

$$\frac{1,667(1 - \mu^2)}{E} A_p \cdot P^2 = P^2 \cdot A_p^2 \frac{10a}{EA_k},$$

$$1,667(1 - \mu^2) = 10 \frac{A_p}{A_k};$$

$$A_k = \frac{10A_p}{1,667(1 - \mu^2)}. \text{ Якщо } \mu = 0,2, \text{ то}$$

$$A_k = 6,275 A_c. \quad (16)$$

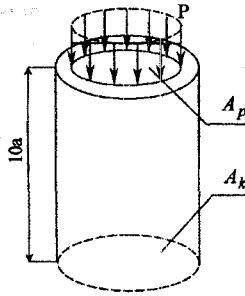


Рис.6 – Схема до визначення площі перерізу еквівалентної колони

У випадку "стілки" це співвідношення склало $A_k = 3,44 A_p$.

Таким чином, з наведених даних випливає, що за розрахункову площу A слід приймати площу стінки в 6,275 разів більшу за площу навантаження. Максимальне значення коефіцієнта $\xi = 1,83$ [4].

1.Вахненко П.Ф., Шаповал С.Л. Про міцність кам'яної кладки при її місцевому стисненні // Галузеве машинобудування (будівництво): Зб. наукових праць Полт. держ. техн. ун-ту ім.Юрія Кондратюка. Вип.4. – Полтава: ПДТУ ім.Юрія Кондратюка, 1999. – С.185-192.

2.Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. – М.: Высш. шк., 1968. – 264 с.

3.Бронштейн И.М., Семендяев К.А. Справочник по математике. – М.: Наука, 1986. – 544 с.

4.Вахненко П.Ф. Кам'яні та армокам'яні конструкції: Навч. посібник. – К.: ІСДО, 1993. – 184 с.

Отримано 12.04.2001

УДК 624.196

Д.Ф.ГОНЧАРЕНКО, д-р техн. наук, А.Н.МЕНАЙЛОВ
Харьковский государственный технический университет
строительства и архитектуры

ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ НА ОБДЕЛКИ МИКРОТОННЕЛЕЙ РАЗНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Строительство городских тепловых сетей можно осуществлять закрытым способом. Производственный процесс строительства микротоннелей рассматривается как сложная система "обделка – массив". Решению проблемы аналитического определения горного давления, действующего на конструкции микротоннеля, и посвящена настоящая статья.

Современные города расширяются не только по горизонтали, но и по вертикали с использованием подземного пространства. Комплексное освоение последнего, т.е. размещение под землей различных объ-

ектов, сооружений, в том числе инженерных коммуникаций, успешно решает городские проблемы. Подземные трубопроводы водо-газо-теплоснабжения прокладывают открытым (траншейным) и закрытым способами. Закрытый способ прокладки непроходных трубопроводов осуществляют с использованием неуправляемых или управляемых механизированных проходческих комплексов. На рис.1 показан общий вид управляемого проходческого комплекса.

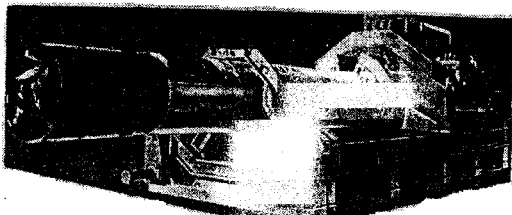


Рис.1 – Общий вид управляемого микропроходческого механизированного комплекса "Санва-Горизонгер SH-615"

Подземные непроходные трубопроводы считаются нами линейно-протяженными сооружениями, поэтому их обоснованно можно рассматривать как микротоннели. Производственный процесс строительства микротоннелей закрытым способом состоит из двух основных технологических процессов – проходки и возведения постоянной обделки. Возведение обделки в микротоннелях осуществляется (на современном этапе развития техники) путем проталкивания труб из стартового котлована. Обделка (трубопровод) микротоннеля и окружающий массив грунта – это находящиеся в контакте элементы единой деформируемой системы "обделка – массив", взаимодействующие друг с другом под влиянием внешних нагрузок. Основные виды воздействия, которым подвергается система "обделка – массив", следующие: горное давление (собственный вес грунта), внутренний напор, внешнее гидростатическое давление подземных вод и др.

Для определения величины горного давления на микротоннельные обделки грунты, слагающие массив, рассматриваем как линейно-деформируемые. Для установления их напряженного состояния используют методы теории упругости. Такое допущение считается обоснованным не только для крепких (скальных), но и пластичных грунтов, так как при изменении давления на грунт в сравнительно небольших пределах (от первоначального давления до установившегося после закрепления выработки) между напряжением и деформациями существует примерно линейная зависимость.

Если контур выработки не поддерживается временной крепью

или постоянной обделкой, происходит вывал разрушенного грунта с увеличением отношения высоты выработки к проекту до тех пор, пока сечение не примет форму устойчивого равновесия. Такой формой является сводчатое очертание, характерное для пещер естественного происхождения. Ограждающие выработку грунты приспособляются к изменившимся условиям и силовые линии главных сжимающих напряжений, первоначально бывшие вертикальными, обтекают выработку, сгущаясь вблизи от нее вследствие концентрата напряжений в стенах.

Проблема аналитического определения горного давления, действующего на конструкции подземных сооружений, очень сложная из-за многообразия природных и производственных факторов, влияющих на его значение и характер распределения.

В практике проектирования тоннелей в СНГ распространена гипотеза проф. М.М.Протождяконова, предложенная им для широкого диапазона грунтов – от слабых до скальных. Эту гипотезу можно применить и для микротоннелей. В качестве объединяющей все грунты характеристики в этой теории принят коэффициент крепости f , являющийся кажущимся коэффициентом трения, т.е. тангенсом угла внутреннего трения, определенного с учетом сцепления c между частицами грунта. Кажущийся коэффициент трения равен отношению касательного τ и нормального σ напряжений на контакте между частицами грунта в момент предельного равновесия, т.е.

$$f = tg\varphi^k = \frac{\sigma tg\varphi + c}{\sigma} = tg\varphi + \frac{c}{\sigma}, \quad (1)$$

где φ – действительный угол внутреннего трения.

Из рассмотрения общего выражения для f (для связных грунтов) можно сделать вывод, что в сыпучих грунтах ($c=0$) он равен $tg\varphi$.

Согласно исследованиям проф. М.М.Протождяконова над выработкой и призмами сползания грунта (поз.1 рис.2) образуется вывал, верхняя граница которого называется сводом давления. Выше этого свода находится несущий свод, прочность которого должна быть достаточной, чтобы выдержать давление вышележащих грунтов h_2 . Величина пролета L и высота h_1 свода обрушения над верхней точкой выработки определяются по формулам

$$L = B + 2htg(45^\circ - \varphi^k / 2); \quad (2)$$

$$h_1 = L/(2f), \quad (3)$$

где φ^k – принимается по данным СНиПа.

Практически считается возможным пользоваться этими формулами, если толщина несущего свода от дневной поверхности равна высоте свода давления и больше нее.

Далее, при проходке двух параллельных выработок (рис.2) нужно располагать их на таком расстоянии ζ друг от друга, чтобы своды давлений отдельных выработок 1 не пересекались, а ненарушенный массив грунта между выработками – целик – мог бы надежно выдержать вес столба 2 грунта шириной ζ . В противном случае над выработками возможно образование общего свода 3 давления с соответствующим увеличением вертикальной нагрузки.

Ширину целика можно определить по методу проф. М.М.Протодьяконова, исходным положением которого является допущение, что целик воспринимает полный вес массива грунта, заключенного между поверхностью земли и сводами обрушения (рис.2).

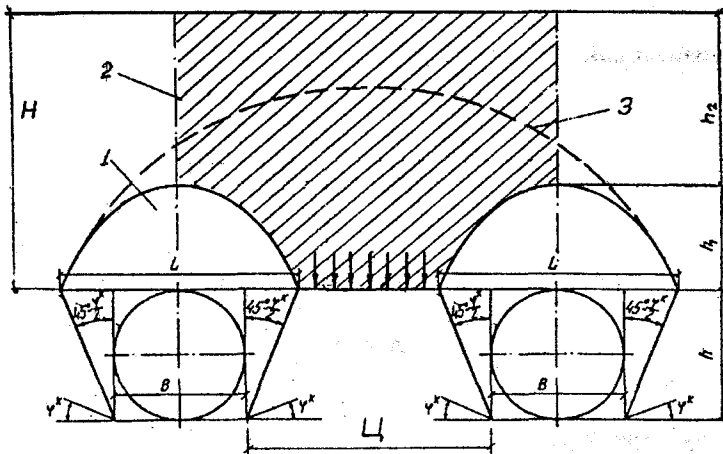


Рис.2 – Схема для определения сводов давления при параллельных выработках

Ширину целика с учетом двойного запаса прочности определяем по формуле

$$\zeta \geq 0,65 \sqrt{\frac{\gamma r H}{f}}, \quad (4)$$

где γ – объемный вес грунта в массиве; r – размер полупролета вы-

работки; H – высота массива грунта над целиком; f – коэффициент крепости грунта.

Необходимо также отметить следующее: величина горного давления принимается от веса грунта, заключенного в пространстве, которое ограничено контуром свода и плоскостями обрушения; горное давление не зависит от глубины заложения выработки; параллельные выработки должны располагаться на таком расстоянии друг от друга, которое исключает образование общего свода давления; толщина несущего свода должна быть равна или больше высоты свода давления, так как в этих случаях давление на обделку (трубопровод) будет только от массы подсводного грунта, что значительно меньше давления всего столба грунта.

Получено 05.04.2001

УДК 624.152.61

А.И.МЕНЕЙЛОК, канд. техн. наук

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

ИССЛЕДОВАНИЕ ИНТЕНСИВНОЙ ТЕХНОЛОГИИ СОЗДАНИЯ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОГО ЭКРАНА

Рассматриваются результаты исследования процесса формирования гидроизоляционного слоя на стенках траншеи, заполненной глинистым раствором.

Выполненные патентный поиск и анализ исследований отечественных и зарубежных ученых позволили установить, что одним из известных сегодня способов улучшения грунтов является их обработка постоянным электрическим током. Можно сослаться на работы Энделя, Газагранде, Шаада и др., которым удалось теоретически и на основе опытов Ройса практически принципиально изменить строение глинистых грунтов путем введения в них постоянного электрического тока.

Основываясь на этих исследованиях, построили такую рабочую гипотезу. При строительстве способом “стена в грунте” грунтовую стенку траншеи можно представить как пористую диафрагму, а бентонитовый раствор и воду в порах грунта – как коллоидный раствор, в котором находятся во взвешенном состоянии твердые частички. В этом случае можно предположить следующее. Если в глинистом растворе, находящемся в траншее, разместить отрицательный электрод, а в водонасыщенном грунте рядом с траншеей – положительный, то произойдет интенсивное движение твердых частиц бентонита в сторону анода, а воды – в сторону катода. При этом пристенные слои грунта