

Тимофеева Л.М.

## СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ УКРЕПЛЕНИЯ ПОДХОДНЫХ НАСЫПЕЙ И ОПОЛЗНЕВЫХ СКЛОНОВ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ БЕРЕГОВЫХ ОПОР МОСТОВ

Развитие транспортной инфраструктуры в условиях значительного увеличения интенсивности движения автотранспорта, роста грузопотоков, необходимости защиты исторических центров городов от динамических и агрессивных воздействий проходящего большегрузного автотранспорта требуют строительства современных подземных и эстакадных развязок с устройством кольцевых окружных дорог. При этом часто приходится использовать территории со сложными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями (слабыми грунтами, неблагоприятными инженерно-геологическими и гидрогеологическими процессами, стеснёнными условиями). В процессе строительства активизируются старые и возникают новые оползни, происходит нарушение устойчивости слабых оснований и откосов подходных насыпей искусственных сооружений, крены и перемещения береговых опор мостов. Основными причинами возникновения аварийных ситуаций являются недостаточная изученность и отсутствие анализа инженерно-геологических условий территории строительства, а также ошибки при проектировании /1,2/.

В п.7,15 СНиП 2.05.03-84\* предусмотрен расчет устойчивости фундаментов при глубинном сдвиге (смещении по наиболее неблагоприятной поверхности скольжения) для промежуточных опор, расположенных на косогорах, и для устоев при высоте насыпи  $H > 12,0$  м для всех типов оснований и при  $H = 6,0 - 12,0$  м - при наличии в основании глинистого грунта или прослойки водонасыщенного песка, подстилаемого глинистым грунтом. При этом не указано, какие именно расчёты необходимо выполнить, и при проектировании, обычно, ограничиваются расчётом устойчивости фундаментов устоев против глубокого сдвига по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения, что было предусмотрено в п.692 СН 200-62. Однако наиболее опасными являются поверхности сдвига по контакту со слабыми грунтами,

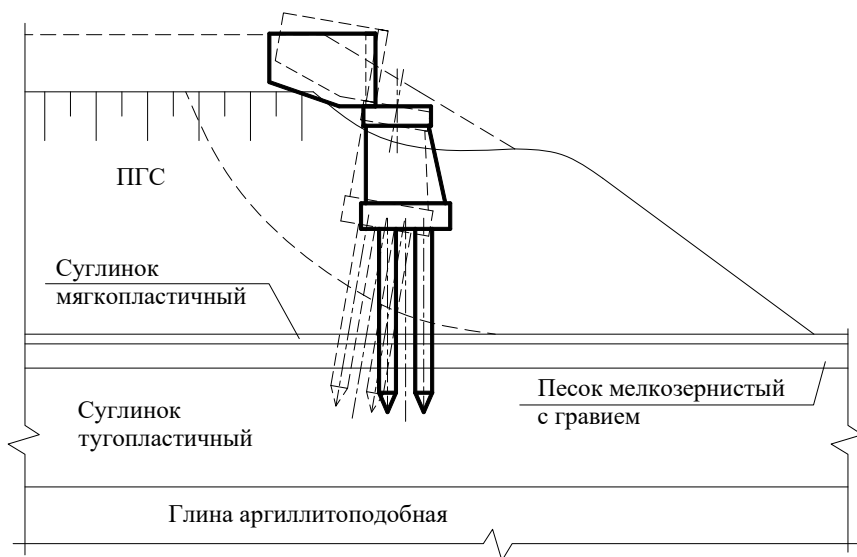
так называемые покровные (или консеквентные) оползни. В этих случаях возможны два типа разрушения оснований: продольный сдвиг вместе с опорой в сторону русла; поперечный сдвиг с образованием поверхностей скольжения в основании, расползанием насыпи и потерей устойчивости их откосов. Огромную роль при этом играют технологические нагрузки, которые в расчётах вообще не учитываются. Как показывают исследования автора /4/, боковое давление грунта на устои оказывается значительно больше активного и часто превышает пассивное. Кроме того, в расчётах используются осреднённые значения прочностных параметров грунтов по результатам их статической обработки для данного ИГЭ при инженерно-геологических изысканиях, т.е. априори завышенные их значения. Методы расчёта несущей способности слабых оснований и оползневого давления также дают различные значения коэффициентов устойчивости, поэтому наиболее часто расчёты выполняются по методам Н.Н.Маслова или Г.М.Шахунянца /2,3/. Учитывая все эти проблемы, в последние годы основным видом фундаментов береговых опор и опор, расположенных на косогорах, стали свайные фундаменты на буровых сваях-столбах. При достаточной глубине заделки свайных фундаментов в материковые породы устойчивость их считается обеспеченной. Для усиления слабых оснований подходных насыпей используются буроинъекционные или грунтоцементные сваи, что приводит к значительному удорожанию строительства и не исключает аварийных ситуаций.

Рассмотрим основные причины возникновения локальных оползней и смещений береговых опор мостов в различных инженерно-геологических условиях г.Перми и принятые меры по обеспечению их устойчивости.

Первая крупная авария произошла при строительстве моста через р.Чусовую, когда при отсыпке подходной насыпи на крутом склоне левого берега произошло нарушение устойчивости покровных грунтов, их сползание в сторону моста вместе с земполотном и поворот со смещением устоя. Левобережная опора №1 представляла собой обсыпной устой облегчённого типа на свайном фундаменте с низким ростверком и висячими забивными сваями, прорезающими мелкозернистый песок с гравием и опирающимися на тугопластичный суглинок (рис.1) мощностью

более 4,0м, под которым залегал материковый грунт - аргиллитоподобная глина. Расчеты устойчивости опоры при сдвиге, опрокидывании и глубоком сдвиге от эксплуатационных нагрузок проводился в предположении развития круглоцилиндрических поверхностей скольжения в соответствии со СНиП 2.05.03-84\* с использованием осредненных значений физико-механических характеристик грунтов, залегающих в основании (мелкозернистого песка с гравием, тугопластичного суглинка, аргиллита), полученных по результатам инженерно-геологических изысканий. Значения коэффициентов устойчивости на различных участках составляли от 1,8 до 4,3, т.е.устойчивость устоя обеспечена.

После возведения моста началась отсыпка левобережной подходной насыпи со смещением грунта в сторону опоры. При достижении высоты насыпи около 10,0м началась просадка опоры с креном в сторону моста. Образовалось значительное провисание пролётного строения в пролёте №1, но разрушения его не произошло.

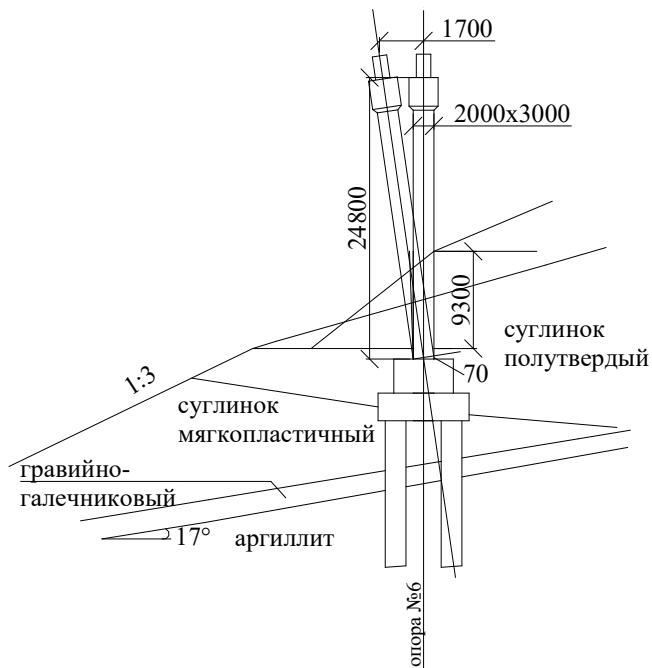


*Рисунок 1 - Смещение береговой опоры моста через р.Чусовую*

Анализ причин потери устойчивости и обрушения подходной насыпи показал, что произошло разрушение слабого основания с его выдавливанием (выпором) в стороны, расползание насыпи и оползание её откосов. В результате значительно возросло боковое давление грунта на заднюю грань устоя и его крен. Для ликвидации последствий аварии опора была полностью переустроена и новые конструкции рамного типа, окаймляющие прежнюю опору, были выполнены на буровых столбах диаметром 1,5м с заделкой в аргиллитоподобную глину. Для повышения устойчивости основания и тела насыпи было проведено их укрепление геотекстильными дренирующими материалами типа «Дорнит». Обследование моста после девяти лет эксплуатации (в 2005г.) показало, что даже в сильное половодье геотекстильные прослойки защищают насыпь от подтопления и разрушения.

Второй случай проявления оползневых смещений по береговому склону и значительного возрастания давления грунта на опору, вызвавшего её крен, произошёл при строительстве моста через р.Егошиху. Фундаменты опор были приняты в виде шести буровых столбов большого диаметра (1,5м) с низким ростверком и заделкой в аргиллиты на 25,0м. Конструкция тела промежуточных опор была принята овоидальной формы размерами 2,0х3,0м из монолитного железобетона. Часть опор была размещена на крутопадающем склоне с заложением 1:3. Для возможности их возведения на склоне были устроены террасы шириной 5,0м. Литологический состав грунтов правобережной части поймы сверху вниз представлял собой покровные четвертичные отложения в виде мягко- и тугопластичных суглинков, гравийно-галечниковой дренирующей прослойки, расположенные на кровле аргиллита, имеющей уклон в сторону русла около 17°. Вначале возводились вышележащие по склону опоры. Глинистый грунт, разработанный при устройстве террас и вынутый из котлованов, перемещался вниз по откосу. В результате в нижней части склона образовался отвал рыхлых грунтов. Последней возводилась опора №6, расположенная у нижней бровки склона. При разработке котлована, проведении буровых работ, бетонировании свай, ростверка и тела опоры никаких подвижек грунта не наблюдалось, поскольку все работы велись со стороны русла реки. Затем начались работы по засыпке котлована, планировке откоса выше опоры, перемещению грунтов отвала сверху вниз по склону и устройство за опорой площадки для монтажа балок пролетных

строений с откосами 1:1,5. При этом высота засыпки за опорой достигла 9,0м. Внезапно произошёл сильный крен тела опоры в сторону русла р.Егошихи. Величина горизонтального смещения верха опоры достигла 1600мм (рис.2).



*Рисунок 2 - Крен промежуточной опоры при устройстве монтажной площадки*

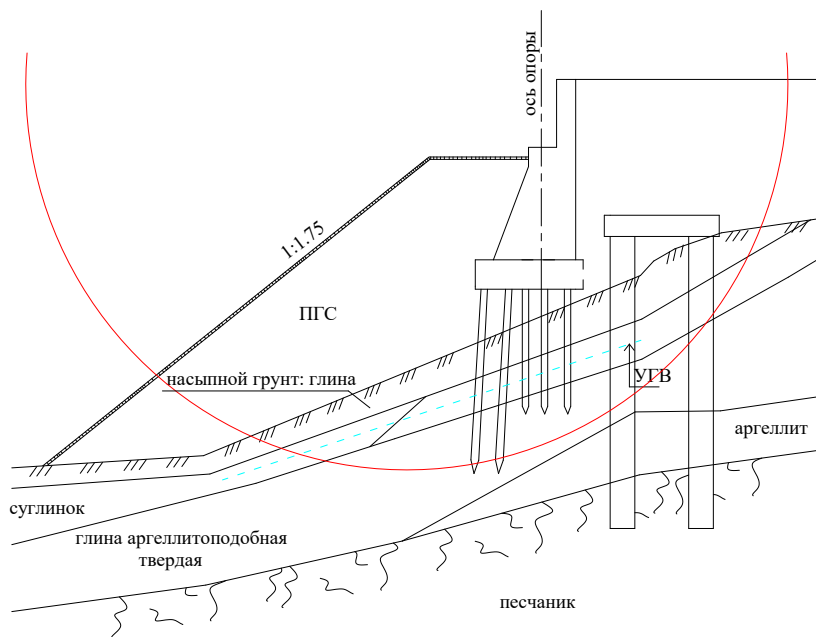
После того, как грунт вокруг опоры был убран, оказалось, что в результате земляных работ и технологических нагрузок образовался локальный оползень со смещением грунта на опору. Значительное боковое давление грунта на тело опоры привело к возникновению больших изгибающих моментов в заделке, на которые не было рассчитано армирование. Произошёл разрыв рабочей арматуры и отрыв тела опоры от плоскости среза с образованием и раскрытием трещины до 70мм. С помощью лебёдки была проведена выправка опоры и выполнен бандаж

вокруг неё с дополнительным армированием. Планировка откоса заключалась в устройстве горизонтальной площадки в уровне верха ростверка. Горизонтальные смещения верха опоры после выправки и устройства бандажа составили 67мм вдоль моста и 27мм поперёк моста. В эксплуатацию мост был сдан в 2003г. В настоящее время наблюдаются небольшие локальные подвижки грунта по поверхности правобережного склона, пока не влияющие на устойчивость промежуточных опор. Однако ещё на этапе проектных проработок и выбора вариантов моста нами был проведен анализ инженерно-геологических и гидрогеологических условий, показавший, что в месте расположения моста существует древний оползень, подошва которого проходит в верхнепермских отложениях на глубине 20-25м, т.е. практически на уровне расположения подошвы свай-столбов. Многолетние геодезические наблюдения показывают, что происходит медленное сползание правобережного грунтового массива в сторону р.Егошихи. Поэтому значительные горизонтальные нагрузки от движущего транспорта, динамические воздействия на призму обрушения могут привести к активизации оползневого процесса.

Учитывая опыт строительства мостов на оползневых склонах, при возведении нового моста через р.Данилиху в г.Перми по проекту ОАО «Институт Гипростроймост» нами в порядке технического надзора была проведена экспертиза технических решений конструкций устоев, расположенных на крутых береговых склонах. Массивные устои обсыпного типа возводились на многорядных свайных фундаментах с высоким ростверком П-образной формы на забивных железобетонных сваях-стойках сечением 35х35см и длиной вертикальных свай - 5м, наклонных - 7м (рис.3). Сваи погружались до кровли аргиллитоподобной твёрдой глины через слой насыпного глинистого грунта мощностью до 2,0м и слой суглинка тугопластичного с тонкими прослойками мелкозернистого песка мощностью до 2,0м. Таким образом, максимальное заглубление забивных свай составляло 4,0м. Высота подходной насыпи за задней гранью устоя  $H=15,0м$ .

Выполненный нами предварительный расчет устойчивости опор при действии бокового давления грунта насыпи с учетом удерживающих сил и развитых в плане размеров опор и фундаментов показал, что без учета временной нагрузки на призме обрушения устойчивость опоры на сдвиг и опрокидывание

обеспечена. Однако пригрузка на поверхности подходной насыпи и дополнительные технологические нагрузки должны были привести к горизонтальному смещению и повороту опоры в целом. Кроме того, не был выполнен расчет устойчивости подходной насыпи и возможности возникновения оползневых смещений покровных пород, что могло привести к глубинному сдвигу опоры. В связи с этим было высказано предположение о необходимости в проведении дополнительных расчетов устойчивости насыпи и опоры при действии оползневого давления. Такие расчеты были выполнены сотрудниками СОЮЗДОРНИИ (под руководством проф. Ю.М.Львовича) для свободно стоящей насыпи и насыпи, подкреплённой устоем. Минимальное значение коэффициента устойчивости  $K_{\min}=1,7$  было получено для круглоцилиндрической поверхности скольжения, проходящей через подошву свай (рис.3), при осреднённых значениях прочностных параметров грунтов.



*Рисунок 3 - Вид противооползневой рамной конструкции за устоем моста*

Однако, как было показано выше, следовало ожидать возможного развития оползневых смещений подходной насыпи по контакту прочных и слабых грунтов (либо по кровле тугопластичного суглинка, либо по контакту суглинка и аргиллитоподобной глины). При этом значительно возросло боковое давление на заднюю грань устоя.

Проведенные нами расчеты методом отсеков с использованием для определения оползневого давления методики ДИИТа показали, что коэффициент устойчивости склона при сдвиге по кровле суглинка оказался значительно меньше единицы ( $K_y=0,67$ ), а условия устойчивости опоры при сдвиге и опрокидывании с учетом оползневого давления (п.1.40 СНиП 2.05.03-84\*) не обеспечены. По нашим расчетам даже без учёта технологического давления при возведении насыпи максимальная величина оползневого давления в уровне ростверка составила  $40 \text{ тс/м}^2$  (по данным «Гипростроймоста»-  $44 \text{ тс/м}^2$ ). Для снятия оползневого давления необходимо было возвести притивооползневые удерживающие конструкции. Проектным институтом (ОАО «Институт Гипростроймост») было предложено несколько вариантов крепления подходной насыпи с помощью буровых свай-столбов. В результате проведенных нами расчетов был принят вариант, показанный на рис.3, в виде пространственной железобетонной рамы со стойками в виде буровых свай-столбов  $d=1,2 \text{ м}$  и  $L=12,2 \text{ м}$ , погруженных на  $5,0 \text{ м}$  в аргиллит. Расстояния между рядами свай и между сваями ( $5,0 \text{ м}$  и  $3,0 \text{ м}$  соответственно) были проверены расчетом по методике, разработанной автором. Максимальный изгибающий момент в свае в уровне заделки в грунте ( $2,2 \text{ м}$  ниже кровли аргиллита)  $M_{\text{max}}=142,87 \text{ тсм}$ . Армирование свай было принято жестким в виде стальных труб с овальными продольными вырезами, обеспечивающими совместную работу бетона и арматуры (разработка фирмы «Космос»). Испытания опытной сваи на изгиб показали, что при таком армировании обеспечен полный контакт стальной оболочки, бетона заполнения и защитного слоя.

Рассмотренные случаи возникновения локальных оползней при возведении опор мостов на косогорах и оползневых склонах показывают, что необходимо проводить более детальный анализ инженерно-геологических условий с выполнением всех необходимых расчетов устойчивости подходных насыпей и опор



с учетом технологических нагрузок, при которых значительно возрастает боковое давление на конструкции опор.

В настоящее время в г.Перми при строительстве мостового перехода через р.Мулянку на подходных участках автодорожной насыпи высотой более 4,0м, в основании которых залегают слабые водонасыщенные глинистые грунты и торфяники, выделены два опытных, примыкающих друг к другу, участка с различными методами укрепления слабого основания. На одном из них выполнены дренирующие продольные и поперечные прорезы с водоотводными траншеями с устройством в верхней части основания грунтовой подушки из ПГС мощностью 2,0м с двумя прослойками геосинтетического иглопробивного материала «Stabilenka», укладываемых по контактам со слабым основанием (торфом) и подошвой насыпи (песчанистого суглинка). На втором - усиление грунтоцементными сваями (ГЦС), изготавливаемыми по струйной технологии.

Наблюдения за осадками основания на опытных участках проводились с помощью специальных марок. В течение года эксплуатации осадка основания при возведении земполотна на первом участке в течение шести месяцев составила около 18см и затем стабилизировалась. Однако при устройстве дорожной одежды под действием технологических нагрузок осадка снова возросла и в настоящее время составляет около 22см. На примыкающем участке неармированной насыпи высотой до 3,0м в асфальтобетонном покрытии через примерно полтора месяца после его изготовления появилась продольная трещина длиной до 60м, постепенное раскрытие которой достигло 120мм с порошком до 40мм. Произошла неравномерная волнообразная осадка земполотна со смещением грунта и образованием выпоров у подошвы насыпи.

На втором опытном участке, примыкающем к опорам путепровода тоннельного типа, основание закреплено ГЦС, но насыпь пока не возведена и наблюдения за осадками отсутствуют. Имеющийся опыт применения ГЦС в г.Перми для укрепления слабого основания, представляющего собой слаборазложившийся торф большой мощности, на подходных участках городских дорог к автодорожному тоннелю под железнодорожной насыпью, показал эффективность этого дорогостоящего метода.

## **Выводы**

Анализируя причины появления локальных оползней при возведении подходных насыпей к береговым опорам мостовых переходов, и эффективность мероприятий по усилению опор и повышению устойчивости откосов подходных насыпей и слабых основаниях, можно сделать следующие выводы.

1. При проектировании береговых опор расчет их устойчивости против глубокого сдвига по методу круглоцилиндрических поверхностей даёт удовлетворительные результаты только в случае однородных оснований и значительном заглублении свайных фундаментов в материковые породы.

2. При наличии слабых прослоек в основании необходимо проверять устойчивость фундаментов и оснований на сдвиг по контакту со слабым слоем при минимальных значениях прочностных характеристик слабого грунта.

3. В случае расположения опор на косогорах обязательно устройство свайных фундаментов глубокого заложения с проверкой их устойчивости при покровном сдвиге с учётом и без учёта заделки свай в материковом грунте.

4. При расчёте бокового давления грунта на устои мостов, а также при производстве земляных работ вблизи промежуточных опор необходимо учитывать технологические нагрузки от действия грунтоуплотняющих механизмов, которые приводят к значительному увеличению давления по сравнению с активным.

5. Наиболее эффективными при повышении устойчивости откосов насыпей и слабых оснований являются методы их армирования геосинтетическими материалами с одновременным устройством дренажных сооружений и использованием свайных фундаментов в качестве удерживающих противооползневых элементов.

## **Литература**

1. Луга А.А., Шелкович И.С. Локальные оползни, возникающие на береговых склонах при отсыпке подходных насыпей к мостам. Свайные фундаменты / Тр. ВНИИ трансп.стр-ва. М.: Транспорт, 1982. С.28-35.

**2. Шапиро Д.М., Мельничук Н.Н.** Ликвидация оползневого сдвига берегового склона в зоне строительства большого моста. Городские агломерации на оползневых территориях/Мат-лы III межд.конф./г.Волгоград, 2005. С.139-146.

**3. Пособие** по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах. М.: ФДА, 2004. -252с.

**4. Тимофеева Л.М.** Армирование грунтов. Теория и практика применения. Ч.1. Армированные основания и армогрунтовые подпорные стены. Пермь, 1991г. - 478с.