

УДК 624.15

DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-238-249

ИССЛЕДОВАНИЯ И РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В НЕЛИНЕЙНОЙ СТАДИИ РАБОТЫ

С. В. Родин, Э. М. Меннанов, Д. А. Калафатов, Ю. Г. Богуцкий

Крымский федеральный университет им. В.И. Вернадского, Институт «Академия
строительства и архитектуры», г. Симферополь, Республика Крым, Россия

Аннотация. Плитные фундаменты, благодаря своей способности равномерно распределять нагрузку на большую площадь, являются одним из наиболее распространенных и надежных типов фундаментов в современном строительстве. Однако, при проектировании этих массивных конструкций, особенно в условиях значительных нагрузок или геологических особенностей грунтов, критически важным становится учет нелинейной стадии работы. Авторами рассматривается развитие методов расчёта прочности фундаментов, работающих в системе «грунтовое основание – фундамент». Основное внимание уделяется представлению грунта и железобетона как вязких материалов с изменяющимися физико-механическими свойствами. Обсуждаются программы расчёта, основанные на методе конечных элементов и учитывающие нелинейный характер работы системы. Также рассматривается возможность применения каркасно-стержневой аналогии в железобетоне для расчётов. Особое внимание уделено подходам к расчёту условно коротких железобетонных элементов, к которым отнесены фундаменты мелкозаложенного.

Ключевые слова: плитные фундаменты, нелинейность, упруго-пластическое разрушение, хрупкое разрушение, крупномасштабные образцы, пробивка

RESEARCH AND CALCULATION OF THE STRENGTH OF SLAB FOUNDATIONS IN THE NONLINEAR STAGE OF OPERATION

S. V. Rodin, E. M. Mennanov, D. A. Kalafatov, Y. G. Bogutsky

V.I. Vernadsky Crimean Federal University, Institute "Academy of Construction and Architecture", Simferopol, Republic of Crimea, Russia

Annotation. Due to their ability to distribute load evenly over a large area, slab foundations are one of the most common and reliable types of foundations in modern construction. However, when designing these massive structures, especially in the presence of significant loads or geological features, it is crucial to consider the nonlinear stage of their operation. The authors explore the development of methods for calculating the strength of foundations that operate in the "soil foundation-foundation" system. The focus is on representing soil and reinforced concrete as viscous materials with varying physical and mechanical properties. The paper discusses calculation programs based on the finite element method and taking into account the nonlinear nature of the system's operation. It also considers the possibility of using the frame-rod analogy in reinforced concrete for calculations. Special attention is given to approaches to calculating relatively short reinforced concrete elements, such as foundations.

Keywords: slab foundations, nonlinearity, elastic-plastic failure, brittle failure, large-scale samples, punching

Введение

При силовом взаимодействии грунтового основания и фундамента могут быть реализованы различные схемы разрушения: упруго-пластическое при монотонном развитии упруго-пластических деформаций и разрушение по наклонным сечениям носящее, как правило, хрупкий характер.

В настоящее время наиболее полно изучена работа конструкций при упруго-пластическом разрушении. Изучению особенностей хрупкого разрушения плитных фундаментов мелкого заложения посвящено относительно мало работ и в специальной постановке этот вопрос практически не рассматривался.

Проявление форм хрупкого разрушения в железобетонных фундаментах известно более 112 лет [19]. Их конкретное изучение наряду с исследованиями упругопластического вида разрушения в реальных условиях работы фундамента началось не так давно, что вызвано, по-видимому, повышенной трудоемкостью проведения экспериментальных исследований фундаментов на грунтовом основании.

В процессе исследования железобетонных плит и фундаментов при действии нагрузок, распределенных по квадратной, прямоугольной и круглой площадкам при различных начальных параметрах конструкции и условий опирания, было выдвинуто достаточно предложений по расчету, которые отличаются не только отдельными положениями и количественными соотношениями, но и различным подходом.

В разных странах, при проектировании фундаментов, используются отличающиеся по теоретическому подходу методы расчета, зафиксированные нормативными документами, которые приводят к существенно различающимся показателям, значительно отклоняющимся от экспериментальных данных. Удовлетворительного решения расчета прочности железобетонных фундаментов при действии концентрированной по площади нагрузки еще не найдено. Такое положение объясняется сложным характером напряженно-деформированного состояния, возникающего в системе «грунтовое основание-фундамент» при повышении внешней нагрузки до разрушающей, а также отсутствием достаточно представительной выборки экспериментов с фундаментами на грунтовом основании, отвечающей необходимым требованиям статистической обработки.

Основная часть

Теоретические исследования по уточнению расчета прочности преследовали цель увеличить значение коэффициента в формуле по определению продавливающей силы до 2,5–3,0. В некоторых работах предлагается повысить значение продавливающей силы за счет увеличения расчетной формы пирамиды продавливания, постановкой специальной поперечной или наклонной арматуры, концентрацией продольной арматуры в зоне нижнего основания пирамиды продавливания, преднапряжением арматуры и другими конструктивными приемами [5, 6, 15, 18].

Разрушение плитной части фундаментов по наклонным сечениям, завершающееся образованием пирамиды продавливания, характерно только

при действии нагрузки по ограниченной площади, но в этом случае, как известно из теоретических решений, растет изгибающий момент по грани нагрузочной опоры, что вызывает увеличение нормальных и главных напряжений особенно в углах опоры, но не учитывается в расчетах [7, 11, 12, 17]. Так как для фундаментов были проведены весьма ограниченные исследования прочности по наклонным сечениям, завершающееся продавливанием, естественно предположить, что простой перенос форм хрупкого разрушения и методов расчета надфундаментных конструкций (безбалочных плит междуэтажных перекрытий, монолитных перекрытий с балочными плитами и плитами, работающими в двух направлениях) на фундаменты нуждается в критическом анализе с учетом экспериментальных данных [2, 14].

С целью экспериментального обоснования положений рассматриваемого метода нами были проведены многочисленные опыты по получению продавливания фундаментных плит, испытано 49 крупномасштабных образцов фундаментных плит размерами 1,0×1,0×0,1 м и 29 плит 2,0×2,0 м высотой сечения от 0,08 м до 0,4 м. В рассмотрение были включены четыре фактора, существенно влияющие на хрупкую прочность плит: вылет консоли (расстояние от грани плиты до грани монолитной вышележащей ступени), высота плиты, коэффициент армирования подошвы плиты и класс бетона по прочности на сжатие. Каждый из факторов имел пять параметров [12, 17], охватывающих все встречающиеся в практике случаи и гарантирующих потерю прочности плит по одному из видов хрупкого разрушения (табл.1).

Таблица 1. Характеристика и результаты испытаний столбчатых фундаментов размером в плане 2,0×2,0 м

№ Фп по комби- квად- рату	Параметры образцов						Нагрузки, кН, соответствующие						
	Высота плиты, см	Опорная ступень, см×см	$\frac{l-l_{оп}}{2h}$	Кубиковая прочность бетона, МПа	Рабочая арматура		образо- ванию трещин		про- давли- ванию $R_{пр}$	раздроб- лению бетона сжатой зоны	срезу бетона сжатой зоны	разру- шаю- щей $R_{пред}^{оп}$	$\frac{R_{пред}^{оп}}{R_{пр}}$
					пло- щадь, см ²	класс							
1	24	30×30	3,5	10,6	не армирован		139	188 ^x	457		1059	850	1,9
2	40	60×60	1,8	19,5	не армирован		862	310 ^x	3545		4431	1650	0,5
3	32	70×70	2,0	33,0	не армирован		900	240	3767		4616	1140	0,3
4	8	50×50	9,4	42,0	не армирован		49	82	383		826	190	0,5
5	16	40×40	5,0	49,3	не армирован		186	75	818		1825	685	0,84
6	32	40×40	2,5	12,3	14,7	A-III	347	450	942	1038	1675	1340	1,4
7	8	70×70	8,1	19,2	4,0	A-I	44	65	284	59	461	290	1,0
8	40	30×30	2,1	29,8	24,1	A-III	854	1120	2169	1863	3975	3140	1,4
9	16	60×60	4,4	42,4	5,0	A-III	236	357 ^x	1014	238	1697	1384	1,4
10	24	50×50	3,1	49,3	11,3	A-III	507	630	1650	704	2852	2800	1,7
11	40	50×50	1,9	26,5	38,2	A-III	1066	810 ^x	2929	3802	4185	3550	1,2

№ Фп по комби- квად- рату	Параметры образцов						Нагрузки, кН, соответствующие							
	Высота плиты, см	Опорная ступень, см×см	$\frac{l-l_{оп}}{2h}$	Кубиковая прочность бетона, МПа	Рабочая арматура		образо- ванию трещин		про- давли- ванию $R_{пр}$	раздроб- лению бетона сжатой зоны	среза бетона сжатой зоны	разру- шаю- щей $R_{оп}$ $R_{пред}$	$R_{оп}$ $R_{пред}$	$R_{пр}$
					пло- щадь, см ²	класс								
12	16	30×30	5,3	20,7	15,6	A-III	118	273	325	440	920	882	2,7	
13	8	40×40	10,0	31,7	7,8	A-I	43	40 ^x	220	79	586	445	2,0	
14	24	70×70	2,7	31,7	26,0	A-II	591	930	1901	1567	2575	3250	1,7	
15	32	60×60	2,2	51,2	30,8	A-III	1136	1360	3478	2918	4825	4050	1,2	
16	16	70×70	4,1	21,8	21,6	A-III	224	380	775	1013	1152	1340	1,7	
17	32	50×50	2,3	20,0	54,3	A-II	675	950	1583	3065	2473	3750	1,5	
18	24	60×60	2,9	32,1	41,8	A-II	564	833 ^x	1579	2109	2400	2690	1,6	
19	40	40×40	2,0	40,0	56,0	A-III	1341	1650	3300	4943	5322	4980	1,9	
20	8	30×30	10,6	51,2	10,2	A-III	119	180 ^x	211	143	720	344	1,4	
21	8	60×60	8,8	11,8	12,4	A-III	35	75	160	191	301	305	1,9	
22	24	40×40	3,3	20,7	43,3	A-III	328	287	775	1988	1471	1050	1,4	
23	16	50×50	4,7	25,8	33,1	A-III	198	155	542	1071	1064	1076	2,0	
24	32	30×30		38,7	58,5	A-III	752	850 ^x	1561	3503	3268	2450	1,6	
25	40	70×70	2,7	53,0	72,2	A-III	2351	2230 ^x	7111	9539	8284			

Опыты проводили в железобетонном лотке размером 4,0×4,0×3,0(h) м (рис. 1), заполненном песком $M_k = 1,4$, высота слоя составляла 2,2–2,4 м, перед очередным испытанием песок раскапывали и послойно уплотняли до достижения объемной массы 1,65–1,7 т/м³.

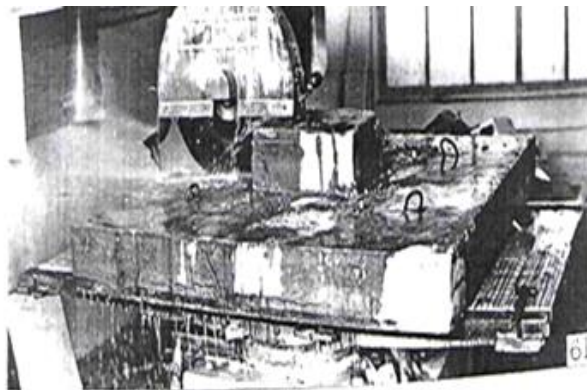


Рис. 1. Оборудование для проведения экспериментальных исследований

Нагрузку передавали центрально с установленной выдержкой на каждой ступени одним или двумя гидродомкратами 1 МН и 2 МН. В процессе возрастания уровня внешнего усилия, вплоть до разрушения фундамента, изучали деформации бетона, стержней арматурной сетки, трещинообразование, деформации поверхности плитной части, общую осадку конструкции и контактные напряжения в грунтовом основании.

Деформации бетона сжатой зоны и стержней арматурной сетки измеряли тензорезисторами с базой 20 и 50 мм с регистрацией показаний на цифровом измерителе деформаций ИДЦ-1. Прогибы поля плиты — индикаторами часового типа с диапазоном измерений от 0–10 мм. Осадку плит — прогибомерами марки 6ПАО с диапазоном измерений от 0–100 мм; контактные напряжения электротензометрическими месдозами. Фиксацию начала трещинообразования проводили методом акустической эмиссии, используя серийные пьезопреобразователи 150 кГц или высокочувствительные микрофоны [17]. Контроль ширины раскрытия трещин по граням плиты проводили с использованием микроскопа МПБ-3 с диапазоном измерений от 0–0,7 мм, контроль развития трещин и ширину их раскрытия проводили специально разработанными датчиками [1]. После испытаний часть образцов фундаментных плит, для изучения траектории внутреннего трещинообразования, в сечении по грани нагрузочной ступени, распиливали на камнерезном станке дисковыми пилами с алмазными резцами (рис. 1).

Проблема исследований и расчета прочности при продавливании фундаментов актуальна еще и потому, что в фундаментостроении, как и вообще в строительстве имеется тенденция к повышению классов бетона и снижению площади поперечного сечения конструкций. Конструкции фундаментов приближаются к обычным надземным конструкциям по процентам армирования и толщинам сечений. В то же время, не удастся значительно снизить высоту сплошных плитных конструкций фундаментов и ступеней фундаментов под колонны, так как она определяется в первую очередь расчетом на продавливание.

В расчетах прочности фундаментов, работающих в системе «грунтовое основание – фундамент», интенсивно развиваются направления, связанные с представлениями о грунте и железобетоне – как о вязких материалах, у которых физико-механические свойства и условия совместной работы зависят от времени, длительности действия нагрузки, трещинообразования, нелинейных изменений в грунте и железобетоне, жесткости надфундаментной конструкции [1, 4, 7, 8, 11, 18]. Разработаны, реализуемые на основе метода конечных элементов, программы расчета, позволяющие учитывать нелинейный характер работы системы [1, 4, 8, 14, 15]. рассматривается возможность применения в расчетах каркасно-стержневой аналогии в железобетоне [2, 3, 10, 12].

До последнего времени для расчета условно коротких железобетонных элементов, а с нашей точки зрения фундаменты мелкого заложения следует отнести к этому классу конструкций, использовались в основном два подхода: либо по методам теории упругости, либо по общим для железобетонных элементов методом расчета сечений, нормальных и наклонных, а

также на продавливание. Подобные приемы не отражают реального характера работы фундаментов в стадии, близкой к разрушению, и дают результаты, существенно отклоняющиеся от опытных, как правило, в сторону запаса, что приводит к излишнему расходу материалов. Анализ результатов экспериментально-теоретических исследований и вопросов конструирования фундаментов [5–7, 11, 15–18] позволяет сформулировать несколько выводов:

- с увеличением относительного вылета консоли фундамента возрастает вероятность хрупкого разрушения от продавливания, при этом на опорных плоскостях фундаментов трещинообразование приобретает локальный характер;

- пирамиды продавливания (точнее тела продавливания), получаемые после раздробления бетона сжатой зоны, его среза, а также и смятия под опорной ступенью имеют более сложную форму, чем герметически-правильная усеченная пирамида, угол наклона граней тела продавливания составлял 10° – 83° ;

- разрушению фундаментов от продавливания всегда сопутствовало образование и раскрытие трещин на подошве фундамента;

- предельные нагрузки при продавливании, определенные с использованием равномерно-распределенной эпюры нормальных контактных напряжений, были меньше опытных в среднем на 54%, степень превышения зависит от начальных параметров системы «грунтовое основание – фундамент»;

- размеры конструкции фундамента качественно влияют на механизм разрушения, схемы трещинообразования, напряжения в арматуре и бетоне; деформации натурных фундаментов имеют более сложное, часто несимметричное распределение в отличие от деформаций моделей фундаментов;

- характерной особенностью напряженно-деформированного состояния фундамента является неравномерное распределение изгибающих моментов и поперечных сил в ортогональных сечениях фундамента по контуру опорной ступени, концентрация местных нормальных и касательных напряжений в углах опорной ступени, как следствие перераспределения нормальных контактных напряжений в грунте; наблюдаемую концентрацию изгибающих моментов, поперечных сил у опорной части, работу продольной арматуры на срез рекомендуется учитывать при расчете прочности фундаментов.

Эксперименты на образцах фундаментов, а также фотоупругих моделях, равно как и теоретический анализ напряженно-деформированного состояния, проведенный различными способами с применением метода конечных элементов, теории одноосных напряженных состояний, теории равновесных полей напряжений показали, что в фундаментах можно выделить локальные полосы, зоны и поля, концентрированных напряжений, по которым происходит разрушение. Образование и раскрытие трещин на подошве фундамента еще более концентрирует потоки в четко очерченные полосы.

Наиболее оптимальным решением задачи представляется создание расчетной модели фундамента в виде каркасно-стержневого аналога, состоящего из наклонных сжатых бетонных полос и растянутых стержней арматурной сетки, замыкающихся в местах приложения внешней нагрузки и опорных реакций. В фундаментах задача усложняется тем, что отпор грунта, являющийся по существу внешней нагрузкой на фундамент, с различной степенью концентрации распределен по подошве фундамента. Определение мест приложения опорных реакций вызывает затруднение.

Предлагаемый метод расчета прочности основан на рассмотрении статически замкнутой равновесной схемы усилий в системе «грунтовое основание – фундамент», образующейся при формировании внутренней распорной стержневой системы в виде наклонных призм сжатия в процессе совместного деформирования фундамента и грунтового основания, рис. 2.

При этом исчерпание прочности фундамента происходит от разрушения некоторой условной пространственной призмы (точнее фигуры более сложной формы) от действия концентрированных потоков главных напряжений, приложенных к основанию призмы, ориентированной под углом « α » к основанию фундамента, с некоторым приближением аналогия с разрушением бетонной призмы при испытании ее на сжатие (на рисунке показано пунктиром). В рассматриваемом методе реализуется также перераспределение нормальных контактных напряжений.

Расчет фундаментов по наклонным сечениям (без поперечного армирования) производится из условия:

$$F \leq R_b u_1 l_c \sin \alpha. \quad (1)$$

В формуле (1) u_1 – среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований фигуры сжатия в пределах высоты сжатой зоны. При прямоугольном контуре площади сжатия с размерами $c_1 \times c_2$:

$$u_1 = 2(c_1 + c_2 + 2x), \quad (2)$$

то же при круглой с радиусом « r »

$$u_1 = \pi(2r + x), \quad (3)$$

где l_c – длина основания призмы сжатия, равная

$$l_c = \frac{x}{\cos \alpha}, \quad (4)$$

Высоту сжатой зоны бетона « x » определяем по формуле:

$$x = \frac{h_0 - c \cdot \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}^2 \alpha + 1}, \quad (5)$$

полученной из рассмотрения геометрических параметров распорной системы (см. рис. 2).

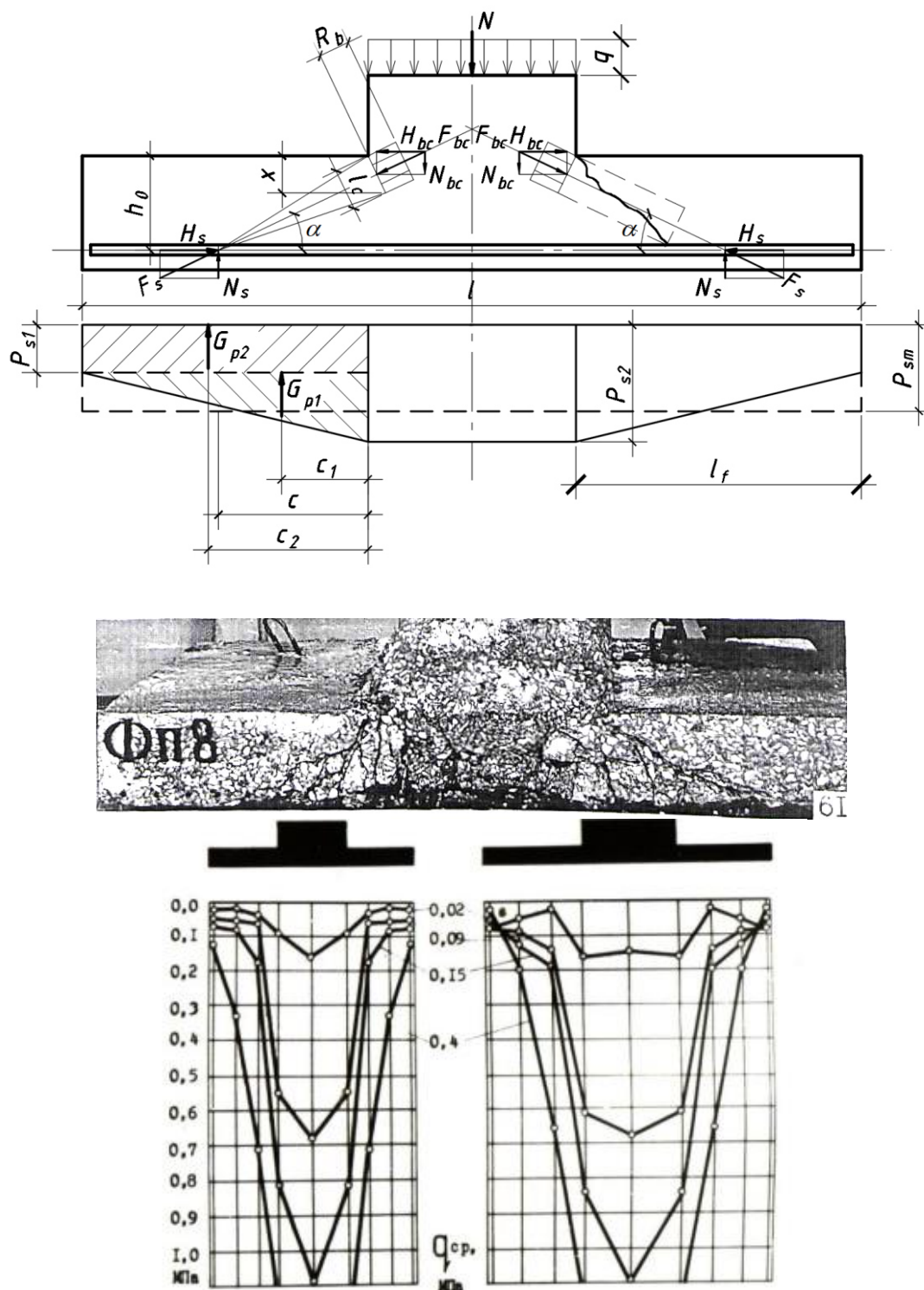


Рис. 2. Схема усилий в сечении фундаментной плиты, схема образования трещин и трансформация эпюр контактных напряжений

Подставляя в условие прочности (1) выражение « l_c », определенной по формуле (4) с учетом зависимости (5), после преобразования получим:

$$F \leq R_b u_1 \operatorname{tg} \alpha \frac{h_0 - c \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}^2 \alpha + 1}. \quad (6)$$

Разделим обе части уравнения (6) на $R_b u_1 h_0$ и выполним дифференцирование полученного выражения по $tg\alpha$, после не сложных математических преобразований получим:

$$tg\alpha = -\frac{c}{h_0} + \sqrt{\left(\frac{c}{h_0}\right)^2 + 1}. \quad (7)$$

В формулах (5)–(7) расстояние от грани опоры до точки приложения равнодействующей усилий отпора грунта «С» рекомендуется определять при перераспределении нормальных контактных напряжений, заменяя форму эпюры нормальных контактных напряжений с прямоугольного при традиционном расчете, на трапецевидную (рис.2) [9].

$$C = \frac{G_{p1}c_1 + G_{p2}c_2}{G_{p1} + G_{p2}}, \quad (8)$$

где G_{p1} и G_{p2} — части равнодействующего усилия от треугольной и прямоугольной эпюры соответственно, определяемые по формулам:

$$\begin{cases} G_{p1} = 0,5(p_{s2} - p_{s1})l_f; \\ G_{p2} = p_{s1}l_f; \end{cases} \quad (9)$$

где l_f — вылет консоли фундамента, соответственно точки их приложения от грани опоры

$$c_1 = \frac{1}{3}l_f; \quad c_2 = \frac{1}{2}l_f. \quad (10)$$

Нормальные контактные напряжения в сечениях по обрезу фундамента и грани опоры, определяем из условий

$$\begin{cases} p_{s1} = p_{sm} - \Delta p_s; \\ p_{s2} = p_{sm} + \Delta p_s, \end{cases} \quad (11)$$

где p_{sm} — среднее давление на грунт от расчетных нагрузок, определяемое по формуле

$$p_{sm} = \frac{N}{A_f}, \quad (12)$$

где A_f — площадь подошвы фундамента; Δp_s — дополнительные нормальные контактные напряжения определяем исходя из пропорциональной зависимости между напряжениями в основании и осадками фундамента, описываемой моделью упругого полупространства с одним коэффициентом пропорциональности по выражению

$$\Delta p_s = \frac{\Delta l_s N l_f}{0,28 h_0 S l}, \quad (13)$$

где Δl_s — продольные деформации арматуры, принимаемые 0,03 – 0,04 см в зависимости от условий эксплуатации фундаментов (уровня грунтовых вод, агрессии среды и т. д.); S — осадка фундамента, определяемая по схеме линейно-деформируемого основания.

Для проверки теоретических предложений и сравнения с рекомендациями норм анализируются экспериментальные результаты, описанные в работе [17]. В табл. 2 показаны результаты расчета несущей способности фундаментных плит по [13], по рассматриваемой методике и опытные данные.

Таблица 2. Результаты оценки точности расчета прочности фундаментов по наклонным сечениям

№ п/п	Расчетная схема	Расчет прочности	F_{test} / F_{calc}
1		$N_1 = \frac{\alpha R_b u h o}{1 - \frac{A_h}{A_f}},$ где $A_h = (b_c + 2h_o)(a_c + 2h_o)$	1.64
2		$N_2 = \frac{0.28 R_b u h o^2 S}{\Delta l_s l_f \left(\frac{0.28 h o S}{\Delta l_s l_f} - 1 + \frac{l_f - h o}{l_f} \right) \left(1 - \frac{A_d}{A_f} \right)}$	1.59
3		$N_3 = \frac{R_b u_1 x t g \alpha}{1 - \frac{A_c}{A_f}},$ где $A_c = (b_c + 0.5 l_f)(a_c + 0.5 l_f)$	1.31
4		$N_4 = \frac{0.28 R_b u_1 x t g \alpha h o S}{\Delta l_s l_f \left(\frac{0.28 h o S}{\Delta l_s l_f} - 1 + \frac{l_f - b_c}{l_f} \right) \left(1 - \frac{A_c}{A_f} \right)}$	0.98

Теоретические результаты расчета несущей способности по рассматриваемому методу лучше согласуются с экспериментальными данными, чем результаты расчетов с использованием СП [13]. Причем с увеличением жесткости фундаментных плит эта тенденция сохраняется, а также и возрастает степень приближения к опытным данным. Немаловажным фактором в пользу использования рассматриваемого метода является наглядность статической схемы деформирования системы «грунтовое основание—фундамент», сведение к минимуму различного рода условностей и предположений, присущих другим методам.

На этом основании можно сделать вывод о возможности оценки прочности плитных фундаментов на основе применения каркасно-стержневой модели.

Заключение

Применяемые в настоящее время методы расчета железобетонных фундаментов не в полной мере учитывают реальные особенности взаимодействия фундамента с грунтовым основанием в нелинейной постановке: перераспределение нормальных контактных напряжений в грунте, концентрацию изгибающих моментов, напряжений и усилий в сжатой зоне бетона, распорные усилия, силы зацепления в наклонной трещине, работу продольной арматуры на срез, реологические факторы.

Теории расчета прочности плитных фундаментов при продавливании основываются на различных предпосылках. В расчетные формулы вводятся эмпирические коэффициенты, различные прочностные характеристики бетона (R_b или R_{bt}), формы пирамиды продавливания. Часто проводится аналогия расчетов прочности нефундаментных конструкций с фундаментами. Конструктивные мероприятия по усилению прочности фундаментов по наклонным сечениям и против разрушения от продавливания сводятся в основном к предложению по постановке специального поперечного армирования, преднапряжению арматуры, увеличению сечения бетона.

Имеются значительные запасы прочности в величинах теоретических разрушающих нагрузок при разрушении фундаментов по наклонным сечениям, завершающееся продавливанием, и их фактическими значениями. Предложена методика расчета, которая позволяет учитывать особенности силового взаимодействия фундамента с грунтовым основанием в нелинейной постановке и повысить точность расчета и проектирования фундаментов.

Список источников

1. Анищенко, Е. Ю. Программа расчета параметров столбчатого фундамента на продавливание и трещинообразование / Е. Ю. Анищенко, С. И. Евтушенко, Г. М. Скибин // Сб. III Междунар. науч.-практ. конф.: Компьютерные технологии в науке, производстве, социальных и экономических процессах. – Новочеркасск: Темп, 2002. – Ч. 3. – С. 27-30.
2. Дыба, В. П. К расчету взаимодействия железобетонного фундамента с грунтовым основанием при предельной нагрузке / В. П. Дыба, М. П. Матвиенко // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8, № 2. – С. 87–95. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.08.
3. Прочность плитных фундаментов по наклонным сечениям / А. С. Залесов, А. Н. Тетиор, С. В. Родин, А. М. Лехно // Бетон и железобетон. – 1987. – № 10. – С. 45-46.
4. Карпенко, Н. И. Трещиностойкость и жесткость железобетонных плит с трещинами при совместном действии моментов и мембранных сил / Н. И. Карпенко, В. С. Кукунаев // В кн. Предельное состояние элементов железобетонных конструкций НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 72-158.
5. Качановский, С. Г. Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание / С. Г. Качановский // В сб.: Новые исследования железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. – М.: НИИЖБ, 1982. – С. 96-105.
6. Крылов, С. М. Соппротивление плоских железобетонных элементов местному сжатию / С. М. Крылов, Л. Н. Зайцев, И. С. Ульбиева // Бетон и железобетон. – 1985. – № 6. – С. 8-9.

7. Мурзенко, Ю. Н. Результаты экспериментальных исследований совместной работы моделей железобетонных фундаментов под колонны зданий и песчаного основания / Ю. Н. Мурзенко, С.И. Евтушенко, Е. Ю. Анищенко // Сб. IV Междунар. науч.-практ. конф.: Моделирование. Теория, методы и средства. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2004. – Ч. 4. – С. 43-49.
8. Мурзенко, Ю. Н. Расчет сборного плитного фундамента кинематическим методом предельного равновесия / Ю. Н. Мурзенко, А. А. Цесарский, С. И. Евтушенко // Сб.: Исследование и расчеты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы. – Новочеркасск: Новочеркасский ПИ, 1986. – С. 80-89.
9. Родин, С. В. Расчет фундаментов с учетом перераспределения усилий / С. В. Родин // Сб. Исследование и разработка методов расчета оснований и прочности фундаментов с применением нелинейных теорий деформирования. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 1984. – С. 62-67.
10. Родин, С. В. Каркасно-стержневая аналогия в расчетах прочности плитных фундаментов / С. В. Родин, П. А. Литовченко // Сб. Прочность и трещиностойкость коротких железобетонных элементов. - Казань, 1989. – С. 30-71.
11. Продавливание железобетонных фундаментных плит [Электронный ресурс] / С.В. Родин, Э.М. Меннанов, Ю.Г. Богуцкий, Д.А. Калафатов // Строительство и технологическая безопасность. 2025. № 38(90). с.19-27. DOI: 10.29039/2413-1873-2025-38-19-27.
12. Родин, С. В. Силовое взаимодействие фундаментов мелкого заложения с грунтовым основанием: монография / С. В. Родин, Э. М. Меннанов, Ю. Г. Богуцкий; Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского. – Симферополь: Ариал, 2024. – 258 с.
13. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции». [Текст]. – М.: Минрегион России, 2018. – 143 с.
14. Соломин, В. И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций / В. И. Соломин, С. Б. Шматков. – М.: Стройиздат, 1986. – 207 с.
15. Сорочан, Е. А. Исследование работы квадратных железобетонных фундаментов стаканного типа под колонны промышленных зданий во взаимодействии с песчаным основанием. Рекомендации по проектированию фундаментов / Е. А. Сорочан, А. В. Вронский, Ю. А. Рогатин. – М.: НИИОСП, 1976. – 66 с.
16. Тетиор, А. Н. О механизме хрупкого разрушения столбчатых фундаментов / А. Н. Тетиор, С. В. Родин // Бетон и железобетон, 1982. – № 9. – С. 43-44.
17. Родин, С. В. Экспериментальные исследования работы столбчатых фундаментов на моделях: монография / С. В. Родин, С. И. Евтушенко, Д. А. Калафатов; Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского. – Новочеркасск: Лик, 2024. – 183 с.
18. Политов, С. И. Экспериментальные и теоретические исследования работы плитных фундаментов: монография / С. И. Политов, С. И. Евтушенко, Д. А. Калафатов; Крымский федеральный университет им. В.И. Вернадского. - Новочеркасск: Лик, 2024. – 198 с.
19. Talbot, A.N. Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings // Univ. Illinois Eng. Exp. Stat. Buld., 1913 - № 67. - p. 88-103.

© Родин С. В., Меннанов Э.М.,
Калафатов Д. А., Богуцкий Ю. Г., 2026