурным относятся и некоторые препятствия социального характера: населенные пункты, инженерные коммуникации, ценные сельскохозяйственные угодья.

Наиболее благоприятные преодолению, пересечению или обходу высотных и контурных препятствий определяют положение так называемых «фиксированных точек», через которые желательно прохождение трассы проектируемой железной дороги. Фиксированными точками являются попутные или наиболее низкие «седла» пересекаемых водоразделов, наиболее удобные места пересечения рек, инженерных коммуникаций, а также обхода контурных препятствий.

С учетом опорных пунктов и фиксированных точек намечают варианты направления проектируемой линии.

Варианты направления проектируемой ВСМ между одними и теми же опорными пунктами можно предварительно оценить по следующим показателям: длине варианта, числу и размерам пересекаемых трассой больших водотоков, протяженности неблагоприятных в геологическом отношении участков и др.

В общем случае положение опорных пунктов, а, следовательно, и фиксированных точек может не быть строго определенным. Тогда задача по выбору направления проектируемой линии усложняется и ее решение в большей мере потребует взаимной увязки работы различных видов транспорта, рассмотрения расширенного полигона сети существующих железных дорог и иных путей сообщения, а также использования для оценки вариантов дополнительных показателей и критериев.

Наиболее конкурентоспособные варианты ВСМ принимаются для дальнейшего уточнения положения трассы между опорными пунктами и (или) фиксированными точками с учетом технических факторов и природных особенностей конкретных участков проектирования.

К *техническим факторам*, которые оказывают влияние на направление и положение трассы, можно отнести такие важные основные технические параметры ВСМ, как установленная максимальная скорость движения поездов и руководящий уклон.

Максимальная скорость определяет положение трассы через минимальный потребный радиус кривых и условия его вписывания в рельеф местности и систему ситуационных ограничений.

В связи с большой стоимостью каждого километра двухпутной электрифицированной линии при проектировании ВСМ следует стремиться к сокращению ее длины. Сокращения протяженности ВСМ, в частности, можно добиться за счет увеличения руководящего уклона. Но это, в свою очередь, может привести к увеличению расходов по движению поездов. Сокращение длины при фиксированном значении ограничивающего уклона, как правило, ведет к увеличению объемов работ (земляных, по возведению водопропускных сооружений и др.). Однако при благоприятных топографических условиях (рельеф без затяжных максимальных подъемов) это увеличение объемов может быть сопоставимо со снижением стоимости сооружений, зависящих от длины трассы (верхнего строения пути, СЦБ и связи и др.).

На положение трассы также оказывают влияние: экологические требования (расположение особо охраняемых природных территорий, водоохранных зон и прибрежных защитных полос водных объектов, шумовое воздействие от движения поездов, пути миграции редких и ценных животных и др.); благоприятное расположение попутных водоразделов, долин рек и пологих склонов; наличие сложных физико-географических явлений (склоновых процессов, заболоченной местности, наледей, сейсмических воздействий и др.) и ряд дополнительных факторов и условий, специфических для района проектирования.

Иногда в процессе проектирования по техническим, природным, экологическим или иным условиям положение предусмотренных ранее промежуточных опорных пунктов приходится корректировать.

Таким образом, при указанном выше многообразии факторов и условий, влияющих на принципиальное направление и положение трассы ВСМ, принимаемые в этой части проектные решения должны быть особенно взвешенными и обоснованными. Именно от этих решений в значительной степени зависит стоимость и эксплуатационные характеристики проектируемой линии, а также эффективность капитальных вложений в ее сооружение.

1.1.5 РАЗМЕЩЕНИЕ РАЗДЕЛЬНЫХ ПУНКТОВ ВСМ

Требования к раздельным пунктам высокоскоростных магистралей.

Размещение и техническое оснащение раздельных пунктов на ВСМ должны обеспечивать:

- заданную скорость и безопасность движения поездов и маневровой работы, а также личную безопасность работников ВСМ, пассажиров и населения. Выполнение этого требования достигают за счёт соблюдения потребных параметров плана, профиля путей, параметров стрелочных

переводов, установленных габаритов, оборудованием отдельных пунктов электрической централизации стрелок и сигналов, устройством пересечения путей с проходами для людей, автодорогами и другими железнодорожными путями только в разных уровнях, соответствующим размещением и размерами пассажирских платформ, ограждением территории, оборудованием отдельных пунктов системами визуального и звукового оповещения о приближении поездов;

- *заданную пропускную и перерабатывающую способность*, которая достигается укладкой необходимого числа путей, сооружением вокзальных комплексов, пассажирских платформ и переходов необходимых размеров, строительством потребного числа и мощности устройств для технического обслуживания и ремонта подвижного состава и инфраструктуры, экипировки и сервисного обслуживания составов поездов;

- *комплексность проектного решения* путём учёта размещения населённых пунктов, обеспечения удобной связи с существующей инфраструктурой смежных видов транспорта, требований экологии и БЖЧС;

- *экономичность проекта* за счёт технико-экономического обоснования вариантов обслуживания населённых пунктов, связей с существующей железнодорожной сетью, размещения баз технического обслуживания и ремонта устройств инфраструктуры и подвижного состава;

- *учёт перспективы развития*, который достигается резервированием размеров станционной площадки для возможности удлинения и увеличения числа путей, замены стрелочных переводов в горловинах на новые типы, обеспечением возможности примыкания новых подходов и дополнительных станционных устройств;

- *технологичность проектного решения*, означающую возможность и удобство выполнения всего комплекса технологических операций, включающего в себя приём, отправление и пропуск поездов, посадку, высадку и обслуживание пассажиров, техническое обслуживание, экипировку и ремонт подвижного состава, техническое обслуживание и ремонт устройств инфраструктуры, связь с существующей железнодорожной сетью, пересадку пассажиров на другие виды транспорта.

Классификация отдельных пунктов ВСМ. Для осуществления указанного комплекса технологических операций на ВСМ должны быть предусмотрены следующие виды отдельных пунктов:

- *конечные пассажирские станции*;

- *пассажирские технические станции* для комплексного технического обслуживания и ремонта высокоскоростного подвижного состава в конечных пунктах (с основным или оборотным депо);

- *промежуточные отдельные пункты*, к которым относятся:

- *промежуточные пассажирские станции*, которые могут иметь примыкания соединительных линий с существующей железнодорожной сетью (*узловые станции*), устройства для оборота части составов высокоскоростных

поездов (*зонные станции*), а также примыкания баз ремонта, технического обслуживания и отстоя подвижного состава, машин и механизмов для диагностики, текущего содержания и ремонта сооружений и устройств ВСМ (*опорные станции*);

- *обгонные пункты* для возможности обгона высокоскоростными поездами обычных пассажирских и контейнерных поездов, а также для обеспечения пересадки в резервный поезд пассажиров из технически неисправного поезда;

- *диспетчерские пункты (посты)* для взаимозаменяемости главных путей при производстве работ по диагностике, техническому обслуживанию и ремонту устройств ВСМ и в нештатных ситуациях, а в перспективе и для организации графикового двустороннего движения по каждому из главных путей. При необходимости устройства ответвления от ВСМ с организацией безостановочного пропуска высокоскоростных, обычных пассажирских и контейнерных поездов для захода на существующую железнодорожную сеть и нецелесообразности размещения промежуточных станций в местах разветвления, примыкания могут быть предусмотрены в проекте на диспетчерских пунктах (постах примыкания).

Размещение отдельных пунктов, их основные функции и устройства.

Исходя из международного опыта, в зависимости от планируемой интенсивности движения, среднее расстояние между *промежуточными* отдельными пунктами должно быть 20-40 км, для отдельных пунктов с путевым развитием – 50-70 км, а для опорных станций – 200-250 км.

Количество и размещение на линии отдельных пунктов, характер их функций, состав проектируемых устройств и примыканий должны быть обоснованы в проекте технологическими расчётами.

Конечные пассажирские и пассажирские технические станции должны проектироваться в составе единых пассажирских комплексов и транспортных узлов, в которых планируется массовый оборот составов поездов. Для этих станций и подходов к ним не характерны высокие скорости движения, а, следовательно, в этом случае применимы нормы проектирования пассажирских станций обычных железных дорог. Как правило, для перестановки поездов с конечной пассажирской станции на техническую (в депо) и обратно должны предусматриваться отдельные соединительные и ходовые пути. Иначе, как показывает опыт (в частности японский), неизбежны опоздания поездов в часы «пик».

На *промежуточных пассажирских станциях* ВСМ в соответствии с функциональным назначением должны быть предусмотрены устройства, обеспечивающие:

- пропуск поездов по главным путям со скоростями не ниже установленных на прилегающих перегонах;
- обгон пассажирских и контейнерных поездов;

- прием высокоскоростных поездов для посадки-высадки пассажиров к пассажирским платформам на специализированные приемоотправочные пути;
- оборот (при необходимости) части высокоскоростных поездов;
- возможность безостановочного перехода высокоскоростных поездов со снижением скорости движения на другой главный путь;
- на узловых станциях возможность безостановочного выхода всех поездов с ВСМ на примыкающую линию и обратно;
- выполнение маневровых операций с высокоскоростными и специальными поездами;
- отстой путевых машин для обслуживания пути, контактной сети, других сооружений и устройств;
- звуковое и световое оповещение работников ВСМ и пассажиров на станциях о подходе высокоскоростного поезда.

1.2 Проектирование плана линии ВСМ

1.2.1 ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ О ПЛАНЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ ЛИНИИ

Параметры и нормы проектирования трассы, так же, как и все зависящие от нее сооружения и устройства, должны обеспечивать безопасность движения поездов с максимально допустимыми скоростями. Для получения проекта трассы как пространственной линии, необходимо запроектировать ее план и продольный профиль.

Планом железнодорожной линии называется проекция трассы на горизонтальную плоскость. План линии представляет собой сочетание прямых участков пути различного направления, плавно сопряженных друг с другом круговыми и переходными кривыми.

Прямые участки пути имеют значительные строительные и эксплуатационные преимущества по сравнению с криволинейными участками, которые применяются в сложных топографических, инженерно-геологических природных условиях или для обхода зон жилой застройки, инженерных коммуникаций и т.д.

1.2.2 КРУГОВЫЕ КРИВЫЕ

Основными параметрами круговой кривой (рисунок 1.2.1) являются направление поворота (вправо или влево), угол поворота α и радиус R .

Главными производными характеристиками круговой кривой от угла и радиуса являются тангенс $T = R \cdot \operatorname{tg}(\alpha / 2)$, длина круговой кривой $K = \pi R \alpha / 180$, биссектриса угла $B = R (\sec(\alpha/2) - 1)$, а также точки центра кривой O , вершины угла (ВУ), начала круговой кривой (НKK) и конца круговой кривой (ККК).

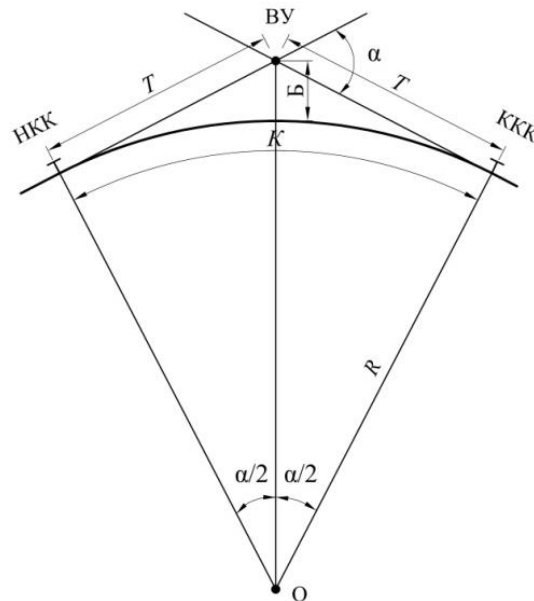


Рисунок 1.2.1 - Характеристики и элементы круговой кривой

При выборе величины радиуса круговой кривой следует иметь в виду, что, наряду с преимуществами, кривые, особенно малых радиусов, имеют существенные недостатки. Одним из основных таких недостатков является ограничение скорости движения поездов.

Зависимость допустимой скорости движения поезда от величины радиуса определяется поперечными силами, действующими на подвижной состав в кривой. Основной такой силой является центробежная сила, направленная от центра кривой и стремящаяся опрокинуть подвижной состав:

$$F_1 = \frac{m \cdot V^2}{3,6^2 \cdot R}, \quad (1.2.1)$$

где m и V – соответственно масса, т, и скорость подвижного состава, км/ч; 3,6 – коэффициент приведения размерности км/ч к м/с.

Действие указанной силы неблагоприятно сказывается на комфортабельности езды пассажиров. Эта сила способствует также боковому воздействию на наружную рельсовую нить, что может привести к уширению колеи, боковому износу рельсов и поперечному уgonу пути.

Для уменьшения влияния центробежной силы на подвижной состав и пассажиров устраивается возвышение h , мм, наружного рельса над внутренним. В результате устройства возвышения наружного рельса появляется горизонтальная составляющая силы тяжести подвижного состава, направленная, в отличие от центробежной, наоборот, к центру круговой кривой:

$$F_2 = \frac{m \cdot g \cdot h}{S}, \quad (1.2.2)$$

где g – ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с²;
 S – расстояние между осями рельсов, равное 1600 мм.

Важнейшим из требований ограничения скорости движения поездов является комфортабельность езды пассажиров. Оно вытекает из условия, когда при высоких скоростях $F_1 > F_2$ и $F_1 - F_2 = \Delta F$:

$$\Delta F = \frac{m \cdot V^2}{3,6^2 \cdot R} - \frac{m \cdot g \cdot h}{S}. \quad (1.2.3)$$

После деления всех слагаемых последнего равенства на m получаем:

$$\frac{\Delta F}{m} = \frac{V^2}{3,6^2 \cdot R} - \frac{g \cdot h}{S}, \quad (1.2.4)$$

где $\frac{\Delta F}{m} = a_{н(пс)}$ – норма непогашенного поперечного ускорения для пассажирских поездов.

Для новых ВСМ непогашенное поперечное ускорение на буксе при максимальной скорости движения по условиям комфортабельности проезда для пассажиров, плавности движения и допустимого динамического воздействия на путь не должно превышать:

для высокоскоростных пассажирских поездов:

– + 0,4 м/с² – при скорости 400 км/ч;

– + 0,5 м/с² – при скорости 350 км/ч;

– + 0,6 м/с² – при скорости 300 км/ч;

– + 0,7 м/с² – при скорости 250 км/ч и менее (для промежуточных уровней скорости нормативные значения непогашенного поперечного ускорения определяются путём интерполяции);

для скоростных пассажирских поездов:

– + 0,7 м/с²;

для специальных грузовых поездов:

– (– 0,3) м/с². Увеличение отрицательного непогашенного ускорения сверх указанного значения (до –0,6 м/с²) допускается при соответствующем обосновании.

При максимальной скорости движения пассажирских поездов комфортабельность езды пассажиров обеспечивается при условии:

$$h \geq \frac{12,5 \cdot V_{\max(пс)}^2}{R} - \frac{[a_{н(пс)}] \cdot S}{g} \quad (1.2.5)$$

где $a_{н(пс)}$ – норма непогашенного поперечного ускорения для пассажирских поездов.

Максимальное значение h в России установлено равным 150 мм. Европейскими нормативным документами и стандартами предполагается возможность увеличения максимального значения h до 200 мм.

Потребное минимальное значение R в соответствии с (5) составляет:

- 10000 м – при $V_{\max} = 400$ км/ч,
- 7500 м – при $V_{\max} = 350$ км/ч,
- 5500 м – при $V_{\max} = 300$ км/ч,
- 3800 м – при $V_{\max} = 250$ км/ч.

Радиус круговой кривой определяется расчётом и принимается кратным 500 м, в исключительных случаях 100 метрам. Круговые кривые на всем протяжении должны иметь постоянное значение радиуса.

Для уменьшения горизонтального поперечного ускорения и снижения его негативного воздействия на пассажиров в ряде стран вместо дополнительного возвышения наружного рельса применяют подвижной состав с регулируемым наклоном кузова внутрь кривой. Это позволяет увеличить скорость движения пассажирских поездов в кривых в пределах до 25÷35%.

1.2.3 ПЕРЕХОДНЫЕ КРИВЫЕ

Длина переходных кривых определяется с учетом допустимых значений уклона отвода возвышения $i_{\text{доп}}$, скорости подъема колеса по возвышению f и скорости нарастания непогашенного поперечного ускорения ψ .

На железных дорогах России и многих других стран принят равномерный линейный отвод возвышения наружного рельса. В этих условиях длина переходной кривой при уклоне в виде десятичной дроби определяется из выражения:

$$l = \frac{h}{1000 \cdot i_{\text{доп}}} \quad (1.2.6)$$

Основным условием, ограничивающим уклон отвода возвышения наружного рельса для новых скоростных и высокоскоростных линий, является допустимая скорость подъема колеса на возвышение наружного рельса $f = dh / dt$. Взаимосвязь между допустимым уклоном отвода возвышения $i_{\text{доп}} = dh / dl$ и скоростью движения поезда V определяется зависимостью:

$$i_{\text{доп}} = \frac{dh}{dl} = \frac{dh}{V \cdot dt} = \frac{dh}{dt} \cdot \frac{1}{V} = f \cdot \frac{1}{V} \quad (1.2.7)$$

Опыт эксплуатации железных дорог и многочисленные исследования свидетельствуют, что по условиям безопасности движения f не должно превышать 50 мм/с. Согласно нормативным документам по ВСМ (СТУ) рекомендуемое нормативное значение f принимаем 28 мм/с.

Тогда для наиболее неблагоприятного случая, то есть для поездов, двигающихся с максимальной скоростью:

$$i_{\text{доп}} = \frac{1}{10 \cdot V_{\max}} \quad (1.2.8)$$

отсюда длина переходной кривой определяется по формуле:

$$l = \frac{h \cdot V_{\max}}{100} \quad (1.2.9)$$

Уклон отвода возвышения $i_{\text{доп}}$ и скорость подъема колеса по возвышению f тесно связаны зависимостью **Ошибка! Источник ссылки не найден..** Поэтому принятой норме скорости подъема колеса по возвышению, равной 28 мм/с будут соответствовать следующие значения крутизны отвода возвышения наружного рельса :

- при скорости 200 км/ч – 0,50 мм/м;
- при скорости 250 км/ч – 0,40 мм/м;
- при скорости 300 км/ч – 0,34 мм/м;
- при скорости 350 км/ч – 0,29 мм/м;
- при скорости 400 км/ч – 0,25 мм/м.

От длины переходной кривой зависит скорость нарастания Ψ непогашенного поперечного ускорения, м/с³:

$$\Psi = \frac{a_{\text{нп}}}{t} = \frac{a_{\text{нп}} \cdot V_{\max}}{3,6 \cdot l} \quad (1.2.10)$$

где t – время движения поезда по переходной кривой при непогашенном поперечном ускорении $a_{\text{нп}}$ с V_{\max} .

Максимально допускаемая скорость нарастания непогашенного ускорения ψ в пределах $l_{\text{пк}}$ с учетом отечественного опыта не должна превышать 0,4 м/с³.

Таким образом, длина переходной кривой, м, должна удовлетворять следующим условиям:

$$l \geq \frac{a_n \cdot V_{\max}}{3,6 \cdot \psi} \quad (1.2.11)$$

$$l \geq \frac{h \cdot V_{\max}}{1000 \cdot f} \quad (1.2.12)$$

1.2.4 СОПРЯЖЕНИЕ СМЕЖНЫХ КРИВЫХ

Смежными или зависимыми называют соседние кривые, расположенные достаточно близко друг к другу, если хотя бы одна из них оказывает влияние на условия движения поезда по другим. На таких участках поезд входит в очередную кривую, когда поперечные колебания подвижного состава, возникшие при проходе предыдущей кривой, могут еще оставаться. Таким образом, длина прямой вставки d между криволинейными участками должна

быть не менее длины участка затухания колебаний кузова, то есть удовлетворять условию:

$$d \geq \frac{V_{\max} \cdot q}{3,6 \cdot q_1} \quad (1.2.13)$$

где q – период затухания боковых колебаний подвижного состава:
 $q = 2,0 \div 3,5$ Гц;

q_1 – собственная частота боковых колебаний подвижного состава:
 $q_1 = 1,0 \div 2,5$ Гц.

В зависимости от максимальной скорости движения, км/ч, длина прямой вставки, м, в большинстве случаев рекомендуется от $0,5 \cdot V_{\max}$ до $1,4 \cdot V_{\max}$. В соответствии с СТУ длина прямой вставки между начальными точками соседних переходных кривых должна быть не менее 400 м; в трудных условиях при технико-экономическом обосновании длину прямой вставки допускается уменьшить до 300 м.

План пути ВСМ на отдельных пунктах: главные и приёмоотправочные пути в пределах пассажирских платформ следует располагать на прямом участке пути в плане. При соответствующем обосновании допускается расположение пассажирских платформ на кривых.

Основные параметры плана линии для скоростного и высокоскоростного движения пассажирских поездов в России приведены в таблице 1.2.1.

Таблица 1.2.1 – План линии для скоростного и высокоскоростного движения поездов (Россия)

| Нормы | СТН Ц-01-95 | | Стандарт ОАО «РЖД» V=250 км/ч | СТУ | | STIs |
|----------------------------|----------------|----------------|---|---------------------------|---------------------|---------------------------------|
| | V=160 км/ч | V=200 км/ч | | V=400 км/ч (М- СПб) | V=400 км/ч (М-К) | |
| h_{\max} , мм | 150 | 150 | 100 (125) | 140 (150) | 150 | 200 |
| $a_{\text{нп}}$ | 0,7 (1,0) | 0,6 (1,0) | 0,7 (1,0) | 0,4 (0,7) | 0,4 (0,7) | 0,52 (0,57) |
| Междупутье, м | 4,1 | 4,1 | 4,1 | 4,8 | от 4,5 до 5,0 | 4,5 |
| R_{\min} , м | 2500 (2000) | 3000 (2500) | 3700 (3000) | по расчёту | по расчёту | по расчёту |
| Отвод h , мм/м | 0,62 (0,78) | 0,50 (0,62) | 0,50 | 0,37- 0,50 | по расчёту | Из условий комфортабельности |
| f , мм/с | 27,8 (34,7) | 27,8 (34,7) | 34,7 | по расчёту 0,45-0,53 | 28,0 | Из условий комфортабельности |
| Ψ , мм/с ³ | - | - | 0,4 | 0,4 | 0,4 | Из условий комфортабельности |
| $\ell_{\text{пер}}$, м | 240 | 300 | 200 | по расчёту | по расчёту | Из условий комфортабельности |
| $\ell_{\text{пр}}$, м | 150 (50) | 150 (100) | 50 | 400 | 400 (300) | Из условий комфортабельности |

1.3 Проектирование продольного профиля ВСМ

1.3.1 ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

Продольным профилем железнодорожной линии называется проекция развертки трассы на вертикальную плоскость, который состоит из прямолинейных элементов, различающихся крутизной и протяжением. Перелом продольного профиля является границей смежных элементов, а проекция элемента на горизонтальную ось – длиной элемента, которая измеряется в метрах. Уклон, по которому поезд следует на подъем, считается положительным, а на спуск – отрицательным. Перелом продольного профиля характеризуется алгебраической разностью уклонов сопрягаемых элементов $\Delta i = |(\pm i_2) - (\pm i_1)|$.

1.3.2 ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

Обеспечение плавности движения поездов при проектировании продольного профиля. Плавность движения поездов обеспечивается, если проектировать продольный профиль элементами большей длины при наименьшей алгебраической разности уклонов смежных элементов. Однако для уменьшения объемов работ и стоимости строительства желательны элементы меньшей длины при большей разности их уклонов, когда проектная линия максимально повторяет очертание поверхности земли по направлению трассы.

Возникающие в поезде растягивающие или сжимающие силы, особенно в кривых малых радиусов, могут привести к «выдергиванию» или «выжиманию» порожних или мало загруженных вагонов из состава и к сходу вагонных тележек с рельсов. Ускорения, возникающие при действии продольных сил, могут оказывать неблагоприятные воздействия на комфорт пассажиров и сохранность их вещей. В связи с этим элементы продольного профиля наиболее целесообразно сопрягать вертикальной кривой, радиус которой R_v составляет в большинстве случаев от 10 до 100 тыс. м (рисунок 1.3.1). Радиус вертикальной кривой для специализированных пассажирских линий зависит главным образом от скорости и условий движения поезда. Рекомендуемые большие значения радиуса кривой соответствуют высоким скоростям и наиболее сложным условиям движения поезда (сжимающие или знакопеременные усилия на сцепке).

На высокоскоростных магистралях вертикальные кривые проектируются, как правило, уже при алгебраической разности уклонов смежных элементов продольного профиля более $\Delta i = 1\%$.

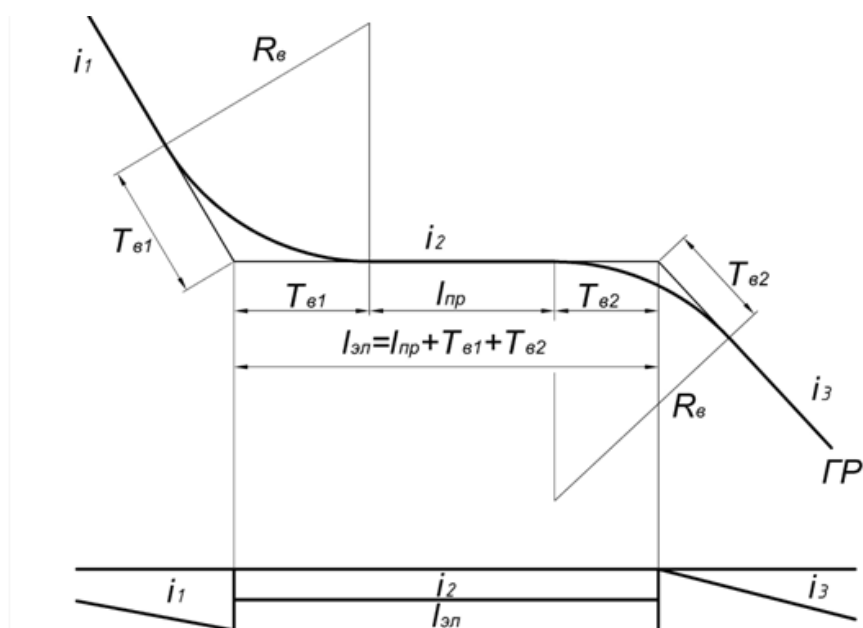


Рисунок 1.3.1 - Сопряжение элементов продольного профиля вертикальными кривыми: $l_{эл}$ – длина элемента между фиктивными точками перелома продольного профиля; $l_{пр}$ – расстояние между смежными вертикальными кривыми.

Радиус вертикальных кривых определяется исходя из величины непогашенного вертикального ускорения с учетом скорости движения высокоскоростного поезда:

$$R_{в} = \frac{V_{\max}^2}{3,6^2 \cdot a_{в}} \quad (1.3.1)$$

Обеспечение безопасности и бесперебойности движения поездов при проектировании продольного профиля. Важнейшим требованием при проектировании продольного профиля железной дороги является обеспечение безопасности движения поездов.

Основные условия обеспечения безопасности в этом случае следующие:

- 1) исключение нарушений плавности движения поезда, которые могут привести к появлению в поезде значительных продольных сил и ускорений и, как следствие, к разрушению конструктивных элементов вагонов или вызвать сход подвижного состава с рельсов;
- 2) создание безопасных условий движения на пересечениях проектируемой железной дороги с другими путями сообщения;
- 3) предохранение проектируемой линии от размыва и затопления;
- 4) обеспечение гарантий безопасности движения поездов по крутым затяжным спускам.

Безопасность движения на пересечениях путей сообщения максимально обеспечивается их устройством в разных уровнях. Пересечения ВСМ с существующими и проектируемыми автодорогами, железными дорогами и

коммуникациями в России соответствии с следует предусматривать только в разных уровнях.

1.3.3 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ ВСМ

Продольный профиль пути на перегонах ВСМ:

1. Величина наибольшего уклона продольного профиля главных путей не должна превышать 24‰.

2. Радиус вертикальной кривой определяют с учётом ограничения наибольшей величины вертикального ускорения:

- для пассажирских поездов на выпуклых переломах профиля – не более 0,3 м/с²;

- для пассажирских поездов на вогнутых переломах профиля – не более 0,4 м/с².

3. Расстояние между конечной и начальной точками соседних вертикальных кривых, т.е. длина участка пути с постоянным уклоном продольного профиля, должна быть не менее 300 метров. В трудных условиях длина участка пути может быть уменьшена до 200 м, при условии, что на этом участке поезда следуют в режиме тяги или холостого хода.

4. Вертикальные кривые следует размещать:

- вне переходных кривых в плане;

- вне стрелочных переводов.

5. В выемках длиной более 400 м продольный профиль пути допускается проектировать одним и более элементами профиля направления уклонов которых должны обеспечивать беспрепятственный отвод поверхностных вод в стороны начала и конца выемки. Величина уклонов продольного профиля в выемках должна быть не менее 3 ‰.

6. На подходах к мостам и трубам, а также при расположении трассы ВСМ вдоль берегов рек и водоёмов, бровка основной площадки земляного полотна должна возвышаться над наивысшим уровнем воды вероятности превышения 0,33% с учётом подпора, ветрового нагона, наката волны на откос насыпи и ледовых явлений на величину, исключающую обводнение верхнего защитного слоя земляного полотна. Верхняя отметка незатопляемых регуляционных сооружений и берм должна возвышаться над указанным наивысшим уровнем воды не менее, чем на 0,25 м.

7. Бровка основной площадки земляного полотна на снегозаносимых участках должна возвышаться над расчётным уровнем снежного покрова, вероятности превышения один раз в 50 лет не менее, чем на 1,0 метра.

8. В районах развития активного карста следует избегать проектировать продольный профиль пути в виде выемок.

Продольный профиль пути на отдельных пунктах ВСМ:

1. На отдельных пунктах профиль главных путей должен соответствовать нормам, установленным для главных путей на перегонах.

Главные и приёмootправочные пути в пределах пассажирских платформ следует располагать на площадке в продольном профиле.

2. Для станционных путей, кроме главных, приёмootправочных и соединительных, по которым будет осуществляться пропуск высокоскоростных поездов, радиус вертикальной кривой определяется в соответствии с действующей нормативной базой, но не менее 3000 метров.

Уклон продольного профиля в тоннелях:

Уклон продольного профиля на подъём в тоннелях не должен превышать величины, позволяющей реализовать скорость 350 км/ч на всём протяжении тоннеля. Максимальный уклон на подъём в тоннелях в соответствии со СНиП 32-04-97 и СТУ не должен превышать $0,8 \cdot i_{\max}$, где $i_{\max} = 24\%$.

Сравнительные данные по нормам проектирования плана и продольного профиля трассы ВСМ в различных странах приведены в таблице 1.3.1.

Таблица 1.3.1 – Сопоставительные данные по плану и продольному профилю высокоскоростных магистралей в различных странах

| Страны Нормы | Страны Европы при V_{\max} , км/ч | | | Япония при V_{\max} 210–260 км/ч | Россия при V_{\max} , км/ч | | STIs, $V_{\max} = 350$ км/ч |
|--------------------------------|-------------------------------------|--|------------------------------|--|------------------------------|------------------|-----------------------------------|
| | 250 ¹ (Италия) | 300 | 350 | | 250 ¹ | 400 ² | |
| h_{\max} , мм | 125 | 105 ¹ –180 | 130 ¹ –180 | 180 | 100 (125) | 150 | 200 |
| $a_{н(ис)}$, м/с ² | 0,85 | 0,55–0,84 (0,65–0,97 ²) | 0,42–0,73 (0,55) | 0,5 (0,7) | 0,7 (1,0) | 0,4 (0,7) | 0,52 (0,57) |
| Междупутье, м | 4,6 (4,0) | 4,2–5,0 | 4,5–5,0 | 4,2–4,3 | 4,1 | 4,8 – 5,0 | 4,5 |
| R_{\min} , м | 3000 | 4000–6000 (3200– 4800) | 6250–7250 (5120– 6500) | 2500–4000 | 3700 (3000) | По расч. | По расч. |
| Прямая вставка, м | Нет данных | 300–420 | 350–476 | Нет данных | 50 | 400 | Из усл. комфорт. |
| $i_{р(\max)}$, ‰ | 8 | 12–40 | 12–40 | 12–15 | 15 | 24 | 35 |
| Отвод h , мм/м | Нет данных | 0,30–0,60 (0,60–0,72) | 0,30–0,52 (0,52–0,62) | Нет данных | 0,50 | 0,4 | Из усл. комфорт. |
| f , мм/с | Нет данных | 27,0–37,0 (50) | 30,0–37,0 (50) | Нет данных | 34,7 | 28,0 – 50,0 | Из усл. комфорт. |
| Ψ , м/с ³ | 0,33 | 0,28–0,33 | Нет данных | 0,14 | 0,40 | 0,4 | Из усл. комфорт. |
| $a_{в(вс)}$, м/с ² | | | | | 0,3 | 0,3 - 0,4 | |
| $R_{в}$, м | 20 000– 30 000 | 12 000–25 000 | 20 000–25 000 | 10 000–15 000 | 16 000 | По расч. | Из усл. комфорт. |

Примечания:

- 1) для совмещенного пассажирского и грузового движения;
- 2) при устройстве пути без балласта; цифры в скобках соответствуют трудным условиям.

Тестовые задания к модулю 1

1. Важнейшими дополняющими друг друга предпосылками для сооружения в стране новой ВСМ являются:

- а) наличие на каком-либо направлении значительного пассажиропотока и наличие нормативной базы;

б) острая конкуренция авиа- и автомобильного транспорта;
в) поддержка государства и наличие источников финансирования;
г) ухудшение финансово-экономического состояния и слабое развитие туризма в стране.

2. Международная европейская сеть ВСМ объединяет, в частности, страны:

- а) Испанию, Францию, Великобританию и Бельгию;
- б) Францию, Германию, Польшу и Россию;
- в) Францию, Италию, Швейцарию и Австрию;
- г) Францию, Бельгию, Нидерланды и Швейцарию.

3. Скорость 200 км/ч в России реализуется на направлениях:

- а) Москва – Н. Новгород;
- б) Москва – С.-Петербург;
- в) С.-Петербург – Выборг - госграница;
- г) Москва - Адлер.

4. Протяжённость мировой сети ВСМ в 2018 году составляет примерно:

- а) 10 000 км;
- б) 20 000 км;
- в) 30 000 км;
- г) 40 000 км.

5. Основными действующими нормативными документами по проектированию ВСМ в России являются:

- а) Технический регламент Таможенного союза по безопасности ВСМ;
- б) Специальные технические условия по проектированию ВСМ;
- в) Своды правил по проектированию ВСМ;
- г) Отраслевой Стандарт ОАО «РЖД».

6. На выбор направления ВСМ оказывают влияние:

- а) размеры потоков пассажиров и грузов на направлении;
- б) перспективы выхода направления на международную сеть ВСМ;
- в) наличие нормативной базы ВСМ в стране;
- г) наличие высокоскоростного подвижного состава в стране.

7. На величину максимальной скорости движения высокоскоростных поездов оказывают влияние:

- а) величина возвышения наружного рельса;
- б) норма непогашенного горизонтального ускорения;



- в) величина угла поворота кривой;
 - г) длина переходной кривой.
8. Длина переходной кривой на ВСМ зависит от:
- а) величины возвышения наружного рельса;
 - б) скорости движения поездов;
 - в) нормативного значения скорости подъёма колеса по рельсу;
 - г) радиуса круговой кривой.

9. Радиус вертикальной кривой при сопряжении элементов продольного профиля ВСМ зависит от:

- а) алгебраической разности сопрягаемых уклонов;
- б) скорости движения поездов;
- в) радиуса круговой кривой;
- г) нормативного значения вертикального ускорения.

10. Опорные промежуточные станции ВСМ размещаются на расстоянии:

- а) 20 – 40 км;
- б) 50 – 70 км;
- в) 200 – 250 км;
- г) 400 - 500 км.

2. МОДУЛЬ 2. ВЕРХНЕЕ СТРОЕНИЕ ПУТИ

Авторы раздела: А.В. Романов, В.Б. Захаров, А.А. Киселев

2.1 Общие сведения о силах, действующих на путь

Взаимодействие колеса и рельса является физической основой движения поездов по железным дорогам. Именно оно во многом определяет безопасность, а также важнейший технико-экономический показатель высокоскоростных железнодорожных линий – скорость движения поездов.

Так как масса кузова и упругость рессорных комплектов во много раз больше соответственно массы необрессоренных частей и упругости пути, то приближенно можно рассматривать отдельно колебания кузова на рессорах и колебания необрессоренных частей экипажа, находящиеся между упругим путем, обладающим к тому же массой, также колеблющейся при колебаниях необрессоренных частей.

Силы, передающиеся на путь представлены на рисунке 2.1.1.

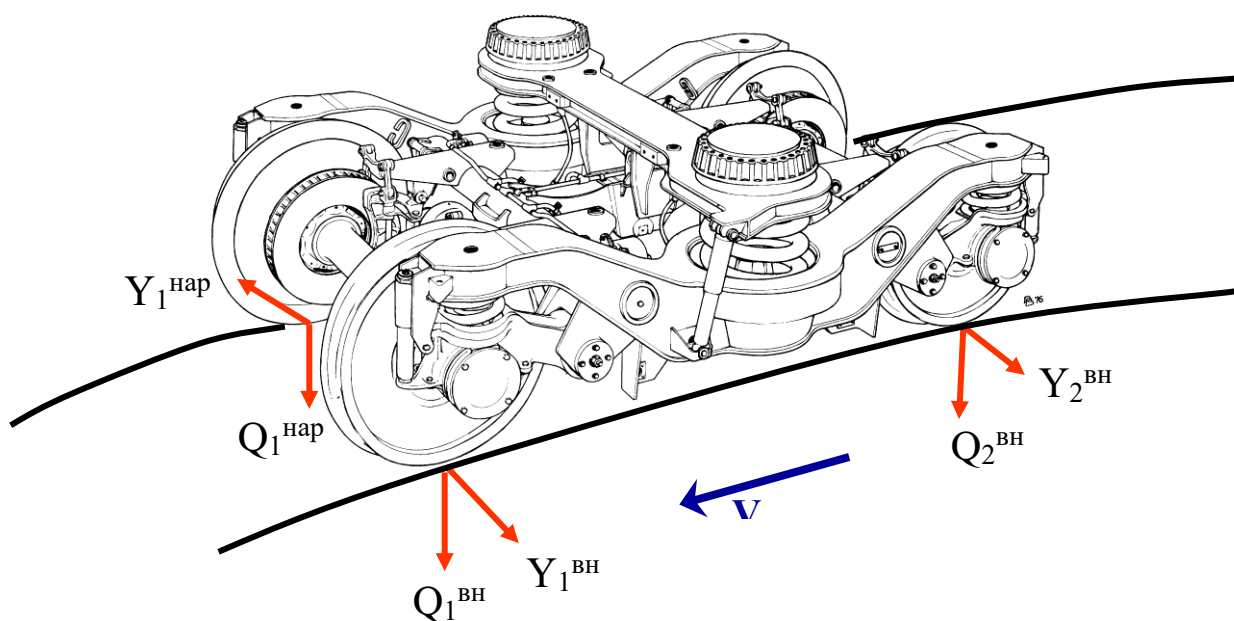


Рисунок 2.1.1 – Силы, передающиеся на путь

На путь передаются вертикальные и горизонтальные силы, продольные и поперечные. На правильном распределении этих сил основывается безопасность движения поездов.

Горизонтальные боковые и вертикальные динамические силы взаимодействия пути и подвижного состава (вне зависимости от конкретных характеристик подвижного состава) зависят от следующих основных факторов:

- пространственного положения пути (радиус кривых и возвышение наружного рельса);
- скорости движения, величины непогашенного ускорения;
- условий контакта колеса и рельса, определяемых коэффициентом трения и эквивалентной конусностью поверхности катания колеса;
- конструкции пути, а также его технического состояния.

Рассмотрим более подробно некоторые из этих факторов.

На формирование сил воздействия от подвижного состава на путь влияют параметры трассы (план и продольный профиль). Параметры плана характеризуются величиной радиуса круговых кривых R и возвышением наружного рельса h , а также параметрами переходных кривых, где кривизна ($1/R$) и возвышение наружного рельса плавно изменяются. На формирование поперечных сил, передающихся на путь, оказывают влияние величина непогашенного ускорения, α (в мировой практике пользуются аналогом этого параметра – недовозвышение наружного рельса L), уклон отвода возвышения наружного рельса, скорость подъема колеса и изменение непогашенного ускорения (изменение недовозвышения).

Величины возвышения наружного рельса и уклон отвода возвышения наружного рельса ограничены по условиям безопасности. Величины радиуса кривых и непогашенного ускорения (недовозвышения наружного рельса) определяют силы, действующие на путь.

Параметры продольного профиля определяют режимы движения поезда (разгон и торможение) и влияют на формирование продольных сил, передающихся на путь.

На формирование сил оказывают воздействие колебания подвижного состава, которые возникают из-за неровностей пути. При скоростном и высокоскоростном движении поездов, наряду с амплитудой, большое значение имеет длина неровности.

2.1.1 ВЛИЯНИЕ НЕРОВНОСТЕЙ ПУТИ НА ФОРМИРОВАНИЕ СИЛ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПОДВИЖНОГО СОСТАВА И ПУТИ

Весьма важным моментом с точки зрения обеспечения безопасности движения является нормирование размера неровности пути в условиях различных скоростей движения, что необходимо для оптимизации силового уровня воздействия высокоскоростного подвижного состава как на верхнее строение, пути, так и на земляное полотно и конструкцию искусственных сооружений.

В мировой практике длины неровностей ранжированы по трём диапазонам (рисунок 2.1.2)

- короткие неровности длиной от 3 до 25 м;
- длинные неровности длиной от 25 до 75 м;
- очень длинные неровности длиной от 75 до 200 м.

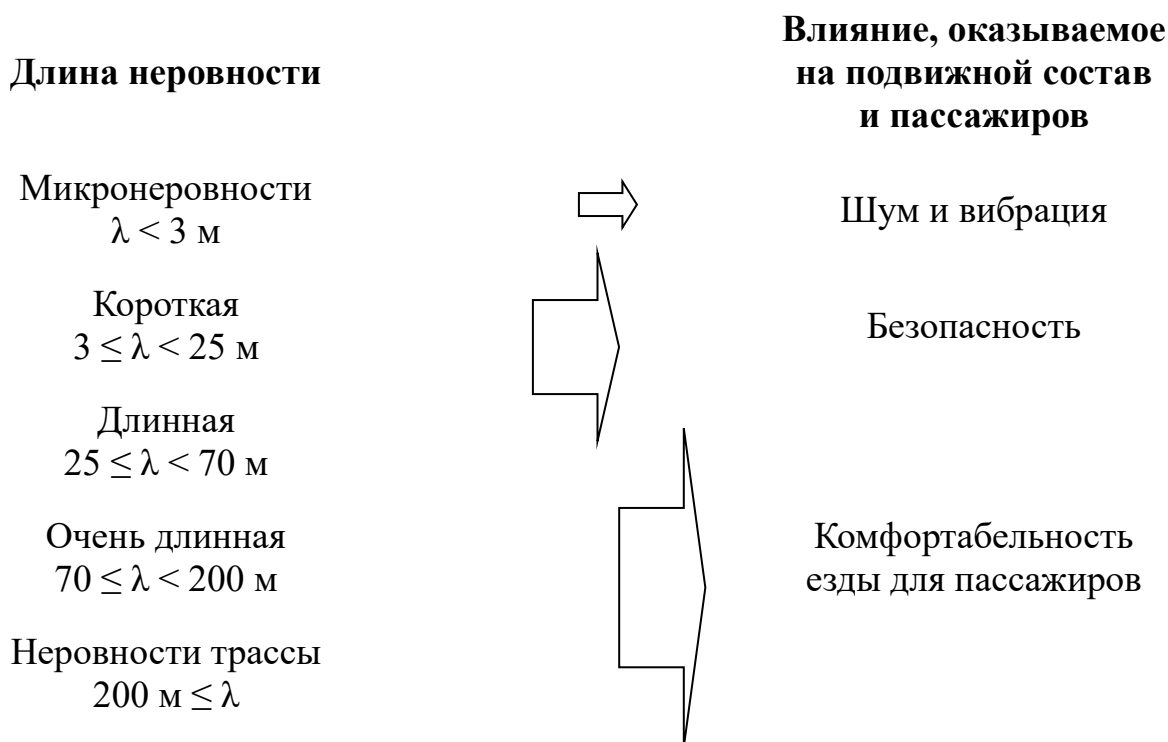


Рисунок 2.1.2 – Классификация неровностей пути на высокоскоростных железных дорогах

При скорости движения 300 км/ч короткие неровности вызывают колебания с частотой диапазоном 28 – 3,3 Гц и их влияние, в основном, распространяется на необресоренные части подвижного состава и тележки. Проблемы, которые они вызывают, связаны, в основном, с безопасностью движения.

Длинные неровности при этой же скорости движения будут вызывать колебания с частотой 3,3 - 1,2 Гц. Такие неровности оказывают влияние на вагон в целом, будут ощущаться в кузове, снижая комфорт езды для пассажиров.

Неровности очень большой длины при скорости движения 300 км/ч вызывают колебания частотой 1,2 – 0,4 Гц и оказывают влияние на движение всего подвижного состава. Эти неровности очень сильно ощущаются в кузове вагона и проблемы от этих неровностей связаны только с комфортабельностью езды для пассажиров.

При разработке системы технического обслуживания на высокоскоростных участках железных дорог Евросоюза дополнительно учитываются и микронеровности, связанные с волнообразным износом головки рельса, длина которых составляет 1,5 – 0,01 м. На скорости 300 км/ч такие неровности вызывают колебания в диапазоне 55 – 8300 Гц и их влияние, в основном, связано с появлением шума и вибрации в кузове и образованием в рельсах дефектов контактно-усталостного характера. Также учитываются углы в плане и продольном профиле, т.е. неровности трассы длиной более 200 м, которые вызывают колебания частотой менее 0,4 Гц. Эти колебания

существенно влияют на комфортабельность езды и могут вызывать «морскую болезнь» у пассажиров.

2.1.2 ВЛИЯНИЕ ЭКВИВАЛЕНТНОЙ КОНУСНОСТИ НА ФОРМИРОВАНИЕ СИЛ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПОДВИЖНОГО СОСТАВА И ПУТИ

Ещё одним важным параметром, обеспечивающим безопасность движения высокоскоростного подвижного состава, является эквивалентная конусность, связанная с величиной ширины колеи с допусками на её содержание и подуклонкой рельсов.

Проверка параметров конусности является обязательной при проверке параметров состояния железнодорожного пути в странах Евросоюза.

Конструкция колесной пары и рельсовой колеи сформирована таким образом, что она имеет возможность поперечного смещения относительно оси рельсовой колеи в пределах зазора между гребнями колес и боковой гранью рельсов. При поперечном смещении колесной пары изменяются зоны взаимодействия колес с рельсами, изменяя геометрические параметры взаимодействия, отвечающие за формирование конусности колесных пар.

Конусность – это параметры фигуры вращения, сформированной на колесной паре при взаимодействии с рельсовой колеёй. Конусность характеризуется разницей в радиусах дисков вращения колес, сформированных нормальными реакциями колес с рельсами на одной колесной паре и расстоянием между дисками вращения (рисунок 2.1.3). Радиус движения колесной пары (рисунок 2.1.4) определяется соотношением:

$$R = \frac{r_1}{\Delta r} e \quad (2.1.1)$$

где r_1 – большой радиус вращения диска колесной пары;

$\Delta r = r_1 - r_2$ – разница в радиусах вращения дисков колес на колесной паре;

e – расстояние между дисками вращения колесной пары.

Конусность колесной пары определяет динамику поперечных сил, действующих на подвижной состав и рельсовую колею, поскольку формирует направление движения колесной пары и противостоит действию центробежных сил при движении.

За формирование конусности отвечают следующие параметры элементов взаимодействия «колесо-рельс»:

- ширина рельсовой колеи - ℓ и величина зазора между гребнями колесных пар и боковой гранью рельсов - Δu .
- профили поверхности катания рельсов - R_r и их угол наклона – β .
- радиусы дисков колес, из которых сформирована колесная пара – r .
- профили поверхности катания колес на колесной паре - R_w и их угол наклона относительно оси вращения колесной пары - γ .

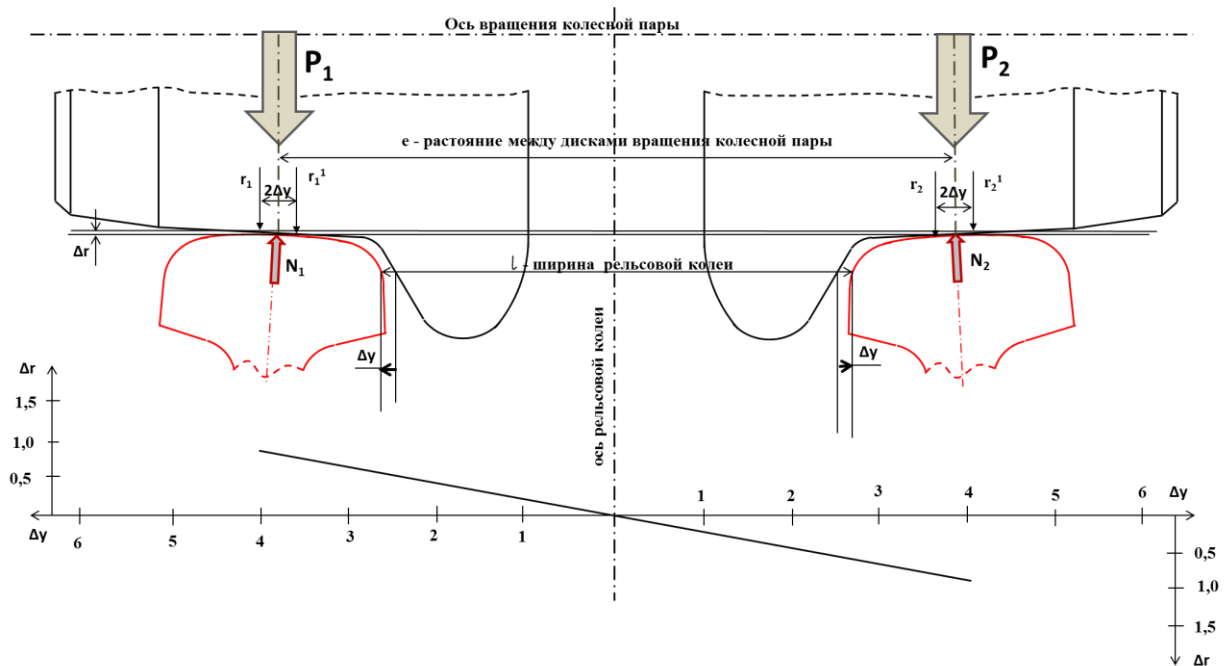


Рисунок 2.1.3 – Конусность колёсной пары

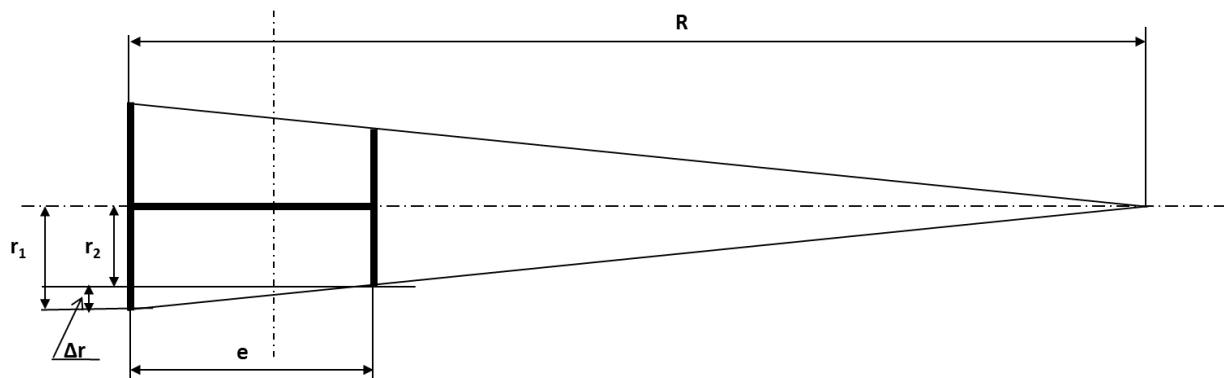


Рисунок 2.1.4 – Радиус движения колесной пары

Склонность к извилистости движения в прямых участках пути и кривых пологих радиусов определяется эквивалентной конусностью.

Эквивалентная конусность есть тангенс $\tan \gamma_e$ угла конусности колесной пары с колесами конического профиля, чье поперечное движение имеет такую же кинематическую длину волны, как и у данной колесной пары (но только на прямом или не сильно искривленном участке рельсового пути).

При классическом прямолинейном коническом профиле поверхности катания колесных пар с углом наклона - γ , конусность, как функция от поперечного смещения колесной пары имеет вид:

$$R = \frac{r_0 e}{2\Delta y \tan \gamma} \quad (2.1.2)$$

где $-\Delta y$ – величина поперечного смещения колесной пары относительно оси пути.

Движение свободной колесной пары по рельсовому пути в данном случае, без учета инерции, описывается дифференциальным уравнением, решением которого является кинематическая длина волны движения колесной пары (формула Клингеля)

$$\lambda = 2\pi \sqrt{\frac{er_0}{2 \tan \gamma_e}} \quad (2.1.3)$$

где λ – гармоническая (кинематическая) длина волны движения колесной пары (рисунок 2.1.5).

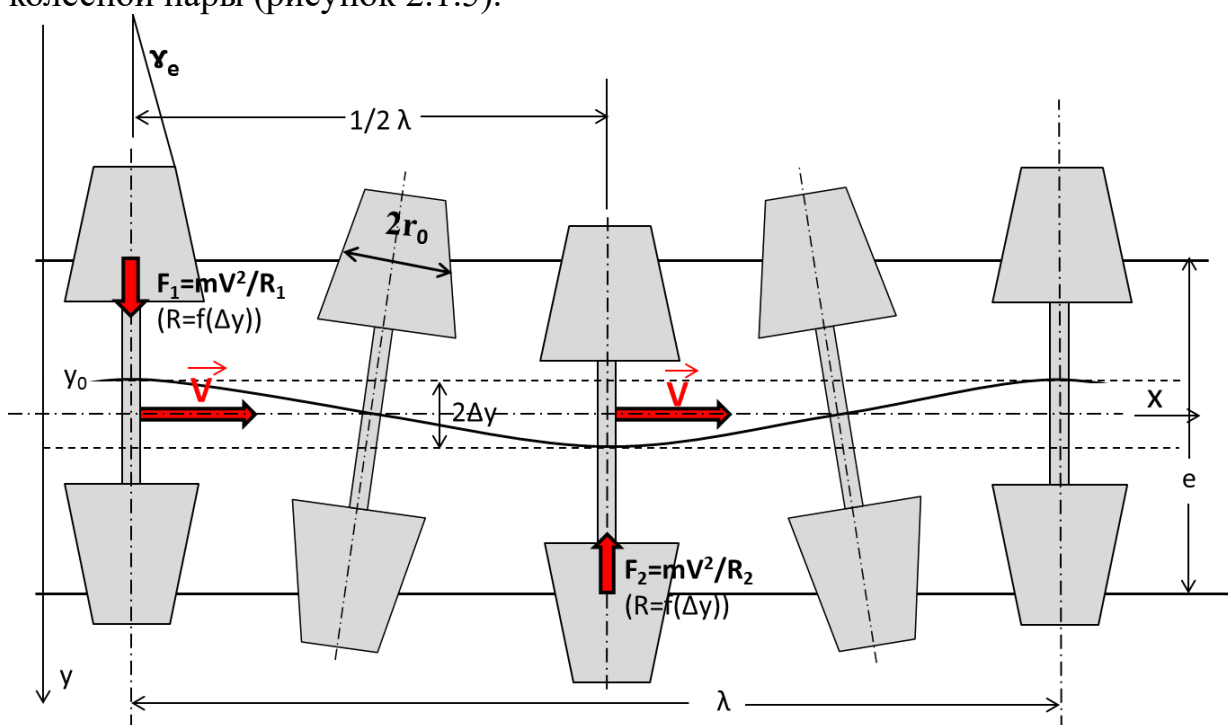


Рисунок 2.1.5 – Кинематическая длина волны движения колесной пары

Гармоническая длина волны движения колесной пары влияет на частоту и величину передачи поперечных сил от колесной пары на подвижной состав, которые в конечном итоге приводят к извилистости движения подвижного состава.

Международным союзом железных дорог рекомендовано ограничение максимальных скоростей движения подвижного состава при достижении максимальной эквивалентной конусности:

- 0,50 для $V \leq 140$ км/ч
- 0,40 для $140 \text{ км/ч} < V \leq 200$ км/ч
- 0,35 для $200 \text{ км/ч} < V \leq 230$ км/ч
- 0,30 для $230 \text{ км/ч} < V \leq 250$ км/ч
- 0,25 для $250 \text{ км/ч} < V \leq 280$ км/ч

0,15 для $280 \text{ км/ч} < V \leq 350 \text{ км/ч}$

В общем случае эквивалентная конусность рассчитывается как максимальная амплитуда изменения разницы радиусов дисков вращения колес для новых и приработанных профилей колесной пары при поперечном смещении $\Delta y = 3 \text{ мм}$.

Физический смысл эквивалентной конусности – это ограничение величины и периодичности воздействия поперечных сил, возникающих на оси колесной пары вследствие извилистости движения, на подвижной состав при движении в прямых и незначительно искривленных участках пути.

Параметры пути и подвижного состава должны быть подобраны таким образом, чтобы при максимальных скоростях движения поездов обеспечивалось неперевышение критической скорости, влияющей на возникновение интенсивных колебаний виляния.

2.1.3 ВЕРТИКАЛЬНАЯ СИЛА, ПЕРЕДАВАЕМАЯ ОТ ПОДВИЖНОГО СОСТАВА НА РЕЛЬС

Вертикальные силы, передаваемые колесами экипажа рельсам при нахождении его в неподвижном состоянии, называются статической нагрузкой.

Экипаж, движущийся по пути, испытывает колебания различных частот, которые возбуждают различные колебательные перемещения элементов ходовой части, кузова и пассажиров. К таким колебательным перемещениям относятся подпрыгивание, галопирование, боковая и продольная качка, боковой относ, виляние.

Вертикальные силы инерции необрессоренных масс в большинстве случаев являются наибольшей составляющей динамического воздействия на рельс, а поэтому они и определяют вертикальные динамические силы.

Типичными механизмами возбуждения колебаний являются:

- вертикальная динамика кузова, возбуждающая колебания в диапазоне частот от 1 до 30 Гц;
- непрерывные неровности колес (10÷20 Гц);
- изолированные неровности колес (10÷20 Гц).

В результате вертикальной динамики подвижного состава динамическая нагрузка от него передается через колеса на верхнее строение и основание пути. Динамические характеристики подвижного состава оказывают непосредственное влияние на элементы пути, такие как рельсы, рельсовые скрепления, шпалы, балласт, подбалластный слой, земляное полотно и грунты основания.

Динамические силы, действующие на путь, представляют собой алгебраическую сумму сил, каждая из которых вызвана определенным видом колебаний экипажа, силами веса, скорости его движения, характеристик систем рессорного подвешивания, геометрических параметров пути и пр. Эти параметры сказываются на нагрузках на подшипники и, в свою очередь, на нагружении площадки контакта рельса.

Наибольшие основные динамические силы:

- весовая часть экипажа (кН/ось, кН/колесо);
- силы, передаваемые рессорным подвешиванием колесам при колебании обрессоренных масс;
- силы инерции необрессоренных масс, вызванные их колебаниями на упругом пути из-за наличия неровностей пути и колес;
- вертикальные силы, возникающие в связи с возвышением наружного рельса в кривых и действием на колесную пару горизонтальных поперечных сил.

Многообразие сил, действующих на рельс, приведено на рисунке 2.1.6.

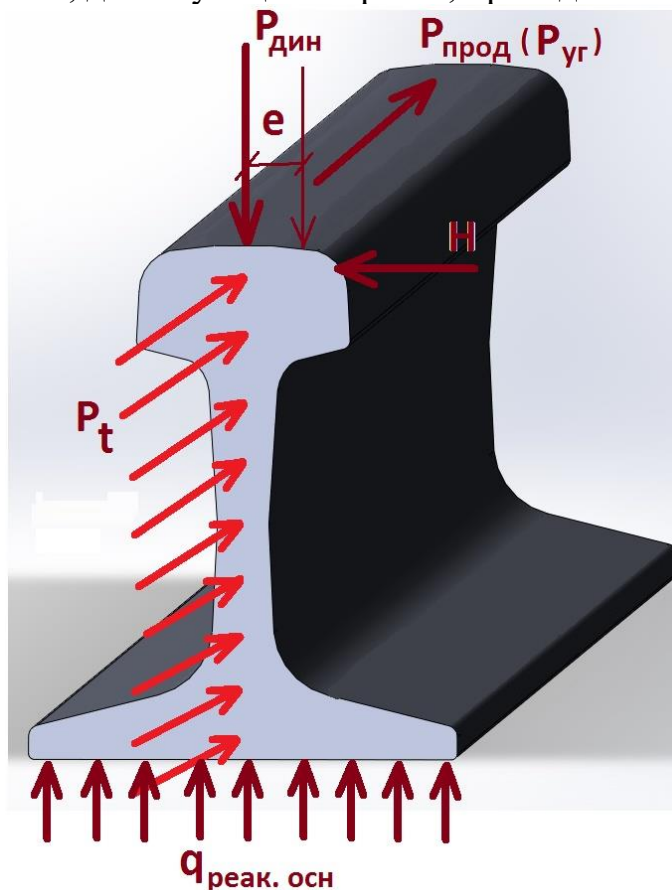


Рисунок 2.1.6 – Силы, действующие на рельс

Расчетная вертикальная динамическая сила воздействия от колеса на рельс складывается из постоянной величины статической нагрузки на колесо и переменных дополнительных сил инерции от колеса на рельс.

$$P_{расч} = P_{ст} + P_p + P_{ин} + P_{инк} + P_{инк} \quad (2.1.4)$$

где $P_{ст}$, P_p , $P_{ин}$, $P_{инк}$, $P_{инк}$ – составляющие воздействия, соответственно, от веса экипажа, от сил инерции, возникающих из-за колебаний кузова на рессорах, колебаний необрессоренных масс, возникающих из-за воздействия неровностей на пути и колесах (изолированных и непрерывных).

Статическая нагрузка принимается постоянной, а остальные

являются случайными или статистическими величинами. Расчет ведется на максимально вероятное значение динамической нагрузки:

$$P_{\text{расч}} = P_{\text{max}}^{\text{вер}} = \bar{P}_{\text{cp}} + \lambda \sqrt{\sum S_i^2} \quad (2.1.5)$$

$$\bar{P}_{\text{cp}} = P_{\text{ст}} + \bar{P}_{\text{p}}^{\text{cp}} \quad (2.1.6)$$

где \bar{P}_{cp} – среднее значение вертикальной нагрузки, Н;

$P_{\text{ст}}$ – статическая нагрузка колеса на рельс, Н;

$\bar{P}_{\text{p}}^{\text{cp}}$ – среднее значение вертикальной составляющей сил инерции от колебания кузова на рессорах, Н;

λ – нормирующий множитель, определяющий появление максимальной динамической нагрузки;

S_i – среднее квадратическое отклонение от среднего значения сил инерции, Н.

Вертикальную составляющую сил инерции от колебания кузова на рессорах можно определить с учетом коэффициента k_d динамики обрессоренной части экипажа. *Коэффициент вертикальной динамики* – отношение прогиба рессор, возникающего при движении вагона, к статическому прогибу, или вертикального ускорения при движении к ускорению свободного падения.

Формула имеет вид:

$$P_{\text{max}}^{\text{вер}} = k_d \cdot (P_{\text{ст}} - q_k) \quad (2.1.7)$$

где q_k – отнесенный к колесу вес необрессоренной части экипажа, Н.

Очевидно, что коэффициент вертикальной динамики k_d также зависит от скорости движения экипажа. Теоретические расчеты и экспериментальные данные показывают, что его величина изменяется от значения, равного 1,0 при скорости равной 0, монотонно увеличивается до максимума, равного примерно 1,10 при скорости 180÷230 км/ч. Затем коэффициент монотонно падает снова до значения равного 1,0, но уже при скорости 265÷325 км/ч, продолжая падать и далее, но с постепенным уменьшением интенсивности снижения.

2.2 Общие сведения о напряжениях, возникающих в элементах верхнего строения пути

2.2.1 КЛАССИФИКАЦИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В РЕЛЬСАХ

Рассмотрим напряженное состояние рельсов. При изготовлении рельсов на металлургических комбинатах, укладке их в путь, работе под воздействием колес подвижного состава и т.п. в рельсах возникают так называемые *собственные и временные напряжения*.

Собственные напряжения постоянно присутствуют в рельсах; с течением времени они несколько изменяют свою величину за счет релаксации и воздействия колесных нагрузок.

Временные напряжения имеют место только в период действия на рельс колесной нагрузки. Они подразделяются на *местные напряжения* и *общие напряжения* от изгиба и кручения.

К местным относят контактные напряжения, напряжения концентрации в зонах перехода головки в шейку и шейки в подошву рельса, напряжения в зоне болтовых отверстий и напряжения при поперечном искривлении подошвы при некачественной прокатке рельсов. Местные напряжения распространяются по длине рельса от контактной площадки в обе стороны, примерно на полторы высоты рельса, а общие (нормальные) напряжения – на 3,5÷4,0 м и более.

Контактные напряжения – это напряжения, возникающие по площадке контакта колеса с рельсом и в непосредственной близости от нее в головке и ободе колеса.

Колесо соприкасается с головкой рельса не в точке, а за счет упругого обжатия металла контактирующих тел – по некоторой площадке. Колесо передает на головку рельса нормальные и касательные составляющие динамической нагрузки. Величины и закон распределения напряжений по площадке контакта и в непосредственной близости от нее в головке рельса и бандаже колеса зависят от динамической нагрузки колеса, соотношения нормальной P_i и касательных (тангенциальных) составляющих τ_i , радиусов головки рельса g и колеса R , формы их износа, состояния пути и колес подвижного состава и др.

Напряжения в зоне перехода головки в шейку рельса.

Напряжения в зоне перехода шейки в подошву рельса. Шейка с подошвой рельса сопрягается по большему радиусу, чем с головкой. Это сделано для того, чтобы при вогнутом очертании подошвы или верхней постели подрельсовой опоры, при которых может возникнуть опирание подошвы рельса краями на подрельсовую опору, избежать выколов подошвы.

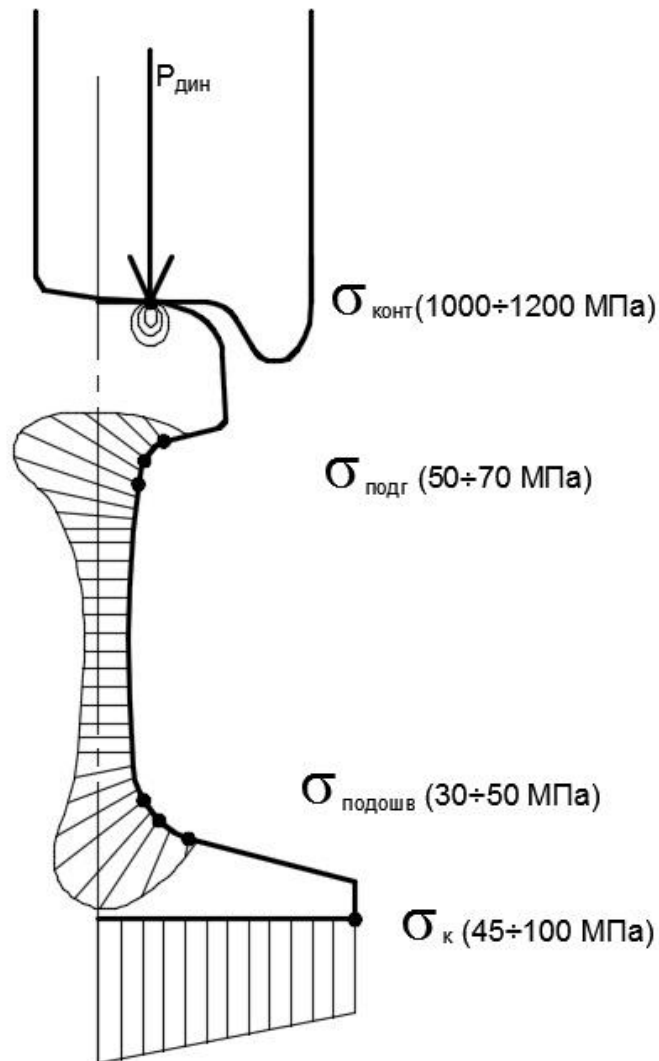


Рисунок 2.1.7 – Эпюра напряжений в рельсе

2.2.2 ПРАКТИЧЕСКИЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ ВЕРХНЕГО СТРОЕНИЯ ПУТИ

Прогиб рельса y , давление на шпалу Q и изгибающий момент M определяется по следующим формулам:

$$y = \frac{k}{2U} P_{\text{ЭКВ}}^{\text{II}} \quad (2.2.1)$$

$$Q = \frac{k \cdot l}{2} P_{\text{ЭКВ}}^{\text{II}} \quad (2.2.2)$$

$$M = \frac{1}{4k} P_{\text{ЭКВ}}^{\text{I}} \quad (2.2.3)$$

где $P_{\text{ЭКВ}}^I$ и $P_{\text{ЭКВ}}^{II}$ – эквивалентные грузы для определения соответственно M , u и Q , которые, будучи приложены к расчетному сечению пути, оказывают на рельс такое же воздействие, как и заданная система статических грузов с учетом динамических составляющих, возникающих при движении, H ;
 k – коэффициент относительной жесткости рельсового основания и рельса, м^{-1} ;
 l – расстояние между осями шпал, м ;
 U – модуль упругости подрельсового основания, МПа .

По результатам исследований установлено, что при высокоскоростном движении поездов упругий прогиб рельса должен находиться в диапазоне $1,5 \div 2,0$ мм. При больших прогибах возникают проблемы в части взаимодействия внутри системы «колесо - рельс - шпала - земляное полотно». При прогибе менее 1,5 мм существенно возрастает жесткость пути, что влечет увеличение динамической нагрузки колеса на рельс с ростом скорости движения. Таким образом максимально допустимая упругая деформация рельса для высокоскоростного движения не должна превышать 2,0 мм.

Напряжения изгиба в кромке подошвы рельса от воздействия вертикальной нагрузки определяются по формуле:

$$\sigma_k = \frac{M}{W} \quad (2.2.4)$$

где M – изгибающий момент;

W – момент сопротивления поперечного сечения рельса, относительно наиболее удаленного волокна на подошве, м^3 .

Таким образом, при увеличении скоростей движения кромочные напряжения в рельсах до определенного предела растут, а затем снижаются.

Для высокоскоростного движения поездов, нагрузка на ось, как правило, не превышает 18 т. Таким образом, при скоростях движения до 350 км/ч тип рельса UIC60 вполне приемлем на высокоскоростных магистралах мира.

Для высокоскоростного движения поездов используются рельсы специального назначения, имеющие категорию ВС. Такие рельсы должны иметь тип Р65 (масса одного погонного метра 64,88 кг), отвечать требованиям по прямолинейности класса А, по качеству поверхности норме Е.

Таким образом, для высокоскоростного движения используются рельсы категорий:

– ДТ350ВС – дифференцированно термоупрочненные с прокатного/отдельного нагрева для высокоскоростного пассажирского движения;

– НТ320ВС – нетермоупрочненные для высокоскоростного пассажирского движения.

Напряжения на шпале $\sigma_{\text{ш}}$ и в балласте определяются по формулам:

$$\sigma_{ш} = \frac{Q}{\omega} \quad (2.2.5)$$

$$\sigma_{б} = \frac{Q}{\Omega_a} \quad (2.2.6)$$

где M – изгибающий момент;

ω – площадь подкладки, м²;

Ω_a – площадь полушпалы с учетом изгиба, м².

Критерием оценки прочности железнодорожного пути являются допускаемые напряжения, с которыми сравниваются напряжения, полученные при расчете. В случае, если действующие напряжения не превышают допускаемые, допускается эксплуатировать данную конструкцию пути. В противном случае – нет.

45

2.3 Особенности конструкции стрелочных переводов для ВСМ

2.3.1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

На высокоскоростных магистралях стрелочные переводы должны отвечать следующим требованиям:

- иметь оптимальную характеристику переводной кривой с целью ограничения динамических нагрузок;
- иметь высокую скорость на боковой путь с целью обеспечения экономии времени и энергии при эксплуатации ВСМ;
- использованные в стрелочных переводах материалы должны быть оптимальны с точки зрения уменьшения износа высоконагружаемых элементов;
- крестовины стрелочных переводов должны быть с подвижными элементами чтобы исключить мертвое пространство крестовины и избежать применения контррельсов;
- элементы конструкции стрелочных переводов должны быть удобны для технического обслуживания и предполагать увеличенные интервалы между сроками осмотров, технического обслуживания и текущего содержания;
- переводные механизмы, должны обеспечивать высокую эксплуатационную надежность;
- на стрелочном переводе должен осуществляться постоянный контроль рабочего режима.

Стрелочные переводы для высокоскоростных магистралей подразделяют на:

- стрелочные переводы для высокой скорости по прямому направлению;
- стрелочные переводы для высокой скорости по боковому направлению.

Боковые усилия являются причиной расстройств положения рельсов в плане в зоне остяков и износа остяков, а именно в тонких сечениях.

При высоких скоростях движения подвижного состава по боковому пути стрелочного перевода время прохода по нему экипажа составляет несколько секунд. Поэтому время действия сил, оказывающих воздействие на пассажиров или грузы, очень мало. В этих условиях результаты воздействия в значительной степени определяются скоростью изменения действующих сил, которую характеризует величины производных функции перемещения более второго порядка.

В зарубежной практике проектирования стрелочных переводов для высоких скоростей движения используются две основные концепции:

- проектирование стрелочных кривых исходя из нормирования нескомпенсированного ускорения;
- проектирование стрелочных кривых, исходя из анализа изменения кинематических параметров движущегося экипажа.

Ниже рассмотрены эти концепции проектирования.

2.3.2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРЕЛОЧНЫХ КРИВЫХ ИСХОДЯ ИЗ НОРМИРОВАНИЯ НЕСКОМПЕНСИРОВАННОГО УСКОРЕНИЯ

При движении по кривым возникает центробежное ускорение, зависящее от скорости и радиуса кривой. Для компенсации его в кривых устраивается возвышение наружного рельса. В стрелочной кривой возвышение не устраивается, поэтому нескомпенсированная часть ускорения может выражаться в виде недостатка возвышения.

Национальное общество железных дорог Франции (SNCF) рекомендует за допустимую величину недостатка возвышения принимать значение от 80 до 100 мм.

Величину радиуса, исходя из допустимой величины недостатка возвышения, можно определить из выражения:

$$R_0 = \frac{12,5v_{\max}^2}{H} \quad (2.3.1)$$

где v_{\max} - максимальная скорость движения;

H - допустимая величина недостатка возвышения.

Проектирование конструкции таких стрелочных переводов осуществляется следующим образом.

1. Вход на стрелочную кривую, в пределах зоны набегания колес на остяк, выполняется постоянным радиусом, определяемым по формуле (2.3.1). Начальный стрелочный угол и угол удара колес в криволинейный остяк определяется исходя из нормируемых величин потери кинетической энергии и внезапно появляющегося ускорения по обычным методикам. Радиус R является минимальным;

2. За пределами зоны набегания колес на криволинейный остряк радиус стрелочной кривой плавно увеличивается до величины $R = \infty$ в середине съезда. Прямая вставка не устраивается.

3. Отвод, как правило, производится с изменением кривизны по кубической параболе или клотоиде.

Интенсивность отвода эквивалента интенсивности отвода возвышения наружного рельса. На линиях Национального общества французских железных дорог принята величина изменения недостатка возвышения от времени или скорости подъема колес на возвышение $\Delta i / \Delta t = 30$ мм/с.

Исходя из допускаемой величины этого показателя длина отвода определяется по формуле:

$$L = H v_{\max} / (\Delta i / \Delta t) \quad (2.3.2)$$

2.3.3 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРЕЛОЧНЫХ КРИВЫХ, ИСХОДЯ ИЗ АНАЛИЗА ИЗМЕНЕНИЯ КИНЕМАТИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ДВИЖУЩЕГОСЯ ЭКИПАЖА

При высоких скоростях движения динамические параметры взаимодействия пути и экипажа пропорциональны второй и третьей производным вектора перемещения. Поэтому в стрелочных кривых, характеризующихся высокими градиентами изменения кривизны, рассматриваемый ранее расчет и предельные значения непригодны.

При исследовании кинематики движения на боковое ответвление со скоростями более 50 км/ч, вектор направления движения \vec{h} является определяющим для стрелочных переводов.

В принципе эти соотношения позволяют проектировать кривизну стрелочной кривой по нормируемой величине модуля \vec{h} вектора соответствует движению по стрелочной кривой точечного экипажа. Поэтому при практическом определении параметров, нужно исходить из того, что элементом, воспринимающим закругления пути, является база экипажа.

При движении подвижного состава из прямой в стрелочную кривую возникает удар от набегания колеса, так как колесо, как правило, ударяется гребнем о внутреннюю грань головки остряка. Возникающее вследствие этого боковое усилие является функцией скорости движения и угла набегания колеса.

Важнейшим фактором является также то, что траектория движения базы экипажа при входе на стрелку может быть различной.

В применяемых в настоящее время стрелочных переводах используются разные варианты геометрии остряков. Наиболее распространены остряки, выполненные по одной из следующих схем, показанных на рисунке 2.3.1:

- остряки с постоянной или скачкообразной изменяющейся кривизной, однорадиусные, двухрадиусные (схемы соответственно 1 и 2 на рисунке 2.3.1);
- клотоидные с увеличением кривизны, с уменьшением кривизны;
- комбинированные (схема 3 на рисунке 2.3.1);

- остряки в виде комбинации клотоиды и круговой кривой с увеличением кривизны, или с уменьшением кривизны (схема 4 на рисунке 2.3.1);

- остряки с косинусоидальным изменением кривизны с нулевой начальной кривизной, или с ненулевой начальной кривизной (схема 5 на рисунке 2.3.1).

Каждый из названных видов остряков может быть выполнен по касательной или секущей схеме. Кроме того, для каждого вида возможны различные подвиды, связанные с оформлением практического остряка остряка.

Выполнение динамико-кинематических требований можно обеспечить применением практически всех названных схем, поэтому в процессе проектирования стрелочного съезда должны быть рассмотрены и сопоставлены конструктивные решения всех этих видов.

На рисунке 2.3.2 представлены основные виды стрелочных кривых, собранные по материалам разных источников, которые могут быть использованы при проектировании геометрии съездов.

Большинство из них реализовано в конструкции, применяемых или применявшихся на дорогах мира (рисунки 2.3.3 – 2.3.8). Используя эти кривые, совместно с вариантами геометрии остряков, описанными выше, можно получить несколько десятков видов кривых для стрелочных съездов. Наилучшим вариантом является тот, который при выполнении всех условий обеспечивает минимальную длину и стоимость съезда.

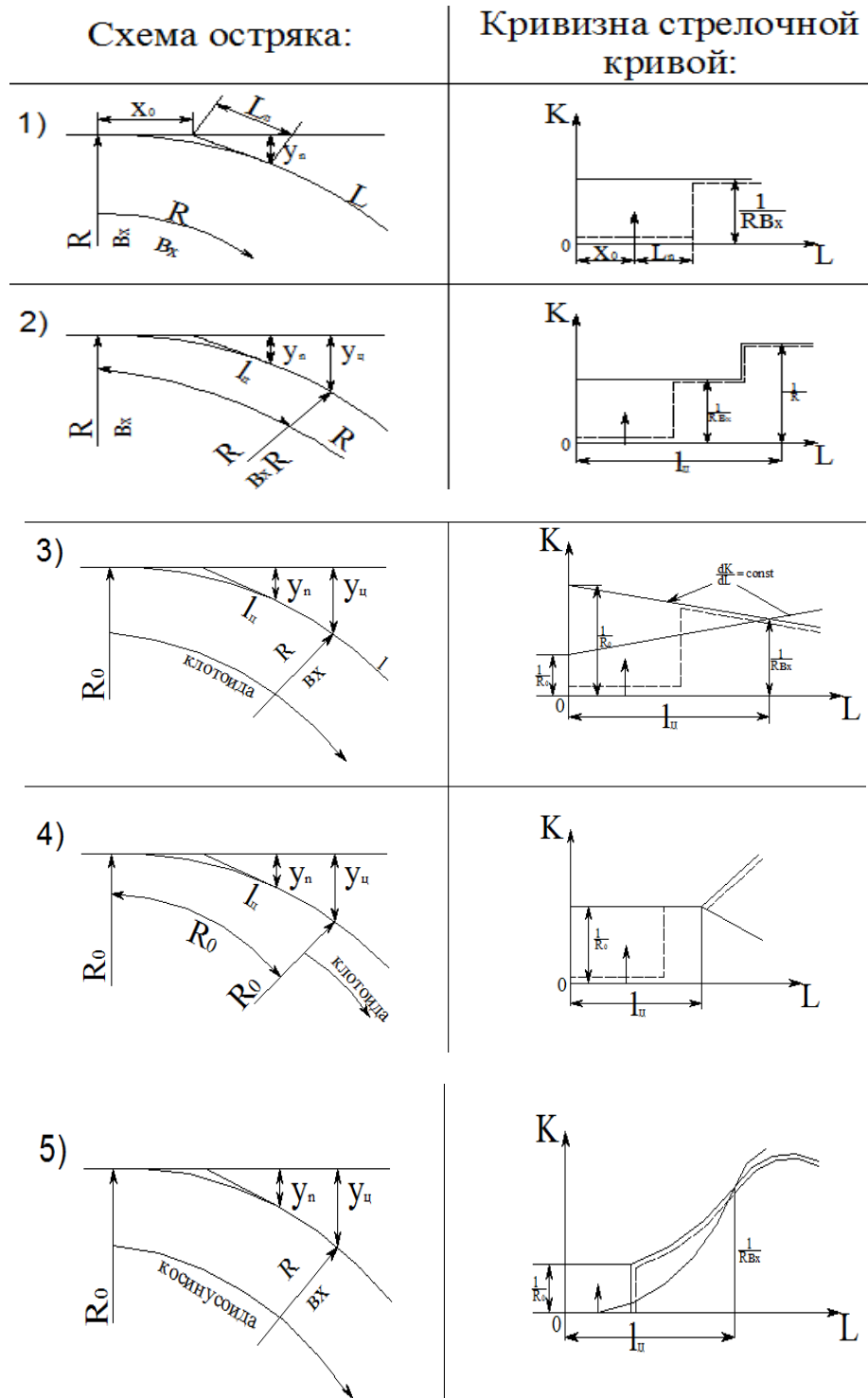


Рисунок 2.3.1 – Варианты и геометрия острьков

1 - однорадиусные; 2 - двухрадиусные; 3 – клотоидные комбинированные;
 4 – комбинация клотоиды и круговой кривой; 5 – острьки с косинусоидальным изменением кривизны

| Тип кривой: | Схема изменения кривизны |
|---------------------------------------|--------------------------|
| Круговая кривая | 1) |
| | 2) |
| Клотоида | 3) |
| | 4) |
| Комбинация клотоид | 5) |
| | 6) |
| Комбинация клотоиды и круговой кривой | 7) |
| | 8) |

Рисунок 2.3.2 – Основные типы кривых и кривизна съездов

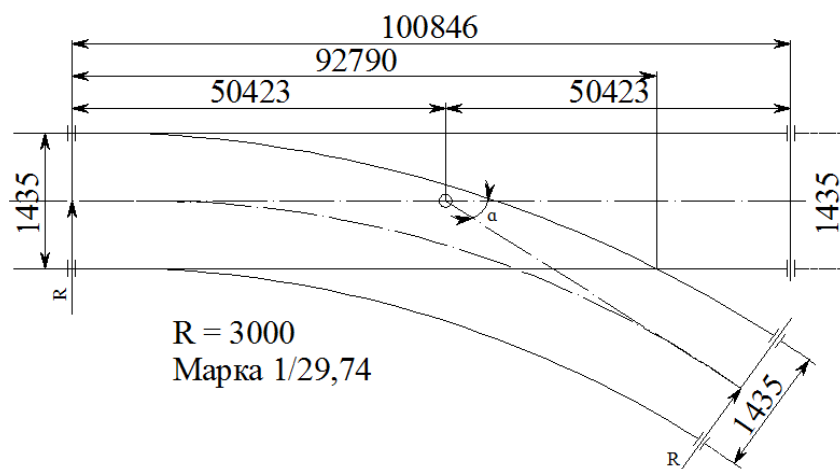


Рисунок 2.3.3 – Стрелочный перевод для скоростей движения на ответвление 160 км/ч используемый на дорогах ряда Европейских государств

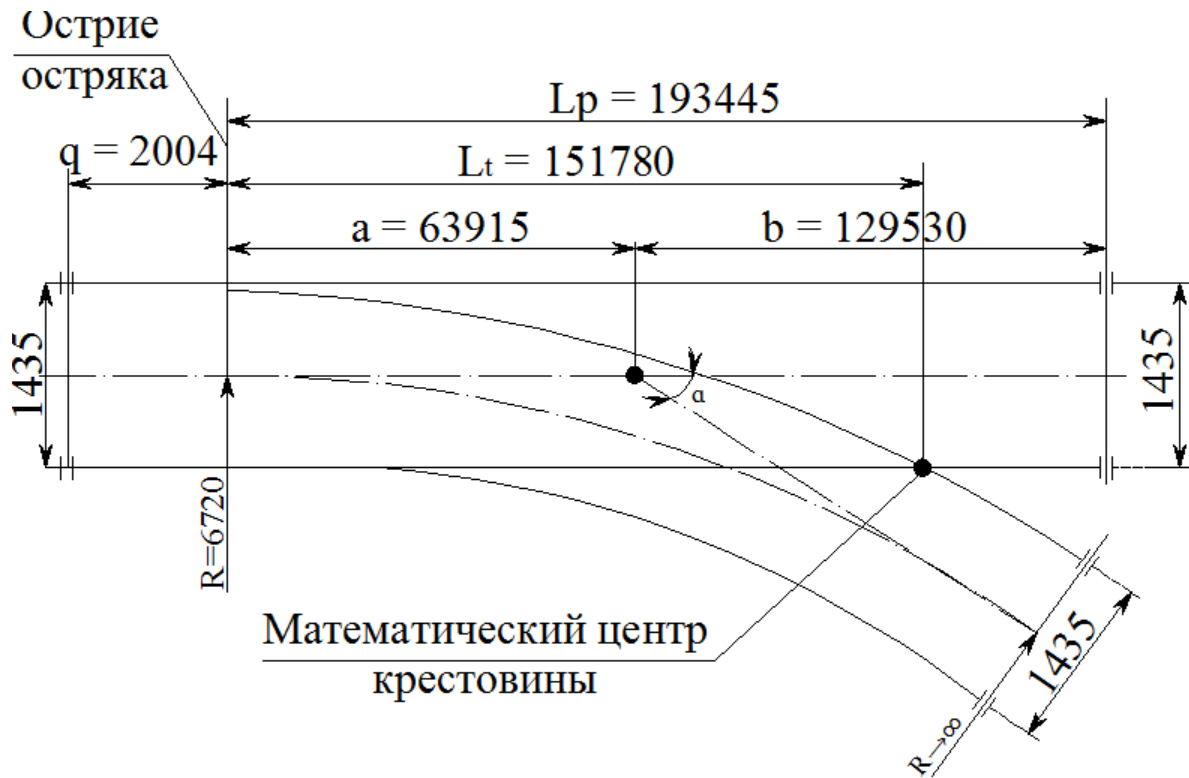


Рисунок 2.3.4 – Французский стрелочный перевод для скоростей движения на ответвление 220 км/ч

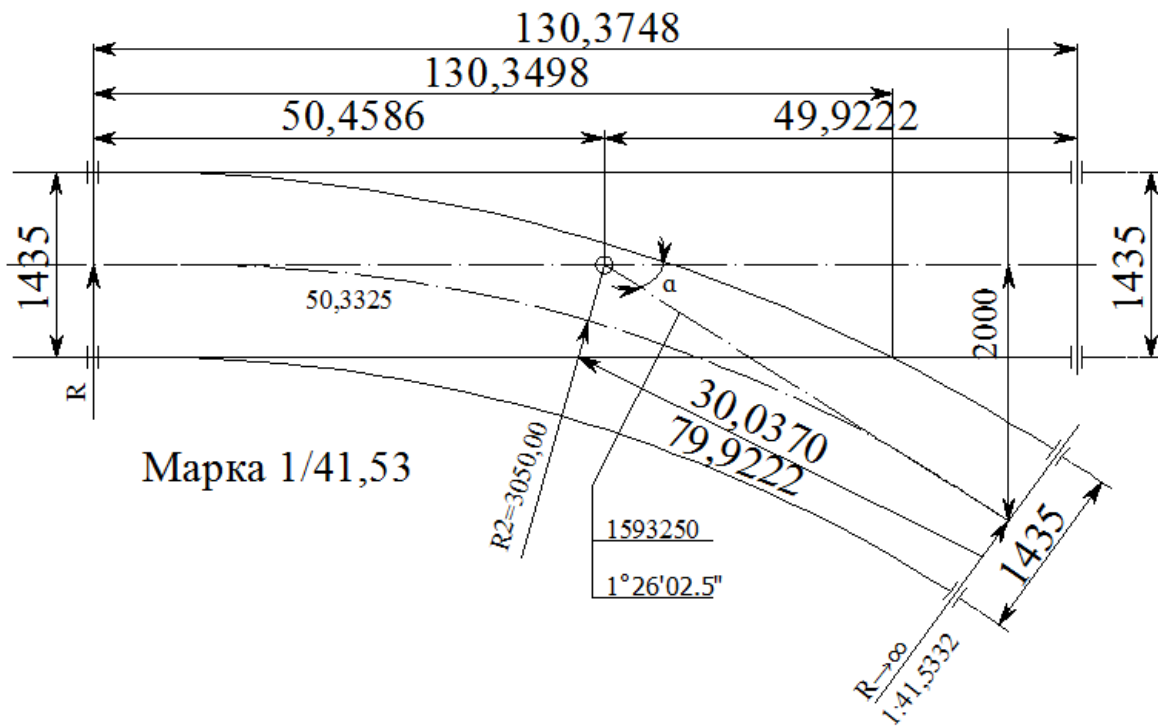


Рисунок 2.3.5 – Стрелочный перевод Нидерландских железных дорог для скоростей движения на ответвление 160 км/ч

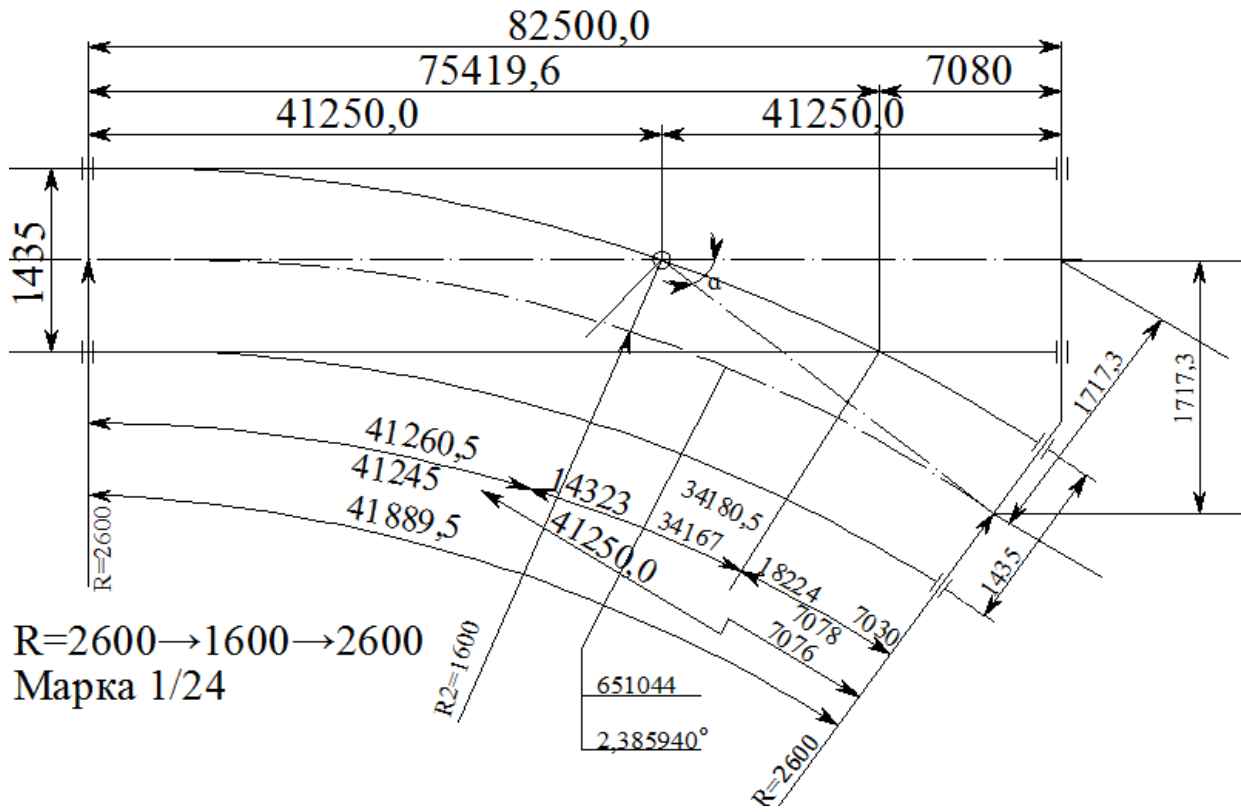


Рисунок 2.3.6 – Стрелочный перевод Швейцарских железных дорог

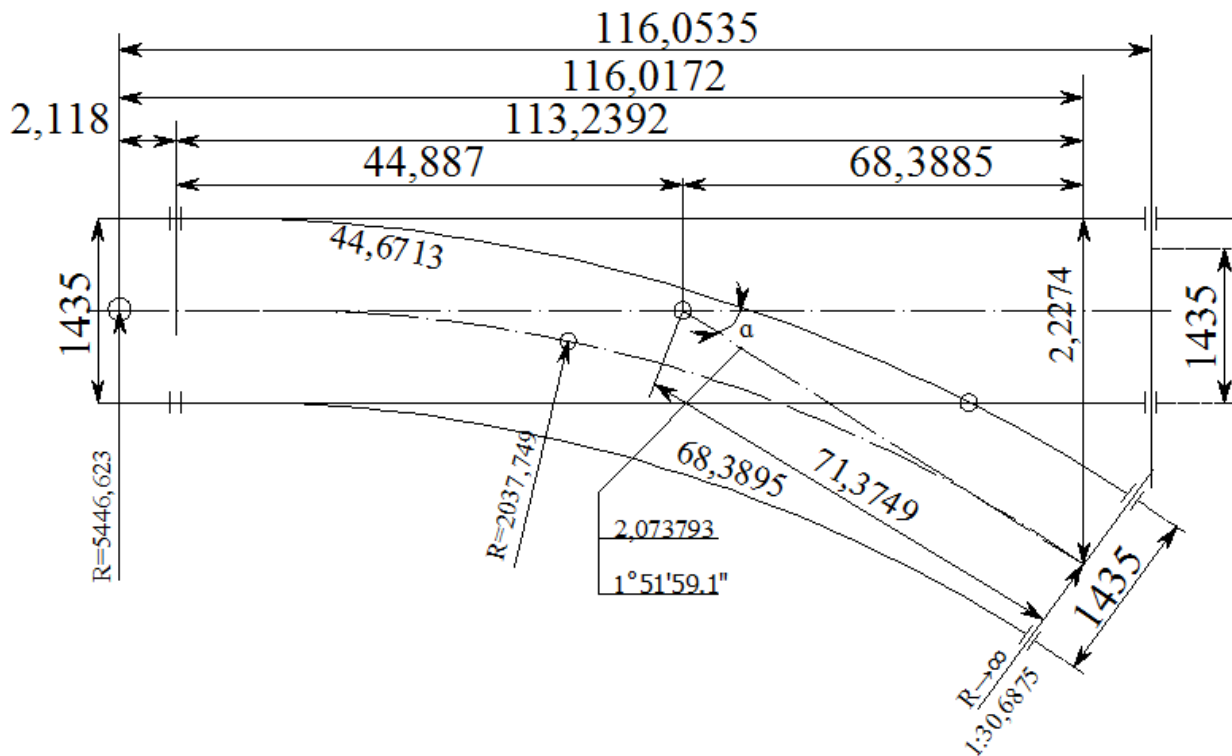


Рисунок 2.3.7 – Стрелочный перевод Венгерского производства

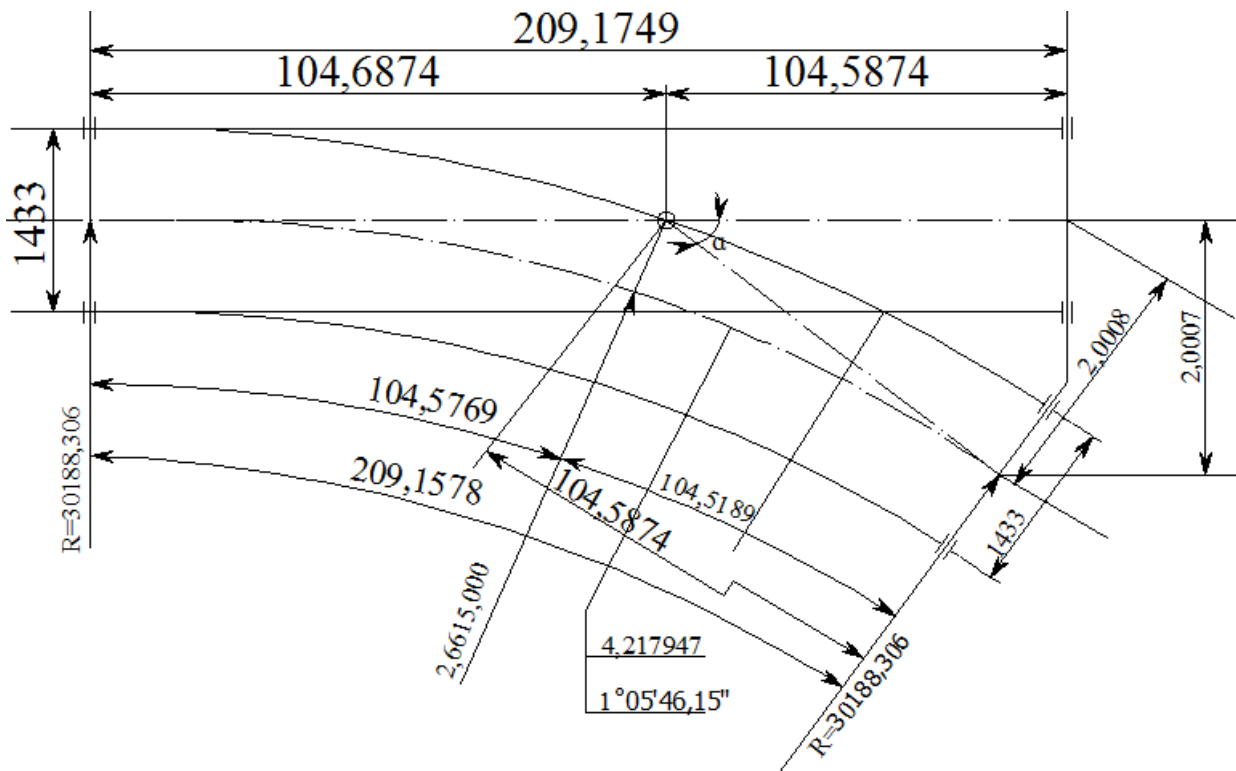


Рисунок 2.3.8 – Проект стрелочного перевода для скоростей движения 220 км/ч на ответвление Австрийской фирмы VAE

Тестовые задания к модулю 2

1. От каких факторов зависит величина горизонтальных и вертикальных динамических сил, передающихся от экипажа на путь?
 - а) пространственного положения пути (радиус кривых и возвышение наружного рельса);
 - б) скорости движения, величины непогашенного ускорения;
 - в) условий контакта колеса и рельса, определяемых коэффициентом трения и эквивалентной конусностью поверхности катания колеса;
 - г) конструкции пути, а также его технического состояния;
 - д) природно-климатических факторов.

2. Какие из перечисленных неровностей относятся к коротким?
 - а) менее 3 м;
 - б) от 3 до 25 м;
 - в) от 25 до 75 м;
 - г) от 75 до 200 м;

3. Какое влияние оказывают длинные и очень длинные неровности при движении высокоскоростного поезда?

- а) вызывают шум и вибрацию;
- б) оказывают влияние на необрессоренные части подвижного состава и тележки, являются угрозой безопасности;
- в) ощущаются в кузове, оказывают влияние на комфортабельность езды для пассажиров.

4. Какие параметры системы колесо-рельс отвечают за формирование эквивалентной конусности?

- а) ширина рельсовой колеи с допусками на содержание;
- б) профиль поверхности катания головки рельса;
- в) угол наклона поверхности катания головки рельса;
- г) радиус колеса;
- д) профиль поверхности катания колеса;
- е) высота рельса.

5. В чём состоит смысл ограничения эквивалентной конусности на высокоскоростных железных дорогах?

- а) ограничение величины поперечных сил, действующих от экипажа на путь;
- б) ограничение режимов извилистого движения колёсной пары в рельсовой колее;
- в) ограничение вертикальных сил воздействия от колеса на рельс;
- г) снижение величины продольных сил.

6. Укажите составляющие вертикальной динамической силы воздействия от колеса на рельс

- а) вес экипажа;
- б) сила инерции, возникающая от колебаний кузова на рессорах;
- в) сила инерции, возникающая от колебаний небрессоренных масс, возникающих из-за воздействия изолированных неровностей на пути;
- г) сила инерции, возникающая от колебаний небрессоренных масс, возникающих из-за воздействия неровностей на колесах подвижного состава;
- д) продольная температурная сила.

7. К каким из перечисленных видов относятся контактные напряжения?

- а) собственные;
- б) временные, от воздействия подвижного состава;
- в) общие напряжения изгиба и кручения;
- г) местные.

8. Укажите верную формулу для определения напряжений изгиба в кромке подошвы рельса

- а) $\sigma_k = \frac{M}{W}$
б) $\sigma_{ш} = \frac{Q}{\Omega}$
в) $\sigma_{\delta} = \frac{Q}{\Omega_a}$

9. Каким требованиям должны отвечать стрелочные переводы на высокоскоростных магистралах?

- а) иметь оптимальную характеристику переводной кривой с целью ограничения динамических нагрузок;
б) иметь высокую скорость на боковой путь с целью обеспечения экономии времени и энергии при эксплуатации ВСМ;
в) использованные в стрелочных переводах материалы должны быть оптимальны с точки зрения уменьшения износа высоконагружаемых элементов;
г) крестовины стрелочных переводов должны быть с подвижными элементами чтобы исключить мертвое пространство крестовины и избежать применения контррельсов;
д) элементы конструкции стрелочных переводов должны быть удобны для технического обслуживания и предполагать увеличенные интервалы между сроками осмотров, технического обслуживания и текущего содержания;
е) переводные механизмы, должны обеспечивать высокую эксплуатационную надежность;
ж) на стрелочном переводе должен осуществляться постоянный контроль рабочего режима.

10. На какие группы подразделяют стрелочные переводы для высокоскоростных магистралей?

- стрелочные переводы для высокой скорости по прямому направлению;
- стрелочные переводы для высокой скорости по боковому направлению;
- стрелочные переводы для низкой скорости по прямому направлению;
- стрелочные переводы для низкой скорости по боковому направлению.

3. МОДУЛЬ 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ВСМ

Авторы раздела: А.Ф. Колос, И.С. Козлов

3.1 Общие требования к конструкции земляного полотна ВСМ

В соответствии с Федеральным законом Российской Федерации № 384-ФЗ от 30.12.2009 железная дорога является объектом технического регулирования и относится к повышенному уровню ответственности. Федеральным законом № 384-ФЗ установлены минимально необходимые требования к зданиям и сооружениям, в том числе к процессу их проектирования. Кроме этого, на территории Российской Федерации действует Технический регламент Таможенного союза «О безопасности инфраструктуры железнодорожного транспорта» (ТР ТС 003/2011). Основными требованиями этих двух нормативно-правовых документов являются: требования механической безопасности; требования безопасности при опасных природных процессах и явлениях и (или) техногенных воздействиях; требования безопасности для пользователей зданиями и сооружениями; требования безопасного уровня воздействия зданий и сооружений на окружающую среду и др.

Российская Федерация является членом Международного союза железных дорог (далее МСЖД). В связи с этим СТУ разработано на основе действующих Российских нормативных и директивных документов в области железнодорожного транспорта, рекомендаций Европейских нормативных документов в области высокоскоростного железнодорожного транспорта; Европейских требований по совместимости инфраструктуры, утвержденных Директивой 96/48/ЕС в редакции Директивы 2004/50/ЕС [9], а также других нормативных документов и опыта эксплуатации ВСМ за рубежом.

В соответствии с указанными документами при проектировании земляного полотна ВСМ должны быть учтены следующие требования:

- ВСМ проектируется как двухпутная железнодорожная линия колеи 1435 мм (за рубежом) или 1520 мм (Россия);
- скорость движения высокоскоростных пассажирских поездов свыше 250 км/ч (при реконструкции действующих железных дорог для организации высокоскоростного сообщения свыше 200 км/ч);
- максимальная статическая нагрузка на ось: высокоскоростных пассажирских поездов – не более 17 т (170 кН);
- максимальная динамическая нагрузка колеса подвижного состава на рельс 16,3 т (160 кН).

Требования к земляному полотну вытекают из условий обеспечения безопасности движения поездов с максимальными установленными скоростями.

С позиции обеспечения требований механической безопасности земляное полотно ВСМ должно обладать такой прочностью, устойчивостью и деформативностью, чтобы в процессе строительства и эксплуатации не возникало угрозы причинения вреда жизни или здоровью людей, имуществу физических или юридических лиц, государственному или муниципальному имуществу, окружающей среде, жизни и здоровью животных и растений в результате:

- 1) разрушения (потери прочности или устойчивости) земляного полотна;
- 2) возникновения в земляном полотне деформаций недопустимой величины.

Разумеется, что разрушение и возникновение недопустимых деформаций земляного полотна ВСМ может вызываться воздействием вибродинамической нагрузкой на грунты, возникающей при проходе высокоскоростного подвижного состава.

Таким образом, при проектировании и строительстве земляного полотна ВСМ необходимо обеспечить требуемый уровень надежности по прочности, устойчивости и деформативности земляного полотна с учетом вибродинамического воздействия поездов при минимальных затратах, а также при максимальном сохранении ценных земель, наименьшем ущербе природной среде.

Проектирование земляного полотна осуществляется на основе результатов инженерных изысканий. Результаты инженерных изысканий должны быть достоверными и достаточными для установления проектных значений параметров и других проектных характеристик здания или сооружения, а также проектируемых мероприятий по обеспечению его безопасности. Расчетные данные в составе результатов инженерных изысканий должны содержать прогноз изменения их значений в процессе строительства и эксплуатации земляного полотна.

В конструкцию железнодорожного пути входят искусственные сооружения (водопрпускные трубы, мосты, эстакады и др.), земляное полотно, верхнее строение пути. Надежная работа пути в целом в межремонтный период (плановая и высотная стабильность геометрии рельсовой колеи) определяется взаимодействием всех этих элементов под подвижной вибродинамической нагрузкой. Таким образом, конструкция земляного полотна должна учитывать тип верхнего строения пути (балластный или безбалластный путь), конструкцию искусственного сооружения (обеспечение плавного въезда и съезда с искусственного сооружения, например, за счет устройства участков переменной жесткости и др.).

В основу данного модуля положены основные знания, которые обучающийся должен освоить при изучении дисциплины «Инфраструктура высокоскоростных железных дорог». Во избежание повторений отдельных положений в данном модуле будут даны ссылки на соответствующие разделы (модули) этой дисциплины.

3.2 Принципы обеспечения стабильности земляного высокоскоростных железных дорог

При проектировании земляного полотна ВСМ должны быть соблюдены следующие специальные требования:

- а) должна быть обеспечена несущая способность основной площадки земляного полотна, а также устойчивость откосов насыпей и выемок;
- б) в случае, если земляное полотно опирается на слабое основание, должна быть обеспечена несущая способность (прочность) последнего;
- в) абсолютные значения остаточных деформаций земляного полотна в период эксплуатации за требуемый период времени не должны превосходить допускаемых величин;
- г) величина остаточной деформации основной площадки должна быть равномерной в продольном направлении;
- д) в зоне сопряжения земляного полотна и искусственных сооружений разница в осадках основной площадки земляного полотна и искусственного сооружения не должна превышать допускаемых значений;
- е) деформации пути, связанные с морозным пучением грунтов земляного полотна или его основания должны быть полностью исключены;
- ж) должны быть также исключены недопустимые упругие деформации рельса, которые напрямую зависят от упругой осадки основной площадки земляного полотна, при движении подвижного состава.

Таким образом, для того чтобы запроектировать земляное полотно, удовлетворяющее эксплуатационным требованиям, необходимо, чтобы были соблюдены основные условия стабильности: была обеспечена устойчивость откосов, несущая способность основания, грунты насыпи должны быть уплотнены до требуемой (нормативной) плотности, а также спрогнозирована величина осадки земляного полотна и темп ее накопления. Выполнение этих условий достигается проектированием земляного полотна на основании специальных расчетов (рисунок 3.1.1), производимых по двум группам предельных состояний:

- а) по первому предельному состоянию, т.е. по несущей способности; в нашем случае – это расчеты устойчивости откосов и несущей способности основания;
- б) по второму предельному состоянию, т.е. по деформациям.

В результате выполненных расчетов получают расчетные величины параметров, которые необходимо сравнить с нормативными значениями, установленными действующими национальными стандартами разных стран с целью проверки ряда условий, выполнение которых будет обеспечивать выполнение требований механической безопасности.

Рассмотрим более подробно основные требования, предъявляемые к земляному полотну ВСМ.



Рисунок 3.1.1 – Система расчетов земляного полотна ВСМ

3.2.1 ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Конструкцию земляного полотна следует проектировать с обеспеченной несущей способностью и устойчивостью откосов. Устойчивость откосов насыпей или выемок, а также устойчивость земляного полотна на косогорах считается обеспеченной при выполнении условия:

$$K_y \geq K_{\text{треб}}, \quad (3.2.1)$$

где K_y – минимальный расчетный коэффициент устойчивости; $K_{\text{треб}}$ – минимальный требуемый коэффициент устойчивости.

Расчетный коэффициент устойчивости определяется по методу предельного равновесия грунтового массива по круглоцилиндрической поверхности скольжения или заданной поверхности скольжения другой формы. В расчетах устойчивости учитывается воздействие вибродинамической нагрузки от подвижного состава и снижение под ее влиянием прочностных характеристик грунтов, слагающих земляное полотно и его основание. Основные предпосылки расчета можно найти в соответствующем разделе настоящего модуля.

Значение минимального требуемого коэффициента устойчивости откосов земляного полотна и устойчивости земляного полотна на косогорах и имеет разное значение в нормах и стандартах разных стран (таблица 3.2.1).

Таблица 3.2.1 – Нормативное значение требуемого коэффициента устойчивости откосов земляного полотна

| Значение $K_{\text{треб}}$ | | |
|----------------------------|-------------|--|
| Китай | Россия | Германия |
| $\geq 1,25$ | $\geq 1,30$ | $\geq 1,40$ в отдельных случаях $\geq 1,25$ |

При проектировании земляного полотна должна быть обеспечена также

несущая способность естественного основания земляного полотна, на котором оно возводится. Несущая способность основания земляного полотна считается обеспеченной при выполнении условия:

$$K_{\text{стаб}}^{\text{min}} \geq 1,0 \quad (3.2.2)$$

где $K_{\text{стаб}}^{\text{min}}$ - минимальный коэффициент стабильности основания земляного полотна.

Порядок его определения также изложен в соответствующем разделе настоящего модуля.

3.2.2 ТРЕБОВАНИЯ К ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Опыт строительства показывает, что невозможно построить земляное полотно, которое бы вообще не испытывало деформаций. Остаточные деформации (осадки) всегда имеют место, важно понимать какие они будут по величине в ходе эксплуатации, как их ограничить, и как их ликвидировать в ходе выполнения плановых и внеплановых ремонтов.

Остаточные деформации могут возникать при доуплотнение грунтов земляного полотна, а также при осадках естественного основания под нагрузкой от веса возводимой насыпи, защитных слоев, верхнего строения пути и динамической нагрузки от подвижного состава. Даже устоявшееся (стабилизировавшееся) после строительства земляное полотно с уложенным верхним строением пути после открытия движения по линии начнет испытывать дополнительные осадки из-за появления интенсивного вибродинамического воздействия на грунты, слагающие земляное полотно и его основание. Под действием этой нагрузки, как показывает практика, происходит дополнительное доуплотнение грунтов земляного полотна.

Как правило, на участках укладки *безбалластного верхнего строения пути* установление предельных допустимых остаточных деформаций основной площадки земляного полотна основано на следующих принципах:

- возникающие деформации могут быть ликвидированы за счет регулировки промежуточных рельсовых скреплений;
- либо за счет создания вертикальной кривой, параметры которой определяются скоростью поезда.

В основном все зарубежные нормы на участках безбалластного пути за период его срока службы устанавливают предельную допустимую остаточную деформацию основной площадки земляного полотна после начала эксплуатации линии величиной 15 мм. В тоже время ряд стандартов, например, отраслевой стандарт Китайской народной республики [10] допускает остаточные деформации до 30 мм, если возникшие деформации позволяют в местах просадок устроить за счет регулировки скреплений вертикальную кривую радиусом, $R_{\text{верт}}$:

$$R_{\text{верт}} \geq 0,4 \cdot v^2, \text{ м} \quad (3.2.3)$$

где v – скорость движения, км/ч.

Практически аналогичные требования содержатся в требованиях немецких стандартов [11], в стандартах Международного союза железных дорог [12] и в рекомендациях Организации сотрудничества железных дорог [13] с некоторыми отличиями.

В немецких нормах: допускается увеличение осадки до 30 мм при условии, что на всем участке укладки безбалластного пути разница в осадке будет составлять не более 5 мм. Увеличение осадки до 60 мм возможно, если выполняется условие, указанное в формуле 3.2.3 и только в исключительных случаях радиус вертикальной кривой может быть уменьшен до:

$$R_{\text{верт}} \geq 0,25 \cdot v^2, \text{ м} \quad (3.2.3)$$

если железнодорожный путь полностью отвечает всем остальным требованиям, установленным Директивой Ril 836.

В Российской Федерации при разработке Специальных технических условий [14] принято следующее требование по допустимым осадкам основной площадки земляного полотна на участках безбалластного пути: максимальная накопленная остаточная деформация за весь срок полезного использования безбалластной конструкции верхнего строения пути должна обеспечить возможность устранения просадок путем регулировки креплений и не превышать 15 мм. Следует признать, что в российских нормах закреплено более жесткое требования к допустимым деформациям земляного полотна в период эксплуатации.

Для участков пути на балласте в стандартах разных стран также имеются разные ограничения по допустимым деформациям земляного полотна. Так в немецких нормах допустимые остаточные деформации ограничиваются в течение, как правило, 6 лет в соответствии с установленными интервалами проведения ремонтных работ. В течение одного межремонтного цикла допускаемая разница в осадках между двумя рассматриваемыми точками устанавливается в зависимости от скорости движения поездов (рисунок 3.2.1).

Допускаемые осадки земляного полотна на участках пути с ездой на балласте, определенные китайскими нормами приведены в таблице 3.2.1.

Таблица 3.2.1 – Допускаемые деформации основной площадки земляного полотна на китайских железных дорогах с верхним строением пути с ездой на балласте после окончания строительства ВСМ

| Расчётная скорость (км/ч) | Допускаемая остаточная деформация, см | Интенсивность деформации, см/год |
|---------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|
| 250 | ≤ 10 | ≤ 3 |
| 300-350 | ≤ 5 | ≤ 2 |

Таким образом, можно увидеть, что на китайских высокоскоростных железных дорогах величина допустимой остаточной деформации также

определяется скоростью движения и в дополнение ограничивается скорость накопления деформаций за расчетный срок службы балласта (между циклами ремонта).

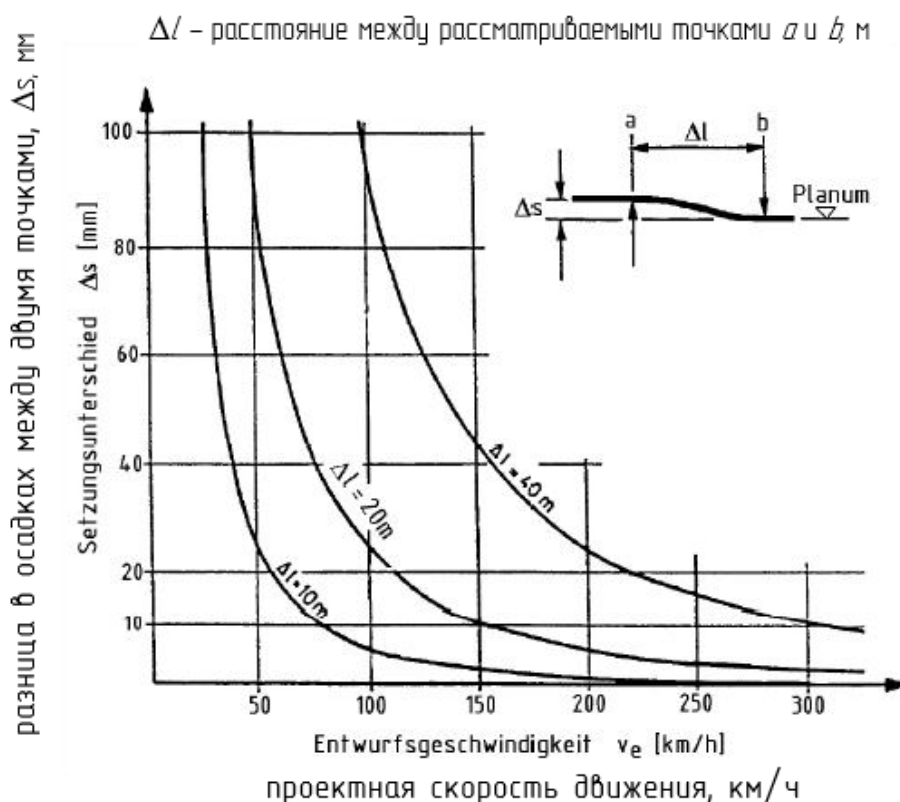


Рисунок 3.2.1 – Допускаемые деформации земляного полотна на участках пути на щебеночном балласте (стандарт Ril 836, Германия, DB)

В нормах французских железных дорог, а также в ряде стандартов стран Западной Европы, приняты следующие требования по допустимым деформациям земляного полотна на участках пути с ездой на балласте: максимальная накопленная остаточная деформация при верхнем строении пути с ездой на балласте не должна превышать 100 мм за 25 лет эксплуатации при интенсивности не более 10 мм в год. Такой же норматив был принят и для проектирования ВСМ Москва – Казань В России.

При больших значениях осадок пути с ездой на балласте, которые в принципе могут быть допущены и устранены за счет текущего содержания пути, значительно возрастают затраты на эксплуатацию путевой инфраструктуры, а также интенсифицируются процессы износа рельсов и колес, снижая их срок службы.

Не менее важной проблемой являются участки сопряжения земляного полотна с искусственными сооружениями, в особенности, если последнее возводится на свайном основании, а земляное полотно опирается на естественное основание. Таким образом, в зоне сопряжения два объекта инфраструктуры характеризуются разными величинами остаточных

деформаций: естественного и искусственного оснований. Следовательно, на непротяженном, локальном участке возникает существенная неравномерность осадок, что не позволит реализовать требуемые скорости движения высокоскоростных поездов. Для исключения образования так называемых «предмостовых ям» предъявляются требования к допустимым деформациям искусственного сооружения и земляного полотна в зоне их сопряжения (таблица 3.2.2).

Таблица 3.2.2 – Допускаемые деформации земляного полотна в зоне сопряжения с искусственным сооружением после окончания строительства ВСМ

| Расчётная скорость (км/ч) | Допускаемая остаточная деформация, мм | | | |
|---------------------------|---------------------------------------|--------------------------|--------------------|---|
| | Россия | Китай | | Германия |
| | | путь с ездой на балласте | безбалластный путь | |
| 250 | ≤ 5,0 | ≤ 100 | ≤ 5,0 | Разница в осадке между инженерным сооружением и точкой на удалении в 30 м от него не должна превышать 20 мм |
| 300-350 | | ≤ 50 | | |

Помимо остаточных деформаций основной площадки при движении высокоскоростных и других специализированных поездов возникают упругие деформации. Величина упругой деформации нормируется далеко не всеми нормативными документами, применяемыми за рубежом. Однако, от ее величины существенно будут зависеть расходы на эксплуатацию железнодорожного пути ВСМ, на эксплуатацию подвижного состава и т.д. Принято считать, что при высокоскоростном движении поездов упругий прогиб рельса должен находиться в диапазоне 1,5 – 2,0 мм. При больших прогибах возникают проблемы в части взаимодействия внутри системы «колесо – рельс – шпала – земляное полотно». При прогибе менее 1,5 мм существенно возрастает жесткость пути, что влечет увеличение динамической нагрузки колеса на рельс с ростом скорости движения. Таким образом максимально допустимая упругая деформация рельса для высокоскоростного движения не должна превышать 2,0 мм. В формировании жесткости пути существенное влияние оказывает земляное полотно. В частности, изменение показателей жесткости земляного полотна на 40-50 % приводит к такому же изменению жесткости всей конструкции балластного пути. Учитывая, практически прямолинейную зависимость между жесткостью пути и упругой осадкой рельса можно вычислить предельную допустимую упругую деформацию основной площадки земляного полотна $(0,4 - 0,5) \cdot 2 \text{ мм} = (0,8 - 1,0) \text{ мм} \approx 1,0 \text{ мм}$. Таким образом, для участков пути с ездой на балласте предельная допустимая упругая деформация основной площадки не должна превосходить 1,0 мм.

В части безбалластных конструкций верхнего строения пути повышенная упругая осадка земляного полотна может вызывать появление на поверхности несущих бетонных плит продольных и поперечных растягивающих напряжений, значения которых могут превосходить предел прочности бетона на растяжение при изгибе, что приведет к появлению силовых трещин в бетоне сверхнормативных размеров. Результатами исследований ПГУПСа установлено, что допустимая упругая осадка основной площадки земляного полотна не должна превышать 1,0 мм, чтобы предотвратить появление силовых трещин в несущей бетонной плите.

Деформации земляного полотна могут возникать также вследствие морозного пучения грунтов. Эти деформации иногда протекают на протяжении всего холодного сезона, имеют крайнюю неравномерность по протяжению. Для участков безбалластного пути их возникновение вызывает колоссальные трудности, связанные с регулировкой рельсовой колеи, что приводит к необходимости снижения скоростей движения поездов. Появление таких деформаций существенно увеличивает затраты на текущее содержание пути. В связи с вышеизложенным во всех рассматриваемых нормативных документах зарубежных стран предусматривается исключение деформаций морозного пучения. Такое же требование используется и нормах России.

3.3 Стандартные и индивидуальные конструктивные решения земляного полотна ВСМ

Не во всех случаях требуется выполнять специальные расчеты, чтобы доказать выполнение требований к земляному полотну ВСМ, указанных в начале данного раздела.

В отечественной и зарубежной практике для наиболее часто встречающихся условий строительства разработаны стандартные конструктивные решения земляного полотна ВСМ, применение которых гарантирует обеспечение стабильности земляного полотна. Учитывая вышеизложенное, параметры конструкции земляного полотна назначаются с применением:

- **групповых решений**, разрабатываемых для применения на участках с многократно повторяющимися на рассматриваемой линии инженерно-геологическими, гидрогеологическими и климатическими условиями. При этом земляное полотно с принятыми на основании выполненных расчетов параметрами не требует индивидуального обоснования для каждого объекта;
- **индивидуальных проектов**, требующих индивидуальной привязки, и обоснованных специальными расчетами.

Индивидуальные проекты применяют в сложных условиях проектирования, в частности: насыпи высотой более 12 м; насыпи на слабых основаниях за исключением мест, где слабые грунты залегают с поверхности земли и имеют мощность до 4 м при поперечном уклоне прочных подстилающих грунтов не круче 1:20; насыпи на поймах рек, на участках

пересечения водоемов и водотоков, а также на участках временного подтопления, на участках земляного полотна, расположенных вдоль водотоков, водоемов, водохранилищ и морей; насыпи на косогорах круче 1:5, сложенных скальными грунтами, на косогорах круче 1:3, сложенных нескальными грунтами, а также на косогорах крутизной от 1:5 до 1:3 при высоте низовых откосов более 12 м; насыпи в зоне сопряжения с искусственными сооружениями; насыпи на участках оснований, сложенных грунтами, резко снижающими свои прочностные и деформативные характеристики при воздействии климатических факторов и динамических воздействиях (засоленные, набухающие, просадочные грунты и т.д.); земляное полотно с элементами геосинтетических (в том числе геотекстильных) и теплоизоляционных материалов в конструкции; выемки при высоте откосов более 12 м в любых грунтах; выемки при устройстве защитных слоев на недостаточно прочном и слабом основании; выемки на участках залегания уровня грунтовых вод выше подошвы второго защитного слоя или в глинистых грунтах с показателем консистенции более 0,5; выемки глубиной более 6 м в глинистых и пылеватых грунтах в районах избыточного увлажнения; выемки в глинистых переувлажненных грунтах с показателем текучести $I_L > 0,50$ или вскрывающие водоносные горизонты; выемки в грунтах, резко снижающих свои прочностные и деформативные характеристики при воздействии климатических факторов и динамических воздействиях (засоленные, набухающие, просадочные грунты и т.д.); земляное полотно в стесненных условиях, где невозможно или нецелесообразно устроить откосы стандартной крутизны; земляное полотно в местах активных склоновых процессов (на участках с наличием или возможным развитием оползней, обвалов, осыпей, каменных россыпей, снежных лавин, селей, оврагов); земляное полотно на участках с развитием естественных или искусственных подземных полостей (горные выработки, карсты); земляное полотно в местах пересечения его трубопроводами; переходные участки сопряжения верхнего строения пути с ездой на балласте и безбалластного пути; земляное полотно в районах строительства с расчетной сейсмичностью 7 баллов и более и др.

Стандартным проектным решением земляного полотна ВСМ является устройство двух защитных слоев. При этом основное ядро насыпи отсыпается из грунтов, соответствующих по своим физико-механическим свойствам требованиям национальных стандартов. Подробные сведения о конструкциях земляного полотна ВСМ приведены в методических материалах к дисциплине «Инфраструктура высокоскоростных железных дорог».

Ниже рассматриваются отдельные вопросы, связанные с расчетами земляного полотна ВСМ.

3.4 Определение толщины защитных слоев

Как указывалось, стандартным апробированным решением земляного полотна ВСМ является устройство двух защитных слоев. В основу



проектирования защитных слоев положен основной принцип: общая толщина балластной призмы и первого защитного слоя определяется исходя из несущей способности грунтового основания (рисунок 3.4.1). Затем определяется толщина второго (морозоустойчивого) слоя с целью защиты нижерасположенного чувствительного грунта от мороза.

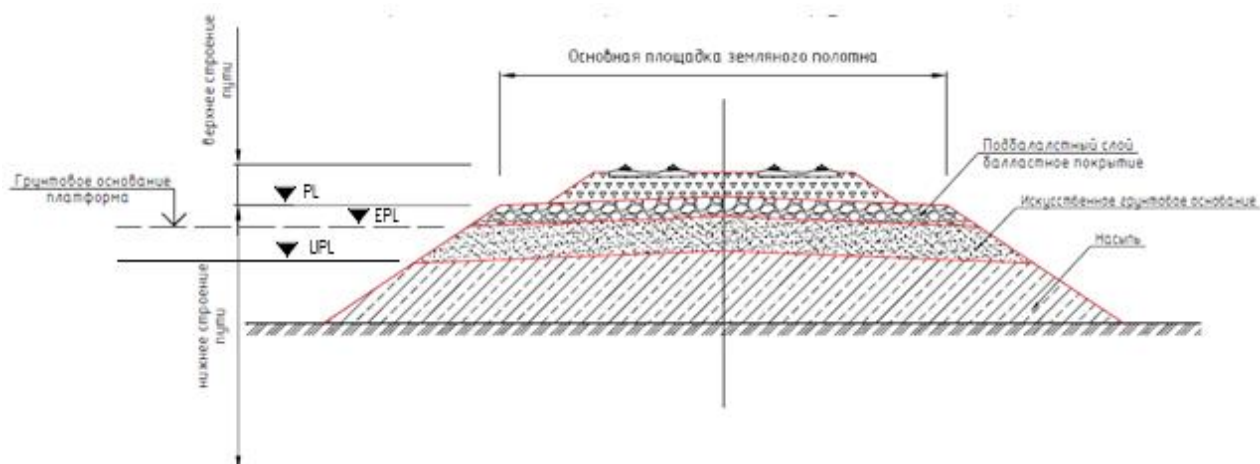


Рисунок 3.4.1 – Элементы земляного полотна в соответствии с нормами Международного союза железных дорог

Рассмотрим алгоритм определения толщины защитных слоев, регламентированный зарубежными нормами.

Нормы *Международного союза железных дорог* (МСЖД) UIC 719 R «Земляные сооружения и балластная призма железнодорожного пути» рекомендуют определять минимальные толщины защитных слоев из условий прочности и деформативности земляного полотна в зависимости от класса грунта по качеству, используемому в конструкции основного тела насыпи или залегающих в основании выемки, а также требуемого класса грунтового основания по несущей способности. Выделяют три следующих класса грунтового основания (платформы) по несущей способности:

- P1: слабое грунтовое основание;
- P2: грунтовое основание со средней несущей способностью;
- P3: грунтовое основание с высокой несущей способностью.

Для скоростных и высокоскоростных линий предусматривается устройство платформы (искусственного грунтового основания) класса P3 по несущей способности (таблица 3.4.1). В этом случае, как следует из таблицы 3.4.1, на участках высокоскоростного движения второй защитный слой необходимо устраивать из грунтов, соответствующих классу по качеству QS3. При этом толщина второго защитного слоя по критерию обеспечения несущей способности основной площадки земляного полотна зависит от того, какими грунтами по качеству отсыпано тело насыпи (QS2 или QS3, насыпи из грунтов по качеству класса QS1 и тем более QS0 не допускается использовать без проведения специальных мероприятий по улучшению их свойств), либо какими грунтами сложено естественное основание в выемке (QS1, QS2 или QS3).

Например, если основное тело насыпи отсыпается грунтами QS2 класса по качеству, тогда для обеспечения несущей способности искусственного грунтового основания класса P3 потребуется отсыпать второй защитный слой толщиной не менее 0,35 м. Если бы в основании разрабатываемой выемки залежали грунты QS1 класса по качеству, то в этом случае потребуется устройство второго защитного слоя толщиной не менее 0,50 м.

Таблица 3.4.1 – Минимальная толщина второго защитного слоя в зависимости от класса грунтов по качеству, из которых отсыпается основное тело насыпи или класса грунтов по качеству, которыми сложено основание выемки

| Класс грунта по качеству, применяемого для сооружения основного тела насыпи или которыми сложено основание выемки | Класс по несущей способности, необходимый для искусственного грунтового основания | Требования к искусственному грунтовому основанию для обеспечения несущей способности основной площадки земляного полотна | |
|---|---|--|---|
| | | Класс грунта по качеству второго защитного слоя | Минимальная толщина второго защитного слоя, e_f , м |
| QS1 | P1 | QS1 | - |
| | P2 | QS2 | 0,50 |
| | P2 | QS3 | 0,35 |
| | P3 | QS3 | 0,50 |
| QS2 | P2 | QS2 | - |
| | P3 | QS3 | 0,35 |
| QS3 | P3 | QS3 | - |

Общая толщина балластного слоя и первого защитного слоя из щебеночно-песчано-гравийной смеси специально подобранного гранулометрического состава определяется в соответствии с нормами Международного союза железных дорог исходя из:

- несущей способности искусственного грунтового основания (для ВСМ и скоростных линий, как уже указывалось – P3);
- типа шпал и расстояния между ними;
- величины осевой нагрузки и скорости движения.

Для определения этой величины используют следующую формулу (рисунок 3.4.2):

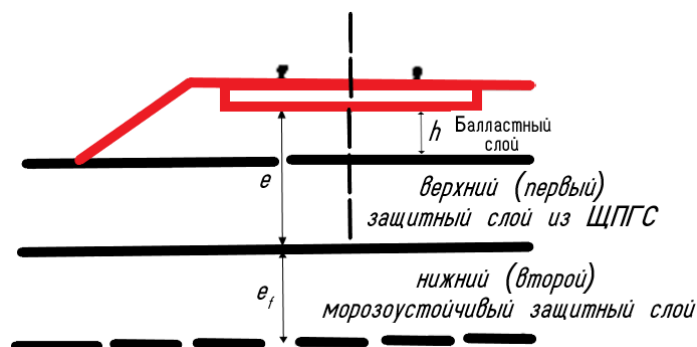


Рисунок 3.4.2 – Расчетная схема к определению толщины верхнего защитного слоя

$$e = E + a + b + c + d + f, \text{ м} \quad (3.4.1)$$

где входящие параметры следует принимать равными (применительно к скоростным и высокоскоростным линиям):

$E = 0,45$ м для грунтового основания с несущей способностью класса РЗ (ВСМ); $a = 0$; $b = 0$; $c = 0$ и $f = 0$ для ВСМ; d принимается равным 0, если на ВСМ допускается максимальная нагрузка на ось проходящих составов, не превышающая 200 кН (*UIC Документ 700*), соответственно 0,05 м - при допустимой максимальной нагрузке на ось проходящих составов, не превышающей 225 кН и 0,12 м при допустимой максимальной нагрузке на ось проходящих составов, не превышающей 250 кН.

Таким образом, после несложных расчетов можно убедиться, что на ВСМ при толщине балласта под шпалой 30 см в соответствии с нормами Международного союза железных дорог минимальная толщина верхнего защитного слоя должна составлять не менее 0,20 м.

Если грунтовое основание сложено грунтами с классом по качеству QS1 или QS2, тогда между верхним и нижним защитным слоем предусматривается укладка разделительного слоя из нетканого геотекстиля. Если искусственное грунтовое основание выполнено из грунтов, имеющих класс по качеству QS3, геотекстиль не укладывают.

В *немецких стандартах* [11, 16] определение требуемой толщины второго защитного слоя определяется в зависимости от значения модуля деформации на поверхности грунта, отсыпанного в основное ядро насыпи или слагающим естественное основание выемки, UPL (рисунок 3.4.1). Как указывалось ранее, для ВСМ на поверхности второго морозоустойчивого слоя (в немецких стандартах, эта поверхность называется «*Erdplanum*» и обозначается как EPL , рисунок 3.4.1) требуемое значение штампового модуля деформации E_{v2} должно быть не менее 60-80 МПа в зависимости от скорости движения поезда и конструкции верхнего строения пути (балластное или безбалластное). Толщина защитного слоя, d_u определяется в этом случае

расчетным путем или используют диаграммы, пример которых приведен на рисунке 3.4.2.

Определение толщины верхнего защитного слоя, d_T необходимого для обеспечения требуемой несущей способности основной площадки земляного полотна (в немецких стандартах «Planum» или PL), определяется аналогично (рисунок 3.4.3).

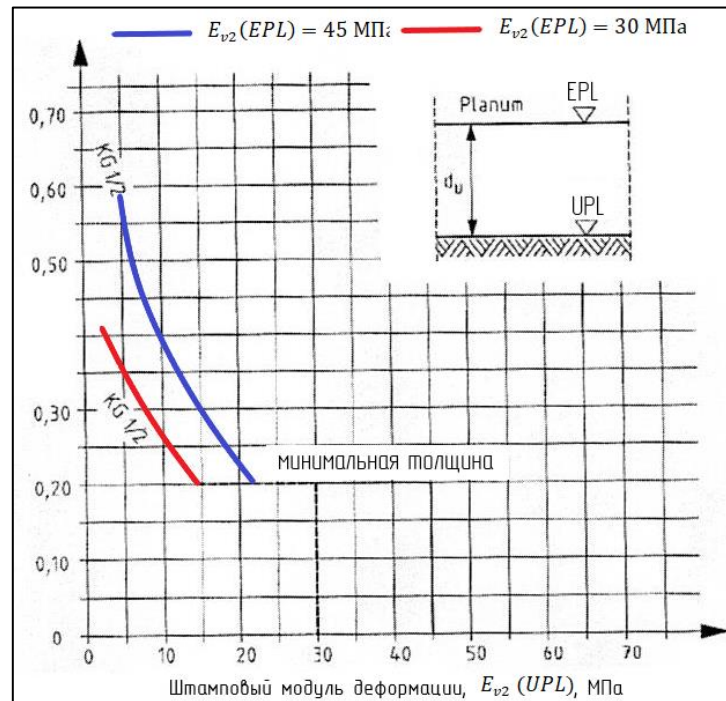


Рисунок 3.4.2 – Пример диаграммы для определения толщины второго защитного слоя, d_u (Deutsche Bahn Gruppe, Ril 836, modul 836.0503)

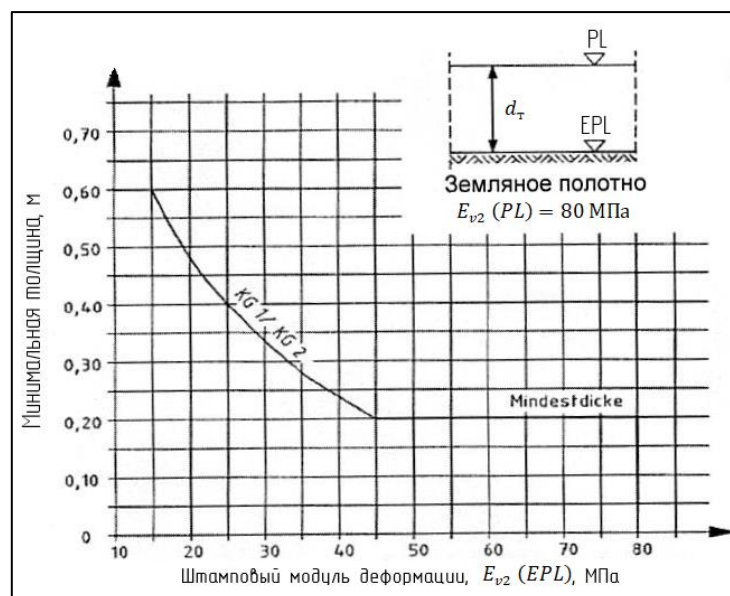


Рисунок 3.4.3 – Пример диаграммы для определения толщины первого защитного слоя, d_T (Deutsche Bahn Gruppe, Ril 836, modul 836.0503)

Как указывалось, основную функцию защиты земляного полотна от промерзания и исключения появлений деформаций морозного пучения в зимний период выполняет второй морозоустойчивый защитный слой. Как правило, толщину верхнего защитного слоя в этом случае не меняют, поскольку его основная функция обеспечение необходимой прочности и деформативности основной площадки земляного полотна, а при необходимости увеличивают толщину нижнего морозоустойчивого защитного слоя.

Основными показателями в зарубежных нормах, определяющим суровость климатических условий, являются: *индекс промерзания*, определяется сумма градусо-суток (градусо-часов) отрицательных температур для рассматриваемого региона проектирования и строительства ВСМ, а также *средняя годовая температура*. Эти параметры являются основными при определении глубины промерзания грунта.

На рисунке 3.4.4 приведена диаграмма, которая позволяет определить требуемую толщину защитного слоя из непучинистого, хорошо дренирующего грунта, необходимую для предотвращения промерзания грунтов основного тела насыпи или грунтов естественного основания в выемке.

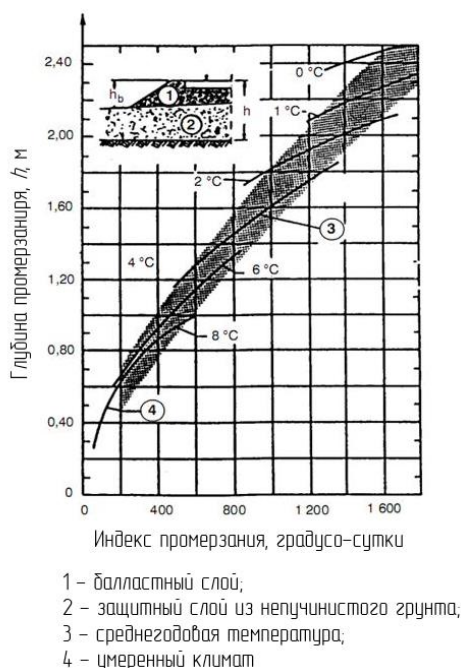


Рисунок 3.4.4 – Глубина промерзания балластного слоя и защитного слоя земляного полотна из непучинистых хорошо дренирующих грунтов

В суровых климатических условиях, толщина защитного слоя определяется, исходя как из индекса промерзания, так и средней годовой температуры, получаемых на основании сбора многолетних статистических

данных о климате в данной области. Заштрихованная поверхность представляет собой условия, обычные для Скандинавии и Центральной Европы. В умеренном климате толщина защитного слоя определяется на основании кривой для 8 °С.

Значительная разница климатических условий, характерных для регионов России, не позволяет использовать диаграмму на рисунке 3.4.4. В этом случае требуемую суммарную толщину двух защитных слоев определяют следующим образом.

$$h_z = n \cdot m \cdot Z_{max} - h_{\zeta} - h_{доп} \quad (3.4.2)$$

где Z_{max} – максимальная глубина сезонного промерзания земляного полотна из дренирующих грунтов от верха балластного слоя, определяется по среднему многолетнему значению суммы градусо-суток (Ω , °С·сут.) отрицательных температур наружного воздуха (по данным ближайшей метеостанции или по СП 131.13330.2012 «Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*»), м; n – коэффициент, учитывающий вид конструкции земляного полотна ($n = 1,0$ для нулевых мест, 0,95 – для выемок глубиной более 1,0 м и 1,05 – для насыпей высотой более 1,0 м); m – коэффициент, учитывающий увеличение глубины промерзания земляного полотна по сравнению с многолетними и средними данными, определяется по формуле:

$$m = \sqrt{\frac{\Omega_{10}}{\Omega}} \quad (3.4.3)$$

где Ω_{10} – максимальная в десятилетнем периоде сумма градусо-суток отрицательных температур наружного воздуха, устанавливаемой по данным ближайшей метеостанции; h_{ζ} – толщина балластного слоя (от верха балластной призмы), м; $h_{доп}$ – допускаемая толщина промерзающего пучинистого грунта основного ядра насыпи или естественного основания в выемке под нижним защитным слоем, для ВСМ промерзание пучинистых грунтов не допускается и $h_{доп} = 0$.

Для сравнения в таблице 3.4.2 приведены сведения о толщине балласта под шпалой и о толщинах верхнего и нижнего защитных слоев на ВСМ в разных странах. Можно убедиться, что имеются существенные расхождения в минимальных требованиях к этому параметру в разных странах [15].

На участках, где индекс промерзания очень высок и, соответственно, глубина промерзания достигает значительных величин, с целью уменьшения стоимости строительства рассматривают варианты уменьшения толщины защитных слоев за счет укладки в конструкцию земляного полотна теплоизоляционных материалов, например, плит из пенополистирола. Порядок расчета теплоизоляционных покрытий можно найти в [17, 18]. Помимо теплоизоляционных покрытий могут предусматриваться мероприятия по

противопучинной обработке грунтов основного ядра насыпи различными методами: обработкой вяжущими материалами, электрохимическим закреплением и т.д.

Таблица 3.4.2 – Характеристики балластного слоя и защитных слоев земляного полотна на ВСМ в разных странах

| Страна | v , км/ч | Тип ВСП | h_6 , см | Верхний защитный слой | | | | Нижний защитный слой | | | |
|----------|-------------------|---------|------------|--|-----------------------|-----------------|---------------------------|--|-----------------|-----------------|-----------|
| | | | | h_1 , м | E_{v_2} , МПа | E_{v_d} , МПа | D_{Pr} | h_2 , м | E_{v_2} , МПа | E_{v_d} , МПа | D_{Pr} |
| Франция | 300/350 | Б/ББ | 30 | 20 | ≥ 120 | - | 1,00 | <i>расч</i> | 80 | - | 1,00 |
| Германия | 300 ¹⁾ | Б | 35-40 | 70 | 120 | 50 | 1,00 | 1,80 | 80 | 35-40 | 1,00 |
| | | ББ | - | 40 ²⁾ | 120 | 50 | 1,00 | 1,80 | 60 | 30-35 | 1,00 |
| | 230 ¹⁾ | Б | 35-40 | 50 ³⁾ 60 ⁴⁾ 70 ⁵⁾ | 120 | 50 | 1,00 | 1,50 ³⁾ 1,40 ⁴⁾ 1,30 ⁵⁾ | 60 | 35-40 | 1,00 |
| | | ББ | - | 40 | 120 | 50 | 1,00 | 1,60 | 60 | 30-35 | 1,00 |
| | 230 ⁶⁾ | Б | 35-40 | 30 ³⁾ 40 ⁴⁾ 50 ⁵⁾ | 80 | 40 | 1,00 | 1,20 ³⁾ 1,10 ⁴⁾ 1,00 ⁵⁾ | 45 | 25-30 | 0,95 |
| | | ББ | - | 40 | 100 | 45 | 1,00 | 1,00 | 45 | 25-30 | 0,95-0,98 |
| Россия | ≥ 200 | Б | 30 | 70 | 100 | - | 1,00 | 1,80 | 80 | - | 1,00 |
| | | ББ | - | 40 ²⁾ | 120 | - | 1,00 | 1,80 | 60 | - | 1,00 |
| Италия | 300 | Б/ББ | 35 | 12+30 ⁷⁾ | 120 | - | 1,00 | <i>расч</i> | 80 | - | 1,00 |
| Испания | 300 | Б/ББ | 30 | 25 | 120 | - | 1,00 | <i>расч</i> | 80 | - | 1,00 |
| | 350 | Б/ББ | 35 | 30 | 120 | - | 1,00 | <i>расч</i> | 80 | - | 1,00 |
| Бельгия | 320 | Б/ББ | 35 | 20 | 120 | - | 1,00 | <i>расч</i> | 80 | - | 1,00 |
| Китай | 350 | Б | 35 | 70 | 120 | 55 | 1,00 | 2,30 | 80 | 40 | 1,00 |
| | | ББ | - | 40 ²⁾ | или 190 ⁸⁾ | | или 130-150 ⁸⁾ | | | | |

Примечание к таблице: v – скорость движения; Б – путь с ездой на балласте; ББ – безбалластный путь; h_6 – толщина балласта под шпалой; h_1 – минимальная толщина первого (верхнего защитного слоя); h_2 – минимальная толщина второго (нижнего) защитного слоя; E_{v_2} – штамповый модуль деформации по второй ветви нагружения на поверхности слоя; E_{v_d} – динамический модуль деформации на поверхности слоя; D_{Pr} – коэффициент уплотнения по Проктору (или коэффициент уплотнения для Российской Федерации); *расч* – определяется расчетом.

¹⁾ новое строительство; ²⁾ при наличии гидравлически связанного слоя в конструкции безбалластного пути толщиной не менее 30 см; ³⁾ в зоне промерзания I (по принятому делению территории Германии на зоны промерзания); ⁴⁾ в зоне промерзания II (по принятому делению территории Германии на зоны промерзания); ⁵⁾ в зоне промерзания III (по принятому делению территории Германии на зоны промерзания);

делению территории Германии на зоны промерзания); ⁶⁾ при реконструкции железных дорог под высокоскоростное движение; ⁷⁾ 12 см асфальтобетон, ниже 30 см защитный слой из ЦПГС; ⁸⁾ коэффициент грунта, К30 (МПа/м) – в соответствии с китайскими нормами.

В некоторых странах дополнительно нормируется соотношение $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2 - 2,5$.

3.5 Расчеты устойчивости откосов земляного полотна

Расчеты устойчивости откосов земляного полотна, как правило, выполняют при индивидуальном обосновании проектных решений, когда приходится сталкиваться со сложными условиями строительства. Основные принципы расчета изложены в настоящем разделе.

Расчетные нагрузки на земляное полотно.

При проектировании земляного полотна необходимо учитывать нагрузки от веса верхнего строения пути и подвижного состава. В расчетных схемах эти нагрузки допускается прилагать на условную горизонтальную поверхность, проведенную в уровне бровок земляного полотна. При этом вес сливной призмы следует учитывать дополнительно к нагрузке от верхнего строения пути. В китайских стандартах и в ряде стандартов других стран эта дополнительная нагрузка не учитывается, поскольку ее влияние на общий результат расчета незначительно.

Значения и ширина приложения нагрузок от верхнего строения пути и подвижного состава принимается в соответствии с таблицей 3.5.1 и рисунком 3.5.1.

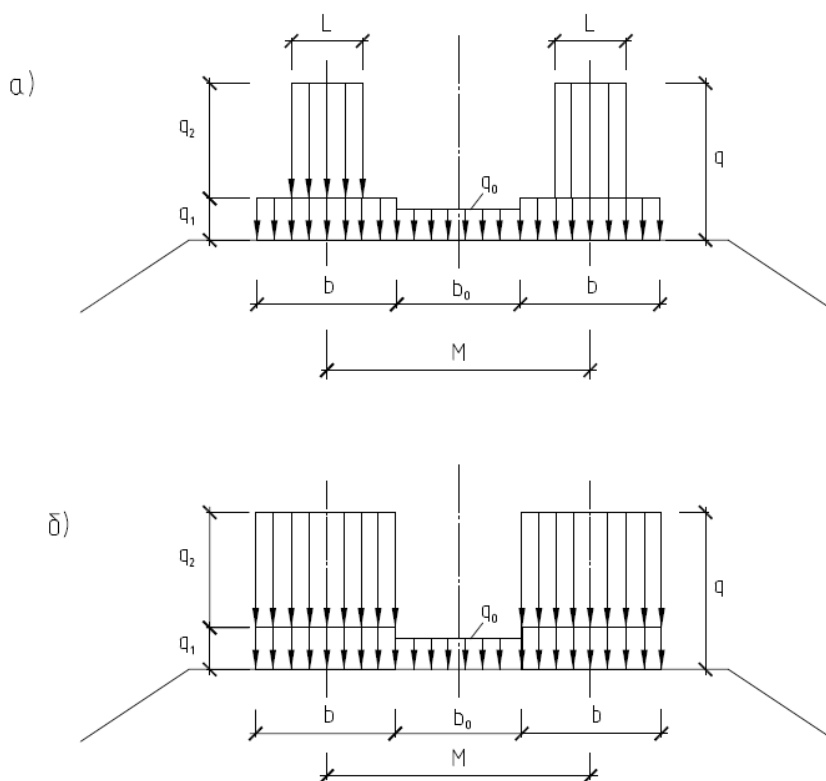


Рисунок 3.5.1 – Расчетные нагрузки на земляное полотно в прямом участке пути: a – при верхнем строении пути с ездой на балласте; b – при безбалластном верхнем строении пути; b – ширина распределения нагрузки; b_0 – ширина распределения нагрузки междупутном пространстве; M – ширина междупутья; L – длина шпалы; q_1 – нагрузка от веса верхнего строения пути; q_2 – нагрузка от подвижного состава; q – общая нагрузка; q_0 – нагрузка от веса балласта в междупутье

Таблица 3.5.1 – Нагрузки на земляное полотно

| Конструкция верхнего строения пути | Параметры нагрузок | | | | q_0 , кПа |
|---|---|-------------|-------------|-----------|-------------|
| | b , м | q_1 , кПа | q_2 , кПа | q , кПа | |
| Китай | | | | | |
| Безбалластный путь конструкции CRTS I | 3,0 | 12,6 | 41,7 | 54,3 | 13,2 |
| Безбалластный путь конструкции CRTS I | 3,4 | 13,7 | 36,8 | 50,5 | 15,1 |
| Безбалластный путь конструкции CRTS II | 3,25 | 11,6 | 38,5 | 50,1 | 14,1 |
| Безбалластный путь конструкции CRTS III | 3,1 | 13,7 | 40,4 | 54,1 | 2,3 |
| Железнодорожный путь с ездой на балласте с щебневым балластом | 3,4 | 17,3 | 36,8 | 54,1 | 10,7 |
| Россия | | | | | |
| Безбалластный путь | определяется особенностями используемой конструкции | | 60,0 | - | - |
| Железнодорожный путь с ездой на балласте с щебневым балластом | 4,5 | 10,6 | 100 | 110,6 | 10,7 |

Теоретические предпосылки расчета устойчивости откосов

Тело земляного полотна находится в напряженном состоянии, обусловленном влиянием внешних сил и собственного его веса. Когда напряжения в грунте превышают определенный предел, возникают деформации в виде смещения объема грунта как единого целого.

Обследованим большого числа натуральных оползней и просто сползших откосов установлено, что поверхность смещения земляных масс в однородных связных грунтах близка к поверхности круглого цилиндра. Поэтому во всех графоаналитических расчетах, предполагают, что смещение грунтов при потере устойчивости происходит по круглоцилиндрической поверхности. При наличии в грунтовом массиве фиксированных (предопределенных

геологическим строением) поверхностей скольжения проверяют устойчивость в том числе и по этим поверхностям.

Устойчивость откосов насыпей принято оценивать коэффициентом устойчивости, K . Этот коэффициент представляет собой отношение моментов сил, удерживающих откос от смещения, к моментам сил сдвигающих. Моменты берутся относительно центра кривой возможного смещения. Можно записать, что коэффициент устойчивости

$$K_y = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} \quad (3.5.1)$$

где $M_{уд}$ и $M_{сдв}$ – моменты удерживающих и сдвигающих сил.

Очевидно, что для устойчивых откосов $K_y > 1,0$, так как $M_{уд}$ больше $M_{сдв}$. В случае, когда $K_y = 1,0$ грунты находятся в предельном равновесии.

Расчеты устойчивости обычно проводят на 1 пог. м длины насыпи. На рисунке 3.5.2 показан случай, когда поверхность скольжения проходит через подошву откоса (точка A).

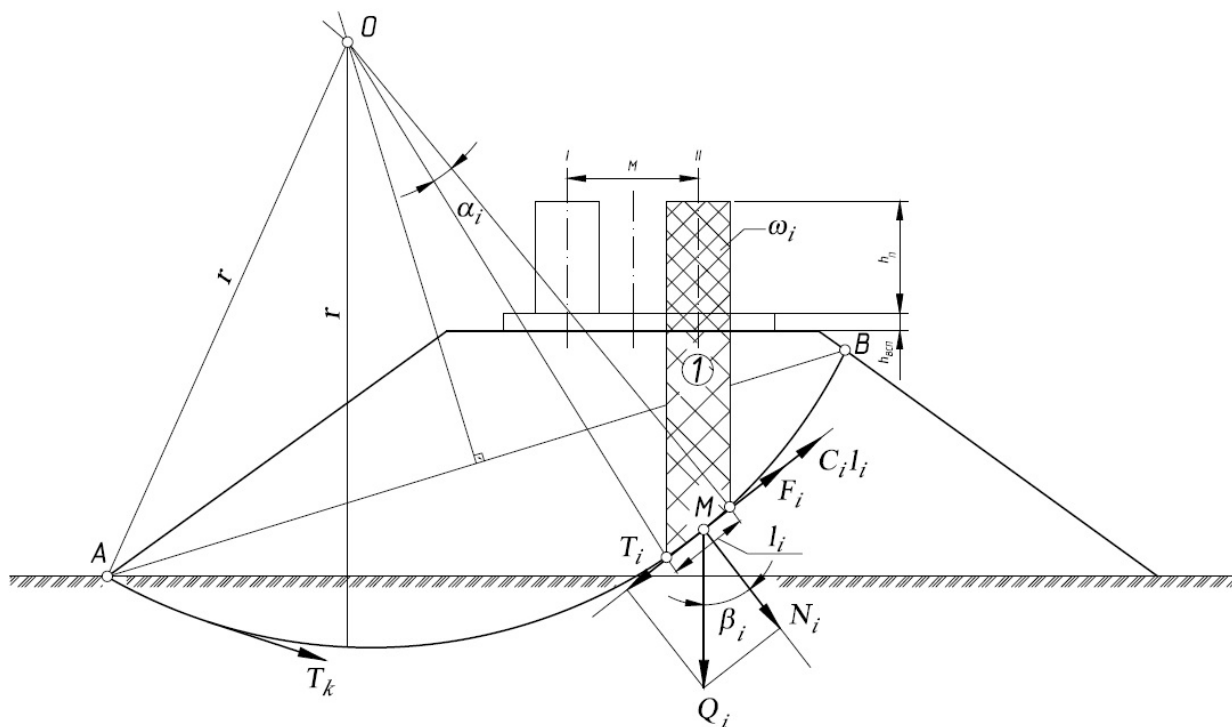


Рисунок 3.5.2 – Схема к определению сил в отсеке при расчете устойчивости откосов по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения

Предположим, что обрушение произойдет по круговой кривой AB , имеющей радиус r . Разобьем сползающий массив на отсеки вертикальными линиями. Границы деления выбираем так, чтобы получились простые фигуры, а также с учетом изменения контурных очертаний, характеристик грунтов и других факторов.

Рассмотрим i -й отсек. Вес его обозначим через Q_i . Если площадь отсека равна ω_i , а насыпь сложена однородным грунтом с плотностью, ρ , тогда:

$$Q_i = w_i \cdot \rho \cdot 1 \text{ пог. м} \quad (3.5.2)$$

Изобразим вес Q_i в виде вектора, приложенного в точке M , представляющей собой проекцию центра тяжести отсека на поверхность скольжения. Разложим вектор веса Q_i на нормальную N_i и касательную T_i составляющие:

$$\begin{aligned} N_i &= Q_i \cdot \cos\beta_i \\ T_i &= Q_i \cdot \sin\beta_i \end{aligned} \quad (3.5.3)$$

Очевидно, сила T_i вызывает смещение отсека, а составляющая N_i порождает силу трения F_i , удерживающую грунт от смещения.

$$F_i = f_{i-\text{дн}} \cdot N_i \quad (3.5.4)$$

где $f_{i-\text{дн}}$ – коэффициент внутреннего трения грунта, определенный при действии вибродинамической нагрузки ($f_{i-\text{дн}} = \text{tg}\varphi_{i-\text{дн}}$).

К числу сил, препятствующих смещению грунта, помимо сил трения, относятся также силы сцепления, $C_{i-\text{дн}} l_i$, где $C_{i-\text{дн}}$ – удельное сцепление, l_i – длина кривой смещения AB (см. рис. 3.5.2).

$$l_i = \frac{\pi r \alpha_i}{180^\circ} \quad (3.5.5)$$

где: r – радиус кривой обрушения; α_i – центральный угол, соответствующий дуге l_i .

Как видно из рис. 3.5.2, в отсеках, расположенных левее вертикально направленного (отвесного) радиуса кривой смещения, возникают тангенциальные составляющие веса, T_k , которые направлены в сторону, противоположную смещению грунта.

Таким образом, часть тангенциальных составляющих веса отсеков относится к удерживающим силам $T_{\text{уд}}$, другая часть к сдвигающим силам $T_{\text{сдв}}$.

Рассмотрим теперь момент действующих сил по всем отсекам относительно точки O .

$$M_{\text{уд}} = r \sum_{i=0}^n f_{i-\text{дн}} \cdot N_i + r \sum_{i=0}^n C_{i-\text{дн}} \cdot l_i + r \sum_{i=0}^n T_{i-\text{уд}} \quad (3.5.6)$$

$$M_{\text{сдв}} = r \sum_{i=0}^n T_{i-\text{сдв}}$$

где n – количество рассматриваемых отсеков.

Следовательно, коэффициент устойчивости откоса будет равен:

$$K_y = \frac{\sum N_i \cdot f_{i-дн} + \sum C_{i-дн} \cdot l_i + \sum T_{i-уд}}{\sum T_{i-сдв}} \quad (3.5.7)$$

Для оценки устойчивости имеет значение критическая кривая смещения, т.е. кривая при которой коэффициент устойчивости K_y имеет наименьшее значение. При построении возможных кривых обрушения учитывают действие внешней нагрузки от веса верхнего строения пути и поездной нагрузки.

Методика поиска кривой обрушения с минимальным коэффициентом устойчивости сводится к следующему. Опыт показывает, что возможные кривые обрушения могут проходить через точки, лежащую на поверхности основания, в том числе за пределами подошвы откоса, A, A_1, A_2, \dots, A_n и одну из точек: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 (рисунок 3.5.3).

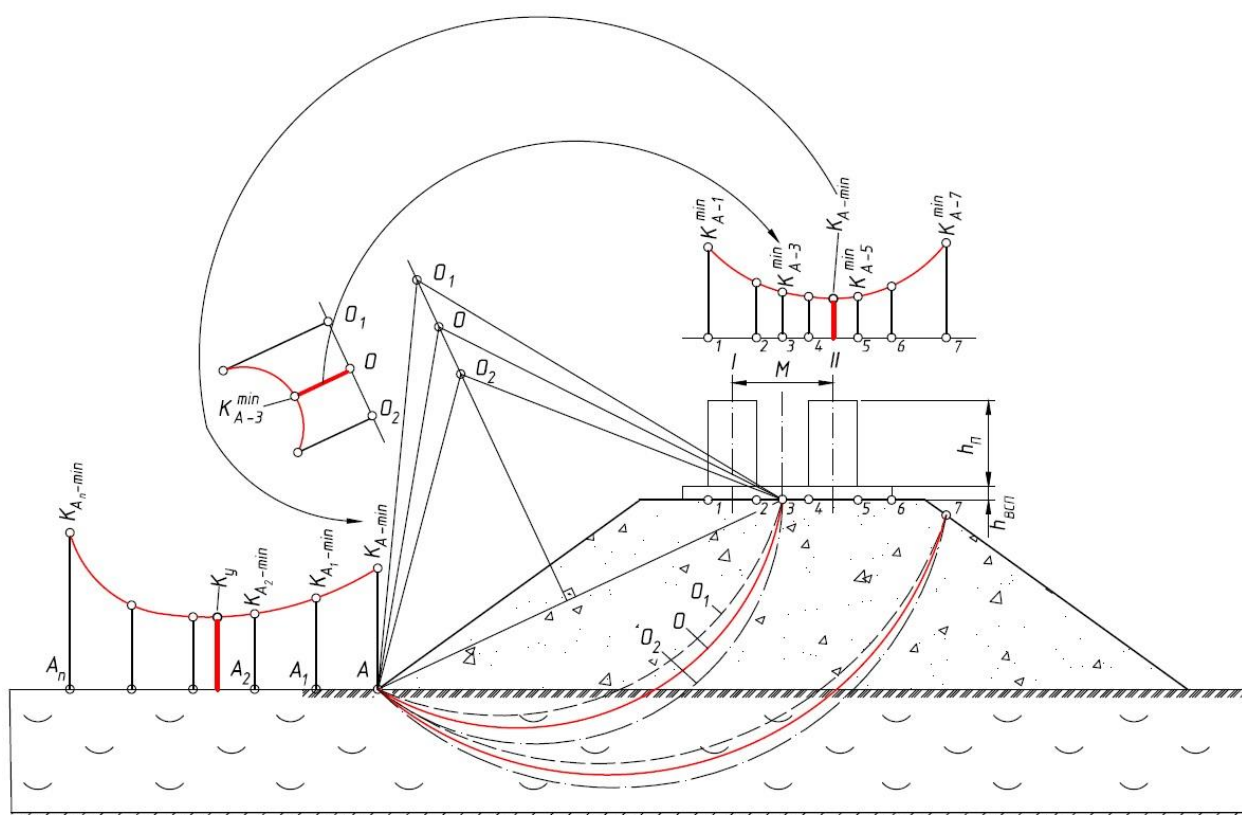


Рисунок 3.5.3 – Расчетная схема к определению минимального коэффициента устойчивости насыпи по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения

В начале проверяют устойчивость откоса при прохождении кривых обрушения через точки A и 1, затем A и 2 ... A и 7. Находят для всех построенных кривых коэффициенты устойчивости и определяют его минимальное значение K_{A-min} . Аналогичным образом находят минимальный коэффициент устойчивости при условии прохождения кривых обрушения через точку A_1 и точки 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 находя K_{A_1-min} .

Таким образом, минимальный коэффициент устойчивости откосов насыпи определится как

$$K_y = \min\{K_{A-min}, K_{A_1-min}, \dots \dots K_{A_n-min}\} \quad (3.5.8)$$

Методика вычисления коэффициента устойчивости откосов насыпи сводится к следующему.

1. После построения какой-либо кривой обрушения сползающий массив разбивают на отсеки шириной 2 – 4 м так, чтобы границы отсеков проходили через точки перелома контура сползающего массива и точки изменения характеристик и влажности грунта по поверхности скольжения. В верхней части земляного полотна в пределах ширины основной площадки для повышения точности расчета рекомендуется ширину отсека принимать 1-2 м.

2. Вычисляют площади образовавшихся отсеков w_i и угол β_i , составленный вертикальным вектором веса отсека с нормалью (рис. 3.5.2).

3. Определяют расчетную результирующую амплитуду колебаний грунтов земляного полотна на основной площадке, A_o , (мкм) (см. методические материалы к дисциплине «Инфраструктура высокоскоростных железных дорог»).

4. Находят силу Q_i , кН (т), приложенную в центре тяжести блока, равную собственному весу блока.

5. Вычисляют амплитуду колебаний грунта, A_{zy} , (мкм) в каждом блоке, при этом координаты z (м) и y (м) определяют как координаты точек средин дуг, стягивающих границы блоков по кривой скольжения (см. методические материалы к дисциплине «Инфраструктура высокоскоростных железных дорог»).

6. Находят по формулам значения удельного сцепления, $C_{\partial n-i}$, и угла внутреннего трения грунта, $\varphi_{\partial n-i}$, при действии динамической нагрузки (см. методические материалы к дисциплине «Инфраструктура высокоскоростных железных дорог»).

7. Вычисляют реакцию грунта на поверхности скольжения, которая состоит из силы трения ($N_i \cdot tg\varphi_{\partial n-i}$), прямо пропорциональной нормальному давлению, и силы сцепления ($C_{\partial n-i} \cdot l_i$), где $\varphi_{\partial n-i}$ – расчетное значение угла внутреннего трения грунта в данном отсеке при динамическом воздействии, град; $C_{\partial n-i}$ – расчетное значение удельного сцепления грунта в данном отсеке при динамическом воздействии, кПа (т/м²); l_i – длина отрезка дуги скольжения в пределах данного блока, м; $N_i = Q_i \cdot \cos\alpha_i$ – нормальная составляющая веса блока Q_i ; α_i – угол наклона поверхности скольжения блока к горизонту, град.;

8. Вычисляют сдвигающие и удерживающие силы $T_i = Q_i \cdot \sin\alpha_i$, кН (т).

Сделав указанные вычисления, определяют коэффициент устойчивости откоса по формуле (3.5.7). Следует помнить, что тангенциальная составляющая веса данного отсека будет являться сдвигающей (T_{i-cdv}) только в том случае, когда она направлена в сторону направления смещения массива грунта и удерживающей (T_{i-yd}), если она направлена в сторону, противоположную направлению смещения.

Полученный по формуле (3.5.8) минимальный коэффициент устойчивости откосов следует сопоставить с нормативным (см. методические материалы к дисциплине «Инфраструктура высокоскоростных железных дорог»). Устойчивость откосов считается обеспеченной, если выполнено условие

$$K_y \geq K_{\text{треб}}, \quad (3.5.9)$$

где K_y – минимальный расчетный коэффициент устойчивости; $K_{\text{треб}}$ – минимальный требуемый коэффициент устойчивости (для России на ВСМ – 1,30).

3.6 Расчеты несущей способности слабого основания

Многолетний опыт проектирования, строительства и эксплуатации земляного полотна железных дорог на слабых основаниях показывает, что использование слабого грунта в качестве естественного основания всегда приводит к появлению деформаций насыпи. Одной из причин этих деформаций является разрушение основания, связанного с потерей его несущей способности (прочности). Потеря несущей способности может сопровождаться интенсивным *выдавливанием* грунта из-под насыпи в виде пластической массы без нарушения устойчивости откосов (рис. 3.6.1 а).

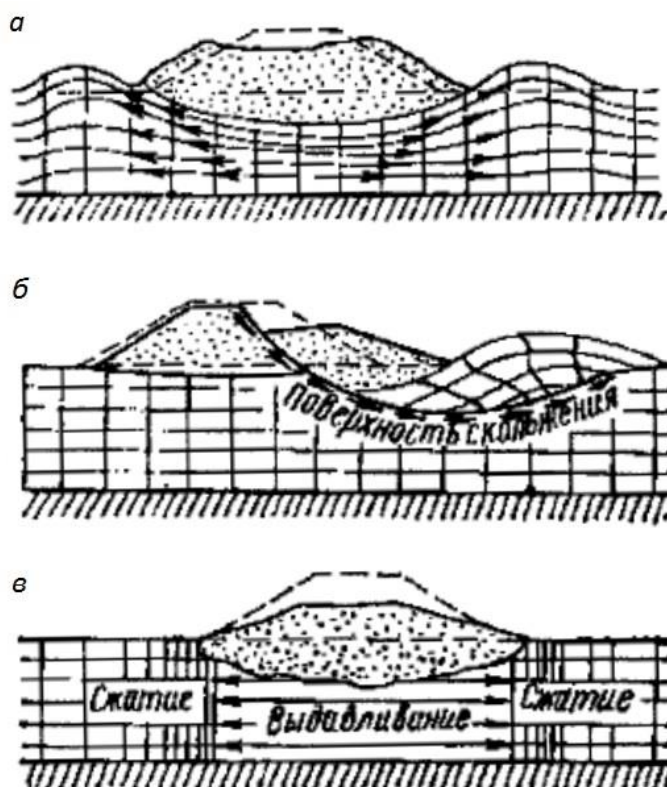


Рисунок 3.6.1 – Основные формы потери несущей способности основания насыпей: а – выдавливание пластической массы; б – выпор по поверхности скольжения; в – выдавливание с боковым уплотнением

Однако, в этом случае появляются катастрофические осадки основания, что приводит фактически к разрушению насыпи. Также процесс разрушения основания может характеризоваться *выпиранием* грунта по некоторой сплошной кривой скольжения, захватывающей не только слабое основание, но и откосные части насыпи (рис. 3.6.1 б). В этой ситуации процесс потери несущей способности основания сопровождается потерей устойчивости откосов и, как следствие, появлением таких же катастрофических деформаций земляного полотна. В обоих случаях образуются валы выпирания. Чаще всего выдавливание или выпор чаще имеют односторонний характер, протекают сравнительно быстро и интенсивно, проявляясь как в процессе сооружения насыпи, так и в ходе эксплуатации. При этом, если к ходе строительства есть возможность ликвидации последствий, возникших при разрушении основания, то в ходе эксплуатации – это как правило аварийное состояние, угрожающее безопасности движения поездов.

Как показывают наблюдения, в ряде случаев траектории сдвига в основании не образуются, а боковое выдавливание слабого грунта из-под насыпи происходит после значительного его уплотнения под насыпью, причем выдавившийся объем компенсирует боковое уплотнение зон основания, примыкающих к насыпи (рис. 3.6.1 в). Валы выпирания в этом случае могут быть слабо выражены.

Боковое смещение грунта основания насыпи может носить длительный, замедленный характер. Однако во всех случаях оно приводит к постепенной деформации земляного полотна: погружение его в основание, «расползание», искажение продольного и поперечного профилей и т.д. В основе этого процесса лежат деформации *сдвига*, т.е. также деформации разрушения. Сложность этого случая состоит в том, что данный процесс протекает неопределенно долго, захватывая период эксплуатации, слабо затухает во времени и фактически не поддается достоверному прогнозу. Таким образом, деформации, вызываемые потерей несущей способности слабого основания (деформации сдвига), должны быть исключены, поскольку напрямую определяют безопасность движения поездов.

Если исходить из теории прочности Мора — Кулона условие нарушения прочности грунта в некоторой точке, может быть выражено в следующем виде:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \sin \varphi + C \cdot \cos \varphi \quad (3.6.1)$$

где σ_1 – большее главное напряжение; σ_2 – меньшее главное напряжение; φ – угол внутреннего трения грунта основания; C – удельное сцепление грунта.

Из формулы (3.6.1) следует, что в тех точках, где выполняется это соотношение, наступает *предельное напряженное состояние*. Дальнейшее изменение соотношения полусуммы и полуразности главных напряжений может привести к разрушению грунта в этих точках, т. е. к переходу его в запредельное состояние. В результате возникновения условия разрушения в

точке грунт в этой точке имеет стремление смещаться в направлении меньших главных напряжений. Если не только в одной точке, но и в соседних с ней, возникает запредельное напряженное состояние, то образуются целые зоны разрушения (рис. 3.6.2, *а* и *б*), локализация которых может быть различной в зависимости от очертания поперечного профиля насыпи.

Проявляющиеся пластические деформации грунта в этих зонах непосредственно влияют на величину осадки сооружения, так как часть объема материала основания в процессе деформации «уходит» в стороны за пределы контура подошвы сооружения, в связи с чем сооружение получает осадку, определяемую объемом грунта, ушедшего в сторону. В описываемом случае мы имеем дело с так называемым *выдавливанием* грунта основания.

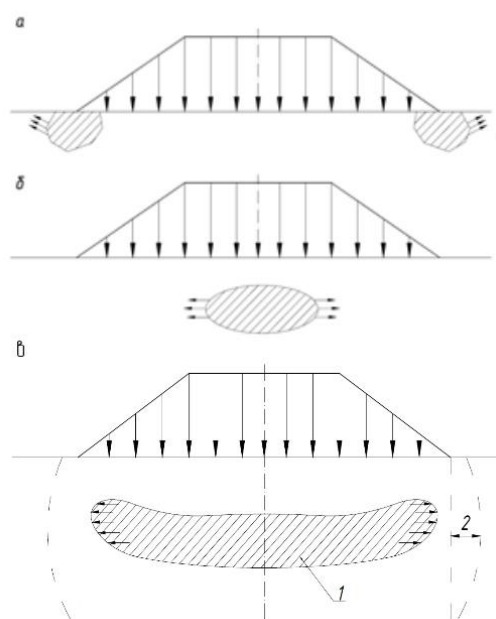


Рисунок 3.6.2 – Деформации грунта в результате нарушения несущей способности основания: *а*, *б*, *в* – варианты расположения зон разрушения

Выдавливание может происходить и за счет дополнительных деформаций бокового сжатия, происходящего в соседних зонах под дополнительными сжимающими напряжениями от выдавливающегося грунта (рис. 3.6.2, *в*). При этом сплошные поверхности скольжения, не образуются.

Наряду с этим, в определенных условиях при некоторой степени развития областей запредельного напряженного состояния могут возникнуть сплошные поверхности скольжения, выходящие на поверхность. При наличии таких поверхностей может происходить *боковой выпор* слабого грунта с образованием *валов вытирания*.

Таким образом, процесс нарушения несущей способности слабого основания имеет достаточно сложную картину. При этом основание, не дошедшее еще до конечной фазы потери несущей способности, характеризующейся появлением либо значительных по размеру зон

разрушения, либо образованием сплошных поверхностей скольжения, не может считаться надежным. Связано это с тем, что до наступления момента полной потери прочности основания, его деформации могут быть настолько значительными и слабо прогнозируемыми как по своей величине, так и по протеканию во времени, что будут угрожать безопасности эксплуатации земляного полотна.

В настоящее время существуют два основных направления в решении задачи об оценке несущей способности основания.

Первое направление базируется на использовании теории предельного равновесия грунтового массива. В области этого направления достаточно много работ, его основоположниками были В.В. Соколовский, В.Г. Березанцев. В дальнейшем, применительно к земляному полотну железных дорог, функционирующего в условиях вибродинамического воздействия, оно получило широкое развитие в работах целого ряда ученых под руководством И.В. Прокудина. Суть теории состоит в определении предельной нагрузки $[p_{пр}]$, при которой грунт в целом переходит в состояние предельного равновесия. Дальнейшее, даже незначительное, увеличение нагрузки вызывает разрушение основания с образованием сплошных поверхностей скольжения. Однако, как указывалось выше, основание не может считаться «безопасным» еще до момента наступления такого состояния. Таким образом, необходимо знать не предельную нагрузку, а допустимую или *безопасную* нагрузку $p_{без}$, которая меньше предельной, и при которой сооружение может еще работать нормально. Теория предельного равновесия не дает такой возможности, что является ее главным недостатком. Величина безопасной нагрузки устанавливается через $[p_{пр}]$, путем умножения на коэффициенты запаса. Например, СП 22.13330.2012 «Основания зданий и сооружений» рекомендует следующие значения коэффициентов запаса для случая использования в качестве естественного основания неконсолидированных слабых грунтов:

$$p_{без} = \frac{1}{1,30} [p_{пр}] \quad (3.6.2)$$

где 1,30 – коэффициент запаса несущей способности на слабых основаниях.

Соответственно, несущая способность основания будет обеспеченной, если

$$p \leq p_{без} \quad (3.6.3)$$

где p – расчетные напряжения в основании земляного полотна от подвижного состава, веса верхнего строения пути и собственного веса грунтов насыпи.

Второе направление основано на анализе напряженно-деформируемого состояния грунтовой среды с одновременным учетом условия предельного равновесия Мора-Кулона (3.21). В связи с этим известен способ решения поставленной задачи, базирующейся на анализе изменения напряженного состояния основания при увеличении внешней нагрузки и на установлении, непосредственно, безопасного состояния и отвечающую ему величину

безопасной внешней нагрузки. В таком анализе используется теория распределения напряжений в линейно-деформированной среде совместно с условием прочности Мора – Кулона. Решения этого направления позволяют непосредственно установить величину безопасной нагрузки. При этом в расчетной схеме форма нарушения устойчивости не ограничена так жестко, как в теории предельного равновесия.

Критерием сохранения прочности является определенная степень развития областей запредельного состояния. При определении различные авторы исходят из разнообразных представлений об «опасном», с точки зрения прочности оснований, напряженном состоянии. Известен ряд предложений, в которых за критерий «опасности» принимают ту или иную степень развития зон пластических деформаций. Одним из предложений является условие отсутствия областей предельного равновесия. Другим, является идея о возможности наличия зон пластических деформаций, если они не мешают нормально эксплуатировать объекты, возведенные на таких основаниях. В этой части известен метод, предложенный Г.М. Шахуняцем.

До настоящего времени, при расчетах земляного полотна за безопасную нагрузку $p_{\text{без}}$ принимают такую, при которой ни в одной точке и ни по одной площадке не будет превышена полная сопротивляемость грунта сдвигу. Т.е., в качестве критерия при определении безопасной нагрузки применительно к насыпям на слабых основаниях следует применять условие недопущения развития в основании зон разрушения:

$$\tau \leq p \cdot tg\varphi_W + C_W \quad (3.6.3)$$

где p - приложенная нагрузка; φ_W - угол внутреннего трения при природной влажности; C_W - полное сцепление грунта при природной влажности.

Степень «опасности» нагрузки заданной величины p с точки зрения нарушения прочности основания характеризуют величиной отношения

$$k_{\text{стаб}} = \frac{p_{\text{без}}}{p} \quad (3.6.4)$$

В этом случае условие обеспечения несущей способности слабого основания определяется соотношением:

$$k_{\text{стаб}}^{\text{min}} \geq 1,0 \quad (3.6.5)$$

где $k_{\text{стаб}}^{\text{min}}$ - минимальный коэффициент стабильности основания земляного полотна.

Методические основы расчетов несущей способности слабого основания читатель может найти, например, в [19].

3.7 Расчеты осадок земляного полотна

Расчеты осадок земляного полотна и сроков их завершения являются крайне важными. Как указывало ранее, к земляному полотну ВСМ предъявляются очень жесткие требования к величине остаточной деформации основной площадки, в особенности на участках укладки безбалластного пути,

где остаточная деформация в период после окончания строительства безбалластного пути ограничивается величиной 15 мм. Таким образом, остаточная деформация земляного полотна является тем критерием, который определяет возможность применения безбалластного пути на земляном полотне ВСМ. Если соблюдение критерия осадки невозможно, следует использовать путь на балласте или сооружать земляное полотно на свайном основании, или устраивать железнодорожный путь на эстакадах. В последнем случае применяются правила для безбалластного железнодорожного пути на мостах.

Остаточная деформация основной площадки земляного полотна складывается из (рисунок 3.7.1):

- осадки основания, S_o , возникающей под собственным весом земляного полотна, весом верхнего строения пути и под действием поездной динамической нагрузки, и реализуемой как в период строительства, так и в ходе эксплуатации;

- осадки земляного полотна за счет его доуплотнения, S_y под собственным весом и весом верхнего строения пути, возникающей в период строительства и частично в период эксплуатации;

- осадки за счет доуплотнения грунтов земляного полотна под действием поездной динамической нагрузки, S_d .

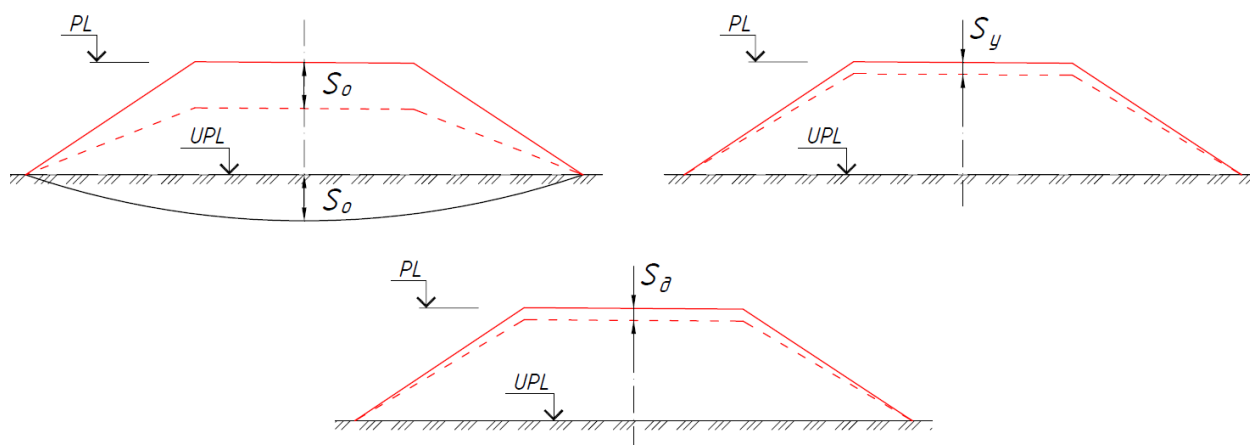


Рисунок 3.7.1 – Виды остаточных деформаций земляного полотна

Общая величина остаточной деформации земляного полотна, считая от начала сооружения земляного полотна составит:

$$S = S_o + S_y + S_d \quad (3.7.1)$$

С момента начала строительства земляного полотна к основанию прикладывается все большая нагрузка от веса отсыпаемых слоев насыпи или защитных слоев в выемках, таким образом осадка основания начинает развиваться постепенно, достигнув через какое-то время после окончания сооружения насыпи конечной величины, S'_o . Эти деформации в зависимости от свойств грунтов основания могут протекать достаточно быстро, практически

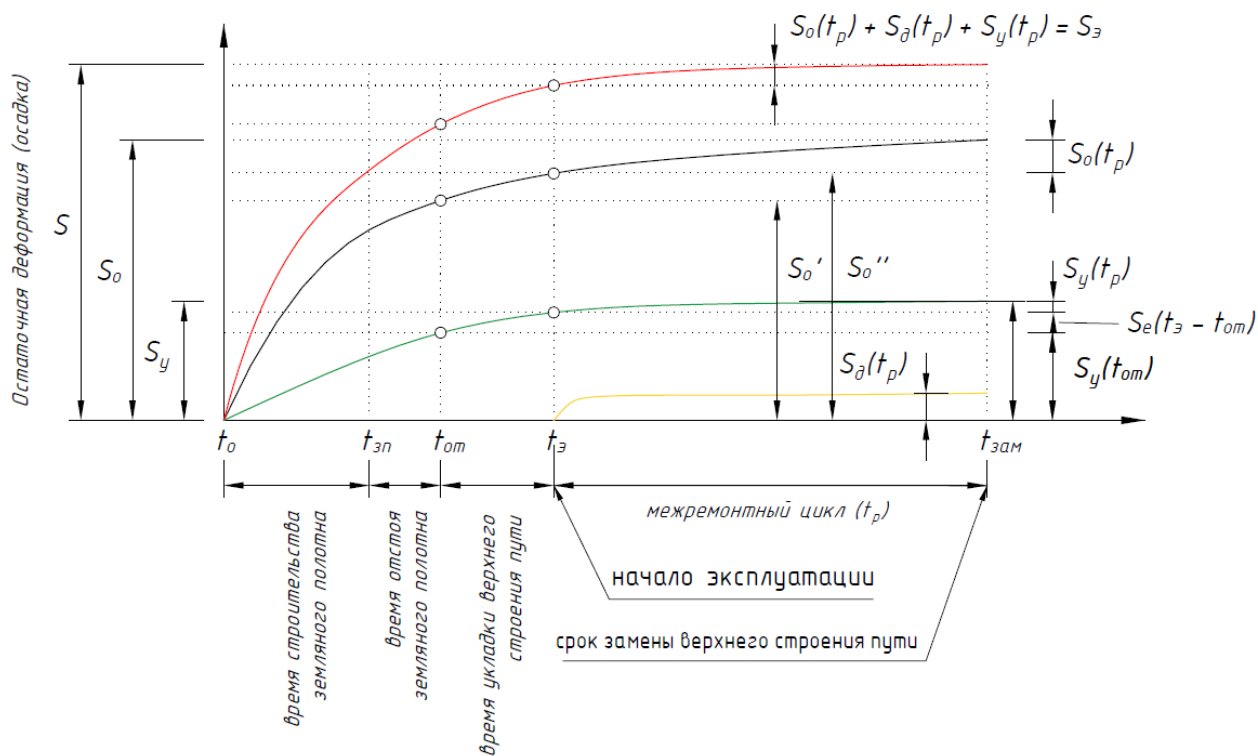
завершаясь к началу эксплуатации, а иногда делятся десятилетиями и даже дольше.

Аналогичным образом проявляются осадки доуплотнения земляного полотна под собственным весом, которые, как правило, протекают достаточно быстро, достигнув через какое-то время конечной величины, S_y .

Затем приступают к укладке верхнего строения пути, появляется дополнительная нагрузка, которая также вызывает доуплотнение грунтов основания. Таким образом, остаточная деформация основания, а, следовательно, и основной площадки через какое-то время увеличится за определенный промежуток времени до S_o'' .

Следующий период времени – начало постоянной эксплуатации, когда появляется динамическая поездная нагрузка, которая также вызывает дополнительные деформации основания насыпи, которые увеличиваются до конечной величины S_o . Дальнейшие деформации грунтов основания не происходят. По этой же причине происходит дополнительное уплотнение грунтов основной насыпи, достигая за некоторое время величины S_d .

График, приведенный на рисунке 3.7.2 наглядно показывает эти процессы.



$(t_{зн} - t_0)$ – время строительства земляного полотна

$(t_{от} - t_{зн})$ – время отстоя земляного полотна

$(t_э - t_{от})$ – время укладки верхнего строения пути

$t_p = (t_{зам} - t_э)$ – полезный срок службы верхнего строения пути

Рисунок 3.7.2 – Развитие остаточных деформаций земляного полотна во времени

Сама по себе конечная остаточная деформация земляного полотна не является определяющей, важной является та ее часть, которая придется после окончания начала эксплуатации линии, $S_э$ (рисунок 3.7.2).

Методики по расчету эксплуатационных осадок сложны и на практике ими достаточно сложно пользоваться. В связи с этим зачастую используется следующий подход к прогнозированию величин остаточных деформаций в эксплуатационный (межремонтный период):

- вычисляют конечную осадку основания, которая в этом случае является определяющей, $S_о$ с учетом всех нагрузок, действующих на основание насыпи. При этом в расчете нагрузки учитывают вес просевшей части;

- определяют осадку основания насыпи, возникающей в период эксплуатации ВСМ, $S_{о-э}$;

- условно принимают (что идет в запас), что все осадки доуплотнения происходят только в эксплуатационный период и находят осадку основной площадки земляного полотна за счет его доуплотнения под собственным весом, весом верхнего строения пути и поездной нагрузки, $S_{н-э}$;

- вычисляют полную остаточную деформацию основной площадки земляного полотна в период эксплуатации:

$$S_э = S_{о-э} + S_{н-э} \quad (3.7.2)$$

Полная конечная осадка основания, $S_о$ определяется по оси земляного полотна как суммарная вертикальная деформация грунтов основания в пределах активной зоны. Величина активной зоны устанавливается в каждом конкретном случае с учетом фактического геологического строения основания земляного полотна. В качестве нижней границы активной зоны принимается:

- кровля прочного и малосжимаемого грунта;
- горизонт, на котором вертикальные нормальные напряжения от внешней нагрузки не превышают структурной прочности грунта основания, определяемой по результатам компрессионных испытаний;

- горизонт, на котором вертикальные нормальные напряжения составляют 10 % величины напряжений от собственного веса толщи.

Методику расчета можно изучить по [19].

Осадки доуплотнения, $S_{н-э}$ в первом приближении можно определить, опираясь на рекомендации Г.М. Шахунянца и принять равными 0,001 от высоты насыпи (суммарной мощности отсыпаемых слоев) в метрах.

Осадку основания насыпи, возникающей в период эксплуатации ВСМ, вычисляют по формуле:

$$S_{о-э} = (1 - 0,01 \cdot U) \cdot S_о \quad (3.7.3)$$

где U – степень консолидации грунтов основания земляного полотна за период строительства, %; $S_о$ – расчетная конечная стабилизированная осадка основания, возникающая от веса земляного полотна, веса верхнего строения пути и под действием поездной динамической нагрузки, м

Минимальная требуемая степень консолидации грунтов основания земляного полотна в период строительства с учетом времени отстоя, U_{min} (%) и возникающих осадок доуплотнения определяется соотношением:

$$U_{min} = \frac{S_0 - [S_э] + S_{н-э}}{0,01 \cdot S_0}, \% \quad (3.7.4)$$

где $[S_э]$ - предельная допустимая деформация основной площадки земляного полотна, допускаемая в период эксплуатации.

Приведем несколько примеров.

Пример 1. Сооружается железнодорожный путь на насыпи высотой 4 м, конструкция верхнего строения пути – безбалластный путь.

Пусть по результатам расчета конечная осадка основания насыпи составила 10 см. Для участков безбалластного пути допускаемая осадка не должна превышать 15 мм. При насыпи высотой 4 м осадки доуплотнения составят 4 мм. Тогда требуемая степень консолидации основания в период строительства составит:

$$U_{min} = \frac{100 - 15 + 4}{0,01 \cdot 100} = 89 \%$$

Таким образом, 89 % от общей деформации основания необходимо обеспечить в строительный период. Тогда за период строительства осадка основания должна составить 9 см и 1 см допускается в период эксплуатации.

Пример 2. Сооружается железнодорожный путь на насыпи высотой 10 м, конструкция верхнего строения пути – безбалластный путь.

Пусть по результатам расчета конечная осадка основания насыпи составила 65 см. Для участков безбалластного пути допускаемая осадка не должна превышать 15 мм. При насыпи высотой 10 м осадки доуплотнения составят 10 мм. Тогда требуемая степень консолидации основания в период строительства составит:

$$U_{min} = \frac{650 - 15 + 10}{0,01 \cdot 650} = 99 \%$$

Таким образом, 99 % от общей деформации основания необходимо обеспечить в строительный период. Практически обеспечить такую степень консолидации за срок строительства невозможно, поэтому следует рассмотреть либо строительство пути на эстакаде, либо использовать верхнее строение пути с ездой на балласте.

3.8 Проектирование поверхностных водоотводов

Водоотводные каналы служат для отвода поверхностных вод от земляного полотна к ближайшим искусственным сооружениям или в пониженные места рельефа. Канavam придают трапецеидальное поперечное сечение, размеры которого всегда приходится обосновывать гидравлическим расчетом.

При проектировании канав решают две основные задачи:

а) выбор трассы и, следовательно, проектирование продольного профиля канав. При проектировании требуется обеспечивать минимальный продольный уклон $0,003$ и в исключительных случаях – не менее $0,002$. Ограничений по выбору максимального продольного уклона нет. Критерием здесь является максимально допустимые неразмывающие скорости движения воды для данного грунта или принятого укрепления дна и откосов канавы. При невозможности обеспечения допустимых уклонов следует предусматривать быстротоки, перепады и водобойные колодцы.

б) подбор необходимых размеров поперечного сечения и типа укрепления дна и откосов канавы (если укрепление требуется).

Проектировать канаву желательно по прямой линии в целях уменьшения длины. При сложном рельефе местности канаву можно проектировать и не по прямым линиям, а с плавными закруглениями в углах поворота. Радиусы закруглений рекомендуется принимать в пределах $10 - 20$ м.

Канавы могут быть запроектированы в виде одной магистрали или сети, например, на оползневых склонах (в этом случае канавы примыкают одна к другой). Примыкание следует делать под острым углом, как правило, не более 45 градусов. Эти ограничения вызваны тем, чтобы не допускать размыва канавы и заиливания в местах примыканий. Места примыкания рекомендуется особенно тщательно укреплять одним из видов одежд, предохраняющих от размыва.

Примыкание одной канавы к другой в зависимости от местных топографических условий возможно в одном или разных уровнях. В последнем случае, обычно, прибегают к устройству перепада, сопрягающего дно обеих канав с укреплением русла в верхнем и нижнем бьефах. Угол примыкания канав в разных уровнях не ограничивают. Воды из канав сбрасываются к пониженным местам (ручьям, рекам, оврагам и т.д.). При этом принимают специальные меры против размыва грунта у устья канавы, а также, как правило, устанавливают локальные очистные сооружения.

Рекомендуется уширять дно канавы под углом 30 градусов за 5 м до выхода ее на поверхность земли. Кроме того, сразу же за выходом укрепляют прилегающий склон на длину не менее 5 м от выхода с постепенным расширением в обе стороны под углом 30 градусов к оси канавы.

Ширина канавы на выходе может быть определена расчетом. Скорость течения воды должна быть меньше размывающей, но больше, чем скорость, при которой наступает заиливание, тогда будет разливаться тонким слоем по склону лога.

При проектировании продольного профиля дна канавы следует добиваться непрерывного нарастания скорости течения воды на всем протяжении канавы, это исключит возможность заиливания отдельных участков канавы.

В обычных грунтах рекомендуется сохранять ширину канавы по дну постоянной на всем ее протяжении. При необходимости изменения ширины дна канавы на отдельных участках переход от одной ширины к другой рекомендуется делать плавно.

Полную глубину канавы обычно назначают на 0,2 м больше расчетной (на случай исключительно сильных ливней).

Методика гидравлического расчета канав

Расход воды при расчетах канав можно определять методами, применяемыми для расчета малых искусственных сооружений.

При гидравлическом расчете решаются следующие основные задачи:

- нахождение возможного и рационального продольного профиля канавы;
- определение размеров поперечного профиля канавы;
- выбор соответствующего укрепления дна и откосов канавы в случаях, когда средние расчетные скорости течения воды в канаве будут превышать средние допустимые скорости.

Эти задачи решают комплексно. Методика расчета в каждом отдельном случае зависит от конкретных условий, с учетом рода грунта, естественного уклона местности, заданного расхода воды, экономической целесообразности.

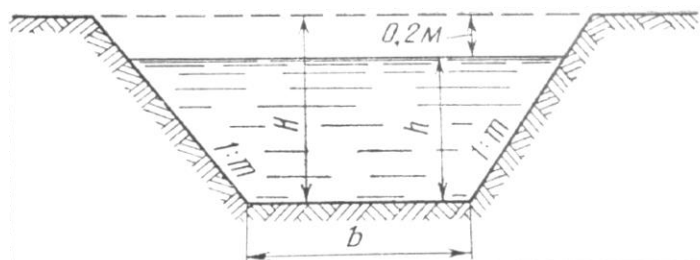


Рисунок 3.8.1 – Схема к гидравлическому расчету канавы

Из гидравлики известно, что расход воды равен:

$$Q = w \cdot v \quad (3.8.1)$$

где: Q – расход воды;

w - площадь живого сечения канавы;

v - средняя скорость течения воды.

Согласно рис. 3.8.1 площадь живого сечения канавы равна:

$$w = bh + mh^2 \quad (3.8.2)$$

Смоченный периметр:

$$\chi = b + kh \quad (3.8.3)$$

где:

$$k = 2\sqrt{1 + m^2} \quad (3.8.4)$$

Гидравлический радиус:

$$R = \frac{w}{\chi} \quad (3.8.5)$$

Средняя скорость в сечении русла при равномерном движении определяется по формуле Шези:

$$v = C\sqrt{R \cdot i} \quad (3.8.6)$$

где: i – продольный уклон канавы;

C – коэффициент, определенный по формуле акад. Н.Н. Павловского:

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (3.8.7)$$

где: n – коэффициент шероховатости (принимается по справочным данным)

Значения показателя y может быть приближенно найдено из соотношений:

$$\begin{aligned} \text{при } R \leq 1,0 \text{ м} \quad y &\approx 1,5\sqrt{n} \\ \text{при } R > 1,0 \text{ м} \quad y &\approx 1,3\sqrt{n} \end{aligned} \quad (3.8.8)$$

Существует несколько различных приемов гидравлического расчета канав. Рассмотрим самый удобный способ применительно к устройству канав. В этом случае задан расход воды и ширина канавы по дну. Нужно определить расчетную глубину канавы, продольный уклон и при необходимости выбрать тип укрепления дна и откосов канавы. Такие задачи обычно решаются методом подбора.

Порядок расчета в этом случае следующий:

- 1) задаются глубиной канавы h и уклоном i ;
- 2) определяют площадь живого сечения ω ;
- 3) вычисляют смоченный периметр χ ;
- 4) подсчитывают гидравлический радиус R ;
- 5) определяют скорость течения воды v ;
- 6) сравнивают полученную скорость течения с допускаемой неразмывающей, используя справочные данные. Если полученная расчетом скорость оказалась больше допускаемой неразмывающей дно и откосы канавы следует укрепить. После выбора типа укрепления заново пересчитывают расчетную скорость течения воды и опять сравнивают с допускаемой неразмывающей. В конечном итоге выбранный тип укрепления должен обеспечить исключение размыва дна и откосов канавы.

7) вычисляют расчетный расход воды Q_p и сравнивают его с заданным Q_z . Если разница между Q_p и Q_z не превышает 5%, считают, что h и i выбраны удачно.

8) по итогам расчета строят продольный профиль водоотводной канавы, пример которого представлен на рис. 3.8.2.

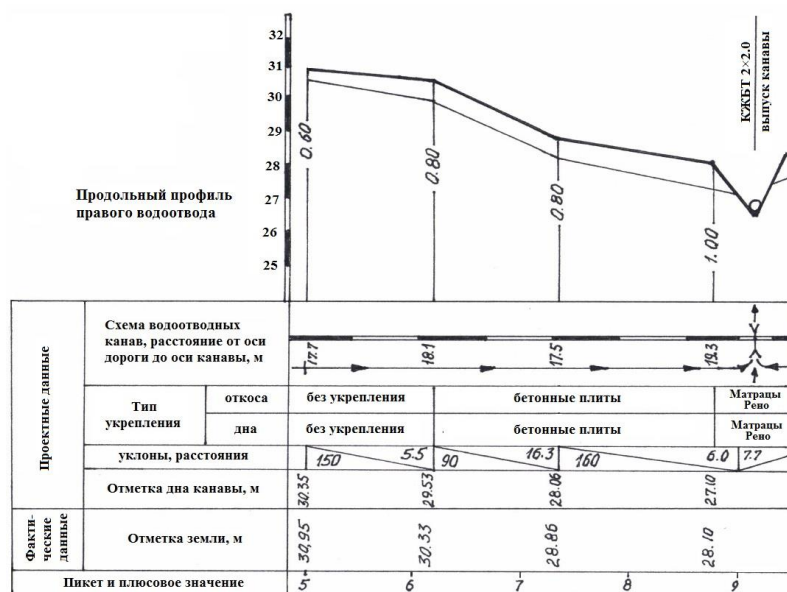


Рисунок 3.8.2 – Пример продольного профиля водоотводной канавы

3.9 Проектирование дренажей

3.9.1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При проектировании и расчете дренажа и его элементов обычно решают следующие основные вопросы: выбор типа дренажа и места его заложения; расчет глубины заложения дренажа и уточнение его типа; проектирование трассы и продольного профиля дренажа; расчет расхода воды в дренаж; гидравлический расчет дренажа (подбор дрены и расчет дренирующего заполнителя).

Чаще всего дренажи проектируют в выемках с целью понижения уровня подземных вод под основной площадкой земляного полотна или для перехвата этих вод, выходящих на откосы. В последнем случае обычно закладывают откосные дренажи (рисунок 3.9.1). Для осушения основной площадки устраивают подкюветные или закюветные дренажи, которые могут быть односторонними или двусторонними (рисунок 3.9.1).

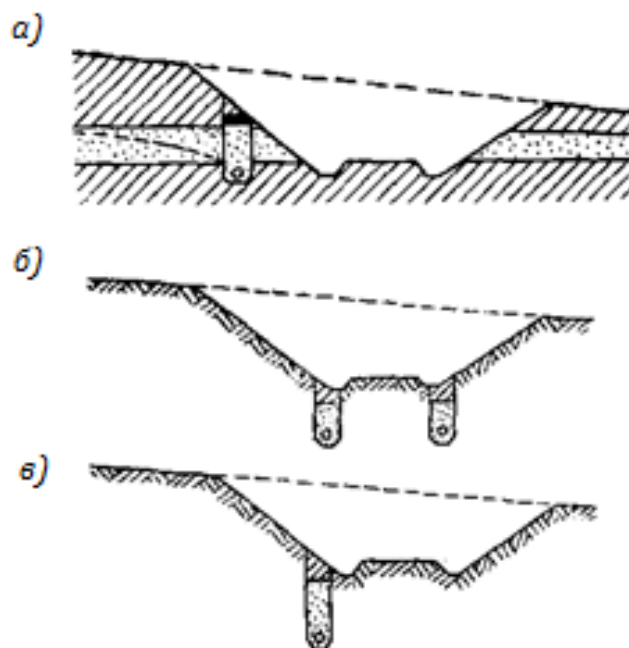


Рисунок 3.9.1 – Типы дренажей

a – откосный перехватывающий дренаж; *б* – подкюветный двухсторонний дренаж; *в* – закюветный односторонний дренаж

3.9.2 РАСЧЕТ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ДРЕНАЖА

Глубина заложения двустороннего совершенного подкюветного дренажа определяется из условия обеспечения его нормального функционирования в зимний период при промерзании грунта до наибольшей расчетной глубины промерзания Z_{10} за 10-летний период. В соответствии с обозначениями, показанными на рисунке 3.9.3, глубину дренажа h , отсчитываемую от дна кювета до дна прорези, определяют по формуле

$$h = Z_{10} + e + a_{\text{кп}} + f + h_0 - b \quad (3.9.1.)$$

где: e – величина возможного колебания уровня капиллярных вод и глубины промерзания (обычно 0,24-0,25 м); $a_{\text{кп}}$ – величина капиллярного подъема воды над кривой депрессии, приведена в задании; f – стрела изгиба кривой депрессии в м; h_0 – расстояние по вертикали от верха трубы до дна дренажа (обычно 0,3-0,4 м); b – расстояние по вертикали от дна кювета до верха балластной призмы (складывается из размеров: глубины кювета и полной толщины балластного слоя).

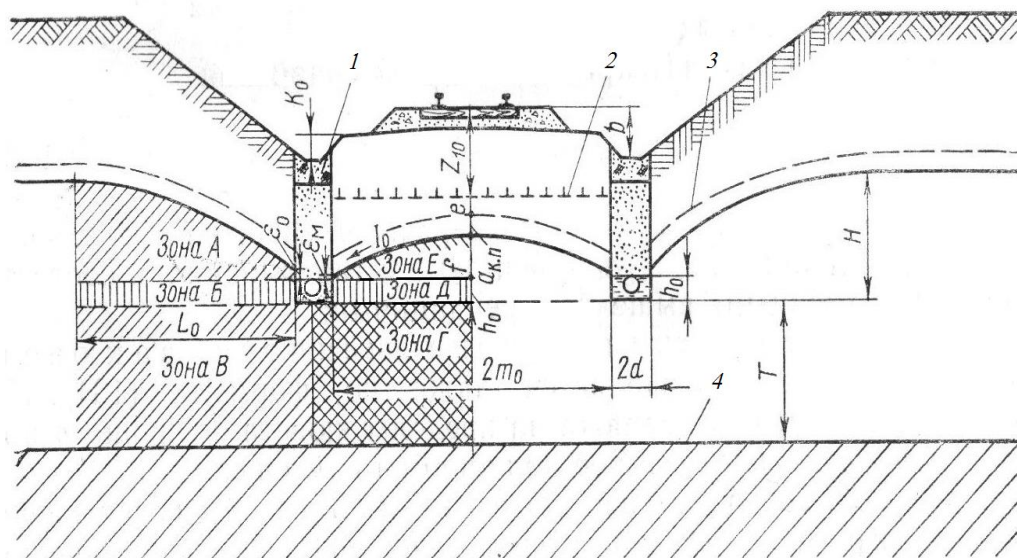


Рисунок 3.9.3 – Расчетная схема к проектированию подкюветного двустороннего несовершенного дренажа: 1 – глинобетон; 2 – граница промерзания; 3 – граница зоны капиллярного поднятия; 4 – кровля водоупора.

Стрелу изгиба f определяют из уравнения:

$$f = m_0 I_0 \quad (3.9.2)$$

где: m_0 – расстояние от стенки траншеи до оси пути (рис. 3.9.3); I_0 – средний уклон кривой депрессии, принимаемый в соответствии с заданием.

Глубина заложения одностороннего несовершенного подкюветного дренажа определяется по той же формуле, но с учетом того, что отдельные величины, входящие в эту формулу, имеют новые значения. Все размеры в рассматриваемом случае откладывают по расчетной вертикали, проходящей через точку, отстоящую от дальнего конца шпалы (фундаментной плиты безбалластного верхнего строения пути) по отношению к дренажу на расстоянии 0,25—0,5 м (рис. 3.9.4).

Стрелу изгиба находят приближенно из уравнения:

$$f = I_0 (m_1 + m_2) \quad (3.9.3)$$

Расстояния m_1 и m_2 показаны на рис. 3.9.4. Значения остальных расчетных величин устанавливают в соответствии с изложенными выше рекомендациями.

Глубина заложения несовершенного закюветного дренажа определяется также. Но в связи с выносом оси дренажа за пределы кювета величина b получает новое значение, которое должно быть учтено.

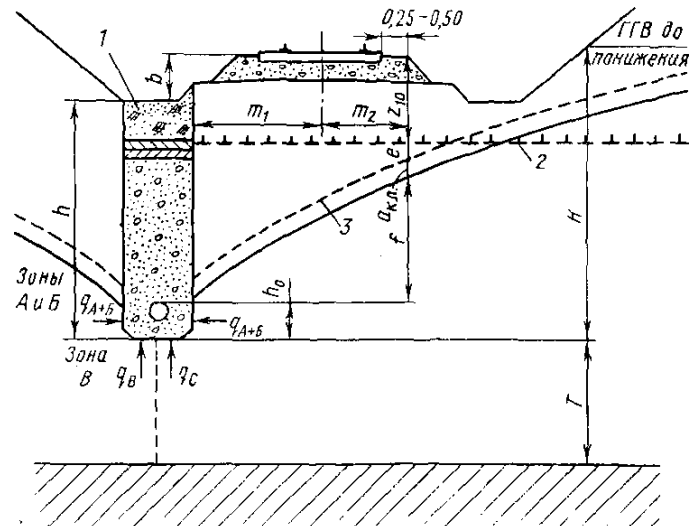


Рисунок 3.9.4 – Расчетная схема к проектированию одностороннего несовершенного дренажа: 1 – глинобетон; 2 – граница промерзания; 3 – граница зоны капиллярного поднятия

3.9.3 РАСЧЕТ РАСХОДА ВОДЫ В ДРЕНАЖ (ДЕБИТ ДРЕНАЖА)

Дебитом дренажа называется расход воды, поступающий в дренаж на 1 пог. м длины. Расход воды, поступающей в дренаж, определяют на основе общей зависимости, известной из гидравлики:

$$q = w \cdot v \quad (3.9.4)$$

где: v – скорость фильтрации воды, определяемая по закону Дарси $v = kI$; ω – площадь живого сечения грунтового потока; I – гидравлический градиент; k – коэффициент фильтрации.

Практические формулы расчета, полученные теоретическим и экспериментальным путем для различных условий притока воды в дренаж, имеют индивидуальный характер для дренажа каждого типа.

Система двустороннего несовершенного дренажа среди других рассматриваемых видов дренажей является наиболее общим случаем определения расхода воды в дренаж.

В зависимости от месторасположения осушаемой части (зоны) грунта по отношению к траншее (боковая стенка, дно траншеи и т. д.) характер втекания и величина расхода воды изменяются. На рис. 3.9.3 показаны шесть возможных зон А, Б, В, Г, Д и Е.

Расход воды с полевой стороны из зон А и Б рассчитывают по формуле:

$$q_{A+B} = \frac{kI_0}{2} (H + H_0) \quad (3.9.5)$$

где H – бытовая толщина грунтового потока; h_0 – расстояние от дренажа до верха трубы, показанное на рис. 3.9.3; I_0 – средний уклон кривой депрессии; k – коэффициент фильтрации.

Расход воды с полевой стороны дна дренажа (зона В) определяют по формуле проф. Р. Р. Чугаева

$$q_B = k(H - h_o)q_r \quad (3.9.6)$$

Значение q_r устанавливают в соответствии с графиком (рис. 3.9.5) по значениям α и β , предварительно найденным из уравнений:

$$\alpha = \frac{L_o}{L_o + d} \quad (3.9.7)$$

$$\beta = \frac{L_o}{T} \quad (3.9.8)$$

В практике могут встретиться случаи расчета при различных значениях β и толщинах подстилающего водоносного пласта T . Во всех случаях, прежде всего, устанавливают значения α и β по указанным формулам. В этих формулах длина проекции кривой депрессии на горизонталь

$$L_o = \frac{2(1-I_o)}{(2-I_o)I_o} (H - h_o) \quad (3.9.9)$$

В ряде случаев может оказаться, что T – толщина подстилающего водоносного пласта будет больше расчетного значения:

$$T_p = \frac{L_o}{\beta_o}$$

где β_o — коэффициент, принимаемый по табл. 3.9.1 в зависимости от α .

Таблица 3.9.1

| | | | | | | | | | | |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| α | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 0,92 | 0,94 | 0,96 | 0,98 | 1,00 |
| β_o | 0,33 | 0,43 | 0,52 | 0,65 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 0,97 | 1,09 | 1,32 |

После нахождения α , β и T_p можно установить, какой конкретно случай расчета имеет место в заданных условиях проектирования. Практически могут иметь место следующие случаи.

Первый случай, когда $\beta \leq 3$ и $T_p < \frac{L_o}{\beta_o}$. При таких условиях расчет ведут по формулам (3.9.7 - 3.9.9) с использованием графика, показанного на рис. 3.9.5.

Второй случай, когда $\beta > 3$ и $T_p < \frac{L_o}{\beta_o}$. Сначала определяют некоторое промежуточное значение q'_r по графику q_r (рис. 3.9.5), приняв $\beta = 3$ и вычислив α по формуле:

$$\alpha = \frac{3T}{3T + d}$$

После этого определяют β по формуле (3.9.8) и вычисляют искомое значение

$$q_r = \frac{q'_r}{(\beta - 3)q'_r + 1}$$

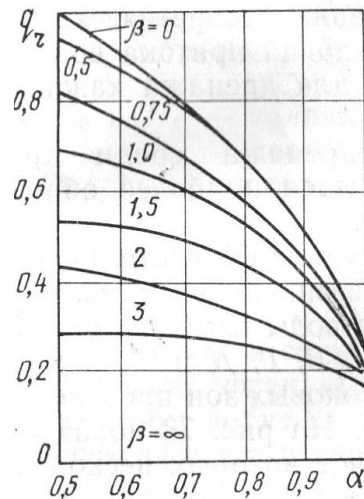


Рис. 3.9.5 – Графики $q_r = f(\alpha, \beta)$ для расчета расхода воды в дренаж

Третий случай, когда $\beta < 3$, но $T_p > \frac{L_o}{\beta_o}$. При этих условиях q'_r определяют также из графика (рис. 3.9.5), но при $\beta = 0$.

Расход воды из донной зоны Г (с половины ширины дна дренажа, прилегающей к междудренажному пространству) определяют по той же формуле Р. Р. Чугаева (3.9.6), но с учетом нового значения бытовой глубины

$$H = H_M = f + h_o \text{ (рис. 3.9.3)}$$

$$q_\Gamma = kf q_r$$

Боковой расход из междудренажного пространства (зоны Д и Е) определяют из выражения

$$q_{Д+Е} = kI_o(2h_o + f)$$

Полный суммарный расход воды в дренаж рассматриваемого типа

$$q = q_{А+Б} + q_B + q_\Gamma + q_{Д+Е}$$

При дренажах других типов расчет расхода воды в дренаж существенно упрощается. Так, для случая одиночного одностороннего несовершенного дренажа (см. рис. 3.9.4)

$$q = 2q_{А+Б} + 2q_B$$

Для одностороннего совершенного дренажа (см. рис. 3.9.6)

$$q = 2q_{А+Б}$$

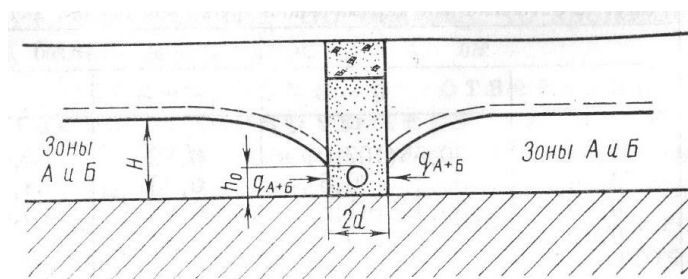


Рисунок 3.9.6 – Схема одностороннего дренажа совершенного типа
Для двухстороннего совершенного дренажа (см. рис. 3.9.7)

$$q = q_{A+B} + q_{D+E}$$

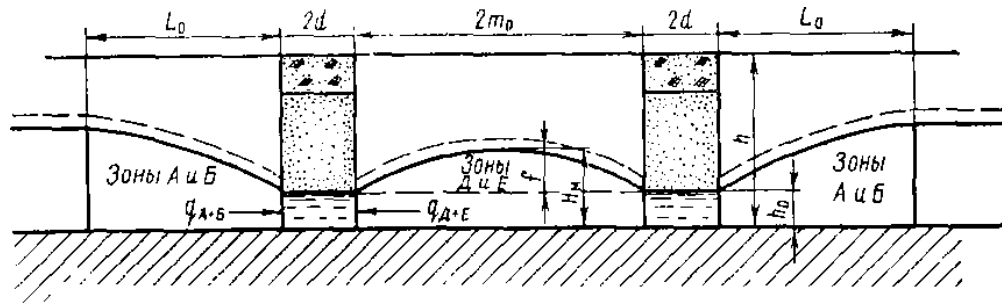


Рисунок 3.9.7 – Схема двустороннего дренажа совершенного типа

3.9.4 ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ДРЕНАЖА

Подбор дрены. Выше был определен расход воды на 1 пог. м проектируемого дренажа. Очевидно, при расчете пропускной способности дренажной трубы-дрены необходимо определить расход на протяжении всей длины рассматриваемого дренажа, а в случае дренажной сети учесть также приток воды из других подземных водоотводов. Суммарный расчетный расход воды для конечного сечения трассы дренажа:

$$Q_D = (Q_T + q \cdot l) \cdot m_T \quad (3.9.10)$$

где: Q_T - транзитный расход воды, притекающей из сопряженных дренажей; l - длина дренажа, как водосбора; m_T - коэффициент, учитывающий возможность постепенного загрязнения трубы, принимают равным 1,5; q - дебит дренажа.

Сечение дренажной трубы обычно определяют методом последовательных попыток, т. е. вначале задаются некоторым сечением и в дальнейшем проверяют соответствие этого сечения требуемой пропускной способности. В большинстве случаев этим требованиям удовлетворяют круглые трубы с внутренним диаметром 150 мм. Поэтому расчет сечения следует начинать, задавшись этим размером внутреннего диаметра.

После назначения диаметра труб делают поверочный расчет по известным из гидравлики формулам:

$$Q_{пр} = \omega_T v; \quad v = C \sqrt{R_T \cdot i_T}; \quad R_T = \frac{\omega_T}{\chi}$$

где: $Q_{пр}$ - искомый расход воды в трубе в м³/сек; χ - смоченный периметр трубы в м; R_T - гидравлический радиус трубы в м; ω_T - площадь сечения трубы в м²; i_T - продольный уклон трубы на расчетном участке, определяемый в зависимости от принятой величины перепада, а входящей и выходящей труб в смотровом колодце и проектируемого продольного уклона дна траншеи i_T :

$$i_T = i_D - \frac{a}{l_D} \quad (3.4.2.)$$

где:

l_D - расстояние между смотровыми колодцами в м.

Величину перепада в смотровом колодце назначают в пределах 0,1—0,25 м. При проектировании часто принимают уклон дна траншеи дренажа равным уклону дна кювета, т. е. $i_D = i_K$.

Коэффициент C (коэффициент Шези) приближенно можно определить по формуле академика Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R_T^y$$

где $n = 0,012$; $y = 0,164$ при $R_T < 1$ м и $y = 0,142$ при $R_T > 1$ м. В большинстве случаев можно считать $R_T < 1$ м.

Гидравлический радиус труб круглого сечения

$$R_T = \frac{d_T}{4}$$

Установив все расчетные величины, определяют $Q_{пр}$ и сравнивают этот расход с расчетным Q_D . Расчет заканчивают при условии $Q_{пр} \geq Q_D$.

Если получается, что $Q_{пр} < Q_D$, то производят перерасчет при новом, большем диаметре трубы.

Тестовые задания к модулю 3

1. По первой группе предельных состояний осуществляют расчеты:

- а) устойчивости откосов земляного полотна;
- б) несущей способности основания земляного полотна
- в) расчеты осадок основания
- г) по определению требуемой плотности грунтов земляного полотна

2. Минимальный расчетный коэффициент устойчивости откоса составил 1,38. Обеспечивается ли устойчивость откоса насыпи ВСМ?

- а) да
- б) нет
- в) да, обеспечивается в условиях мониторинга земляного полотна
- г) да, обеспечивается при наличии водоотводных устройств

3. Минимальный коэффициент стабильности слабого основания составляет 1,01. Обеспечивается ли несущая способность основания насыпи?

- а) да
- б) нет

4. Несущая способность основания насыпи по ее оси составляет 15 т/м^2 . Высота насыпи равна 8 м. Плотность грунтов насыпи – 2 т/м^3 . Обеспечивается ли несущая способность слабого основания насыпи?

- а) да
- б) нет

5. Величина остаточной деформации основной площадки земляного полотна на участках укладки безбалластного верхнего строения пути за весь срок службы конструкции не должна превышать:

- а) 10 см;
- б) 10 мм;
- в) 15 см;
- г) 15 мм;
- д) 30 мм;
- е) 30 см;

ж) допускается любая деформация основной площадки земляного полотна при обеспечении плавности хода подвижного состава.

6. Расчетная осадка земляного полотна в зоне сопряжения с устоем моста составляет 15 мм, расчетная осадка фундамента устоя составляет 6 мм. Скорость движения поезда 250 км/ч. Определите допускается ли такая конструкция сопряжения насыпь -мост?

- а) допускается во всех случаях;
- б) не допускается ни в каких случаях;
- в) допускается на всех ВСМ при балластном типе верхнего строения пути;
- г) допускается на участках пути на балласте применительно к ВСМ в Китае;
- д) допускается любая деформация основной площадки земляного полотна при устройстве участков переменной жесткости на подходах к мостовому переходу.

7. Грунты с большим содержанием органических веществ в соответствии с нормами Международного союза железных дорог (UIC 719R) являются грунтами по качеству класса:

- а) QS0;
- б) QS1;



- в) QS2;
- г) QS3.

8. При проектировании земляного полотна ВСМ грунтовое основание должно обладать классом по несущей способности в соответствии с нормами Международного союза железных дорог (UIC 719R):

- а) P1
- б) P2
- в) P3.

9. Глубина максимального сезонного промерзания земляного полотна из дренирующих грунтов составляет 1,85 м. Толщина балласта от верха шпалы 50 см. Проектируется насыпь высотой 4,0 м. Коэффициент, учитывающий увеличение глубины промерзания земляного полотна по сравнению с многолетними и средними данными 1,25. Толщина верхнего защитного слоя равна 0,70 м. Определите необходимую толщину второго защитного слоя из условия выведения нижележащих грунтов насыпи из зоны промерзания.

- а) 2,10 м
- б) 1,80 м
- в) 2,30 м
- г) 1,25 м
- д) 1,00 м
- е) 0,90 м.

10. Каким должен быть коэффициент уплотнения для верхнего защитного слоя земляного полотна ВСМ?

- а) 0,95;
- б) 0,98;
- в) не менее 1,0;
- г) не менее 1,05.

11. Модуль деформации в конструкции земляного полотна, E_{V2} , по верху первого защитного слоя для ВСМ должен составлять:

- а) 100-110 МПа;
- б) не менее 120 МПа;
- в) 80 МПа;



г) не менее 50 МПа.

12. Модуль деформации в конструкции земляного полотна, E_{V2} , по верху второго защитного слоя для ВСМ должен составлять:

- а) 100-110 МПа;
- б) не менее 120 МПа;
- в) 80 МПа;
- г) не менее 50 МПа.

13. Сумма моментов удерживающих сил равна 250 кН×м, сдвигающих 232 кН×м. Определите коэффициент устойчивости откоса для принятой кривой обрушения:

- а) 1,08;
- б) 0,93.

14. Сумма сил трения в сползающем массиве составляет 125 кН, сил сцепления – 50 кН. Сумма тангенциальных составляющих сил собственного веса, вызывающих скольжение -154 кН, препятствующих скольжению – 24 кН. Определите коэффициент устойчивости по методу Шахунянца:

- а) 1,25;
- б) 1,35;
- в) 1,32;
- г) 1,30;
- д) 1,40;
- е) 1,45.

15. Первичная консолидация грунта вызвана:

- а) ползучестью скелета грунта;
- б) фильтрацией воды из пор слабого грунта.

16. Минимальная ширина нагорной канавы в обычных условиях должна составлять не менее:

- а) 0,2 м;
- б) 0,3 м;
- в) 0,5 м;



- г) 0,6 м;
- д) 0,8 м;
- е) 1,0 м;
- ж) 2,0 м.

17. Минимальная полная глубина кювета должна составлять не менее:

- а) 0,2 м;
- б) 0,3 м;
- в) 0,5 м;
- г) 0,6 м;
- д) 0,8 м;
- е) 1,0 м;
- ж) 2,0 м.

102

18. Минимальная полная глубина нагорной канавы должна составлять не менее:

- а) 0,2 м;
- б) 0,3 м;
- в) 0,5 м;
- г) 0,6 м;
- д) 0,8 м;
- е) 1,0 м;
- ж) 2,0 м.

19. Отвод поверхностной воды дороги осуществляется:

- а) нагорными канавами;
- б) водоотводными канавами
- в) прикромочными лотками;
- г) продольными железобетонными лотками.
- д) дренажами глубокого заложения;
- е) водоприемными колодцами.

20. Минимальный продольный уклон dna водоотводных канав на ВСМ должен быть не менее:

- а) 3%, в исключительных случаях 2%
- б) 2%, в исключительных случаях 1%
- в) 5%, в исключительных случаях 3%



- г) 7%, в исключительных случаях 5%
- д) 1%, в исключительных случаях 0,5%.

21. На участках болот водоотводные каналы:

- а) устраиваются только с одной стороны;
- б) устраиваются с двух сторон;
- в) не устраиваются.

22. Расчетная скорость течения воды в канаве равна 2 м/с. Допускаемая неразрывающаяся скорость составляет 2,5 м/с. Определите необходимость укрепления дна и откосов канавы:

- а) укрепление дна и откосов требуется;
- б) укрепление дна и откосов не требуется;
- в) укрепление дна и откосов требуется только в месте выпуска канавы в постоянный водоток

23. Расчетная скорость течения воды в канаве составляет 1,5 м/с. Допускаемая неразрывающаяся скорость для типа укрепления дна и откосов №1 равна 1,3 м/с, для типа укрепления №2 – 1,6 м/с. Определите требуемый тип укрепления дна и откосов.

- а) тип укрепления № 1;
- б) тип укрепления № 2;
- в) типы 1 и 2.

24. Фактический расход воды в канаве равен 15 л/с. Расчетный расход воды при принятых размерах и форме поперечного сечения составил 18 л/с. Обеспечивают ли принятая форма и размеры поперечного сечения надежную работу водоотводного вооружения?

- а) да;
- б) нет.

25. Ширина канавы по дну равна 0,6 м. Крутизна откоса канавы 1:1,5. Глубина канавы – 1,0 м. Скорость течения воды в канаве составляет 2 м/с. Определите расчетный расход воды.

- а) 4,0 м³/с;

- б) $2,1 \text{ м}^3/\text{с}$;
- в) $4,2 \text{ м}^3/\text{с}$;
- г) $6,3 \text{ м}^3/\text{с}$;
- д) $3,3 \text{ м}^3/\text{с}$.

26. Дренаж предназначен:

- а) для аккумуляции грунтовой воды;
- б) для сбора и отвода грунтовой воды;
- в) для понижения уровня грунтовых вод;
- г) для осушения территории;
- д) для увлажнения территории строительства.

27. На участках неглубокого залегания водоупорного слоя применяют:

- а) дренажи несовершенного типа;
- б) дренажи совершенного типа;
- в) шахтные стволы;
- г) водоотводные лотки;
- д) водоотводные канавы.

28. Определите минимальную глубину заложения дренажа, если глубина сезонного промерзания составляет $1,6 \text{ м}$, высота капиллярного подъема воды – $0,5 \text{ м}$, колебание уровня грунтовых вод – $0,2 \text{ м}$, минимальное расстояние от стенки траншеи до сечения, на котором требуется обеспечить понижение уровня грунтовой воды – 10 м , уклон кривой депрессии – $0,01$, конструктивная высота, обеспечивающая укладку дрены и ее обсыпку – $0,3 \text{ м}$.

- а) $2,0 \text{ м}$;
- б) $2,5 \text{ м}$;
- в) $2,7 \text{ м}$;
- г) $2,9 \text{ м}$;
- д) $3,0 \text{ м}$;
- е) $3,1 \text{ м}$;

29. Дебит дренажа составляет 3 л/с . Длина дренажа равна 100 м . Коэффициент запаса на возможность засорения трубы – $1,5$. Расчетный расход воды при принятом диаметре дрены равен 340 л/с . Правильно ли подобран диаметр дрены?

- а) да;



б) нет.

30. Дебит дренажа составляет 5 л/с. Длина дренажа равна 1000 м. Определите фактический расход воды на участке выпуска дренажа. Коэффициент запаса на возможность засорения трубы принять равным 1,5.

- а) 5000 л/с;
- б) 7500 л/с;
- в) 7000 л/с;
- г) 8000 л/с;
- д) 8500 л/с.

4. МОДУЛЬ 4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ

Автор раздела: В.Н. Смирнов

4.1 Система европейских норм проектирования искусственных сооружений

Нормативная база для проектирования искусственных сооружений, которая используется в Украине и России, по большей части основана на документе СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*». Этот нормативный документ не предусматривает особых условий на проектирование мостов на высокоскоростных железнодорожных магистралях, а временная нагрузка от подвижного состава в нем представлена в виде статической равномерно распределенной нагрузки, без учета скорости движения и сложных динамических эффектов.

В связи с развитием и усовершенствованием собственной транспортной инфраструктуры, некоторые страны СНГ (в их числе Украина, Россия) предпринимают попытки организации скоростного движения поездов на основе нормативных документов стран Европы. Как известно, два последних десятилетия страны-члены ЕС, активно работают по созданию и внедрению единой системы нормативных документов – Еврокодов, содержащих самые инновационные и передовые принципы проектирования и расчета строительных конструкций, зданий и сооружений.

При проектировании железнодорожных мостов на высокоскоростных магистралях одним из основных является вопрос формирования расчетной схемы сооружения и выбор адекватной модели скоростного поезда. Следуя положениям Еврокодов, при движении поезда со скоростью свыше 200 км/ч в расчетную модель проектируемого сооружения должна вводиться специализированная нагрузка HSLM (High-Speed Load Model).

Еврокоды разделены на десять блоков (EN 1990 «Основы проектирования конструкций», EN 1991 «Воздействия на конструкции», EN 1992 «Проектирование бетонных конструкций», EN 1993 «Проектирование стальных конструкций», EN 1994 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций», EN 1995 «Проектирование деревянных конструкций», EN 1996 «Проектирование каменных конструкций», EN 1997 «Геотехническое проектирование», EN 1998 «Проектирование сейсмостойких конструкций», EN 1999 «Проектирование алюминиевых конструкций»). Каждый блок разделен на части. Всего насчитывается 58 частей, которые посвящены конкретным техническим аспектам (например, «пожар», «конструкции мостов» и т. д.).

4.2 Динамические нагрузки и воздействия на мост ВСМ

Нормативным документом DIN EN 1991-2-2010 [20] определены следующие динамические эффекты, которые следует учитывать при проектировании мостов на скоростных магистралях:

- ударное нагружение конструкции вследствие быстрого перемещения поезда по мосту, и соответствующий инерционный отклик сооружения;
- увеличение амплитуды прогибов пролетного строения моста (резонанс) вследствие регулярности движущихся сосредоточенных нагрузок, расположенных на одинаковых расстояниях и моделирующих воздействие колесных пар подвижного состава;
- изменчивость временной нагрузки вследствие несовершенства конструкции колес транспортного средства и других нерегулярностей пути.

Вместе с тем, основными факторами влияния на динамическое поведение моста являются:

- скорость движения поезда по мосту;
- длина пролета, погонная жесткость конструкции;
- инерционные характеристики сооружения;
- частоты и формы колебаний отдельных элементов, и моста в целом;
- количество осей подвижного состава, расстояния между ними;
- демпфирование конструкций моста, характеристики рессор и подвесок подвижного состава, динамические свойства верхнего строения пути;
- нерегулярность жесткостных свойств моста (например, «балочный» эффект пролетных строений со сквозными фермами), вертикальные нерегулярности рельсового пути.

Определить необходимость динамического расчета можно, используя соответствующую блок-схему (рисунок 4.1).

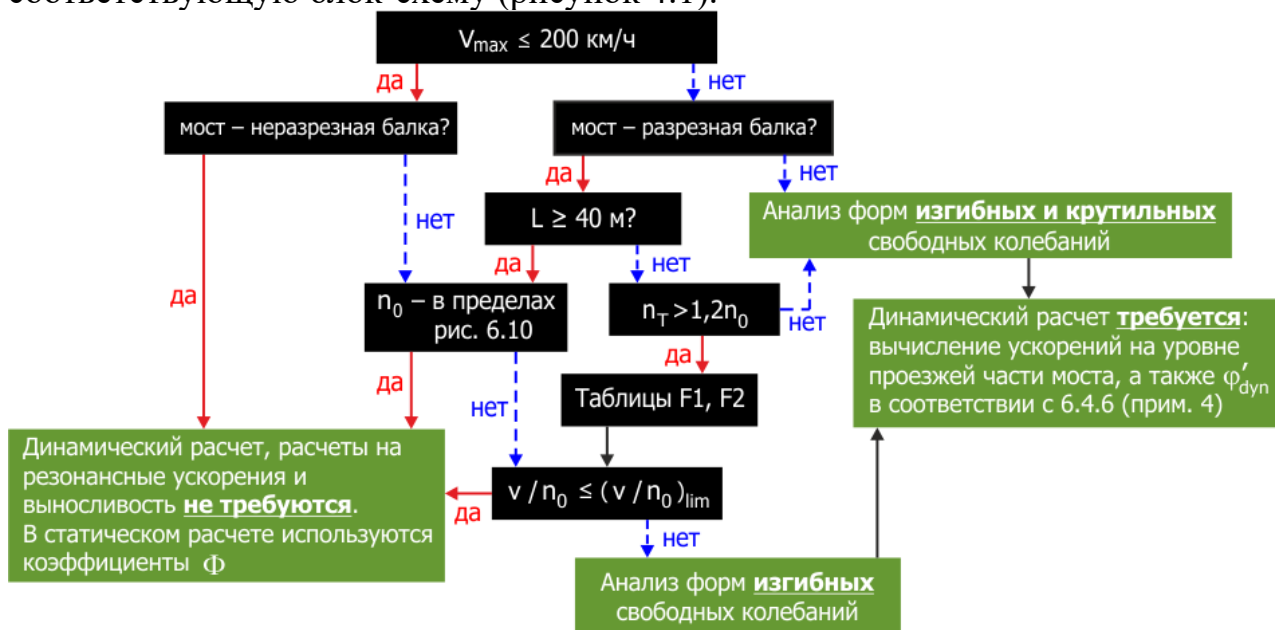


Рисунок 4.1 – Блок-схема определения необходимости динамического расчета

Здесь приняты обозначения: V_{\max} – максимально возможная скорость движения поезда на участке, км/ч; L – расчетный пролет, м; n_0 – частота первой формы собственных изгибных колебаний пролетного строения от воздействия временной нагрузки, Гц; n_T – частота первой формы собственных крутильных колебаний пролетного строения от воздействия временной нагрузки, Гц; v – номинальная скорость движения поезда (обобщенная максимальная скорость, которая может быть установлена в индивидуальном проекте моста), км/ч.

Блок-схема (рис. 4.1) справедлива для расчета разрезных и неразрезных пролетных строений железнодорожных мостов, в том числе на скоростных железнодорожных магистралах, опирающихся на шарнирно-подвижные и шарнирно-неподвижные опорные части. Для других видов граничных условий следует выполнять прямой динамический расчет.

Если проект моста предусматривает применение разрезного балочного пролетного строения, совершающего под воздействием временной нагрузки изгибные колебания, то частота первой формы этих колебаний может быть определена по формуле [4.1]:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (\text{Гц}), \quad (4.1)$$

где δ_0 – прогиб в середине пролета от воздействия временной нагрузки (мм), который определяется в зависимости от периода воздействия нагрузки.

Европейские нормы проектирования мостов при определении временной нагрузки предписывают также учитывать динамические коэффициенты («dynamic factor») Φ_2 или Φ_3 , которые учитывают динамическое увеличение напряжений конструкции моста в процессе вынужденных колебаний (без учета резонансных явлений):

$$\begin{aligned} \Phi_2 &= \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82; \quad 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67; \\ \Phi_3 &= \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73; \quad 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00, \end{aligned} \quad (4.2)$$

где расчетная длина L_Φ определяется в зависимости от конструкции пролетного строения.

Динамический коэффициент Φ_2 вводится в расчет в случае, если качество эксплуатации железнодорожных путей может считаться высоким, иначе следует применять коэффициент Φ_3 . В отдельных случаях, допускается

снижение динамического коэффициента, если высота проезжей части железобетонного моста h превышает 1,0 м:

$$\text{red } \Phi_{2,3} = \Phi_{2,3} - \frac{h-1,0}{10} \geq 1,0 \quad (4.3)$$

Важно подчеркнуть, что результаты, полученные на основе применения квазистатических методов расчета мостовых конструкций, т. е. путем умножения результатов статического расчета на динамические коэффициенты, не могут учитывать резонансные явления, характерные для высоких скоростей движения железнодорожного транспорта. В этих случаях нормы [20] предписывают проводить динамический анализ системы на основе моделей скоростного подвижного состава (HSLM), путем решения уравнений движения.

Выбор адекватной расчетной модели следует проводить с учетом всех возможных видов подвижного состава, обращающихся на ВСМ. Динамический расчет также должен обеспечивать восприятие нагрузок HSLM на мостах, которые запроектированы для международных магистралей, с учетом особенностей европейских железных дорог.

Модель нагрузки HSLM представлена в виде двух отдельных универсальных поездов с различными осевыми нагрузками и длинами – HSLM-A, HSLM-B. Вместе они моделируют динамическое воздействие от обычных, объединенных и регулярных скоростных пассажирских поездов.

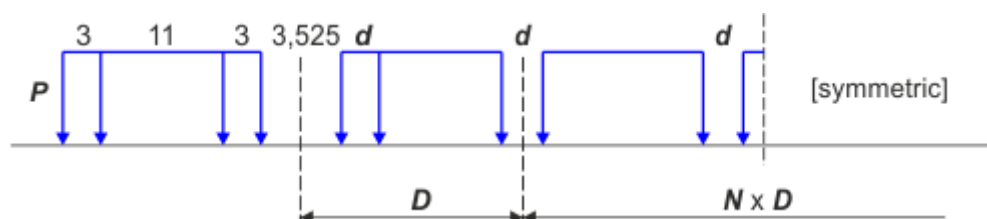


Рисунок 4.2 – Модель скоростного подвижного состава HSLM-A (расстояния – в метрах)

Модель HSLM-B состоит из одинаковых осевых нагрузок P в количестве N штук (рисунок 4.3):

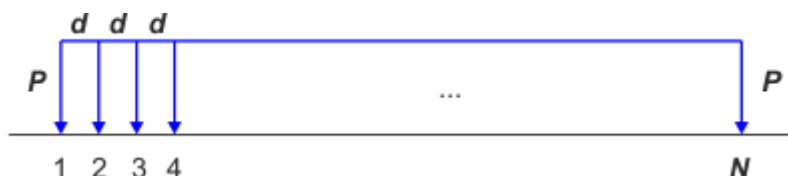


Рисунок 4.3 – Модель скоростного подвижного состава HSLM-B

Модель HSLM-A (рис. 4.2) состоит из одинаковых головного и концевого локомотивов, а также промежуточных вагонов. Осевые нагрузки P во всех элементах модели HSLM-A – одинаковы, и зависят от типа универсального поезда [20] A1...A10 (табл. 4.1).

Таблица 4.1 – Характеристики модели HSLM-A

| Универсальный поезд | Количество промежуточных вагонов N | Длина вагона D, м | Расстояние между осями тележки d, м | Величина осевой нагрузки P, кН |
|---------------------|------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| A1 | 18 | 18 | 2.0 | 170 |
| A2 | 17 | 19 | 3.5 | 200 |
| A3 | 16 | 20 | 2.0 | 180 |
| A4 | 15 | 21 | 3.0 | 190 |
| A5 | 14 | 22 | 2.0 | 170 |
| A6 | 13 | 23 | 2.0 | 180 |
| A7 | 13 | 24 | 2.0 | 190 |
| A8 | 12 | 25 | 2.5 | 190 |
| A9 | 11 | 26 | 2.0 | 210 |
| A10 | 11 | 27 | 2.0 | 210 |

Количество сил N , их величина P , расстояния d определяются в зависимости от длины пролета моста [20].

Выбор между моделями HSLM-A и HSLM-B зависит от расчетной схемы пролетного строения. Так, если расчетная схема пролетного строения может быть принята в виде простой шарнирно опертой балки длиной $L < 7$ м, то принимается модель HSLM-B [20], а при длине $L \geq 7$ м – модель HSLM-A. Для других систем (например, неразрезные балки) принимаются модели HSLM-A, сформированные по схемам A1...A10.

Динамические расчеты, выполненные в соответствии с моделями скоростных поездов HSLM, не заменяют квазистатических расчетов. Для модели каждого стандартного поезда и моделей HSLM следует рассматривать последовательный ряд скоростей движения, вплоть до максимальной проектной скорости. Максимальная проектная скорость, в общем случае, должна на 20% превышать наибольшую реальную скорость подвижного состава. Вычисления проводятся, начиная с пороговой скорости 40 м/с, например:

$$v = 40; 50; 60; 70; \dots \quad (4.4)$$

В окрестности резонансных (критических) скоростей движения подвижного состава ВСМ, следует проводить дополнительные динамические расчеты, давая малые приращения в обе стороны от резонансной скорости, найденной в основной серии динамических расчетов.

Рекомендуется также, чтобы проект моста на высокоскоростной железнодорожной магистрали предусматривал возможную модификацию подвижного состава и транспортной инфраструктуры в целом.

Для пролетных строений мостов в виде свободно опертых балок резонансная скорость движения может определяться формулой [20]

$$v_i = n_0 \lambda_i \quad (4.5)$$

где резонансная скорость v_i ограничивается условием $40 \leq v_i \leq v_{\max}$; v_{\max} – максимальная проектная скорость; n_0 – первая собственная частота колебаний ненагруженной конструкции; λ_i – главная длина волны, которая соответствует частоте возмущения:

$$\lambda_i = d / i \quad (4.6)$$

где d – одинаковые расстояния между группами осей; $i = 1; 2; 3; \dots$

4.3 Динамические коэффициенты к подвижной временной нагрузке

Зависимость динамического коэффициента от скорости движения подвижной нагрузки при учете жесткости пролетного строения и величины пролёта в первом приближении можно описать с помощью параметра α , величина которого равна

$$\alpha = V / (2 \cdot f \cdot L) \quad (4.7)$$

где V – скорость движения поезда, м/с;

f – основная частота собственных колебаний пролетного строения, Гц;

L – длина пролета пролетного строения, м.

Изучение взаимодействия подвижного состава с пролетными строениями при наличии коротких неровностей в пути на мосту показывает, что динамическое воздействие подвижного состава на мостовое полотно значительно возрастает с повышением скоростей движения до 100 м/с. Влияние характера неровностей в пути на мосту на динамику мостовых конструкций рассматривалось при различных параметрах изолированной синусоидальной неровности, находящейся примерно посередине пролетного строения. При величине пролета до 12 м длина неровности принималась 1 м, глубина – от 0,1 до 0,5 мм. Изучение динамики пролетных строений большей длины проводилось с неровностями двух типов: указанном выше и длиной 3 м при глубине неровности 1 мм. Исследования показали, что увеличение коэффициента динамики при определенных характеристиках неровностей может составлять от 5 до 25% от его значения в случае движения поезда по идеальному пути со скоростью до 100 м/с при длине пролетных строений до 60 м. Если глубина неровности превышает 0,3 мм на длине порядка 50-100 см, при скоростях более 70 м/с возникает отрывное движение колес по поверхности катания рельса и, как следствие, ударное воздействие на мостовые конструкции

неподдресоренных масс экипажей. На рисунке 4.4 показан характер изменения силы F в контакте «колесо – рельс» при отсутствии ($A=0$) и наличии неровности длиной 1 м и глубиной 0,5 мм за время прохода со скоростью 80 м/с первым колесом экипажа по плитному пролетному строению длиной 2,55 м, а также его прогиба в середине пролета в сравнении с прогибом от статической поездной нагрузки. Отрывному движению колеса соответствует временной интервал, в течение которого сила F равна нулю. С учетом указанного явления при оценке зависимости величины динамического коэффициента от характера неровностей в пути на мосту глубина неровностей ограничивалась. Например, не более 0,3 мм при длине неровности 1 м. Увеличение значений динамического прогиба не превышало в этом случае 10 – 15% от его величины при статическом воздействии нагрузки. Проведенные расчеты показали, что наличие коротких неровностей в пути на мостах при высоких скоростях движения специализированного поезда вызывает заметный рост амплитуд колебаний пролетных строений малой длины. При увеличении длины пролета мостовых конструкций влияние силовых воздействий, обусловленных проходом колес экипажей по коротким изолированным неровностям, на динамику пролетных строений быстро уменьшается. Возможность отрывного движения неподдресоренных масс экипажей по рельсовому пути, вызывающего значительные динамические усилия в контакте «колесо-рельс», показывает на необходимость специальных исследований по нормированию величины неровностей в пути на мостах высокоскоростных магистралей.

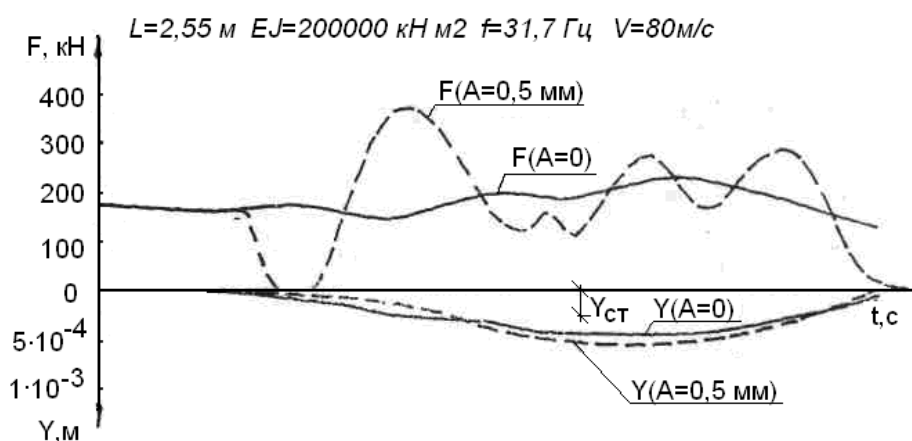


Рисунок 4.4 - Характер изменения максимального прогиба пролетного строения и силы в контакте «колесо – рельс», A – максимальная глубина изолированной синусоидальной неровности длиной 1 м.

На основе выполненных исследований динамический коэффициент к высокоскоростной поездной нагрузке предлагается вычислять по формуле

$$1 + \mu_1 + \mu_2 = 1 + K \cdot \alpha + 3 / (20 + \lambda) \quad (4.8)$$

Здесь $K \cdot \alpha$ – параметр, учитывающий зависимость величины динамического коэффициента от скорости движения поезда и характеристик пролетного строения,

$$\text{где } K = 0,8 + \frac{10}{20 + \lambda};$$

$3/(20+\lambda)$ – параметр, показывающий зависимость величины динамического коэффициента от силовых воздействий, обусловленных наличием коротких неровностей в пути на мостах.

4.4 Аэродинамическое воздействие на мосты

113

Нагрузка от аэродинамического воздействия, движущегося высокоскоростного подвижного состава определяется скоростью подвижного состава и положением конструкций, находящихся под аэродинамическим воздействием. При этом величина аэродинамического воздействия зависит от квадрата величины скорости поезда, аэродинамических характеристик подвижного состава, особенностей конструкции, находящейся под аэродинамическим воздействием, и положением конструкции относительно движущегося поезда.

В полном объеме изучить аэродинамические эффекты в условиях высокоскоростного движения можно экспериментально с теоретически обобщением получаемых результатов. В нашей стране такие исследования не проводились, поэтому за основу рекомендаций СТУ были взяты принципы учета аэродинамических эффектов, изложенные в европейском стандарте EN 1991-2 (Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges). Аэродинамическое воздействия на плоскую вертикальную поверхность, параллельную пути, приведена на рис. 4.5, на плоскую горизонтальную поверхность, расположенную над железнодорожным путем на рис. 4.6, на плоскую горизонтальную поверхность, смежную с железнодорожным путем, на рис. 4.7.

Приводимые зависимости получены применительно к европейскому скоростному подвижному составу. Так как максимальная скорость, приведенная в указанном Еврокоде, равно 300 км/ч, в табл. 4.2-4.4 приведены результаты применительно к скорости 400 км/ч, полученные в предположении квадратичной зависимости аэродинамического воздействия от скорости движения.

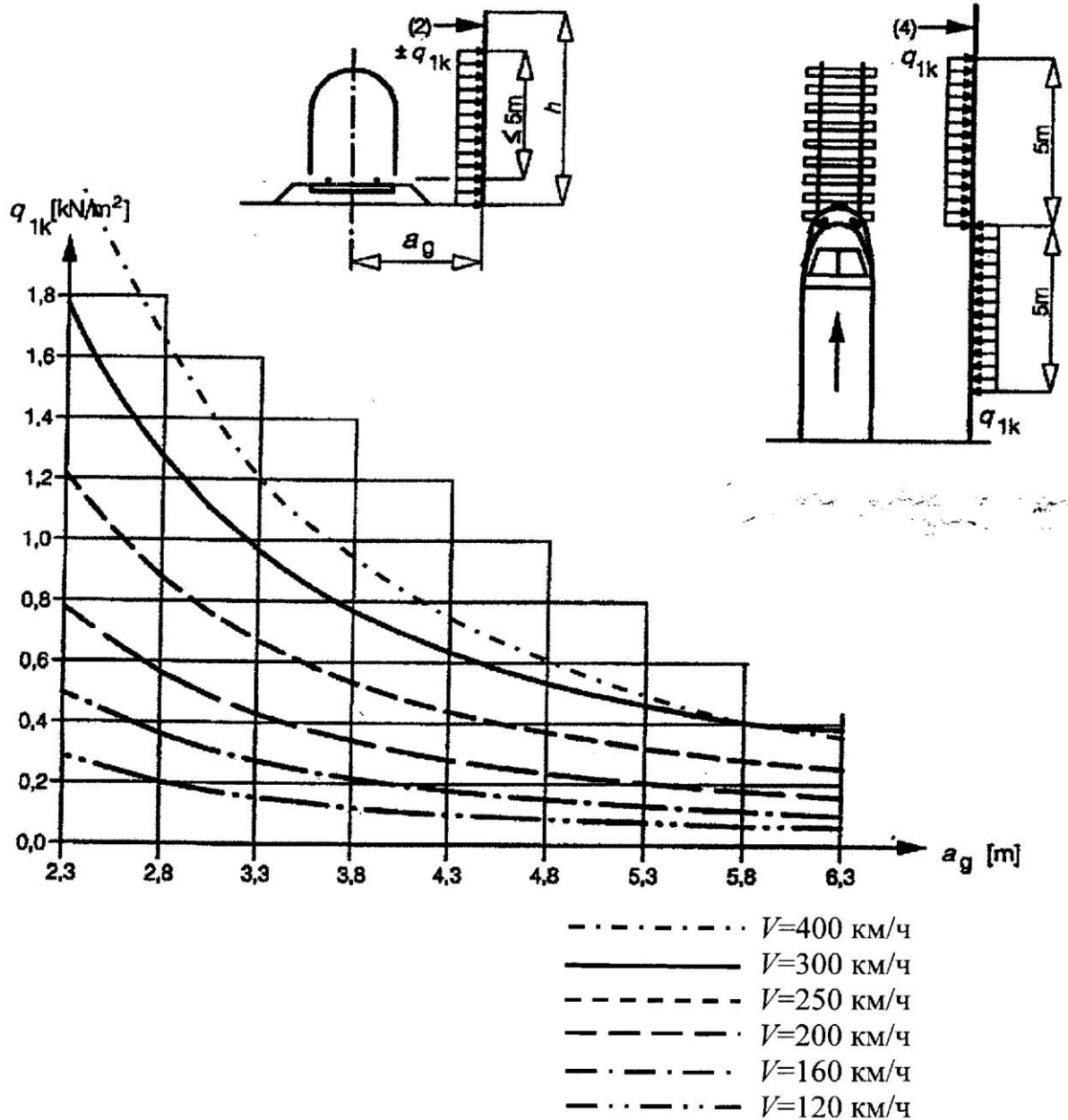


Рисунок 4.5 - Величина аэродинамического воздействия на плоскую вертикальную поверхность, параллельную пути

Таблица 4.2

| V, км/ч | ag, М | | | | | | | | | |
|------------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| | 2,3 | 2,8 | 3,3 | 3,8 | 4,3 | 4,8 | 5,3 | 5,8 | 6,3 | |
| 250 | 1,21 | 0,90 | 0,67 | 0,55 | 0,45 | 0,38 | 0,33 | 0,28 | 0,25 | |
| 300 | 1,80 | 1,25 | 0,95 | 0,75 | 0,65 | 0,53 | 0,47 | 0,40 | 0,39 | |
| 400 | 3,16 | 2,22 | 1,69 | 1,33 | 1,12 | 0,98 | 0,83 | 0,71 | 0,69 | |

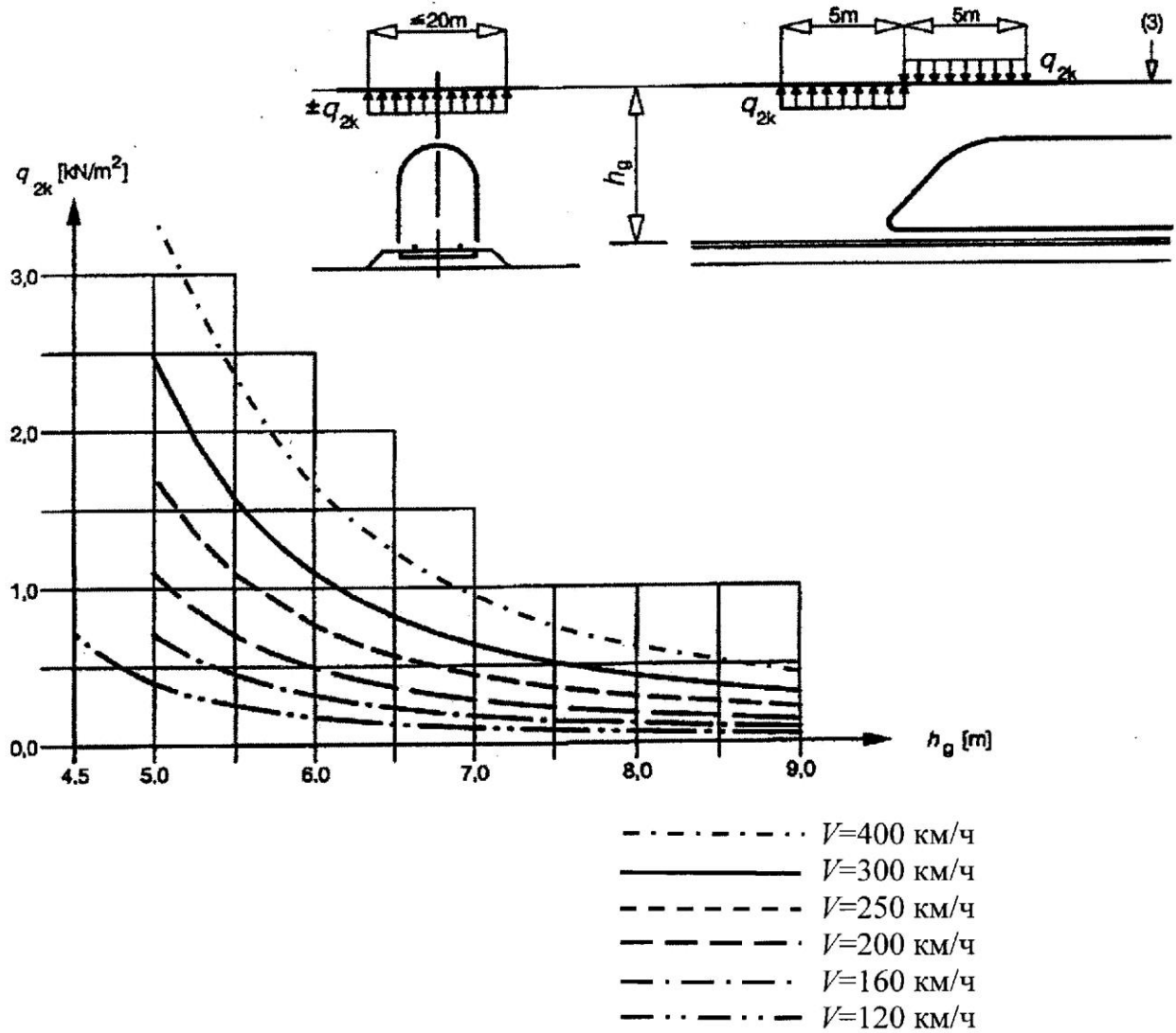


Рисунок 4.6 - Величина аэродинамического воздействия на плоскую горизонтальную поверхность, расположенную над железнодорожным путем

Таблица 4.3

| V, км/ч | h_g , м | | | | |
|------------|-----------|------|------|------|------|
| | 5,0 | 6,0 | 7,0 | 8,0 | 9,0 |
| 250 | 0,73 | 0,78 | 0,43 | 0,30 | 0,27 |
| 300 | 2,50 | 1,13 | 0,62 | 0,42 | 0,33 |
| 400 | 4,44 | 2,00 | 1,11 | 0,76 | 0,58 |

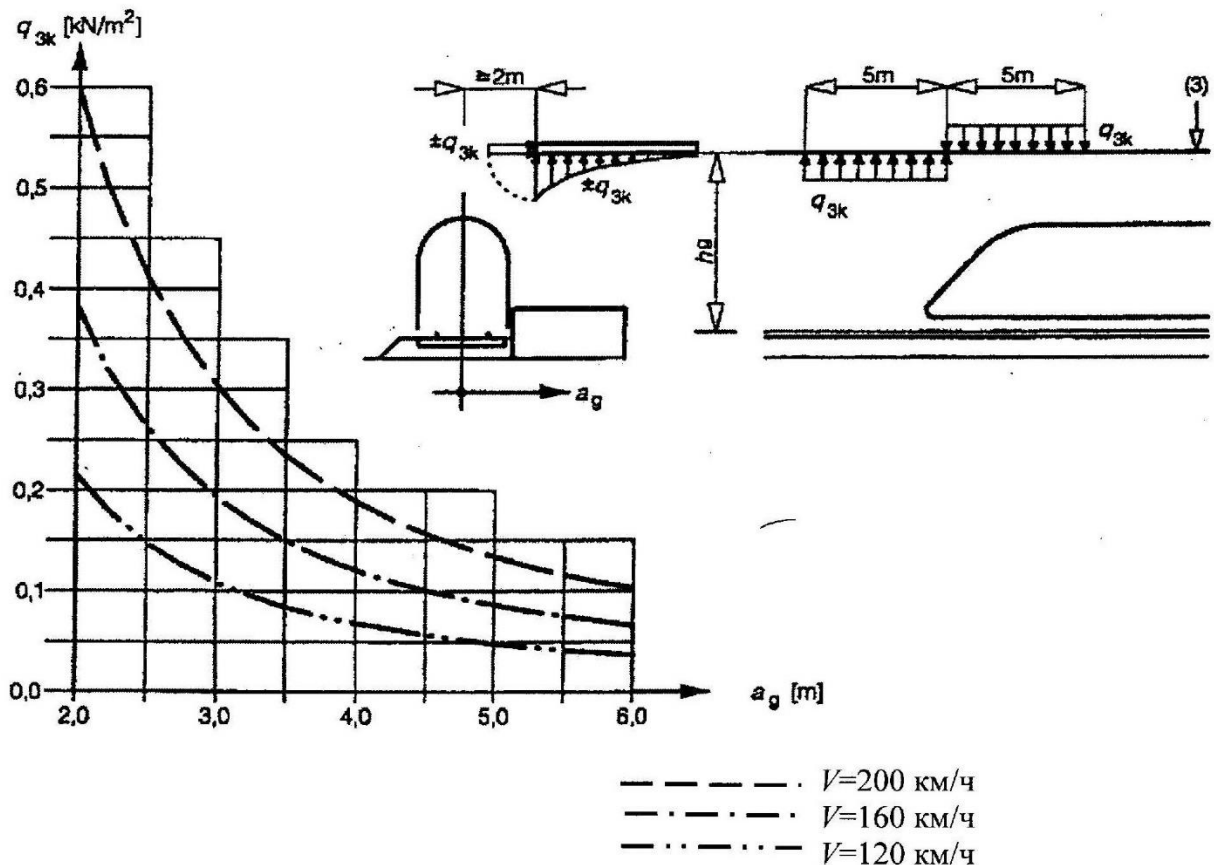


Рисунок 4.7 - Величина аэродинамического воздействия на плоскую горизонтальную поверхность, смежную с железнодорожным путем

Таблица 4.4

| V, км/ч | a _g , М | | | | |
|------------|--------------------|------|------|------|------|
| | 2,0 | 3,0 | 4,0 | 5,0 | 6,0 |
| 250 | 0,38 | 0,19 | 0,12 | 0,08 | 0,07 |
| 300 | 0,60 | 0,30 | 0,18 | 0,13 | 0,10 |
| 400 | 1,07 | 0,53 | 0,32 | 0,23 | 0,18 |

4.5 Основные требования к мостам высокоскоростных железнодорожных магистралей

Специфика высокоскоростного движения требует особого подхода к проектированию искусственных сооружений на ВСМ. Необходимо выполнение ряда требований.

1. Обеспечение повышенной жесткости пролетных строений в вертикальном и горизонтальном направлении (существенное уменьшение допустимых прогибов).

2. Учет аэродинамического воздействия для конструкций с ездой понизу и особенно для лёгких пешеходных мостов и других сооружений над и под железной дорогой.

3. Необходимость принятия мер по обеспечению плавного изменения жесткости в месте сопряжения насыпи подхода и моста.

4. Необходимость учёта продольного взаимодействия мостового сооружения и бесстыкового пути на мосту при температурных и силовых воздействиях.

5. Проектирование двухпутных пролетных строений при езде понизу во избежание необходимости устройства S-образных кривых перед мостом, необходимых при однопутных пролетных строениях.

6. Необходимость строительства мостов ВСМ с учетом того, что ВСМ – только для высокоскоростного движения, но с учётом пропуска грузовых поездов технологического назначения.

4.6 Особенности работы мостового сооружения на ВСМ

Мостовое сооружение на ВСМ, объединенное бесстыковым путем, работает как единая система мост – бесстыковой путь (МБП), причем элементы системы активно взаимодействуют между собой, чем достигается перераспределение усилий внутри системы, зависящее как от параметров ее элементов, так и от характера связей между ними.

Мост как основание для бесстыкового пути существенно отличается от земляного полотна повышенной деформативностью конструкций под действием внешних факторов (температурных и силовых), вследствие чего в рельсах пути на мосту появляются дополнительные усилия, отсутствующие в рельсах бесстыкового пути на земляном полотне.

Напряженное состояние рельсов вне моста определяется, как известно, сосредоточенными давлениями колес подвижного состава и возникающими температурными силами, определяемыми изменением температуры рельса в зависимости от температуры закрепления плети на шпалах до текущей температуры. Указанные продольные усилия в рельсах бесстыкового пути относятся к основным.

Дополнительные усилия в рельсах бесстыкового пути на мосту в основном обусловлены:

- деформативностью мостовых конструкций вследствие изменений температуры окружающего воздуха;
- деформативностью мостовых конструкций под действием временных вертикальных нагрузок;
- горизонтальными воздействиями поездной нагрузки вдоль оси пути (силами тяги или торможения).

Рассмотрим подробнее факторы, вызывающие появление напряжений в рельсах в период эксплуатации бесстыкового пути на мосту. Это, прежде всего факторы, общие для пути на земляном полотне и на мосту.

Изменение температуры рельсовой плети от температуры закрепления рельса на шпалах t_3 до текущей температуры t (в интервале Δt_p). В этом случае температурные осевые напряжения σ_t можно определить зависимостью

$$\sigma_t = \alpha_t \cdot E \cdot \Delta t_p, \quad (4.9)$$

где α_t и E – соответственно коэффициент температурного расширения и модуль упругости стали.

В нормах на укладку и содержание бесстыкового пути приведены наибольшие и наименьшие значения температур рельсов, возможные для различных регионов страны (соответственно $t_{\max \max}$ и $t_{\min \min}$), тогда

$$\Delta t_p = t_{\max \max} - t_3; \quad \Delta t_p = t_3 - t_{\min \min}.$$

Как показывают результаты экспериментов на сети железных дорог, значения $t_{\min \min}$ практически одинаковы для мостов и участков земляного полотна. В летний период условия для мостов благоприятнее: температура рельсов на мостах в общем ниже, чем на земляном полотне (рис. 4.8).

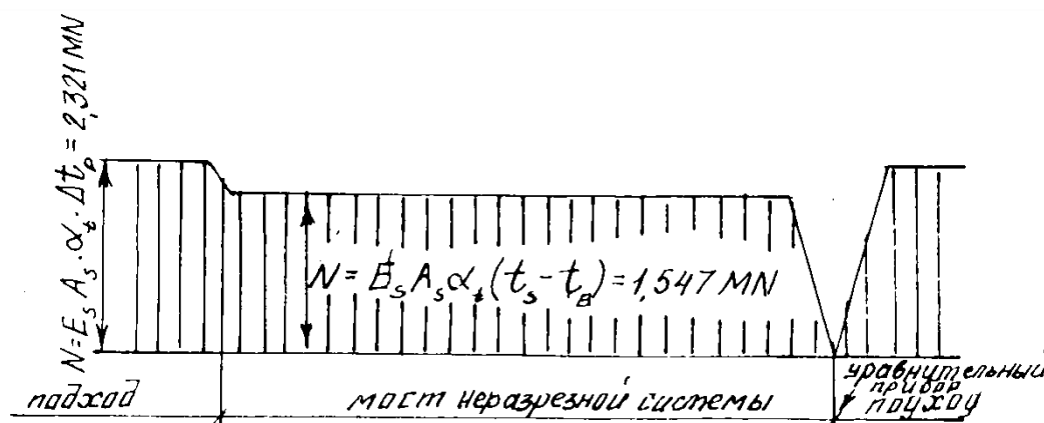


Рисунок 4.8 - Продольные усилия в рельсах N_p , возникающие из-за разницы температур в рельсах на мосту и подходах

$$\Delta t_p = +70^\circ\text{C}; \quad \Delta t_B = +20^\circ\text{C}; \quad \alpha_s = 153,5 \text{ см}^2; \quad E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Вертикальная нагрузка от сосредоточенных динамических сил давления колес экипажей с учетом боковых воздействий и эксцентricности приложения сил к головке рельса.

Сосредоточенные силы приводят к появлению в рельсе под колесом экипажа изгибающих моментов M_p , определяемых как для упругого бруса бесконечной длины на упругом основании в подошве и головке рельса возникают кромочные напряжения изгиба σ_k (рис. 4.9).

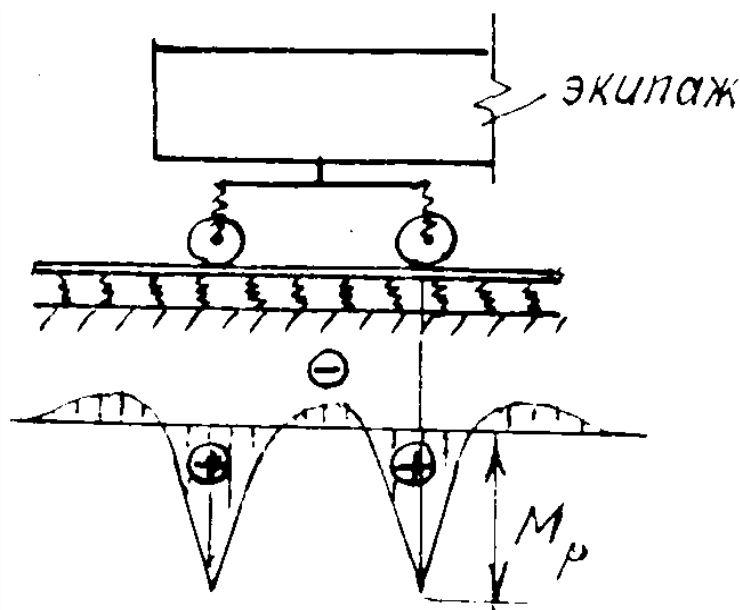


Рисунок 4.9 - Эпюра изгибающих моментов M_p в рельсе от вертикального давления колес экипажа

Горизонтальные силы угона пути. В правилах расчета бесстыкового пути на земляном полотне силы угона не учитываются, т. к. считается, что при обеспечении должного закрепления плетей на шпалах угон отсутствует – продольные силы погашаются в зоне их возникновения. Если же есть участки пути, где не обеспечивается непрерывно-равномерное закрепление рельсовых плетей (например, участки с ослабленным натяжением гаек клеммных болтов, чередующиеся с участками нормального прикрепления рельсов к шпалам), продольные силы не полностью гасятся на основании, а накапливаются на закрепленных участках. С увеличением длины мостов вероятность угона возрастает. Например, если принимать, что погонные силы угона не превышают 22 Н/см и допускать наличие на мосту незакрепленного участка рельсовой плети длиной 50 м, то оказывается, что дополнительные силы в рельсах доходят до 40...60 кН, что соответствует изменению температуры рельсовой плети на 2...3 °С. Учитывая, что в летнее время температура рельсов на мостах ниже, чем на подходах, можно полагать, что суммарные напряжения в рельсовых плетях на мосту от изменения температуры и сил угона не будут превышать температурных напряжений на подходах к мосту. Тем не менее, очевидно, что закрепление рельсовых плетей по всей длине моста с ездой на балласте должно быть равномерным и достаточным.

Далее рассматриваются факторы, характерные только для мостов, и потому усилия в рельсах, вызванные ими, могут квалифицироваться как **дополнительные**.

1. *Температурные осевые деформации пролетного строения, вследствие которых на рельсы бесстыкового пути через слой балласта передаются продольные усилия.* При этом степень взаимодействия рельсов и моста

определяется в зависимости от времени года (возможностью смерзания балласта в балластном корыте пролетного строения), так и в зависимости от наличия на мосту поездной нагрузки. В зимних условиях величина сопротивления смещению рельса (при смерзании балласта) существенно превышает соответствующую «летнюю» характеристику. Загружение моста поездом приводит к повышению значений характеристик связей между рельсами и пролетным строением.

Вид эпюры продольных усилий в рельсах на мосту в зависимости от температурных деформаций пролетных строений с учетом влияния изменения температуры рельсов Δt_p приведен на рис. 4.10.

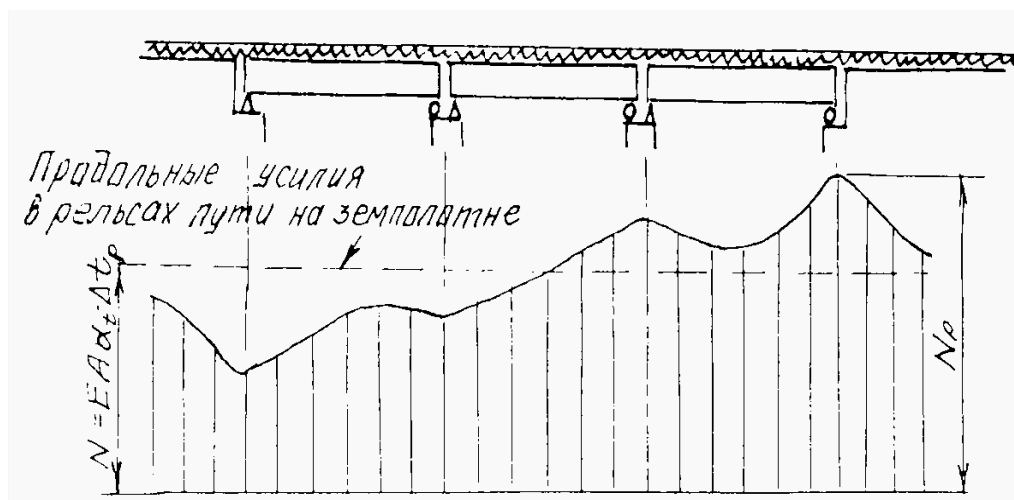


Рисунок 4.10 - Эпюра продольных усилий в рельсах непрерывного бесстыкового пути на трехпролетном мосту N_p , возникающих при изменении температуры пролетных строений

2. Деформации пролетного строения в уровне проезда под воздействием временной равномерно распределенной вертикальной нагрузки. Пролетное строение в этом случае откатывается в сторону подвижных опорных частей и изгибается, вследствие чего в рельсах пути в зоне неподвижных опорных частей возникает растяжение. Над подвижными опорными частями пролетного строения, как правило, в рельсах появляются сжимающие усилия, но может быть и растяжение, если балка имеет большую строительную высоту. Рассмотрим это подробнее.

Если считать, что пролетное строение изгибается по полуволне синусоиды, то вертикальное перемещение $y(x)$ точки балки пролетного строения пролетом l с абсциссой x выражается зависимостью

$$y(x) = y_{\max} \cdot \sin \frac{\pi x}{l}, \quad (4.10)$$

а угол поворота конца балки составит

$$\varphi = \frac{\pi}{l} y. \quad (4.11)$$

Из рис. 4.11 видно, что продольное смещение нижнего пояса подвижного конца балки от ее прогиба y составит по величине $2\varphi e$, где e – эксцентриситет. Тогда перемещение подвижного конца балки по верхнему волокну будет составлять

$$\Delta = 2\varphi e - \varphi H, \quad (4.12)$$

где H – высота балки от опорного шарнира до подошвы рельса.

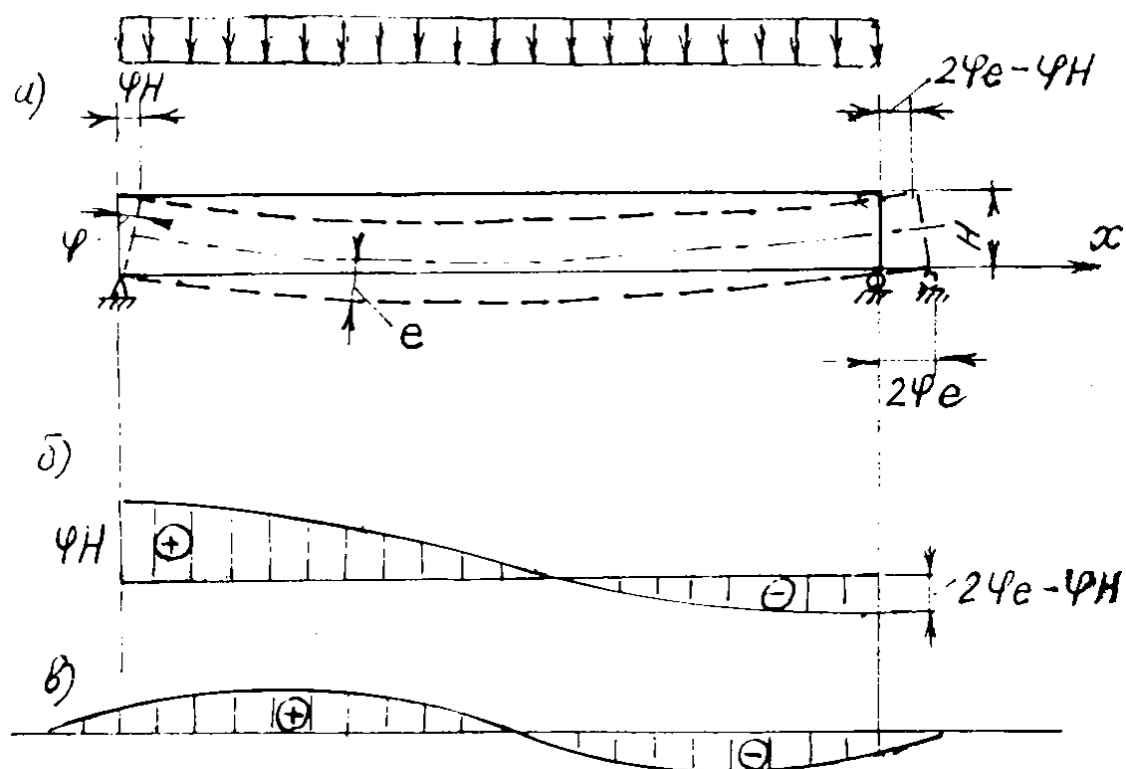


Рисунок 4.12 - Деформация пролетного строения при загрузке его временной вертикальной нагрузкой: *a* – схема деформации; *б* – смещения точек верха пролетного строения; *в* – эпюры продольных усилий в рельсах бесстыкового пути на пролетном строении моста N_p при загрузке его временной вертикальной нагрузкой

Например, для металлического пролетного строения $l = 73,15$ м со сплошнотенчатыми главными балками и ездой поверху на балласте, с плитой, не включенной в работу балок, при прогибе под временной нагрузкой $y_{max} = 0,047$ м имеем ($H = 9,5$ м, $e = 3,7$ м):

$$\varphi = \frac{3,14}{73,15} \cdot 0,047 = 0,002 \text{ рад.}$$

Смещение верха балки пролетного строения относительно подошвы рельса над неподвижной опорной частью при повороте конца балки составит величину $\Delta = \varphi H = 0,002 \cdot 9,5 = +0,019$ м (в рельсе растяжение), а над подвижной опорной частью

$$\Delta = 2\varphi e - \varphi H = 2 \cdot 0,002 \cdot 3,78 - 0,002 \cdot 9,5 = -0,0039 \text{ м,}$$

таким образом, общее смещение верха балки – внутрь пролета, т. е. над подвижной частью в рельсе тоже возникает растяжение. Следует отметить, что если железобетонная плита включена в работу главных балок, то эксцентриситет e возрастает до 5,7 м и картина меняется: общее смещение верха балки в уровне проезда составит

$$\Delta = +2 \cdot 0,002 \cdot 5,7 - 0,002 \cdot 9,5 = +0,004 \text{ м,}$$

т. е. наружу пролета, следовательно, над опорными частями будет сжатие).

Для пролетных строений со сквозными главными фермами и ездой понизу в зоне над подвижными опорными частями в связи с малой строительной высотой пролетного строения при загрузке пролета вертикальной временной нагрузкой рельсы всегда сжаты. Например, для ферм с пролетом $l = 88$ м и высотой 15 м с нормативным прогибом $1/600 l$ получим угол поворота:

$$\varphi = \frac{3,14}{88} \cdot \frac{1}{600} \cdot 88,0 = 0,005233.$$

Общее смещение верха балочной клетки над подвижной опорной частью направлено вправо и составляет

$$\Delta = +2 \cdot 0,005233 \cdot 7,5 - 0,005233 \cdot 3,0 = +0,0628 \text{ м (в рельсе сжатие).}$$

3. *Продольные силы торможения или трогания с места (силы тяги) подвижного состава.* Принимаются в виде погонной нагрузки τ , равной 10 % для грузовых поездов от нормативной вертикальной нагрузки [48]. При продольном воздействии высокоскоростной нагрузки определяющим фактором становится сила тяги, принимаемая (исходя из ограничения силы тяги по сцеплению) в размере 25 % от вертикальной подвижной нагрузки [102]. Относительно степени участия продольных поездных нагрузок в формировании напряженного состояния рельсов бесстыкового пути на мосту нет единого мнения. В правилах расчета бесстыкового пути на земляном

полотне нет требований об учете тормозной нагрузки и условие прочности рельсовой плети имеет вид:

$$k_{\Pi} \sigma_k + \sigma_t \leq [\sigma], \quad (4.13)$$

где σ_k – кромочные нормальные напряжения от изгиба и кручения рельса под нагрузкой от колес подвижного состава;

σ_t – осевые напряжения в рельсе, возникающие от изменения температуры рельса;

$[\sigma]$ – допускаемое напряжение, принимаемое равным условному пределу текучести рельсовой стали;

k_{Π} – коэффициент запаса прочности, равный 1.3.

В отечественных исследованиях, посвященных работе бесстыкового пути на мостах, также нет требований по учету тормозной нагрузки при температурных деформациях пролетных строений. Это можно объяснить предположением, что рельсовой путь не способен воспринять какую-либо продольную погонную нагрузку больше той, которая возникает при трении рельсов по подкладкам. Другими словами, требуется учитывать либо тормозные силы, либо силы, передаваемые от пролетного строения на конструкцию пути через слой балласта при температурных деформациях пролетных строений.

Еще более неблагоприятный эффект будет, если допустить, что изменение температуры приводит к своеобразному предварительному напряжению рельсов, на которое накладываются усилия от торможения, прикладываемые не через связи рельса с основанием, а непосредственно к рельсам. Такой подход использован в ФРГ при проектировании новых участков высокоскоростных магистралей. Учитывая в обязательном порядке торможение, немецкие инженеры для исключения температурных нагрузок со стороны пролетного строения на рельсы рекомендуют, например, установку специальных демпферных устройств, воспринимающих тормозные нагрузки и не препятствующих температурным деформациям балок.

4. *Переломы продольного профиля пути над опорами моста при загрузке сооружения временной вертикальной нагрузкой*, вследствие чего в рельсах над опорой возникает изгибающий момент M_{α} . Величина этого момента определяется жесткостью рельсов EJ_p и подрельсового основания:

$$M_{\alpha} = \frac{1}{2} \alpha \cdot k \cdot EJ_p, \quad (4.14)$$

где α – угол перелома профиля пути, определяемый суммой величин углов поворота опорных сечений пролетных строений над опорой;

k – коэффициент относительной жесткости подрельсового основания и рельса, определяемый по формуле

$$k = \sqrt[4]{\frac{U}{4EJ_p}} \quad (4.15)$$

где U – модуль упругости подрельсового основания;
 EJ_p – изгибная жесткость рельса.

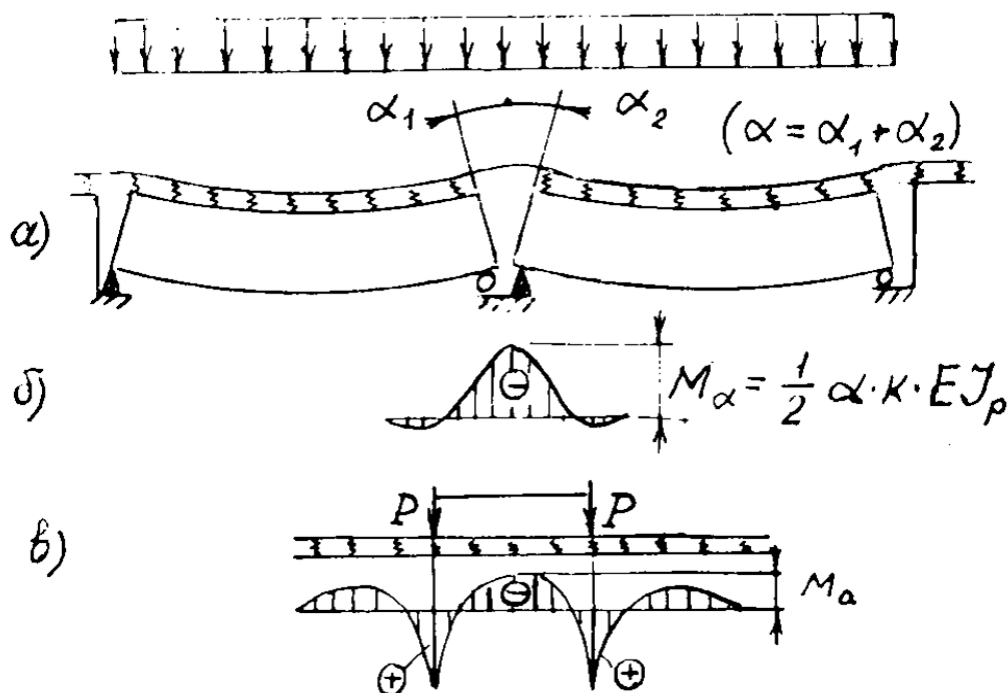


Рисунок 4.13 - Деформация пролетных строений двухпролетного моста при загрузении его временной вертикальной нагрузкой: а – схема деформации моста; б – эпюра M_α ; в – эпюра M_a

5. Неравномерный солнечный нагрев конструкций пролетных строений и рельсов как по длине моста, так и относительно друг друга. Его исследуют, учитывая, что солнечный нагрев может быть преимущественно горизонтальных плоскостей (ферм связей) и преимущественно вертикальных поверхностей (например, ферм и рельсов с солнечной стороны). В последнем случае должен быть искривление пролетных строений в плане и различные по величине усилия в рельсовых нитях пути. Указанный фактор может изучаться при исследовании сооружения как пространственной системы.

Вследствие статической неопределимости системы МБП на величины усилий в рельсах, возникающих под действием горизонтальных сил тяги (торможения) подвижного состава и температурных воздействий, передающихся на опоры через опорные части пролетных строений, большое влияние оказывает жесткость устоев и промежуточных опор. Недостаточная жесткость опор в направлении вдоль оси пути может потребовать специальных мер для обеспечения возможности устройства бесстыкового пути на мосту.

Кроме того, как уже отмечалось, продольные усилия и изгибающие моменты в рельсах существенным образом зависят от состояния и физико-механических характеристик балластного слоя верхнего строения пути на мосту.

4.7 Балластное и безбалластное мостовое полотно

Важным вопросом является устройство верхнего строения пути. В отечественной и зарубежной практике широкое применение нашло устройство пути на балласте. В то же время безбалластное мостовое полотно, обеспечивая высокую стабильность геометрических параметров, долговечность и эксплуатационную готовность при минимальном объеме работ по обслуживанию, в настоящее время привлекает к себе все большее внимание. За рубежом, в частности в Германии, безбалластное мостовое полотно становится основным видом мостового полотна на искусственных сооружениях ВСМ. В России, с ее более суровыми климатическими условиями, применение безбалластного мостового полотна более сложно, чем в большинстве зарубежных стран, однако, при использовании дополнительных приемов снижения температурных напряжений в рельсах применение безбалластного мостового полотна может оказаться приемлемым и эффективным и в отечественных условиях. Этот вопрос требует тщательной проектно-конструкторской проработки при соответствующем научном сопровождении.

Исследования по разработке безбалластных конструкций верхнего строения пути (ВСП) ведутся во многих странах, как для обычных, так и для высокоскоростных железных дорог. Это объясняется рядом факторов, из которых наиболее существенным можно назвать уменьшение расходов на содержание пути по сравнению с традиционным верхним строением пути на балласте.

Опыт эксплуатации безбалластных конструкций пути на земляном полотне в ФРГ показал, что более чем за 10 лет в них не возникло каких-либо повреждений. Путь с такими конструкциями загружался как грузовыми, так и высокоскоростными (при скоростях движения до 250 км/ч) поездами. При этом каких-либо расходов на содержание пути, за исключением затрат на работы по шлифовке рельсов, не требовалось, тогда как на соседних участках – при балластном верхнем строении пути - проведено нескольких ремонтов.

Отмечается стабильность положения пути в плане и профиле, что особенно важно при скоростном движении. Осадки пути и коэффициенты динамики подвижного состава на участках с безбалластным верхним строением оказались ниже на 50%, чем на соседних, где уложен балласт. Уровень шума при безбалластных конструкциях не выше, чем на обычном пути.

Различают две группы безбалластных конструкций ВСП - с монолитной армированной плитой и со сборными железобетонными плитами, соединяемыми с верхним строением на месте укладки. В ФРГ, например, уложены в основном опытные конструкции системы *Rheda* из монолитного железобетона (рис. 4.14), в которой между рельсом и железобетонными

шпалами, втапливаемыми в бетон, уложены резиновые прокладки толщиной 15 мм, рельсовые скрепления приняты раздельного типа.

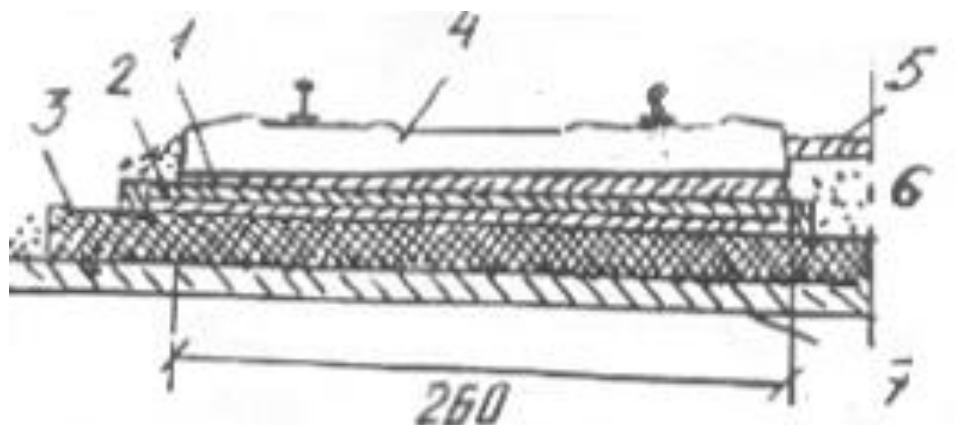


Рисунок 4.14 - Подрельсовое основание в виде армированной железобетонной плиты с опирающейся на неё рельсошпальной решёткой: 1 – бетон выравнивания и заполнения; 2 – армированная железобетонная плита; 3 – бетон основания; 4 – железобетонная шпала; 5 – битуминизированный гравий; 6 – гравий; 7 - цементация

Во Франции также применялись монолитные плиты, укладываемые секциями длиной до 100 м (рис. 4.15).

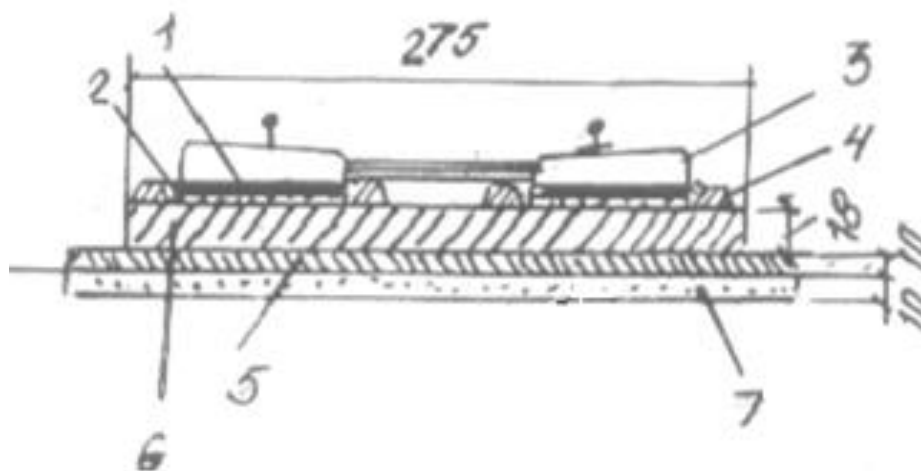


Рисунок 4.15 - Железобетонная плита с упруго опирающимися на неё двухблочными шпалами (Франция): 1 – резиновая прокладка; 2 – бетон; 3 – шпала; 4 – бетонный упор; 5 – несущий слой с вяжущими добавками; 6 – железобетонная плита длиной 98 м; 7 – несвязный грунт

В ряде стран применяются конструкции пути со сборными железобетонными плитами, опирающимися на несущий слой с вяжущими добавками (рис. 4.16).

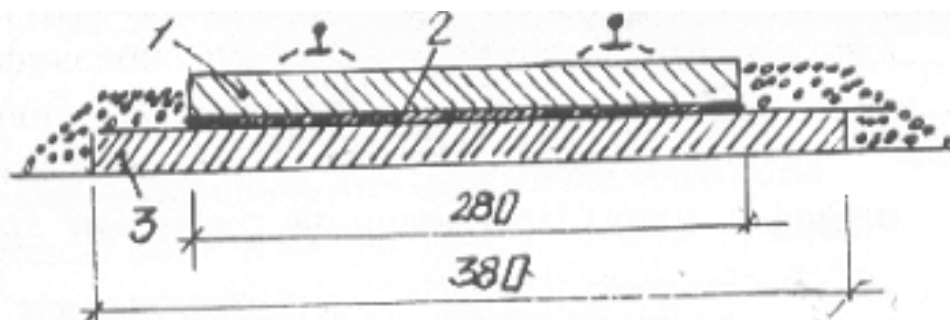


Рисунок 4.16 - Подрельсовое основание со сборными железобетонными плитами (ФРГ): 1 – готовая плита; 2 – битуминизированный слой; 3 – слой гравия с вяжущими добавками

Для компенсации просадок пути предусматривается возможность регулирования высотного положения рельсов на 50-100 мм.

На мостах высокоскоростных магистралей традиционным типом верхнего строения бесстыкового пути является балластное мостовое полотно. Однако в последние годы все чаще и на мостах применяются безбалластные конструкции из железобетонных плит, укрепляемых на пролетных строениях. Размещаемые на плитах рельсы соединяются с ними креплениями раздельного типа.

Например, на ВСМ Японии в тоннелях и на мостах сборные железобетонные плиты мостового полотна укладываются на слой асфальтобетона, укрепляемый после укладки плиты инъектированием цементобитумного раствора. Между плитой и основанием укладываются прокладка из резины или полиуретана (рис. 4.17).

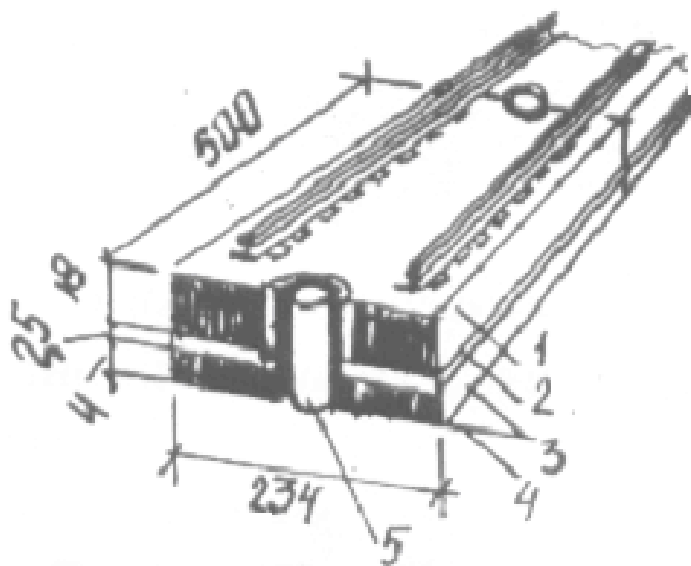


Рисунок 4.17 - Безбалластное мостовое полотно из сборного железобетона (Япония): 1 – железобетонная плита; 2- резиновая прокладка; 3 – асфальтобетонная инъектированная смесь; 4 – проезжая часть;

5 – бетонный упор

В ФРГ как альтернатива классическому балластному полотну в опытном порядке также устраивается безбалластное мостовое полотно. Так, летом 1990 г. уложено безбалластное мостовое полотно на мосту Ампер у Фюрстенфельдбрука. Мост неразрезной системы коробчатого сечения, двухпутный, выполнен по схеме 27,2+44,2+24,0 м. Конструкция жесткого мостового полотна представлена на рис. 4.18.

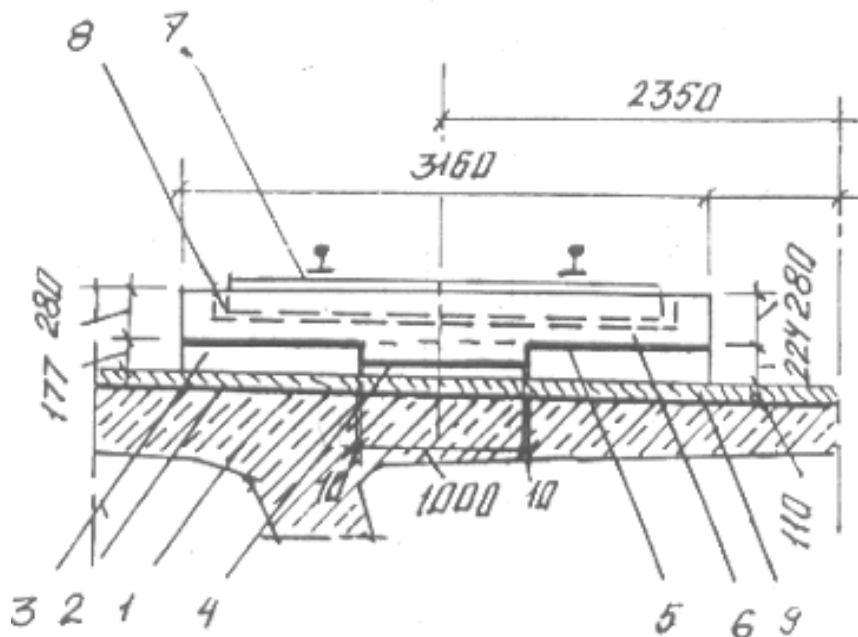


Рисунок 4.18 - Мостовое полотно моста Ампер (ФРГ): 1 – железобетонное пролетное строение; 2 – эластичный слой; 3 – верхняя плита; 4 – упор; 5 – паз плиты; 6 – корыто; 7 – шпалы; 8 – раствор; 9 – битуминизированный слой

Его особенностью является то, что на пролетном строении 1 на изоляцию 2 с защитным слоем 9 укладывается монолитная плита 3 с выступающей верхней частью, в которой устроены углубления 4. На плиту и в углубления расстилается эластичный материал 5, затем бетонируется балластное корыто 6. Укладывается рельсошпальная решетка 7, после чего корыто заполняется бетонной смесью 8. Верхняя плита длиной 4,1 м имеет поперечные пазы для отвода воды.

Проведенные испытания показали высокую эффективность этого типа мостового полотна. Загрузки моста тормозной нагрузкой позволили установить, что величины упругих перемещений верхней плиты и напряжения в рельсах пути с жестким мостовым полотном сопоставимы с аналогичными характеристиками, полученными при балластном мостовом полотне. Осадки верхней плиты под поездом практически не отличаются от таковых при балластном полотне.

В отчете об испытаниях не сообщается, проводились ли, наряду с тормозными, испытания моста на воздействия температуры. Результаты их

были бы интересны, поскольку позволили бы определить температурные усилия в рельсах, обусловленные деформациями пролетных строений при изменениях температуры балок. Этих усилий может не быть при независимой работе верхней и нижней плит, что обеспечивается эластичными прокладками между торцами упоров верхних плит и стенками ниш нижних.

При сравнительно небольшой величине температурного пролета (около 60 м) такое предположение вполне возможно без дополнительных мероприятий, направленных на снижение усилий в рельсах.

В отечественной практике широко применяется жесткое мостовое полотно на железобетонных плитах железнодорожных металлических мостов (при звеньевом пути) (рис. 4.19). Рельсы прикрепляются непосредственно к сборным железобетонным плитам, опирающимся на пояса балок проезжей части. Каждая плита имеет толщину 16 см, ширину 3,2 и длину до 3 м. Верх и боковые поверхности плиты покрыты гидроизоляцией (например, на основе эпоксидных смол). Плиты укладываются на фанерные подкладки (через 0,5 м) и подливаются цементно-песчаным (или клеено-песчаным) раствором. Прикрепление плит к продольным балкам осуществляется высокопрочными шпильками.

Положительными качествами такого решения является обеспечение высокой стабильности положения рельсового пути, увеличение срока службы по сравнению с полотном на деревянных поперечинах, а также сокращение эксплуатационных расходов.

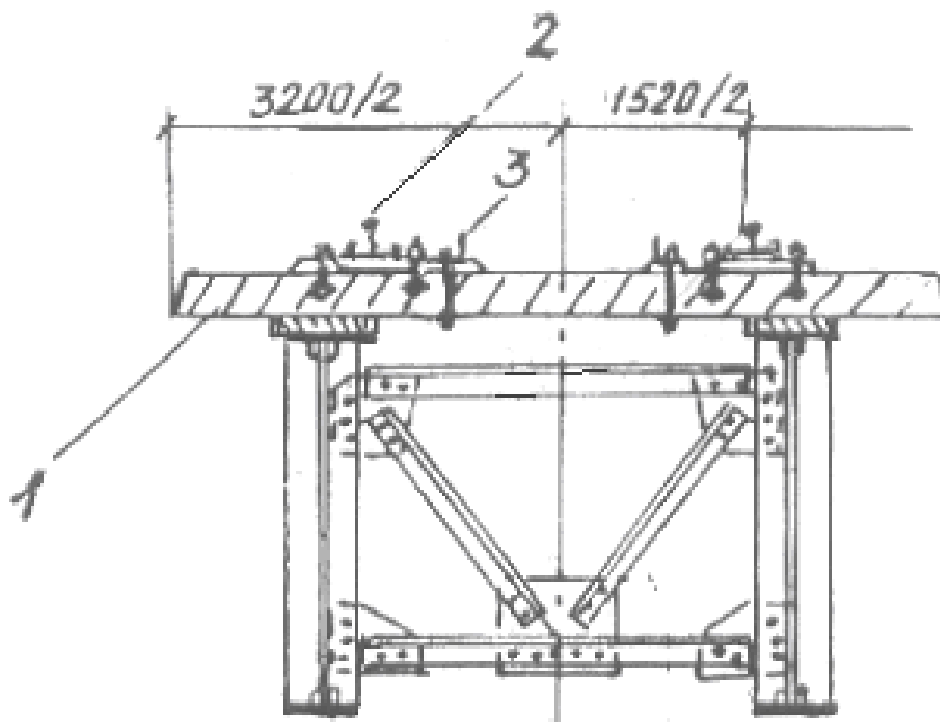


Рисунок 4.19 - Мостовое полотно с безбалластной железобетонной плитой (Россия): 1 – железобетонная плита; 2 – рельс; 3- контруголок (перила и тротуар не показаны)

Главным управлением пути и сооружений МПС в свое время была утверждена инструкция по применению безбалластного мостового полотна с железобетонными плитами на металлических мостах под железную дорогу. В соответствии с инструкцией плита в работу балок проезжей части не включается.

Особенностью таких конструкций для бесстыкового пути является необходимость учета совместной работы моста и рельса, связанного с плитой проезжей части рельсовыми скреплениями, на температурные силы и воздействия со стороны временной нагрузки (вертикальной и горизонтальной). Поскольку балки проезжей части пролетного строения жестко связаны со сборными плитами мостового полотна посредством анкеров и упоров различной конструкции, усилия в рельсах от температурных и силовых деформаций моста будут в основном определяться характером работы рельсовых скреплений. Это должно найти отражение в расчетной схеме совместной работы рельсов бесстыкового пути и мостового сооружения.

Для мостов с бесстыковым путем могут быть предложены различные варианты жесткого мостового полотна. Однако применяемые в настоящее время конструкции (см. рис. 4.19) не могут в должной мере удовлетворять требованиям, предъявляемым к безбалластному мостовому полотну на линиях с бесстыковым путем. Как показывает практика, даже при звеньевом пути в зонах сопряжения плит мостового полотна с продольными балками пролетных строений наблюдаются расстройств. Рельсы бесстыкового пути на мосту, будучи закрепленными на плите пролетного строения, будут еще более активно, чем при звеньевом пути, сопротивляться смещениям сечений балки от изменений температуры и воздействий поезда. Поэтому необходимы такие решения, которые позволили бы, обеспечивая возможность передачи тормозных нагрузок от поезда с рельсов через пролетные строения на опоры, уменьшить как отмеченные неблагоприятные эффекты, так и усилия в рельсах.

С этой точки зрения может представлять определённый интерес решение безбалластного специального мостового полотна, представленное на рис. 4.20.

Согласно ему, мостовое полотно состоит из укладываемых попарно верхней и нижней железобетонных плит, изготовленных на заводе МЖБК в одной опалубке: сначала изготавливается нижняя плита, затем на нее расстилается специальная прокладка из упругого материала (например, из резины, как это делают в Японии, или из эластомера, как принималось в Германии), после чего бетонируется верхняя плита с закладными частями для рельсовых скреплений. Этим обеспечивается идеальное соответствие плоскостей нижней и верхней плит, т.е. не требуется инъектирование асфальто-цементным раствором нижнего слоя, как это делается японскими мостостроителями. Кроме того,

гарантируется высокое качество конструкций, изготовленных в заводских условиях - в отличие от монолитного решения, принятого в ФРГ.

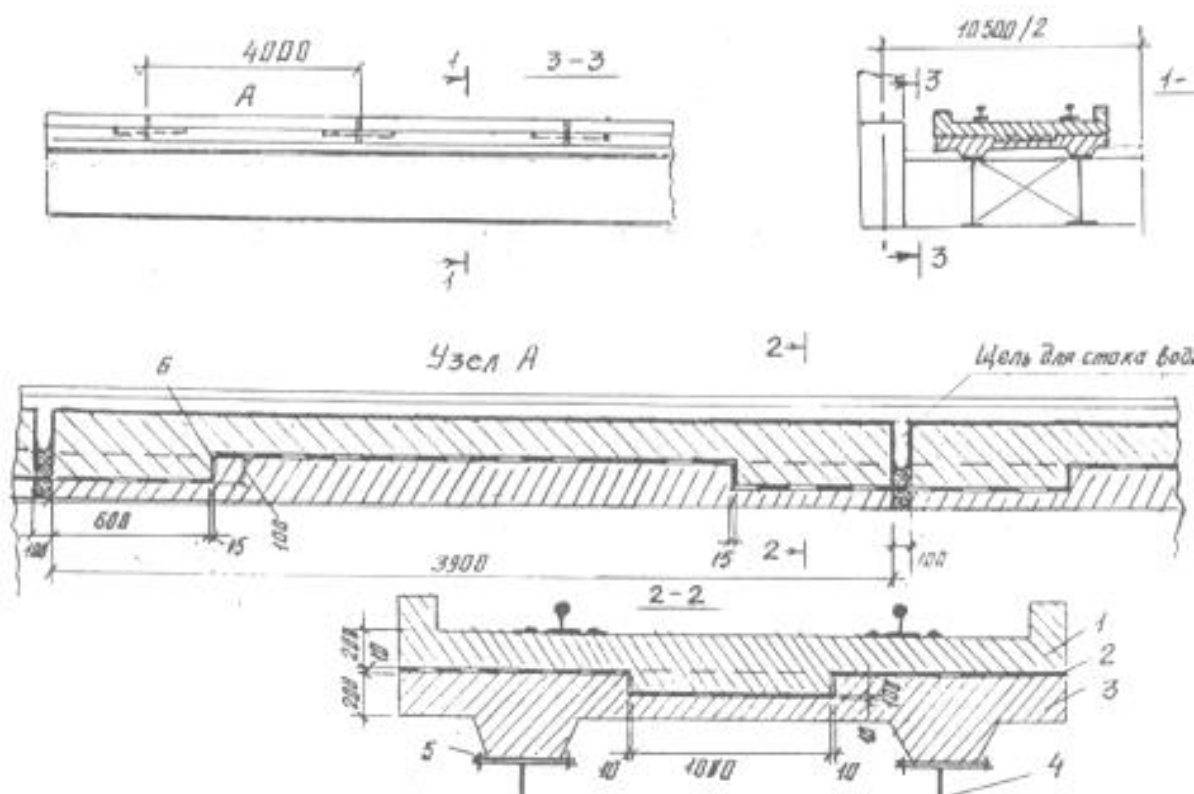


Рисунок 4.20 - Двухплитная конструкция жёсткого мостового полотна: 1 – верхняя плита; 2 – эластичная прокладка; 3 – нижняя плита; 4 – продольная балка проезжей части; 5 – болт; 6 – упор

Благодаря наличию выступов в верхней плите и соответствующих углублений (ниш) в нижней создается возможность передачи тормозных нагрузок на пролетное строение и далее на опоры моста.

Прокладка между плитами из упругих листов позволяет обеспечить лучшую изоляцию и, кроме того, некоторую деформативность соединения плит, что способствует снижению усилий взаимодействия между верхней плитой, скрепленной с рельсами, и нижней плитой, жестко соединенной с балками пролетных строений. Это используется, в частности, японскими мостостроителями при строительстве эстакад ВСМ большой длины с безбалластным мостовым полотном.

Постоянная нагрузка от такого мостового полотна не превышает нагрузку от балластного полотна. На железобетонных пролетных строениях ее можно еще понизить: как показывает японский опыт, толщина нижней плиты может быть уменьшена до 4 см.

Таким образом, в настоящее время на мостах высокоскоростных магистралей чаще всего применяется балластное мостовое полотно (на железобетонных шпалах и щебеночном балласте). В Японии и в

экспериментальном порядке в Германии и Франции как альтернатива балластному применяется жесткое безбалластное мостовое полотно на железобетонных плитах.

Опыт эксплуатации мостов на ВСМ с безбалластным мостовым полотном показал их экономичность. Тем не менее, в ряде стран, на мостах применяют балластное мостовое полотно. Оно требует повышенных расходов на эксплуатацию, однако обеспечивает однородность езды на подходах и на мосту, а также меньшую динамику проезда. Кроме того, продольные температурные усилия в рельсах бесстыкового пути на мосту при езде на балласте существенно ниже, чем при жестком мостовом полотне, что объясняется тем, что плита безбалластного мостового полотна соединена с деформирующимся в процессе эксплуатации пролетным строением жестко.

4.8 Основы проектирования мостов на ВСМ

Все искусственные сооружения, расположенные на перегонах, как правило, следует проектировать двухпутными; расположенные на станциях - в соответствии с путевым развитием станции.

Основной нагрузкой (воздействием) считают нагрузку от высокоскоростных поездов. Первоочередной задачей проектирования является: выполнение требований надежности пропуска высокоскоростных пассажирских поездов и комфортности проезда пассажиров. При выборе вариантов конструктивных решений следует предпочтение отдается тем, в которых эти требования обеспечены наиболее полно.

При проектировании мостов для высокоскоростного движения должно быть уделено особое внимание динамическим расчетам конструкций, в том числе контролю резонансных явлений, а при проектировании большепролетных конструкций – вопросам аэродинамического взаимодействия высокоскоростного поезда и элементов конструкций, а также вопросам ветрового воздействия.

Для малых и средних мостов применяют унифицированные конструктивные и технологические решения.

При проектировании мостов необходимо предусматривать безопасный пропуск под ними максимальных расходов воды требуемой вероятности превышения (независимо от генезиса их формирования и искусственного регулирования), а также ледохода, карчехода и селевых потоков. На водных путях учитываются требования судоходства, лесосплава и требования других водопользователей.

Выбор места мостового перехода, назначение положения сооружения в плане и профиле, определение величин пролетов, назначение схемы моста (разбивку на пролеты) производят на основе:

- технико-экономического обоснования вариантов;
- требований трассирования магистрали;

- русловых, геологических, гидрогеологических, экологических, ландшафтных и других
- местных условий, влияющих на технико-экономические и иные показатели
- соответствующего участка дороги;
- обеспечения безопасности и бесперебойности движения поездов;
- удобства содержания и эксплуатации сооружений.

При назначении конструкций опорных частей, деформационных швов и размеров оголовков опор учитывают горизонтальные и вертикальные перемещения верха опор. Для неразрезных пролетных строений рекомендуется на каждой опоре устанавливать опорную часть или иное устройство, ограничивающее поперечные деформации.

На мостовых переходах при необходимости регулирования направления водного потока для предотвращения размывов конусов мостов и прилегающих к ним береговых линий предусматриваются регуляционные и берегоукрепительные сооружения. Регуляционные сооружения (струенаправляющие дамбы, грушевидные уширения конусов, траверсы и др.), как правило, применяют при соответствующем обосновании и с учетом ситуационных особенностей расположения мостового перехода (при пойменной многорукавности, активных русловых переформирований предгорных рек, косых пересечениях, большом пойменном расходе воды и относительно сжатом отверстии моста и пр.). При расчетных скоростях воды под мостом до размыва менее 1,0 м регуляционные сооружения не предусматриваются.

Расстояние между осями главных путей на искусственных сооружениях на прямых и кривых участках следует определять таким же, как на подходах к ним.

Возвышение элементов искусственных сооружений над расчетными и наибольшими уровнями воды и ледохода на несудоходных и несплавных водотоках, а также в несудоходных пролетах мостов на судоходных водных путях назначается в соответствии с СП 35.13330.2012. Кроме того, учитывается необходимость возвышения низа пролетных строений выше уровня высокой воды с учетом ее набега на опоры мостов от динамического воздействия речного потока. Набег воды на опоры мостов от расчетного уровня воды заданной вероятности превышения принимают по таблице 4.5 в зависимости от средней русловой бытовой скорости течения набегающего речного потока.

Таблица 4.5

| | | | | | | |
|----------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Скорость течения V , м/с | 0,5 | 1,0 | 2,0 | 3,0 | 4,0 | 5,0 |
| Набег воды ΔH , м | 0,2 | 0,6 | 1,2 | 1,9 | 2,5 | 3,2 |

Возвышение низа пролетных строений над наивысшим уровнем водохранилища у мостов, расположенных в несудоходных и несплавных зонах

водохранилища, должно быть не менее высоты расчетной ветровой волны с увеличением на 0,25 м. Наименьшее возвышение низа пролетных строений при наличии наледи назначается с учетом ее высоты.

Расстояние между промежуточными опорами в свету при наличии карчехода принимают с учетом размеров карчей, но не менее 15,0 м, за исключением береговых пролетов мостов с обсыпными устоями. При наличии ледохода расстояние между промежуточными опорами в свету должно быть не менее максимальных размеров льдин или из условия их беззаторного пропуска под мостом.

Размеры отверстий больших и средних мостов назначаются с учетом подпора, ширины бытового русла, а также с учетом природного, сосредоточенного, общего и местного размывов у опор, конусов и регуляционных сооружений. Отверстие моста в свету не должно быть меньше устойчивой ширины русла. Размеры мостов, сооружаемых в городах, назначают с учетом намечаемого регулирования реки и требований планировки территорий, набережных, очистных сооружений, водозаборов и других сооружений.

В связи с большим количеством искусственных сооружений на трассе ВСМ одной из основных задач является унификация принимаемых технических решений по искусственным сооружениям. На основе анализа совместной работы пролетных строений, опор и бесстыкового рельсового пути и выполненных поверочных расчетов предложены унифицированные конструкции пролетных строений, промежуточных опор и устоев.

Приводится следующая типизация пролетных строений мостов на ВСМ в зависимости от расчетного пролёта.

| Тип пролетного строения | Расчетный пролет, м | Строительная высота, м |
|---|---------------------|------------------------|
| Монолитные преднапряженные плитные | 16,5 | 2,20 |
| | 23,6 | 2,30 |
| Сборно-монолитные преднапряженные ребристые | 16,5 | 2,80 |
| | 23,6 | 2,90 |
| Монолитные преднапряженные коробчатые | 33,0 | 3,85 |
| | 44,0 | 4,85 |
| | 55,0 | 5,85 |
| Сталежелезобетонные арочные с затяжкой | 66,0 | 1,85 |
| | 77,0 | |
| | 88,0 | |
| | 100,0 | |
| | 110,0 | |
| | 120,0 | |
| 130,0 | | |

Опоры мостов и эстакад следует проектировать массивными со сплошным сечением. Применение стоечных, сквозных и тонкостенных опор не допускается.

Тестовые задания к модулю 4

1. Исходные данные для проектирования моста ВСМ:



- a) организация-подрядчик
 - б) технические параметры объекта проектирования
 - в) требования по инновации
2. Подвижная нагрузка для мостов ВСМ:
- a) С 8
 - б) С 11
 - в) С 14
3. Нормы проектирования для ВСМ Москва-Казань
- a) СНиП 2.05.03-84*
 - б) СП 35.13330.2011
 - в) СТУ "Сооружения искусственные участка Москва-Казань ВСМ Москва-Казань-Екатеринбург. Технические нормы и требования к проектированию и строительству. 2014.
4. Особенности проектирования мостов на ВСМ:
- a) необходимость учета повышенной динамики от высокоскоростного подвижного состава
 - б) значительные статические нагрузки от подвижного состава
 - в) необходимость рассмотрения влияния пешеходной динамической нагрузки
5. Учет дополнительных воздействий на рельсы пути на мосту ВСМ:
- a) от ударов в стыках
 - б) от виа температуры окружающего воздуха
 - в) от сейсмического воздействия
6. Способ учета динамики рамного моста на ВСМ:
- a) введение динамического коэффициента
 - б) рассмотрение работы моста как системы "мост-поезд"
 - в) по аналогии
7. Конструктивное решение пролетного строения моста при пролете 15 м:
- a) плитное железобетонное





- б) балочно-ребристое железобетонное
- в) коробчатое железобетонное

8. Рациональное конструктивное решение промежуточной опоры высотой 5 м эстакады на ВСМ:

- а) массивная монолитная
- б) сборная в виде плоской рамы
- в) одностоечная с ригелем.

5. МОДУЛЬ 5. ТОННЕЛИ НА ВСМ. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Автор раздела: В.Н. Кавказский

5.1 Общие сведения

В Российской Федерации для проектирования тоннелей применяется СП 122.13330.2012 «Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97».

Инженерные изыскания для проектирования тоннелей должны выполняться специализированными проектно-изыскательскими организациями по проектированию тоннелей или консорциумом таких организаций.

На этапе выполнения инженерных изысканий необходимо определить конкурентные варианты прохождения трассы тоннеля. По результатам выполнения изысканий по определенным вариантам трассы проводят технико-экономическое сравнение вариантов. По утвержденному варианту трассы заказчиком передаются в качестве исходных данных для разработки проектной документации. Инженерные изыскания до начала работ по разработке проектной документации могут быть направлены на экспертизу.

При выполнении инженерных изысканий для проектирования горных тоннелей требование по разработке вариантов трассы тоннеля является обязательными.

При выборе варианта трассы для каждого варианта разрабатывается раздел оценки воздействия на окружающую среду (ОВОС) при строительстве и эксплуатации с расчетом ущерба окружающей среде и стоимости мероприятий по его предотвращению. При выборе варианта трассы разрабатывают раздел «Оценка воздействия на окружающую среду». Однако следует отметить, что данный свод правил не распространяется на проектирование тоннелей, сооружаемых на высокоскоростных (свыше 200 км/ч) железнодорожных пассажирских линиях.

В Европе в частности Германии особенности проектирования тоннелей достаточно подробно изложены во внутреннем документе немецких железных дорог (DB) RIL853.100. Из этого документа следует, что для оценки инженерно-геологических сведений следует принимать данные изложенные национальном документе, DIN 4020, который дополняет обще европейские нормы EN 1997-2 евро код 7 «Проектирование, анализ и проектирование в геотехнической инженерии». В главе 6 данного документа приведены подробные требования к лабораторным исследованиям и составу работ по инженерно-геологическим изысканиям и распространяются на все объекты гражданского строительства и являются обязательными на всей территории Евросоюза.

Для проектирования и строительства тоннелей должны быть подробно проведены исследования горного массива и грунтовой воды. С этой целью, инженерно-геологические изыскания проводятся на начальной стадии проекта.

Инженерно-геологические условия должны быть рассмотрены на следующих стадиях: планирование землепользования, зонирования, строительства.

Характер и сфера инженерно-геологических изысканий должны быть адаптированы к конкретным условиям с учетом площади поперечного сечения, длины, назначение тоннеля. При этом должны быть рассмотрены вопросы оценки влияния на окружающую застройку, например, из-за вибрации, понижения уровня грунтовых вод или осадок дневной поверхности.

Инженерно-геологические исследования при строительстве крупных тоннельных проектов должны выполняться независимыми экспертами геотехнического инжиниринга, которые должны быть утверждены по согласованию с другими участниками проекта. Инженерно-геологические исследования должны сопровождаться экспертами и при осуществлении геотехнической инженерии и оцениваться в период проектирования и строительства тоннеля.

Основываясь на выводах о инженерно-геологических изысканиях, разрабатываются модели для оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива в период строительства тоннеля.

5.2 Объемно-планировочное решение тоннеля

Объемно-планировочные и конструктивно-технологические решения для тоннелей должны приниматься с учетом обеспечения максимальной сохранности расположенных поблизости зданий, сооружений и культурно-исторических памятников.

Архитектурный облик наземных сооружений тоннелей должен отвечать эстетическим требованиям, и его следует решать в единой композиции с окружающим ландшафтом и архитектурными сооружениями (ансамблями), расположенными в зоне прилегающей улично-дорожной сети.

При проектировании тоннелей, располагаемых в непосредственной близости от жилых и общественных зданий, необходимо предусматривать на въездах и выездах из тоннелей специальные планировочные и конструктивные мероприятия, понижающие шум от проезжающих транспортных средств до допустимых уровней в соответствии с СП 51.13330.

В путепроводе тоннельного типа, состоящем из перекрытой (тоннельной) части и двух открытых рамповых участков, места перехода от рамп к перекрытой части следует назначать, как правило, из условия обеспечения беспрепятственного пропуска транспортных потоков и пешеходов над перекрытой частью.

При проектировании протяженных тоннелей, сооружаемых двумя способами - открытым и закрытым, границы участков различных способов работ должны определяться на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом градостроительной обстановки и инженерно-геологических условий строительства.

5.3 Поперечное сечение тоннеля

В *Российской Федерации* поперечное сечение строящихся и реконструируемых железнодорожных тоннелей должно приниматься в соответствии с габаритом приближения строений С, приведенном в ГОСТ 9238. Поперечное сечение должно выполняться с учетом принятых конструкций контактной сети, пути, водоотвода, размещения всех необходимых технологических устройств, а также с учетом строительных допусков на сооружение обделки тоннеля. Однако данные требования не могут распространяться на габарит приближения строения на ВСМ.

В *странах ЕС* опыт проектирования тоннелей позволил выделить критерии подбора оптимального значения поперечного сечения тоннеля. По данным нормативных источников основными параметрами, которые оказывают влияние на определение параметров следующие:

- габариты приближения строений;
- габариты электрооборудования контактной сети (изоляция контактной сети и пантографа);
- межосевое расстояние путей (в зависимости от скорости от 3,57 м до 4,80 м);
- возможности и проблемы технического обслуживания (регулировка пути – установка на кружало);
- требования безопасности (экстренная эвакуация, камера для персонала, занимающегося техническим обслуживанием);
- железнодорожное оборудование (сигнализация, антенны, стяжки...);
- методы строительства (обычные или механизированные → форма выработки);
- вмещающая горная порода и гидравлическая нагрузка (лоток, обратный свод, водоотлив и дренаж).

Габариты приближения строений. Для колеи 1435 мм, первый международный шаблон был принят в 1914 году Бернской конвенции. Он известен как шаблон (РРІ). Его ширина составляет 3,150 м, высота 4,280 м над поверхностью рельса. Любое железнодорожное транспортное средство соблюдая габарит РРІ может циркулировать на всех европейских обычных линиях, за исключением британских путей. Впоследствии, Международным союзом железных дорог (МСЖД-UIS) определены четыре шаблона, которые в настоящее время действуют на международном уровне. Габариты UIS представлен на рисунке 5.1.

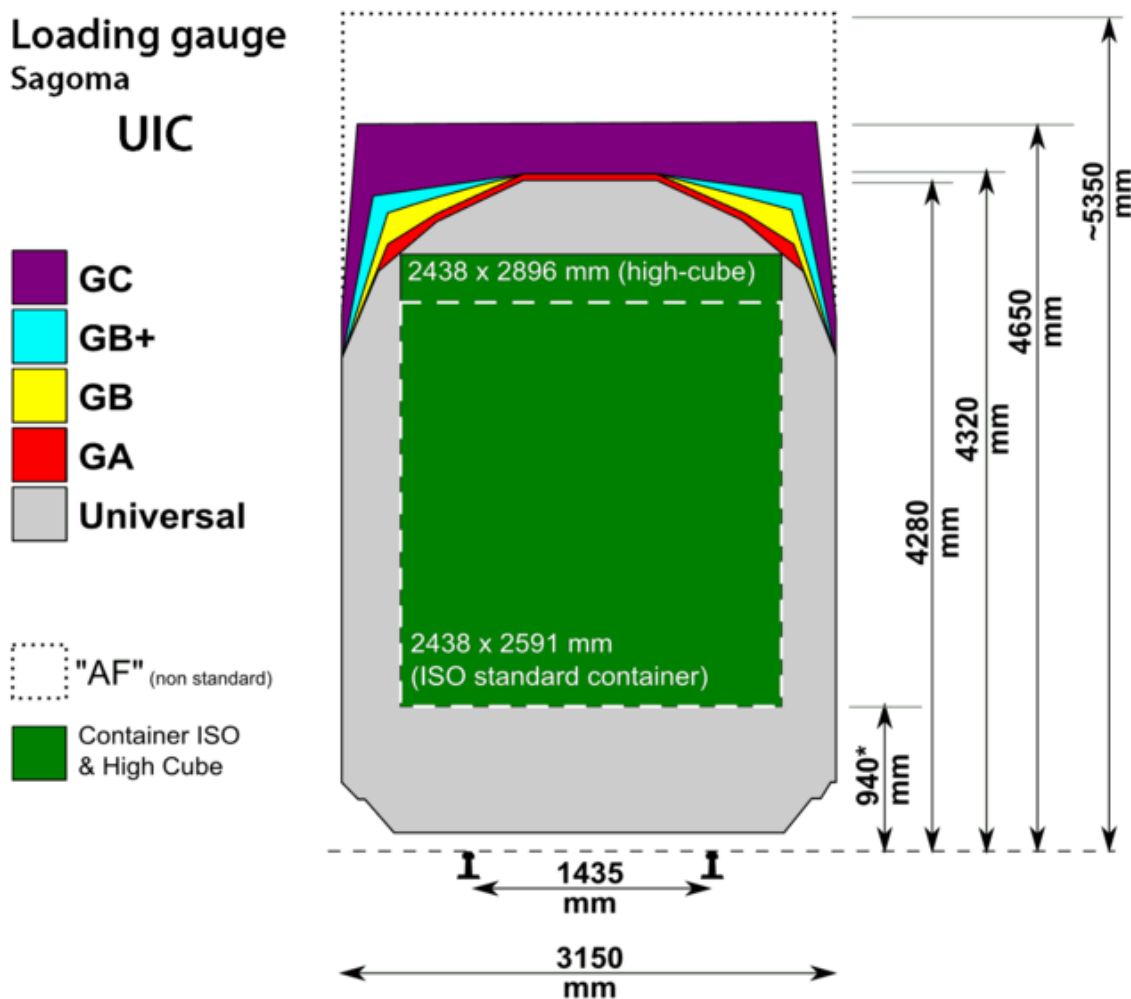


Рисунок 5.1 – Габариты по нормам UIC.

Международный универсальный габарит (PPI), является самым низким и служит образующим для остальных;

- G.A. габарит; это основной габарит французской железнодорожной сети;
- G.B; габарит, действующий на определенных маршрутах (например, в тоннеле под Ламаншем);
- G.C; Рекомендуется для новых высокоскоростных линий в Европе.
- GB1 (GB+), для перевозки передачу некоторых больших контейнерах.

В Европе все страны входящие в Союз железных дорог Центральной Европы, Северных сетей и Германии, имеют довольно свободный габарит, который и стал прототипом GC. Великобритания является частным случаем, потому что поддерживала свой габарит с меньшими размерами по высоте и ширине, что объясняет особый профиль поезда тоннеля Eurostar.

Габариты электрооборудования (изоляция контактной сети и пантографа). Габарит LGVC1 25 kV зависит от типа контактной сети, который существенно влияет на поперечное сечение. Его высота на вновь строящихся высокоскоростных дорогах составляет 6,22 м (рис. 5.2).

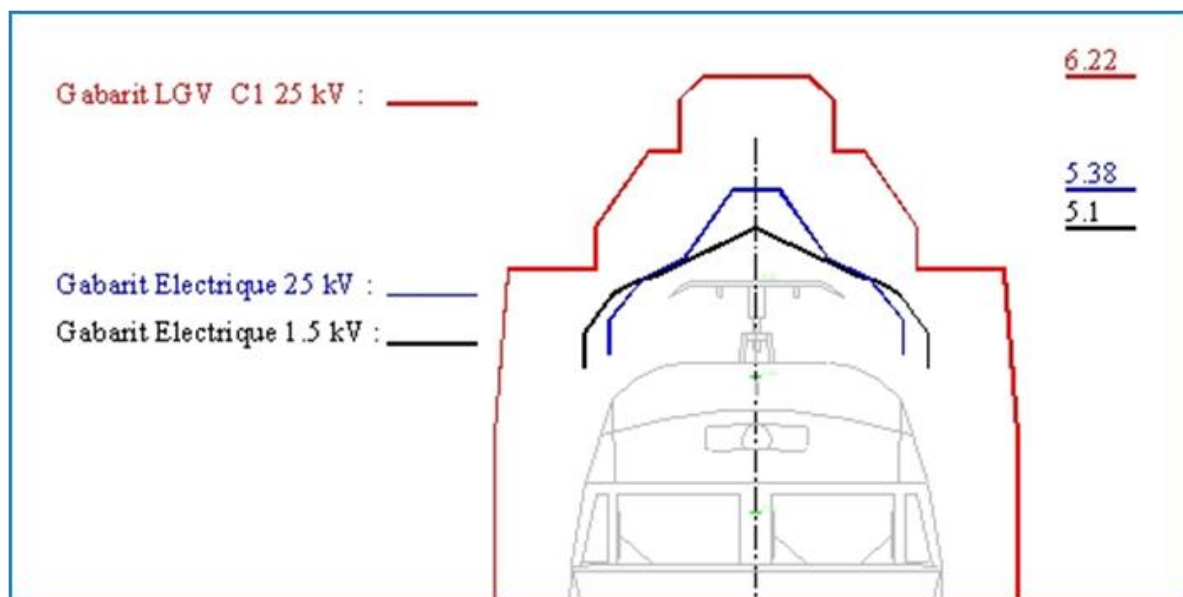


Рисунок 5.2 - Габарит LGV C1 25 kV подвески контактной сети.

Межосевое расстояние путей на линиях (в зависимости от скорости от 3,67 м до 4,80 м). Из отчета RFF «Технический проект. Общие сведения: Методология» на сети железных дорог Франции получены зависимости от скорости движения таблице 5.1.

Таблица 5.1

| Скорость (км/ч) | Расстояние между осями пути на новых линиях, м |
|-----------------|--|
| 200 | 4,20 |
| 220 | 4,20 |
| 230 | 4,20 |
| 270 | 4,50 |
| 300 | 450 |
| 320 | 450 |
| 350 | 480 (исследуется) |

Из представленного документа можно заключить следующее. В соответствии с развитием скорости движения на линиях изменялась и расстояние между осями. На вновь строящихся линиях со скоростями движения от 270 км/ч до 350 км/час, это расстояние составляет 4,50 м с увеличением в перспективе до 4,80.

Возможности и проблемы технического обслуживания (регулировка пути – установка кружал).

По нормам безопасности в туннелях большого пролета при определении необходимой площади поперечного сечения необходимо предусматривать дополнительное пространство для возможности установки кружал. Это делается для выполнения ремонтных работ или усиления конструкции обделки в случае изменения технического состояния несущей конструкции. Примером может служить двухпутный тоннель (DV) в Монако рисунок 5.3. В этом тоннеле предусмотрено увеличение сечения по периметру сводовой части на 600 мм.



Рисунок 5.3 - Типовое сечение двухпутного (DV) тоннеля в Монако

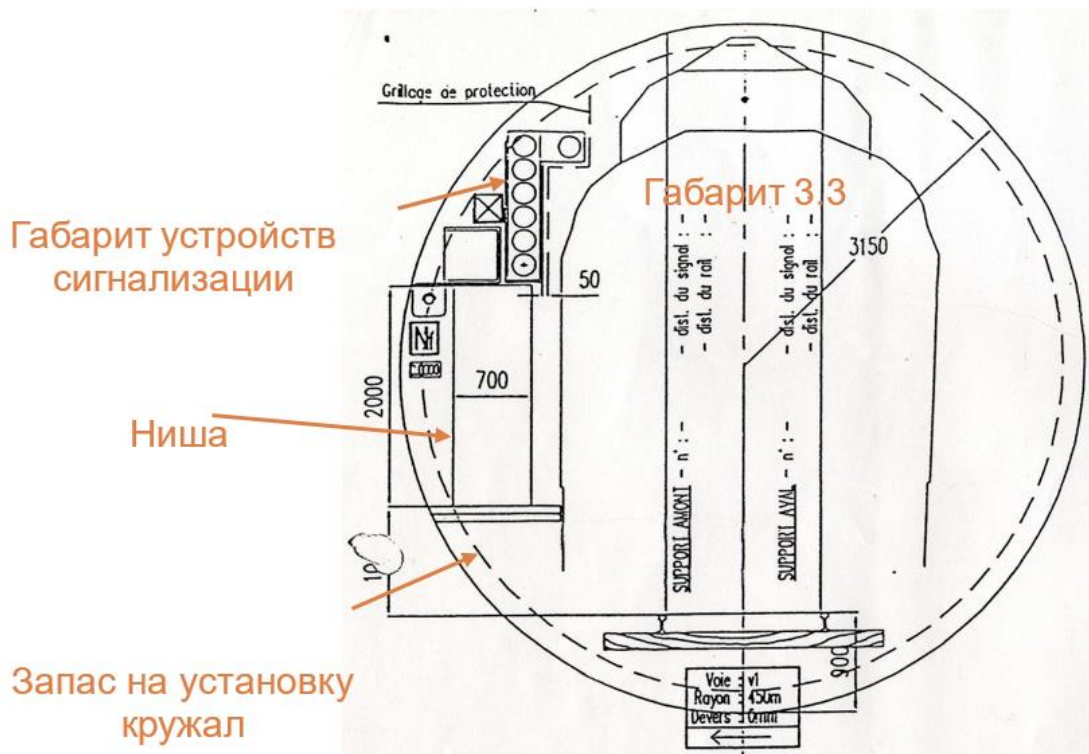


Рисунок 5.4 - Типовое сечение однопутного межвокзального тоннеля EOLE

Требования безопасности (экстренная эвакуация, камера для персонала, занимающегося техническим обслуживанием).

– Доктрина в вопросе проектирования железнодорожных тоннелей приведена в: ITI 98-300 – Межведомственная Техническая Инструкция от 8 июля 1998 года;

– IT.STPG – для систем с направленным перемещением городского общественного транспорта (постановление от 22 ноября 2005 года);

– STI 2008/163/CE – Техническая Спецификация Эксплуатационной Совместимости.

Исходя из доктрины безопасности в тоннелях вдоль пути должны быть предусмотрены продольные тротуары.

5.4 Аэродинамические явления в тоннелях

Согласно исследованиям, проведенным в ряде европейских и азиатских стран, причиной многих аэродинамических процессов является прохождение поезда на высокой скорости через пространство, ограниченное тоннельной конструкцией. Самый простой способ смягчения аэродинамических эффектов – это увеличение площади поперечного сечения тоннеля. Но следует отметить, что указанный способ является самым дорогостоящим и малоэффективным по ряду конструктивных и технологических причин.

Увеличение поперечного сечения рационально производить лишь при увеличении расчетной скорости движения высокоскоростного состава. Ориентировочное увеличение сечения на примере двухпутного тоннеля показано на рис. 5.5.

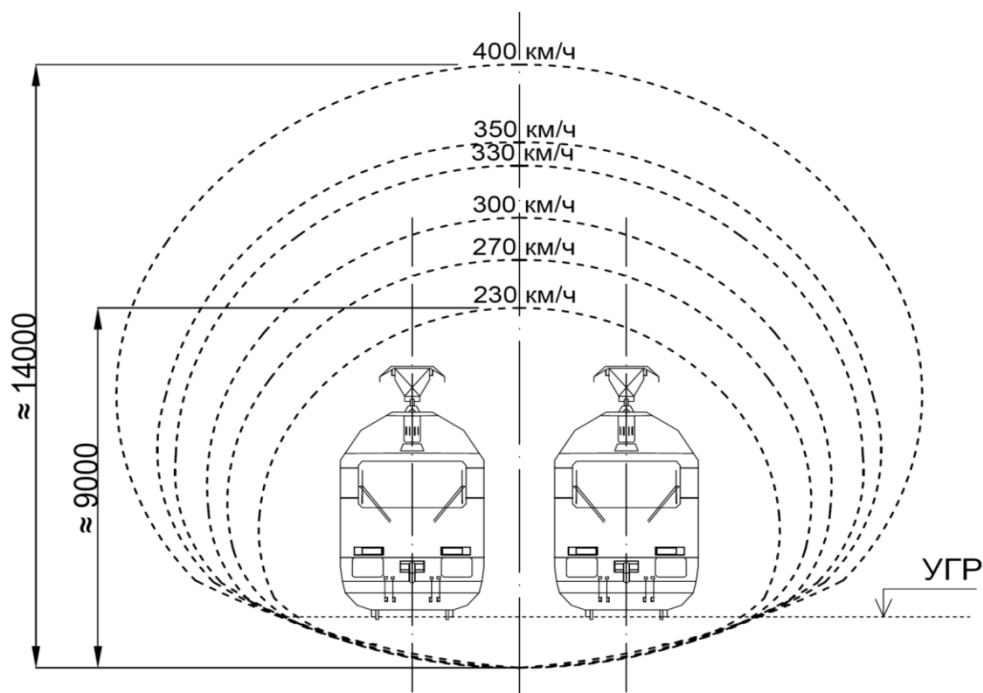


Рисунок 5.5 - Схема необходимого увеличения поперечного сечения тоннеля с увеличением скорости движения высокоскоростного поезда

Аэродинамические процессы, наблюдаемые в тоннелях при прохождении высокоскоростных поездов, проявляются в виде:

1. перепадов статического давления;
2. тоннельных волн давления;
3. волн микродавления;
4. повышенного уровня колебаний подвижного состава.

1. Величина изменения давления в тоннеле зависит от нескольких параметров. Наиболее важными из них являются скорость движения поезда, коэффициент блокирования (отношение площади поперечного сечения тоннеля к площади поперечного сечения подвижного состава $V = A_{\text{поезда}}/A_{\text{тоннеля}}$) и длина тоннеля. Как правило, самые высокие перепады давления генерируются в момент прохождения поездом входного портала.

При движении поезда в тоннеле изменение давления происходит одновременно с перемещением поезда (рис. 5.6). Перед движущимся поездом образуется область повышенного давления, в носовой части происходит резкий перепад давления. Далее оно постоянно уменьшается по длине поезда. После прохождения поезда давление в тоннеле постепенно выравнивается.

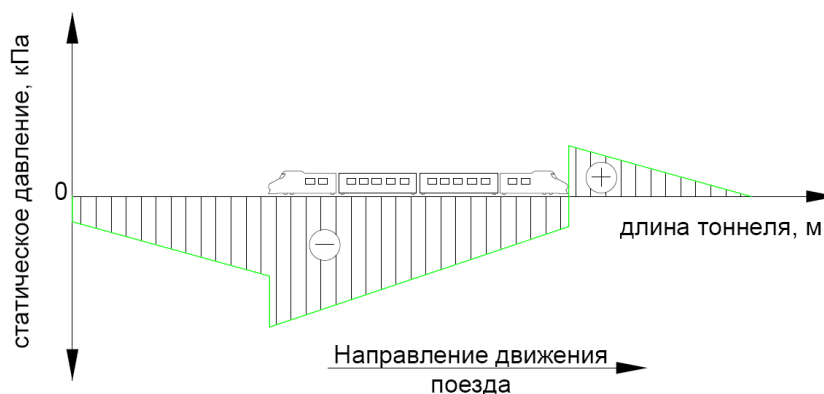


Рисунок 5.6 - Распределение давления по длине поезда

Изменение давления необходимо учитывать при проектировании конструкций подвижного состава, дверей и заслонок между тоннелем и соседним объемом (техническая комната, сбойка, вентиляционный канал и т.д.) и при проектировании внутренних объектов тоннельной инфраструктуры (знаки, светильники, шкафы с оборудованием и т.п.).

Отмечено негативное влияние изменения давления на здоровье и самочувствие пассажиров: при кратковременном резком перепаде давления возможно повреждение органов слуха. Существуют международные нормы, по которым максимальные перепады давления в тоннеле не должны превышать 10 кПа (т.н. «критерий здоровья»), и рекомендательные нормы в конкретных странах (т.н. «критерий комфорта»). Согласно критериям комфорта, ограничиваются максимальные перепады давления в единицу времени, вызывающие наименьший дискомфорт у людей, находящихся в высокоскоростном составе. Например, в Германии максимальный перепад

давления не должен превышать 500 Па за 1 секунду, 800 Па за 3 секунды, 1000 Па за 10 секунд. При этом регламентируются параметры герметизации подвижного состава.

Как показали результаты проведенных расчетов, проведенных иностранными специалистами, величина изменения давления обратно пропорциональна коэффициенту блокирования. При увеличении площади поперечного сечения тоннеля коэффициент блокирования уменьшается. Вместе с этим падает амплитуда и скорость изменения давления.

2. Волны давления (тоннельные волны) - сжатия и разрежения - перемещаются в пространстве тоннеля со скоростью звука и генерируются высокоскоростным поездом при прохождении мест:

- входа и выхода из тоннеля;
- изменения поперечного сечения тоннеля;
- сбойки с параллельным тоннелем или тупиковой выработки;
- сопряжения с вентиляционными каналами, ведущими наружу.

Особенность волн давления заключается в том, что, когда волны сжатия (растяжения) достигают одного из порталов тоннеля, они отражаются в виде волн растяжения (сжатия) и процесс повторяется в обратном направлении. Таким образом, поезд несколько раз встречает эти волны во время движения в тоннеле. Этот процесс наглядно продемонстрирован на примере измерений, полученных с датчика давления, установленного на корпусе поезда, проходящего через тоннель Paracuellos в Испании. Пересечение линии движения поезда с линиями волн давления отражаются на графике давления в виде резких скачков.

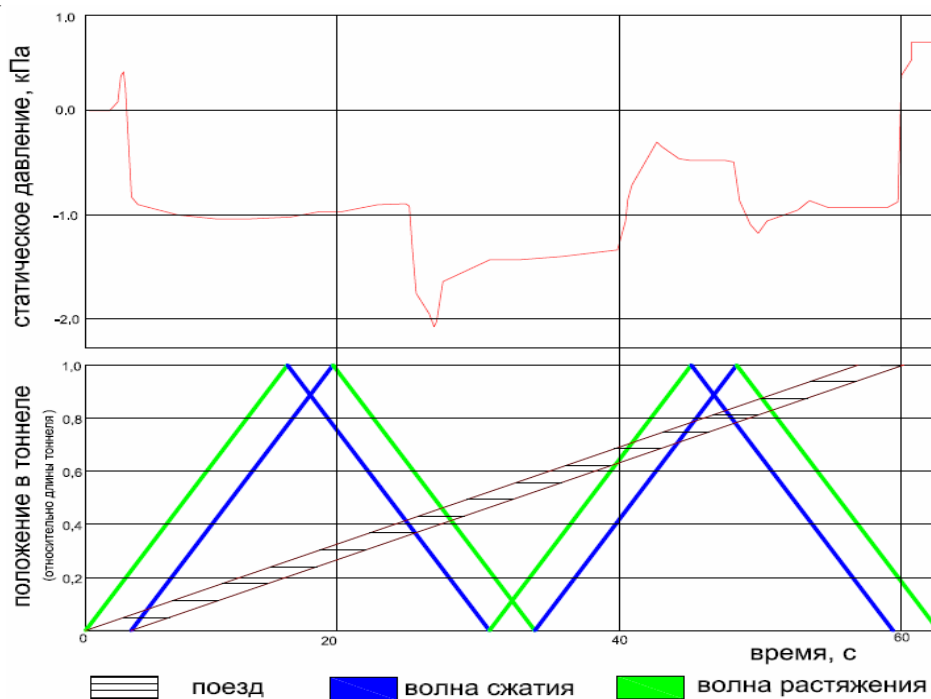


Рисунок 5.7 - График изменения давления. Исследования в тоннеле Paracuellos (Испания)

В зарубежных источниках фигурирует понятие «критической длины тоннеля». Критическая длина тоннеля определяется как длина, при которой наблюдается самый высокий уровень изменения давления из-за наложения отраженных волн давления и статического давления на конце поезда. Исследования, проведенные в ряде стран, позволили установить зависимости изменения давления от скорости поезда и его длины. Например, в однопутном тоннеле с круговой обделкой при длине поезда 200 м и скорости 200 км/ч критическая длина составляет 2178 м.

Кроме длины тоннеля влияние на волны давления оказывает множество других факторов: скорость и длина поезда, форма его носовой части, коэффициент блокирования, верхнее строение пути и другие. В частности, японские исследователи установили, что, применяя определенные размеры глухих выработок можно «управлять» характеристиками волн давления.

Таким образом, для того, чтобы значения давления воздуха в тоннеле не превышали рекомендуемых пределов необходимо производить расчет для каждого конкретного случая (с учетом размеров поезда, тоннеля и наличия особенностей, таких как вентиляционные шахты и тупиковые выработки)

3. Волны микродавления в тоннелях на ВСМ образуются из-за возникновения индуцированных высокоскоростным поездом волн давления.

Результатом распространения в тоннеле волн давления является их частичный выход наружу пульсационными волн микродавления. Это проявляется в виде характерного взрывоподобного звука, исходящего из портала, противоположному въезду поезда в тоннель. В некоторых странах, например, в Японии, на законодательном уровне ограничивается уровень шума от производимых волн микродавления.

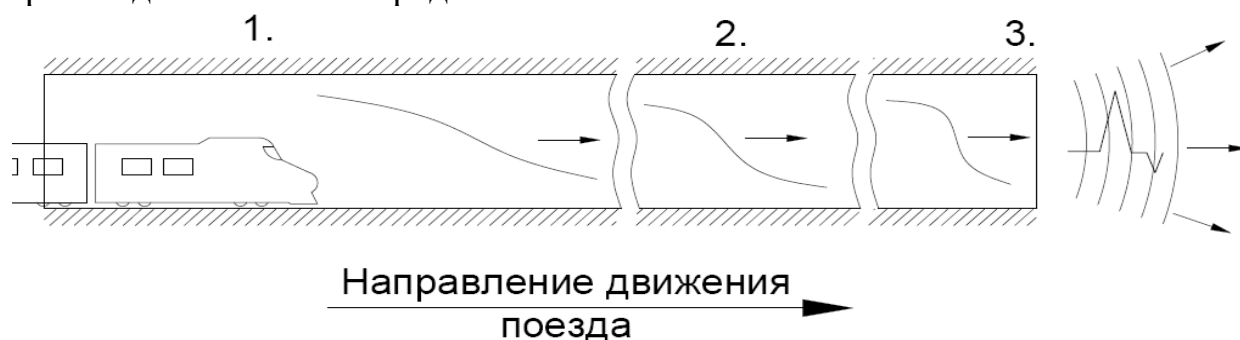


Рисунок 3.8 - Схема образования волн микро-давления: этап 1 – формирование волны сжатия; этап 2 – распространение волны по тоннелю; этап 3 – излучение волн микродавления из портала.

Основными параметрами, регулирующими это явление, являются длина тоннеля, верхнее строение пути и скорость поезда.

Существуют различные пути борьбы с этим явлением:

- увеличение поперечного сечения тоннеля;
- снижение скорости поезда;

- устройство выносных порталных конструкций с отверстиями, с трубами или из композитных материалов;
- покрытие внутренней поверхности тоннеля звукопоглощающими материалами;
- использование балластного верхнего строения пути вместо железобетонного;
- изменение количества и размеров вспомогательных выработок.

Наиболее простым и эффективным способом борьбы с волнами микродавления считается установка выносных порталных конструкций из композитных материалов и покрытие верхнего строения пути звукопоглощающими матами. Но не стоит отказываться от других предлагаемых вариантов, так как все они имеют свои преимущества и недостатки, для определения эффективности которых необходимо производить специальные исследования.



Рисунок 3.9 - Выносная порталная конструкция из композитных материалов

4. Повышенный уровень колебания подвижного состава - специфическая проблема, встречающаяся при прохождении поезда через двухпутный тоннель. Этот эффект никак не связан с качеством укладки железнодорожных путей (в чем первоначально предполагался источник проблемы). При проведении ряда исследований было установлено, что из-за внецентренного расположения высокоскоростного состава в тоннеле на одну из его сторон действует переменное давление, превышающее давление, с другой стороны. В наибольшей степени этот процесс наблюдается после 6-го вагона состава.

Для прогнозирования успешно применяются методы одномерного и объемного компьютерного моделирования, позволяющие с высоким уровнем точности предсказать появление аэродинамических эффектов. Большая работа проведена зарубежными аэродинамическими и железнодорожными научно-исследовательскими институтами по физическому моделированию высокоскоростного движения в тоннелях. Благодаря этой работе, были

получены новые порталные конструкции, зависимости между аэродинамическими эффектами и длиной, формой, скоростью поезда.

5.5 Строительные конструкции и материалы обделок

В соответствии с требованиями СП 122.13330.2012 “Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97” к обделкам и внутренним несущим конструкциям тоннельных сооружений предъявляются следующие требования:

- по прочности,
- эксплуатационной надежности,
- долговечности,
- огнестойкости и
- устойчивости к различным видам агрессивного воздействия внешней среды.

Обделки тоннелей следует проектировать замкнутыми из монолитного бетона и железобетона, железобетонных элементов заводского изготовления, применяемых исходя из назначения сооружения и глубины его заложения, инженерно-геологических условий, ожидаемых нагрузок и технологии производства строительного-монтажных работ. Выбор конструкции обделки тоннеля следует производить на основе сравнения технико-экономических показателей различных вариантов строительства тоннеля.

Тоннели и притоннельные сооружения с расположенными в них помещениями и эксплуатационными устройствами должны быть защищены от неблагоприятного воздействия поверхностных, грунтовых и других вод и жидкостей. Способы защиты обделок от агрессивного воздействия внешней среды следует принимать в увязке с решениями по выбору их типа, возможности устройства гидроизоляции, плотности и коррозионной стойкости применяемых материалов, трещиностойкости конструкций на стадии строительства и эксплуатации, степени проницаемости стыков и соединений, а также с учетом условий эксплуатации сооружения. Технические меры по защите обделок и внутренних строительных конструкций от грунтовых вод, атмосферных воздействий, коррозии и других неблагоприятных воздействий должны обеспечивать нормальные условия эксплуатации тоннеля в течение не менее 100 лет.

Расстояние между антисейсмическими деформационными швами тоннельной обделки следует устанавливать расчетом и совмещать их с температурно-осадочными деформационными швами, расстояние между которыми в обделках из монолитного бетона и набрызг-бетона должно быть не более 20 м, а в случае использования монолитного железобетона - не более 40 м. При бетонировании обделок с помощью передвижных опалубок расстояние между деформационными швами рекомендуется назначать кратным длине опалубки.

При пересечении тоннелем тектонических трещин или контакта между грунтами различной крепости следует устраивать дополнительные деформационные швы, отсекающие приконтактный участок тоннеля. Конструкции антисейсмических, температурно-осадочных и дополнительных деформационных швов должны обеспечивать водонепроницаемость обделки.

Минимальную толщину защитного слоя бетона до рабочей арматуры для сборных и монолитных железобетонных (кроме набрызг-бетонных) обделок толщиной менее 300 мм следует принимать по СП 63.13330. Толщину защитного слоя для обделок большей толщины и для набрызг-бетонных обделок следует принимать не менее величин, указанных в таблице 5.2.

Таблица 5.2 - Минимальная толщина защитного слоя бетона рабочей арматуры в тоннельных обделках

| Обделка тоннеля | Толщина элементов, мм | Минимальная толщина защитного слоя, мм |
|-------------------------------------|-----------------------|--|
| Сборная и монолитная железобетонная | От 300 до 500 | 30 |
| | Свыше 500 | 40 |
| | Свыше 1000 | 60 |
| Набрызг-бетонная | Для любой толщины | 20 |

Материалы. Материалы для обделок и их гидроизоляции, внутренних строительных конструкций, а также отделочные материалы должны отвечать требованиям прочности, долговечности, пожарной безопасности, устойчивости к химической агрессивности грунтовых вод, другим видам агрессивного воздействия внешней среды, в том числе воздействию микроорганизмов, не выделять токсичных соединений в условиях строительства и эксплуатации сооружений, соответствовать требованиям нормативных документов. Бетонные и железобетонные несущие конструкции следует предусматривать из тяжелых бетонов по ГОСТ 26633. Классы бетона по прочности на сжатие *для* обделок, их элементов и внутренних бетонных и железобетонных конструкций следует принимать не ниже указанных в таблице 5.3.

Таблица 5.3 - Классы бетона по прочности на сжатие

| Вид конструкции | Класс бетона, не ниже |
|--|-----------------------|
| Высокоточные железобетонные блоки обделок из водонепроницаемого бетона для закрытого способа работ, предварительно напряженные железобетонные элементы конструкций | B40 |
| Монолитные бетонные и фибробетонные обделки | B25 |
| Железобетонные и набрызг-бетонные элементы обделок для закрытого способа работ | B30 |

| | |
|---|-----|
| Железобетонные элементы обделок для открытого способа работ (включая опускные цельносекционные), закрытого способа работ, несущих конструкций "стен в грунте" | B25 |
| Железобетонные и бетонные монолитные несущие "стены в грунте", бетонные монолитно-прессованные обделки | B20 |
| Порталы, оголовки, набрызг-бетонные обделки, "стены в грунте" для крепления котлованов, внутренние монолитные железобетонные конструкции, бетонные подготовки под гидроизоляцию | B15 |
| Путевой бетонный слой верхнего строения пути, бетон внутренних конструкций | B15 |
| Жесткое основание пути, бетонное основание под полы, бетон для водоотводящих и кабельных лотков | B15 |

Проектную марку бетона обделок и внутренних конструкций по морозостойкости в зонах знакопеременных температур принимать по таблице 5.4.

Таблица 5.4 - Проектная марка бетона обделок и внутренних конструкций по морозостойкости в зонах знакопеременных температур

| Климатические условия со среднемесячной температурой наиболее холодного месяца, °С, по СП 131.13330 | Наземные конструкции на открытом воздухе | | | | Подземные конструкции в зоне промерзания, контактирующие с грунтом |
|---|--|--------------------------|------------|-------------|--|
| | Контактирующие с водой | Контактирующие с грунтом | без навеса | под навесом | |
| Умеренные, до минус 10 и выше | 200 | 150 | 100 | 100 | 100 |
| Суровые, ниже минус 10 до минус 20 включительно | 300 | 200 | 150 | 100 | 150 |
| Особо суровые, ниже минус 20 | 400 | 300 | 200 | 150 | 200 |

При отсутствии знакопеременных температур проектные марки бетона обделок по морозостойкости должны быть не ниже F100. Для конструкций, контактирующих с сильноминерализованными водами с содержанием солей более 1% по массе, засоленными грунтами, растворами солей-антиобледенителей и подвергающихся циклическому замораживанию и оттаиванию, марку бетона по морозостойкости назначают и контролируют как для бетона дорожных покрытий по ГОСТ 10060.0.

Проектную марку бетона обделок по водонепроницаемости в зависимости от наличия гидроизоляции, условий строительства и эксплуатации следует принимать по таблице 5.5.

Железобетонные обделки, возводимые в обводненных грунтах и не имеющие наружной или внутренней гидроизоляции, должны проектироваться из водонепроницаемого бетона с разработкой специального регламента на производство бетонных работ. Во всех остальных случаях бетоны для обделок должны иметь марку по водонепроницаемости не ниже W8.

Для армирования монолитных железобетонных и набрызг-бетонных конструкций используется горячекатаная сталь различных классов, механические характеристики которой принимаются согласно действующим нормативным документам. Допускается применение других арматурных сталей, полимерных, стальных, фиброгласовых волокон в виде арматуры или фибры, имеющих соответствующие технические условия и сертификаты.

Материалы для гидроизоляции обделок назначаются в соответствии с принятой системой водозащиты тоннельных сооружений, величиной гидростатического давления грунтовых вод на обделку, их агрессивности, других особенностей их воздействия на обделку, возможного диапазона температурных изменений и других особенностей работы тоннельной обделки в процессе эксплуатации сооружения.

Таблица 5.5 - Марка бетона обделок и внутренних конструкций по водонепроницаемости

| Степень агрессивного воздействия среды | Категория требований к трещиностойкости (в числителе) и предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин, мм, (в знаменателе) конструкций, контактирующих с грунтом | | Толщина защитного слоя со стороны контакта с грунтом**, мм | Марка бетона по водонепроницаемости, не менее | |
|--|--|--|--|---|--|
| | в зоне обводнения без гидроизоляции и | в зоне обводнения с гидроизоляцией и в необводненной зоне* | | в зоне обводнения без гидроизоляции | в зоне обводнения с гидроизоляцией или в необводненной |
| Неагрессивная | 1/- | 3/0,20 | 30 | W8 | W6 |
| Слабоагрессивная | 1/- | 3/0,15 | 30 | W8 | W6 |
| Среднеагрессивная | 1/- | 3/0,10 | 35 | W10 | W8 |
| Сильноагрессивная | 1/- | 2/0,10 | 35 | W12 | W8 |

* Распространяется на конструкции с арматурной сталью 1-й группы по СП 28.13330.
 ** При использовании набрызг-бетона толщина защитного слоя может быть уменьшена на 10 мм.

В качестве материалов для шумозащитных и светозащитных экранов, конструкций лестничных маршей, кронштейнов кабельных линий и трубопроводов, стоек указателей следует отдавать предпочтение применению

долговечных коррозионностойких армированных полимерных композитов с показателями пожарной опасности не выше чем КМ1.

Материалы для водоотводных устройств должны обладать высокой коррозионной стойкостью в соответствии с нормами на материалы и изделия, применяемые в наружной хозяйственно-бытовой и ливневой канализации. Трубы, колена, отстойники и другую арматуру водоотводной системы рекомендуется предусматривать по сортаменту изделий, применяемых в наружной канализации и для водоотвода.

Материалы для отделки тоннелей, рамп и порталов должны быть удобными в эксплуатации, допускающими промывку водой при давлении струи до 10 кг/см, и не давать бликов.

В целях снижения электропотребления облицовку стен и потолков транспортных зон или их покрытия следует предусматривать светлыми матовыми материалами с коэффициентом отражения не менее 0,5.

Облицовку или покраску наружных поверхностей порталов и стен рамп следует предусматривать материалами темного матового цвета.

5.6 Конструкции обделок тоннелей, сооружаемых закрытым способом

При сооружении тоннелей закрытым способом применяют обделки сводчатого или кругового очертания. Такие обделки используются для однопутных либо двухпутных тоннелей.

Обделки сводчатого очертания применяются при сооружении тоннелей горным способом. Они могут быть как из монолитного бетона, железобетона, набрызг-бетона, так и сборных железобетонных элементов. Форма стен и лотковой части обделки сводчатого очертания принимается в зависимости от величины бокового давления грунта и гидростатического давления (рис.1).

Обделки кругового очертания возводят преимущественно из железобетонных блоков сплошного сечения при заводском их изготовлении. Блоки изготавливают по техническим условиям. Обделки из чугунных тубингов применяют в обводненных грунтах.

Элементы сборных обделок при герметизации стыков между ними быстросхватывающими составами должны иметь по контуру фальцы, образующие в собранной обделке чеканочные канавки. При герметизации стыков упругими резиновыми прокладками или упругими прокладками из других материалов для лучшего их закрепления на боковых поверхностях элементов необходимо предусматривать пазы.

5.7 Гидроизоляция обделок и защита от коррозии

Вид гидроизоляции для обделок разных типов определяется инженерно-геологическими условиями строительства, величиной гидростатического давления, наличием агрессивного воздействия внешней среды, возможностями

обеспечения водонепроницаемости бетона при принятой технологии ведения строительных работ, другими производственными условиями.

В зависимости от инженерно-геологических условий строительства и принятой технологии работ могут быть применены следующие виды гидроизоляции подземных сооружений: оклеечная, обмазочная, наплавляемая, напыляемая и стальная гидроизоляция обделок.

Конструкции тоннелей, сооружаемых в водоносных грунтах открытым способом должны иметь сплошную наружную гидроизоляцию по всему контуру. Пример такой конструкции гидроизоляции представлен на рисунке 3.10. Сплошность гидроизоляции не должна нарушаться в случае пропуска через конструкцию перекрытия коммуникаций. При наличии естественного стока воды под тоннелем в качестве дополнительной защиты его от воды допустимо использовать пристенный дренаж. В случае недостаточной фильтрационной способности грунтов основания следует предусматривать устройство под лотковой частью тоннеля пластового дренажа с водоотводом.



Гидроизоляцию из битумно-полимерных и полимерных материалов (наплавляемую, распыляемую, оклеечную, мембранного типа и др.) при открытом способе производства работ предусматривать из материалов, соответствующих требованиям СП 120.13330. Пример двухслойной системы гидроизоляции тоннелей представлена на рисунке 5.11.

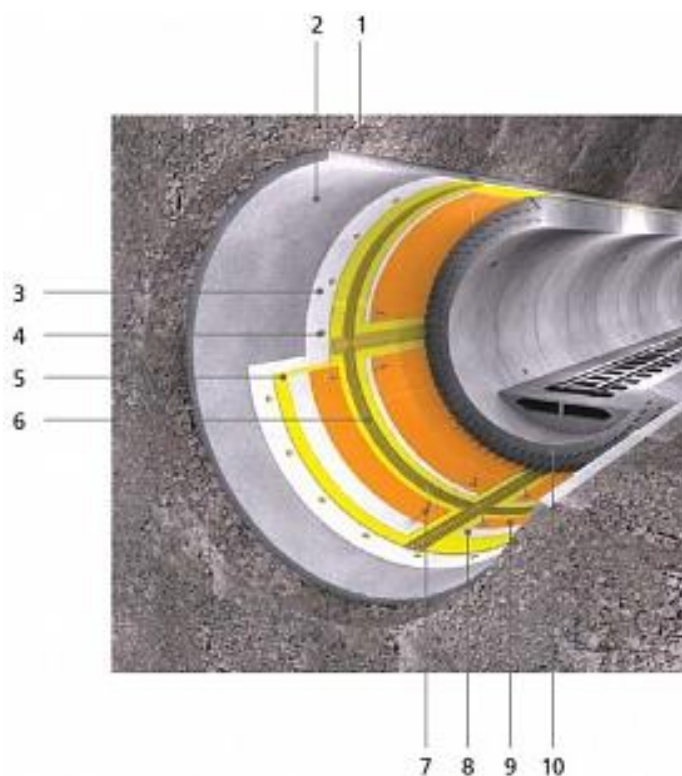


Рисунок 5.11 - Двухслойная система гидроизоляции тоннелей, возводимых закрытым способом из рулонных наплавляемых битумно-полимерных материалов: 1 – грунт; 2 – временная бетонная крепь; 3 - защитный (подкладочный) слой – геотекстиль; 4 – крепежный элемент – рондель; 5 – полимерная мембрана; 6 – гидрошпонка; 7 – Инъекционный штуцер; 8 – геотекстиль; 9 – полиэтиленовая пленка; 10 – обделка тоннеля

В лотковой части гидроизоляция должна укладываться на бетонную подготовку (класс бетона не ниже В15) толщиной не менее 10 см.

При применении гидроизоляции, предварительно наносимой на наружную поверхность элементов сборной обделки, следует предусматривать надежные способы соединения гидроизоляции отдельных элементов в процессе их монтажа и защиты ее в процессе строительства от повреждений.

Защитные покрытия для лотковой части и перекрытия предусматриваются из мелкозернистого бетона (не ниже В20) толщиной 4-10 см. Защитный слой на перекрытии должен быть армирован металлической сеткой 100x100 или 150x150 мм или бетоном, армированным полимерной конструкционной фиброй.

Гидроизоляцию по стенам сооружения защищают слабоармированными бетонными плитами (В15), набрызг-бетоном по сетке, полимерными мембранами.

При устройстве мембранной изоляции следует предусматривать меры по отводу воды и конденсата полотнами нетканого дренирующего материала, закрепляемого на поверхности конструкции перед укладкой гидроизоляции.

Нетканый дренирующий материал крепится крепежными элементами (рондели), мембрана нагревается и приклеивается к пластиковым крепежным элементам.

Гидроизоляцию "стен в грунте", используемых в качестве несущих конструкций в обводненных грунтах, можно осуществлять по методике, представленной на рисунке 5.12.

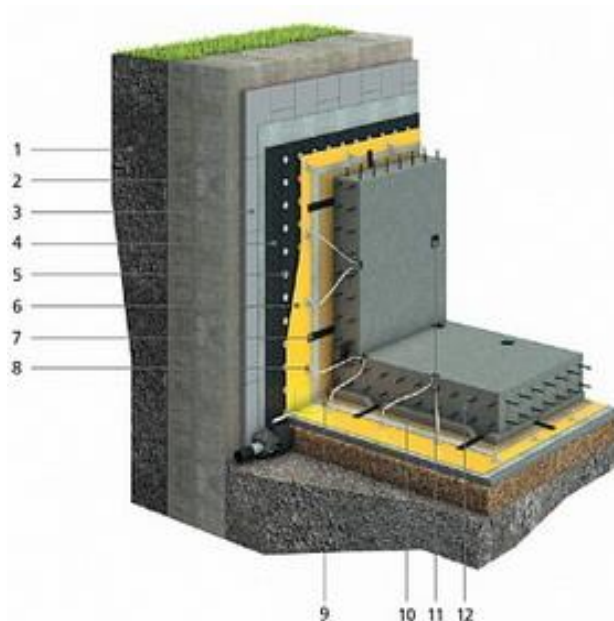


Рисунок 5.12 - Система гидроизоляции тоннелей, возводимых способом "стена в грунте": 1 – грунт; 2 – стена в грунте; 3 – экструзионный пенополистирол; 4 – защитно-дренажный слой; 5 – крепежный элемент – ПВХ рондель; 6 – полимерная мембрана; 7 – ПВХ гидрошпонка; 8 – ПВХ инъекционный штуцер; 9 – защитный слой – геотекстиль; 10 – полиэтиленовая пленка; 11 – проверочный люк; 12 – внутренняя армированная конструкция

Гидроизоляцию, устраиваемую с внутренней стороны обделки, следует защищать железобетонной "рубашкой", рассчитанной на восприятие ожидаемого гидростатического давления. При этом должно быть обеспечено плотное прижатие внутренней железобетонной конструкции к гидроизоляции.

В сборных железобетонных обделках из водонепроницаемых элементов, сооружаемых щитовым способом, должна быть обеспечена герметизация швов между элементами обделки, болтовых отверстий и отверстий для нагнетания постановкой упругих уплотнителей (рис. 5.13).

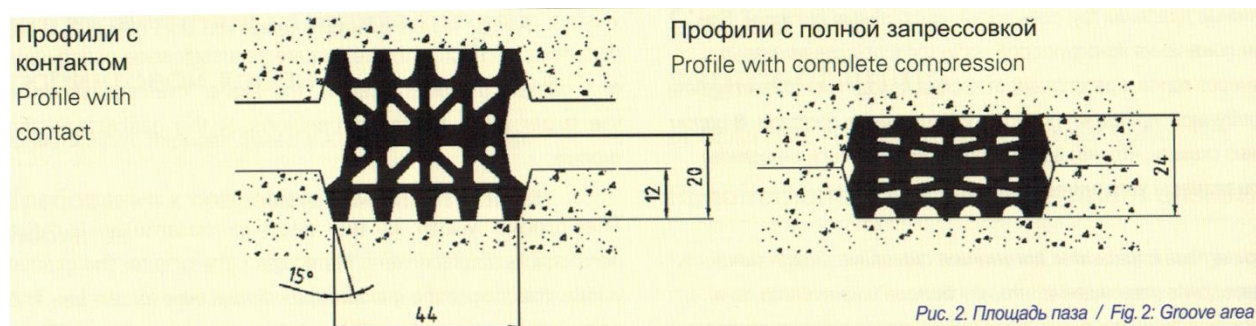


Рисунок 5.13 – Гидроизоляция стыков сборной обделки

Антикоррозионную защиту стальных конструкций и теплоизоляции следует выполнять с учетом требований СП 28.13330, СП 72.13330. При этом необходимо предусматривать подготовку металлической поверхности в соответствии с разделом 2 СП 72.13330. Подготовка поверхности должна отвечать 1-й степени очистки по обезжириванию и 2-й степени очистки от окислов (оксидов) по ГОСТ 9.402. Радиус закругления острых кромок следует принимать не менее 2 мм.

При использовании многослойной обделки из набрызг-бетона допустимо использовать гидроизоляцию (наносимую методом напыления) между слоями, обеспечивающую совместную работу всей конструкции.

5.8 Конструкции притоннельных сооружений

Несущая ограждающая конструкция рамп выполняется в виде жесткой незамкнутой сверху рамы прямоугольного сечения и переменной высоты из монолитного или сборного железобетона. Выбор конструкции рамп: с выступающими в сторону грунта лотковой его частью и контрфорсами, применением грунтовых анкеров, с горизонтальными распорками, устанавливаемыми в верхней их части и т.п., определяется глубиной заложения концевых участков тоннеля и инженерно-геологическими условиями строительства.

Конструкции порталов тоннелей решаются, как правило, в простых архитектурных формах, отвечающих облику окружающей градостроительной обстановки.

При заложении рампы в слабых водонасыщенных грунтах необходима проверка ее устойчивости против всплытия. При необходимости следует предусматривать утяжеление конструкции или заанкеривание ее в коренной грунт.

Конструкции рамповых стен должны позволять размещение на них фланцевых опор наружного освещения, а конструкции порталов, при необходимости, - установку солнцезащитных экранов.

При проветривании тоннеля по продольной схеме в состав конструкции портала может быть включена вентиляционная камера для размещения вентиляционной установки.

5.9 Нагрузки и воздействия

На территории Российской Федерации нагрузки и воздействия по продолжительности их действия на обделки тоннелей следует подразделять согласно СП 20.13330 на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые).

К постоянным нагрузкам следует относить: давление грунта; гидростатическое давление; собственную массу конструкций; массу зданий и сооружений, находящихся в зонах их воздействия на обделку тоннеля;

сохраняющиеся усилия от предварительного напряжения конструкции и давления щитовых домкратов.

К длительным нагрузкам и воздействиям следует относить: силы морозного пучения грунта; массу стационарного оборудования, сезонные температурные воздействия, усадку и ползучесть бетона и некоторые другие воздействия, указанные в СП 20.13330; усилия от предварительного обжатия обделки.

К кратковременным нагрузкам следует относить нагрузки и воздействия от внутритуннельного и наземного транспорта; нагрузки и воздействия в процессе сооружения тоннеля.

К особым нагрузкам следует относить сейсмические и взрывные воздействия, а также особые нагрузки, указанные в СП 20.13330, которые могут иметь отношение к проектируемому тоннелю.

Методика расчета подробно приведена в СП 122.13330.2012 Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97.

Тестовые задания по модулю 5

1. Оптимальное решение при проектировании плана трассы расположения тоннелей?

- а) прямая траектория трассы;
- б) кривая траектория трассы;
- в) спиральная траектория трассы.

2. Какой основной фактор определяет выбор трассы тоннеля?

- а) технико-экономическое обоснование;
- б) климатические условия;
- в) проект организации строительства;
- г) проект производства работ;
- д) архитектурные решения.

3. Какой основной фактор определяет выбор варианта проекта между двухпутным и двумя однопутными железнодорожными тоннелями?

- а) технико-экономическое обоснование;
- б) климатические условия;
- в) проект организации строительства;
- г) проект производства работ;
- д) архитектурные решения.



4. Какой факторы является определяющим при определении размеров поперечного сечения круговой обделки железнодорожного тоннеля на ВСМ?

- а) габарит приближения строений «С»;
- б) габарит транспортных средств;
- в) габарит приближения конструкций и оборудования «Г»;
- г) аэродинамические явления;
- д) безопасность;
- е) инженерно-геологические условия.

5. Какой материал получил наибольшее распространение при конструировании тоннельных обделок, сооружаемых щитовым способом?

- а) бетон;
- б) железобетон;
- в) сталь;
- г) чугун;
- д) алюминий.

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Высокоскоростной железнодорожный транспорт. Общий курс: учеб. пособие: в 2 т./И.П. Киселёв и др.; под ред. И.П. Киселёва. – М.: ФГБОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2014. Т.1. – 312 с.
2. Скоростной и высокоскоростной железнодорожный транспорт. В 2 т. / Под общей ред. В.И. Ковалёва. – СПб.: Информационный центр «Выбор», Т.1, 2001. – 320 с., Т.2, 2003. – 448 с.
3. Станции специализированных железнодорожных магистралей: Ч. I. Станции высокоскоростных и скоростных железных дорог: Учебное пособие / В.С. Суходоев, Ю.И. Ефименко, Г.С. Томилина, В.В. Костенко. - СПб.: ПГУПС, 2001. – 121с.
4. Федеральный Закон Российской Федерации (ФЗ РФ) «О техническом регулировании», № 184 ФЗ (с изменениями на 5 апреля 2016 года, вступил в силу с 1 июля 2016 года).
5. Технический регламент Таможенного союза ЕврАзЭС «О безопасности высокоскоростного железнодорожного транспорта» (ТР ТС 002/2011) / Утвержден Решением Комиссии Таможенного союза от 15 июля 2011 г. № 710.
6. Специальные технические условия. Проектирование участка Москва-Казань высокоскоростной магистрали Москва-Казань- Екатеринбург со скоростями движения до 400 км/ч. Изменение 1 / решение Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ № 24651-ЕС/03 от 03.08.2016 г. – 70 с.
7. Специальные технические условия (СТУ) для проектирования, строительства и эксплуатации новой высокоскоростной пассажирской железнодорожной магистрали «Москва – Санкт-Петербург». Согласованы решением Министерства регионального развития РФ от 28.07.2009 г. №23683 – ИП/08.
8. Стандарт ОАО «РЖД» «Инфраструктура линии Санкт-Петербург – Москва для высокоскоростного движения поездов». – М.: ОАО «РЖД», 2007. Утверждён Распоряжением ОАО «РЖД» от 26.03 2007 г., № 476р.
9. ТСС Инфраструктура - Директива 96/48/ЕС по эксплуатационной совместимости Трансъевропейской высокоскоростной железнодорожной системы. – Издание от 19/3/2008.
10. Отраслевой стандарт Китайской народной республики // Нормы проектирования высокоскоростных железных дорог // ТВ 10621-2014/J 1942-2014.
11. Директива Deutsche Bahn Gruppe Ril 836.0501 «Земляные сооружения. Насыпь. Принципы».
12. Нормы международного союза железных дорог (МСЖД) UIC 719R «Земляные сооружения и балластная призма для железнодорожных путей», 2008.

13. Основные технические требования к проектированию и строительству земляного полотна для безбалластного пути // Организация сотрудничества железных дорог Р 720/1, Варшава, 2012.

14. Специальные технические условия. Земляное полотно участка Москва-Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали Москва-Казань-Екатеринбург. Технические нормы и требования к проектированию и строительству, Москва: Минстрой РФ, 2017.

15. Design of new lines for speeds of 300-350 km/h - State of the art // UIC - High Speed Department, 2001, 58 pp.

16. Директива Deutsche Bahn Gruppe, Ril 836, modul 836.0503 «Защитные слои. Оценка защитных слоев на несущую способность».

17. Руководство по применению полимерных материалов (пенопластов, геотекстилей, георешеток, полимерных дренажных труб) для усиления земляного полотна при ремонтах пути // МПС России. - М.: ИКЦ "Академкнига", 2002. - 110 с.

18. Технические указания по устранению пучин и просадок железнодорожного пути, ЦПИ-24. - М.: Транспорт, 1998. - 74 с.

19. Колос А.Ф., Ганчиц В.В., Черняева В.А., Земляное полотно железных дорог на слабых основаниях: учеб. пособие / под ред. А.Ф. Колоса. — М.: ФГБУ ДПО «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2018. — 301 с.

20. DIN EN 1991-2-2010 Еврокод 1. Воздействие на строительные конструкции. Часть 2. Транспортные нагрузки на мосты, 2010. – 165 с.

21. Новые технологии в мостостроении: мосты на высокоскоростных железнодорожных магистралях: сб. трудов / Под ред. В. Н. Смирнова - СПб.: Петербургский государственный университет путей сообщения, 2013. - 61 с.

22. Свод правил СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*». – М.: ОАО «ЦНИИС», 2011. - 340 с.

23. Свод правил тоннели железнодорожные и автодорожные. Railways and highway tunnels Актуализированная редакция СНиП 32-04-97.

24. ВСН 126-90 Крепление выработок набрызг-бетоном и анкерами при строительстве транспортных тоннелей и метрополитенов

25. СП 20.13330.2011 "СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия"

26. Uic-codex 779-9 R Safety in Railway Tunnels

27. Richtlinie 853.Eisenbahntunnel planen, bauen und instandhalten

28. Rudolf Bopp, Gruner AG, Basel – Switzerland. Aerodynamics, ventilation and tunnel safety for high speed rail tunnels

29. Gabariits sprinciipess fonda mentaux. SNCF.