

УКРЕПВАНЕ НА СТРОИТЕЛНИ ИЗКОПИ В ПЕСЪЧЛИВИ ПОЧВИ

Стойна Костова

Kostova.stoyna@gmail.com

**ВТУ “Тодор Каблешков“
София – 1574, ул. „Гео Милев“ 158,
БЪЛГАРИЯ**

Ключови думи: укрепителни конструкции, песъчливи почви, пилоти, Еврокод 7-1, графично решение по Блум.

Резюме: В статията са разгледани укрепване на строителни изкопи и ями, и наклонени терени, използвани в съвременното строителство. При строителство в градски условия съществено значение има правилният избор и изчисляване на укрепването в близост до други сгради или улици, които трябва да се предпазят от срутване. При наличие на денivelация при планински терени, пътища и жп линии също могат да се използват укрепителни конструкции. Разглежда се укрепването на изкопи в песъчливи почви и особености на изчисленията по Еврокод 7-1 [1]. Песъчливите почви се срещат сравнително често в град София. Приложението на различни видове укрепителни съоръжения зависи от вида на почвата, дълбочината на изкопа, наличието на вода и др. Даден е пример за укрепителна конструкция в песъчливи почви. Определено е натоварването от земен натиск, което укрепителните конструкции поемат. За определяне на максималния момент в конструкцията е използван графичния метод на Блум. За намаляване на усилията в укрепителната конструкция и дълбочината на забиването ѝ могат да се използват анкери или други типове анкериращи елементи. Определени са дълбочината на забиване и оразмерителния момент в укрепването с характеристични и изчислителни стойности по изчислителен подход 2 (DA 2) на [1]. Този подход е приет за изчисление на укрепителни конструкции в нашата страна. Сравнени са получените резултати.

I. УВОД

Укрепването на строителни изкопи е от особено значение при строителството на съвременни високи сгради с подземни нива. В процеса на строителство в непосредствена близост до съседни улици или сгради се проектира укрепване на стените на т.нар. строителна яма. При наличие на денivelация при планински терени, пътища и жп линии също могат да се използват различни видове укрепителни конструкции. Според Еврокод 7-1 [1] укрепителните съоръжения се оразмеряват по втори изчислителен подход (DA 2). Изчисленията по DA 2 се извършват по крайни гранични състояния - ULS(Ultimate limit states). Основни принципи на определяне на земния натиск са дадени и в [2], [3] и [4].

II. ОСОБЕНОСТИ НА УКРЕПВАНИЯТА ПРИ ПЕСЪЧЛИВИ ПОЧВИ

При укрепване в песъчливи почви е необходимо да се знае, продължителността на периода от време, през който ще се използва укрепването. При високи водни нива се използват плътни укрепителни конструкции, като е необходимо да се направи хидравлично оразмеряване на укрепването. От това условие се проверява и дълбочината на забиване на укрепителната конструкция. Водата може да извлече част от почвените частици и да се компроментира цялото съоръжение. Пример за разрушителното действие на водата е даден в [6]. Във влажната песъчлива почва се формира така наречената „привидна” кохезия. Привидната кохезия става равна на 0 при песъчливи почви, които вече са изсъхнали. Силите на сцепление между частичките вече не съществуват и пясъка от плътен влажен пласт се превръща в сипеща се среда. Следователно и откосите на изкопите в сухи песъчливи почви са неустойчиви, и могат да станат опасни. От особено значение е изкопи в такива почви да бъдат укрепени преди разкриването им. Най - подходящите укрепителни конструкции за изкопи в песъчливи почви са: шпунтови стени, шлицови стени, стени „берлински” тип, пилотни стени изградени от плътно наредени пилоти. Когато се използват пилотни редове с разстояния между пилотите, трябва да се избере подходящото разстояние между тях. Последните трябва да се използват за краткосрочно укрепване във влажни песъчливи почви с особено внимание. При разкриването на песъчливи, глинести и други видове почви, се променя тяхното напрегнато състояние. Когато пластове са били част от един масив, съседната почва е поддържала равновесието на масива. При изкопаване на съседните почви, се нарушава устойчивостта на останалия масив. Като част от методите за намаляване на свличанията се използват преоткосирането на стените на изкопите. При стеснени условия на строителство е невъзможно да се преоткосират стените и се налага използването на укрепване.

Какво е най - удачното разстояние между пилотите, когато не се използва плътна пилотна стена. Това разстояние подлежи на по-нататъшно проучване и прецизиране. При укрепване стените на изкопите с пилотна стена в [5] чл.48 оговорите разстояния между пилотите са в зависимост от вида на пилота и дължината му и са в границите от 2D до 3D, като D е диаметъра на пилота.

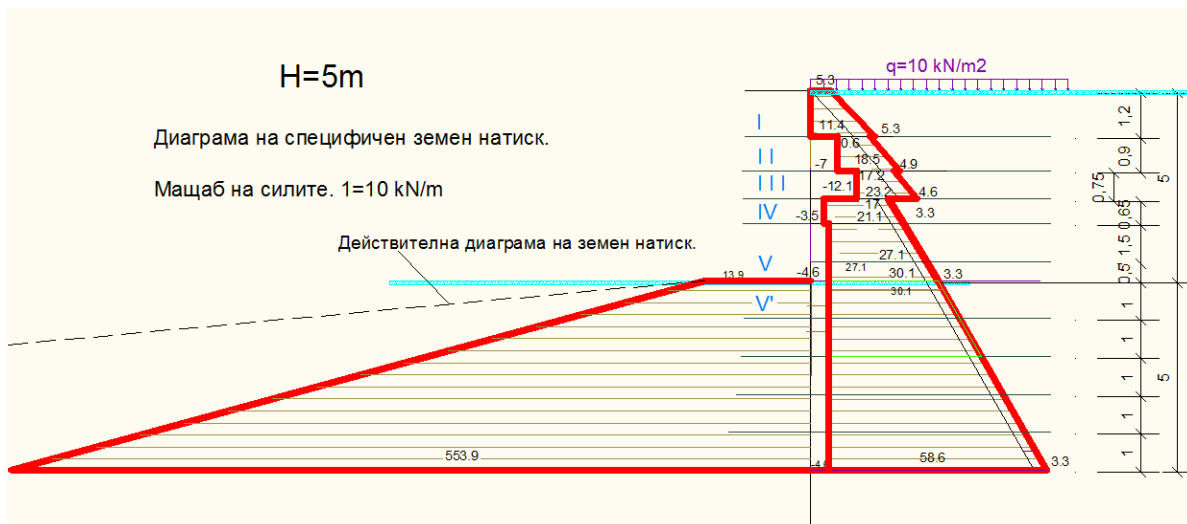
В [6] разстоянията са от (105-135) cm - за забивни пилоти, и от (3 - 4)* D за изливни пилоти.

III. РЕШЕНИЕ ЗА ПИЛОТНО УКРЕПВАНЕ НА ИЗКОП

Един пример за неплътното пилотно укрепване е разгледан по долу. При определяне на натоварването и изчисленията за укрепването с пилоти се работи за $1m'$ подобно на изчисляването на плътна шпунтова или шлицова стена. Изчисленията получени за $1m'$ след това се пренасят в зависимост от избраният брой пилоти за $1m'$.

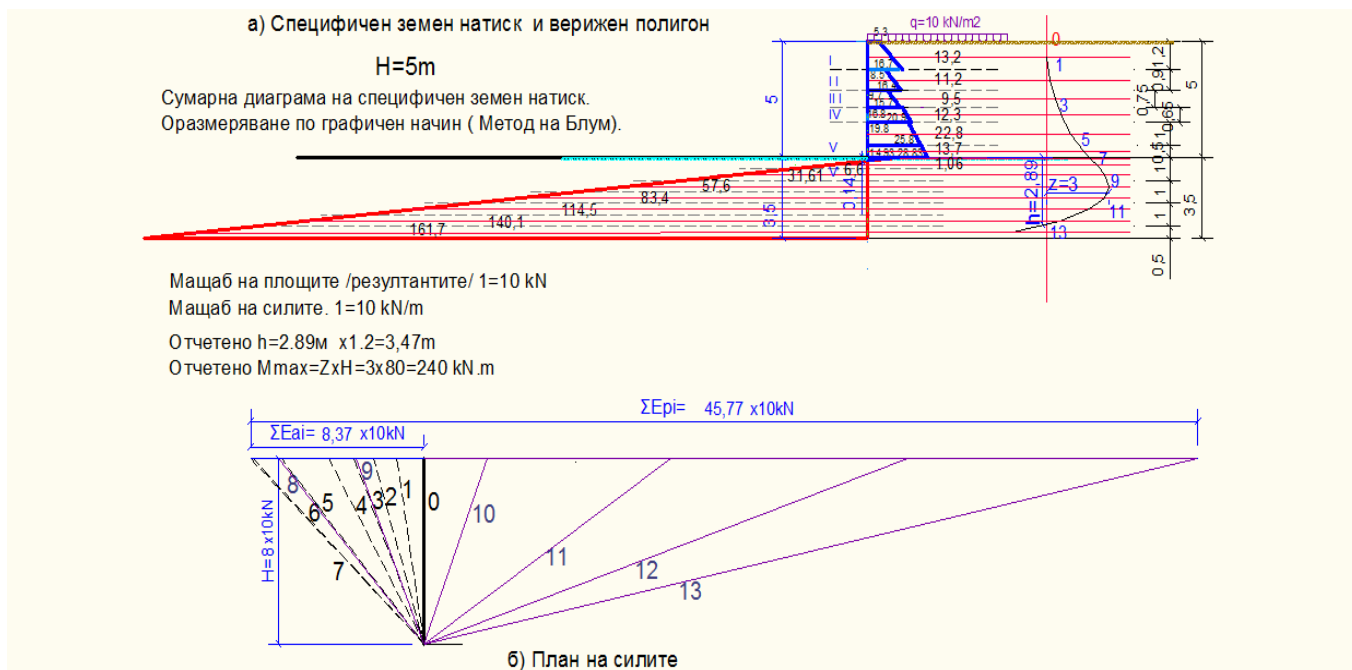
Почвите според инженерно-геоложкия доклад са песъчливи, като ъгълът на вътрешно триене е от $18-30^\circ$, а кохезията от 0; 5; 9; 3 до 4 kN/m^2 . съответно за пластове от 1 до 5. Обемното тегло на почвените пластове е от $17,5$ до 19 kN/m^3 .

Направено е решение за активен и пасивен земен натиск с използване на класическата диаграма на специфичен земен натиск дадена на (фиг. 1). Дълбочината на изкопа е $4,5m$. Направено беше определяне на земния натиск с височина на изкопа $4,5m$ и $5,0m$. В полза на сигурността по-нататък изчисленията са направени с дълбочина $5,0m$. Диаграмата на активен и пасивен земен натиск с характеристични стойности, нейната форма, големината на натоварването, съответно мащабът за силите и мащабът на височините са дадени на (фиг. 1).



Фиг. 1. Диаграма на активен и пасивен земния натиск с характеристикни стойности.

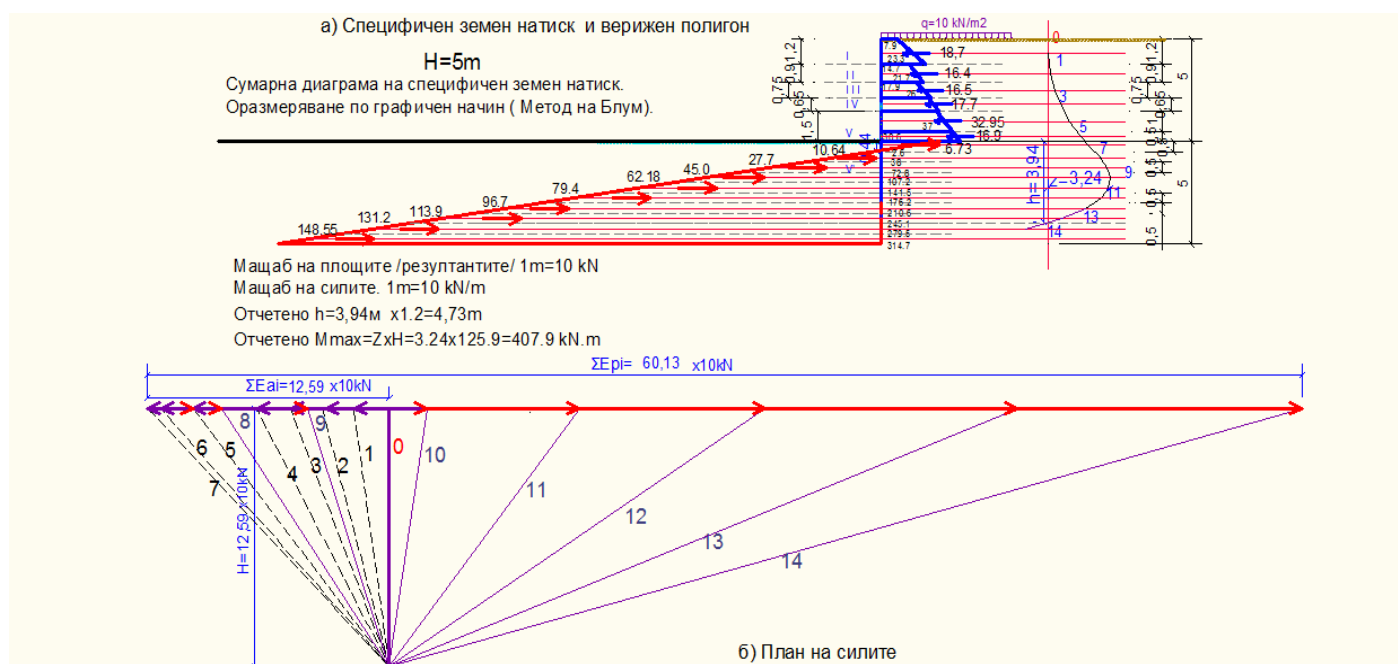
На (фиг. 2) е показано решение по Блум, което представлява графично намиране на момента в укрепването. Максималният момент в пилотната стена за $1m'$ се определя от верижния полигон, който от своя страна се построява от изчертания преди това силов полигон. Силовият полигон се определя от сумарната диаграма на земния натиск, получена от сумата от активен и пасивен земен натиск за съответните нива. Сумарната диаграма на земния натиск се разделя на участъци с височина до един метър. Тези участъци могат да имат и по-малка височина в зависимост от точността, с която искаме да направим решението. На всеки приет участък с височина до един метър е намерена резултантата на земния натиск.



Фиг. 2. Графичен метод на Блум за определяне на максималния момент в укрепителното съоръжение с характеристикни стойности.

Сумите от всички резултанти на активния земен натиск дава полюсното разстояние H (фиг. 2). При силовия полигон в едната посока от нулевия лъч (вертикалата) са нанесени резултантите на активния земен натиск от края на

резултатите от активен земен натиск в обратна посока се нанасят резултантите на пасивния земен натиск. Във верижния полигон от нулевия лъч започват да се нанасят лъчи от едно до тринадесет (фиг. 2) или четиринадесет (фиг. 3) успоредни на същите лъчи от силовия полигон до пресичането на последния с нулевия лъч.



Фиг. 3. Графичен метод на Блум за определяне на максималния момент в укрепителното съоръжение с изчислителни стойности съобразно Еврокод 7.1 .

Разстоянието от нулевия лъч до най-изпъкналата част на верижния полигон представлява отчетеното z на чертежа. Това разстояние отчетено в съответния мащаб всъщност е мерило за максималния момент в укрепването. Максималният момент се получава с умножаване с полюсното разстояние H с отчетеното z . След като този момент е получен може да се пристъпи към оразмеряване на сечението на пилота. На (фиг. 3) е дадено решение по Блум за същите почви с изчислителни стойности определени по най – новите стандарти [1]. Изчислителните стойности за специфичния земен натиск от кохезия, прилежащ товар и собствено тегло почва за пластове са:

ПЪРВИ ПЛАСТ.

- (1) $P_{a,q,1,d} = q_i * k_{a,i} * 1,5 = 10 * 0,528 * 1,5 = 7,9\text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$
- (2) $P_{a,1,d} = \gamma_i * h * k_{a,1} * 1,35 = 18 * 1,2 * 0,528 * 1,35 = 15,4\text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$
- (3) $P_{a,c,1,d} = 2 * c_1 * \sqrt{k_{a,1}} * 1,0 = 2 * 0 * \sqrt{0,528} * 1,0 = 0\text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$

ВТОРИ ПЛАСТ.

- (4) $P_{a,q,2,d} = q_i * k_{a,2} * 1,5 = 10 * 0,49 * 1,5 = 7,4\text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$
- (5) $P_{a,2,d}^e = \gamma_i * h * k_{a,2} * 1,35 = 18 * 1,2 * 0,49 * 1,35 = 14,3\text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$
- (6) $P_{a,2,d}^0 = k_{a,2} * (\gamma_{n1} * h_1 + \gamma_{n2} * h_2) * 1,35 = (18 * 1,2 + 18 * 0,9) * 0,49 * 1,35 = 25\text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$
- (7) $P_{a,c,2,d} = 2 * c_2 * \sqrt{k_{a,2}} * 1,0 = 2 * 5 * \sqrt{0,49} * 1,0 = 7\text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$

ТРЕТИ ПЛАСТ.

$$(8) \quad p_{a,q,3,d} = q_i * k_{a,3} * 1.5 = 10 * 0.455 * 1.5 = 6.8 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

$$(9) \quad p_{a,3,d}^2 = (18 * 1.2 + 18 * 0.9) * 0.455 * 1.35 = 23.2 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

$$(10) \quad p_{a,3,d}^{\circ} = (18 * 1.2 + 18 * 0.9 + 17.5 * 0.75) * 0.455 * 1.35 = 31,3 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

$$(11) \quad p_{a,c,3,d} = 2 * c_3 * \sqrt{k_{a,3}} * 1.0 = 2 * 9 * \sqrt{0.455} * 1.0 = 12.1 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

По подобен начин се получават стойностите за специфичен земен натиск за четвърти и пети пласт. При пласт V'/шестият пласт/ се появява активен и пасивен земен натиск. Частните коефициенти за пасивен земен натиск са 1,4 и с тях се намалява пасивният земен натиск.

ШЕСТИ ПЛАСТ - V' (забита част до 5м)

$$(12) \quad \text{а) ляво} \quad p_{p,6,d} = \gamma_i * h * k_{p,6} / 1.4 = 18 * 5 * 3 / 1.4 = 192.86 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

$$(13) \quad p_{p,6,d}^* = p_{p,6,d} * n = 192.86 * 2 = 385.7 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

$$(14) \quad p_{p,c,6} = 2 * 4 / 1.4 * \sqrt{3} = 9.9 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

$$(15) \quad \text{б) дясно} \quad p_{a,q,6,d} = q_i * k_{a,6} * 1.5 = 10 * 0.333 * 1.5 = 5 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

$$(16) \quad p_{a,6,d}^2 = (18 * 1.2 + 18 * 0.9 + 17.5 * 0.75 + 19 * 0.65 + 18 * 1.5) * 0.333 * 1.35 = 40.6 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

$$(17) \quad p_{a,6,d}^{\circ} = (18 * 1.2 + 18 * 0.9 + 17.5 * 0.75 + 19 * 0.65 + 18 * 1.5 + 5 * 18) * 0.333 * 1.35 = 81 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

$$(18) \quad p_{a,c,6,d} = 2 * c_6 * \sqrt{k_{a,6}} * 1.0 = 2 * 4 * \sqrt{0.333} * 1.0 = 4.6 \text{ kN} / \text{m}^2 / \text{m}'$$

Определяне на резултатите на земния натиск. Пилотното укрепване не е плътно и воден натиск няма. Резултантите на земния натиск Ei се определят с методите на статиката от площите на трапецовидните разделяния на сумарната диаграма и са показани на (фиг. 2 и 3). След определяне на момента са избрани 3 бр. пилоти за 1 линеен метър.

IV. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

От изчисленията по Еврокод 7-1 [1] и решението по-горе е видно, че отношението между определената дълбочина на забиване на укрепването с изчислителни и характеристични стойности е:

$$(19) \quad h_d / h_k = 3.94 / 2.89 = 1.36, \quad \text{а отношението между оразмерителния момент с изчислителни и характеристични стойности е:}$$

$$(20) \quad M_d / M_k = 407.9 / 240 = 1.70.$$

При направеното решение и сравнение се вижда, че при проектирането по Еврокод 7.1 [1] на пилотно укрепване с използването на приетите в България частни коефициенти за натоварвания и въздействия за активен и пасивен земен натиск - се получава 70% завишаване на изчислителните стойности на оразмерителния момент и 36 % завишение на дълбочината на забиване спрямо характеристичните стойности на тези величини.

ЛИТЕРАТУРА:

- [1] БДС EN 1997-1:2005, Еврокод 7: Геотехническо проектиране. Част 1: Основни правила, 2007, и Национално приложение към Еврокод 7– БДС EN 1997-1 / НА.
- [2] Колев Ч., Необходимост от избор на проектен подход за България при работа с Еврокод 7, Международна научна конференция „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения и приложение на Еврокодовете DCB 2010, 9 – 11 септември 2010г., гр. Варна, ВСУ “Черноризец Храбър”
- [3] Костова Ст., Анализ на процедурата за изчисление на носещата способност на земната основа според Еврокод 7 научно списание “Механика транспорт комуникации” art. ID:1558, бр.1 / 2018г.
- [4] Костова Ст., Укрепване на дълбоки строителни изкопи научно списание 'Механика транспорт комуникации' art. ID:1688, бр.3 / 2018г.
- [5] ”Норми за проектиране на пилотно фундиране” БСА-1993г.
- [6] Зафирова М., Костов К. Изследване на изравянето при мостовите съоръжения научно списание “Механика транспорт комуникации” art. ID:0774, бр. 2 / 2013г.
- [7] Илов, Г. и др., „Ръководство по геотехника” София 2012г.издател КИИП

STRENGTHENING OF BUILDING PITS IN SANDY SOILS

Stoyna Kostova

Kostova.stoyna@gmail.com

*Todor Kableshkov University of Transport
Sofia, "Blvd", "G.Milev" № 158,
BULGARIA*

Key words: *reinforcing structures, sandy soils, piles, Eurocode 7-1, Bloom's graphic method.*

Abstract: *The article reviews strengthening of excavations, building pits and съвсхеа terrains used in modern construction. In urban construction, the right choice and calculation of strengthening near to other buildings or streets that need to be protected from collapse is essential. In case of difference in levels in mountain terrains, roads and railways, strengthening structures may also be used. Consideration is given of excavations in sandy soils and peculiarities of the Eurocode 7-1 [1] calculations. Sandy soils are common in the Sofia city . The application of different types of strengthening structures depends on: the type of soil, the depth of the excavations, the availability of water, etc. An example of a strengthening structure in sandy soils is given. It is determined the load of earth pressure that the strengthening assume. To determine the maximum moment in the construction, the Bloom graphical method is used. To reduce the forces in the reinforcement structure and the depth of its impact, anchors or other types of anchoring elements may be used. The depth of strengthening and the maximum moment in the reinforcement with characteristic and design values by using calculation approach 2 (DA 2) of [1] were determined. This approach has been accepted for calculation of strengthening structures in our country. The obtained results are compared.*