

УДК 624.131

ПРОФИЛАКТИЧЕСКИЕ МЕРЫ САНИРОВАНИЯ НА ОПОЛЗНЕВОЙ ТЕРРИТОРИИ

Турчек Петр, Сулёвска Моника

*Кафедра геотехники, Словацкий технический университет,
г. Братислава, Словакия*

Геологические условия на севере Словакии являются сложными для размещения автомагистрали. Протяженная территория с геологической точки зрения классифицируется как флишевая зона. Скальное основание сложено в основном окаменелой глиной, которая сменяется песчаниками. На поверхности расположены скальные породы, интенсивно выветрившиеся и частично покрытые мелкозернистыми грунтами (главным образом глиной). В естественном положении было выявлено много оползней. Проектирование выемок и насыпей для автомагистрали сопровождалось серьезными геотехническими мерами предосторожности (например, глубокое дренирование с помощью горизонтального дренажа, подпорные и шпунтовые стены, закрепление, армирование насыпей с помощью геосинтетики, улучшения свойств подстилающих грунтов и т.д.).

The geological conditions in the North Slovakia for locate of the highway are very difficult. The spread area is from the geological point of view classified as a flysh zone. The rock subgrade is created mostly by claystones which are changed by sandstones. Near the surface are rock materials intensively weathered and overlapped by fine grained soils (mostly by clay). In natural situation were detected a lot of landslides. Design of cuttings and embankments of the highway were supported by serious geotechnical pre-

cautions (e.g. deep dewatering using horizontal drainage, retaining structures, pile walls, anchoring, reinforcement of embankments by geosynthetics, improving the soil properties in subsoil etc.).

Введение

Словакия является транзитной страной в направлении север – юг. Для улучшения пропускной способности грузового автомобильного транспорта необходимо выстроить шоссейное сообщение с Польшей. В северной области Словакии во флишевой полосе встечаются многочисленные оползни. Обводненные территории создают потенциальную опасность при размещении дорожного полотна. Для снижения риска активации деформаций откосов нужно было обстоятельно анализировать природные условия на трассе подготавливаемого шоссе и запроектировать надлежащие профилактические оздоровительные меры. Все проектируемые меры были обоснованы расчетами устойчивости.

1. Геологические условия местности

В инженерно-геологическом отношении территория представлена палеогеновыми породами флишевых отложений, которые перекрыты четвертичными покровными формациями. Геологические условия территории были подробно оценены в работах Панека и др. (1998, 2001), Затурецкого (2006).

Флишевые формации имеют неправильное чередование глинистых сланцев и песчаников с выразительным преобладанием глинистых сланцев. Важнейшие залежи песчаников мощностью от 2 до 6 м исследуемой территории были встречены на начальном участке трассы шоссе. На свойства флишевых слоев влияют прежде всего условия расположения слоев, тектонические нарушения и степень выветривания. В некоторых местах палеогеновые породы выходят на поверхность с очень неблагоприятным наклоном – в направлении откоса. С учетом степени выветривания и тектонических нарушений пород были вычленены такие их зоны:

- полностью выветрелые,
- тектонически нарушенные,
- сильно и слабо выветрелые,
- от выветрелых до ненарушенных.

Четвертичные покровные формирования на интересующей территории достигают мощности от 0,1 до 2,5 м и представлены комплексом делювиальных седиментов. Они преимущественно имеют характер каменно-глинистых (CG) и глино-каменных (GC), менее характер глин (CH). Свойства четвертичных делювиальных седиментов зависят от содержания обломков (от 10 до 75 %) и характера заполнения. Вычлененный оползневый делювий достигает мощности 2,8 м с преобладанием глин от твердой до мягкой консистенции и весьма неоднороден.

Смещениями откосов нарушены и дочетвертичные палеогеновые породы. Такие нарушенные породы достигают переменных глубин: от 1,2 м до 16,0 м.

Режим подземных вод зависит от интенсивности и длительности дождей или таяния снега. На застрагиваемой территории поверхностный сток преобладает над подземным, поэтому лишь меньшая часть водных осадков инфильтрует в грунтовую среду. Поэтому требуется уделять особое внимание поверхностному водоотливу на всей территории, а не только непосредственно вдоль шоссе.

Уровень подземной воды находится в выветрелой зоне, преимущественно в песчаниках, менее в глинистых сланцах. Источники находятся в основном на оползневых территориях и приурочены к смещаемым поверхностям. Кроме оползневых территорий встречаются осыпи и слоистые толщи. Меньшие накопления подземных вод приурочены к депрессиям и пологим склонам с большим покровом откосных осыпей. Глинистые и суглинистые покровы мало проницаемы и непроницаемы.

2. Анализ устойчивости откосов

На всей 12-километровой длине трассы будущей автомагистрали были построены через каждые 25 м поперечные разрезы. Для типичных мест выполнены контрольные расчеты устойчивости откосов. Такие профили были засвидетельствованы фирмами INGEO и GEOSTATIK из г. Жилино и кафедрой геотехники СФ СТУ. При этом была использована расчетная программа GEO 5 фирмы FINE. В расчетах устойчивости по разрезам в качестве граничных условий вводились пиковые значения углов внутреннего трения и сцепления, которые по соображения длительности атмосферного

влияния рекомендуется уменьшать. Активность оползней была определена и сведена в три группы:

- стабильные территории $F_s > 1,2$ (F_s – фактор устойчивости);
- потенциальные оползни $F_s = 1,0 - 1,2$;
- активные оползни $F_s < 0,95$.

Устойчивость тела автомагистрали, проходящей на насыпях и во врезках с мостовыми объектами, была проанализирована на 38 отрезках. С точки зрения отличий статического воздействия на разных отрезках трассы автомагистрали с учетом геологической среды, конструктивных и технологических решений согласно основным воззрениями Зарубы и Менцла (1987) и детальным разработкам Баляка и др. (2007) можно было принять во внимание такие способы обеспечения устойчивости откосов в насыпях и врезках:

- исправление формы откоса,
- осушение откоса,
- подпорные конструкции,
- грунтовые анкеры,
- армирование откосов,
- защитные конструкции и покрытия поверхности откосов.

Далее внимание направлено именно на те конструктивные меры, которые будут применены на устраиваемой автомагистрали (рис. 1) с наибольшей вероятностью.



Рис. 1. Потенциально оползнеопасная территория (фото Турчека)

Водоотлив является наиболее распространенным превентивным методом санации и применяется более чем в 90 % случаев. Первым шагом должен быть надежный поверхностный водоотлив обводненных участков и неустойчивых территорий. Мелкие оползни выгодно санировать дренажными канавами и ребрами. Гравийные ребра выгодно применять особенно в геологических условиях, где точно известны водоносные горизонты. Достоинством такой технологии является относительно надежный перехват притоков даже на многих уровнях по глубине и дренирование подземной воды. Гравийные ребра повышают устойчивость откоса, поскольку возрастают пассивные составляющие усилий в статической схеме. Исполняются тогда две основные функции. Если они проникают ниже сдвигаемой поверхности, то их главной задачей является повышение сопротивления сдвигу в области сдвигаемой поверхности и снижение воздействие напора воды. Если они не достигают уровня ослабленной зоны в основании, осушают прежде всего поверхностный слой откоса. Ожидаемую несущую способность гравийных ребер за счет снижения уровня подземной воды и повышения параметров сдвиговой прочности грунтов в откосе нужно подтвердить статическим расчетом.

По трассе

С учетом вычисленной степени устойчивости откоса на разных стадиях строительства, наличия уровня подземной воды на оцениваемом участке авто-магистрали и свойств грунтов основания по ее трассе было предусмотрено расстояние между ребрами по 6,0 м. Дренажное и одновременно стабилизирующее ребро было запроектировано в своей нижней части шириной 0,6 м, склоны канавы для ребра с уклоном 5:1. Проектная высота ребра менялась с учетом уровня подземной воды, которую нужно понизить, наклона поверхности во врезке и формы соединения ребра со спланированным откосом. В случае высоты ребра 3 м в расчете принималась средняя его ширина $(0,6 + 1,8) / 2 = 1,2$ м, при высоте 5 м – 1,6 м.

Ребро будет заполнено битым камнем, у которого параметры сдвиговой прочности предполагались минимально $\varphi = 40^\circ$, $c = 0$. Природный откос состоит из глинистых грунтов, параметры которых в предшествующих расчетах учтены со значительным разбро-

сом. При моделировании однородного откоса обратным расчетом установлена почти реальная сдвиговая прочность покровного слоя откоса: $\varphi = 20^\circ$, $c = 0$ кПа. Характеристики грунтов на отрезке, прорезанном ребрами глубиной по 3 м, скорректировали в виде средневзвешенных значений:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{20 \cdot 4,8 + 40 \cdot 1,2}{6} = 24^\circ; \quad c = 0 \text{ кПа.}$$

Таким образом, уточненные средние значения φ в дальнейшем подставили в расчет устойчивости в тех случаях, когда было удобно повышать устойчивость откоса каменными ребрами. На всех проектируемых участках ребра должны были заглубляться от пяты откоса до площадки (или на участках без площадки на всю высоту врезки), на которой изготавливается соединительная гравийная стена, перехватывающая потоки подземной воды с верхних положений откоса. Ребра погружаются нижней частью в заглубленную дренаж.

Из методов глубинного водоотлива у нас и во всем мире наиболее широко распространено применение почти горизонтальных водопонижительных скважин. Их главным эффектом является снижение уровня подземной воды и ее напорного воздействия. Наибольшая эффективность ими достигается за счет перехвата обводненных фильтрующих горизонтов, особенно в верхней части оползневого откоса, где колебание гидравлического давления наиболее способствует повышению его устойчивости. Примером может быть проект фирмы Geostatik из г. Жилино, представленный на рис. 2.

К наиболее применяемым методам технических стабилизационных мер относятся свайные стены. Устраиваются они перед дальнейшими исправлениями откоса, например врезками. Высокопроизводительное оборудование гарантирует достаточную скорость и качество работ. Недостатком является относительно высокая стоимость и при сложном рельефе потребность в подготовке подъездных дорог для строительных механизмов.

Проект свай должен исходить из статического решения. На основе информации в литературе (Турчек и Гулла, 2004) весьма приблизительно можно учитывать для защемленной армируемой сваи допустимую нагрузку от бокового давления грунта согласно табл. 1.

При больших нагрузках требуется анкерование или несколько рядов свай. За счет соединения свайных рядов обвязочными поясами повышается несущая способность такой конструкции до 50 %.

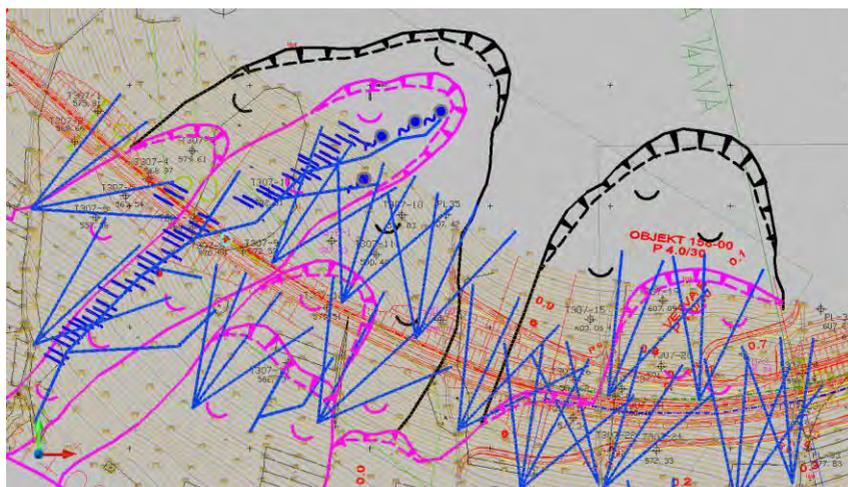


Рис. 2. Оползни по трассе автомагистрали (черные – затухшие; красные – потенциальные), обводненные участки и размещение горизонтальных водопонизительных скважин

Таблица 1

Ориентировочная несущая способность свай, нагруженной боковым давлением грунта (кН)

Высота стены, м	Диаметр свай, м			
	0,3	0,6	1,0	1,5
2	100	120	200	350
3	65	80	160	200

Основным условием эффективности является защемление свай и расположение корней анкеров за пределами поверхности сдвига или обнаруженной ослабленной зоны. Поэтому правильная локализация поверхностей сдвига относится к неизбежным исходным данным, обуславливающим успех проектного решения. Другой ответственной задачей является определение давления грунта на свайную

стену. При решении были использованы сведения об успешных зарубежных подходах (например, Брандл, 1992). Приблизительно можно определить, что загрузка свайной стены при оползне больше от 30 до 40 % чем активное давление грунта.

При обширных площадях оползней и более глубоком расположении поверхностей сдвига почти всегда применяют стены из свай больших диаметров. При менее ответственных задачах предпочтительны одно – или двухрядные стены из микросвай.

С соблюдением принципов статического расчета на основе программы GEO 5 и выявленных при изысканиях геологических условий были запроектированы свайные стены для трех типичных возможных положений поверхностей сдвига. Статическая схема предполагала в крайнем случае сдвиг грунта ниже свайной стены в пространстве от дневной поверхности до сдвиговой поверхности. Во всех трех случаях были применены такие граничные условия: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 20^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$, $\delta_a = 7^\circ$, $\delta_p = 7^\circ$, $E_{oed} = 8 \text{ МПа}$, $\nu = 0,4$.

Примером такого проекта был отрезок между 29,85 –30,45 км, где на трассе автомагистрали возникло обширное обрушение откоса, в своей верхней части естественно устойчивое. Речь идет о комплексе глубоких оползней, которые имели потенциальный характер, а сдвиговая поверхность по глубине достигала от 6 до 8,5 м, местами максимально до 10 м. Тело автомагистрали было расположено преимущественно на насыпи, частично во врезке.

Исходя из сложных геологических условий на этом участке кафедрой геотехники была смоделирована устойчивость откоса. При ее расчете были учтены параметры сдвиговой прочности: $\varphi = 20^\circ$, $c = 0 \text{ кПа}$. Устойчивость откоса в природных условиях (т.е. еще до строительных операций) составила $F_s = 1,01$. После устройства врезки она бы снизилась до $F_s = 0,97$ и при последующем возведении насыпи произошло бы повышение до $F_s = 1,03$. При моделировании понижения уровня подземной воды на 4,0 м устойчивость откоса во врезке повысилась до $F_s = 1,05$ и под телом насыпи до $F_s = 1,1$. Для повышения устойчивости на данном отрезке прежде всего предложено изготовить гравийные ребра. При моделировании гравийных ребер с их глубиной 3 м практически не изменилась устойчивость ($F_s = 1,03$), а при их углублении еще на 1 м достигнуто ее повышение лишь до значения $F_s = 1,1$.

Устойчивость откоса этого участка определяла и фирма Geostatik из г. Жилино с учетом параметров сдвиговой прочности грунта $\varphi = 17^\circ$, $c = 0$ кПа. Для сравнения с нашими прогнозами приведем совокупность этих результатов в табл. 2. Даже эти результаты не дают успокоительные значения.

Таблица 2

Устойчивость откоса на 29,960 км (Geostatik г. Жилино)

Сдвигаемая поверхность	Сдвиговые параметры	F_s до строительства		F_s после строительства	
		max УГВ	без воды	max. УГВ	без воды
A – A'	$\varphi = 17^\circ$ $c = 0$ кПа $\gamma = 20$ кН/м ³	1,0341	1,2530		
B – B'		1,0577	1,2304	1,0495	1,2037
C – C'		1,0936	1,2287	1,0850	1,2087
насыпь	по расчетам			0,810	

Уделяло внимание этому участку также INGEO г. Жилино. На 29,89 км построен пофиль со значением $\varphi = 20^\circ$, при котором в исходном состоянии с пониженным УГВ под поверхностью сдвига устойчивость была $F_{s0} = 1,66$, а при учете исходной поверхности с напорной водой – $F_{s1} = 1,16$, что тоже неприемлемо.

Как показали повторные расчеты, с учетом высокого риска активизации оползня пришлось искать способ надежного обеспечения устойчивости откоса. Кафедрой геотехники на этом участке предложено в 2 м от края левосторонней врезки соорудить свайную стену (рис. 3), которая будет возвышаться на 5,5 м над пересечением свай с откосом между врезкой и свайной стеной с уклоном 1:2.

Сваи были запроектированы из бетона С 25/30, \varnothing 1,2 м на взаимном расстоянии по 1,3 м, общая длина свай 20,0 м, два яруса анкеров расположены по горизонтали через 1,3 м (т.е. анкера размещены в зазорах между каждой свайей). Верхний ряд анкеров предложено устроить на глубине 2,2 м ниже голов свай, наклон анкеров 15° , свободная их длина 30 м, длина корней 7 м. Нижний ряд анкеров будет на глубине 4,8 м ниже голов свай, наклон анкеров 15° ,

свободная их длина 25 м, длина корней 7 м. Преднапряжение всех анкеров на обоих рядах предусмотрено усилиями по 250 кН. Каждый ряд анкеров был объединен монолитным поясом высотой 0,5 м.

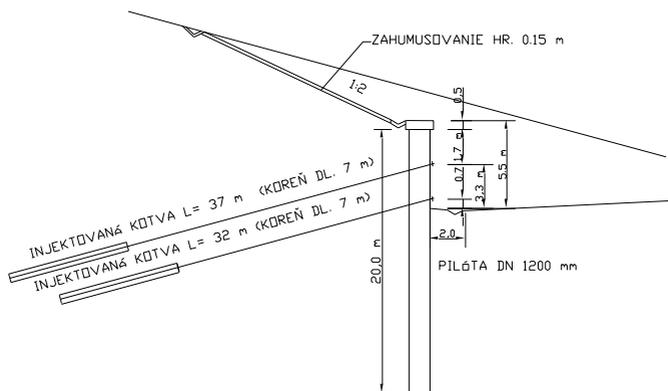


Рис. 3. Заанкеренная в 2-х ярусах свайная стена длиной 20 м из свай \varnothing 1,2 м

Над железобетонным поясом в уровне голов свай по всей длине врезки будет продольная водоотводная канава. Длина свай запроектирована с достаточным защемлением ниже поверхности сдвига и даже с резервом, поскольку не на всех участках потенциальная поверхность сдвига имеет одинаковую глубину.

Весь оползневый участок сильно обводнен. Поэтому над и под трассой автомагистрали нужно было неизбежно снизить уровень подземной воды по всей площади участка при помощи веера горизонтальных водопоглопительных скважин. По характеру обводнения оценено, что на участке автомагистрали длиной 600 м необходимо изготовить почти 20 вееров таких скважин. На тех участках, где не было настолько угрозы устойчивости рассматриваемой территории, например, врезка достигает глубины менее 5 м, можно принять менее ответственный способ повышения устойчивости. Примером такого участка был 28,825 км, где запроектирована анкеруемая подпорная стена с размерами согласно рис. 4: анкеры взаимно удалены по 3,0 м, отклонены от горизонтали на 15° , свободная длина тяги 10 м, корень 7,0 м, усилие преднапряжения 250 кН. Над подпорной стеной в случае, если врезка превысит бетонную кон-

струкцию, достаточно откос подправить с уклоном 1:2. Длина корня анкеров определяется по результатам статического проекта так, чтобы потребное усилие растяжения надежно передавалось в устойчивую часть грунтового массива.

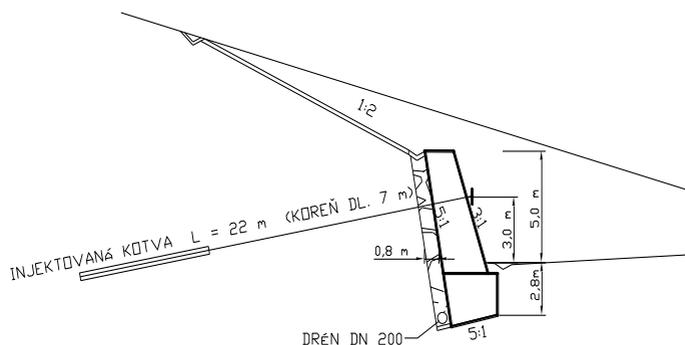


Рис. 4. Заанкеренная подпорная стена

Заклучение

На трассе запроектированной в северной Словакии автомагистрали были сначала разграничены участки с примерно одинаковыми геологическими условиями и для них предложены конкретные меры из условия надежности при минимальной потребности раскопок грунта. Такие решения являются результатом оптимизации для этого участка с выбором самых удобных методов и необходимых мер. На конкретных участках обычно применяют комбинации разных технических мер, которые взаимно дополняются.

Не исключаются и виды конструкций, которые прежде всего должны обеспечивать требуемую надежность. Обоснованием изменения предложенного решения может быть новая (более подробная) информация о свойствах грунтовой среды, или технологическая недоступность выбранного метода на сложной поверхности. Особенно чувствительным вопросом в этой связи является буримость толщ песчаников. Вопреки разному опыту в сравнимых условиях ближайшего окружения на оползневых участках были запроектированы стены из буронабивных свай. Главным доводом была потребность надежного статического обеспечения оползней. Лишь в случае про-

явления особо тяжело буримых толщ песчаников будет удобно локально заменить заанкеренные свайные стены системами анкеруемых стен из микросвай.

В соответствии с STN EN 1997-1 (Проектирование геотехнических конструкций. Часть 1: Основные правила) необходимо подавляющую часть отдельных объектов проектировать по принципу 3-й геотехнической категории. Однако для этого пока не было в наличии достаточно детальной информации о свойствах грунтов.

Литература

1. Baliak, F. a kol.: Diaľnica D3 Svrčinovec – Skalité. Návrh a posúdenie geotechnických opatrení. SvF STU, Bratislava, 2007. 107 s.

2. Brandl, H.: Retaining structures for rock masses. Butterworth Heinemann, Oxford, 1992. 44s.

3. Panek, M., a kol.: D18 Kysucké Nové Mesto - Skalité, orientačný inžinierskogeologický prieskum, GEOstatik Žilina, 1998.

4. Panek, M., a kol.: D18 (D3) Kysucké Nové Mesto – Skalité. II. úsek Svrčinovec – Skalité. Orientačný inžinierskogeologický prieskum, GEOstatik Žilina, 2001.

5. Turček, P. – Hulla, J.: Zakladanie stavieb. JAGA, Bratislava, 2004, 360 s.

6. Záruba Q. – Mencl V.: Sesuvy a zabezpečování svahů. Academia, Praha, 1987.

7. Záthurecký, A. a kol.: Podrobný inžinierskogeologický prieskum stavby diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité. INGEO – IGHP, s.r.o., Žilina, 2006.

Статья является одним из выходов проекта грантового агентства VEGA №. 1/0241/13 “Прогноз развития деформаций изобранных геотехнических конструкций в зависимости от напряженного состояния”.

Перевод со словацкого М.И. Никитенко