

## МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ЕФЕКТА ОТ ЗАЗДРАВЯВАНЕ НА СЛАБА ЗЕМНА ОСНОВА

Андрей Тоцев<sup>1</sup>, Мария Русева<sup>2</sup>

**Резюме:** Строителството в слаби почви, както и подобряване на свойствата на земната основа под вече изградени сгради и съоръжения, при които се наблюдават пукнатини и/или неравномерни слягания, са неизменна част от строителната практика. В специализираната литература съществуват редица методи за заздравяване на земната основа и подобряване на якостно- деформационните свойства на почвата. Независимо дали става въпрос за циментово инжектиране по метода „пакер- тръба с маншет“, за “jet grouting” или за „импулсно уплътняване“, съществена роля при проектирането и изпълнението има методът, по който се контролира ефекта от заздравяването. Много често, за да се докаже избраният метод на заздравяване се прави опитен участък, в процеса на проектиране или преди изпълнението. В настоящата статия ще бъдат представени някои методи за контрол на степента на подобряване на земната основа и интересни зависимости между почвените параметри и индиректните показатели, които се получават.

**Ключови думи:** полеви методи, in situ, инжектиране, цимент

### 1. Заздравяване на земната основа

С разрастването на големите градове все по-често се наблюдава стремеж към интегриране на сгради от централните градски части в новостроящи се комплекси, така че едновременно да се запази архитектурният облик на района, като в същото време се усвоят по- големи жилищни и офисни площи. От друга страна редица сгради строени през миналия век се компрометират, в резултат от строителството на метрополитени, изграждане на подземни съоръжения, аварии в водопроводната и канализационна мрежа и др. И не на последно място наличието на слаби почви в определени райони, също създава редица трудности пред проектантите.

При всички описани по- горе проблеми едно от възможните решения е заздравяването на земната основа. Това са група методи, при които се подобряват якостно- деформационните свойства на почвата, като тя се третира по механичен или химичен път. Ако се ограничим до методите на заздравяване на земната основа в централните градски части, то много от известните в литературата способности с неприложими. Такива са тежките трамбовки, импулсното уплътняване, пясъчните и чакълестите пилоти и т.н. През последните години два метода са добили най- голяма популярност не само в българската, но и в световната практика – това са маншетното инжектиране и jet grouting. При тях под различно налягане и способ се инжектира циментов разтвор в почвата и получената цименто- почвена структура е със значително подобрени свойства. Технологиите са приложими масово в централните градски части на големите градове, тъй като се работи с малагабаритно оборудване, лесно достъпно дори в сутеренните части на съществуващите сгради. Големият проблем при тези технологии е как да се прецени ефекта от инжектирането. Косвено, на база количество инжектиран цимент, промяна в инжекционното налягане или рецепта на разтвора, ние получаваме някаква представа за очаквания ефект, но това е доста условно като информация. Най- доброто решение за определяне на степента на заздравяване са т. нар. полеви методи (in situ) в геотехниката. Те са познати от години в българската практика, като някои са добили такава популярност, че дори изместват традиционните сондажни дейности при инженерно – геоложките проучвания. В настоящата статия ще бъдат обобщени някои интересни зависимости от световната литература, които могат да бъдат използвани за определяне на основни якостни и деформационни параметри на база резултати от основните полеви изпитвания - SPT, CPT

<sup>1</sup> Андрей Тоцев, доц. д-р инж., кат. „Геотехника“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: [atocev@gmail.com](mailto:atocev@gmail.com)

<sup>2</sup> Мария Русева, инж., кат. „Геотехника“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: [ruseva\\_m@yahoo.com](mailto:ruseva_m@yahoo.com)

Andrey Totsev, Assoc. Prof. Dr. Eng., Dept. „Geotechnics“, UACEG, Bulgaria, Sofia 1164, 1, Hristo Smirnenski Blvd., e-mail: [atocev@gmail.com](mailto:atocev@gmail.com)

Mariya Ruseva, Eng., Dept. „Geotechnics“, UACEG, Bulgaria, Sofia 1164, 1, Hristo Smirnenski Blvd., e-mail: [ruseva\\_m@yahoo.com](mailto:ruseva_m@yahoo.com)

и динамичната пенетрация [1]. Основният недостатък при тях, е че липсва обща зависимост между съответния параметър (например брой на удари за проникване 10 см) и даден почвен параметър (например компресионен модул). Всяка изведена корелация е в сила за конкретна почвена разновидност. Разнообразието от зависимости е голямо.

## 2. SPT

Стандартното пенетрационно изпитване (SPT) е един вид динамичната пенетрация. За разлика от динамичната пенетрация, той се прави в предварително изпълнен сондаж, с диаметър по-малък от 250 mm. Принципът е следният тежест с тегло 63.5 kg пада от височина 76 cm и забива в дъното на сондажа специален стоманен накрайник, който позволява вземането на проба. Отчита се броят на ударите за три последователни прониквания от по 15 cm. Меродавни са броят на ударите за проникване от 15-ия до 45-ия cm. Те се бележат с  $N_{30}$  и се наричат стандартно съпротивление на проникване (за 30 cm.).

Друг показател, който се дефинира е  $N_{60}$ . Докато  $N_{30}$  има смисъла на брой удари за проникване 30 cm, то с  $N_{60}$  се означава редуцираният брой удари за проникване 30 cm, с отчитане на загубите на енергия при забиването за различните видове чукове. Приема се, че ефективността на удара в пръта е около 60% от теоретичната потенциална енергията на удара на чук със свободно падане на тежестта, от където идва индексът „60“. Също така при определяне на  $N_{60}$  може да се отчете геоложкия товар, дължината на прътите, диаметъра на сондажа, вида на почвата или размера на наковалнята. Съществуват няколко подхода за определяне на  $N_{60}$ .

Според ASTM D 1586-99

$$N_{60} = N_f \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \cdot n_5 \cdot n_6 \quad (1),$$

където  $N_f = N_{30}$  или броят на ударите получени опитно;

$n_1$  – енергиен корекционен коефициент (в литературата се среща също като  $C_E$ );

$n_2$  – корекционен коефициент за дължината на щангите (в литературата се среща също като  $C_R$ );

$n_3$  – корекционен коефициент за втулката (в литературата се среща също като  $C_S$ );

$n_4$  – корекционен коефициент за диаметъра на сондажа (в литературата се среща също като  $C_B$ );

$n_5$  – корекционен коефициент за наковалнята;

$n_6$  – корекционен коефициент за честота на ударите.

Когато се търси ефекта от заздравяване чрез SPT, основните параметри, които се сравнява са деформационния модул, ъгълът на вътрешно триене, недренираната кохезия и относителната плътност. Много полезен параметър за решаване на задачите с програмни продукти е винклеровата константа след заздравяването. Тук ще бъдат представени обобщени зависимости от световната литература.

### 2.1. Коефициент на леглото $k_z$

Табл. 1. Стойности на коефициента на леглото  $k_z$  за пясъци при пилоти натоварени с хоризонтална сила [2]

Относителна плътност	рохък	средно сбит	сбит
NSPT	4-10	10-30	30-50
$k_z$ [kN/m <sup>3</sup> ] за сух пясък	6790	24430	61000
$k_z$ [kN/m <sup>3</sup> ] за водонас. пясък	5430	16300	33900

Табл. 2. Стойности на коефициента на леглото  $k_z$  за глини при пилоти натоварени с хоризонтална сила [2]

Консистенция	меко пл.	ср. пл. до тв. пл.	твърда	твърда	твърда
NSPT	2-4	4-8	8-16	16-32	>32
Недренирана якост на срязване $c_u$ [kPa]	12-24	24-48	48-96	96-192	192-383
$k_z$ [kN/m <sup>3</sup> ] за статични товари	8140	10500	13600	27100	54300

Scott (1981):

за пясъчливи почви:  $k_z = 1,8N_{SPT}$  [MN/m<sup>3</sup>] (2)

за слаби глини:  $k_z = 0,96N_{SPT}$  [MN/m<sup>3</sup>] (3)

Widjaja (2008)

глини :  $k_z = 400 - 500 \text{ cu [kN/m}^3]$  (4)

пясъци :  $k_z = 700 - 1000 N_{SPT} \text{ [kN/m}^3]$  (5)

**2.2. Компресионния модул  $E_s$**

Табл. 3. Стойности на компресионния модул  $E_s$  за глини [4]

Автор	Почва	Корелация [MPa]
Bowels	Глинест пясък	$E_s=0.32N_{SPT} + 4.8$
Webb	Глинест пясък	$E_s=0.33N_{SPT} + 1.66$
Bowels	Прахови почви, пясъчливи прахови почви или глинести прахови почви	$E_s=0.3N_{SPT} + 1.8$
Behpoor and Ghahramani	Глини и прахови глини	$E_s=0.17N_{SPT}$

Menzebach & Malcev :

за дребнозърнести пясъци :  $E_s = 3.54N_{SPT}+38$  [kg/cm<sup>2</sup>] (6)

за среднозърнести пясъци :  $E_s = 4.46N_{SPT}+38$  [kg/cm<sup>2</sup>] (7)

за пясък с чакъл :  $E_s = 10.46N_{SPT}+38$  [kg/cm<sup>2</sup>] (8)

за чакълест пясък :  $E_s = 11,84N_{SPT}+38$  [kg/cm<sup>2</sup>] (9)

Stroud Butler:

за пясъчливи глини :  $E_s = 5N_{SPT}$  [kg/cm<sup>2</sup>] (10)

за глинест пясък :  $E_s = 6N_{SPT}$  [kg/cm<sup>2</sup>] (11)

Buisman :

за свързани почви :  $E_s = 2.5aN_{SPT}$  [kg/cm<sup>2</sup>] (12)

за глини ( $N_{SPT} \leq 30$ )  $N_{SPT} \leq 10$ : a=5

за глини ( $N_{SPT} \leq 30$ )  $N_{SPT} > 10$ : a=4

за пясъчливи глини ( $N_{SPT} =6-12$ )  $N_{SPT} \leq 10$ : a=2

за пясъчливи глини ( $N_{SPT} =6-12$ )  $N_{SPT} > 10$ : a=3

**2.3. Обемно тегло и относителна плътност**

Табл. 4. Стойности на обемната плътност и относителната плътност за пясъци [3]

Относителна плътност	много рохък	рохък	средно сбит	сбит	много сбит
$N_{SPT}$	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
Относителна плътност $D_r$ [%]	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100

Bazara:

за несвързани почви:

$$D_r = 100 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20(a+b \cdot \sigma'_{v0})}} \quad [\%] \quad (13)$$

където за  $\sigma'_{v0} < 0.732 \text{ kg/cm}^2$  : a=1 b=2

$\sigma'_{v0} \geq 0.732 \text{ kg/cm}^2$  : a=3.25 b=0.5

## 2.4. Ъгъл на вътрешно триене

Табл. 5. Стойности на ъгъла на вътрешно триене  $\varphi$  за пясъци според Terzaghi (1953) [2]

Относителна плътност	много рохък	рохък	средно сбит	сбит	много сбит
$N_{SPT}$	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
Ъгъл на вътрешно триене $\varphi$ [°]	<28	28-30	30-36	36-41	>42

### Peck (1956):

за пясъци и чакъли при дълбочина до 5,00 m за почви над нивото на почвените води и до 8,00 m за почви под нивото на почвените води :

$$\varphi = 27.2 + 0.28N_{SPT} \quad [^\circ] \quad (14)$$

### Meyerhof (1965):

за глинести почви, мергелни глинени, насипи:  $\varphi = a + bN_{SPT} - cN_{SPT}^2 \quad [^\circ]$  (15)

където за пясък и глина  $\leq 5\%$   $a = 29.47; b = 0.46; c = 0.004;$

където за пясък и глина  $> 5\%$   $a = 23.7; b = 0.57; c = 0.006;$

### Road Bridge Specification:

за прахово- глинести пясъци:

$$\varphi = \sqrt{15N_{SPT}} + 15 \quad [^\circ] \quad (16)$$

## 2.5. Кохезия

Табл. 6. Стойности на недренираната кохезия  $c_u$  за глинени [2]

Консистенция	теч. пласт.	меко пласт.	средно пласт.	тв. пласт.	полутв.	твърда
$N_{SPT}$	0-2	2-4	4-8	8-16	16-32	>32
Недренирана кохезия $c_u$ [kPa]	0-12	12-24	24-47.9	47.9-95.8	95.8-191.5	>191.5

### DM-7 [29]:

глинест пясък:  $c_u = 3.8N_{SPT}$  [kPa] (17)

песъчлива глинени:  $c_u = 7.4N_{SPT}$  [kPa] (18)

глинени:  $c_u = 12.5N_{SPT}$  [kPa] (19)

### Sanglerat:

песъчлива глина:  $c_u = 12.5N_{SPT}$  [kPa] (20)

прахова глинени:  $c_u = 10.0N_{SPT}$  [kPa] (21)

прахово- песъчлива глина:  $c_u = 6.7N_{SPT}$  [kPa] (22)

### Fletcher:

за свързани почви:  $c_u = \frac{0.1844N_{SPT} - 0.00074N_{SPT}^2}{2}$  [kg/cm<sup>2</sup>] (23)

## 3. Динамична пенетрация

Принципът на изпитването е следният: тежест с определено тегло (напр. 50 kg при DPH) пада от определена височина (напр. 50 cm при DPH) върху вертикално разположен стоманен прът с коничен връх. В резултат от получената енергия на удара прътът прониква в почвата. Следва ново повдигане на тежестта, нов удар и ново проникване. Така се получава диаграма показваща броят на ударите, необходими за проникване на

пръта на определена, предварително нормирана дълбочина (напр. за DPH тя е 10 cm). Различните почви имат различни съпротивителни способности, срещу проникване на конуса. Оказва се, че при слаби почви пенетрометър с голяма тежест е неприложим, тъй като с един удар прътът потъва 50 и повече сантиметра. Няма как да се изработи универсален пенетрометър за всички видове почви, поради което са нормирани различни видове динамични пенетрометри. Основните, познати в практиката са:

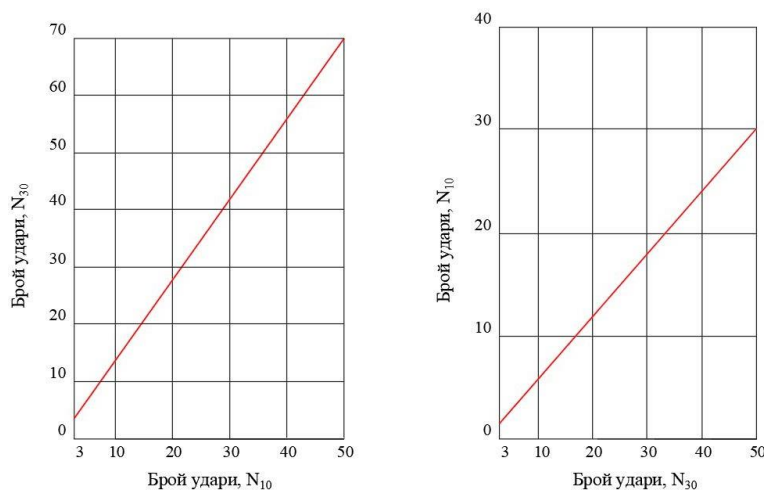
- динамичен пенетрометър от лек тип (DPL);
- динамичен пенетрометър от среден тип (DPM);
- динамичен пенетрометър от тежък тип (DPH);
- динамичен пенетрометър от свръх тежък тип (DPSH);
- динамичен пенетрометър тип гигант (DPG).

В табл. 7 са показани основните характеристики на различните пенетрометри.

Табл. 7. Видове динамични пенетрометри [4]

Вид динамичен пенетрометър	Означение	Площ на върха в $cm^2$	Маса на падащата тежест в $kg$	Височина на падане в $m$	Измерване
Лек	DPL	10	$10 \pm 0,1$	$0,50 \pm 0,01$	$N_{10}$
Лек тип 5	DPL-5	5	$10 \pm 0,1$	$0,50 \pm 0,01$	$N_{10}$
Среден	DPM	10	$30 \pm 0,3$	$0,50 \pm 0,01$	$N_{10}$
Среден тип А	DPM-A	10	$30 \pm 0,3$	$0,20 \pm 0,01$	$N_{10}$
Тежък	DPH	15	$50 \pm 0,5$	$0,50 \pm 0,01$	$N_{10}$
Супертежък тип А	DPSH-A	16	$63,5 \pm 0,5$	$0,50 \pm 0,01$	$N_{20}$
Супертежък тип Б	DPSH-B	20	$63,5 \pm 0,5$	$0,75 \pm 0,01$	$N_{20}$
Гигант	DPG	20	$200 \pm 0,5$	$0,50 \pm 0,01$	$N_{10}$

В специализираната литература съществуват малко корелации между резултатите от динамична пенетрация и отделни почвени параметри. По-често използваният подход е превръщане на резултатите от динамична пенетрация (например  $N_{10}$ ) в SPT параметъра  $N_{60}$  и използване на множеството зависимости между  $N_{60}$  и почвените параметри. По долу са показани някои зависимости.



Фиг. 1. Корелация между SPT  $N_{30}$  (може да се приеме  $N_{60}$ ) и DPH  $N_{10}$  за едрозърнести почви (SE, SW, SI, GE, GW, GL съгласно DIN18196), над нивото на почвените води, при  $U \geq 2$ . Важи за  $N_{10}=3-50$  и  $N_{30}=3-50$ . [23]

В [6] е дадена следната зависимост за преход от  $N_{10}$  към  $N_{SPT}$ :

$$N_{SPT} = \beta \cdot N_{10} \quad (24)$$

където за DPH  $\beta=1,5-1,6$ .

Според Muromachi&Kobayashi [7]:

$$N_{SPT} = N_{30DPSH} \quad (25)$$

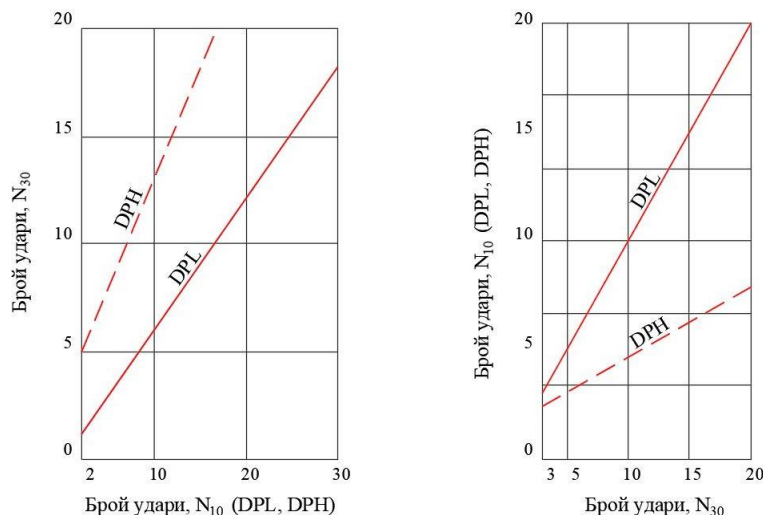
Според Tissoni [7] за прахово-песъчливи чакъли:

$$0.6N_{SPT} = N_{30DPSH} \quad (26)$$

Според Cestari [7]

$$N_{60} = C \cdot N_{20DPSH} \quad (27)$$

където  $C=1,5 - 2,0$  в чакълести почви;  
 $C=2,0 - 2,8$  в песъчливи почви;  
 $C=2,8-4,0$  в глинести почви.



Фиг. 2. Корелация между SPT  $N_{30}$  (може да се приеме  $N_{60}$ ) и DPH  $N_{10}$  за меко до среднопластични глинени (TL, TM съгласно DIN18196), над нивото на почвените води, при  $0.75 \leq I_C \leq 1.50$  и  $0.7 \leq S_r \leq 0.9$ . Важи за  $N_{10}=2-30$  и  $N_{30}=3-17$ . [6]

#### 4. СРТ

Принципът е следният: с променлива статична сила, при постоянна скорост на проникване 2 cm/s ( $\pm 0,5$  cm/s), в почвата се вкарват последователно стоманен връх и стоманена тръба. Посредством отчитане на съпротивлението срещу проникване на върха (конуса) в почвата се определя т. нар. върхово съпротивление ( $q_c$  или  $q_t$ ). В последствие силата се прилага върху стоманената тръба и така се отчита околното триене ( $f_s$  или  $q_f$ ), най-често в МРа или кРа. В тази последователност се провежда изпитването до желаната дълбочина. Като резултат се получават две непрекъснати по дължината диаграми, описващи върховото съпротивление и околното триене за всеки пласт. Уредът (СРТУ) позволява и определянето на порният натиск при проникване ( $u$ ). Друг параметър, който се дефинира при СРТ е коефициента на триене  $F_r$ , равен на отношението на околното триене към върховото съпротивление.

$$F_r = \frac{f_s}{q_c} \quad (28)$$

В специализираната литература съществуват множество зависимости между резултатите от СРТ и различните почвени параметри. Тук ще бъдат обобщени голяма част от тях, групирани по почвени характеристики, за различни видове почви.

##### 4.1. Компресионния модул $E_s$

###### Buisman :

За несвързани почви :

$$E_s = a \cdot q_c \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (30)$$

при  $q_c > 45$  :  $a=1.5$

при  $30 < q_c \leq 45$  :  $a=3$

при  $10 < q_c \leq 30$  :  $a=5$

при  $q_c < 10$  :  $a=8$

За свързани почви (алувиални пластични глини) :

$$E_s = \alpha \cdot q_c \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (31)$$

при  $q_c > 20$  :  $a = 1.5 - 3$

при  $q_c \leq 20$  :  $a = 1$

DIN 4094 :

$$E_s = \alpha \cdot q_c \quad (29)$$

Табл. 3-2. Определяне на коефициента  $\alpha$  [23]

Почва	$q_c$ [MPa]	$\alpha$
Леко пластични глини ( $W_L \leq 35$ )	$q_c < 0.7$	$3 < \alpha < 8$
Леко пластични глини ( $W_L \leq 35$ )	$0.7 < q_c < 2$	$3 < \alpha < 8$
Леко пластични глини ( $W_L \leq 35$ )	$q_c > 2$	$1 < \alpha < 2.5$
Леко пластични пясъчливи глини ( $W_L \leq 35$ )	$q_c < 2$	$3 < \alpha < 6$
Леко пластични пясъчливи глини ( $W_L \leq 35$ )	$q_c > 2$	$1 < \alpha < 2$
Изразено пластични глини ( $W_L > 50$ )	$q_c < 2$	$2 < \alpha < 6$
Изразено пластични пясъчливи глини ( $W_L > 50$ )	$q_c < 2$	$1 < \alpha < 2$
Силно органични пясъчливи глини ( $35 < W_L \leq 50$ )	$q_c < 1.2$	$2 < \alpha < 8$
Торф и силно органични глини ( $W_L > 50$ ) $w_n=50-100\%$	$q_c < 0.7$	$1.5 < \alpha < 4$
Торф и силно органични глини ( $W_L > 50$ ) $w_n=100-200\%$	$q_c < 0.7$	$1 < \alpha < 1.5$
Торф и силно органични глини ( $W_L > 50$ ) $w_n>500\%$	$q_c < 0.7$	$\alpha < 0.4$
Глинест пясък	-	$\alpha = 2$
Дребен пясък	-	$\alpha = 3.5$
Среден и едър пясък	-	$\alpha = 5$
Пясъчлив чакъл и чакъл	-	$\alpha = 6$

#### 4.2. Ъгъл на вътрешно триене

DeBeer (1967):

за несвързани почви:

$$\varphi = 5.9 + 4.76 \cdot \ln \left( \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \quad [^\circ] \quad (32)$$

Meyerhof (1951):

за несвързани почви:

$$\varphi = 17 + 4.49 \cdot q_c \quad [^\circ] \quad (33)$$

#### 4.3. Кохезия

DeBeer :

за свързани почви:

$$c_u = \frac{q_c}{20} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (34)$$

Marsland (1974) :

за свързани почви:

$$c_{u, \min} = \frac{q_c}{30} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (35)$$

$$c_{u, \max} = \frac{q_c}{15} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (36)$$

#### 5. Заключение

Бяха представени редица корелационни зависимости за определяне на якостно- деформационни параметри при основните полеви изпитвания. При заздравяване на земната основа, често срещана практика е направата

на опитен участък за доказване на приетите в проекта параметри. Много пъти проекта се допълва на базата на резултатите от опитния участък. Задължително при заздравяване се сравняват резултатите от опита преди и след заздравяването. Така показаните зависимости дават възможност за използване на съвременни програмни продукти за решаване на проблема.

## METHODS FOR DETERMINING THE EFFECT OF GROUND IMPROVEMENT

TOTSEV, M. RUSEVA

Abstract—

Construction on weak soils, as well as improving the properties of the earth base beneath existing building and facilities where cracks and/or irregular settlements are observed are common issues in the process of construction. In the specialized literature, there are a number of techniques for strengthening the earth base and enhancing the deformation properties of the soil. Whether it is cement grouting by “packer-tube a manchette pipe”, “jet grouting” or “impulse compaction”, the method of controlling the strengthening effect is essential in design and execution. Very often, in the course of the design process or before start of execution, a field trial shall be conducted in order to prove the chosen method of strengthening. This article will introduce some methods for control the degree of strengthening of the earth base and interesting correlations between the characteristics of the soil and the obtained indirect parameters.

Keywords— in situ, injection, cement grout

### ЛИТЕРАТУРА

1. Полеви геотехнически методи, А. Тоцев, 2020
2. Grundbau: Teil 1 Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen, Konrad Simmer, 1994
3. Dynamic probing and its use in clay soils, A. Butcher, K. McElmeel, J. Powell, Advances in Site Investigation Practice, 1995
4. Subgrade Reaction Modulus of Clayey Soils Based on Field Tests, S. Naeini, JEG 2014
5. Geotechnik Bodenmechanik Gerd Moller, 2007
6. DIN 4094
7. An Empirical Correlation Between Different Dynamic Penetrometers, Giovanni Spagnoli, 2007