Дыба В.П., Матвиенко М.П. К расчету взаимодействия железобетонного фундамента с грунтовым основанием при предельной нагрузке // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8, № 2. – С. 87–95. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.08

Dyba V.P., Matvienko M.P. Calculation of interaction reinforced concrete foundation a ground base at limit load. *Bulletin of Perm National Research Polytechnic University. Construction and Architecture*. 2017. Vol. 8, no. 2. Pp. 87-95. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.08

**ВЕСТНИК ПНИПУ.
СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА**
Т. 8, № 2, 2017
**PNRPU BULLETIN.
CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE**
<http://vestnik.pstu.ru/arhit/about/inf/>

DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.08

УДК 624.131

К РАСЧЕТУ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ ПРИ ПРЕДЕЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ

В.П. Дыба, М.П. Матвиенко

Южно-Российский государственный политехнический университет
(Новочеркасский политехнический институт) им. М.И. Платова, Новочеркасск, Россия

О СТАТЬЕ

Получена: 14 марта 2017
Принята: 15 июня 2017
Опубликована: 30 июня 2017

Ключевые слова:

железобетонный фундамент,
грунтовое основание, предельная
нагрузка, эпюра контактных на-
пряжений, статически допустимое
поле напряжений, продавливание

АННОТАЦИЯ

Описаны нормативные методы расчета фундаментов и оснований, где основание рассчитывается отдельно от фундамента, а фундамент рассчитывается без учета грунтового основания, т.е. не учитывается их совместное взаимодействие, а эпюра контактных напряжений принимается как равномерно распределенная. Рассмотрены экспериментальные данные, полученные в результате лотковых испытаний штампов и моделей фундаментов. Результаты экспериментов доказывают, что эпюра контактных напряжений не является равномерно распределенной, а изменяется в процессе нагружения и концентрируется вдоль оси фундамента при максимальной нагрузке. Для пластической системы в теле железобетонного фундамента статически допустимое поле напряжений существует, если максимальный изгибающий момент в плитной части фундамента не превышает предельного момента, а сдвигающие и растягивающие силы по поверхности призмы продавливания не превышают потенциальных удерживающих. Предложен метод расчета армирования плитной части фундамента, при котором разрушение изгибом и продавливанием происходит при одинаковой предельной нагрузке с учетом прочностных характеристик грунтового основания. Делается предположение о разрыве эпюры контактных напряжений под подошвой гибкого железобетонного фундамента в точке, разделяющей активное и пассивное давление грунта под плитной частью фундамента. Представленный метод позволит уменьшить расход арматуры и бетона в сравнении с нормативным методом, так как при расчете нормативным методом несущая способность превышает предельную нагрузку в 2–3 раза в зависимости от характеристик грунтового основания. Приведен пример расчета гибкого железобетонного ленточного фундамента вышеизложенным методом.

© ПНИПУ

© **Дыба Владимир Петрович** – доктор технических наук, профессор, e-mail: dyba1948@mail.ru.
Матвиенко Максим Петрович – старший преподаватель, e-mail: maxmatvienko09@mail.ru.

Vladimir P. Dyba – Doctor of Technical Sciences, Professor, e-mail: dyba1948@mail.ru.
Maksim P. Matvienko – Senior Lecturer, e-mail: maxmatvienko09@mail.ru.

CALCULATION OF INTERACTION REINFORCED CONCRETE FOUNDATION A GROUND BASE AT LIMIT LOAD

V.P. Dyba, M.P. Matvienko

Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI),
Novocherkassk, Russian Federation

ARTICLE INFO

Received: 14 March 2017
Accepted: 15 June 2017
Published: 30 June 2017

Keywords:

reinforced concrete foundation, ground
base, limit load, epure of contact
stress, statically admissible stress
field, forcing through

ABSTRACT

The article describes the methods for calculating the normative foundations and base, where the base is calculated separately from the foundation, and the foundation is calculated without taking into account the ground base, that is not taken into account their joint interaction and contact stresses epure is taken as a uniformly distributed. The experimental data obtained from the tray testing of stamps and models foundations. The experimental results prove that the epure the contact stress is not evenly distributed, and changes in the process of loading and concentrated along the axis of the foundation at maximum load. For plastic systems in the body of reinforced concrete foundation statically admissible stress field exists if the maximum bending moment of the foundation of plate does not exceed moment limit, and the shearing and tensile forces on the surface of the punching prism does not exceed the potential retention. The method of calculation of plate reinforcement of the foundation, in which the destruction the bend and forcing through occurs at the same load limit taking into account the strength characteristics of the ground base. In this article shall be made on the assumption rupture epures the contact stress under the sole of flexible reinforced concrete foundation at a point separating the active and passive earth pressure of plate under the part of the foundation. The presented method will reduce the reinforcement and concrete expense in comparison with normative method, as in the calculation of normative method, bearing capacity exceeds the limit load of 2–3 times, depending on the characteristics of the ground base. The example of calculation of flexible reinforced concrete strip foundation above method.

© PNRPU

Действующие СП 22.13330.2011 вертикальную составляющую силы предельного сопротивления грунтового основания определяют по трехчленной формуле (5.32), в которую входят прочностные характеристики грунта и размеры подошвы фундамента. Заметим, что эта формула по ряду причин [1, 2] применяется редко, а несущая способность основания ограничивается расчетным сопротивлением грунтов основания R .

С другой стороны, железобетонный фундамент рассчитывается по правилам для железобетонных конструкций на продавливание и изгиб. При этом считается, что контактные давления по подошве центрально нагруженного фундамента распределены равномерно. При этом несущая способность железобетонного фундамента не зависит от прочностных характеристик грунта.

Совершенно ясно, что расчетная несущая способность железобетонного фундамента и расчетная несущая способность грунтового основания под ним не совпадают. Здесь наблюдается некоторое противоречие. Если несущая способность основания исчерпывается раньше, то это означает, что на железобетонный фундамент потрачены лишние бетон, арматура и трудозатраты. Обратный случай, когда первой исчерпывается несущая способность железобетонного фундамента, плохо представляется физически: или в разрушенном состоянии фундамент будет выполнять свою функцию, или в этих условиях несущая способность основания резко падает [3].

Нет нормативных документов, рассматривающих силовое взаимодействие железобетонного фундамента и грунтового основания. Не используется понятие несущей способности пластической системы «железобетонный фундамент – грунтовое основание».

Многочисленные многолетние лотковые эксперименты [4] показывают, что с ростом нагрузки на фундамент эпюра контактных давлений видоизменяется от вогнутой с наибольшими значениями под краями фундамента, похожей на эпюру упругого решения, до выпуклой с наибольшими значениями по оси нагрузки. Эта тенденция концентрации контактных давлений по оси действующей силы наблюдается не только для моделей железобетонных фундаментов, что можно было бы объяснить прогибами фундамента, но и для штампов (рис. 1, 2) [5].

Рис. 1. Изменение контактных давлений под подошвой квадратного штампа с ростом нагрузки [4] (давления указаны в кг/см^2)

Fig. 1. Changing the contact pressure under the sole square stamp with increasing loads [4] (pressures are in kg/cm^2)

Рис. 2. Изменение контактных давлений под подошвой квадратного штампа с ростом нагрузки в различных точках подошвы [4]

Fig. 2. Changing the contact pressure under the sole square stamp with increasing load in the various points of the sole of [4]

Ясно, что тенденция концентрации контактных давлений по оси нагрузки проявляется в еще более резкой форме с увеличением гибкости железобетонного фундамента [6].

Следовательно, гипотеза о равномерности эпюры контактных давлений, применяемая строительными правилами при расчете несущей способности железобетонного фундамента на продавливание и на изгиб, не согласуется с экспериментальными данными.

Заметим, что ни в одном опыте с моделями железобетонных фундаментов не наблюдалось хрупкое разрушение, поэтому использование методов предельного анализа пластических систем при расчете на ULS правомерно.

Оценки несущей способности железобетонных фундаментов методами предельного анализа находились, например, в работах [1, 7, 8]. Однако вопрос об определении такого армирования плитной части фундамента, при котором разрушение изгибом и продавливанием происходит при одной и той же нагрузке, не рассматривался. Рассмотрим этот вопрос на примере плоской деформации, т.е. для *ленточных фундаментов*.

Глобальным критерием прочности пластической системы «железобетонный фундамент – грунтовое основание» является построенное в ней статически допустимое поле напряжений [9]. Согласно теореме А.А. Гвоздева внешняя нагрузка, соответствующая такому полю напряжений, не превышает предельную нагрузку [10].

Для построения такого поля используем обобщенное решение Прандтля для полосовой нагрузки с пригрузкой (рис. 3), имеющее статически допустимое продолжение через линию O_1AB на все грунтовое основание [11, 12].

Рис. 3. Схема к построению статически допустимого поля напряжений в пластической системе
Fig. 3. The scheme to build a statically admissible stress field in plastic system

В теле железобетонного фундамента статически допустимое поле напряжений существует, если максимальный изгибающий момент в плитной части фундамента не превышает предельного момента, а сдвигающие и растягивающие силы по поверхности призмы продавливания не превысят потенциальных удерживающих.

Предельный момент $M_{пр}$ определяется площадью арматуры на погонный метр A_s и расстоянием h^* от нее до центра сжатой зоны бетона [13]:

$$M_{пр} = A_s R_s h^*,$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению; l – ширина жесткой части фундамента.

Нижняя оценка будет выглядеть так [1]:

$$N_* = (l + 2l_x)P + 2(l_1 - l_x)q. \quad (1)$$

В формуле (1) величина P определяется по известной формуле

$$P = Ae^{\frac{\pi(A-1)}{2\sqrt{A}}} \left(q + \frac{C}{A-1} \right) - \frac{C}{A-1},$$

где прочностные характеристики грунта определяются в соответствии с условием прочности Кулона – Мора по следующим формулам:

$$A = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad C = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}.$$

Величина l_x определяется из равенства максимально возможного изгибающего момента в консольной части фундамента предельному моменту:

$$M_{\text{пр}} = \frac{1}{2} Pl_x^2 + \frac{1}{2} q(l_1^2 - l_x^2), \quad (2)$$

откуда

$$l_x = \sqrt{\frac{2M_{\text{пр}} - ql_1^2}{P - q}}. \quad (3)$$

Замечание 1. Формулы (1) и (2) определяют нижнюю оценку несущей способности пластической системы «железобетонный фундамент – грунтовое основание». Эта оценка зависит от геометрических размеров фундамента, прочностных характеристик грунта (c – удельное сцепление, φ – угол внутреннего трения), армирования (A_s – площадь арматуры на один погонный метр, R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению), прочностной характеристики бетона (h^* зависит от R_b). Однако данная оценка не зависит от прочностной характеристики бетона R_{br} и не описывает разрушения фундамента продавливанием.

Замечание 2. Статически допустимое поле напряжений является математической абстракцией, имеет мало смысла сравнивать его, например, с экспериментальными значениями напряжений [14, 15]. Однако хотелось бы заметить возможность и даже необходимость разрывов в предельной эпюре давлений под подошвой гибкого железобетонного фундамента. Пусть K – неподвижная точка подошвы при предельной нагрузке (рис. 4). Ясно, что слева от нее активное, а справа пассивное предельное состояние грунта. Отсюда необходимо следует разрыв давлений в точке K .

Найдем, при каком армировании нижняя оценка (1), (3) будет являться оценкой предельной продавливающей силы.

Пусть h_0 – толщина плитной части фундамента, угол при основании призмы продавливания равен 45° . Тогда продавливающая сила вычисляется по следующей формуле:

Рис. 4. Неподвижная точка подошвы фундамента
Fig. 4. The fixed point of the foundation sole

$$F = \alpha \cdot R_{br} 2\sqrt{2}h_0.$$

Несущая способность фундамента на продавливание вычисляется так:

$$N = F + P(L + 2h_0). \quad (4)$$

Поскольку в нашем совместном расчете силы (1) и (4) должны совпадать, то параметр l_x определяется следующим образом:

$$L_x = \frac{F + 2Ph_0 - 2L_1q}{2(P - q)}.$$

Затем по формуле (2) вычисляется погонный предельный момент, который связан с площадью арматуры на один метр A_1 выражением

$$M_{np} = A_s \cdot R_s \left(h_0 - \frac{A_s \cdot R_s}{2R_b} \right). \quad (5)$$

Решая квадратное уравнение относительно A_1 , определяем армирование фундамента.

Рассмотрим в качестве примера совместный расчет железобетонного ленточного фундамента на продавливание и изгиб.

Исходные данные. Фундамент расположен на грунтовом основании с прочностными характеристиками $\varphi_1 = 30,08^\circ$, $c_1 = 27$ кПа. Пригрузка фундамента $q = 27$ кПа. Размеры жесткой части фундамента $L = 0,3$ м плитной части $L_1 = 0,6$ м. Рабочая высота сечения $h_0 = 0,18$ м. Расчетные сопротивления бетона класса В25: сжатию – $R_b = 14\,500$ кПа, растяжению – $R_{bt} = 1050$ кПа. Расчетное сопротивление арматуры класса А400 растяжению $R_s = 360\,000$ кПа. Коэффициент $\alpha = 1$.

Находим коэффициенты:

$$A = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad C = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi},$$

$A = 3,01$; $C = 93,682$ кПа.

Находим предельное давление:

$$P = A \cdot e^{\frac{\pi(A-1)}{2\sqrt{A}}} \left(q + \frac{C}{A-1} \right) - \frac{C}{A-1},$$

$P = 1320$ кПа.

Найдем предельную силу продавливания N :

$$F = \alpha \cdot R_{bt} \cdot 2\sqrt{2} \cdot h_0,$$

$F = 534,573$ кН/м;

$$N = F + P(L + 2h_0),$$

$N = 1406$ кН/м.

Найдем величину армирования, при которой сила N – предельная на изгиб:

$$L_x = \frac{F + 2P \cdot h_0 - 2L_1 \cdot q}{2(P - q)},$$

$L_x = 0,378$ м;

$$M_{np} = \frac{1}{2} P \cdot L_x^2 + \frac{1}{2} \cdot q (L_1^2 - L_x^2),$$

$$A_s = \frac{R_s \cdot h_0 - \sqrt{(R_s \cdot h_0)^2 - 2M_{np} \cdot \frac{R_s^2}{R_b}}}{\frac{R_s^2}{R_b}},$$

$$A_s = 16,99 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Таким образом, центрально нагруженный ленточный фундамент шириной 1,5 м, шириной жесткой части 0,3 м, толщиной плитной части 0,18 м, с площадью армирования 16,99 см² на погонный метр ($s_t = 360$ МПа), с характеристиками бетона $R_b = 14\,500$ кПа, $R_{bt} = 1050$ кПа, заглубленный на 1,5 м в грунтовое основание, у которого объемный вес 18 кН/м³, угол внутреннего трения 30°, удельное сцепление 27 кПа, имеет несущую способность 1406 кН на погонный метр. Заметим, что найденная нижняя оценка является функцией всех вышеперечисленных параметров.

Библиографический список

1. Дыба В.П. Оценки несущей способности фундаментов / ЮРГТУ. – Новочеркасск, 2008. – 202 с.
2. Дыба В.П. Предельное сопротивление грунтов основания. Проблемы управления водными и земельными ресурсами // Материалы Междунар. науч. форума / РГАУ-МСХА. – М., 2015. – Ч. 3. – 278 с.
3. Предложения о подходе к расчету оснований сооружений / А.Н. Богомолов [и др.] // Сб. тр. юбилейной конф., посвященной 80-летию кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов, 110-летию со дня рождения Н.А. Цытовича, 100-летию со дня рождения С.С. Вялова. – М.: Изд-во Моск. гос. строит. ун-та, 2010. – С. 147–151.
4. Мурзенко Ю.Н. Экспериментально-теоретические исследования силового взаимодействия фундаментов и песчаного основания: дис. ... д-ра техн. наук. – Новочеркасск, 1972. – 524 с.
5. Мурзенко Ю.Н., Евтушенко С.И. Экспериментальные исследования работы краевой зоны сборных фундаментов под отдельную колонну и сетку колонн на песчаном основании: монография. – Ростов н/Д, 2008. – 248 с.
6. Куликов К.К. Экспериментальные исследования совместной работы плотного песчаного основания и сборных ленточных фундаментов: дис. ... канд. техн. наук. – Новочеркасск, 1969. – 203 с.
7. Устинова О.Е. Исследование и расчет несущей способности гибких железобетонных фундаментов методом предельного анализа: дис. ... канд. техн. наук. – Новочеркасск, 2003. – 125 с.
8. Матвиенко М.П., Дыба В.П., Аль Екаби Хаки Хади Аббуд. Эксперимент по проверке новой методики расчета гибких железобетонных фундаментов по несущей способности // Изв. вузов. Сев.-Кавказ. регион. Техн. науки. – 2015. – № 3. – С. 80–84.
9. Matthews M.C. The engineering application of direct and simple shear testing // Ground engineering. – 1988. – Vol. 21, № 2. – P. 13–21.
10. Гвоздев А.А. Определение величины разрушающей нагрузки для систем, претерпевающих пластические деформации // Тр. конф. по пластическим деформациям. – М.; Л.: Изд-во АН СССР, 1938. – С. 19–30.

11. Sayir M., Ziegler H. Zum Prandtlschen Stempelproblem // Ingenieur – Archiv. – 1968. – Bd. 36, № 5. – P. 294–302.
12. Дыба В.П. Оценки несущей способности системы «фундамент – грунтовое основание» и оптимизация проектных решений: дис. ... д-ра техн. наук. – Новочеркасск, 2000. – 319 с.
13. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
14. Hansen B. A theory of plasticity for ideal frictionless materials. – Copenhagen, Teknisk Forlag, 1965. – 472 p.
15. Каменярж Я.А. Предельный анализ пластических тел и конструкций. – М.: Наука. Физматлит, 1997. – 512 с.

References

1. Dyba V.P. Otsenki nesushchei sposobnosti fundamentov [Assessment of bearing capacity of foundations].). Novochoerkassk, Iuzhno-Rossiiskii gosudarstvennyi tekhnicheskii universitet, 2008, 200 p.
2. Dyba V.P. Predel'noe soprotivlenie gruntov osnovaniia. Problemy upravleniia vodnymi i zemel'nymi resursami. [The ultimate resistance of soil base. Water and land management issues]. *Materialy Mezhdunarodnogo nauchnogo foruma*. Part.3. Moscow, Russian State Agrarian University – Moscow Timiryazev Agricultural Academy, 2015, 278 p.
3. Bogomolov A.N. et al. Predlozheniia o podkhode k raschetu osnovanii sooruzhenii [Proposals about the approach to the calculation of reinforced ground structures]. *Sbornik trudov iubileinoi konferentsii, posviashchennoi 80-letiiu kafedry mekhaniki gruntov, osnovanii i fundamentov, 110-letiiu so dnia rozhdeniia N.A.Tsytovicha, 100-letiiu so dnia rozhdeniia S.S.Vialova*. Moscow, Moscow state university of civil engineering, 2010, pp.147-151.
4. Murzenko U.N. Eksperimental'no-teoreticheskie issledovaniia silovogo vzaimodeistviia fundamentov i peschanogo osnovaniia [Experimental and theoretical studies of the interaction of the power bases and sandy base]. Doctor's degree dissertation. Novochoerkassk, 1972, 524 p.
5. Murzenko Iu.N., Evtushenko S.I. Eksperimental'nye issledovaniia raboty kraevoi zony sbornykh fundamentov pod otchel'noi kolonnu i setku kolonn na peschanom osnovanii [Experimental research work the edge of prefabricated foundations zone under a separate column and grid of columns based on the sand]. Rostov-na-Donu, Izvestiia vuzov. Severo-Kavkazskii region, 2008, 248 p.
6. Kulikov K.K. Eksperimental'nye issledovaniia sovmestnoi raboty plotnogo peschanogo osnovaniia i sbornykh lentochnykh fundamentov [Experimental research collaboration dense sandy grounds and assorted strip foundations]. Ph. D. thesis. Novochoerkassk, 1969, 203 p.
7. Ustinova O.E. Issledovanie i raschet nesushchei sposobnosti gibkikh zhelezobetonnykh fundamentov metodom predel'nogo analiza. [Research and calculation of the bearing capacity of flexible concrete bases by limiting analysis]. Ph. D. thesis. Novochoerkassk, 2003, 125 p.
8. Matvienko M.P., Dyba V.P., Al Eqabi Haqi Hadi Abbood. Eksperiment po proverke novoi metodiki rascheta gibkikh zhelezobetonnykh fundamentov po nesushchei sposobnosti . [Experimental verification of new methodology for calculating the flexible ferroconcrete foundation of the bearing capacity]. *Izvestiia vuzov. Severo-Kavkazskii region. Tekhnicheskie nauki*, 2015, no. 3, pp.80-84.
9. Matthews M.C. The engineering application of direct and simple shear testing. *Ground engineering*, 1988, vol. 21, no. 2, pp. 13-21.

10. Gvozdev A.A. Opredelenie velichiny razrushaiushchei nagruzki dlia sistem, preterpevaiushchikh plasticheskie deformatsii [Determination of breaking load for systems undergoing plastic deformation]. *Trudy konferentsii po plasticheskim deformatsiiam*. Moscow, Leningrad, AN SSSR, 1938, pp. 19-30.
11. Sayir M, Ziegler H. Zum Prandtlschen Stempelproblem // *Ingenieur – Archiv*, 1968, Bd 36, no. 5, pp. 294-302.
12. Dyba V.P. Otsenki nesushchei sposobnosti sistemy «fundament – gruntovoe osnovanie» i optimizatsiia proektnykh reshenii. [Estimates of bearing capacity "foundation – ground base" system and optimization of the design decisions]. Doctor's degree dissertation. Novocherkassk, 2000, 319 p.
13. Baikov V. N., Sigalov E. E. Zhelezobetonnye konstruktsii. Obshchii kurs [Reinforced concrete structures. general course]. 5nd ed. Moscow, Stroiizdat, 1991, 767 p.
14. Hansen B. A theory of plasticity for ideal frictionless materials. Copenhagen, Teknisk Forlag, 1965, 472 p.
15. Kameniarzh Ia.A. Predel'nyi analiz plasticheskikh tel i konstruktsii [Limit analysis of plastic bodies and structures]. Moscow, Nauka. Fizmatlit, 1997, 512 p.