СССР
МИНИСТЕРСТВО
СТРОИТЕЛЬСТВА ПРЕДПРИЯТИЙ ТЯЖЕЛОЙ ИНДУСТРИИ

ТЕХНИЧЕСКОЕ УПРАВЛЕНИЕ

ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ВОДОСНАБЖЕНИЯ, КАНАЛИЗАЦИИ, ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ
И ИНЖЕНЕРНОЙ ГИДРОГЕОЛОГИИ
„ВОДГЕО"

Аспирант **М. В. МАЛЫШЕВ**

РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель—профессор, доктор технических наук *М. М. Гришин*

МОСКВА—1950

ВВЕДЕНИЕ

Проблема устойчивости сооружений, возводимых на нескальных основаниях, обладающих относительно невысокой прочностью, является весьма важной, так как от правильного ее решения зависит как, с одной стороны, надежность сооружения, так, с другой стороны, его стоимость.

Поскольку многие сооружения, в частности гидротехнические, являются сооружениями весьма ответственными и дорогими, то отсюда ясно, что правильной оценке устойчивости сооружений должно быть уделено достаточное внимание.

Под расчетом прочности основания понимается определение его несущей способности, т. е. предельной нагрузки, которая может быть передана от сооружения через фундамент основанию.

В области исследования работы оснований и создания способов расчета последних ведущая роль по праву принадлежит отечественным и в том числе, главным образом, советским ученым.

Первую попытку определения несущей способности основания сделал в середине прошлого столетия русский инж. Паукер, который вывел свою, ставшую общеизвестной, формулу необходимой минимальной глубины заложения фундамента, покоящегося на песчаном основании.

Позднее наши знания в отношении характера работы оснований значительно обогатились как экспериментальными, так и теоретическими исследованиями проф. В. И. Курдюмова, инж. Янковского, проф. С. И. Белзецкого.

Дальнейшим весьма существенным вкладом в дело расчета прочности оснований явилась схема проф. Н. М. Герсеванова, приведенная им впервые в 1923 году.

Затем следует отметить предложение инж. П. П. Лаупмана, существенно дополнившего метод проф. Герсеванова. Применительно к устойчивости плотин, в предположении круглоцилиндрических поверхностей скольжения, проф.

М. М. Гришин в 1935 году предложил графоаналитический метод расчета, который получил значительное распространение.

Способу расчета устойчивости плотин с применением круглоцилиндрических поверхностей скольжения посвящены исследования инж. Тер-Аракелян и инж. В. И. Швей.

В 1949 году докт. техн. наук М. И. Горбуновым-Посадовым были разработаны графики для расчета прочности оснований, также в предположении круглоцилиндрических поверхностей скольжения, для фундаментов с различным заглублением.

Исходя из возможности представления напряженного состояния грунтового массива формулами теории упругости вели исследования проф. Н. П. Пузыревский, проф. И. В. Яропольский, инж. С. П. Шеляпин, инж. П. И. Морозов и другие.

Особо стоит группа способов, исходящих из того, что некоторая область основания, прилегающая непосредственно к сооружению, в момент потери последним устойчивости вся находится в предельно напряженном состоянии.

В 1938 году В. И. Новоторцев опубликовал свой метод определения несущей способности оснований, загруженных как только вертикальной, так и вертикальной совместно с горизонтальной нагрузками.

Расчетные выкладки по способу В. И. Новоторцева были значительно упрощены благодаря графикам, предложенным В. К. Ремизниковым.

К сожалению, схема Новоторцева содержит в себе некоторые условности.

Теория предельно напряженного состояния сыпучей среды получила свое наивысшее развитие в связи с работой чл. корр. АН СССР В. В. Соколовского „Статика сыпучей среды“, появившейся в свет в 1942 году. Среди задач, решенных В. В. Соколовским (в предположении тяжелой сыпучей среды, обладающей сцеплением), находится задача об определении несущей способности основания, загруженного любой нагрузкой.

В 1948 году вышла работа проф. С. С. Голушкевича „Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды“, в которой дана схема решения задач предельно напряженного состояния графоаналитическим путем. Принципиально новых положений, по сравнению с работой В. В. Соколовского, как в отношении постановки задач, так и в отношении получаемых результатов данная работа не содержит.

Основные экспериментальные исследования с целью изучения устойчивости сооружений, в том числе и гидротехнических, проводятся в институте „ВОДГЕО“ в Москве и в институте Гидротехники (ВНИИГ им. академика Б. Е. Веденеева) в Ленинграде.

В последнее время общее мнение исследователей сходится к необходимости решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности, так как в некоторых областях основания, прилегающих к сооружению, при воздействии на него нагрузки возникает состояние предельного равновесия, в то время как остальная часть основания находится в так называемом „упругом“ состоянии (точнее: не предельно напряженном), причем при увеличении нагрузки область предельных напряжений увеличивается, вследствие чего происходит некоторое перераспределение напряжений.

При строгой постановке задачи следует рассматривать „упругую“ и „пластическую“ области во взаимодействии друг с другом.

Общий метод В. В. Соколовского не дает, к сожалению, возможности решить задачу для жесткого фундамента, так как для ее постановки необходимо знать истинное распределение напряжений под штампом, т. е. граничные условия должны быть выражены в напряжениях.

Способ В. В. Соколовского не предполагает далее наличия упругого ядра, находящегося непосредственно под фундаментом, существование которого доказано экспериментально.

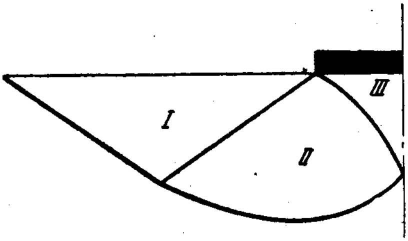
Для случая идеально сыпучей среды и штампа, находящегося непосредственно на поверхности, т. е. без заглубления в массив основания, несущая способность основания по методу В. В. Соколовского также не может быть определена.

В связи с тем, что метод В. В. Соколовского не дает возможности определения несущей способности в указанных случаях, а другие способы расчета дают результаты, сильно расходящиеся с экспериментами, данная работа посвящена, в основном, созданию способа определения несущей способности песчаного основания с учетом существования в основании в момент предельной устойчивости сооружения как зон пластических, так и зон упругих.

Помимо этого, в работе делается попытка применения к расчету песчаного основания модели нелинейно деформируемой среды. Такой подход также может рассматриваться как один из возможных подходов к решению смешанной упруго-пластической задачи.

I. О НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ

На основе экспериментальных исследований удалось установить, что по характеру напряженного состояния часть основания, непосредственно прилегающую к фундаменту, можно разделить на три зоны, как указано на рис.



I—зон минимально напряженного состояния,

II—переходную зону—„клин“,

III—упругое ядро.

Зоны I и II находятся в момент равенства внешней нагрузки на штамп несущей способности основания в предельно напряженном состоянии.

Линии скольжения в I зоне представляют собой 2 семейства прямых, одно из которых выходит на поверхность под углом $\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}$ (где ρ—угол внутреннего трения среды), а второе составляет с ним угол $\frac{\pi}{2} + \rho$. Отношение напряжений, действующих по горизонтальным площадкам к действующим по вертикальным площадкам, равно $\frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{1+\sin\rho}{1-\sin\rho}$.

Границей между I и II зонами является прямая, причем последняя не совпадает с линией скольжения I зоны (как это, например, имеет место в решении Новоторцева), а является лишь геометрическим местом точек касания линий скольжения II зоны (кривые) и линий скольжения I зоны (прямые).

Предварительно рассматривается невесомый клин, находящийся в предельно напряженном состоянии, причем предполагается, что вдоль радиусов-векторов его напряжения изменяются по линейному закону.

Решение диференциального уравнения предельного равновесия

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial\varphi}{\partial r}+\frac{1}{r^2}\cdot\frac{\partial^2\varphi}{\partial\Theta^2}-\frac{\partial^2\varphi}{\partial r^2}\right)^2+4\left[\frac{\partial}{\partial r}\left(\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial\varphi}{\partial\Theta}\right)\right]^2}}{\left(\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial\varphi}{\partial r}+\frac{1}{r^2}\cdot\frac{\partial^2\varphi}{\partial\Theta^2}+\frac{\partial^2\varphi}{\partial r^2}\right)}=\sin\rho$$

отыскивается для функции напряжений $\varphi = r^3 f(\Theta)$, причем $f(\Theta) = Ce^{m\Theta}$, где $m = \pm \sqrt{8\mathrm{tg}^2\rho - 1}$.

Известное решение Прандтля (невесомый клин с равномерной вдоль радиусов-векторов нагрузкой) дается для функции напряжений $\varphi = r^2 f(\Theta)$.

В случае учета собственного веса клина решение диференциального уравнения предельного равновесия можно получить приближенным способом, разбивая последний на ряд достаточно малых секторов.

Линии скольжения II зоны представляют собой два семейства логарифмических спиралей (в решении Прандтля, использованном В. И. Новоторцевым, одно семейство представляет собой также логарифмические спирали, а вторым семейством являются радиусы-векторы, исходящие из вершины клина).

Величина постоянной C определяется исходя из условия отсутствия разрыва в напряжениях при переходе из I зоны в зону II.

Границей упругого ядра является одна из линий скольжения зоны II (так как на границе ядра должно иметь место предельное равновесие), т. е. в случае неучета собственного веса переходной зоны—логарифмическая спираль, а в случае учета—близкая к ней кривая.

Упругое ядро как в случае, когда штамп загружен одной вертикальной симметричной нагрузкой, так и в случае, когда к штампу приложена еще и сдвигающая сила, можно очертить исходя из несложных геометрических построений, приведенных в работе.

Характерным является то, что ядро начинается не непосредственно у граней штампа, а в некотором расстоянии от них; это обстоятельство хорошо согласуется с данными эксперимента и особенно наглядно представляется результатами опытов по сдвигу штампа.

Автором был проведен ряд опытов (более 250) с целью определения характера линий скольжения, имеющих место в натуре, а также очертания упругого ядра, находящегося непосредственно под штампом. Опыты производились в лотке для штампа, загруженного одной вертикальной нагрузкой, как поверхностного, так и заглубленного в основание, а также штампа, к которому помимо вертикального было приложено еще и горизонтальное сдвигающее усилие.

Для установления линий скольжения применялся метод фотофиксации, предложенный проф. В. И. Курдюмовым и заключающийся в том, что в процессе съемки происходит изменение нагрузки на штамп, последний перемещается, перемещаются и частицы, находящиеся вблизи штампа; таким образом они получаются размазанными на снимке, частицы же, перемещение которых не имеет места, получаются на негативе четкими.

Для выявления очертаний упругого ядра был также применен способ фотофиксации, причем в этом случае фотоаппарат не находился неподвижным в процессе съемки, как при фиксации линий скольжения, а был скреплен со штампом (при помощи кронштейна), что создавало ему перемещения, равные перемещениям самого штампа в процессе опыта. Таким образом, часть грунта, имевшая перемещения, равные перемещениям штампа, получалась на негативе отчетливо, в то время как остальная часть была смазанной. Опыты по фотофиксации линий скольжения и очертания упругого ядра позволили установить, что угол выхода линий скольжения на поверхность составляет $\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}$, причем в зоне I (см. рис.), где в теоретических исследованиях принимается напряженное состояние по Ренкину ($\tau_{xy} = 0$), они представляют собой отрезки прямых. Линии скольжения в зоне II криволинейны и весьма близко походят на логарифмические спирали; линии эти сопрягаются с линиями скольжения I зоны плавно. Подтверждается существование упругого ядра под штампом, которое очерчивается не двумя прямыми, как это предполагалось на основе решения Прандтля-Новоторцева, а двумя кривыми линиями, вогнутыми по отношению к подошве штампа и начинающимися не у края его, а в некотором расстоянии.

В части основания, расположенной ниже подошвы фундамента заглубленного штампа, линии скольжения носят тот же характер, что и под незаглубленным; зафиксировано наличие упругого ядра под заглубленным штампом. Ядро имеет в этом случае то же очертание, что и для незаглубленного штампа (характерны та же вогнутость ядра и та же относительная высота его). При исследовании линий скольжения для сдвигаемого штампа обнаружено, что последние имеют также плавный характер, выход их на поверхность происходит под углом $\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}$, в переходной зоне они близки по своему очертанию к логарифмическим спиралям. Под сдвигаемым штампом образуется, в случае сдвига штампа с захватом части основания, упругое ядро, представляющее собой как бы одно неразрывное целое со штампом; очертание этого ядра весьма близко совпало с тем, которое получено в этом случае теоретическим путем, причем ядро в опытах начинается не от верховой кромки штампа, а где-то в средней части его.

Таким образом, резюмируя вышеизложенное, можно считать, что результаты теоретических исследований в отношении очертания линий скольжения и упругого ядра под штампом достаточно близко совпали с тем, что имеет место в опытах.

Несущая способность основания может быть определена как площадь эпюры „нагрузок“ на ядро.

Чтобы установить зависимость между углом внутреннего трения и несущей способностью основания, расчет производился для пяти значений $\rho = 25°, 30°, 33°, 36°, 40°$.

Для указанных значений угла внутреннего трения в работе приводятся графики линий скольжения (сетка скольжения) и графики изолиний напряжений σ_x; σ_y; τ_{xy}. Имея очертание упругого ядра (последнее находится весьма несложно при помощи графиков линий скольжения и некоторых зависимостей, указанных в работе) и „загрузив“ его, получаем эпюру нагрузок на ядро (вертикальных и горизонтальных), равных по величине и противоположных по знаку максимально возможной внешней нагрузке.

Для определения устойчивости штампа, подвергающегося воздействию вертикальных и горизонтальных усилий, следует построить кривые $S_{кр}=f(P)$, где $S_{кр}$—горизонтальное усилие и P—вертикальное усилие (графики подобного типа предложены В. И. Новоторцевым).

В случае, когда на штамп действует только одно вертикальное усилие, и исходя из теории подобия, определены для указанных значений угла внутреннего трения величины безразмерного параметра, характеризующего несущую способность основания (для незаглубленного фундамента).

По кривой зависимости данного параметра от угла ρ подобрана для удобства пользования эмпирическая формула:

$$\sigma_{уср} = \gamma a (771^{\operatorname{tg}\rho} - 1),$$

где $\sigma_{уср}$—среднее напряжение на фундамент, соответствующее предельно устойчивому состоянию;
a—полуширина фундамента;
γ—объемный вес грунта.

Исходя из некоторых предварительных соображений ту же формулу для случая заглубленного фундамента и при наличии сцепления в грунте можно записать:

$$\sigma_{уср} = \gamma a \left\{ 771^{\operatorname{tg}\rho} - 1 + \frac{h}{a} \cdot \frac{1 + \sin\rho}{1 - \sin\rho} e^{\pi \operatorname{tg}\rho} + \right.$$

$$\left. + \frac{C}{\gamma a} \operatorname{ctg}\rho \left(\frac{1 + \sin\rho}{1 - \sin\rho} e^{\pi \operatorname{tg}\rho} - 1 \right) \right\},$$

где h—заглубление фундамента;

C—величина сцепления.

Однако возможно, что среднее давление, соответствующее несущей способности основания и полученное по этой формуле, окажется несколько меньшим, чем оно будет в натуре.

Для сравнения несущей способности основания, определенной различными способами (для сыпучей среды в случае незаглубленного вертикально нагруженного фундамента) и выраженной безразмерным параметром $\sigma_{уср}$, приведем следующую таблицу.

Способ определения несущей способности	Угол внутреннего трения				
	25°	30°	33°	36°	40°
Инж. Шеляпина С. П.	3,9	6,6	8,7	11,9	18,0
Проф. Белзецкого С. И.	8,0	14,0	20,0	26,9	43,0
Докт. техн. наук Горбунова-Посадова М. И. и Кречмера В. В.	9,5	17,7	27	40,5	66,8
Инж. Новоторцева В. И.	17,0	35,1	56,0	93,2	161,0
Предлагаемый способ	21,2	45,4	74,0	124,2	263,6
По данным экспериментов автора . .	—	от 60	до 76	—	—

Как следует из табл., вычисленные по формуле автора величины несущей способности достаточно близко совпали с тем, что имело место в натуре.

Средние давления, определенные по указанному способу, соответствуют разрушающей нагрузке. Для того чтобы получить допускаемые давления, следует ввести коэфициент запаса.

В работе приводятся построенные теоретически графики зависимости высоты ядра от угла внутреннего трения для случая действия на штамп одной только вертикальной нагрузки и длины призмы выпирания, а также линии нулевых напряжений от угла внутреннего трения для любого вида рассматривавшихся нагрузок.

II. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ В ОСНОВАНИИ В ПРЕДПОЛОЖЕНИИ НЕЛИНЕЙНОЙ ЗАВИСИМОСТИ МЕЖДУ НАПРЯЖЕНИЯМИ И ДЕФОРМАЦИЯМИ

В качестве одного из подходов к решению смешанной упруго-пластической задачи считается возможным подход на основе нелинейной (физически) деформируемости среды.

Основными уравнениями для решения поставленной задачи будут два уравнения равновесия и уравнение совместности, выражающее собой условие неразрывности деформаций. Физический закон, связывающий напряжения с деформациями, устанавливается экспериментально.

Для грунтов „модуль" сдвига вообще говоря не является, как это показывают опыты, величиной постоянной, а зависит от напряженного состояния, в то время как модуль объемного сжатия в первом приближении может быть принят величиной постоянной.

Для того чтобы установить зависимость между напряжениями и деформациями, был произведен цикл опытов по определению сопротивления грунта скашиванию. С этой целью был сконструирован специальный прибор, аналогичный прибору проф. Г. И. Покровского („Сопротивление грунта скашиванию", сб. ВИОС № 1, 1933). Опыты (более 150) проводились с песком при разных вертикальных нагрузках и с образцами различной высоты (с целью исключения влияния трения по боковым пластинам прибора).

В результате обработки опытов была получена зависимость между „модулем" сдвига G и интенсивностью деформаций сдвига Γ в форме:

$$G(\Gamma) = \frac{A\sigma}{B\sigma + \Gamma},$$

где A и B являются физическими константами.

Следует указать, что исследованиями зависимости модуля сдвига от напряженного состояния для грунтов впервые занимался А. И. Боткин (Известия НИИГ, тт. 24, 26, 28).

Окончательно зависимость между напряжениями и деформациями может быть выражена следующим образом:

$$\varepsilon_r = \frac{B\sigma (R_r - \sigma)}{2A\sigma - \sqrt{(R_r - \Theta_\theta)^2 + 4R^2_\theta}} + K\sigma,$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{B\sigma (\Theta_\theta - \sigma)}{2A\sigma - \sqrt{(R_r - \Theta_\theta)^2 + 4R^2_\theta}} + K\sigma,$$

$$\gamma_{r\theta} = \frac{2B\sigma R_\theta}{2A\sigma - \sqrt{(R_r - \Theta_\theta)^2 + 4R^2_\theta}},$$

где K—модуль объемного сжатия;

σ—среднее напряжение.

Подставляя приведенные зависимости в уравнение неразрывности деформаций, можно получить уравнение совместности, выраженное в напряжениях. Решение этого уравнения, при выполнении граничных условий и должно являться решением соответствующей задачи.

Оказывается, что при весьма малых деформациях сдвига, при испытании сопротивляемости образца скашиванию, модуль сдвига можно полагать с достаточной точностью постоянным и независящим от напряженного состояния. Определив таким образом модуль сдвига, можно перейти от него к модулю деформации E, пользуясь известной из сопротивления материалов зависимостью, существующей между ними.

В работе рассматривались задачи о напряженном состоянии в полуплоскости в случае приложения на границе последней сосредоточенной, ориентированной любым способом силы и равномерно распределенной нормальной нагрузки, расположенной на некотором конечном участке границы полуплоскости.

Функция напряжений для задачи о сосредоточенной силе имеет тот же вид, что и в случае решения ее в предположении линейной деформируемости среды, т. е. задачи Фламана.

В задаче о равномерно распределенной нагрузке, нормальной границе полуплоскости и приложенной на некотором конечном участке, автор, введя некоторые допущения в отношении возможности суммирования двух видов нагрузки, так как иначе эта задача представляется практически неразрешимой, получил напряженное состояние, аналогичное приводящемуся для тех же граничных условий в классической теории упругости.

Необходимо отметить, что решение задач в предположении нелинейной деформируемости среды сопряжено с чрезвычайно большими сложностями.

Результаты же, полученные автором для рассмотренных задач, указывают на то, что напряженное состояние в этой постановке ничем не отличается от того, которое получается при решении тех же задач в рамках классической теории упругости.

Отличие в результатах по нелинейной и линейной гипотезам деформируемости материала будет сказываться при переходе к деформациям. Отличия в напряженном состоянии следует ожидать в том случае, когда граничные условия заданы в деформациях (вторая и третья основные задачи по Н. И. Мусхелишвили). Однако решение такого рода задачи сопряжено с условностью, так как, строго говоря, принцип независимости действия сил не может быть использован при наличии нелинейной деформируемости среды.

То, что результаты по линейной и нелинейной гипотезам для решенных автором задач оказались одинаковыми, объясняется использованием в одном и другом случае в качестве условия совместности уравнения неразрывности деформаций. Деформации же связаны взаимно однозначным соответствием с напряжениями. Таким образом, уравнение неразрывности деформаций выражает также и условие неразрывности напряжений.

III. ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Основные выводы, сделанные в заключение работы, сводятся к следующему:

1. Результаты определения несущей способности основания, полученные по существовавшим до сего времени способам расчета, резко расходятся с величинами, полученными опытным путем.

Формы зоны выпирания по этим расчетным схемам также не совпадают с тем, что имеет место в экспериментах.

Общий метод чл. корр. АН СССР В. В. Соколовского не дает возможности определения несущей способности песчаного основания при отсутствии заглубления фундамента в грунт, а также не позволяет определить несущую способность для жесткого штампа и не учитывает существование упругого ядра под ним.

2. В работе поставлена задача об определении несущей способности основания и формы зоны выпирания при загрузке последнего жестким штампом, находящимся на поверхности, с учетом существования в основании как зон предельно напряженного состояния, так и зон упругих (ядро под штампом).

Как несущая способность, так и формы зоны выпирания, полученные теоретическим путем, хорошо совпали с тем, что имеет место в экспериментах. То же можно сказать и в отношении очертания упругого ядра.

3. Для переходной зоны (клина) в работе получено решение с использованием функции напряжений $\varphi = r^n f(\Theta)$. Имеющееся в литературе решение той же задачи Прандтля составляет некоторый частный случай решения, полученного автором.

4. В работе дается формула для определения несущей способности основания в случае, когда штамп, находящийся на поверхности, загружен симметричной вертикальной нагрузкой.

Для предварительных подсчетов приводится формула определения несущей способности основания в случае заглубления штампа, а также и наличия сцепления в грунте.

Разработан способ расчета устойчивости штампа в случае, когда к последнему приложено, помимо вертикального, еще и сдвигающее усилие.

5. Теоретическими исследованиями установлено, что на несущую способность основания крайне сильно влияет величина угла внутреннего трения. Поэтому разработке способа достаточно достоверного определения этой характеристики должно быть уделено первостепенное внимание.

6. На основе экспериментов установлена формула для „модуля“ сдвига, который для грунтов является, строго говоря, переменным и зависящим от напряженного состояния:

$$G\ (\Gamma) = \frac{A\sigma}{B\sigma + \Gamma}.$$

При весьма малых перемещениях модуль сдвига можно с достаточной для практических целей точностью считать постоянным.

Тогда при посредстве известного из опытов коэфициента Пуассона можно осуществить переход к модулю деформации E. Таким образом, по результатам испытания сопротивления грунта скашиванию можно в лабораторных условиях определить модуль деформации грунта.

7. Подход к решению смешанной упруго-пластической задачи, как к задаче нелинейной теории упругости, не оправдывает себя, так как в этом случае, благодаря использованию в качестве уравнения совместности уравнения неразрывности деформаций при граничных условиях, заданных в напряжениях, напряженное состояние совпадает с тем, что мы получаем, решая те же задачи в рамках классической теории упругости.

Решение задачи в предположении нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями представляет исключительно большую сложность.