

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ СТОЕК НА ОПРОКИДЫВАНИЕ ПРИ СЛОИСТЫХ НАПЛАСТОВАНИЯХ НЕОДНОРОДНЫХ ГРУНТОВ

В. В. РОЩИН — канд. техн наук, доцент СПбГАСУ, г. Санкт-Петербург.

Приведен краткий обзор применяемых в практике методов расчета закреплений стоек в грунтах. Обсуждается возможность уточнений при учете свойств и особенностей при проектировании закреплений в слоистых напластованиях грунтов.

Проектирование отдельностоящих опор осуществляется организациями различных профилей по типовым и индивидуальным проектам, общероссийским и ведомственным нормативным материалам. Проектирование ведется в самых разнообразных естественных условиях на территориях промышленных предприятий, городов, поселков, подъездных и внутриплощадочных железных и автомобильных дорогах.

Для оценки пригодности такого рода закреплений разработано много расчетных методов. Наиболее известными являются метод ЦНИИС Минтрансстроя [1], метод, принятый в энергетическом строительстве [2]. Оба метода основаны на предложении С. М. Кудрина [3]. Оба метода не дают ответа на вопрос о деформациях основания заделки, что очень важно для опор с большой высотой. Сложность оценки податливости закреплений связана с трудностями в определении действительного распределения отпора грунта и изменчивостью деформативных характеристик с глубиной залегания слоев грунта, а также нелинейностью зависимости между напряжениями и перемещениями. При исследовании взаимодействия стойки с грунтом как линейно деформируемой средой используют в основном две расчетные модели: упругое полупространство и упругое основание типа Фусса–Винклера. При этом вводятся корректирующие поправки для улучшения сходимос-

ти результатов расчета с данными экспериментальных исследований [1].

Разработанные методы и проведенные экспериментальные работы по испытанию заделок, с реальными размерами, показали неплохую сходимость результатов и расчетных предпосылок.

Значения характеристик грунтов природного (ненарушенного) сложения устанавливаются, как правило, на основе их непосредственного испытания в полевых или лабораторных условиях и статистической обработки результатов испытаний по ГОСТ 20522–75.

Значения характеристик грунтов: нормативные – γ^n , φ^n и c^n ; для расчетов конструкций оснований по первой группе предельных состояний – γ_I , φ_I и c_I ; то же по второй группе – γ_{II} , φ_{II} и c_{II} .

При отсутствии непосредственных испытаний грунта принимают нормативное значение удельного сцепления c , угла внутреннего трения φ и модуля деформации E по таблице СНиП, а нормативные значения удельного веса грунта γ^n – равным 18 кН/м^3 ($1,8 \text{ тс/м}^3$).

Расчетные значения характеристик грунта ненарушенного сложения в этом случае принимаются следующими:

$$\begin{aligned}\gamma_I &= 1,05\gamma^n; \gamma_{II} = \gamma^n; \varphi_I = \varphi^n \gamma_\varphi; \\ \varphi_{II} &= \varphi^n; c_I = c^n/1,5; c_{II} = c^n,\end{aligned}$$

где γ_φ – коэффициент надежности по грунту, принимается равным 1,1 для песчаных и 1,15 – для пылевато-глинистых грунтов.

Расчет устойчивости характеризуется способностью закрепления развивать реактивное сопротивление основания до образования такого напряженного состояния, когда в грунте возникнет предельное равновесие.

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 \quad (1)$$

где σ и τ нормальные и касательные напряжения; φ_1 и c_1 расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления.

Пассивный отпор грунта

$$p_i = \sigma_{vi} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_{li}/2) + 2 c_{li} \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi_{li}/2), \quad (2)$$

где $\sigma_{vi} = \sum \gamma_i h_i$; i – номер слоя.

При неоднородном сложении толщи грунтов на глубине заделки многие авторы предлагают усреднение разнородных характеристик грунта и для применения однослойной модели.

$$A_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i h_i}{\sum h_i} \quad (3)$$

Наряду с пассивным сопротивлением грунта в расчетах учитываются силы трения, возникающие по подошве и боковым поверхностям закрепления.

В соответствии с изложенным, на рис. 1 приведена расчетная схема для однородной

среды, где показаны эпюры реактивных сил, действующих в предельном состоянии. Там же справа приведена эпюра пассивного сопротивления слоистого основания.

Очевидно, что при действии на закрепление только моментной нагрузки ($M > 0$ и $Q=0$) эпюра пассивного отпора примет такое очертание, при котором площади верхней (правой) и нижней (левой) частей будут равны, т. е. равнодействующие этих частей создадут пару сил, эквивалентную предельному моменту.

Вклад в пассивное сопротивление основания для каждого слоя можно представить по рис. 2.

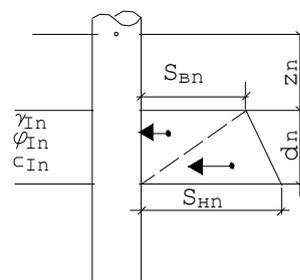


Рис. 2. Схема сил в отдельном слое

Абсциссы эпюр давлений на верхней и нижней границах слоя могут быть вычислены по формуле (2) и механическим характеристикам данного слоя.

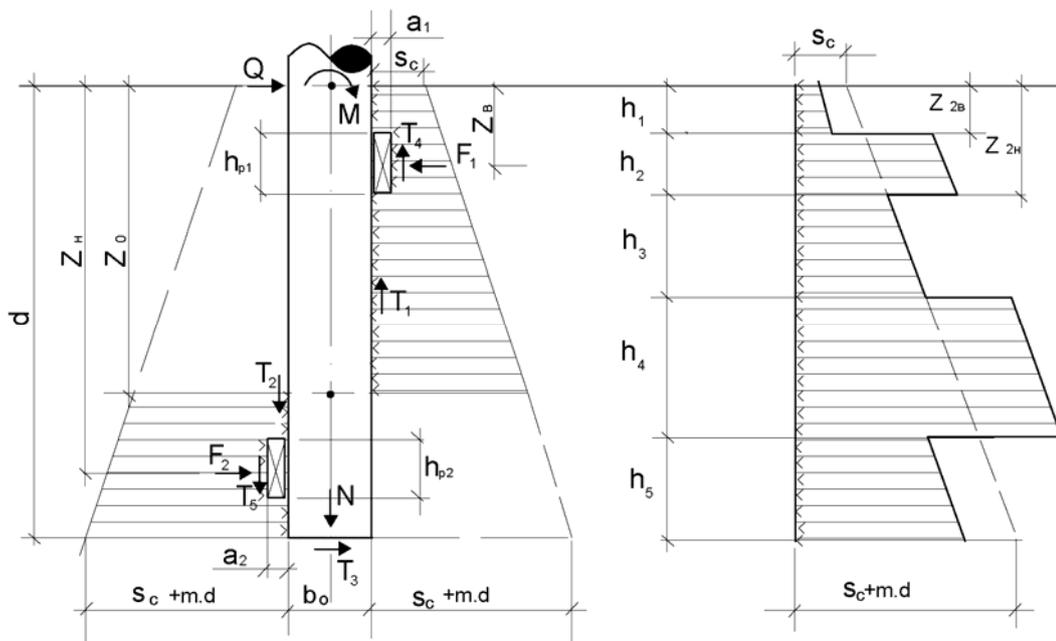


Рис. 1. Расчетная схема сил, действующих в закреплении

Давление стойки на слой

$$S_n = 0,5(S_{вп} + S_{нп})d_n b. \quad (4)$$

Момент давления стойки на отдельный слой

$$M_n = 0,5(S_{вп} d_n)(d_n/3 + \sum_{i=1}^{n-1} d_i) b + 0,5(S_{нп} d_n)(2d_n/3 + \sum_{i=1}^{n-1} d_i) b \quad (5)$$

При действии на закрепление только горизонтального усилия ($Q > 0$ и $M = 0$) эпюра примет очертание изображенное на рис. 1 справа. А само горизонтальное усилие может быть приложено только в «центре тяжести» эпюры реактивного отпора. Абсолютное усилие определится суммарной площадью эпюры пассивного сопротивления основания.

Область предельно допустимых нагрузок может быть определена в интервале между двумя указанными предельными состояниями. По очертанию эта область ограничена кривой, напоминающей эллипс (рис.3).

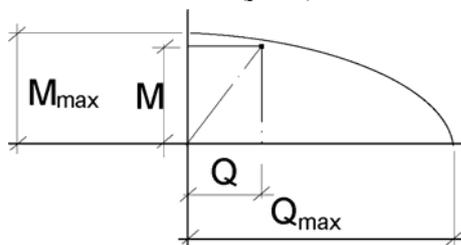


Рис. 3. Диаграмма границы области предельного состояния закрепления по устойчивости

Нормы проектирования содержат требования, ограничивающие предельные величины угловых перемещений. В слабых глинистых грунтах нарушение эксплуатационной пригодности вследствие поворота происходит раньше потери устойчивости. Кроме того, возникают сложности при оценке деформаций как в самих расчетных моделях, так и в оценке свойств грунтов.

Например, кажущаяся простота модели грунта в виде пружин не нашла достаточного подтверждения при проведении экспериментов. Оказалось, что коэффициент постели (жесткость пружин) зависит не только от величины смещения, но и от «распределительных свойств» грунтов. Например, из механики грунтов известно, что жесткость грунта под штампом при вертикальных смещениях и при поворотах разная.

Исследователи, занимавшиеся вопросами расчета горизонтальных деформаций, единогласно утверждают о повышении с глубиной сопротивляемости грунта вынужденным перемещениям. Утверждение, что причиной является увеличение плотности, не подтвердилось. Скорее всего, с ростом природного давления увеличивается стесненность в подвижке частиц грунта, препятствующая развитию свободной перекомпоновки при развитии процесса уплотнения.

При расчете перемещений заделок стоек в слоистых грунтах, видимо, следует скачкообразно менять характеристики сжимаемости в соответствии с видом и состоянием грунта в каждом слое. По сути, может быть использована любая модель основания.

Список литературы

1. Завриев К. С., Крюков Е. П., Широ Г. С. Исследование несущей способности фундаментов опор контактной сети. Всесоюзное издательско-полиграфическое объединение Министерства путей сообщения, 1960.
2. Бухарин Е. М. Проектирование фундаментов линий электропередачи. Под ред. А. Э. Левина, М.: Энергия, 1971.
3. Крюков К. П., Курносоев А. И., Новгородцев Б. П. Конструкции и расчет опор линий электропередачи. М.: Энергия, 1964.
4. Кудрин С. М. Устойчивость опор в грунтах. М.: ОНТИ, Главная редакция энергетической литературы, 1936.