

**МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ
«УРАЛЬСКАЯ ГОРНАЯ ШКОЛА – РЕГИОНАМ»**

24-25 апреля 2017 года

**ГИДРОГЕОЛОГИЯ. ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ,
МЕРЗЛОТОВЕДЕНИЕ И ГРУНТОВЕДЕНИЕ**

УДК 55

**ОЦЕНКА ПЕРСПЕКТИВНОСТИ ТОЧЕЧНОЙ ЗАСТРОЙКИ ТЕРРИТОРИИ НА
ПРИМЕРЕ СТРОИТЕЛЬСТВА КОМПЛЕКСА «РЕДИССОН САС»
В Г. ЕКАТЕРИНБУРГЕ**

Балакин В. Ю.

Научный руководитель д.г.-м.н., профессор Абатурова И.В.
Уральский государственный горный университет

На сегодняшний день из-за быстрого развития мегаполисов остро встает проблема возведения новых жилых и нежилых зданий и сооружений в пределах существующей городской застройки, такая застройка называется точечной или уплотнительной.

Самого понятия точечной (уплотнительной) застройки нет ни в Градостроительном кодексе РФ, ни в Градостроительном кодексе г. Екатеринбурга. Тем не менее, необходимость проведения полного комплекса инженерно-геологических изысканий при возведении объектов точечной застройки обосновывается в нормативной документации, а именно СП 22.13330.2011, ГОСТ 27751-2014, МГСН 4.19-2005, временно принятые Правительством Свердловской области в момент фактического сооружения высотных зданий в г. Екатеринбурге, в середине 2007 года. В настоящее время в России под высотными зданиями понимаются сооружения высотой более 75 м. Здания имеющие высоту более 100 м, глубину подземной части или заглубление подземной части более чем 10 м ниже планировочной отметки относятся к уникальным сооружениям.

Любому застройщику выгоден такой способ возведения жилых и нежилых зданий по причине сложившейся инфраструктуры и возможности подключения к городским сетям и коммуникациям без дорогостоящего переноса, подведения и ввода в эксплуатацию сетей и коммуникаций вновь возводимого объекта.

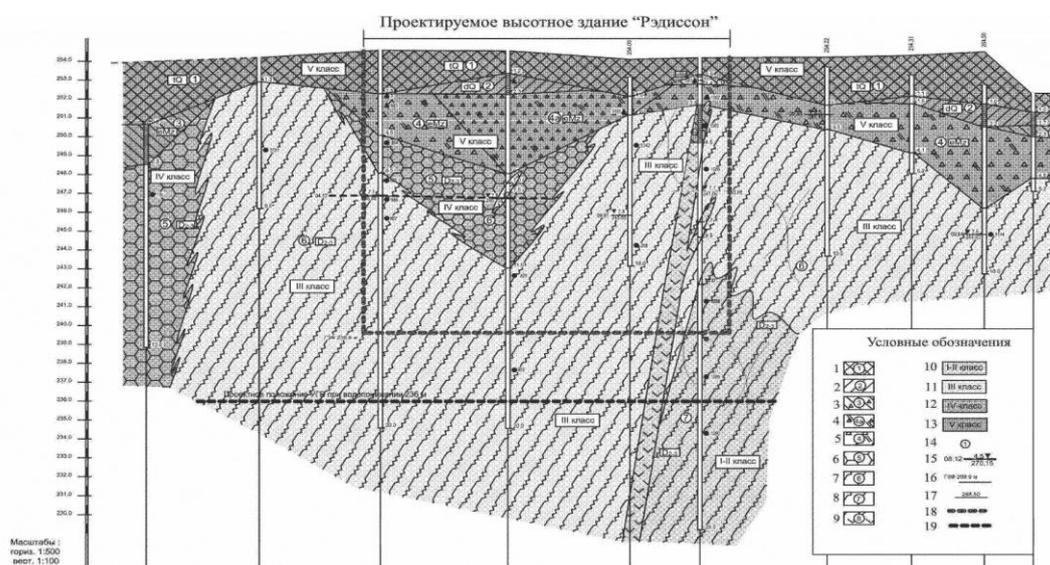
Главной особенностью высотных зданий по сравнению с обычными сооружениями является то, что удельное давление на основании под фундаментной конструкцией достигает значительных величин и в работу вовлекаются большие массы грунтов, обладающие, как правило, существенной неоднородностью в плане и по глубине. Поэтому увеличение размеров зоны влияния нужно учитывать для предотвращения и максимально возможного снижения негативных последствий, определения возможности и масштаба ослаблений в конструкции окружающих домов.

При вскрытии грунтового массива котлованом и внедрения в него основания здания происходит изменение естественного поля напряжений [1]. В результате изменения поля напряжений в массиве развиваются вертикальные и горизонтальные деформации пород в поле водопонижения и сдвижения грунтов. Вертикальные и горизонтальные деформации пород связаны с водопонижением, в результате чего в пределах депрессионной воронки наблюдается

перераспределение напряжений вследствие снятия эффекта гидростатического взвешивания, повышение напряжений в скелете грунта и уплотнение пород [1].

Рассмотрим условия строительства высотного здания «Редиссон», расположенного в центре г. Екатеринбурга в зоне контакта сланцев и серпентинитов (рис. 1). В инженерно-геологическом отношении территория г. Екатеринбурга имеет двухъярусное строение. Нижний ярус представлен грунтами различного возраста. Верхний - рыхлыми песчано-глинистыми, обломочными образованиями мезозоя и четвертичными аллювиальными, делювиальными, озерно-болотными и техногенными образованиями.

Проектируемая глубина котлована составляет 14,1 м. Наличие элювиальных грунтов в строении разреза под проектируемым сооружением может привести к развитию обрушений в стенках котлована, а так же к увеличению величины вертикальных осадок и горизонтальных перемещений земной поверхности. Для рассматриваемого здания «Редиссон» принята схема численного расчета в плоской упруго-пластичной модели (модель Мор-Кулона), реализованная в программном комплексе «PLAXIS 9.3». Геометрическая модель включает типовое разделение грунтового массива по отдельным слоям (кластерам), структурным объектам, этапам строительства, структурам водонасыщения и нагрузкам.



Инженерно-геологический разрез ВЗ «Редиссон» и прогнозные районирования по степени устойчивости
Литологический состав пород: 1-техногенные грунты четвертичного возраста; 2-суглинок делювиальный четвертичного возраста; 3-суглинок элювиальный мезозойского возраста; 4-древянный грунт мезозойского возраста; 5-щебенистый грунт мезозойского возраста; 6-скальный грунт низкой и пониженной прочности девонского возраста; 7-скальный грунт малопрочный девонского возраста; 8-скальный грунт средней прочности девонского возраста; 9-жильная порода диоритового состава прочная. **Класс устойчивости пород:** 10-устойчивые породы; 11-средней устойчивости; 12-неустойчивые породы; 13-весьма неустойчивые породы. **Прочие:** 14-номер инженерно-геологического элемента; 15-установившийся уровень подземных вод (в числителе – глубина, м; в знаменателе – абсолютная отметка, м); 16-глубина заложения фундамента, абс.м; 17-глубина заложения существующих зданий, м; 18-контур проектируемого котлована; 19-УГВ при водопонижении

Рисунок 1. Инженерно-геологический разрез

Максимальные горизонтальные и вертикальные деформации по линии №4 (15 мм) фиксируются только под зданием «Редиссон», а в окрестности зданий «Высоцкий», «Антей» и «Парк Инн» они не превышают уровень 5 мм (рис. 2), что не вызовет существенного негативного изменения в конструкции сооружений окружающей застройки. Такие малые величины деформации обусловлены значительной крепостью пород скального основания и низкой степенью пластичности массива в целом [2].

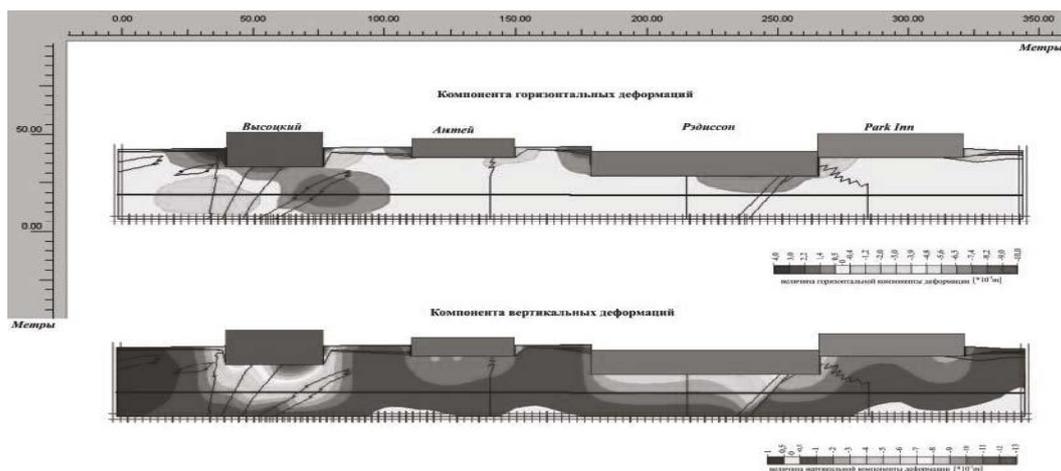


Рисунок 2. Горизонтальные и вертикальные деформации

Важным фактором воздействия на геологическую среду при возведении высотного здания является понижение уровня подземных вод. В связи с изменением гидродинамического режима и техногенного воздействия на горные породы возможно развитие процессов суффозии, формирование мульд проседания, гравитационных процессов в стенах котлована (оползни, осыпи), депрессии дневной поверхности, формирование барражного эффекта.

При строительстве проектируемого здания УГВ будет опущен до глубины 18,0 м. Коэффициент водопроницаемости на участке строительства здания «Рэдиссон» равен $23 \text{ м}^2/\text{сут}$, коэффициент пьезопроводности – $4,29 \cdot 10^2 \text{ м}^2/\text{сут}$, коэффициент водоотдачи – 0,053, коэффициент фильтрации – 1,2 м/сут. Скорость понижения уровня подземных вод зависит от проницаемости пород. Развитие процессов суффозии, и как следствие, формирование полостей и зон разуплотнения в обломочных грунтах в результате выноса мелких частиц при понижении уровня грунтовых вод в момент строительства не представляется возможным, так как суффозионно-неустойчивые грунты залегают выше положения уровня грунтовых вод [2]. Формирование барражного эффекта (подъема уровней грунтовых вод перед преградой по потоку и снижением за ней, вследствие перекрытия фильтрационного потока подземных вод) также маловероятно в связи с понижением УГВ на величину более 3,0 м от нижней точки фундамента.

Возведение нового высотного здания вносит перераспределение компонентов напряжений и способствует развитию деформаций в конструкции близ лежащих построек. В этом случае анализ инженерно-геологических и гидрогеологических условий при точечной застройке имеет свои особенности и определяет прогноз развития деформаций грунтового массива. Для зданий, окружающих многофункциональный комплекс «Рэдиссон», значения деформаций не превысят 5 мм, вследствие чего данная территория может быть отнесена к перспективной в плане уплотнительной застройки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Овечкина О.Н. Высотное строительство – дань моде или престиж? // Материалы международной конференции «Инженерные изыскания для строительства в условиях саморегулирования». Екатеринбург, 2012 г.
2. Овечкина О.Н. Оценка и прогноз изменения состояния геологической среды при техногенном воздействии зданий высотной конструкции в пределах города Екатеринбурга. // Диссертация на соискание ученой степени к.г.-м.н., Екатеринбург – 2013.

МЕТОДЫ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ ОПОЛЗНЕВОГО СКЛОНА

Утин В. В.

Научный руководитель: Савинцев И.А. к.г.-м.н, доц.
Уральский государственный горный университет

В основе оценки устойчивости склонов лежит определение коэффициента устойчивости, характеризующего отношение сил, удерживающих массив грунта на наклонной поверхности, к силам, сдвигающим этот массив. Однако, четких рекомендаций какими методами следует оценивать степень устойчивости склона в настоящее время в нормативной литературе не существует. Оценка устойчивости склонов и откосов может быть осуществлена только на основе комплексного изучения инженерно-геологических условий, с использованием различных методов. Рассмотрим основные группы методов расчета.

Сравнительно-геологические методы осуществляются путем сравнения инженерно-геологических условий рассматриваемого участка с условиями склонов-аналогов, на которых ранее изучались проявления оползней. Она может быть выполнена лишь на основе сопоставления генерального угла наклона рассматриваемого склона и склона-аналога.

Расчетно-теоретические методы основаны на разработке математической модели разрушения склона и дальнейшего движения оползающих масс с применением математической зависимости. Расчетно-теоретические методы разделяются на две основные группы: - математические и вероятностные. Математическими методами выполняются расчеты напряженно-деформированного состояния и расчеты по определению линий скольжения (графоаналитические). Способы расчетов по этим методам известны по работам В. В. Соколовского, Г. М. Шахунянца, Н. Н. Маслова, В. А. Флорина, Н. А. Цытовича, Г. Л. Фисенко и др. Вероятностные методы основаны на выявлении корреляционной зависимости прогнозируемого показателя от значений параметров, характеризующих фактора развития процесса оползнеобразования.

Экспериментальные методы. При решении задач, связанных с деформированием склонов и прогнозом оползней, применяются лабораторные методы и методы физического моделирования.

Разберем несколько методов чтобы показать их применимость в использовании при инженерно-геологических исследованиях. Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения широко применяется на практике, так как дает некоторый запас устойчивости и основывается на опытных данных о форме поверхностей скольжения при оползнях вращения, которые на основании многочисленных замеров в натуре принимают за круглоцилиндрические, при этом самое невыгодное их положение определяется расчетом. Принятие определенной формы поверхностей скольжения и ряда других допущений делает этот метод приближенным.

Графоаналитический метод многоугольников сил Г.М. Шахунянца. Если поверхность возможного смещения известна, то расчет устойчивости массива нередко целесообразно вести способом многоугольников сил.

Аналитический метод Г.М. Шахунянца удобнее всего применять, когда поверхности скольжения уже установлена. Оползневой блок для расчетов делится на ряд отсеков. Отсеки принимают такими, чтобы без практической потери точности можно было в их пределах принимать поверхность за плоскость и чтобы состояние грунта, очертание склона, действие внешних сил и т.п. были практически однородными.

Метод определения предельного угла внутреннего трения по поверхности ослабления пород в отдельных точках оползневой массы основывается на объемной геометрии оползневой массы. Расчет выполняется по численным значениям, вертикальной мощности оползневой тела h , объемного веса грунтов ρ , площади основания элементарных призм S и сдвиговых характеристик грунтов φ и c в зоне сдвига, оползня.

Рекомендации по применению. На основе проведенного анализа сделаны следующие выводы. Для проектирования противооползневых удерживающих конструкций глубокого

заложения наиболее приемлемыми являются методы Н.Н. Маслова и Г.М. Шахунянца. Причем при выполнении расчетов на ЭВМ следует применять метод горизонтальных сил Н.Н. Маслова или аналитический Г.М. Шахунянца. При расчетах вручную рекомендуется использовать ускоренный способ определения оползневых давлений методом Г.М.Шахунянца.

Исходя из выше перечисленных рекомендаций мною было выбрано несколько методов расчета для двух объектов (пассажирская канатная дорога № 7 на территории горнолыжного курорта "Абзаково", месторождение Дrajное (республика Саха-Якутия)).

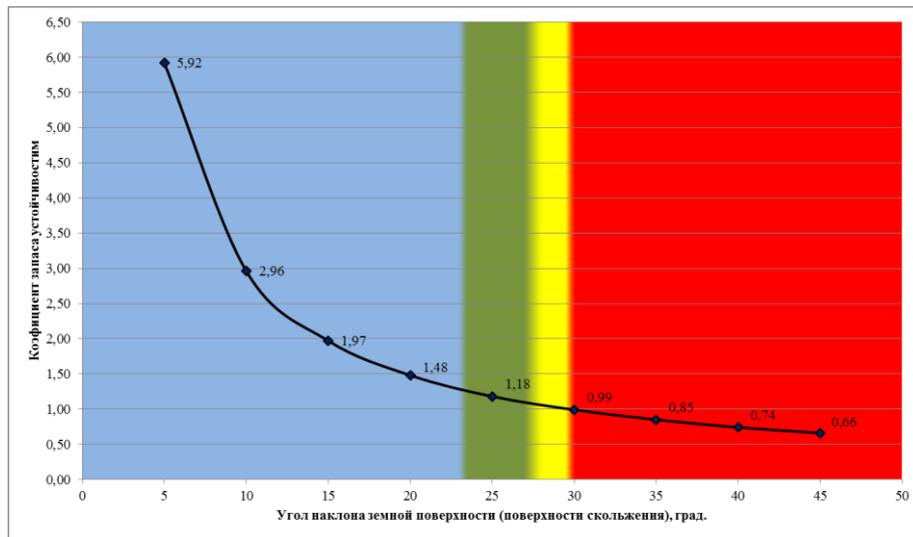
Проектируемая пассажирская канатная дорога № 7 находится на территории ГЛЦ ООО "Абзаково". Построенное сооружение будет формировать дополнительную вертикальную и горизонтальную нагрузку на грунт, что нарушит естественные условия склона и может привести его в нестабильное состояние. Оценка проводилась методом: алгебраического сложения сил по криволинейной поверхности скольжения (Фисенко Г.Л.). Анализ полученных результатов определения коэффициента запаса устойчивости склона установил: участки с коэффициентом 2,0-3,0 выделяются локально в верхней и центральной частях склона протяженностью 10-50 м, они приурочены к местам заглубления кровли скальных грунтов на 1,0-3,0 м. Участки с наименьшими значениями коэффициента устойчивости (n 1,5-2,0) приурочены к участкам с заглублением кровли скальных грунтов ниже 3,0-3,5 м, и занимают большую часть склона. Следующим этапом при расчете устойчивости склона, было моделирование пригрузки склона путем установки опор с заданными характеристиками. Анализ определения коэффициента запаса устойчивости склона после пригрузки установил: в местах установки опор значения коэффициента запаса устойчивости склона уменьшаются на 0,01-0,06 д.ед. общий коэффициент запаса устойчивости не изменяется и составляет 1,76, как и в первом случае. Таким образом установка опор не повлияет на устойчивость склона в целом.

Месторождение Дrajное (республика Саха-Якутия). Для осуществления прогноза устойчивости территории к оползнеобразованию были использованы следующие исходные данные: уклон рельефа территории; положение поверхности скольжения в массиве склона приуроченной к подошве слоя сезонного оттаивания; расчетные показатели ряда физико-механических свойств пород. Следует отметить, что, учитывая неоднородность геологического строения и геоморфологических условий территории, прогноз выполнен при следующих допущениях: средняя мощность слоя сезонного оттаивания (h) на склонах южной и северной экспозиций, составляет 2,5 и 4,0 м; угол наклона поверхности скольжения (β) (ослабления) задавался в интервале 5-45 градусов. В качестве расчетной схемы выбрана методика определения предельного угла внутреннего трения по поверхности скольжения (ослабления) пород в отдельных точках массива. В результате прогноза выделены следующие типы участков с различной степенью устойчивости к процессам оползания для склонов южной и северных экспозиций (рис. 1): неустойчивые ($K_3 < 1,0$), участки характеризуются высоким потенциалом оползнеобразования, развиты на склонах крутизной более 28° (южная экспозиция) – 29° (северная экспозиция); слабо устойчивые ($K_3 = 1,0-1,1$), участки характеризуются предельным состоянием равновесия и высоким потенциалом оползнеобразования при нарушении естественных условий, развиты на склонах крутизной $25-28^\circ$ (южная экспозиция) – $27-29^\circ$ (северная экспозиция); относительно устойчивые ($K_3 = 1,1-1,3$), участки характеризуются низким потенциалом оползнеобразования, развиты на склонах крутизной $22-25^\circ$ (южная экспозиция) – $23-27^\circ$ (северная экспозиция); устойчивые ($K_3 = 1,3$ и более), участки где, при сохранении наблюдающейся ныне природной обстановки, опасность развития осыпных подвижек отсутствует, характерны для склонов крутизной менее 22° (южная экспозиция) – 23° (северная экспозиция).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Оценка и прогноз устойчивости оползневых склонов / И.О.Тихвинский. М., Наука, 1988. — 144 с.
2. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. Центральное бюро научно-технической информации. Москва - 1986

А)



Б)

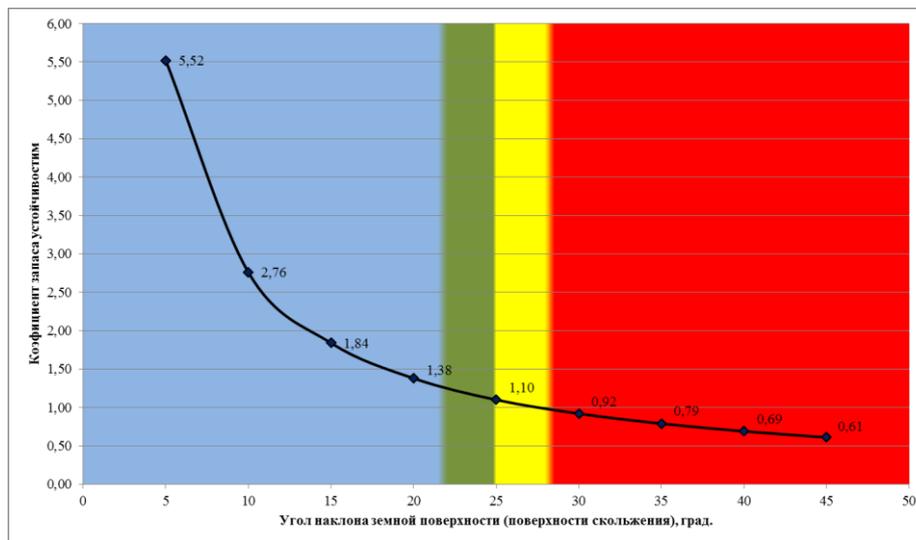


Рисунок 1 - Аналитическая зависимость коэффициента запаса устойчивости осыпного склона от угла наклона земной поверхности для склонов (цветом показана степень устойчивости к процессам осыпания: красным – неустойчивая, желтым – слабоустойчивая, зеленым – относительно устойчивая, голубым - устойчивая), а - северной экспозиции; б - южной экспозиции

ПРОБЛЕМЫ ВЗАИМОСВЯЗИ МЕЖДУ ОДНООСНЫМ СЖАТИЕМ И КОЭФФИЦИЕНТОМ КРЕПОСТИ ПО ПРОТОДЬЯКОНОВУ

Шевалдин Д. А.

Научный руководитель Абатурова И.В. д.г.-м.н, профессор
Уральский государственный горный университет

Физико-механические свойства являются одним из важнейших факторов инженерно-геологических условий, определяющих возможность и методы ведения горных работ при освоении недр.

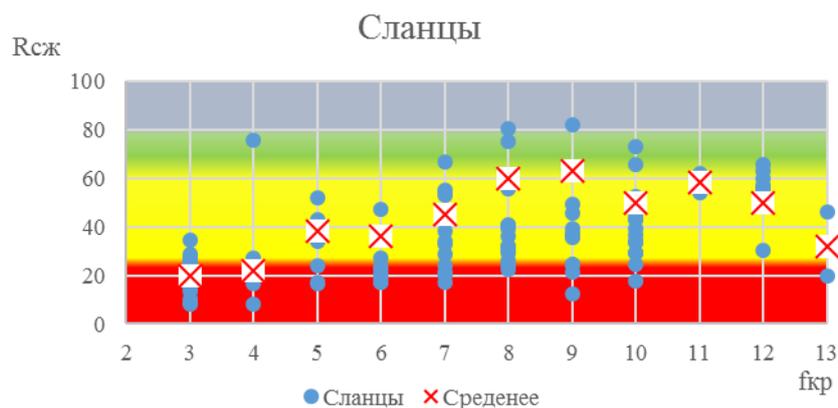
Существует множество теорий прочности и одна из первых теорий была разработана М. М. Протодьяконовым. Эта теория легла в основу классификации горных пород по коэффициенту их крепости ($f_{кр}$), определяемому методом толчения. Позднее на основании установленных эмпирических зависимостей прочности и крепости горных пород М.М. Протодьяконовым была предложена формула (1):

$$f_{кр} = \frac{R_{сж}}{10} \quad (1)$$

где $R_{сж}$ – временное сопротивление сжатию в сухом состоянии (МПа), 10 – эмпирический числовой коэффициент.

Однако по результатам обработки данных лабораторных исследований скальных горных пород по ряду месторождений Уральского региона, нами установлено, что данная зависимость не всегда имеет место. На рисунке 1 приведены результаты лабораторных исследований. Рассмотрим возможные причины отклонения прочности горных пород от их крепости, согласно теории М.М. Протодьяконова на примере Сарановского месторождения хромитовых руд. В геологическом строении которого принимают участие метаморфические сланцы верхнепротерозойского возраста, серпентиниты протерозойского возраста, габбро и хромитовые руды девонского возраста.

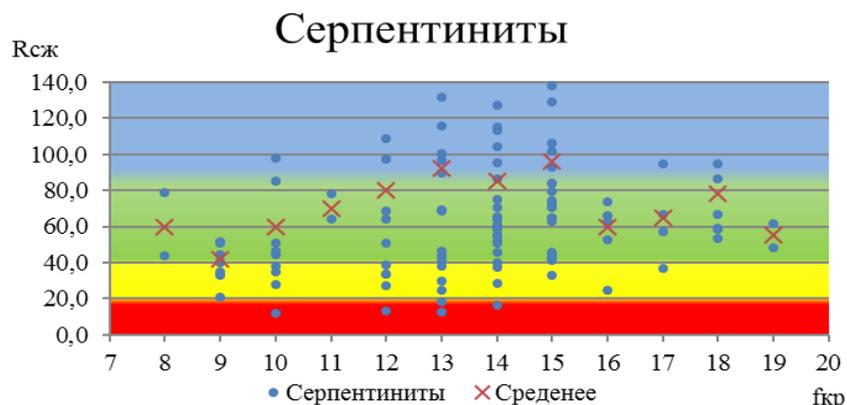
А)



Как мы видим из графиков корреляции сопротивления одноосному сжатию и коэффициенту крепости у нас наблюдается не линейная зависимость.

На графике «А» такую не линейную зависимость можно объяснить текстурными и минеральными особенностями. Если проводить опыты параллельно сланцеватости, то значения будут получаться min, а если перпендикулярно ей, то они будут max. Минеральные особенности состоят в том, что при сильных динамических нагрузках сланцы легко расслаиваются таковыми прежде всего являются глинистые и слюдянистые сланцы.

Б)



В)

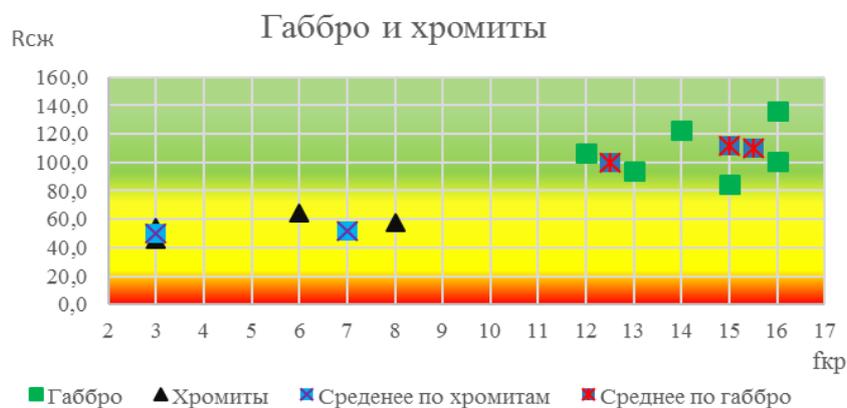


Рисунок 1. График корреляции сопротивления одноосному сжатию в сухом состоянии и коэффициента крепости (цветом показана классификация пород по прочности: красным – малопрочные, желтым – средней прочности, зеленым – прочные, голубым - очень прочные), А - сланцы; Б – серпентиниты; В – габбро и хромиты

На графике «Б» это возможно объяснить минеральными и структурно-текстурными особенностями. В центральной части графика увеличение крепости скорее всего связано с кварцем, но в то же время кварц не приносит большого веса в общую прочность, и мы наблюдаем падение среднего значения. В начале графика крепость обусловлена какой-то минеральной составляющей серицитом или замещением кварца на карбонат, что приводит к низким значениям. Так же высокую прочность можно объяснить структурой серпентинита (мелкозернистая).

На графике «В» мы наблюдаем высокие значения прочности и крепости скорее всего это объясняется тем что габбро и хромиты являются полнокристаллическими породами без изменений за счет чего и происходит это увеличение. Так же это можно еще объяснить тем что магматические породы обладают высокой степенью водостойкости это приводит к минимальному образованию трещин.

И все это приводит к тому что данная зависимость не всегда подходит для пород различного состава и генезиса. Автором предполагается дальнейшее изучение прочностных свойств горных пород.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коэффициент крепости горных пород // Л.И.Барон. М., Наука, 1972. — 175 с.

АНАЛИЗ ОРИЕНТИРОВКИ ВЕКТОРОВ ГЛАВНЫХ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЕ Г. ЕКАТЕРИНБУРГА

Сурганов С.В.

Научный руководитель Тагильцев С.Н., профессор, доктор технических наук
Уральский государственный горный университет

Земная кора среднего Урала находится под воздействием тектонических напряжений. Новейший этап тектонической активизации начался с конца палеогенового периода. В процессе этой активизации сформировалась сеть разломов, которые частично унаследовали тектонические нарушения, возникшие в палеозое. Таким образом, современная сеть тектонических нарушений отражает ориентировку главных напряжений, которые действовали, начиная с палеогена и заканчивая четвертичным периодом.

Современный этап развития сети тектонических нарушений обычно определяют с периодом современной истории. Можно полагать, что рассматриваемый этап тектонического развития совпадает с формированием современного рельефа. Принято считать, что речные долины наследуют наиболее активные тектонические нарушения и соответственно отражают ориентировку активных тектонических нарушений в исторический период времени. Следовательно, современный рисунок рельефа является показателем развития тектонических нарушений в последние десятки тысяч - тысячи лет.

При решении инженерно-геологических задачи при наблюдении за состоянием зданий и сооружений наблюдаются (проявляются) разломные структуры, которые являются следствием тектонических напряжений действующих в настоящее время. Поэтому, в современном этапе тектонического развития необходимо выделить ультрасовременный или сегодняшний этап тектонического развития (тектонической активности).

Для оценки развития напряженного состояния земной коры в процессе трех выделенных этапов (неотектонический, современный, сегодняшний), следует применять различные методические предпосылки и приемы. Основным показателем неотектонической активизации являются тектонические нарушения, которые сформировались в приповерхностной части геологического разреза. С учетом денудации, основным, наиболее представительным типом тектонических нарушений являются надвиги. Для анализа современного этапа можно использовать ориентировку русел малых и средних рек. Сегодняшний этап выражается в аварийности коммуникаций зданий и сооружений^[3].

При континентальном развитии верхняя часть земной коры находится в консолидированном относительно хрупком состоянии. При консолидированном состоянии доминирует разрывная тектоника и блоково-глыбовый рисунок сети разломов. Среди разломных тектонических структур надвиги позволяют наиболее точно и просто выявить направление действия главного максимального напряжения, т.к. простирание надвига ориентировано строго перпендикулярно направлению действия главного максимального напряжения (ГМН).

Детальное картирование тектонических нарушений было выполнено на территории Берёзовского золоторудного месторождения, которое примыкает к северо-восточной окраине г.Екатеринбурга. При картировании в масштабе 1:10 000, была закартирована площадь 6х7,5 км². На геологической карте выделены 5 основных надвигов и другие тектонические нарушения. Надвиги заметно меняют свою ориентировку по простиранию. Выделение линейных участков надвигов (линеаментов) позволяет определить ориентировку действия ГМН. На линеаменты так же были разделены швы других тектонических нарушений. Все надвиги имеют субмеридиональное простирание. Наиболее выраженные линеаменты имеют среднее простирание 15°. Существенно меньше выражены субмеридиональные линеаменты с азимутами 355° и 335°. Другие тектонические нарушения образуют выраженные линеаменты со средним азимутом 280° и существенно меньше с азимутом 265°.

Согласно современным представлениям^[1], тектонические нарушения, которые образуют прямой угол с надвигами обычно являются сбросами. Хорошо выраженный линеамент (280°) формируется ГМН, которое строго перпендикулярно надвигам с азимутом 10°. Разломы с азимутом простирания 265° перпендикулярны надвигам с азимутом 355°. Таким образом можно сделать вывод, что в период тектонической активизации (неотектонической активизации) ГМН было ориентировано по азимуту 280°. Это направление являлось основным при формировании рисунка тектонических нарушений. Направление ГМН с азимутом 265° за период неотектонической активизации имело меньшее, подчиненное значение.

Для анализа современного этапа развития тектонических процессов были использованы ориентировки линеаментов которые образует река Исеть в пределах г.Екатеринбурга. Анализ круговой диаграммы позволяет считать, что основную роль в формировании русла р.Исети выполнили тектонические нарушения ориентированные по азимуту 315°. Меньшее влияние оказали линеаменты связанные с надвигами ориентированными по азимуту 355°. Общий рисунок линеаментов позволяет считать, что в современный этап тектонической активности, наиболее повлияло на формирование рельефа ГМН с ориентировкой 255-265°. Сдвиги, которые формировались в диапазоне азимутов 305-325°, вероятнее всего образовались под воздействием двух направлений – 280° и 260°.

В настоящее время напряженное состояние проявляется в аварийности городских коммуникаций. В г.Екатеринбурге на линиях водопровода происходит в среднем одна тысяча аварий в год. Примерно половина из них имеют связь с тектоническими движениями.^[2] Диаграмма построенная по линеаментам, которые образуют «цепочки» аварий позволяют считать, что в настоящее время основное силовое воздействие на геологическую среду оказывают ГМН с ориентировкой 260°. При детальном анализе аварий можно выделить те случаи, которые наиболее связаны с тектоническими движениями. Эти случаи, выявляются по характерным деформациям труб. При построении розы диаграммы, по этим линеаментам четко выявляется, что основное направление ГМН имеет азимут 255-265°. Основные сдвиги имеют ориентировку 315°. В настоящее время основное разрушающее действие на коммуникации оказывают сбросы со средним азимутом 260° и сдвиги со средним азимутом 315°. Направление в диапазоне 15-35° имеет подчиненное значение.

Выполненный анализ позволяет сделать вывод, что прослеживается определенная тенденция в развитии напряженного состояния массивов горных пород. Начало и развитие новейшей активизации было связано главным образом с ориентировкой ГМН 280°. Современный этап и сегодняшнее напряженное состояние определяется главным направлением имеющим средний азимут 260°. Основная аварийность коммуникаций и сооружений определяется сбросами с азимутом 260° и сдвигами со средним азимутом 315° и 205°.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тагильцев С.Н. Основы гидрогеомеханики скальных массивов: учебное пособие/ С.Н. Тагильцев. – Екатеринбург: Изд-во УГГГА, 2003. – 88с.
2. Тагильцев С.Н. Оценка тектонической опасности геологической среды Екатеринбурга / С.Н. Тагильцев, А.Ю. Осинцева, А.Е. Лукьянов // Проблемы комплексных инженерных изысканий для всех видов строительства: материалы науч.-практ.конф., Екатеринбург 16-17 июля 2009 г. / ЗАО УралТИСИЗ. – Екатеринбург, 2009. – С.116 – 120.
3. С.Н. Тагильцев, А.Ю. Осипова, А.Е. Лукьянов Комплексирование геологических и техногенных признаков для выявления ориентировки главных напряжений / Геомеханика в горном деле: доклады науч.-техн.конф., 12-14 октября 2011г. – Екатеринбург: ИГД УрО РАН, 2012. – 261 с.

ОЦЕНКА ВОЗМОЖНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ОТХОДОВ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКИХ ПРЕДПРИЯТИЙ В КАЧЕСТВЕ СТРОИТЕЛЬНОГО МАТЕРИАЛА

Александров С.А.

Научный руководитель Гуман О.М. д-р геол.-мин. наук, профессор
Уральский государственный горный университет

На предприятиях металлургической отрасли в связи с особенностями технологии производства огромный процент от первоначального сырья уходит в отходы – шлаки. Учитывая объёмы современного производства металлов, количество производимых металлургических отходов огромно. При переработке отвальных шлаков медеплавильного производства на обогатительной фабрике образуются строительные пески. При этом получают медный концентрат и отходы обогащения – пески.

Изучение свойств песков строительных выполнено с целью оценки возможности использования песков в качестве строительного материала при рекультивации нарушенных земель, для засыпок и планировки территорий.

Работы по изучению свойств песков выполнены на шести, рекультивированных строительными песками, участках. Комплекс работ по изучению физико-механических свойств песков включал лабораторные исследования.

Проведенные исследования показали, что пески описываемых шести участков однотипны по своему минеральному составу, форме и размеру зерен с небольшими вариациями. Форма зерен, как правило, изометричная, угловатая, с остроугольными сколами. На некоторых зернах видны следы механического воздействия. Размер зерен песка колеблется от 0,01мм до 1 мм.

Пески строительные представляют собой тонкоагрегативные сращения рудных минералов с магнитными свойствами и нерудной составляющей. Рудные минералы представлены, в основном магнетитом, сульфидами железа, меди и другими металлофазами (ферритами). Нерудная часть состоит, в основном, из оливина темно-коричневого цвета, прозрачного фаялита и, вероятно, кристобалита, представленного тонко-кристаллической разностью, а также наблюдается кварц 1-2%, гидроксиды железа до 2%, редкие зерна карбоната, единичные пластинки слюды (биотита).

Главными неблагоприятными элементами-примесями в строительных песках, получаемых при переработке медеплавильных шлаков являются тяжелые металлы, которые вследствие особенностей технологического процесса медеплавильного производства и последующей переработки шлаков не могут быть извлечены из них.

Физические свойства грунтов исследуемой территории охарактеризованы по материалам лабораторных исследований. Средние значения показателей основных физико-механических свойств песков строительных по исследуемым участкам приведены в таблице 1.

Таблица 1 Средние значения показателей физических свойств песков строительных

Показатель	Участок № 1	Участок № 2	Участок № 3	Участок № 4	Участок № 5	Участок № 6
Природная влажность, %	10,8	12,2	10,8	13,2	11,4	11,4
Плотность грунта, г/см ³	2,34	2,26	2,59	2,31	2,49	2,35
Плотность частиц грунта, г/см ³	3,82	3,73	3,85	3,76	3,85	3,79
Коэффициент пористости, д.е	0,841	0,861	0,653	0,891	0,733	0,803
Коэффициент водонасыщения, д.е	0,523	0,545	0,648	0,612	0,616	0,541
Плотность сухого грунта, г/см ³	2,11	2,01	2,34	2,04	2,24	2,11

Продолжение Таблицы 1

Максимальная плотность сухого грунта, г/см ³	2,52	2,39	2,42	2,51	2,43	2,45
Оптимальная влажность, %	11,9	13,6	14,7	13,5	14,9	12,6
Коэффициент фильтрации при плотности в массиве, м/сут	0,0104	0,0105	0,0544	0,225	0,375	0,00412
Угол естественного откоса песка на воздухе град.	39	42,1	43,7	43	44	42
Угол естественного откоса песка под водой град.	36	36,9	34	34	40,7	35
Плотность песков в рыхлом состоянии	1,88	1,65	1,62	1,63	1,77	1,68
Плотность песков в предельно уплотненном состоянии	2,15	2,0	1,95	1,94	2,04	1,93
Коэффициент фильтрации песка в рыхлом состоянии		0,137	0,235	0,161	0,124	0,133
Коэффициент фильтрации песка в плотном состоянии		0,032	0,031	0,018	0,034	0,038

По результатам исследований, на всех участках происходит накопление влаги в нижней части массива песков, за исключением участка № 3, где увлажнена верхняя часть толщи песков. На хорошо фильтрующих основаниях накопления влаги не происходит, поэтому влажность и степень водонасыщения в массиве уменьшаются. Уменьшение плотности свидетельствует о выносе частиц, связанном с аварийными ситуациями, которые наблюдались на участке № 6.

По данным гранулометрического анализа грунта, преобладает песчаная фракция, от 49,6% (уч.2) до 65,5% (уч.6) и пылеватая от 32,0% (уч.6) до 47,2% (уч.2). Исходя из полученных данных, по коэффициенту неоднородности, сделан вывод, что грунты относятся к неоднородным.

Для определения возможности выноса песка водотоками было отобрано 6 проб воды объемом от 2,75 л до 2,95 л из водотоков из-под толщи песков. Пробы были профильтрованы через бумажные фильтры. Осадок на каждом фильтре взвешен и проанализирован. Исследования показали, что осадок по весу оказался очень незначительный от 0,09 до 0,33 г. Состав осадка в основном состоит из глинистых частиц, зерна песка наблюдаются в единичных знаках, из чего следует, что вынос песка из отвалов в настоящее время отсутствует или является очень незначительным.

Главными факторами, ограничивающими возможность рекультивации песками, являются неблагоприятные водно-физические свойства. Пылеватый состав песков определяет их низкую водостойкость: они легко размываются, приобретают тиксотропные свойства при водонасыщении, склонны к плоскостному смыву и водной эрозии.

Характеристики водопрочности пород на исследуемых участках. Водопрочность характеризует способность горных пород и их массивов сохранять прочность и механическую устойчивость при взаимодействии с водой. Основным внешним фактором, влияющим на водопрочность является динамическое воздействие воды на массив, его интенсивность и вид гидродинамического воздействия, в данном случае – это размыв и смыв. Наиболее разрушительной является линейная эрозия с образованием рытвин и промоин, при длительном воздействии перерастающая в овраги. Дополнительно организовывались водоотводные каналы вдоль простираения склона, принимающие потоки воды и отводя их, тем самым уменьшая объемы потоков воды и их скорость в нижней части отвала.

На трех участках наблюдалась линейная эрозия. Причина появления эрозии- отсутствие укрывающего слоя ПРС с посевом трав, сезонное заиливание водоотводных канав, которое приводит к тому, что часть воды продолжает свое течение вниз, набирая скорость и увеличивая силу гидродинамического воздействия на поверхность отвала. Кроме этого к причинам, усугубляющим появление линейной эрозии надо отнести наличие крупнообломочного материала в суглинках, используемых при создании противофильтрационного экрана.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОДТОПЛЯЕМОСТИ ЗАСТРАИВАЕМОЙ ТЕРРИТОРИИ В Г. ДЕГТЯРСКЕ СВЕРДЛОВСКОЙ ОБЛАСТИ

Геринг В. А., Антонова И. А.
Уральский государственный горный университет

В соответствии с [1] подтопление это комплексный гидрогеологический и инженерно-геологический процесс, при котором в результате изменения водного режима и баланса территории происходят повышения уровней (напоров) подземных вод и/или влажности грунтов, превышающие принятые для данного вида застройки критические значения и нарушающие необходимые условия строительства и эксплуатации объектов.

Подтопление территорий отрицательно влияние на изменение физико-механических свойств грунтов в основании инженерных сооружений и агрессивность грунтовых вод, надежность конструкций зданий и сооружений, коррозию подземных частей металлических конструкций, трубопроводных систем, систем водоснабжения и теплофикации, надежность функционирования инженерных коммуникаций, сооружений и оборудования вследствие проникания воды в подземные помещения, проявление суффозии и эрозии, санитарно-гигиеническое состояние территории.

Целью данной работы является оценка подтопляемости участка проектируемого строительства коттеджного поселка площадью 1,3 га, расположенного в 34 км на юго-запад от г. Екатеринбурга, в 0,7 км севернее г. Дегтярска, вблизи пос. Зубаревка. С западной стороны участка проектируемого строительства расположен крутой склон горы Бритая, с максимальной отметкой 466 м. Восточнее площадки строительства находится заболоченная пойма р. Исток. С южной стороны примыкает территория городских очистных г. Дегтярск, с запада – полотно железной дороги. На территории проектируемой промплощадки рельеф пологий, с общим уклоном на восток к руслу р. Исток, отметки земли 325-330 м.

В гидрогеологическом отношении исследуемая территория принадлежит к Большеуральскому бассейну корово-блоковых вод. Участок проектируемого строительства приурочен к водоносному комплексу верхней части зоны трещиноватости вулканогенно-осадочных пород силурийско-девонского возраста (PZ_3), водовмещающими породами являются андезит-базальты, их лавобрекчии и туфы, кварц-серицитовые и кварц-хлорит-серицитовые сланцы.

При проведении инженерно-геологических изысканий в пределах участка исследований в июле 2015 г. глубина залегания уровня подземных вод составляла +0,44-2,97 м, что соответствует абсолютным отметкам 326,08-329,32 м. Направление потока подземных вод в районе участка проектируемого строительства преимущественно восточное, северо-восточное, с уклонами 0,007-0,021 в сторону долины р. Исток. В центральной части участка наблюдается искажение потока подземных вод, связанное, вероятно, с наличием здесь более водопродимой зоны. Таким образом, при проектируемой глубине заложения фундаментов участок работ с учетом амплитуды колебания уровня подземных вод следует отнести к постоянно подтопленным в естественных условиях (район I-A-1 при $N_{кр}/N_{ср} \geq 1$) согласно приложению И [2].

На исследуемом участке подтопление развивается по 1 схеме [2] вследствие подъема уровня первого от поверхности безнапорного водоносного горизонта, который испытывает существенные сезонные и многолетние колебания, на территориях, где глубина залегания уровня подземных вод в большинстве случаев невелика; при подтоплении наблюдается преимущественно естественно-техногенный тип режима подземных вод.

В случае прогнозируемого или уже существующего подтопления территории или отдельных объектов следует предусматривать комплекс мероприятий, обеспечивающих предотвращение этого негативного процесса в зависимости от требований строительства, функционального использования и особенностей эксплуатации, охраны окружающей среды и/или устранение отрицательных воздействий подтопления. В качестве основных средств

инженерной защиты следует предусматривать обвалование, искусственное повышение поверхности территории, защитные гидроизоляционные покрытия фундаментов, сооружения по отводу поверхностного стока, дренажные системы и отдельные дренажи и другие защитные сооружения. В пределах исследуемой территории рекомендовано применение контурных и комбинированных дренажных систем. Дренажные системы на подтопленных территориях должны обеспечить требуемое снижение уровней грунтовых вод, которое определяется заглублением подвальных помещений, тоннелей, коммуникаций и других подземных сооружений.

В рассматриваемых гидрогеологических условиях гидродинамические расчеты дренажных устройств по защите от подтопления выполнены методом аналитического моделирования. Аналитические методы расчета дренажей и других сооружений разрешается использовать для относительно несложных гидрогеологических и техногенных условий, приводимых к расчетным схемам, допускающим получение аналитического решения уравнений фильтрации.

Гидрогеологическими исследованиями установлено, что обводненность пород в районе участка проектируемого строительства высокая, связана с его расположением в пределах линейной меридиональной водоносной зоны повышенной обводненности. С целью получения гидрогеологических параметров водоносного комплекса изучены в процессе производства опытных одиночных и кустовых откачек. На основании выполненных опытно-фильтрационных работ установлены основные гидродинамические параметры водоносного комплекса.

Расчеты водопонижения выполнены для установившегося режима фильтрации. Приток подземных вод к водопонижительной системе определен в зависимости от требуемого понижения уровня подземных вод, при этом значение радиуса депрессии для водоносного слоя принято с учетом ограниченного одной линейной границей области питания (р. Исток). На основании расчетов установлено, что при использовании контурного дренажа подземных вод на площади около 1,3 га приток подземной воды составит 1400 м³/сут или около 60 м³/час.

Результаты гидрогеохимического опробования показали, что при удовлетворительном качестве подземных вод, сброс дренажных вод из системы водопонижения возможен без специальной очистки на предприятии на очистные сооружения бытовых стоков г. Дегтярска для обеззараживания. Учитывая высокую степень существующего техногенного загрязнения поверхностных вод р. Исток, сброс обеззараженных дренажных вод в гидрографию района улучшит качество воды в реке за счет разбавления загрязненного стока дренажными водами удовлетворительного качества.

Постановка задач подтопления должна базироваться на достоверной и достаточной инженерно-геологической и гидрогеологической информации, получаемой на стадии инженерных изысканий, необходимой для разработки соответствующих мероприятий и проектирования средств инженерной защиты, гидрогеологическое обоснование которых основывается на достоверном прогнозе развития процессов подтопления.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 116.13330.2012. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 22-02-2003
2. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть II. Правила производства работ в районах развития опасных инженерно-геологических процессов.