



CONSTRUCTION AND GEOTECHNICS

Т. 12, № 1, 2021

<http://vestnik.pstu.ru/arhit/about/inf/>



DOI: 10.15593/2224-9826/2021.1.05

УДК 624.131

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ ДВУХЩЕЛЕВОГО ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА

О.А. Богомолова

Волгоградский государственный технический университет, Волгоград, Россия

О СТАТЬЕ

Получена 18.11.2020

Принята 20.01.2021

Опубликована: 21.04.2021

Ключевые слова:

основание двухщелевого ленточного фундамента, физико-механические свойства грунта и материала фундамента, геометрические параметры, предельно допустимая нагрузка, компоненты напряжения, области пластических деформаций, инженерный метод расчета.

АННОТАЦИЯ

Приведены результаты компьютерного моделирования процесса образования и развития областей пластических деформаций в связанном основании двухщелевого ленточного фундамента. Все вычисления выполнены при помощи компьютерных программ, разработанных при участии автора. Данные программы позволяют учесть все многообразие физико-механических свойств грунта основания (объемный вес, угол внутреннего трения, удельное сцепление, коэффициент бокового давления и модуль деформации) и материала фундамента (модуль упругости и коэффициент Пуассона). При расчетах принято, что величина коэффициента бокового давления грунта равна 0,75, как характерная для связных глинистых грунтов, а та же величина для материала фундамента принята равной 0,43 (пересчет через коэффициент Пуассона). По результатам вычислений удалось установить особенности напряженного состояния основания двухщелевого фундамента и процесса развития пластических областей в активной зоне фундамента. В первую очередь реализуется та часть несущей способности основания двухщелевого фундамента, которая контактирует с его боковой поверхностью, причем включение боковой поверхности щелевого фундамента в работу происходит снизу вверх. Затем в работу включается часть основания, которая находится непосредственно под подошвами стен в грунте (щелей). Установлено, что чем меньше расстояние между щелями, тем больше несущая способность основания и тем большая ее часть приходится на боковую поверхность. Несущая способность основания двухщелевого фундамента прямо пропорциональна глубине его заложения (высоте щелей). Часть несущей способности, реализуемая по боковой поверхности фундамента, может достигать 60 % и более от ее полного значения. Предложен инженерный метод расчета несущей способности основания двухщелевого фундамента, включающий простые для использования формулы и графики. Метод формализован в программу-калькулятор. Проверочные расчеты показали высокую степень точности аппроксимации результатов численного эксперимента.

© ПНИПУ

© Богомолова Оксана Александровна – кандидат технических наук, доцент, e-mail: boazaritcyn@mail.ru. ORCID: 0000-0003-1163-6285

Oksana A. Bogomolova – Ph.D. in Technical Sciences, Associate Professor, e-mail: boazaritcyn@mail.ru. ORCID: 0000-0003-1163-6285

CALCULATION OF THE BEARING CAPACITY OF A TWO-SLOT STRIP FOUNDATION

O.A. Bogomolova

Volgograd State Technical University, Volgograd, Russian Federation

ARTICLE INFO

Received: 18.11.2020

Accepted: 20.01.2021

Published: 21.04.2021

Keywords:

base of a two-slot strip foundation, physical and mechanical properties of soil, foundation material, geometric parameters, maximum permissible load, stress components, areas of plastic deformations, engineering calculation method.

ABSTRACT

The results of computer modeling of the process of formation and development of areas of plastic deformations in the connected base of a double-slit ribbon foundation are presented. All calculations are performed using computer programs developed with the participation of the author. These programs allow you to take into account all the variety of physical and mechanical properties of the foundation soil (volume weight, internal friction angle, specific adhesion, lateral pressure coefficient and deformation modulus) and the foundation material (elastic modulus and Poisson's ratio). In the calculations, it is assumed that the value of the lateral pressure coefficient of the soil is 0.75, as is typical for cohesive clay soils, and the same value for the foundation material is assumed to be 0.43 (converted through the Poisson's ratio). Based on the results of calculations, it was possible to determine the features of the stress state of the base of the double-slit foundation and the process of development of plastic areas in the core of the foundation. First of all, the part of the bearing capacity of the base of the double-slit foundation that contacts its side surface is realized, and the inclusion of the side surface of the slit foundation in the work occurs from the bottom up. Then the part of the base that is located directly under the soles of the walls in the ground (cracks) is included in the work. It is established that the smaller the distance between the slits, the greater the bearing capacity of the base and the greater its part falls on the side surface. The bearing capacity of the base of a double-slit foundation is directly proportional to the depth of its foundation (the height of the cracks). The part of the load-bearing capacity realized on the side surface of the foundation can reach 60 % or more of its full value. An engineering method for calculating the load-bearing capacity of the base of a double-slit foundation, including simple formulas and graphs, is proposed. The method is formalized in a calculator program. The verification calculations showed a high degree of accuracy in approximating the results of the numerical experiment.

© PNRPU

Постановка задачи

Двухщелевые фундаменты представляют собой сложную конструкцию, состоящую из двух стен в грунте, объединенных плитным ростверком, и заключенного между ними массива грунта. Стены в грунте и плитный ростверк представляют собой перевернутую коробчатую конструкцию, которая обладает эффектом «перевернутого горшка» [1]. Поэтому такие фундаментные конструкции характеризуются меньшими по величине осадками, чем обычные фундаменты, и являются более устойчивыми по отношению к сейсмическим нагрузкам [2–7]. Щелевые фундаменты являются родственными по своим конструктивным особенностям коробчатым и свайно-плитным фундаментам, так как и здесь в передаче нагрузки участвует заключенный в межщелевом пространстве грунтовый массив.

Целью настоящей статьи является изложение результатов численного моделирования процесса образования и развития областей пластических деформаций в основании двухщелевого фундамента и инженерного метода расчета его несущей способности.

До начала проведения исследования рассмотрены многочисленные литературные источники [1, 2, 4, 8–12], анализ которых позволил установить, что глубина заложения щелевых фундаментов изменяется в интервале $2 \text{ м} \leq h \leq 43 \text{ м}$, а наиболее характерными значениями отношения ширины щелевого фундамента к глубине его заложения являются $2b/h = 0,03; 0,13; 0,27; 0,4$.

Методика. Теоретические расчеты

Известно [13], что значения прочностных характеристик связного грунта изменяются в интервалах: угол внутреннего трения $\varphi \in [7^\circ \dots 30^\circ]$, удельное сцепление $C \in [9 \dots 81]$ кПа. Учитывая это, получим, что величина приведенного давления связности, вычисляемого по формуле $\sigma_{св} = C(\gamma h \text{tg} \varphi)^{-1}$, изменяется в интервале $\sigma_{св} = [0,02 \dots 16,5]$.

Определять величину предельно допустимой нагрузки на основание двухщелевого фундамента будем из условия смыкания пластических областей под его подошвой, как это ранее сделано нами для однощелевого фундамента [14].

При проведении численных экспериментов использованы компьютерные программы [15, 16], в которых формализованы аналитические решения основных граничных задач теории упругости [17] и метод конечных элементов (МКЭ) [18–21]. Они позволяют проводить моделирование процесса распределения напряжений в активной зоне фундамента при различных численных значениях переменных расчетных параметров и автоматически выполнять графические построения картин изолиний напряжений и областей пластических деформаций в основании фундамента.

На рис. 1 изображена половина расчетной конечно-элементной схемы (ее далее будем называть «расчетной схемой», РС) двухщелевого фундамента и вмещающего грунтового массива, приведены их размеры.

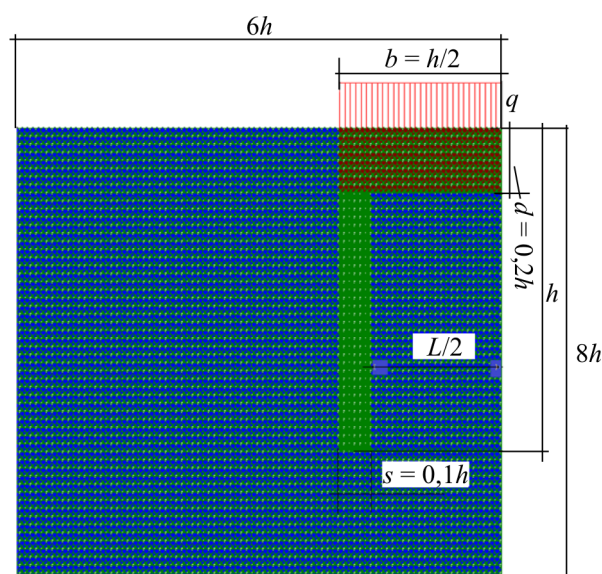


Рис. 1. Размеры расчетной схемы МКЭ и конечно-элементной модели двухщелевого фундамента (заданы в долях глубины его заложения h , которая принята за условную единицу измерения)

Fig. 1. The dimensions of the design scheme of the FEM and the finite element model of the double-slit foundation (given in fractions of the depth of its foundation h , which is taken as the standard unit of measurement)

Длина и ширина расчетной схемы назначены исходя из того, что, как принято считать [18], граничные условия, накладываемые на конечно-элементную схему, не оказывают влияния на величину и характер распределения напряжений, если границы расчетной области удалены от исследуемого объекта не менее чем на шесть его максимальных размеров. Вследствие этого на границах расчетной схемы заданы тривиальные граничные усло-

вия. А использовать при реализации МКЭ лишь половину расчетной схемы позволяет полная симметрия последней [22].

Расчетная схема состоит из 115 200 треугольных конечных элементов, сопряженных в 58 362 узлах; ширина матрицы жесткости системы 246. Ее линейные размеры $8b \times 6b$, где b – полуширина фундамента (см. рис. 1).

Следует отметить, что использование данной расчетной схемы позволяет рассматривать двухщелевые фундаменты любого из размеров, оговоренных выше, благодаря большой степени ее дискретизации.

Диапазоны изменения численных значений исходных данных, необходимых для решения поставленных задач, обозначены выше и содержат информацию о свойствах элементов (удельный вес γ , коэффициент бокового давления ξ_0 , модуль деформации E_0 , удельное сцепление C и угол внутреннего трения грунта φ), геометрических размерах двухщелевого фундамента, поверхностной, равномерно распределенной нагрузки и граничных условиях. При этом расчетные физико-механические характеристики грунтов принимаем согласно [13].

На рис. 2 представлены изолинии безразмерных (в долях γh) компонент напряжения σ_z , σ_x и τ_{zx} , возникающих в однородном основании двухщелевых фундаментов различной ширины ($2b = 0,8h; 0,4h; 0$) и одинаковой глубины заложения, при нагрузке, когда происходит смыкание областей пластических деформаций. Нагрузку такой интенсивности мы принимаем за предельно допустимое значение. Отметим, что в случае, когда $L = 0$ (рис. 2, ж, з, и) двухщелевой фундамент вырождается в однощелевой (или просто щелевой фундамент) двойной ширины.

Из рис. 2 видно, что во всех трех случаях изолинии соответствующих компонент напряжения подобны. Анализ приведенных выше изображений говорит о том, что во всех трех случаях картины изолиний соответствующих компонент напряжения подобны и при этом:

а) касательные напряжения τ_{zx} равномерно распределяются по внешней боковой поверхности фундамента;

б) в верхней зоне основания до глубины примерно $(0,3 \dots 0,4)h$ наблюдается концентрация нормальных горизонтальных напряжений σ_x ; на некотором удалении от фундамента справа и слева наблюдаются области растягивающих напряжений σ_x ;

в) под подошвами фундамента наблюдаются значительные концентрации всех компонент напряжения, в то время как межщелевой массив грунта напряжен весьма незначительно.

На рис. 3 в качестве примера приведены изображения областей пластических деформаций в однородном основании двухщелевого фундамента при постепенном увеличении интенсивности передаваемой на него равномерно распределенной нагрузки. Физико-механические свойства грунта основания и геометрические размеры фундамента имеют следующие значения: $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 25^\circ$; $C = 20 \text{ кПа}$; $\xi_0 = 0,75$; $\sigma_{св} = 2,383$; $2b = 1 \text{ м}$, а остальные размеры могут быть определены по рис. 1.

Анализ полученных изображений показывает, что области пластических деформаций начинают зарождаться в нижней части щелей с их внешних сторон. Увеличение интенсивности внешней нагрузки вызывает интенсивное развитие ОПД вверх по боковым поверхностям фундамента. Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к выходу областей пластических деформаций на поверхность грунта, а затем их смыканию под подошвами фундамента. Сказанное означает, что в первую очередь реализуется та часть несущей способности двухщелевого фундамента по грунту, которая приходится на его боковую поверхность, причем включение боковой поверхности щелевого фундамента в работу проис-

ходит снизу вверх. Только после этого в работу включается часть основания, которая находится непосредственно под подошвами фундамента.

На рис. 4 изображены ОПД в момент их смыкания под подошвой фундамента при различных значениях величины отношения $2b/h$ (отметим, что равенство $2b/h = 0,2$ означает, что $L = 0$, т.е. двухщелевой фундамент вырождается в однощелевой). Эти рисунки позволяют проследить изменение конфигурации пластических областей в зависимости от величины отношения его ширины к глубине заложения.

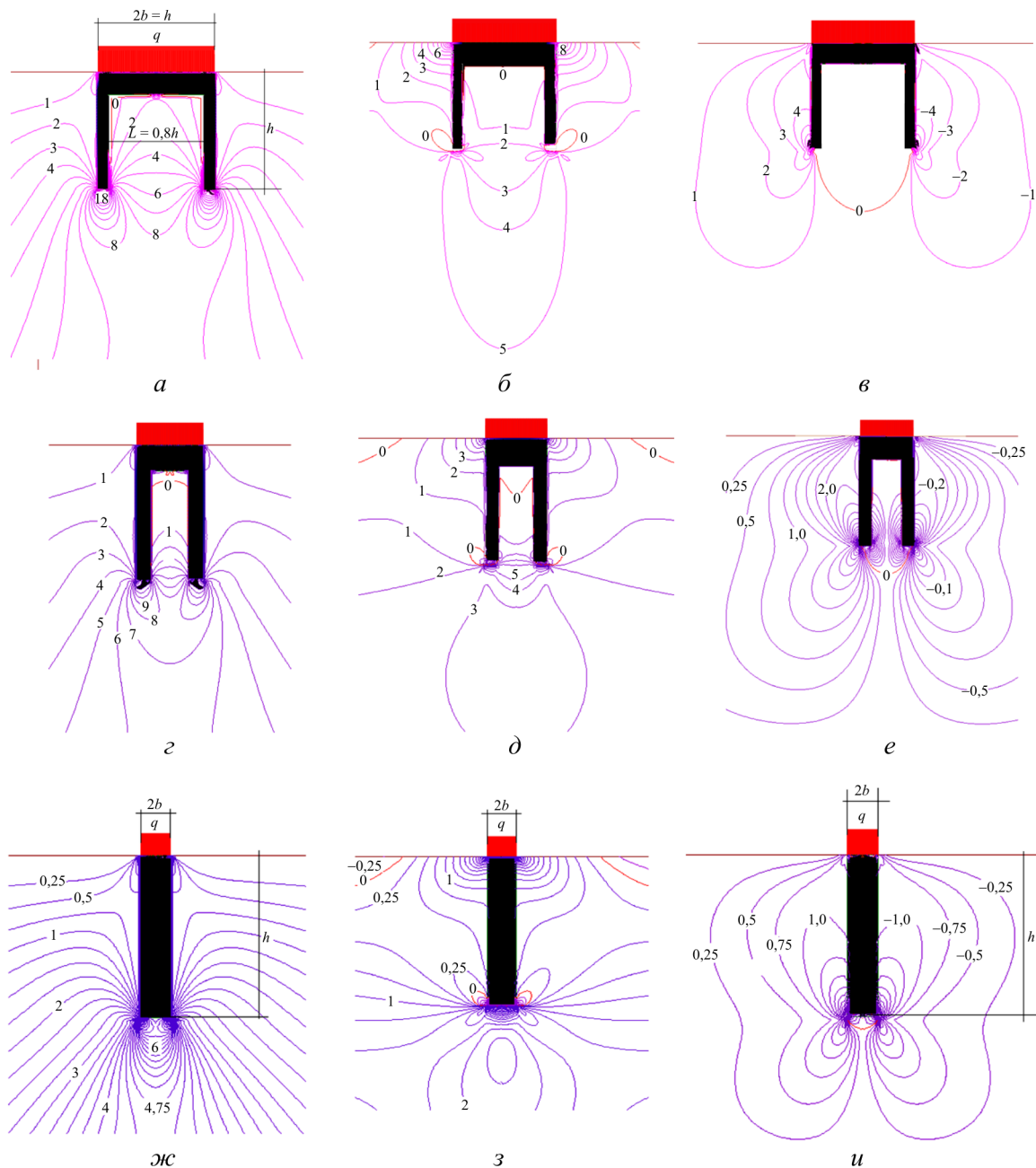


Рис. 2. Картины изолиний безразмерных (в долях γh) напряжений σ_z ; σ_x и τ_{zx} в однородном основании двухщелевого фундамента при $L = 0,8h - a, б, в$, при $L = 0,4h - г, д, е$ и при $L = 0 - ж, з, и$

Fig. 2. Pictures of isolines of dimensionless (in fractions of γh) stresses σ_z ; σ_x and τ_{zx} in a homogeneous base of a double-slit foundation at $L = 0.8 h - a, b, c$, at $L=0.4 h - d, e, f$ and at $L = 0 - g, h, i$

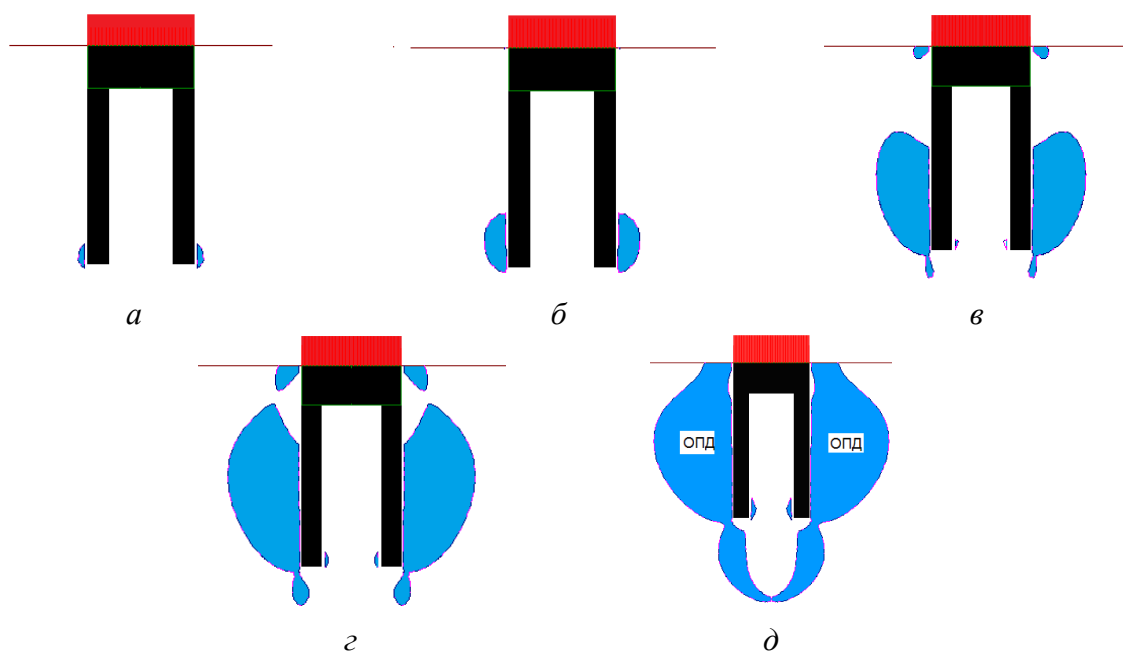


Рис. 3. Области пластических деформаций в однородном основании двухщелевого фундамента при $q = 5\gamma h$ (а); при $q = 8\gamma h$ (б); при $q = 12\gamma h$ (в); при $q = 14\gamma h$ (г); при $q = 18,6\gamma h$ (д)
 3. Areas of plastic deformations in the single base of a two-slot foundation at $q = 5\gamma h$ (a); at $q = 8\gamma h$ (b); at $q = 12\gamma h$ (c); at $q = 14\gamma h$ (d); at $q = 18.6\gamma h$ (e)

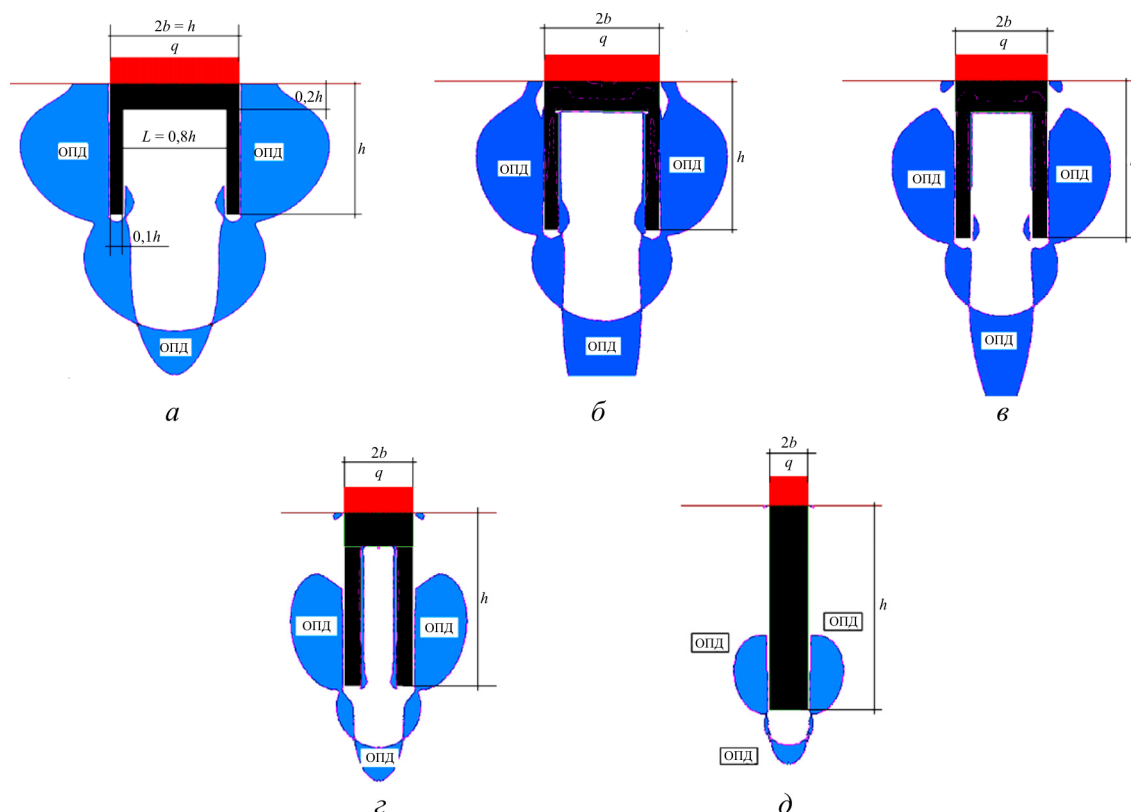


Рис. 4. Области пластических деформаций в основании двухщелевого фундамента в момент их смыкания под его подошвой (в момент исчерпания несущей способности по подошве) при $2b/h = 1$ (а); $2b/h = 0,8$ (б); $2b/h = 0,6$ (в); $2b/h = 0,4$ (г); $2b/h = 0,2$ (д)
 Fig. 4. Areas of plastic deformations in the base of the double-slit foundation at the moment of their closure under its sole (at the moment of exhaustion of the bearing capacity on the sole) at $2b/h = 1$ (a); $2b/h = 0.8$ (b); $2b/h = 0.6$ (c); $2b/h = 0.4$ (d); $2b/h = 0.2$ (e)

На рис. 5 изображены пластические области в момент достижения нагрузкой предельного значения при различных значениях глубины заложения щелевого фундамента, что позволяет провести анализ величины $q_{см}$ в зависимости от глубины щели.

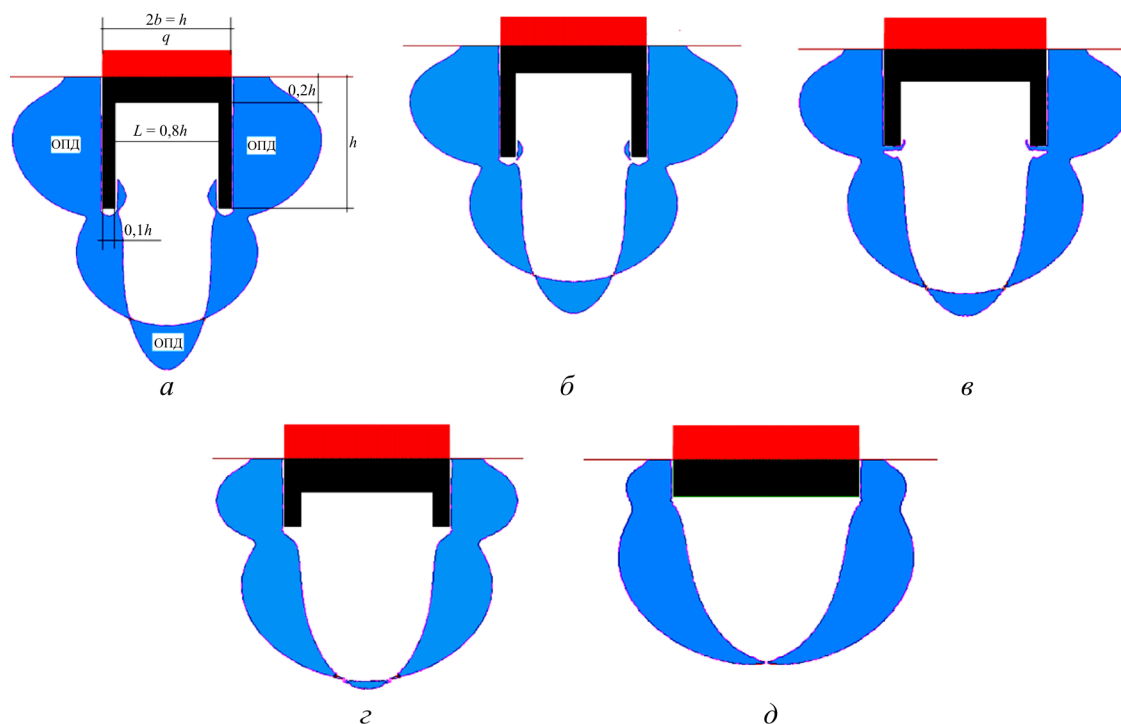


Рис. 5. Области пластических деформаций в основании в момент исчерпания несущей способности по грунту при различных значениях отношения $h/b = 1,0$ (а); $h/b = 0,8$ (б); $h/b = 0,6$ (в); $h/b = 0,4$ (г); $h/b = 0,2$ (д)

Fig. 5. Areas of plastic deformations in the base at the moment of exhaustion of the bearing capacity on the ground at different values of the ratio $h/b = 1.0$ (a); $h/b = 0.8$ (b); $h/b = 0.6$ (c); $h/b = 0.4$ (d); $h/b = 0.2$ (e)

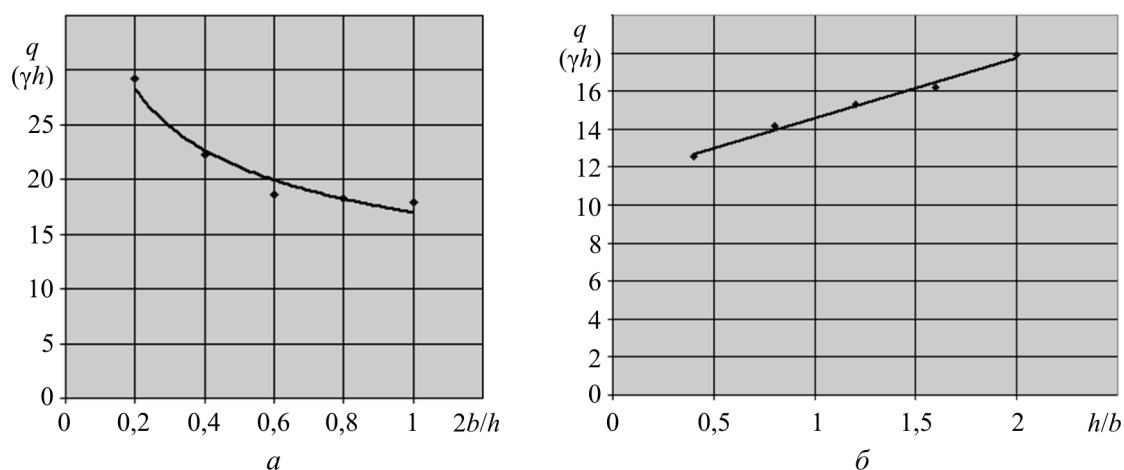


Рис. 6. Графики зависимости вида $q_{см} = f(2b/h)$ и $q_{см} = f(h/b)$, построенные по результатам расчетов (см. рис. 4 и 5)

Fig. 6. Graphs of the dependence of the form $q_{см} = f(2b/h)$ and $q_{см} = f(h/b)$ constructed from the results of calculations (see Fig. 4 and 5)

На рис. 6, а приведена графическая зависимость вида $q_{см} = f(2b/h)$, построенная для условий, соответствующих рис. 4, а на рис. 6, б – зависимость вида $q_{см} = f(h/b)$, соответствующая условиям, для которых построен рис. 5.

Результаты

Анализ полученной кривой позволяет сделать вывод, что чем меньше расстояние между щелями, тем больше величина предельной нагрузки, тем большая удельная ее часть приходится на боковую поверхность фундамента. Эта кривая со степенью достоверности 95 % аппроксимируется степенной зависимостью $q_{см} = 16,952(2b/h)^{-0,318}$, где все коэффициенты – безразмерные величины.

Совместный анализ кривых, приведенных на рис. 5 и рис. 6, б, показывает, что несущая способность двухщелевого фундамента по грунту прямо пропорциональна высоте щелей. Это логично: чем больше высота щелей, тем больше боковая поверхность фундамента, тем больше его несущая способность по грунту.

Известно [23], что несущая способность основания щелевого фундамента, возводимого по технологии бетонирования «в распор» или «стена в грунте», складывается из сил трения и сцепления, действующих по боковой поверхности фундамента $N_{бп}$, и несущей способности грунта основания, расположенного непосредственно под подошвами фундамента $N_{под}$. Очевидно, что удельный вес первой части несущей способности $N_{бп}$ тем больше, чем больше при всех прочих равных условиях глубина заложения фундамента.

Создание инженерного метода расчета несущей способности двухщелевого фундамента по грунту предполагает разработку алгоритма определения величины интенсивности внешней равномерно распределенной нагрузки, при которой исчерпывается несущая способность по подошвам и по боковой поверхности фундамента. Для этого использованы графические зависимости, которые построены на основе анализа результатов компьютерного моделирования процесса развития ОПД в основании двухщелевого фундамента.

Все вычислительные операции (при всех возможных сочетаниях численных значений переменных расчетных параметров $b/h_з$, $\sigma_{св}$ и φ) выполнены при помощи компьютерных программ [15, 16], а результаты анализа данных, приведенных в специальной литературе, позволили определить интервал изменения переменных расчетных параметров, которые необходимы для проведения вычислений.

На рис. 7, а в качестве примера приведены графические зависимости вида $\Delta Z = f(q)$, которые построены на основе результатов вычислений, выполненных для всех возможных сочетаний численных значений переменных расчетных параметров, определенных выше.

Начальное значение величины интенсивности равномерно распределенной нагрузки q_{min} , с которого начинается построение кривых, приведенных на рис. 7, а, соответствует моменту, когда под пятнами щелевого фундамента на экране монитора визуально наблюдается появление точек, в которых наступило предельное состояние грунта. Максимальное значение нагрузки q_{max} соответствует моменту смыкания пластических областей. Таким образом, величины q_{min} и q_{max} можно рассматривать как первую критическую и предельно допустимую нагрузку соответственно.

Все кривые, построенные по результатам расчетов, оказались аналогичны тем, что приведены на рис. 7, а. Они практически со 100%-ной точностью аппроксимируются полиномом второго порядка (средняя квадратичная ошибка аппроксимации приведена непосредственно для каждой кривой на соответствующем рисунке)

$$\Delta Z = Aq^2 - Bq, \quad (1)$$

где A, B – безразмерные коэффициенты; q – величина безразмерной (в долях γh) интенсивности внешней равномерно распределенной нагрузки; ΔZ – глубина (в долях h) развития областей пластических деформаций.

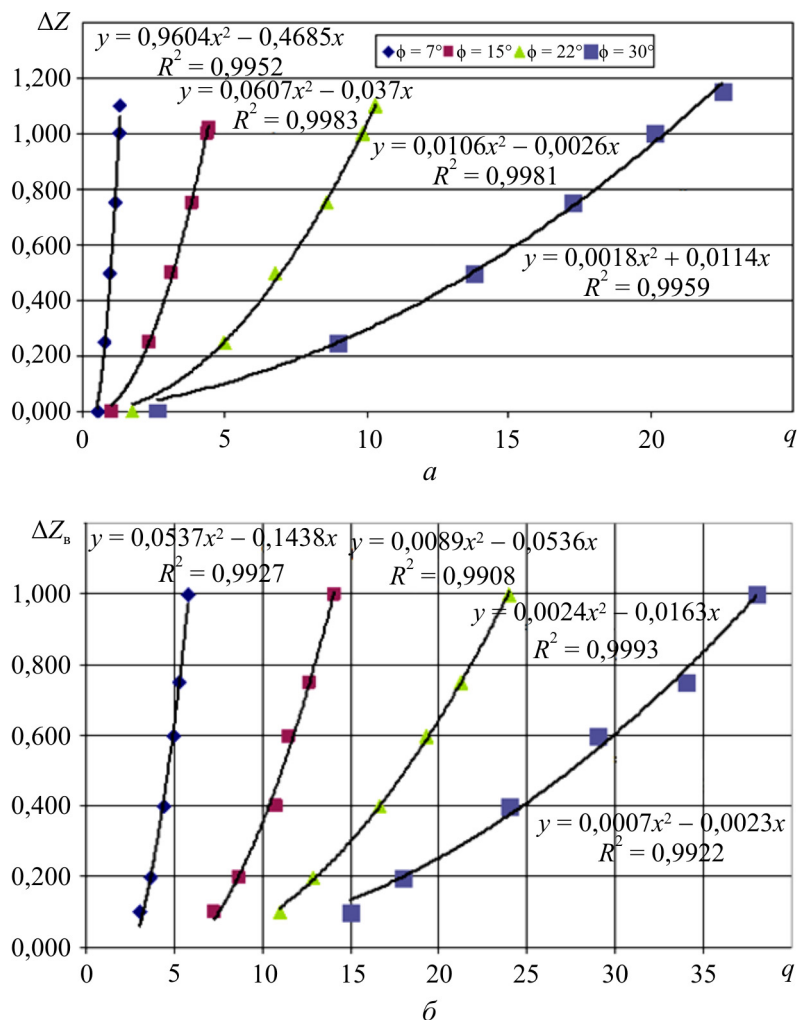


Рис. 7. Графические зависимости вида $\Delta Z = f(q)$ при $b/h_3 = 1$ и $\sigma_{св} = 7$ (а) и вида $\Delta Z_b = f(q)$ при $b/h_3 = 1$, $\sigma_{св} = 7$ (б)
 Fig. 7. Graphical dependences of the form $\Delta Z = f(q)$ at $b/h_3 = 1$ and $\sigma_{св} = 7$ (a) and of the form $\Delta Z_b = f(q)$ at $b/h_3 = 1$, $\sigma_{св} = 7$ (b)

Графические зависимости, приведенные на рис. 7, б, описывают процесс развития областей пластических деформаций, которые начинаются от подошвы фундамента и распространяются вверх по его боковой поверхности.

Как и в предыдущем случае, оказалось, что аппроксимирующим выражением для всех построенных кривых является полином

$$\Delta Z_b = Cq^2 - Dq, \quad (2)$$

где ΔZ_b – высота (в долях h) областей пластических деформаций, измеряемая от подошвы фундамента вверх вдоль его боковой поверхности.

Следует сказать, что максимальное значение нагрузки q_{\max} соответствует моменту полного исчерпания несущей способности по боковой поверхности двухщелевого фундамента.

Для определения коэффициентов A, B, C, D при всех возможных сочетаниях численных значений переменных расчетных параметров построены графики, два из которых в качестве примера приведена на рис. 8.

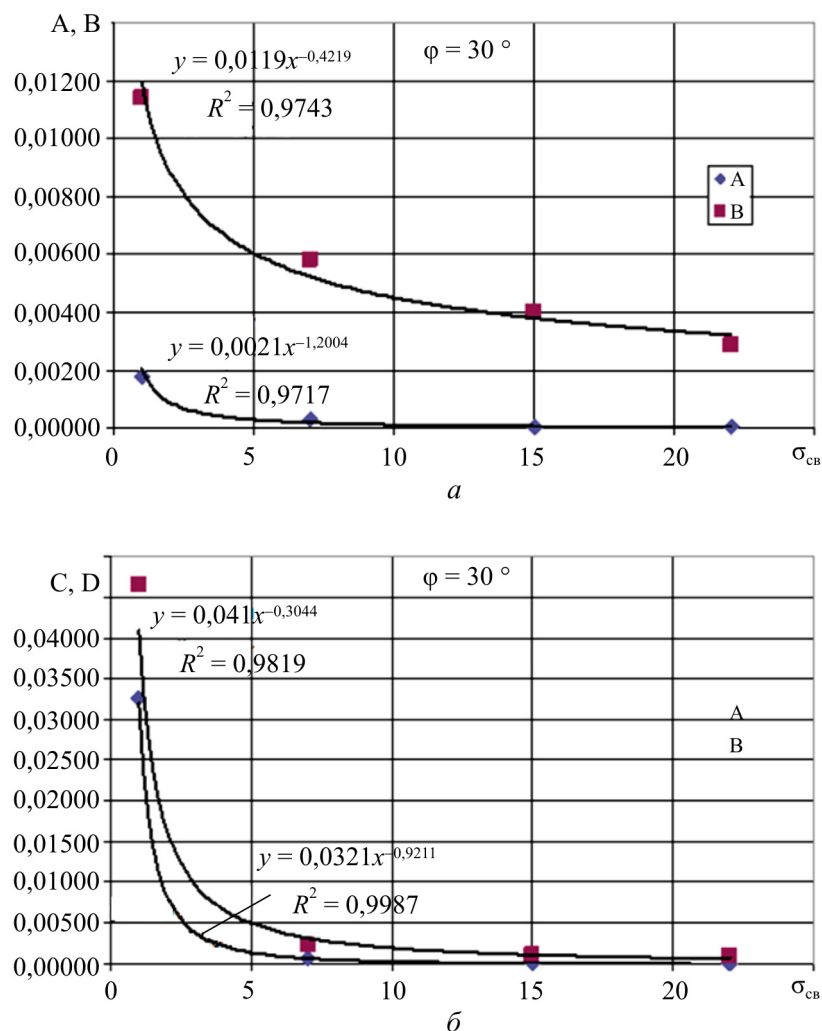


Рис. 8. Графические зависимости вида $A, B = f(\sigma_{св})$ (а) и $C, D = f(\sigma_{св})$ (б) при $b/h_3 = 1$ и $\varphi = 30^\circ$

Fig. 8. Graphical dependences of the form $A, B = f(\sigma_{св})$ (а) and $C, D = f(\sigma_{св})$ (б) at $b/h_3 = 1$ and $\varphi = 30^\circ$

Для удобства вычислений составлены таблицы, где приведены выражения для определения численных значений коэффициентов A, B и C, D . Одна из таких таблиц в качестве примера приведена ниже.

Для определения размеров ОПД, возникающих под подошвами и вдоль боковой поверхности щелевого фундамента, задаем численные значения $\varphi, \sigma_{св}$ и отношения $2b/h$, выбираем из таблицы соответствующие формулы и определяем значения коэффициентов A, B (C, D). Подставив значения этих коэффициентов и величины внешней нагрузки в выражения (1) или (2), отыщем размеры областей пластических деформаций ΔZ и ΔZ_B . Если вместо ΔZ подставить значение $2b/4$, можно определить величину расчетного сопротивления основания R .

Зависимости вида $A, B(C, D) = f(\sigma_{CB})$
 Dependencies of the form $A, B(C, D) = f(\sigma_{CB})$

$b/h_3 = 1$					
ΔZ			ΔZ_B		
φ	A	B	φ	C	D
7°	$4,2335\sigma_{CB}^{-2,241}$	$0,893\sigma_{CB}^{-0,984}$	7°	$2,6839\sigma_{CB}^{-2,016}$	$0,931\sigma_{CB}^{-0,968}$
15°	$0,137\sigma_{CB}^{-1,816}$	$0,1629\sigma_{CB}^{-0,825}$	15°	$0,2386\sigma_{CB}^{-1,754}$	$0,1817\sigma_{CB}^{-0,713}$
22°	$0,0477\sigma_{CB}^{-1,95}$	$0,036\sigma_{CB}^{-0,571}$	22°	$0,086\sigma_{CB}^{-1,857}$	$0,1089\sigma_{CB}^{-0,969}$
30°	$0,0021\sigma_{CB}^{-1,2}$	$0,0119\sigma_{CB}^{-0,422}$	30°	$0,0321\sigma_{CB}^{-1,921}$	$0,041\sigma_{CB}^{-1,304}$
$b/h_3 = 0,625$					
ΔZ			ΔZ_B		
φ	A	B	φ	C	D
7°	$1,9261\sigma_{CB}^{-2,068}$	$0,6341\sigma_{CB}^{-0,904}$	7°	$1,2734\sigma_{CB}^{-1,735}$	$0,6347\sigma_{CB}^{-0,675}$
15°	$0,0046\sigma_{CB}^{-0,698}$	$0,0443\sigma_{CB}^{-0,522}$	15°	$0,052\sigma_{CB}^{-1,177}$	$0,209\sigma_{CB}^{-0,603}$
22°	$0,0029\sigma_{CB}^{-1,025}$	$0,0148\sigma_{CB}^{-0,478}$	22°	$0,0136\sigma_{CB}^{-1,081}$	$0,0878\sigma_{CB}^{-0,51}$
30°	$0,0002\sigma_{CB}^{-0,62}$	$0,0058\sigma_{CB}^{-0,531}$	30°	$0,0072\sigma_{CB}^{-1,281}$	$0,0699\sigma_{CB}^{-0,754}$
$b/h_3 = 1/6 = 0,167$					
ΔZ			ΔZ_B		
φ	A	B	φ	C	D
7°	$4,1425\sigma_{CB}^{-2,439}$	$0,769\sigma_{CB}^{-0,953}$	7°	$0,038\sigma_{CB}^{-1,045}$	$0,1488\sigma_{CB}^{-0,549}$
15°	$0,0013\sigma_{CB}^{-0,5}$	$0,0224\sigma_{CB}^{-0,305}$	15°	$0,0042\sigma_{CB}^{-0,696}$	$0,056\sigma_{CB}^{-0,237}$
22°	$0,0004\sigma_{CB}^{-0,564}$	$0,0093\sigma_{CB}^{-0,219}$	22°	$0,0021\sigma_{CB}^{-0,832}$	$0,0787\sigma_{CB}^{-0,546}$
30°	$0,0001\sigma_{CB}^{-0,62}$	$0,0034\sigma_{CB}^{-0,23}$	30°	$0,0015\sigma_{CB}^{-1,062}$	$0,0671\sigma_{CB}^{-0,923}$
$b/h_3 = 1/12 = 0,083$					
ΔZ			ΔZ_B		
φ	A	B	φ	C	D
15°	$0,0148\sigma_{CB}^{-1,773}$	$0,0358\sigma_{CB}^{-0,649}$	15°	$0,019\sigma_{CB}^{-1,691}$	$0,0342\sigma_{CB}^{-0,398}$
22°	$0,0012\sigma_{CB}^{-1,547}$	$0,0098\sigma_{CB}^{-0,615}$	22°	$0,0102\sigma_{CB}^{-1,68}$	$0,2376\sigma_{CB}^{-1,028}$
30°	$0,0001\sigma_{CB}^{-1,278}$	$0,0004\sigma_{CB}^0$	30°	$0,0101\sigma_{CB}^{-2,025}$	$0,8424\sigma_{CB}^{-1,774}$
$b/h_3 = 1/18 = 0,056$					
ΔZ			ΔZ_B		
φ	A	B	φ	C	D
15°	$0,003\sigma_{CB}^{-1,355}$	$4,2507\sigma_{CB}^{-2,771}$	15°	$0,0004\sigma_{CB}^{-0,595}$	$3,6884\sigma_{CB}^{-2,515}$
22°	$0,0002\sigma_{CB}^{-1,168}$	$0,016\sigma_{CB}^{-1,098}$	22°	$0,0031\sigma_{CB}^{-1,401}$	$0,0593\sigma_{CB}^{-0,582}$
30°	$0,0116\sigma_{CB}^{-3,341}$	$0,0075\sigma_{CB}^{-1,377}$	30°	$0,0016\sigma_{CB}^{-1,43}$	$0,3608\sigma_{CB}^{-1,28}$

Пример. Необходимо определить величину предельно допустимой нагрузки $q_{пд}$ и нагрузки, при которой исчерпывается несущая способность по боковой поверхности фундамента $q_{бп}$, если $b/h_3 = 0,77$ (ширина фундамента b принята за условную единицу); $\varphi = 22^\circ$; $C = 81$ кПа, а объемный вес грунта γ и глубина заложения фундамента h таковы, что величина приведенного давления связности $\sigma_{CB} = C(\gamma h_3 \text{tg} \varphi)^{-1} = 11$.

Решение. Используя графики, аналогичные приведенным на рис. 7, а, определяем, что для $2b/h = 1$ и $\sigma_{CB} = 7$ величина $q_{пд} = 41,25\gamma h$, а $\Delta Z = 1,19(2b)$. При $\sigma_{CB} = 15$ эти величины соответственно равны: $q_{пд} = 82,40\gamma h$ и $\Delta Z = 1,21(2b)$. Проведя операцию линейного интерполирования, получим, что при $\sigma_{CB} = 11$ величины $q_{пд} = 61,825\gamma h$ и $\Delta Z = 1,2(2b)$.

Аналогично для $2b/h = 0,625$ имеем при $\sigma_{св} = 7 - q_{пд} = 5045\gamma h$, $\Delta Z = 1,18(2b)$, а при $\sigma_{св} = 15 - q_{пд} = 98,84\gamma h$, $\Delta Z_H = 1,21(2b)$.

Интерполируя полученные значения, находим, что при $\sigma_{св} = 11$ и $2b/h = 0,77$ величины $q_{пд} = 68,25\gamma h$ и $\Delta Z_H = 1,2(2b)$.

Используя аналогичным образом графики, приведенные на рис. 7, б, определяем величину интенсивности равномерно распределенной нагрузки, при которой исчерпывается несущая способность по боковой поверхности фундамента, т.е. при $\Delta Z_B = h$. Имеем для $2b/h = 1$ при $\sigma_{св} = 7 - q_B = 24\gamma h$, $\Delta Z = 2b$; при $\sigma_{св} = 15 - q_B = 50,338\gamma h$, $\Delta Z = 2b$. Для $2b/h = 0,625$ при $\sigma_{св} = 7 - q_B = 30,375\gamma h$, $\Delta Z = 1,6b$; при $\sigma_{св} = 15 - q_B = 63,25\gamma h$, $\Delta Z_B = 1,6b$.

Дважды проведя операцию интерполирования полученных значений, находим, что при $2b/h = 0,77$ $q_B = 42\gamma h$ и $\Delta Z = 1,3b$.

Решить поставленную задачу можно, используя формулы (1) и (2) и выражения для определения соответствующих коэффициентов, приведенные в таблице. В этом случае получим, что $q_B = 46\gamma h$, а $\Delta Z_B = 1,3b$.

Результаты вычислений проверены при помощи численного решения рассмотренного выше примера при помощи компьютерных программ [15, 16]. В результате оказалось, что смыкание областей пластических деформаций под фундаментом происходит при $q_{пд}^k = 68,25\gamma h$, при этом $\Delta Z_H = 1,3b$ и $q_B^k = 40\gamma h$.

Сравнивая полученные результаты видим, что величина $q_{пд}^k = 68,25\gamma h$ полностью совпадает с первым результатом, полученным при помощи графиков, и на 2 % отличается от результата, найденного при помощи таблицы. Величина q_B^k всего лишь на 5 % отличается от результата, полученного на основе графиков, и на 13 % – от значения q_B , вычисленного при помощи выражений, содержащихся в таблице.

Все результаты компьютерного моделирования процесса потери несущей способности основанием двухщелевого фундамента составили базу данных компьютерной программы-калькулятора [24], в которой формализован изложенный выше инженерный метод расчета несущей способности основания двухщелевого фундамента.

Выводы

1. Анализ полей напряжений, возникающих в основании двухщелевого фундамента, позволяет утверждать следующее: касательные напряжения τ_{zx} равномерно распределяются по боковым поверхностям фундамента с обеих его сторон; в верхней зоне основания до глубины примерно $(0,3 \dots 0,4)h$ наблюдается концентрация нормальных горизонтальных напряжений σ_x , а на некотором удалении от фундамента справа и слева от него наблюдаются области растягивающих напряжений σ_x ; под подошвами фундамента наблюдаются значительные концентрации вертикальных нормальных напряжений σ_z ; грунт, расположенный между вертикальными несущими элементами фундамента, практически не напряжен внешней нагрузкой; так, например, вертикальные нормальные напряжения σ_z в нижней части защемленного массива в 3–8 раз меньше, чем непосредственно под подошвами фундамента.

2. Анализ процесса потери несущей способности основанием двухщелевого фундамента говорит о том, что области пластических деформаций начинают зарождаться в нижней части щелевых опор с их внешних сторон. Увеличение интенсивности внешней на-

грузки вызывает развитие ОПД вверх по боковым поверхностям фундамента. Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к выходу областей пластических деформаций на поверхность грунта, а затем их смыканию под подошвами фундамента. Это означает, что в первую очередь реализуется та часть несущей способности основания двухщелевого фундамента, которая приходится на его боковую поверхность, причем включение боковой поверхности щелевого фундамента в работу происходит снизу вверх. Только после этого в работу включается часть основания, которая находится непосредственно под подошвами фундамента. Установлено, что чем меньше расстояние между щелями, тем больше несущая способность основания и тем большая ее часть приходится на боковую поверхность. Несущая способность основания двухщелевого фундамента прямо пропорциональна глубине его заложения (высоте щелей). Часть несущей способности, реализуемая по боковой поверхности фундамента, может достигать 60 % и более от ее полного значения.

3. Предложен инженерный метод расчета несущей способности основания двухщелевого фундамента, включающий простые для использования формулы и графики. Метод формализован в программу-калькулятор. Поверочные расчеты говорят о высокой степени точности аппроксимации результатов численного эксперимента.

При написании статьи использована часть материалов, полученных аспирантом А.А. Ивановым под научным руководством автора.

Библиографический список

1. Брандтль Х. Использование коробчатых фундаментов глубокого заложения для передачи больших нагрузок (мосты, электростанции, высотные здания) // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. – № 9. – С. 100–117.
2. Platonova S.V. Investigation of the Influence of Penetration Slit at its Foundation Rainfall and the Stress State of Subgrade // Journal of Siberian Federal University. Engineering & Technologies. – 2014. – № 7 (8). – P. 990–997.
3. Уткин В.С., Борисова О.Л. Расчет надежности щелевого фундамента по критерию несущей способности грунта основания на стадии эксплуатации // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2017. – № 6 (57). – С. 7–17.
4. Сорочан Е.А., Ковалев В.А. Расчет двухщелевых фундаментов мелкого заложения // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – № 1. – С. 11–14.
5. Сорочан Е.А., Ревазишвили Р.Г. Исследование работы щелевых фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – № 5. – С. 12–15.
6. Сорочан Е.А., Быцутенко В.К., Ярутин В.К. Работа малозаглубленных щелевых фундаментов при сейсмических воздействиях // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – № 3. – С. 15–17.
7. Банников Д.Н. Расчет мелкозаглубленных ленточных щелевых фундаментов по двум группам предельных состояний // Будауніцтва. Серія: Стrojiteľство. – 2003. – № 1-2. – С. 227–232.
8. Павлов В.В. Щелевые фундаменты. – Красноярск: Стройиздат, 1992. – 139 с.
9. Петров В.П. К вопросу использования щелевых фундаментов на естественном основании для малонагруженных зданий и сооружений // Геотехнические проблемы строительства крупномасштабных и уникальных объектов: тр. междунар. геотехн. конф., посвящ. Году РФ в КР, 23–25 сентября 2004 года, г. Алматы, Казахстан. – Алматы, 2004. – С. 366–368.

10. Платонова С.В. Напряженно-деформированное состояние ленточного щелевого фундамента // Известия вузов. Строительство. – 2011. – № 1. – С. 3–9.
11. Подземные сооружения, возводимые способом «стена в грунте» / В.М. Зубков [и др.] ; под общ. ред. В.М. Зубкова. – Л.: Стройиздат. Ленингр. отделение, 1977. – 200 с.
12. Рекомендации по проектированию и строительству щелевых фундаментов. НИИ-ОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР. – М., 1982. – 55 с.
13. Каган А.А. Расчетные характеристики грунтов. – М.: Стройиздат, 1985. – 243 с.
14. Инженерный метод расчета несущей способности однородного основания щелевого фундамента / О.А. Богомолова [и др.] // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. – 2013. – № 33 (52). – С. 23–40.
15. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние) / А.Н. Богомолов [и др.]: св-во о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2009613499 от 30 июня 2009 г.
16. FEA / А.Н. Богомолов [и др.]: св-во о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2015617889 от 23 июля 2015 г.
17. Богомолов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. – Пермь: ПГТУ, 1996. – 150 с.
18. Zienkiewicz O.C. The finite element method in engineering science. – London: McGraw-Hill. 1971. – 531 p.
19. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. The finite element method. – Vol. 2. Solid and structural mechanics. – Oxford: Butterworth Heinemann, 2000. – 459 p.
20. Desai C.S., Lightner J.G. Mixed finite element procedure for Soil-Structure interaction and construction sequences // Inter. J. for Numerical Methods in Engineering. – 1985. – № 5, vol. 21.
21. Nakoto S., Kiyoshi J. Probabilistic finite element method for Slopes stability analysis // Proc. Jap., Soc. Civil Engineering. – 1985. – № 364.
22. Metoda elementów skończonych w statyce konstrukcji / J. Szmelter, M. Dacko, S. Dobrociński, M. Wieczorek. – Warszawa: Wydawnictwo Arkady. 1979. – 219 s.
23. Clough G.W., O'Rourke T.D. Construction induced movements of in situ wall // Proc. Design and performance of earth retaining structures. ASCE. – New York: GSP, 1990. – № 25. – P. 439–470.
24. Компьютерная программа для расчета несущей способности основания двухщелевого фундамента «Fundament 2СН»: информ. л. № 34-081-12 / О.А. Богомолова [и др.]. – Волгоград: ЦНТИ, 2013. – 3 с.

References

1. Brandl H. The use of deep-laid box foundations for the transmission of large loads (bridges, power plants, high-rise buildings). *Reconstruction of cities and geotechnical construction*, 2005, no. 9, pp. 100-117.
2. Platonova S.V. Investigation of the Influence of Penetration Slit at its Foundation Rainfall and the Stress State of Subgrade. *Journal of Siberian Federal University. Engineering & Technologies*. 2014, no.7 (8), pp. 990-997.
3. Utkin V. S., Borisova O. L. Calculation of the reliability of the slot foundation according to the criterion of the bearing capacity of the foundation soil at the stage of operation. *Construction of Unique Buildings and Structures*, 2017, no. 6 (57), pp. 7-17.
4. Sorochan E.A., Kovalev V.A. Calculation of two-slot foundations of shallow laying. *Bases, foundations and soil mechanics*, 2006, no. 1, pp. 11-14.

5. Sorochan E.A., R.G. Revazishvili study of the slatted foundations. *Bases, foundations and soil mechanics*, 1986, no. 5, pp. 12-15.
6. Sorochan E.A., Byzacena V.K., Yarutin V.K Work slightly deepened slatted foundations under seismic effects. *Bases, foundations and soil mechanics*, 1990, no. 3, pp. 15-17.
7. Bannikov D. N. Calculation of shallow-buried tape slot foundations for two groups of limit states. *Budaunitstva. Construction*, 2003, no. 1-2, pp. 227-232.
8. Pavlov V. V. Slotted foundations. Krasnoyarsk, Stroyizdat, 1992, 139 p.
9. Petrov V. P. On the use of slot foundations on a natural foundation for low-load buildings and structures. *Geotechnical problems of construction of large-scale and unique objects. Proceedings of the International Geotechnical Conference dedicated to the Year of the Russian Federation in the Kyrgyz Republic. 23-25 September, 2004, Almaty, Kazakhstan. Almaty, 2004, pp. 366-368.*
10. Platonova S. V. Stress-strain state of the belt slot foundation. *Izvestiya vuzov. Stroitelstvo*, 2011, no. 1, pp. 3-9.
11. Zubkov V.M. [et al.]. Underground structures erected by the method "wall in the ground". Ed. V.M. Zubkov. Leningrad Stroyizdat, 1977, 200 p.
12. Recommendations for the design and construction of slotted foundations. N.M. Gersevanov State Construction Institute of the USSR. Moscow, 1982, 55 p.
13. Kagan, A. A. Design characteristics of soils. Moscow, Stroyizdat, 1985, 243 p.
14. Bogomolova O. A. [et al.]. Engineering method for calculating the bearing capacity of a homogeneous base of a slotted foundation. *Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering*, 2013, no. 33(52), pp. 23-40.
15. Bogomolov A.N. [et al.]. Stability (Stress-strain state). Certificate of state registration of computer program no. 2009613499 (2009).
16. Bogomolov A.N. [et al.]. FEA. Certificate of state registration of computer program no. 2015617889 (2015).
17. Bogomolov A.N. Calculation of bearing capacity of foundations of structures and stability of soil slopes in the elastic-plastic formulation. Perm, Perm state technical University, 1996, 150 p.
18. Zenkevich O. S. The finite element method in mechanical engineering. London, McGraw-Hill, 1971, 531 p.
19. Zenkevich O. S., Taylor R. L. The finite element method. Vol. 2. Mechanics of solid bodies and structures. Oxford: Butterworth Heinemann, 2000, 459 p.
20. Desai S. S., Lightner J. G. Mixed procedure of finite elements for iterations of soil structure and construction segments. *Inter. J. for Numerical Methods in Engineering*, 1985, vol. 21, no. 5.
21. Nakoto S., Kiyoshi J. Probabilistic finite element method for slope stability analysis. *Proc. Jap., Soc. civil engineering*, 1985, no. 364.
22. Szmelter J., Dacko M., Dobrociński S., Wieczorek M. Metoda elementów skończonych w statyce konstrukcji. Warszawa, Wydawnictwo Arkady, 1979, 219 p.
23. Clough G. V., O'Rourke T. D. Construction-induced wall movements in situ. *Proc. Design and execution of earth retaining structures. Free of charge. New York: GSP, 1990, no. 25, pp. 439-470.*
24. Bogomolova O.A. [et al.] Computer program for calculating the bearing capacity of the foundation of a two-slot foundation "Foundation 2CH": inform. L. No. 34-081-12. Volgograd: TsNTI, 2013, 3 p.