Едно решение за носещата способност на земната основа под плоски фундаменти

Г.Илов

Основното изчисление за земната основа при натоварване чрез фундаментите на строителните конструкции е "проверката на нейната носеща способност". Този проблем по същество е аналогичен на изследването на устойчивостта на конструкциите или елементи от тях.

За определяне на носещата способност или на максималната сила, която почвата под фундамент може да поеме са известни значително количество решения. От 1983 год. (за СНиП и DIN още по-рано) за нормативно решение у нас се приема това на Бринч Хансен и сякаш с него въпросът за устойчивостта или за носещата способност в неговата практическа светлина е решен и по-късно "узаконен" в Еврокод 7. В същност е утвърдена нормативно една компилативна формула за изчисляване на тази сила, която за практиката изглежда като едно "добро" решение, даващо най-истинни резултати за носещата способност.

Оказва се обаче, че формулата на Бринч Хансен

$$\Phi=B.L.[c.N_c.s_c.i_c+\gamma.t.N_q.s_q.i_q+\gamma.B.N_\gamma.s_\gamma.i_\gamma]$$

няма универсални възможности, каквито една формула от подобен ранг следва да има. Тя например:

- не отчита "ефекта на ивицата" (т.е. теоретично важи за ивични фундаменти);
- не отчита друго ниво на вода освен съвпадащо с основната плоскост на фундамента;
- не може да се използва (независимо казаното в чл. 71 на [1]) за дву- или повече пластова среда;
- не може да отразява влиянието на сеизмичните сили (независимо също от упоменатото в чл.130 на [1]);
- не може да се прилага при наклонени терени (независимо от съдържанието на чл. 73 на [1]);
- не може да се прилага при наклонена основна плоскост.

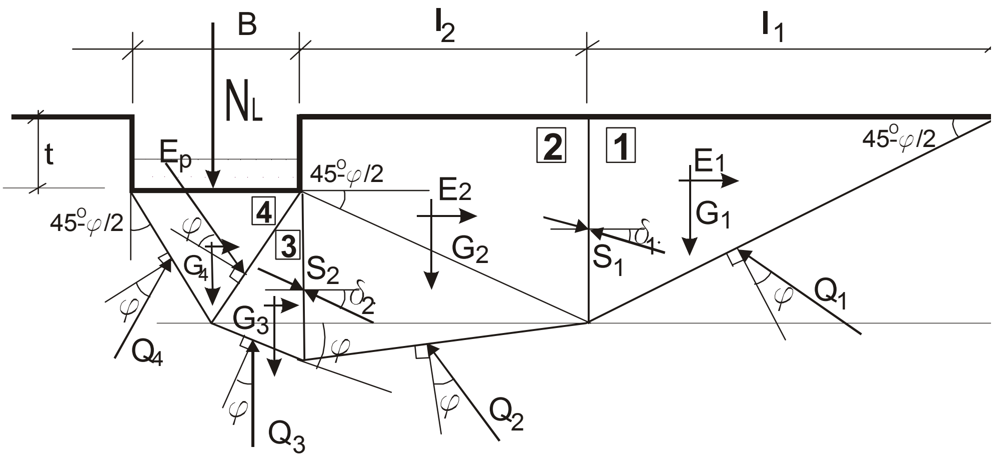
Всички тези недостатъци на формулата са много сериозни. Това се знае от много отдавна и също от много отдавна се прилага, като напълно субективно например се увеличава величината на коефициента на сигурност за сметка на горните неопределености.

Все по този повод особено ясно бихме желал да обърнем внимание на записаното в чл. 130 на [2] по повод оразмеряването на основната плоскост от земетръсни въздействия, където много елементарно се “решава” въпроса (и между впрочем изключително погрешно) в случай на сеизмични товари.

Действително в практиката са известни решения, които частично отразяват горните особености на средата (наречена земна основа). Като се започне от универсалното кръгово-цилиндрично плъзгане на Фелениус (и цялото последващо негово развитие) и се стигне до използване на старата идея на Бельзецки – решение на база “активен-пасивен” земен натиск.

Целта на тази статия е да предложи **едно решение** на въпроса за устойчивостта при случай на по сложен терен, наличие на почвени води и в случай на сеизмични въздействия. При това то няма претенциите за универсалност, но поради простата му и ясната схема, може да се използва за почти всички случаи, които попадат извън обхвата на формулата на Бринч Хансен.

Първо - решението е равнинно (за сигурност, както е и при Бринч Хансен). **Второ** - то наподобява (фиг.1) едностранно плъзгане, като схема на разрушение. **Трето** - загубата на устойчивост се свързва с разрушение, следствие плъзгане на съответна част от почвената среда по начупена плъзгателна повърхнина и **четвърто** решението е графично, със всичките му предимства и недостатъци.



Фиг. 1. Обща изчислителна схема на решението

Решението ползва следните предпоставки:

- приема се, че загубата на устойчивост се проявява чрез плъзгане по начупена плъзгателна повърхнина. При избора на схемата се приемат (запазват) по очертание двете зони - на максимално и минимално напрегнато състояние на Прандл, а зоната на “радиалните премествания” се заменя с двойно начупен участък от плъзгателната повърхнина – започващ с наклон – съвпадащ с ъгъла вътрешно триене на почвата (иначе казано приема се, че наклонът на плъзгателната равнина в участък 3 е под ъгъл φ);

- частта от масива, заключена между начупената плъзгателна повърхнина и терена се разделя на четири участъка с вертикални граници между 1,2 и 3 участък;
- **приема се,** че в процеса на разрушение ще се получи различно по размер взаимно преместване в границите между съответните участъци, като това ще доведе до мобилизиране и на различно по размер триене. В границата между 3 и 4 участък (там се предполага най-голямо взаимно преместване) триенето ще съответства на ъгъл на вътрешно триене на средата; в границата между 2 и 3 участък – тя съответства на ъгъл на триене равен на две трети от ъгъла на вътрешното триене на почвата; в границата между 1 и 2 участък степента на мобилизиране на триене е равна на една трета от ъгъла на вътрешното триене на почвата.

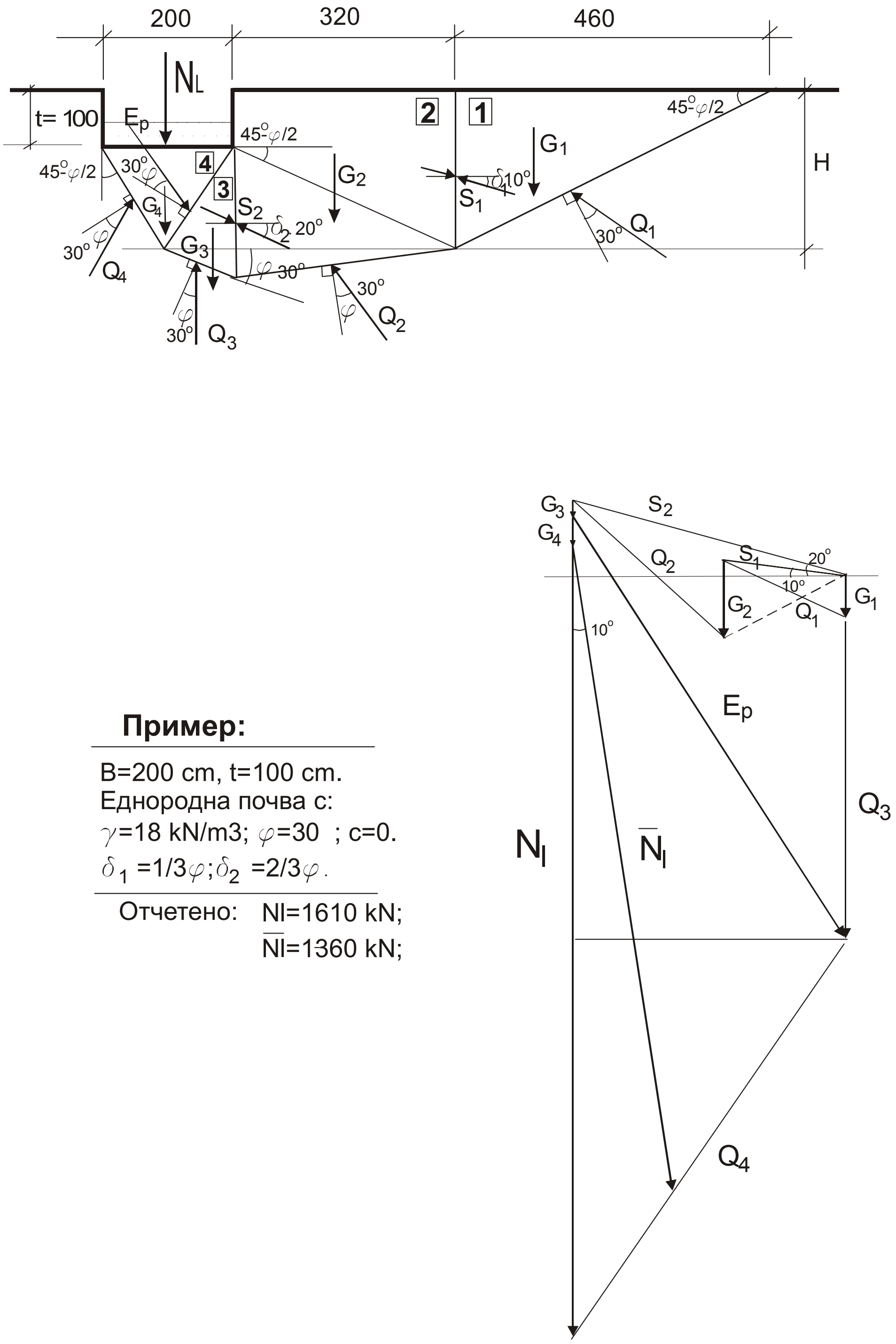
И най-важната предпоставка: приема се, че силите, действащи върху съответен участък се пресичат в една точка - т.е. пренебрегват се моментите в силовото равновесие. **Наистина тежка предпоставка .**

Какъв коментар на условията в които се решава задачата може да се направи?

Първо - начупената плъзгателна повърхнина много наподобява по очертание тази в изчислителната схема на Прандл. **Второ**, приетото различно триене в границите между участъците е опит да се отрази факта, че в близост до фундамента преместванията са по-големи и от там активизираното триене е по-голямо. **Трето** - приемането на обща пресечна точка на силите за съответен участък е естествено некоректно, но това като предпоставка е дълбоко е навлязла в практическите решения на някои задачи на устойчивостта (включително Кулон за земния натиск). **И накрая** Jambu-Hoek, в известният техен “метод на проектираните сили” [3], също приемат общи пресечни точки и следователно може да се приеме, че предлаганото решени е от степен на точност на известния и изключително популярен метод на горните автори, предназначен за изследване на устойчивостта на наклонени терени (по същество същата задача). С други думи според нас няма нещо, което да отличава предпоставките на решението от традиционните.

Схема на решението: По същество задачата се решава по метода на начупената плъзгателна повърхнина при спазване на следната последователност (гледай опростената схема от фиг.2, съвместно с тази от фиг.1):

- разглежда се равновесието на “Участък 1” (силите на взаимодействие между участъците S, сеизмичната сила E, силата на собственото тегло G и “реакцията” Q се приемат, че имат обща пресечна точка). Търсената сила на взаимодействие между първи и втори участък S_1 се приема под наклон $\delta=\varphi/3$ спрямо нормалата за границата между двата участъка. Определянето на S_1 графично и принципно е показано на силовия полигон от фиг.2 или фиг. 3.



Фиг. 2. Схема и графична конструкция към Пример 1.

- Вторият участък е натоварен със силите G_2 и S_1, а неизвестни са S_2 и Q_2. Тяхното намиране е също показано на силовия полигон (фиг. 2 и 3) при основната предпоставка за “обща пресечна точка”.

- Разглеждането на равновесието на третият участък цели определянето на главната неизвестна - силата E_p която има смисъла на силата на пасивен земен натиск в решението на Терцаги за носещата способност на почвата. Нейното определяне се извършва на базата на равновесието на силите G_3, S_2, Q_3 и E_p.

- Определянето на носещата способност Nl се извършва чрез силовия триъгълник, включващ силите Nl, E_p и Q_4, като:

векторно **$Nl = E_p + Q_4 - G_4$.**

От показаната на фиг. 2 графична конструкция се вижда, че силата на носещата способност Nl много силно зависи от нейния наклон или което в същност отразява “влиянието на Q –силите” в решението.

Показаната на фиг. 2 схема на решение е **Пример 1**, свързан с частния случай на несвързана почва. Графичната конструкция е построена за почва с γ=18 kN/m^3, φ=30^0 и c=o.

При фундамент с ширина B=2.00 m и дълбочина на фундиране t=1.00 m са изчислени:

G_1 = 117 kN; G_2 = 178 kN; G_3 = 22 kN; G_4 = 32 kN.

Графичното решение дава резултат за Nl=1610 kN/m’ (за линеен метър).

За фундамент 2.00m x 2.00m носещата способност е **Nl = 3220 кN.**

(За съпоставка, при наклон на силата 10^0 графичното решение дава резултат за Nl=1360).

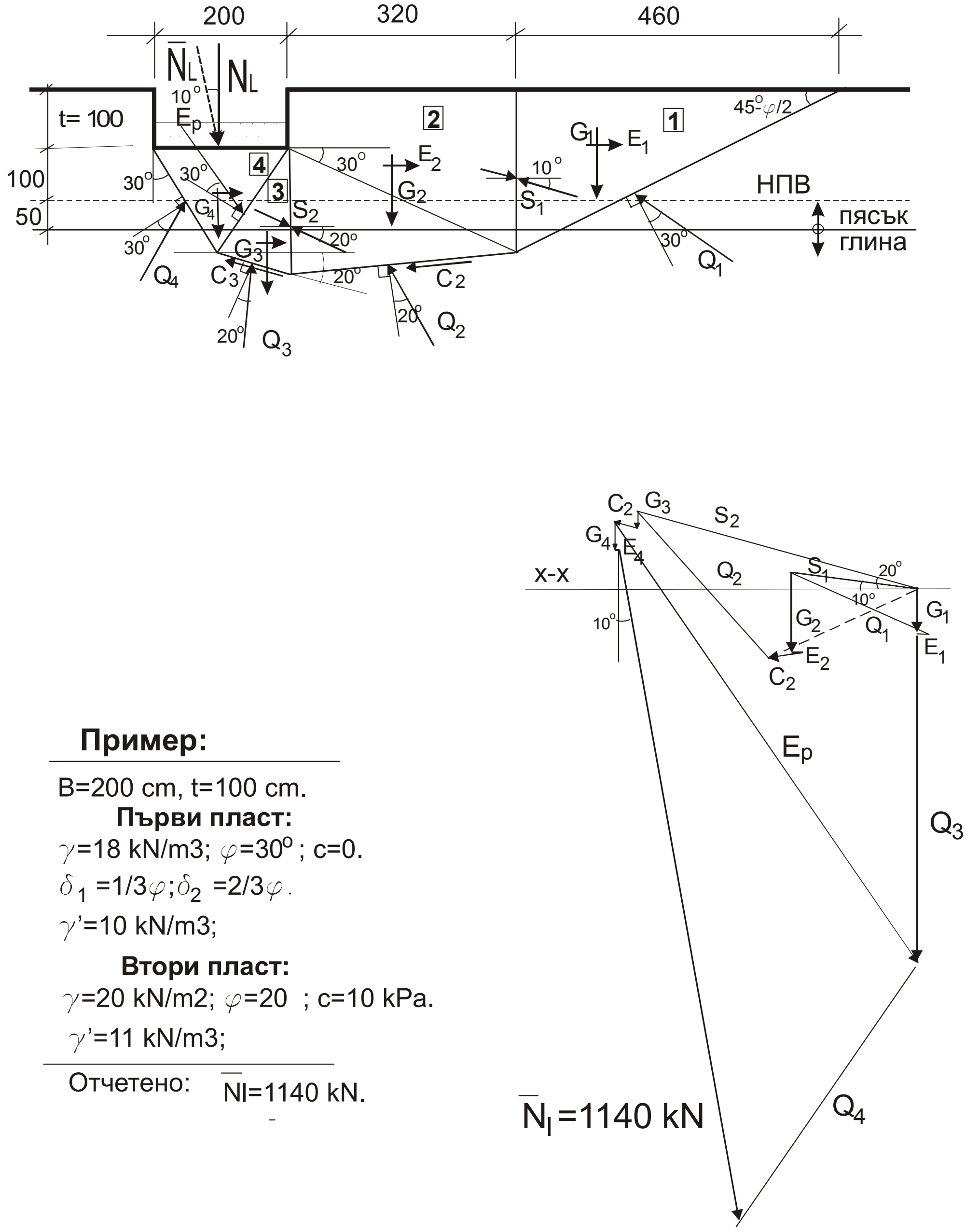
За съпоставка, при данните от примера са направени изчисления по формулата на Бринч Хансен. За фундамент 2.0m/2.0m, заложен на дълбочина 1,0 м е получен резултат за **Ф=Nl= 2952 kN.**

Получените резултати за максималната сила по двете решения са близки. Това, ако се приеме за доказателство означава, че предложеното решение **може да се ползва** за проверка на носещата способност.

Не това обаче е основната цел на предложението. То цели да даде резултат за **общия случай**, който формулата на Бринч Хансен не може да даде. А това например е случая на двупластова среда с наличие на водата под основната плоскост на фундамента и решение, включващо сеизмични товари. (Тук отбелязваме също ясно, че не се разглежда въпроса за изменението на якостните параметри на почвата при сеизмични въздействия. Това е друг и отделен проблем на основата).

Прилагането на решението ще бъде илюстриран с пример.

Пример 2. Търси се носещата способност на почвената основа представена от два почвени пласта: първият е с дебелина 2.5 m и е с основни параметри γ=18 kN/m^3, φ=30^0 и c=0. Вторият пласт е представен от свързана почва с γ'=11 kN/m^3, φ=20^0 и c=10 kN/m^2. Нивото на почвените води се намира на 1 m под основната плоскост на фундамента.



Фиг. 3. Схема и графична конструкция към Пример 2.

Размерите на фундамента са 2.00 m/2.00 m. с дълбочина на фундиране t=1.00 m.

Изчислителната схема е получена съгласно изложените принципи и е показана на фиг. 3. (Поради явно преобладаващото влияние на първия пласт, параметрите на първия и четвъртият участък запазват величините получени в първия пример).

Разрушението протича преобладаващо в първия пласт за първи и четвърти участък и във втория пласт за втори и трети участък.

Определени са (за единица дължина):

- Силите на собственото тегло - G_1 = 114 kN; G_2 = 133 kN; G_3 = 14 kN; G_4 = 30 kN. (с отчитане на нивото на водите);
- Силите от кохезията - C_3=22 kN/m’; C_2=64 kN/m’ (за участъци 1 и 4 влиянието на кохезията се пренебрегва);
- Сеизмичните сили (за нуждите на примера равни на 0.1 от силите на теглата): E_1 = 12 kN; E_2 = 16 kN; E_3 = 2 kN; E_4 = 3 kN. (Тук силите на теглата са изчислени с обемно тегло на водонаситената почва за участъците под вода).

Графичната конструкция за примера е показана на фиг. 3. Последователно (отзад-напред) са определени силите на взаимодействие S_1 и S_2. От равновесието на трети участък с отчитане на G_3 , C_3 и E_3 е определена силата E_p. За отношение 1:7 между действителните Q и N за Nl, конструкцията от фиг. 3 дава резултат от 1140 кN/m’ или за фундамент 2/2 m. носещата способност е:

Ф = Nl = 2 x 1140 = 2 280 кN.

Отбелязваме, че горният резултат отразява влиянието на водата, наклона на силата, сеизмичните сили и е приложен за двупластова земна среда.

Литература:

[1]. НиП-96. Норми за проектиране на плоско фундиране. 1996.

[2]. Норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони. 1987.

[3]. E.Hoek, Bray,J. Rosk Slope Stability, London, 1981.

SOLUTION BY SOIL BEARING CAPACITY ON FLAT FOUNDATION.

G. Ilov

S u m m a r y

It is known that Brinch-Hansen solution on Soil Bearing Capacity like, presented in Eurocode 7 it is not universal. For example it is not consider problem for two and moor layers soil medium, case of seismic forces or the case of underground water. Exact solution is unknown.

The Report consider one rule, known from the field of Soil and Rock Mechanics like “ Jambu-Hoek’ rule” and present like moor general solution on the question for Soil Stability under flat foundation. The given examples shows that these rule is possible successfully to be use on solute practical problems.