

УДК 621.8: 624.15: 625.7

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ БОРТОВ ТРАНШЕЙ КОММУНАЛЬНЫХ СЕТЕЙ ОТ ДЕЙСТВИЯ НАГРУЗКИ МОДУЛЬНОГО ПУТЕПРОВОДА

¹Алиев С.Б., ²Кадыров А.С., ²Ганюков А.А.

¹Евразийская экономическая комиссия, Москва;

²Карагандинский государственный технический университет, Караганда, e-mail: sgn2002@mail.ru

Предлагается новая конструкция модульного мостового переезда (путепровода), которая используется в качестве проезжей части через открытые рвы и траншеи коммунальных городских сетей во время их ремонта или замены. Применение таких конструкций позволяет уменьшить пробки в городе, во время ремонтных работ на коммунальных сетях, т.к. их использование позволяет не перекрывать транспортные артерии города на ремонтных участках. В данной работе исследованы условия взаимодействия естественного грунтового основания, находящегося за пределами отрываемых в процессе ремонта подземных инженерных сетей, с опорными устройствами модульного путепровода. Исследование выполнено на основе теории механики грунтов; при этом грунтовый массив рассматривается как однородная линейно-деформируемая система и моделируется как плоская задача теории упругости. Вопросы прочности и устойчивости бортов траншей коммунальных сетей исследованы с учетом влияния физико-механических характеристик грунтового основания: величины углов внутреннего трения и значения сил сцепления. Использованы теории Н.Н. Соболевского и Н.Л. Пузыревского. Произведены расчеты на прочность и устойчивость бортов траншей.

Ключевые слова: модульный мостовой переезд, путепровод, дорожные пробки, устойчивость бортов траншей, коммунальные сети, грунтовые массивы

RESEARCH OF STRENGTH AND STABILITY OF TRENCH BOARDS OF MUNICIPAL NETWORKS FROM ACTION OF MODULAR OVERPASS LOADING

¹Aliev S.B., ²Kadyrov A.S., ²Ganyukov A.A.

¹The Eurasian economic commission, Moscow;

²The Karaganda State Technical University, Karaganda, e-mail: sgn2002@mail.ru

The new construction of modular bridge crossing (overpass) which is used as carriageway through open ditches and trenches of municipal city networks during their repair or replacement is offered. Application of such constructions allows to reduce traffic blocks in the city, during repair work at municipal networks since their use allows not to block transport arteries of the city at repair sites. In this work the conditions of interaction of the natural ground base which is outside the underground engineering networks which are torn off in process of repair with basic devices of the modular overpass are investigated. The research is carried out on the basis of the theory of ground mechanics; at the same time, the ground massif is considered as uniform linear-deformable system and modelled as a plane problem of the elasticity theory. Questions of strength and stability of trench boards of municipal networks are investigated taking into account the influence of physical mechanical characteristics of the ground base: values of angles of internal friction and values of adhesion forces. The theories by N.N. Sobolevsky and N.L. Puzyrevsky are used. The calculations for strength and stability of trench boards are performed.

Keywords: modular bridge crossing, overpass, traffic jams, stability of trench boards, municipal networks, ground massifs

Во время ремонта городских коммунальных сетей (тепловых, водопроводных и т.п.) образуются ремонтные рвы и траншеи на месте городских дорог, что вызывает перекрытие автомобильных дорог на длительное время и необходимость организовывать неудобные для водителей объезды. Это вызывает образование автомобильных пробок, ухудшает транспортную логику города, увеличивает уровень аварийности и т.п.

В этих условиях, вместо вынужденных путей объездов отрытых коммунальных рвов и траншей, можно организовывать движение по мостовым переездам через них, не перекрывая движения по основным дорожным магистралям города.

Для решения данной задачи нами предлагается конструкция мостового переезда – модульный коммунальный путепровод (рис. 1). Путепровод устанавливается через ремонтные рвы коммунальных сетей и позволяет не останавливать транспортные потоки на время ремонта подземных инженерных сетей.

Применение таких мостовых переездов значительно улучшает транспортную логику в городе во время ремонтных работ на коммунальных сетях: уменьшает образование автомобильных пробок, отсутствуют вынужденные объезды ремонтных участков, что экономит время водителей автомобилей и жителей районов города.

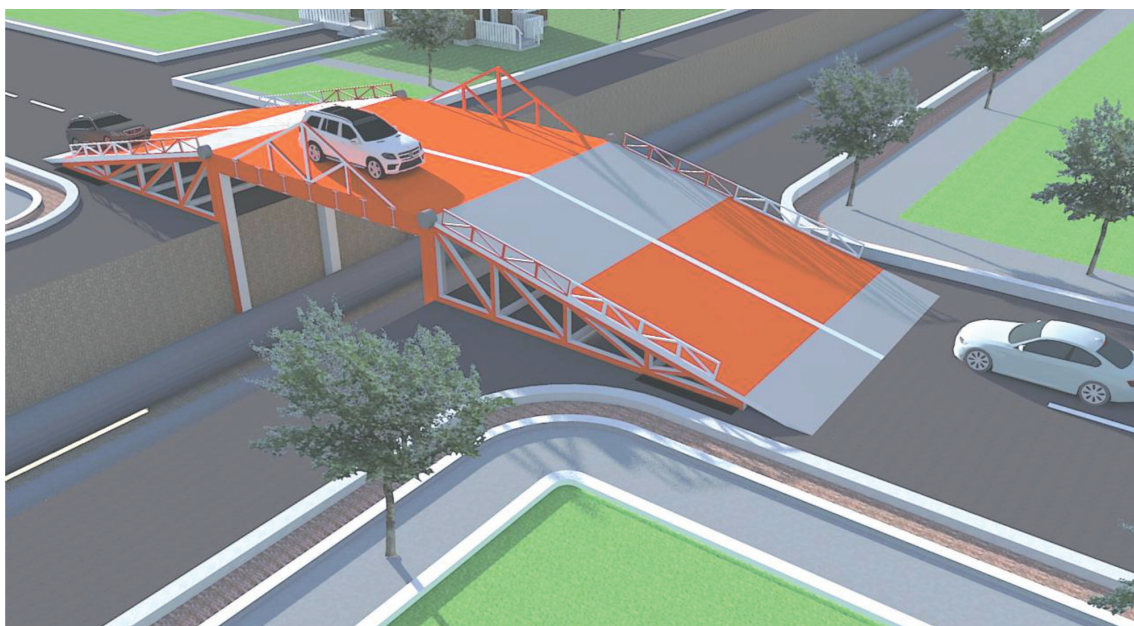


Рис. 1. Модульный коммунальный путепровод

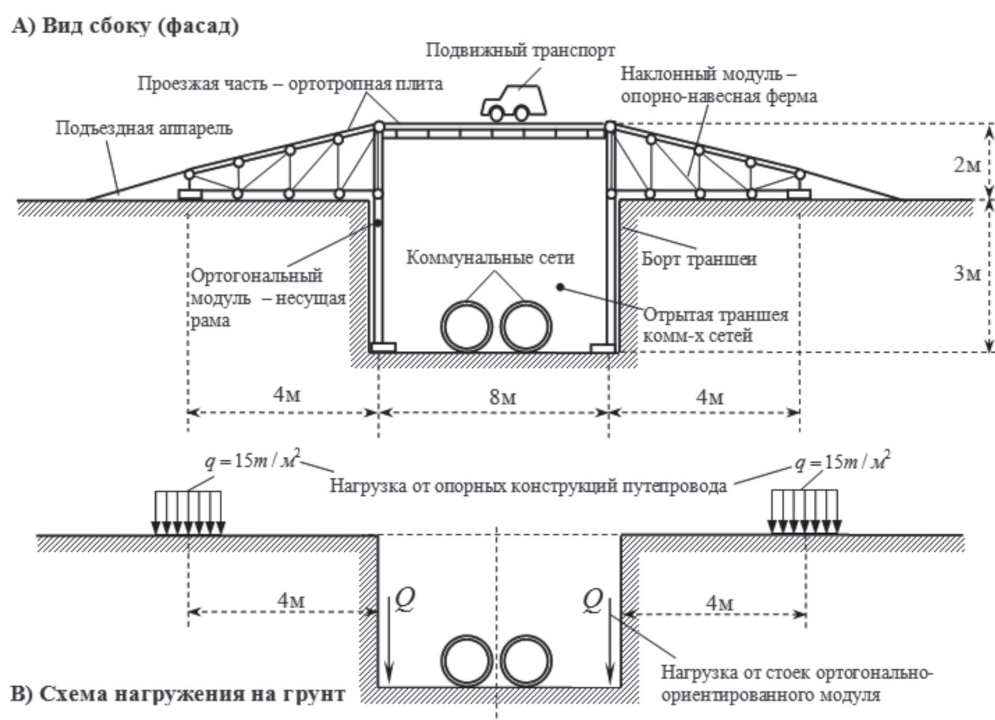


Рис. 2. Схема путепровода и схема нагружения на грунт

Модульный коммунальный путепровод собирается из унифицированных сборно-разборных модулей двух типов: одного ортогонально-ориентированного модуля и двух наклонных модулей (рис. 2).

Ортогонально-ориентированный модуль представляет собой пространственную стальную раму, основание которой крепится на дно ремонтной траншеи специальными способами. Верхняя часть рамы

представляет собой проезжую часть в виде ортотропной плиты с подкрепляющими ребрами жесткости.

Наклонный модуль представляет собой стальные фермы, несущие на себе проезжую часть также в виде ортотропной плиты. Консольная часть ферм опирается на грунтовое основание, навесная часть ферм опирается на несущую раму ортогонального модуля.

На место установки мостовой переезд доставляется отдельными модулями и собирается в «однополосном» или «двухполосном» виде методом «сцепки».

Габаритные размеры «однополосных» модулей следующие: длина ортогонально-ориентированного модуля – 8 м; ширина – 3,5 м; высота (с учетом установки их на дно траншей) – 5 м. Длина наклонного модуля – 4 м; ширина – 3,5 м; большая высота – 2 м; меньшая – 0,2 м.

После использования коммунального путепровода производится его разборка по отдельным модулям в узлах «сцепки», а затем они доставляются на места их хранения.

Цель исследования

Сцепление с несущей рамой наклонных модулей позволяет избежать нагрузки на края бортов ремонтных траншей и уменьшает вероятность их обрушения в процессе эксплуатации путепровода. Однако вторые опорные устройства наклонных модулей находятся в силовом взаимодействии с естественным грунтовым основанием. В связи с чем встает задача дополнительного исследования напряженно-деформированного состояния массива грунта и задачи предотвращения обрушения бортов траншей.

Материалы и методы исследования

В результате взаимодействия опорных устройств с естественным грунтовым основанием на участке грунтового массива возникает напряженно-деформи-

рованное состояние как в линейно-деформируемой системе. В этом случае с достаточным приближением подобное состояние грунтового массива можно рассматривать как плоскую задачу теории упругости.

Задачу напряженно-деформированного состояния грунта можно решать тремя способами: на основе теории механики грунтов [2, 4–7], численными методами конечных разностей в напряжениях или перемещениях [1, 9]. В данной статье рассмотрим исследование прочности грунтового массива классическими методами механики грунтов.

Результаты исследования и их обсуждение

Расчетная схема участка грунтового массива представлена на рис. 3.

Заменяем действие равномерно-распределенной нагрузки « q » (рис. 2, 3) эквивалентной сосредоточенной силой $P = q \cdot (A \times B) = 15$ т.

Здесь: $(A \times B) = (1 \times 1)$ м – размеры опорной части подушки (в плане). Напряжения « σ_z » вычисляем по формуле [5]:

$$\sigma_z = k \frac{P}{z^2}, \quad (1)$$

где $k = f(r/z)$ – коэффициент рассеивания (принимается по табл. 1 [8]).

Расчеты по формуле (1) сведены в табл. 1.

Напряжения « σ_z » можно также вычислить также по формуле (при действии сосредоточенной силы) [4]:

$$\sigma_z = \frac{3}{2} P \frac{z^3}{\pi \cdot R^5}. \quad (2)$$

По формуле (2) имеем

$$P = 15 \text{ т}; z_0 = 0,5 \text{ м}; y_0 = 0; R = z_0 = 0,5 \text{ м};$$

$$\sigma_z = \frac{3}{2} 15 \frac{1}{3,14 \cdot 0,5^5} = 28,66;$$

$$\sigma_z = 28,66 \text{ (т/м}^2\text{)}.$$

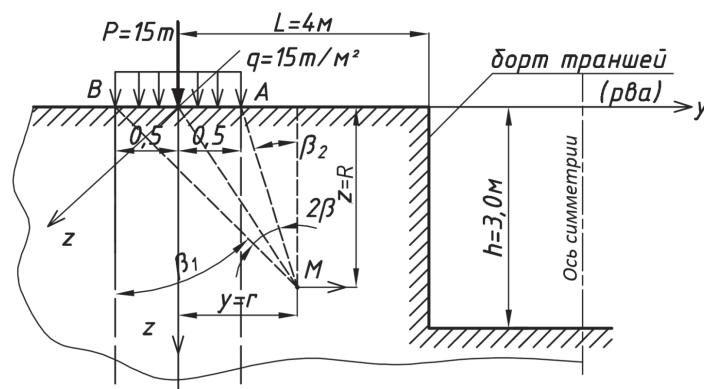


Рис. 3. Расчетная схема нагруженного участка грунтового массива

Таблица 1

Значения « σ_z »

r	0,0 м				0,5 м				1,1 м				1,5 м				2,0 м				2,5 м			
z	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78
k	0,4775				0,0814	0,2773	0,4151	0,4409	0,0085	0,0844	0,2843	0,3521	0,0015	0,0251	0,1703	0,255	0,00045	0,0085	0,0910	0,1703	0,0	0,034	0,050	0,086
σ_z	28,65	7,1625	1,656	0,9268	5,064	4,1595	1,4392	0,8557	0,51	1,266	0,9757	0,6310	0,091	0,3765	0,5904	0,4949	0,027	0,1275	0,3155	0,3306	0,0	0,051	0,1734	0,1692

Данное значение совпадает со значениям σ_z (1-й столбец табл. 1).

На рисунке приведена картина «изобар» при действии сосредоточенной силы для величин $\sigma_z = 1, 2, 3, 5, 10, 15, 20, 25$ (т/м²). При этом использованы выражения

$$z = \sqrt{\frac{0,478 \cdot 15}{\sigma_z}}, \quad k = \frac{\sigma_z \cdot z^2}{P}. \quad (3)$$

Вычислим нормативное давление на грунт (решение профессора Н.П. Пузыревского) [2]:

$$R^n = (Ab + Bh)\gamma_{об} + DC^n. \quad (4)$$

В качестве грунта рассмотрен суглинок (в условиях г. Караганды) со следующими параметрами: $\gamma_{об}$ – объемный вес грунта; $C^n = 2,1$ т/м² – нормативное удельное сцепление; $\varphi = 15^\circ$ – нормативный угол внутреннего трения; по [2] $A = 0,325$; $B = 2,30$; $D = 4,845$.

Приняты также:

$b = 1,0$ м – меньшая сторона опорной подушки (рис. 3);

$h = 0,0$ м – глубина заложения подошвы опорной подушки.

По формуле (4) имеем

$$R^n = (0,325 \cdot 1,0 + 2,3 \cdot 0) 1,8 + 4,825 \cdot 2,1 = 10,7175;$$

$R^n = 10,7175$ т/м² – нормативное давление на грунт, $R = R^n \cdot 1,2 = 12,861$.

Расчетное давление на грунт:

$$R = 12,861 \text{ т/м}^2. \quad (5)$$

Напряжения ($\sigma_y, \sigma_z, \tau_{zy}$) можно вычислять в долях от нагрузки «Р», т.е. при $y_0 = 0$; $z_0 = 0,5$ м по [4] имеем

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z(M_0) &= 0,82 \cdot P = 0,82 \cdot 15 = 12,3 \text{ т/м}^2; \\ \sigma_y(M_0) &= 0,18 \cdot P = 0,18 \cdot 15 = 2,7 \text{ т/м}^2; \\ \tau_{zy}(M_0) &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Далее вычисляем главные напряжения [8]:

$$\sigma_{\max, \min} = 0,5(\sigma_z + \sigma_y) \pm 0,5\sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 3\tau_{zy}^2}. \quad (7)$$

По выражению (7), с учетом значений (6), имеем

$$\sigma_{\max, \min} = 0,5(12,3 + 2,3) \pm$$

$$\pm 0,5\sqrt{(12,3 - 2,7)^2 + 3 \cdot 0^2} = 7,5 \pm 4,8;$$

$$\sigma_{\max} = 7,5 + 4,8 = 12,3 \text{ (т/м}^2\text{)};$$

$$\sigma_{\min} = 2,7 \text{ (т/м}^2\text{)}.$$

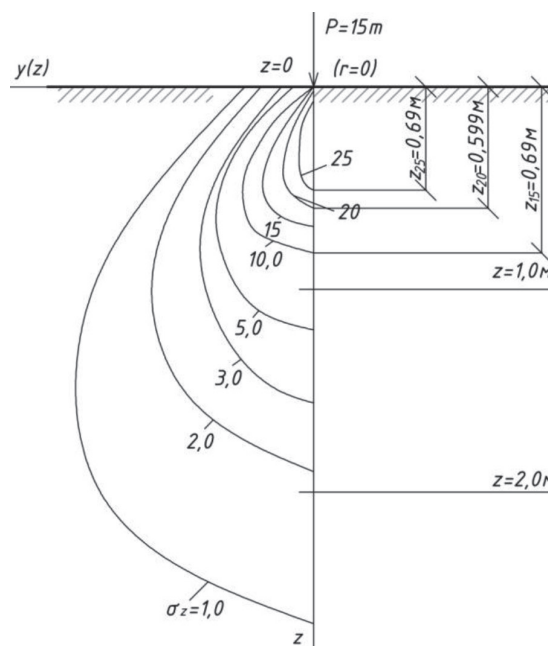


Рис. 4. Изобары напряжений по глубине грунта

Условие прочности грунтового массива имеет вид

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_z^2 + \sigma_y^2 - \sigma_z \cdot \sigma_y + 3\tau_{zy}^2} \leq R \cdot \gamma / k_d, \quad (8)$$

где σ_{red} – приведенное напряжение;

R – расчетное сопротивление грунта (выражение (5));

$\gamma = 0,9$ – коэффициент условий работы;

$k_d = 1,2$ – динамический коэффициент.

Приведенное напряжение в грунтовом массиве равно по (8)

$$\sigma_{red} = \sqrt{(12,3)^2 + (2,7)^2 - 12,3 \cdot 2,7 + 3 \cdot 0^2} = 11,197 \text{ т/м}^2.$$

$$\sigma_{red} = 11,197 \text{ т/м}^2. \quad (9)$$

По (8) с учетом значений (5, 9) получим, что $11,197 < 12,861$. Таким образом, условие прочности грунтового массива (8) для нашего случая выполняется.

Рассмотрим вопрос устойчивости участка грунтового массива. Считается, что в линейно-деформируемом грунтовом массиве возникает две системы линий скольжения, наклоненных под углом $(45^\circ \pm \varphi/2)$ (φ – угол внутреннего трения слоя грунта) к направлению (σ_1) – большего главного напряжения, т.е. $\sigma_1 = \sigma_{max}$. Критической является такая нагрузка, превышение которой приводит к сдвигу в основании по поверхности скольжения, которая охватывает всю подошву опорной подушки (рис. 5) и создает «выпирание» грунта.

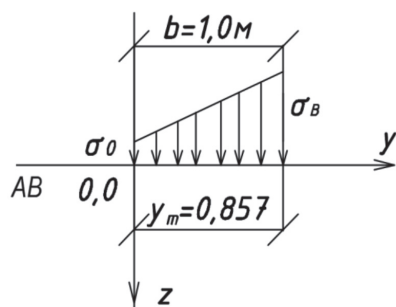


Рис. 5. Зона текучести грунта

Для определения критических нагрузок на грунты оснований составлены таблицы Н.Н. Соколовского [2, 4, 5]. На рис. 5 приведен случай, когда $q = 0$ (отсутствие пригрузки на поверхности земли). Относительные ординаты предельных давлений даны в табл. 2. Переход от табличных значений к аналитическому выражению производится по формуле [5]

$$\sigma = \sigma_r \cdot (c + q \cdot \operatorname{tg} \phi), \quad (10)$$

где c – сила сцепления грунта (т/м²).

Ординаты «у» вычисляются по формуле

$$y = y_r \cdot \frac{(q \cdot \operatorname{tg} \phi + c)}{\gamma}, \quad (11)$$

где γ – объемный вес грунта, т/м³.

Условие устойчивости грунта от выпирания записывается по формуле [3, 10]

$$k \cdot P < P_{np}, \quad (12)$$

где P – фактически действующая нагрузка на подошву фундамента (по опорной подушке) т; P_{np} – предельно допустимая на грунт сила, т; k ($k = 2 \div 3$) – коэффициент запаса устойчивости грунта.

Принятый в начале статьи размер в плане опорной подушки ($b \times b = 1 \times 1$ м) обеспечивает достаточную прочность грунтового массива. При расчете на устойчивость грунтового массива размер опорной подушки увеличим до ($b \times b = 1,2 \times 1,2$ м). Проверим выполнения условия (12) для случая (рис. 3): принимаем $b = 1,2$ м – ширина опорной подушки конструкции; $h = 0$; $q = 0$; $\varphi = 15^\circ$; $c = 2,1$ т/м²; $\gamma = 1,8$ т/м³.

По табл. 2 (при $y = 0$): $y_r = 0$, $\sigma_r = 11$ (безразмерная величина). Из формулы (11) (при $y = b = 1,2$ м): $y_r = y \cdot \frac{\gamma}{c} = 1,2 \cdot \frac{1,8}{2,1} = 1,0285$ м.

По табл. 2 ($y_r = 1,0285$): $\sigma_r = 13,874$ (безразмерная величина). По формуле (10) определим ординаты эпюры предельных давлений (см. рис. 5):

а) (при $y = 0$ м): $\sigma_0 = \sigma_r \cdot c = 11 \cdot 2,1 = 23,1$ т/м²;
б) (при $y = 1,2$ м): $\sigma_b = \sigma_r \cdot c = 13,874 \cdot 2,1 = 29,1354$ т/м².

Суммарная предельная нагрузка (по эпюре – на рис. 5):

$$P_{np} = \frac{1}{2} (\sigma_0 + \sigma_b) \cdot b = \frac{1}{2} (23,1 + 29,1354) \cdot 1,2 = 31,34.$$

Таким образом

$$P_{np} = 31,34 \text{ т.} \quad (13)$$

Таблица 2

Относительные (безразмерные) значения « σ_t »

φ , град \ y	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
5	6,5	6,7	7,0	7,2	7,4	7,6	7,8	8,0	8,2
10	8,3	9,0	9,6	10,2	108,0	11,3	11,8	12,3	12,8
15	11,0	12,5	13,8	15,1	16,2	17,3	18,4	19,4	20,5
20	14,8	17,9	20,6	23,1	25,4	27,7	29,8	31,9	34,0
25	20,7	27,0	32,3	37,3	41,9	46,4	50,8	55,0	59,2
30	30,1	43,0	53,9	64,0	73,6	82,9	91,8	101,0	109,0
35	46,1	73,8	97,1	119,0	140,0	160,0	179,0	199,0	218,0
40	75,3	139,0	193,0	243,0	292,0	339,0	386,0	432,0	478,0
φ , град \ y	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0
5	8,2	8,3	8,5	8,7	8,8	9,0	9,2	9,4	9,5
10	12,8	13,2	13,7	14,1	14,5	14,9	15,4	15,8	16,2
15	20,5	21,4	22,4	23,3	24,3	25,2	26,1	27,0	27,9
20	34,0	36,0	38,0	39,9	41,8	43,8	45,7	47,5	48,9
25	59,2	63,3	67,3	71,3	75,3	79,2	83,1	87,0	90,8
30	109,0	118,0	127,0	135,0	143,0	151,0	160	168	176
35	218,0	237,0	256,0	275,0	293,0	312,0	331	349	368
40	478,0	523,0	567,0	613,0	658,0	703,0	—	—	—

Проверим условие устойчивости по формуле (12) с учетом значения (13) ($P = 15 \text{ т}$; $k = 2$):

$$2 \cdot 15 < 31,34, \text{ т.е. } 30 < 31,34.$$

Таким образом, условие устойчивости выполняется.

Выводы

1. Проведено исследование взаимодействия естественного грунтового основания за пределами отрываемых рвов и траншей подземных инженерных сетей с опорными устройствами наклонных опорно-навесных модулей мостового переезда (рис. 2); при этом произведена оценка прочности и устойчивости указанного участка грунтового массива.

2. Установлено, что при действующей схеме нагружения прочность грунтового массива под опорной подушкой обеспечивается при ее размерах в плане ($b \times b = 1 \times 1 \text{ м}$). Однако для выполнения условия устойчивости необходимо принять размеры опорной плиты в плане не менее ($b \times b = 1,2 \times 1,2 \text{ м}$). Таким образом, окончательно принимаются размеры опорной плиты в плане ($b \times b = 1,2 \times 1,2 \text{ м}$), т.е. наибольший размер из расчетов на устойчивость и прочность.

3. Известные теории механики грунтов применены для расчета исследуемого грунтового массива, рассматриваемого как линейно-деформируемая связанная система.

4. Предлагаемые методики расчетов могут быть применены для подобных систем, состоящих из грунтового массива с различными физико-механическими характеристиками (при разных величинах угла трения, объемной массы, сил сцепления и т.д.).

Список литературы

1. Варвак П.М., Варвак Л.П. Метод сеток в задачах расчета строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1997. – 154 с.
2. Журнаджи В.А., Николаев В.В. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: Высшая школа, 2006. – 415 с.
3. Кадыров А.С., Кадырова И.А. Основы научных исследований. – Караганда: КарГТУ, 2015. – 276 с.
4. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними). – М.: Стройиздат, 2008. – 310 с.
5. Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. – М.: Высшая школа, 1989. – 413 с.
6. Маслов Н.Н. Условия устойчивости склонов и откосов в гидроэнергетическом строительстве. – М., Л.: Госэнергоиздат, 1989. – 468 с.
7. Маслов Н.Н., Котов М.Ф., Зинюхина Н.В. Задачник по механике грунтов с подробными решениями. – М.: Высшая школа, 2003. – 310 с.
8. Справочник по теории упругости (для инженеров-строителей) / Под ред. Варвак П.М. и Рябова А.Ф. – Киев: Будивельник, 1990. – 418 с.
9. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический, книга 2 / Под ред. Уманского А.А. – М.: Стройиздат, 2007. – 239 с.
10. Mitchell J.K., Soga K., Fundamentals of soil behavior. – London: John Wiley and Sons, 2009. – 358 p.