

R E P U B L I C A M O L D O V A

COD PRACTIC ÎN CONSTRUCȚII

D.02.31

CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE, RUTIERE și SPECIALE

**CP D.02.31:2024**

**Drumuri și poduri**

**Ghid privind fundații din piatră spartă și/sau amestec optimal și straturi rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri**

EDIȚIE OFICIALĂ

MINISTERUL INFRASTRUCTURII ȘI DEZVOLTĂRII REGIONALE

CHIȘINĂU 2024

**Drumuri și poduri****Ghid privind fundații din piatră spartă și/sau amestec optimal și straturi rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri**

**Cuvinte cheie:** fundații din piatră spartă, amestec optimal, agregate stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri

**Preambul**

- 1 ELABORAT de către Ministerul Infrastructurii și Dezvoltării Regionale
- 2 ACCEPTAT de către Comitetul Tehnic pentru Normare Tehnică și Standardizare în Construcții CT-C D(01-04) "Construcții hidrotehnice, rutiere și speciale", procesul-verbal nr. 8 din 09.02.2024.
- 3 APROBAT ȘI PUS ÎN APLICARE prin ordinul Ministrului infrastructurii și dezvoltării regionale nr. 55 din 19.03.2024 (Monitorul Oficial al Republicii Moldova, 2024, nr. 108-110, din 22.03.2024, art. 251), cu aplicare din 22.03.2024.
- 4 ELABORAT PENTRU PRIMA DATĂ.

## Cuprins

	Pag.
Introducere .....	V
1 Domeniu de aplicare.....	1
2 Referințe normative .....	1
3 Termeni și definiții.....	3
4 Dispoziții generale .....	4
5 Materiale. Condiții tehnice .....	6
5.1 Agregate .....	6
5.2 Lianți hidraulici rutieri și cimenturi.....	9
5.3 Apa.....	11
5.4 Aditivi .....	11
5.5 Materiale de protecție .....	11
5.6 Controlul calității materialelor .....	11
6 Stbiliri preliminare .....	13
6.1 Stabilirea caracteristicilor de compactare pentru stratul inferior de fundație din balast și pentru stratul de fundație realizat din piatra spartă amestec optimal .....	13
6.1.1 Caracteristicile optime de compactare .....	13
6.1.2 Caracteristicile efective de compactar .....	13
6.2 Stabilirea compoziției amestecului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri.....	14
6.2.1 Încercări preliminare.....	14
6.2.2 Compoziția amestecului .....	14
7 Prepararea amestecului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri ...	16
7.1 Stația de preparare .....	16
7.2 Experimentarea preparării amestecului.....	16
7.3 Prepararea propriu-zisă a amestecului.....	16
7.4 Controlul calității amestecului preparat.....	17
8 Realizarea straturilor de fundație.....	18
8.1 Măsuri preliminare .....	18
8.2 Experimentarea execuției straturilor de fundație .....	18
8.3 Execuția straturilor de fundație piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal .....	19
8.3.1 Fundații din piatra sparta mare 31,5-63 mm pe un strat de balast.....	19
8.3.1.1 Execuția stratului inferior din ballast.....	19
8.3.1.2 Execuția stratului superior din piatră spartă mare 31,5-63 mm.....	20
8.3.1.3 Straturi de fundație din piatra sparta amestec optimal .....	20
8.3.1.4 Controlul calității compactării straturilor de fundație.....	21
8.4 Punerea în operă a amestecului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri.....	21
8.4.1 Transportul amestecului .....	21
8.4.2 Punerea în opera a amestecului.....	21
8.4.2.1 Așternere și nivelare.....	21
8.4.2.2 Compactarea .....	22
8.4.2.3 Măsuri pentru condiții meteorologice nefavorabile .....	23
8.4.2.4 Protejarea straturilor rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri.....	23
8.4.2.5 Controlul calității amestecului de agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri, puse în operă.....	24
9 Condiții tehnice. Reguli și metode de verificare .....	25
9.1 Elemente geometrice.....	25
9.2 Condiții de compactare .....	25
9.3 Caracteristicile suprafeței stratului de fundație.....	26

9.3.1	Caracteristicile suprafeței stratului din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal .....	26
9.3.2	Caracteristicile suprafeței stratului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri .....	26
10	Recepția lucrărilor .....	26
10.1	Recepția lucrărilor ascunse și/sau în faze determinate .....	26
10.2	Recepția la terminarea lucrărilor .....	27
10.3	Recepția finală .....	27
Anexa A (normativă)	Determinarea densității straturilor rutiere pe teren cu dispozitivul cu con și nisip .....	28
Anexa B (normativă)	Determinarea capacității portante cu placa statică (Lucas).....	32
Anexa C (normativă)	Determinarea capacității portante cu aparatul CBR.....	48
Anexa D (normativă)	Metode rapide de teren pentru estimarea capacității portante și a gradului de compactare .....	56
Anexa E (normativă)	Determinarea deflexiunii structurilor rutiere suple și semirigide cu deflectometrul cu pârghie tip Benkelman .....	71
Anexa F (normativă)	Metodologie de calcul statistic utilizată în interpretarea rezultatelor măsurătorilor de teren și laborator .....	75
Bibliografie .....		79

## Introducere

Activitatea practică de construcție, modernizare și întreținere a drumurilor preconizează utilizarea unor materiale de calitate care să fie procurate, pe cât posibil, din apropierea zonei de amplasament a drumului, astfel încât cheltuielile de transport să fie minime.

Luând ca determinant pentru găsirea soluției optime de execuție costul minim al lucrărilor, se poate ajunge la utilizarea unor materiale diverse, care pe baza unor cercetări sistematice și prin folosirea unor tehnologii adecvate, se pot aduce în stadiul de utilizare curentă în tehnica rutieră.

Marea varietate de materiale folosite în tehnica rutieră (pământuri, agregate naturale, lianți) și de tehnologii conduce implicit la apariția unei diversități largi de straturi rutiere a căror comportare în exploatare sub acțiunea solicitărilor (trafic și condiții climaterice) trebuie corect apreciată prin calcule de dimensionare specifice.

Stratul (straturile) de fundație este situat între stratul de bază sau îmbrăcămintea rutieră și terenul de fundare, având următoarele roluri:

- **rolul de rezistență:**

preia eforturile unitare verticale de la stratul rutier superior, le repartizează pe suprafețe mai mari și le transmite stratului imediat inferior sau terenului de fundare în limita capacității portante a acestora. În acest scop, straturile de fundație trebuie să fie alcătuite astfel încât sarcinile statice sau dinamice din trafic să fie preluate în așa măsură încât terenul de fundare să nu fie solicitat peste limitele admisibile. Straturile de fundație trebuie să aibă o rezistență stabilă și o grosime suficientă pentru a repartiza cât mai uniform eforturile unitare verticale pe terenul de fundare.

- **rolul drenant:**

asigură drenarea și evacuarea apelor infiltrate în structura rutieră, împiedicând stagnarea acestora la nivelul patului drumului. Acest rol este esențial pentru menținerea constantă a capacității portante a structurii rutiere. Prezența apei este deosebit de dăunătoare, ea provocând o reacție în liant, ce conduce în final la distrugerea structurii rutiere;

- **rolul anticapilar:**

rupe ascensiunea capilară a apelor subterane. Acest rol este îndeplinit de straturi rutiere alcătuite din materiale granulare, având o grosime mai mare decât înălțimea ascensiunii capilare a apelor subterane, amplasate pe terenul de fundare;

- **rolul antigel:**

împiedică pătrunderea înghețului până la nivelul pământului din patul drumului, recomandându-se, în acest caz, folosirea în straturile de fundație a unor materiale negelive, cu o conductibilitate termică redusă;

- **rolul anticontaminant (izolator):**

oprește pătrunderea argilei din terenul de fundare spre straturile rutiere superioare, de rezistență, ale structurii rutiere.

Stratul de bază este situat între îmbrăcămintea bituminoasă sau din beton de ciment și stratul (straturile) de fundație. Acesta are rolul de a prelua încărcările date de trafic, în special eforturile unitare tangențiale și de întindere, și de a repartiza eforturile unitare verticale pe suprafețe mai mari, predându-le apoi stratului inferior în limita capacității portante a acestuia.

Deformabilitatea acestor straturi trebuie să fie cu atât mai mică, cu cât straturile superioare sunt mai subțiri și cu capacitate portantă mai redusă. În general, din acest punct de vedere, o compactare ridicată a stratului de fundație este garanția unei bune comportări în exploatare a structurii rutiere. Stratul de bază trebuie proiectat și executat din materiale mai rezistente, deoarece primește și solicitările transmise prin îmbrăcămintea rutieră (șocuri, vibrații, o parte din eforturile unitare tangențiale etc.). De aceea, se evită să se folosească în stratul superior de fundație materiale din roca slabă (calcare moi, șisturi și roci alterabile etc.).



---

# C O D P R A C T I C Î N C O N S T R U C Ţ I I

---

## Ghid privind fundații din piatră spartă și/sau amestec optimal și straturi rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri

Руководство по устройству оснований из щебня и/или оптимальной смеси и слоев дорожных одежд из природных заполнителей, стабилизированных цементом или гидравлическими дорожными вяжущими

Ghid for agregates foundations and/or optimal mix and road layers of natural aggregates stabilized with cement or hydraulic road binders

Data punerii în aplicare: 2024-03-22

### 1 Domeniu de aplicare

**1.1** Prezentul Cod practic în construcții (în continuare – Cod) privind condițiile tehnice de execuție a fundațiilor din piatră spartă și/sau amestec optimal și straturilor rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri, stabilește condițiile tehnice pe care trebuie să le îndeplinească fundații din piatră spartă și/sau amestec optimal și straturi rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri în etapele de proiectare a acestora, prepararea, transportul, punerea în operă și controlul calității materialelor și a straturilor executate.

**1.2** Prezentul Cod cuprinde condițiile tehnice prevăzute în SM SR EN 13242+A1 care trebuie îndeplinite de materialele folosite.

**1.3** Prezentul Cod se adresează tuturor factorilor implicați în procesul investițional: producători de materiale pentru construcții, proiectanți, executanți de lucrări, specialiști cu activitate în domeniul construcțiilor atestați/autorizați în condițiile legii, investitori, proprietari, administratori, laboratoare de încercări în construcții atestate/acreditate, precum și organisme de verificare/control etc.

**1.4** Acest Cod se aplică la proiectarea, construcția, modernizarea, reabilitarea, repararea și întreținerea tuturor categoriilor tehnice ale drumurilor conform NCM D.02.01.

### 2 Referințe normative

Următoarele documente, în totalitate sau parțial, sunt referințe normative în acest Cod și sunt indispensabile pentru aplicarea acestuia. Pentru prezentele referințe, se aplică ultima ediție a documentului la care se face referire (inclusiv, eventualele amendamente).

NCM B.01.05:2019	Sistematizarea și amenajarea localităților urbane și rurale
NCM D.02.01:2015	Proiectarea drumurilor publice
CP A.08.01:1996	Instrucțiuni de verificare a calității și de recepție a lucrărilor ascunse și/sau în faze determinante la construcții și instalații aferente
CP D.02.16:2012	Evaluarea capacității portante a structurilor rutiere suplă
SM EN 196-1:2016	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 1: Determinarea rezistențelor mecanice
SM SR EN 196-2:2016	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 2: Analiza chimică a cimentului
SM EN 196-3:2017	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 3: Determinarea timpului de priză și a stabilității
SM SR CEN/TR 196-4:2011	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 4: Determinarea cantitativă a componentelor
SM EN 196-5:2016	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 5: Încercarea de puzzolanicitate a cimentului puzzolanice

SM EN 196-6:2019	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 6: Determinarea fineții
SM SR EN 196-8:2011	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 8: Căldura de hidratare. Metoda prin dizolvare
SM SR EN 197-1:2014	Ciment. Partea 1: Compoziție, specificații și criteriile de conformitate ale cimenturilor uzuale
SM EN 933-1:2016	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 1: Determinarea granulozității. Analiza granulometrică prin cernere
SM EN 933-2:2020	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 2: Analiză granulometrică. Site pentru încercare, dimensiuni nominale ale ochiurilor
SM EN 933-4:2013	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 4: Determinarea formei particulelor. Coeficient de formă
SM EN 933-7:2013	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 7: Determinarea conținutului de elemente cochiliere. Procent de cochilii în agregate
SM SR EN 933-8+A1:2016	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 8: Evaluarea părților fine. Determinarea echivalentului de nisip
SM SR EN 1008:2011	Apă de preparare pentru beton. Specificații pentru prelevare, încercare și evaluare a aptitudinii de utilizare a apei, inclusiv a apelor recuperate din procese ale industriei de beton, ca apă de preparare pentru beton
SM EN 1097-2:2020	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 2: Metode pentru determinarea rezistenței la sfărâmare
SM SR EN 1097-3:2011	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 3: Metode pentru determinarea masei volumice în vrac și a porozității intergranulare
SM EN 1097-5:2015	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 5: Determinarea conținutului de apă prin uscare în etuvă ventilată
SM SR EN 1367-2:2011	Încercări pentru determinarea caracteristicilor termice și de alterabilitate ale agregatelor. Partea 2: Încercarea cu sulfat de magneziu
SM EN 12350-1:2019	Încercare pe beton proaspăt. Partea 1: Eșantionare și aparate comune
SM EN 12390-3:2019	Încercare pe beton întărit. Partea 3: Rezistența la compresiune a epruvetelor
SM EN 12504-1:2019	Încercări pe beton în structuri. Partea 1: Carote. Prelevare, examinare și încercări la compresiune
SM SR EN 12620+A1:2010	Agregate pentru beton
SM SR EN 13043:2010	Agregate pentru amestecuri bituminoase și pentru finisarea suprafețelor, utilizate la construcția șoselelor, a aeroporturilor și a altor zone cu trafic
SM SR EN 13043:2010/AC:2010	Agregate pentru amestecuri bituminoase și pentru finisarea suprafețelor, utilizate la construcția șoselelor, a aeroporturilor și a altor zone cu trafic
SM SR EN 13242+A1:2010	Agregate din materiale nelegate sau legate hidraulic pentru utilizare în inginerie civilă și în construcții de drumuri
SM SR EN 13242+A1:2010/C91:2022	Agregate din materiale nelegate sau legate hidraulic pentru utilizare în inginerie civilă și în construcții de drumuri
SM EN 13282-1:2014	Lianți hidraulici rutieri. Partea 1: Lianți hidraulici rutieri cu întărire rapidă. Compoziție, specificații și criteriile de conformitate
SM EN 13282-2:2017	Lianți hidraulici rutieri. Partea 2: Lianți hidraulici rutieri cu întărire normală. Compoziție, specificații și criteriile de conformitate
SM EN 13286-1:2022	Amestecuri de agregate netratate și tratate cu lianți hidraulici. Partea 1: Metode de determinare în laborator a



SM SR EN 13286-2:2011	masei volumice de referință și a conținutului de apă. Introducere, cerințe generale și eșantionare Amestecuri de agregate netratate și tratate cu lianți hidraulici. Partea 2: Metode de încercare pentru determinarea în laborator a masei volumice de referință și a conținutului de apă Compactare Proctor
SM EN 13286-2:2010/AC:2018	Amestecuri de agregate netratate și tratate cu lianți hidraulici. Partea 2: Metode de încercare pentru determinarea în laborator a masei volumice de referință și a conținutului de apă Compactare Proctor
SM EN 13808:2014	Bitum și lianți bituminoși. Cadru de specificații pentru emulsiile bituminoase cationice
SM EN ISO 17892-1:2016	Cercetări și încercări geotehnice. Încercări de laborator ale solului. Partea 1: Determinarea conținutului de apă
SM EN ISO 17892-1:2016/A1:2022	Cercetări și încercări geotehnice. Încercări de laborator ale solului. Partea 11: Încercări de permeabilitate
SM EN ISO 17892-11:2019	Lucrări de drumuri. Terminologie
SM SR 4032-1:2013	Metoda standardizată de încercare pe teren a densității și densității volumetrice a solului prin metoda balonului de cauciuc
SM ASTM D2167:2015	

### 3 Termeni și definiții

În prezentul Cod se utilizează termenii stabiliți în SM SR 4032-1, SM SR EN 13242+A1, SM EN 13286-1 și SM EN 13286-2/AC completate cu definițiile corespunzătoare:

#### 3.1

##### **clasă de granulozitate**

identificarea agregatelor în raport cu dimensiunea inferioară ( $d$ ) și superioară ( $D$ ) prin cernere, exprimată prin  $d/D$ .

NOTĂ - Această identificare admite prezența unor particule care vor fi reținute pe sita superioară (rămas) și a unor particule care vor trece prin sita inferioară (trecut). Dimensiunea sitei inferioare ( $d$ ) poate fi zero.

#### 3.2

##### **agregat fin**

identificarea claselor de granulozitate la care  $d$  este egal cu 0 și  $D$  este mai mic sau egal cu 6,3 mm (a se vedea tabelul 2).

NOTĂ - Agregatul fin poate fi produs prin dezintegrarea naturală a rocilor sau pietrișului și/sau prin concasarea rocilor sau pietrișului.

#### 3.3

##### **agregat grosier**

notarea claselor de granulozitate la care  $d$  este egal sau mai mare de 1 mm și  $D$  mai mare de 2 mm.

#### 3.4

##### **split**

agregat natural rezultat din concasarea simplă a rocilor dure și sortat în sorturile: 8-16; 16-22,4(31,5), 22,4(31,5)-40, folosită la prepararea betoanelor de ciment și la pietruiri.

#### 3.5

##### **savură (amestec de agregate)**

material granulos, cu mărimea granulelor 0-8 mm, obținut prin sortarea pietrei rezultate din concasarea rocilor, folosit la drumuri.

#### 3.6

##### **granulozitate**

distribuția granulometrică a particulelor exprimată ca procent de masă care trec printr-un anumit număr de site.

**3.7****pietriș sortat**

agregat natural de balastieră sortat în clase de granulozitate.

**3.8****cupă deflexiunii**

o formă idealizată, în formă de cupă, a unei suprafețe de îmbrăcăminte deformată sub o sarcină dată.

**3.9****filtru invers (sau "antifiltrele")**

este stratul de pământuri nisipoase, compus din mai multe rânduri, cu granulație variabilă după o lege determinată. Primul strat al filtrului este în contact cu stratul de pământ din terenul de fundare, iar celelalte straturi, cu grosimi egale, se succed în ordinea granulației crescânde, în sensul de curgere al apei, astfel încât, toate laolaltă formează un strat, cu un grad mare de permeabilitate între pământul din terenul de fundare și straturi superioare a structurii rutiere.

**4 Dispoziții generale**

**4.1** Straturile rutiere din agregate naturale nestabilizate sau stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri de regulă sunt straturi de bază sau de fundație.

**4.2** Alegerea straturilor de bază sau de fundație se efectuează în baza unui calcul care ea în considerare categoria tehnică a drumului sau a străzii, condiții climatice și de exploatare, precum și prezența materialelor de construcție locale.

**4.3** Față de alcătuirea, dimensionarea și executarea straturilor de bază și de fundație sunt impuse următoarele cerințe:

- asigurarea rezistenței și durabilității necesare luând în considerare sarcinile din trafic și influența factorilor climatici;
- eficiența, în special, utilizarea la maxim a materialelor de construcție a drumurilor locale;
- posibilitatea unei mecanizări complexe;
- asigurarea planeității la construirea îmbrăcămintilor cu consum minim de materiale și obținerea unor performanțe ridicate de funcționalitate a structurilor rutiere;
- asigurarea compactării uniforme menținând în același timp niveluri ridicate de planeitate.

**4.4** Agregate naturale nestabilizate sau stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri se folosesc la:

1) execuția straturilor superioare de fundație la:

- a) drumurile de categoria tehnică I - V cu îmbrăcăminți bituminoase, care au strat de bază din mixturi asfaltice sau din agregate naturale stabilizate (al 2-lea strat stabilizat);
- b) drumurile de categoria tehnică III și IV cu îmbrăcăminți bituminoase, care au strat de bază din piatră spartă împănată cu split bitumat;
- c) drumurile de categoria tehnică II - IV cu structuri rutiere, care au strat de bază din agregate naturale stabilizate (al 2-lea strat stabilizat);
- d) drumurile de categoria tehnică I - III cu îmbrăcăminți din beton de ciment;
- e) străzi de categoria I și II.

2) execuția straturilor de bază la:

- a) drumurile de categoria tehnică III - V cu îmbrăcăminți bituminoase (fără strat de mixturi asfaltice);
- b) drumurile de categoria tehnică I - IV cu îmbrăcăminți bituminoase (fără strat de mixturi asfaltice în stratul de bază) și de categoria tehnică II - IV, cu structuri rutiere, care au fundațiile alcătuite dintr-un strat inferior de balast și un strat superior din agregate naturale stabilizate.
- c) străzi de categoria I și II.
- d) platforme, locuri de parcare, benzi de staționare cu îmbrăcăminți din pavaj de pavele;

**4.5** Stratouri rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri se pot folosi și la:

- a) amenajarea platformelor și a locurilor de parcare;
- b) amenajarea benzilor de staționare și de încadrare;
- c) consolidarea acostamentelor.

**4.6** Stratouri de bază și de fundație din piatră spartă amestec optimal 0-63 mm se realizează într-un singur strat a cărui grosime se stabilește prin proiect.

**4.7** Fundația din piatră spartă mare 31,5-63 mm, se realizează în două straturi, un strat inferior de minimum 10 cm de balast 0-63 și un strat superior din piatră spartă 31,5-63 mm de minimum 12 cm, split 16-25 mm pentru împănarea stratului superior și nisip sau savură 0-8, ca material de protecție, conform prevederilor SM SR EN 13242+A1 și SM SR EN 13242+A1/C91.

**4.8** La executarea straturilor rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri se vor respecta prevederile din standardele și normativele specifice în vigoare, în măsura în care acestea completează și nu contravin prezentului Cod.

**4.9** Straturile de fundație din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal (în continuare din agregate naturale) stabilizate cu ciment se realizează într-unul sau mai multe straturi, în funcție de grosimea stabilită prin proiect.

**4.10** Fundația din piatră spartă amestec optimal 0-63 mm stabilizată cu ciment se realizează într-un singur strat a cărui grosime este stabilită prin proiect.

**4.11** Pe drumurile la care nu se prevede realizarea unui strat de formă sau realizarea unor măsuri de îmbunătățire a protecției patului, iar acesta este constituit din pământuri coezive, stratul de fundație din piatră spartă amestec optimal 0-63 mm se va realiza în mod obligatoriu pe un substrat de fundație care poate fi:

- substrat izolator de nisip de 7 cm grosime după cilindrare;
- substrat drenant din balast de minim 10 cm grosime după cilindrare.

**4.12** Când stratul inferior al fundației rutiere este alcătuit din balast, așa cum se prevede la punctul 4.11, acesta preia și funcția de substrat drenant, asigurându-se condițiile necesare privind grosimea, calitatea de drenare și măsurile de evacuare a apei.

**4.13** Antreprenorul este obligat să asigure măsurile organizatorice și tehnologice corespunzătoare pentru respectarea strictă a prevederilor prezentului Cod.

**4.14** Antreprenorul va asigura prin laboratoarele sale sau prin colaborare cu un laborator autorizat/acreditat efectuarea tuturor încercărilor și determinărilor rezultate din prezentul Cod.

**4.15** Antreprenorul este obligat să efectueze la cererea Beneficiarului verificări suplimentare față de prevederile prezentului Cod.

**4.16** În cazul în care se vor constata abateri de la prezentul Cod Beneficiarul va dispune întreruperea execuției lucrărilor și luarea măsurilor ce se impun.

## 5 Materiale. Condiții tehnice

### 5.1 Agregate

5.1.1 Pentru execuția fundațiilor din piatră spartă sau amestec optimal se utilizează sorturile de agregate specificate în tabelul 1.

**Tabelul 1 - Sorturile de agregate pentru fundații din piatră spartă și/sau amestec optimal**

Domeniu de aplicare	Agregatele folosite	
	Natura agregatului	Dimensiunea granulelor, mm
1 Strat de fundație din piatră spartă mare, 31,5-63 mm	Agregate conform: SM SR EN 13242+A1 - balast (stratul inferior) - pietriș (stratul superior) - split pentru împănarea stratului superior - nisip grăunțos sau savură	0-63 31,5-63 16-31,5 0-8
2 Straturi de fundație din piatră spartă amestec optimal 0-63 mm	Agregate conform: SM SR EN 13242+A1 - nisip - piatră spartă amestec optimal	0-4 0-63

5.1.2 Nisipul grăunțos sau savură ca material de protecție nu se utilizează când stratul superior fundației este de macadam sau de beton de ciment.

5.1.3 Agregatele trebuie să provină din roci stabile, adică nealterabile la aer, apă sau îngheț. Se interzice folosirea agregatelor provenite din roci feldspatice sau șistoase.

5.1.4 Agregatele naturale folosite trebuie să corespundă calitativ cu prevederile SM SR EN 13242+A1.

5.1.5 Agregatele folosite la realizarea stratului de fundație trebuie să îndeplinească condițiile de admisibilitate arătate în tabelele 2, 3 și 4 și nu trebuie să conțină corpuri străine vizibile (bulgări de pământ, cărbune, lemn, resturi vegetale) sau elemente alterate.

**Tabelul 2 – Nisip, condiții de admisibilitate**

Caracteristici	Condiții de admisibilitate pentru		Metoda de încercare
	Strat izolant	Strat de protecție	
Sort (ochiuri pătrate)	0 - 4	4 – 8	SM EN 933-1
Granulozitate: - conținut de fracțiuni sub 0,125 mm, % max. - conținut de fracțiuni sub 0,063 mm, % max. - condiții de filtru invers	14 - 5 $d_{15p} < d_{15f} < d_{85p}$ , $d_{50f} < 25d_{50p}$	- 5 -	SM EN 933-1
Coeficient de permeabilitate (k), cm/s, min.	$6 \times 10^{-3}$	-	SM EN ISO 17892-11
NOTĂ - $d_{15p}$ , $d_{15f}$ , $d_{50f}$ , $d_{50p}$ , $d_{85p}$ reprezintă diametrele granulelor corespunzătoare unor treceri de 15%, 50% și respectiv, 85% din curbele granulometrice ale materialelor: p - pământul din terenul de fundare; f - filtru, respectiv balastul din stratul de fundație			

**Tabelul 3 – Balast, condiții de admisibilitate**

Caracteristici	Condiții de admisibilitate	Metoda de încercare
Sort (ochiuri pătrate)	0 - 63	SM EN 933-1
Conținut de fracțiuni, % max.:		SM EN 933-1
- sub 0,02 mm	3	
- 0...63 mm	100	
Coeficient de neuniformitate ( $U_n$ ), min.	15	-
Echivalent de nisip (EN), min.	30	SM SR EN 933-8+A1
Rezistența la fragmentare coeficient LA, %, max.	50	SM SR EN 13242+A1/C91 SM EN 1097/2-2010
NOTĂ - Coeficientul de neuniformitate se determină cu relația: $U_n = d_{60}/d_{10}$ , unde: $U_n$ – reprezintă coeficientul de neuniformitate; $d_{60}$ – diametrul ochiului ciurului sau latura ochiului sitei prin care trec 60% din masa probei analizate pentru verificarea granulozității, determinat pe curba granulometrică, în mm; $d_{10}$ – diametrul ochiului ciurului sau latura ochiului sitei prin care trec 10% din masa probei analizate pentru verificarea granulozității, determinat pe curba granulometrică, în mm; Coeficientul de neuniformitate luat în considerare, reprezintă media rezultatelor a trei determinări care nu diferă între ele cu mai mult de 15%.		

**Tabelul 4 - Piatră spartă, condiții de admisibilitate**

Sort	Savură	Piatră spartă (split)			Piatră spartă mare
		Condiții de admisibilitate			
Caracteristica	0 - 8	8 – 16	16 – 31,5	31,5 – 63	
Conținut de granule: - rămân pe ciurul superior ( $d_{max}$ ), % max. - trec prin ciurul inferior ( $d_{min}$ ), % max.	5	5		5	
	-	10		10	
Conținut de granule alterate, moi, friabile, poroase, % max.	-	10		10	
Forma granulelor: - coeficient de formă, %, max.	-	35		35	
Coeficient de impurități: - corpuri străine, %, max - fracțiuni sub 0,1 mm, %, max.	1	1		1	
	-	3		Nu este cazul	
Uzura cu mașina tip Los Angeles, %, max.	-	30		Corespunzător clasei rocii cf. tabelelor Nisip și Balast din SM SR EN 13242+A1	
Rezistența la acțiunea repetată a sulfatului de sodiu ( $Na_2SO_4$ ) 5 cicluri, % max.	-	6		3	

**5.1.6** Piatra spartă amestec optimal se poate obține fie prin amestecarea sorturilor 0-4, 0-8, 8-16, 16-31,5, 31,5-63, fie direct de la concasare dacă îndeplinesc condițiile din tabelul 5 și granulozitatea conform tabelului 6.

Amestecul pe șantier se realizează într-o instalație de nisip stabilizat prevăzută cu predozor cu patru compartimente.

**Tabelul 5 - Piatră spartă amestec optimal, condiții de admisibilitate**

Caracteristici	Condiții de admisibilitate	
	0-40	0-63
Sort		
Conținut de fracțiuni, %, max.:		
- sub 0,063 mm	3	3
- sub 0,125 mm	3 - 14	2 - 14
- 0 - 8 mm	42 - 65	35 - 55
- 16 - 40 mm	20 - 40	-
- 31,5 - 63 mm	-	20 - 40
Granulozitate	să se înscrie între limitele din tabelul 6	
Echivalent de nisip (doar în cazul nisipului natural) (EN), min.	30	
Uzura cu mașina de tip Los Angeles (LA)%, max.	30	
Rezistența la acțiunea repetată a sulfatului de sodiu (Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> ), 5 cicluri, %, max.	6 pentru split 3 pentru piatră spartă 31,5-63	

**Tabelul 6 - Piatră spartă amestec optimal, granulozitate**

Domeniu de granulozitate	Limita	Treceri în % din greutate prin sitele sau ciururile cu dimensiuni de: în mm									
		0.063	0.125	0.250	1	4	8	16	31,5	40	63
0...31,5	infer.	0	2	3	12	28	42	60	75	90	-
	super.	3	10	14	30	50	65	80	90	100	-
0...63	infer.	0	1	2	8	20	31	48	60	75	90
	super.	3	10	14	27	42	55	70	80	90	100

**5.1.7** Condițiile de admisibilitate privind coeficientul de formă, conținutul de granule alterate și conținutul de impurități pentru piatră spartă amestec optimal sunt cele indicate în tabelul 4 (pentru piatră spartă).

**5.1.8** Agregatele se vor aproviziona din timp în depozitul șantierului pentru a se asigura omogenitatea și constanța calității acestora.

**5.1.9** Fiecare lot de material va fi însoțit de declarația de performanță, marcaj de conformitate CE și, după caz, certificatul de conformitate a controlului producției în fabrică sau rapoarte de încercare prin care să se certifice calitatea materialului, eliberate de un laborator autorizat/acreditat.

**5.1.10** În timpul transportului de la furnizor la șantier sau la stația de betoane și în timpul depozitării, agregatele trebuie ferite de contaminare cu impurificări. Depozitarea se va face pe platforme amenajate, separat pe sorturi și păstrate în condiții care să le ferească de împrăștiere, contaminare sau amestecare.

**5.1.11** Agregatele naturale care se utilizează la executarea straturilor rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri cuprinse în prezentul Cod sunt conform cerințelor standardelor SM SR EN 13242+A1/C91 sau SM SR EN 12620+A1.

**5.1.12** Agregatele trebuie să fie inerte și să nu conducă la efecte dăunătoare asupra liantului folosit la execuția stratului rutier stabilizat.

**5.1.13** Pentru execuția straturilor rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri se utilizează sorturile de agregate specificate în tabelul 7.

**Tabelul 7 - Sorturile de agregate pentru straturi rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri**

Domeniu de aplicare		Agregatele folosite	
		Natura agregatului	Dimensiunea granulelor
1	Straturi de bază pentru: structuri rutiere nerigide, platforme, locuri de parcare	Agregate conform: SM SR EN 13242+A1/C91 sau SM SR EN 12620+A1	
		- nisip	0-4
		- pietriș	8-16
		- balast	0-16
2	Straturi de fundație pentru structuri nerigide și rigide, platforme, locuri de parcare, benzi de staționare, acostamente	Agregate conform: SM SR EN 13242+A1/C91 sau SM SR EN 12620+A1	
		- nisip	0-4
		- pietriș	8-31,5
		- balast	0-63
		Agregate concasate conform SM SR EN 13242+A1/C91 sau SM SR EN 12620+A1	
		- pietriș concasat	8-31,5
		- balast concasat	0-40
		conform SM SR EN 13043	
		- piatră spartă (split)	8-16 și 16-31,5
		- savură	0-8

**5.1.14** Sitele de control utilizate pentru determinarea granulozității agregatelor naturale sunt conform SM EN 933-2, sitele utilizate trebuie să aparțină seriei de bază plus seria 1, conform SM SR EN 13242+A1, la care se adaugă sitele 0,063 mm și 0,125 mm.

**5.1.15** Fiecare lot de agregate aprovizionat va fi însoțit, după caz, de:

- declarația de performanță, marcaj de conformitate CE și certificat de conformitate a controlului producției în fabrică;
- declarația de performanță, marcaj de conformitate CE și rapoarte de încercare (emise de laboratoare autorizate/acreditate) prin care să se certifice calitatea materialului.

**5.1.16** În șantier se vor efectua verificări la fiecare lot de agregate aprovizionat sau pentru maximum:

- 1.000 t pentru agregate cu dimensiunea > 4 mm;
- 500 t pentru agregate cu dimensiunea ≤ 4 mm.

**5.1.17** Pe șantier se va ține evidența calității agregatelor astfel:

- într-un dosar vor fi cuprinse certificatele de calitate emise de furnizor;
- într-un registru (registru pentru încercări agregate) rezultatele determinărilor efectuate de laboratorul șantierului.

## 5.2 Lianți hidraulici rutieri și cimenturi

**5.2.1** Un liant hidraulic este un liant produs în fabrică, livrat gata de utilizare, cu proprietăți specifice, adaptate straturilor de bază și de fundație, straturilor de formă, stabilizării și tratării solului.

**5.2.2** Liantul hidraulic rutier trebuie ales din SM EN 13282-1 sau SM EN 13282-2 și trebuie să corespundă unui agrement tehnic european.

**5.2.3** La stabilizarea agregatelor naturale se va utiliza unul din următoarele tipuri de ciment, care trebuie să corespundă condițiilor tehnice de calitate, conform prevederilor standardelor respective, indicate în tabelul 8.

Cimenturile care vor prezenta rezistențe mecanice inferioare limitelor prescrise clasei respective, vor fi declassate și utilizate numai corespunzător noii clase.

Cimentul care se consideră că s-a alterat, se va evacua, fiind interzis a fi utilizat la prepararea betoanelor.

Caracteristicile cimenturilor uzuale și a cimenturilor pentru drumuri vor fi verificate în conformitate cu SM SR EN 197-1, SM EN 196-1, SM SR EN 196-2, SM EN 196-3, SM SR CEN/TR 196-4, SM EN 196-5, SM EN 196-6 și SM SR EN 196-8.

**Tabelul 8 - Condiții tehnice de calitate pentru cimenturi**

Caracteristici fizice	Cimentul			Metoda de determinare
	32,5N 32,5 R	42,5N 42,5R	52,5N 52,5 R	
Priza determinată pe pasta de ciment de consistență normală -să nu înceapă mai devreme de (min)	≥ 75	≥ 60	≥ 45	SM EN 196-3
Stabilitate (expansiune)	≤10			SM EN 196-3
Rezistența mecanică la compresiune, min. la: 2 zile N/mm <sup>2</sup>	-	≥10	≥20	SM EN 196-1
7 zile N/mm <sup>2</sup>	≥16	> 20	> 30	
28 zile N/mm <sup>2</sup>	32,5 - 52,5	42,5 - 62,5	≥52,5	

**5.2.4** Este indicat ca șantierul să fie aprovizionat de la o singură fabrică de ciment.

**5.2.5** Dacă Antreprenorul propune utilizarea mai multor tipuri de ciment este necesar a obține aprobarea Beneficiarului în acest scop.

**5.2.6** La aprovizionare, fiecare lot de material va fi însoțit de declarația de performanță și, după caz, certificatul de conformitate împreună cu rapoartele de încercare prin care să se certifice calitatea materialului, eliberate de un laborator autorizat/acreditat și se va verifica obligatoriu finețea și timpul de priză pe lot sau pentru maxim 100 tone.

**5.2.7** Cimentul se va livra de către furnizori în saci sigilați și se va depozita în încăperi acoperite, ferit de umezeală, în condiții reci, uscate. Fiecare sac de ciment va avea inscripționat marcajul de conformitate CE, numărul de identificare a organismului de certificare și informațiile însoțitoare. Dacă pe sac nu figurează toate informațiile, ci doar o parte, atunci trebuie ca documentele comerciale însoțitoare să cuprindă informații complete.

**5.2.8** Se interzice folosirea cimentului având temperatura mai mare de + 50°C.

**5.2.9** Durata de depozitare a cimentului nu va depăși 45 de zile de la data expedierii de către producător.

**5.2.10** Cimentul rămas în depozit timp mai îndelungat nu va putea fi întrebuițat decât după verificarea stării de conservare și a rezistențelor mecanice de 2 (7) zile.

**5.2.11** Controlul calității cimenturilor pe șantier se face în conformitate cu prevederile tabelului 10.



**5.2.12** Pe șantier se va ține evidența calității cimentului, astfel:

- a) într-un dosar vor fi cuprinse toate certificatele de calitate de la fabrica furnizoare;
- b) într-un registru (registru pentru ciment) rezultatele determinărilor efectuate în laborator.

### 5.3 Apa

**5.3.1** Apa necesară realizării straturilor de fundație poate să provină din rețeaua publică sau din alte surse, dar în acest din urmă caz nu trebuie să continue nici un fel de particule în suspensie și .

**5.3.2** Apa utilizată la prepararea amestecului de agregate naturale și ciment poate să provină din rețeaua publică sau altă sursă și trebuie să îndeplinească condițiile prevăzute în SM SR EN 1008.

**5.3.3** În timpul utilizării pe șantier, se va evita poluarea apei cu detergenți, materii organice, uleiuri, argile, etc.

### 5.4 Aditivi

La prepararea amestecului de agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri se impune adesea folosirea unui întârziator de priză. Acesta poate fi întârziatorul de priză folosit obișnuit la prepararea betoanelor de ciment și să respecte cerințele SM SR EN 934-1:2013.

### 5.5 Materiale de protecție

La prepararea amestecului de agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri se folosesc următoarele materiale de protecție:

- Emulsie bituminoasă cationică, conform SM EN 13808;
- Nisip sort 0-4 mm, conform SM SR EN 12620+A1.

### 5.6 Controlul calității materialelor

#### 5.6.1 Controlul calității agregatelor înainte de realizarea straturilor de fundație

Controlul calității agregatelor înainte de realizarea straturilor de fundație se face de către Antreprenor în conformitate cu prevederile cuprinse în tabelul 9.

**Tabelul 9 - Controlul calității agregatelor înainte de realizarea straturilor de fundație**

Nr. crt	Acțiunea, procedeul de verificare sau caracteristicile care se verifică	Frecvența minimă		Metode de determinare conform
		La aprovizionare cantități mari	La locul de punere în operă	
1	Examinarea datelor înscrise în certificatul de calitate sau certificatul de garanție	La fiecare lot aprovizionat	-	
2	Corpuri străine: - argilă bucăți - argilă aderentă - conținut de cărbune	În cazul în care se observă prezența lor	Ori de câte ori apar factori de impurificare	SM EN 933-7 și vizual
3	Conținutul de granule alterante, moi, friabile, poroase și vacuolare	O probă la max. 2500 m <sup>3</sup> pentru fiecare sursă	-	SM SR EN 13043 și SM SR EN 13043/AC
4	Granulozitatea sorturilor	O probă la max. 2500 mc pentru fiecare sort și sursă	-	SM EN 933-1

(continuă)

**Tabelul 9 (sfârșit)**

Nr. crt	Acțiunea, procedeul de verificare sau caracteristicile care se verifică	Frecvența minimă		Metode de determinare conform
		La aprovizionare cantități mari	La locul de punere în operă	
5	Forma granulelor pentru piatră spartă. Coeficient de formă	O probă la max. 2500 mc pentru fiecare sort și fiecare sursă	-	SM EN 933-4
6	Echivalent de nisip (EN numai la produse de balastieră)	O probă la max. 2500 mc pentru fiecare sursă	-	SM SR EN 933-8+A1
7	Rezistența la acțiunea repetată a sulfatului de sodiu (Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> ), 5 cicluri	O probă pentru fiecare sursă	-	SM SR EN 1367-2
8	Fragmentarea cu mașina Los Angeles	O probă la max. 5000 m <sup>3</sup> pentru fiecare sort și fiecare sursă	-	SM EN 1097-2
9	Caracteristici de compactare Proctor modificat la agregate naturale	O probă pentru fiecare sursă	-	SM SR EN 13286-2

**5.6.2 Controlul calității materialelor înainte de prepararea amestecului stabilizat**

Materialele destinate preparării straturilor de bază și de fundații din agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri sunt supuse la încercări preliminare și la determinări pentru stabilirea rețetei, a căror natură și frecvență sunt date în tabelul 10.

**Tabelul 10 – Controlul calității materialelor înainte de prepararea amestecului stabilizat**

Material	Acțiunea, procedeul de verificare sau caracteristicile care se verifică	Frecvența minimă		Metode de determinare conform
		La aprovizionarea materialelor în depozit	Înainte de utilizarea materialului	
Ciment	Examinarea datelor înscrise în certificatul de calitate sau certificatul de garanție	La fiecare lot aprovizionat	-	-
	Constanta de volum/stabilitate	O determinare la fiecare lot aprovizionat, dar nu mai puțin de o determinare la 100 t, pe o proba medie	-	SM EN 196-3, SM SR CEN/TR 196-4
	Timpul de priză		-	
	Rezistențe mecanice la 2 zile	O proba la 100 t sau la fiecare siloz în care s-a depozitat lotul aprovizionat	-	SM EN 196-1
	Rezistențe mecanice la 28 zile		-	
	Prelevarea de contra-probe care se păstrează minim 45 zile (păstrate în cutii metalice sau pungi de polietilena sigilate)	La fiecare lot aprovizionat probele se iau împreună cu delegatul Inginerului	-	-
	Starea de conservare numai dacă s-a depășit termenul de depozitare sau au intervenit factori de alterare	O determinare la fiecare lot aprovizionat sau la fiecare siloz în care s-a depozitat lotul aprovizionat (pe o proba medie)	Două determinări pe siloz (sus și jos)	SM EN 196-6

(continuă)

**Tabelul 10 (sfârșit)**

Material	Acțiunea, procedeul de verificare sau caracteristicile ce se verifica	Frecvența minimă		Metode de determinare conform
		La aprovizionarea materialelor în depozit	Înainte de utilizarea materialului	
Agregate	Examinarea datelor înscrise în certificatul de calitate sau certificatul de garanție	La fiecare lot aprovizionat	-	-
	Granulozitatea sorturilor	O proba la fiecare lot aprovizionat de max. 500 t și pentru fiecare sursă și pentru fiecare sort	-	SM EN 933-1
	Echivalentul de nisip	O proba la fiecare lot aprovizionat de max. 500 t și sursă	-	SM SR EN 933-8+A1
	Coeficient de neuniformitate	O proba la fiecare lot aprovizionat de max. 500 t și și pentru fiecare sursă	-	-
	Umiditatea		O proba pe schimb și sort și ori de câte ori se observa o schimbare cauzata de condiții meteo	SM EN 1097-5
	Rezistența la fragmentare cu mașina tip Los Angeles	O probă la fiecare lot aprovizionat pentru fiecare sort și sursă	-	SM EN 1097-2
Aditivi	Examinarea datelor înscrise în certificatul de calitate	La fiecare lot aprovizionat	-	-
Apă	Compoziția chimică		O probă la începerea lucrării pentru fiecare sursă	SM SR EN 1008
Emulsie bituminoasă	Examinarea datelor înscrise în certificatul de calitate	La fiecare lot aprovizionat	-	-

## 6 Stabiliri preliminare

### 6.1 Stabilirea caracteristicilor de compactare pentru stratul inferior de fundație din balast și pentru stratul de fundație realizat din piatră spartă amestec optimal

#### 6.1.1 Caracteristicile optime de compactare

6.1.1.1 Caracteristicile optime de compactare ale balastului sau ale amestecului optimal de piatră spartă se stabilesc de către un laborator de specialitate autorizat/acreditat înainte de începerea lucrărilor de execuție. Prin încercarea Proctor modificată, conform SM SR EN 13286-2, se stabilește:

$\rho_{dmax}$  = masa volumică în stare uscată maximă, exprimată în g/m<sup>3</sup>;  
 $w_{max}$  = conținut de apă al amestecului maxim, exprimat în %.

#### 6.1.2 Caracteristicile efective de compactare

**6.1.2.1** Caracteristicile efective de compactare se determină de laboratorul șantierului pe probe prelevate din lucrare și anume:

$\rho_{def}$  = masa volumică în stare uscată efectivă, exprimată în Mg/m<sup>3</sup>  
 $w_{ef}$  = conținut de apă al amestecului efectiv, exprimat în %

În vederea stabilirii gradului de compactare:

$$D = \frac{\rho_{def}}{\rho_{dmax}} \times 100 (\%)$$

La execuția stratului de fundație se va urmări realizarea gradului de compactare arătat la punctul 9.2.2.

## 6.2 Stabilirea compoziției amestecului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri

### 6.2.1 Încercări preliminare

**6.2.1.1** Stadiul compoziției amestecului de agregate naturale, ciment și apă se va face de către un laborator de specialitate prin efectuarea unor încercări preliminare, care va determina:

- curba granulometrică a agregatelor stabilizate;
- dozajele de ciment și aditiv;
- conținutul de apă;
- densitatea în stare uscată de referință, respectiv caracteristicile de compactare.

**6.2.1.2** De asemenea, testul preliminar va determina variațiile admisibile ale compoziției, în vederea adaptării acesteia la condițiile de șantier, păstrând caracteristicile amestecului preparat, privind lucrabilitatea, omogenitatea și caracteristicile cerute la punctul 6.2.2.2.

### 6.2.2 Compoziția amestecului

**6.2.2.1** Stabilitatea compoziției amestecului se va face:

- la intrarea în funcție a stației de preparare;
- la schimbarea tipului de ciment sau agregate.

**6.2.2.2** Compoziția amestecului de ciment, apă și agregate naturale se va stabili numai prin încercări de laborator autorizat/acreditat, în funcție de îndeplinirea condițiilor prezentate în tabelul 11.

**Tabelul 11 – Proprietățile fizico-mecanice ale amestecului**

Proprietate	Denumirea stratului și al lucrării		Metoda de încercare
	Strat de bază pentru structuri rutiere nerigide, platforme și locuri de parcare	Strat de fundație pentru structuri rutiere rigide, nerigide, consolidarea benzilor de staționare, a benzilor de încadrare și a acostamentelor	
Rezistența la compresiune, N/mm <sup>2</sup>			SM EN 12390-3
Rc 7 zile	1,5...2,2	1,2...1,8	
Rc 28 zile	2,2...5,0	1,8...3,0	

(continuă)

**Tabelul 11 (sfârșit)**

Proprietate	Denumirea stratului și al lucrării		Metoda de încercare
	Strat de bază pentru structuri rutiere nerigide, platforme și locuri de parcare	Strat de fundație pentru structuri rutiere rigide, nerigide, consolidarea benzilor de staționare, a benzilor de încadrare și a acostamentelor	
Stabilitate la apă % max. - scăderea rezistenței la compresiune $R_{ci}$ - umflare volumică $U_I$ - absorbție de apă $A_i$	20 2 5	25 5 10	SM EN 13286-41  SM EN 1097-5
Pierdere de masă % max. - saturare-uscare $P_{su}$ - îngheț-dezgeț $P_{id}$	7 7	10 10	SM CEN/TS 12390-9

**6.2.2.3** În tabelul 12 se indică orientativ dozajele de ciment.

**Tabelul 12 – Dozaje de ciment orientative**

Denumirea stratului	Agregatul		Dozaj orientativ de ciment, în % din cantitatea de agregate naturale uscate
	Natură	Granulozitate (mm)	
1. Strat de bază, platforme și locuri de parcare	balast	0-16	3...7
	agregate concasate	0-16	
2. Strat de fundație, consolidarea benzilor de staționare, a benzilor de încadrare și a acostamentelor	nisip	0-4	6...10
	balast agregate concasate	0-25 0-25	4...6

**6.2.2.4** În ce privește conținutul de apă, acesta trebuie să se situeze la nivelul umidității optime de compactare.

**6.2.2.5** Caracteristicile de compactare respectiv densitatea în starea uscată maximă  $d_{umax}$  și umiditatea optimă  $W_{opt}$  ale stratului din material granular stabilizat cu ciment se vor determina de către un laborator de specialitate autorizat/acreditat, prin metoda Proctor modificată, conform SM SR EN 13286-2.

**6.2.2.6** O importanță deosebită în cazul agregatelor naturale stabilizate o are durata de punere în opera. Aceasta este durata în care priza este nulă sau foarte slabă și permite punerea în operă a amestecului și compactarea lui, fără să prejudicieze viitoarele caracteristici mecanice ale acestuia.

**6.2.2.7** Durata de punere în operă care se cere în cazul materialelor granulare stabilizate, variază între 2 și 6 ore în funcție de condițiile de execuție. Mărirea duratei peste două ore se poate obține prin utilizarea unui întârziator de priză.

**6.2.2.8** Cantitatea de întârziator de priză depinde de temperatura ambiantă și va fi stabilită de un laborator autorizat/acreditat în cadrul studiilor preliminare, cunoscând ca la 10°C durata de punere în lucru este estimată la dublul celei obținute la 20°C iar aceasta la rândul său este de două ori mai mare decât cea pentru 40°C.

**6.2.2.9** Încercarea se face pentru diferite temperaturi, și se trasează diagrama timp de punere în operă - temperatura.

**6.2.2.10** Dozajul de ciment va fi stabilit prin încercări preliminare astfel încât să se asigure rezistențele (caracteristicile) prevăzute în tabelul 11.

## **7 Prepararea amestecului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri**

### **7.1 Stația de preparare**

**7.1.1** Prepararea amestecului din agregate naturale, ciment și apă se poate efectua în centrale de tip continuu de dozare și malaxare sau în centrale de beton, folosite la prepararea betoanelor rutiere.

**7.1.2** Stația de preparare trebuie să dispună de:

- a) depozite de agregate cu dotări corespunzătoare pentru evacuarea apelor provenite din precipitații;
- b) silozuri cu ciment marcate corespunzător, având capacitatea corelată cu capacitatea de producție a stației;
- c) instalație de preparare, cu rezervoare și dozatoare în bună stare de funcționare;
- d) buncăre pentru descărcarea, din utilajele de preparare, a amestecului preparat;
- e) laborator amenajat și dotat corespunzător;
- f) dotări care să asigure spălarea malaxorului, buncărelor și mijloacelor de transport;
- g) dotări privind protecția muncii și prevenirea și stingerea incendiilor.

**7.1.3** Stațiile de preparare trebuie să respecte următoarele caracteristici, privind precizia de cântărire și dozare:

- a) agregate  $\pm 3\%$
- b) ciment și apă  $\pm 2\%$
- c) aditivi  $\pm 5\%$

**7.1.4** Toleranțele se exprimă în funcție de greutatea fiecărui component și trebuie să facă referire la cantitățile teoretice conform calibrării.

### **7.2 Experimentarea preparării amestecului**

**7.2.1** Înainte de începerea lucrărilor, Antreprenorul este obligat să facă teste pe stația de preparare a amestecului pentru a verifica, folosind mijloacele șantierului, dacă rețeta amestecului, stabilită în laborator, permite atingerea caracteristicilor cerute.

**7.2.2** Testele trebuie repetate până la obținerea rezultatelor satisfăcătoare privind:

- a) umiditatea;
- b) omogenitatea amestecului;
- c) rezistența la compresiune.

**7.2.3** Concomitent în cadrul acestor verificări se va stabili și durata minimă de malaxare care să asigure o bună omogenitate a amestecului preparat.

**7.2.4** Probele pentru verificări se vor preleva din amestecul preparat în timpul testării, în vederea verificării obținerii caracteristicilor cerute, arătate la punctul 6.2.2.

### **7.3 Prepararea propriu-zisă a amestecului**

**7.3.1** Este interzisă prepararea amestecului în instalațiile care nu asigură încadrarea în abaterile prevăzute la punctul 7.1.3 sau la care dispozitivele de dozare, cu care sunt echipate, sunt defecte.

**7.3.2** Antreprenorul răspunde permanent de buna funcționare a dispozitivelor de dozare, verificându-le ori de câte ori este necesar, dar cel puțin o dată pe săptămână.

**7.3.3** Cantitatea de apă necesară amestecului se va corecta în funcție de umiditatea naturală a agregatelor, astfel încât la punerea în operă să fie asigurată umiditatea optimă de compactare stabilită în laborator, ținându-se seama și de pierderile de apă în timpul transportului de la stația de preparare la locul de punere în operă.

**7.3.4** Cantitatea de ciment ce se introduce în amestec este cea prevăzută în rețeta stabilită pentru fiecare tip de ciment aprovizionat.

**7.3.5** Amestecarea materialelor componente se va face în malaxorul instalației de preparare până la omogenizarea amestecului.

**7.3.6** Amestecul de agregate naturale, ciment și apă se introduce în buncărul de stocare a materialului, din care se descarcă în autobasculantă, astfel încât să se evite segregarea.

## 7.4 Controlul calității amestecului preparat

**7.4.1** Controlul calității amestecului preparat precum și confecționarea epruvetelor pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale amestecului (grad de compactare și rezistența la compresiune) se vor face în conformitate cu tabelul 13.

**Tabelul 13 - Controlul calității amestecului preparat**

Nr crt.	Acțiunea, procedeul de verificare sau caracteristici ce se verifică	Frecvența minimă		Metoda de determinare conform
		La stația de betoane	La locul de punere în lucru	
1	Examinarea documentului de transport	-	La fiecare transport	-
2	Încercarea Proctor modificată	pentru fiecare rețeta	-	SM SR EN 13286-2
3	Temperatura (la temperaturi ale aerului în intervalul 0°C-5°C și > 30°C)	la fiecare 2 ore pentru fiecare instalație	la fiecare 2 ore	-
4	Compoziția granulometrică a amestecului	1 determinare pe schimb, dar cel puțin 1 determinare la 500 m <sup>3</sup>	-	SM EN 993-2
5	Umiditatea amestecului în vederea stabilirii cantității de apă necesară asigurării umidității optime de compactare	cel puțin o dată pe schimb și la schimbări meteo care pot modifica umiditatea	-	SM EN 1097-5
6	Verificarea caracteristicilor de compactare: a. umiditate de compactare b. densitatea stratului, gradul de compactare	-	două probe la 1500 m <sup>2</sup> două probe la 1500 m <sup>2</sup>	SM SR EN 13286-2
7	Confecționarea de epruvete pentru determinarea densității și a rezistențelor la compresiune: la 7 zile la 28 zile	2 serii câte 3 epruvete cilindrice la 1500 m <sup>2</sup>	2 serii câte 3 epruvete cilindrice la 1500 m <sup>2</sup>	SM EN 12350-1

## **8 Realizarea straturilor de fundație**

### **8.1 Măsurile preliminare**

**8.1.1** La execuția stratului de fundație se va trece numai după recepționarea lucrărilor de terasamente sau de strat de formă sau strat inferior de fundație din balast, în conformitate cu prevederile caietelor de sarcini pentru realizarea acestor lucrări.

**8.1.2** Înainte de începerea lucrărilor de fundație se vor verifica și regla toate utilajele și dispozitivele necesare punerii în operă a straturilor de fundație.

**8.1.3** Înainte de așternerea materialelor din straturile de fundație se vor executa lucrările pentru drenarea apelor din fundație - drenuri transversale de acostament, drenuri longitudinale sub acostament sau sub rigole și racordările stratului de fundație la acestea, precum și alte lucrări prevăzute în acest scop în proiect.

**8.1.4** În cazul straturilor de fundație din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal prevăzute pe întreaga platformă a drumului, cum este cazul la autostrăzi sau la lucrările la care drenarea apelor este prevăzută a se face printr-un strat drenant continuu, se va asigura în prealabil posibilitatea evacuării apelor în afara suprafeței de lucru, în orice punct al traseului, la cel puțin 15 cm deasupra șanțului sau deasupra terenului în cazul rambleelor.

**8.1.5** În cazul când sunt mai multe surse de aprovizionare cu balast sau cu piatră spartă se vor lua măsuri de a nu se amesteca agregatele, de a se delimita tronsoanele de drum în lucru, funcție de sursa folosită, acestea fiind consemnate în registrul de șantier.

**8.1.6** În cazul straturilor de fundație din agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri înainte de așternere se va proceda la umezirea stratului suport, în special dacă acesta este constituit din materiale drenante (dar orice băltire va fi eliminată).

### **8.2 Experimentarea execuției straturilor de fundație**

**8.2.1** Înainte de începerea lucrărilor Antreprenorul este obligat să efectueze experimentarea executării straturilor de fundație prin execuția unui tronson experimental.

**8.2.2** În cazul straturilor de fundație din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal experimentarea se va face pentru fiecare tip de strat de fundație - strat de fundație din piatră spartă mare 31,5-63 mm pe un strat de balast de minim 10 cm sau fundație din piatră spartă amestec optimal 0-63 mm, cu sau fără substrat de nisip în funcție de soluția prevăzută în proiect.

**8.2.3** În cazul fundației din piatră spartă mare 31,5-63 mm experimentarea se va face separat pentru stratul inferior din balast și separat pentru stratul superior din piatră spartă mare.

**8.2.4** În cazul straturilor de fundație din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal, experimentarea se va face pe tronsoane experimentale în lungime de minim 30 m cu lățimea de cel puțin 3,50 m (dublul lățimii utilajului de compactare). În cazul straturilor de fundație din agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri lungimea tronsonului experimental va fi de 50-100 m și cu lățimea unei benzi de circulație

**8.2.5** Experimentarea în condiții de execuție curentă pe șantier are ca scop:

- realizarea caracteristicilor calitative ale agregatelor sau ale amestecului pus în operă în conformitate cu prezentul Cod;
- reglarea utilajelor și dispozitivelor de punere în operă;
- verificarea dacă grosimea prevăzută în proiect a straturilor de fundație din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal se poate executa într-un singur strat sau două;
- stabilirea grosimii de așternere a amestecului și condițiilor de compactare;
- stabilirea componenței atelierului de compactare și a modului de acționare a acestuia, pentru realizarea gradului de compactare cerut.



**8.2.6** Compactarea de probă pe tronsoanele experimentale de execuție a fundațiilor din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal se va face în prezența Beneficiarului, efectuând controlul compactării prin încercări de laborator sau pe teren, după cum este cazul, stabilite de comun acord.

**8.2.7** În cazul în care gradul de compactare prevăzut nu poate fi obținut, Antreprenorul va trebui să realizeze o nouă încercare, după modificarea grosimii stratului sau a componenței atelierului de compactare folosit. Aceste încercări au drept scop stabilirea parametrilor compactării și anume:

- grosimea maximă a stratului fundației ce poate fi executat pe șantier;
- condițiile de compactare (verificarea eficacității utilajelor de compactare).

**8.2.8** În cazul fundației din piatră spartă mare 31,5-63 mm, se mai urmărește stabilirea corectă a atelierului de compactare, compus din rulouri ușoare și rulouri mijlocii, a numărului minim de treceri ale acestor rulouri pentru cilindrarea uscată până la fixarea pietrei sparte 31,5-63 mm și în continuare a numărului minim de treceri, după așternerea în două reprize a splitului de împănare 16-25 mm, până la obținerea încheștării optime.

**8.2.9** Compactarea în acest caz se consideră terminată dacă ruloul compactorului cu masă de 10 – 13 tone nu mai lasă nici un fel de urme pe suprafața fundației din piatră spartă, iar o altă piatră cu dimensiunea de cca. 40 mm pozată în fața ruloului nu mai pătrunde în stratul de fundație și este sfărâmată, fără ca stratul de fundație să sufere dislocări sau deformări.

**8.2.10** În cazul fundației din agregate naturale stabilizate cu ciment sau cu lianți hidraulici rutieri se va preciza metoda de așternere, grosimea de așternere și condițiile de compactare.

**8.2.11** Partea din tronsonul executat, cu cele mai bune rezultate, va servi ca sector de referință pentru restul lucrărilor.

**8.2.12** Caracteristicile obținute pe sectorul experimental se vor consemna în registrul de șantier pentru a servi la urmărirea calității lucrărilor ce se vor executa.

### **8.3 Execuția straturilor de fundație piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal**

#### **8.3.1 Fundații din piatra sparta mare 31,5-63 mm pe un strat de balast**

##### **8.3.1.1 Execuția stratului inferior din balast**

**8.3.1.1.1** Pe terasamentul recepționat se așterne și se nivelează balastul, într-un singur strat, având grosimea rezultată pe tronsonul experimental astfel ca după compactare să se obțină 10 cm. Așternerea și nivelarea se vor face la șablon, cu respectarea lățimilor și pantelor prevăzute în proiect.

**8.3.1.1.2** Cantitatea necesară de apă pentru asigurarea umidității optime de compactare se stabilește de laboratorul de șantier ținând seama de umiditatea agregatului și se adaugă prin stropire. Stropirea va fi uniformă, evitându-se supraumezirea locală.

**8.3.1.1.3** Compactarea straturilor de fundație se va face cu atelierul de compactare stabilit pe tronsonul experimental, respectându-se componenta atelierului, viteza de compactare și tehnologia.

**8.3.1.1.4** Pe drumurile la care stratul de fundație nu se realizează pe întreaga lățime a platformei, acostamentele se completează și se compactează odată cu stratul de fundație, astfel ca stratul de fundație să fie permanent încadrat de acostamente, asigurându-se totodată și măsurile de evacuare a apelor, conform punctului 8.1.3.

**8.3.1.1.5** Denivelările care se produc în timpul compactării stratului de fundație sau care rămân după compactare, se corectează cu material de aport și se recompactează.

**8.3.1.1.6** Suprafețele cu denivelări mai mari de 4 cm se completează, se renivelează și apoi se compactează din nou.

**8.3.1.1.7** Este interzisă execuția stratului de fundație cu balast înghețat.

**8.3.1.1.8** Este interzisă de asemenea așternerea balastului, pe patul acoperit cu un strat de zăpadă sau cu pojghiță de gheață.

### **8.3.1.2 Execuția stratului superior din piatră spartă mare 31,5-63 mm**

**8.3.1.2.1** Piatra sparta mare se așterne, numai după recepția stratului inferior de balast, care, prealabil așternerii, va fi umezit.

**8.3.1.2.2** Piatră spartă se așterne și se compactează la uscat în reprize. Până la încheștarea pietrei sparte, compactarea se execută cu cilindri netezi de 6 t după care operațiunea se continuă cu compactoare cu pneuri sau vibratoare de 10-14 tone. Numărul de treceri a atelierului de compactare este cel stabilit pe tronsonul experimental.

**8.3.1.2.3** După terminarea cilindrii, piatra sparta se împănază cu split 16-22,4 mm, care se compactează și apoi urmează umplerea prin înnoire a golurilor rămase după împănare, cu savură 0-8 mm sau cu nisip.

**8.3.1.2.4** Până la așternerea stratului imediat superior, stratul de fundație din piatră spartă mare astfel executat, se acoperă cu material de protecție (nisip grăunțos sau savură).

**8.3.1.2.5** În cazul când stratul superior este macadam sau beton de ciment, nu se mai face umplerea golurilor și protecția stratului de fundație din piatră spartă mare.

### **8.3.1.3 Straturi de fundație din piatra sparta amestec optimal**

**8.3.1.3.1** Pe terasamentele recepționate, realizate din pământuri coezive și pe care nu se prevăd în proiecte îmbunătățiri ale patului sau realizarea de straturi de formă, se va executa în prealabil un substrat de nisip de 7 cm.

**8.3.1.3.2** Așternerea și nivelarea nisipului se fac la șablon, cu respectarea lățimilor și pantelor prevăzute în proiect pentru stratul de fundație.

**8.3.1.3.3** Nisipul așternut se umeștează prin stropire și se cilindrează.

**8.3.1.3.4** Pe substratul de nisip realizat, piatra spartă amestec optimal se așterne cu un repartizor-finisor de asfalt, cu o eventuală completare a cantității de apă, corespunzătoare umidității optime de compactare.

**8.3.1.3.5** Așternerea și nivelarea se fac la șablon cu respectarea lățimilor și pantelor prevăzute în proiect.

**8.3.1.3.6** Cantitatea necesară de apă pentru asigurarea umidității optime de compactare se stabilește de laboratorul de șantier ținând seama de umiditatea agregatului și se adaugă prin stropire uniformă evitându-se supraumectarea locală.

**8.3.1.3.7** Compactarea stratului de fundație se face cu atelierul de compactare stabilit pe tronsonul experimental, respectându-se componenta atelierului și viteza de deplasare a utilajelor de compactare.

**8.3.1.3.8** La drumurile pe care stratul de fundație nu se realizează pe întreaga lățime a platformei, acostamentele se completează și se compactează odată cu stratul de fundație, astfel ca acesta să fie permanent încadrat de acostamente, asigurându-se totodată și măsurile de evacuare a apelor conform punctului 8.1.3.

**8.3.1.3.9** Denivelările care se produc în timpul compactării sau care rămân după compactarea straturilor de fundație din piatră spartă mare sau din piatră spartă amestec optimal se corectează cu material de aport și se recompactează.

**8.3.1.3.10** Suprafețele cu denivelări mai mari de 4 cm se decapează după contururi regulate, pe toată grosimea stratului, se completează cu același tip de material, se renivează și apoi se cilindrează din nou.

**8.3.1.3.11** Este interzisă execuția stratului de fundație cu piatră spartă amestec optimal înghețată. De asemenea este interzisă așternerea pietrei sparte amestec optimal, pe patul acoperit cu un strat de zăpadă sau cu pojghiță de gheață.

### 8.3.1.4 Controlul calității compactării straturilor de fundație

**8.3.1.4.1** În timpul execuției straturilor de fundație din balast și piatră spartă mare 31,5-63 mm, sau din piatră spartă amestec optimal, se vor face verificările și determinările arătate în tabelul 14, cu frecvența menționată în același tabel.

**8.3.1.4.2** În ce privește capacitatea portantă la nivelul superior al stratului de fundație aceasta se determină prin măsurători cu deflectometrul sau alte metode standardizate sau agrementate acceptate de Beneficiar, când măsurarea capacității portante cu deflectometrul cu pârghie nu este posibilă din cauza spațiilor înguste.

**Tabelul 14 - Caracteristici de verificare a straturilor de fundație executate din piatră spartă sau din piatră spartă amestec optimal**

Nr. crt.	Determinarea, procedeul de verificare sau caracteristicile care se verifică	Frecvențe minime la locul de punere în lucru	Metode de verificare conform
1.	Încercarea Proctor modificată: - strat balast - strat piatră spartă amestec optimal	-	SM SR EN 13286-2
2.	Determinarea umidității de compactare: - strat balast - strat piatră spartă amestec optimal	minim 3 probe la o suprafață de 2000 m <sup>2</sup> de strat	SM EN 1097-5
3.	Determinarea grosimii stratului compactat: - toate tipurile de straturi	minim 3 probe la o suprafață de 2000 m <sup>2</sup> de strat	-
4.	Determinarea gradului de compactare prin determinări volumice pe teren: - strat balast - strat piatră spartă amestec optimal	1 test la fiecare 200 m de drum (de bandă) sau 1500 m <sup>2</sup> suprafață de drum	SM ASTM D2167 sau Anexa A
5.	Verificarea compactării prin încercarea cu piatră supusă strivirii în fata compactorului	minim 3 încercări la o suprafață de 2000 m <sup>2</sup>	punctul 10.2.1
6.	Determinarea capacității portante la nivelul superior al stratului de fundație: - toate tipurile de straturi de fundație	în câte două puncte situate în profiluri transversale la distante de 10 m unul de altul pentru fiecare bandă cu lățime de 7,5 m	Anexa B sau Anexa C

## 8.4 Punerea în operă a amestecului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri

### 8.4.1 Transportul amestecului

**8.4.1.1** Amestecul din agregate naturale stabilizate cu ciment se transportă la locul de punere în operă cu autobasculante.

**8.4.1.2** Pe timp de arșiță și ploaie, amestecul trebuie protejat prin acoperire cu prelate, pentru a se evita modificarea umidității acestuia.

**8.4.1.3** Capacitatea de transport trebuie să fie corespunzătoare pentru a asigura funcționarea continuă a stației de preparare și a atelierului de punere în operă.

### 8.4.2 Punerea în opera a amestecului

#### 8.4.2.1 Așternere și nivelare

**8.4.2.1.1** Așternerea și nivelarea amestecului trebuie să fie executate astfel încât să se realizeze următoarelor obiective:

- a) respectarea toleranțelor de nivelment admise, la fiecare strat în parte;
- b) asigurarea grosimii prevăzută în proiect pentru fiecare strat, în oricare punct al acestuia;
- c) obținerea unei suprafețe corespunzătoare.

**8.4.2.1.2** Așternerea și nivelarea agregatelor naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri se face cu autogrederul sau cu repartizatoare mecanice cu vibrație.

**8.4.2.1.3** Așternerea se face de regulă într-un singur strat, de până la 15 cm grosime.

**8.4.2.1.4** În cazul fundațiilor, prevăzute cu grosimi mai mari de 15 cm și proiectate a fi realizate din două sau mai multe straturi, așternerea se va face conform prevederilor proiectului tehnologic.

**8.4.2.1.5** Grosimea maximă de așternere se stabilește de către Antreprenor, pe sectorul experimental, în cadrul testelor de compactare.

**8.4.2.1.6** O atenție deosebită trebuie acordată la rosturile longitudinale de lucru. Așternerea celor două straturi adiacente care se execută în aceeași zi trebuie executate în decurs de două ore, pentru a asigura continuitatea structurii stratului de bază sau de fundație. Marginea stratului așternut anterior trebuie să fie verticală. Tăierea și îndepărtarea marginilor interioare (către axul drumului și/acolo unde trebuie executate straturi adiacente suplimentare) trebuie făcute astfel încât să se asigure o compactare omogenă pe toată lățimea părții carosabile a drumului.

**8.4.2.1.7** Rosturile longitudinale rezultate, trebuie protejate cu folii de polietilenă sau cu un alt material similar pentru evitarea pătrunderii corpurilor străine în rost.

**8.4.2.1.8** La execuția rosturilor transversale de lucru, pentru a obține o margine verticală a stratului, materialul excedent trebuie tăiat și îndepărtat.

**8.4.2.1.9** Așternerea și nivelarea se vor face cu respectarea cotelor de nivelment din proiect, în care scop se va realiza un reperaj în afara suprafeței de lucru, în cazul nivelării cu autogrederul, sau se vor pune la cotă longrinele și ghidajele pentru finisoarele cu palpatori electronici.

**8.4.2.1.10** La execuția straturilor rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri, în special în cazul execuției amestecului în situ, o atenție deosebită trebuie acordată umidității materialului așternut. Trebuie de ținut cont că la așternerea (transportarea, descărcarea nivelarea) agregatelor naturale are loc pierderea umidității de la 1,5 până la 3,5 %; la introducerea componentelor cu dispersie fină, cum ar fi cimentul, făina de calcar etc., pierderea umidității constituie de la 0,5 până la 3,0 %; în condițiile naturale de timp (soarele, vântul, etc) pierderea umidității constituie de la 0,5 până la 1,5 %.

**8.4.2.1.11** Până la executarea compactării trebuie asigurată umiditatea optimă a stratului rutier din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici, prin măsurarea umidității, la toată adâncime, folosind metoda expres (umedometru) la fiecare 10 m, și întreprinderea măsurilor ce se impun.

## **8.4.2.2 Compactarea**

**8.4.2.2.1** Compactarea de probă pe tronsonul experimental se va face în prezența Beneficiarului, efectuând controlul compactării prin încercări de laborator, stabilite de comun acord și efectuate de un laborator de specialitate autorizat/acreditat.

**8.4.2.2.2** Echipamentul de compactare stabilit în cadrul testelor de probă efectuate, trebuie aprobat de Beneficiar, înainte de compactare.

**8.4.2.2.3** Cilindrul recomandat pentru compactarea agregatelor naturale stabilizate cu ciment, trebuie să aibă următoarele caracteristici:

- cilindru tandem cu roți tamburi metalice, liși vibratorii cu o greutate proprie minimă de 10 t pe fiecare tambur;
- cilindru cu pneuri cu o greutate proprie minimă de 18 t și cu o presiune minimă în pneu de 5 bari.

**8.4.2.2.4** Atelierul de compactare stabilit pe tronsonul experimental, va fi prevăzut în procedura de execuție aprobată de Beneficiar și aceasta va fi respectată pe toată durata execuției lucrărilor.

**8.4.2.2.5** În cazul execuției straturilor stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri în locuri inaccesibile compactoarelor (în special în lungul bordurilor, în jurul gurilor de scurgere sau ale căminelor de vizitare, lângă drumuri, etc.), compactarea se va efectua cu plăci vibratoare.

**8.4.2.2.6** Calitatea compactării este apreciată prin gradele de compactare minime realizate, care trebuie să corespundă valorilor prezentate la punctul 9.2.1.

**8.4.2.2.7** În cazurile în care gradul de compactare prevăzut nu poate fi obținut, Antreprenorul va trebui să realizeze o nouă încercare după modificarea grosimii stratului sau a utilajului de compactare folosit.

Aceste încercări au drept scop stabilirea parametrilor compactării și anume:

- grosimea de așternere înainte de compactare astfel încât după compactare să se realizeze grosimea stratului și gradul de compactare cerut prin caietul de sarcini sau proiect;
- condițiile de compactare (verificarea eficacității utilajului propus).

**8.4.2.2.8** Obținerea unei densități ridicate, impune ca, compactarea să fie terminată înainte de a începe priza. Această condiție poate să conducă la necesitatea încorporării în amestec a unui întârziator de priză, în special pe timp călduros. Folosirea unui întârziator de priză este recomandat pentru a permite execuția corectă a rosturilor longitudinale.

**8.4.2.2.9** Marginile straturilor din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri trebuie să fie bine compactate, odată cu întregul strat din agregate naturale stabilizate.

**8.4.2.2.10** Compactarea se va face astfel:

- compactorul (fără vibrații) va circula inițial cu circa 1/3 din lățimea sa pe acostament și 2/3 pe stratul din agregate naturale stabilizate;
- apoi compactorul (tot fără vibrații) va trece numai pe stratul stabilizat, astfel încât fiecare trecere anterioară să fie suprapusă cu 1/3 din lățimea tamburului.

**8.4.2.2.11** Dacă compactarea acostamentelor se face înainte de așternerea stratului din agregate naturale stabilizate, se vor lua măsuri pentru a asigura scurgerea apelor de pe întreaga suprafață a drumului.

### **8.4.2.3 Măsuri pentru condiții meteorologice nefavorabile**

**8.4.2.3.1** Straturile din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri se vor executa, în mod excepțional, la temperaturi sub +5°C, dar numai peste 0°C și cu exercitarea unui control permanent și deosebit de exigent din partea Antreprenorului și a Beneficiarului.

**8.4.2.3.2** Este interzisă utilizarea agregatelor naturale înghețate.

**8.4.2.3.3** Este interzisă așternerea amestecului de agregate pe un strat suport acoperit cu zăpadă sau cu pojghiță de gheață.

**8.4.2.3.4** Transportul amestecului de agregate se face cu mijloace rapide, izolate contra frigului, și se vor evita distanțele mari de transport și staționările pe traseu.

**8.4.2.3.5** După execuția stratului din agregate naturale stabilizate, suprafața acestuia se protejează imediat, prin acoperire cu prelată sau cu rogojini, astfel încât să se asigure deasupra stratului turnat un strat de aer staționar, neventilat, de 3 - 6 cm grosime, cu o temperatură la suprafață, de minimum +5°C, timp de 7 zile.

**8.4.2.3.6** La temperaturi mai mari de 35°C, suprafața stratului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri va fi protejată cu emulsie bituminoasă aplicată în două straturi succesive.

### **8.4.2.4 Protejarea straturilor rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri**

**8.4.2.4.1** Pentru evitarea evaporării apei, suprafața stratului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri, va fi protejată cel puțin șapte zile (timp în care nu se circulă pe acest strat) cu nisip, circa 1,5 - 3 cm grosime menținut în stare umedă sau cu o peliculă/film de protecție, care poate fi

realizată cu emulsie bituminoasă cationică SM EN 13808 sau material peliculogen diluat cu apă.

**8.4.2.4.2** Pelicule de protecție se va realiza imediat după terminarea compactării, pe stratul proaspăt și umed.

**8.4.2.4.3** Stratul de bază din agregate naturale stabilizate cu ciment, în cazul structurilor rutiere noi prevăzute cu îmbrăcămînți bituminoase, se protejează conform prevederilor din tabelul 15.

**Tabelul 15 – Metode de protecție**

Stratul următor sau îmbrăcămintea prevăzută	Structura rutieră nouă
Fără *)	Tratament bituminos dublu
Strat bituminos ce se va executa după un interval mic de timp (15 zile)	Tratament de protecție cu emulsie bituminoasă
Strat bituminos ce se va executa după un interval mai mare de timp	Tratament bituminos simplu
*) La drumuri cu trafic ușor și foarte ușor	

**8.4.2.4.4** Stratul de fundație din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri, în cazul structurilor rutiere rigide se va proteja conform prevederilor anterioare, execuția îmbrăcăminții din beton de ciment urmând să fie începută după o durată de minim 7 zile.

**8.4.2.4.5** Când stratul de fundație trebuie să suporte un trafic de șantier important, tratamentul de protecție cu emulsie bituminoasă nu este suficientă și va trebui să se aplice un tratament bituminos, conform prevederilor din tabelul 15.

**8.4.2.4.6** Stratul superior se execută înainte de începerea prizei cimentului sau când rezistența atinge 70% din rezistența la 28 de zile.

**8.4.2.4.7** Stratul stabilizat nu se va lăsa neprotejat pe timp de iarnă. Peste stratul de stabilizat se va așterne cel puțin primul strat al îmbrăcăminții structurii rutiere proiectate.

#### **8.4.2.5 Controlul calității amestecului de agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri, puse în operă**

**8.4.2.5.1** Controlul calității amestecului de agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri puse în operă, se va face în conformitate cu prevederile tabelului 16.

**Tabelul 16 – Caracteristici de verificare a amestecului de agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri puse în operă**

Nr crt	Determinarea, metoda de control și/sau caracteristicile ce se verifică	Frecvența minimă	Metoda de determinare conform
1	Determinarea rezistenței la compresiune pe probe cilindrice la 7 zile la 28 zile	3 probe cilindrice la 1500 m <sup>2</sup> 3 probe cilindrice la 1500 m <sup>2</sup>	SM EN 12390-3
2	Prelevare de carote pentru determinarea rezistenței la compresiune	1 carotă la 2500 m <sup>2</sup> de strat (la cererea comisiei de recepție sau a Beneficiarului)	SM EN 12504-1
3	Determinarea grosimii stratului	- la fiecare 200 ml, în timpul execuției - pe carote extrase	-
4	Densitatea stratului rutier, pentru calculul gradului de compactare	minim două puncte la 1500 m <sup>2</sup>	SM SR EN 13286-2

## 9 Condiții tehnice. Reguli și metode de verificare

### 9.1 Elemente geometrice

**9.1.1** Grosimea stratului de fundație din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal este cea din proiect. Abaterile limită la grosime poate fi de maximum  $\pm 20$  mm.

Verificarea grosimii se face cu ajutorul unei tije metalice gradate, cu care se străpunge stratul, la fiecare 200 m de drum executat sau la 1500 m<sup>2</sup> suprafață de drum.

Grosimea stratului de fundație este media măsurătorilor obținute pe fiecare sector de drum prezentat recepției.

**9.1.2** Grosimea stratului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri este cea prevăzută în proiect. Abaterile limită la grosime sunt: -10 mm; +20mm.

Verificarea grosimii stratului de fundație se efectuează prin măsurători directe, la marginile benzilor executate, la fiecare 200 m.

Grosimea stratului este media măsurătorilor obținute pe fiecare sector prezentat recepției.

**9.1.3** Lățimile straturilor din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri sunt cele prevăzute în proiect.

Abaterile limită la lățime pot fi:

- a)  $\pm 5$  cm la starturi din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal;
- b)  $\pm 2$  cm la straturi din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri.

Verificarea lățimii de execuție se va face în dreptul profilelor transversale ale proiectului.

**9.1.4** Panta transversală a stratului din material nestabilizat sau stabilizat este cea a îmbrăcămintei prevăzută în proiect.

Abaterile limită la pantă pot să difere cu  $\pm 0,4$  % față de valoarea pantei indicate în proiect și se măsoară la intervale de 25 m distanță.

**9.1.5** Declivitățile în profil longitudinal a stratului din material nestabilizat sau stabilizat sunt conform proiectului. Abaterile limită față de cotele din proiect pot fi de  $\pm 10$  mm.

### 9.2 Condiții de compactare

**9.2.1** Straturile de fundație din piatră spartă mare 31,5-63 trebuie compactate până la realizarea înclășării maxime a agregatelor, care se probează prin supunerea la strivire a unei pietre de aceeași natură petrografică, ca și a pietrei sparte utilizate la execuția straturilor și cu dimensiunea de circa 40 mm, aruncată în fața utilajului cu care se execută compactarea. Compactarea se consideră corespunzătoare dacă piatra respectivă este strivită fără ca stratul să sufere dislocări sau deformări.

**9.2.2** Straturile de fundație din piatră spartă amestec optimal trebuie compactate până la realizarea următoarelor grade de compactare minime din densitatea în stare uscată maximă determinată prin încercarea Proctor modificată, conform SM SR EN 13286-2:

- a) pentru drumurile de categoriile tehnice I, II și III:
  - 100%, în cel puțin 95% din numărul punctelor de măsurare;
  - 98%, în cel mult 5% din punctele de măsurare la autostrăzi și în toate punctele de măsurare la drumurile de categoria tehnică II și III;
- b) pentru drumurile de categoriile tehnice IV și V:
  - 98%, în cel puțin 93% din numărul punctelor de măsurare;
  - 95%, în toate punctele de măsurare.

**9.2.3** Gradul de compactare al straturilor de bază și de fundație din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri, în funcție de categoria tehnică a drumului, trebuie să fie de:

- a) pentru drumurile de categoriile tehnice I, II și III:
- minim 100 % în cel puțin 95 % din numărul punctelor de măsurare;
  - minim 98 % în cel mult 5 % din punctele măsurate la autostrăzi și/în toate punctele de măsurare pentru drumurile de categoria tehnică II și III;
- b) pentru drumurile de categoriile tehnice IV și V:
- minim 98 % în cel puțin 95 % din numărul punctelor de măsurare;
  - minim 95 % în toate punctele de măsurare pentru drumuri de categoria respectivă, platforme, locuri de parcare, consolidări, benzi de staționare, benzi de încadrare și acostamente.

**9.2.4** Caracteristicile de compactare (densitatea în stare uscată maximă și umiditatea optimă de compactare) ale straturilor de bază și de fundație se determină prin încercarea Proctor modificată conform SM SR EN 13286-2 și sunt corespunzătoare domeniului umed al curbei Proctor.

### 9.3 Caracteristicile suprafeței stratului de fundație

#### 9.3.1 Caracteristicile suprafeței stratului din piatră spartă sau piatră spartă amestec optimal

**9.3.1.1** Verificarea denivelărilor suprafeței fundației se efectuează cu ajutorul latei de 3,00 m lungime astfel:

- în profil longitudinal verificarea se efectuează în axul fiecărei benzi de circulație și denivelările admise pot fi de maximum  $\pm 20$  mm, față de cotele proiectate;
- în profil transversal, verificarea se efectuează în dreptul profilelor arătate în proiect și denivelările admise pot fi de maximum  $\pm 10$  mm, față de cotele proiectate.

**9.3.1.2** În cazul apariției denivelărilor mai mari decât cele prevăzute în prezentul Cod, se va face corectarea suprafeței fundației.

#### 9.3.2 Caracteristicile suprafeței stratului din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri

Verificarea denivelărilor suprafeței se efectuează cu ajutorul latei de 3,00 m lungime, astfel:

- în profil longitudinal, măsurătorile se efectuează în axul fiecărei benzi de circulație, toleranța admisă la denivelări fiind de  $\pm 10$  mm.
- în profil transversal, verificarea se efectuează în dreptul profilelor prezentate în proiect, toleranța admisă la denivelări fiind de  $\pm 9$  mm.

NOTĂ - Pentru reabilitarea / modernizarea drumurilor de categoria tehnică IV și V și străzilor de categoria III și IV precum și pentru componente ale secțiunii transversale care nu sunt supuse traficului (de exemplu banda mediană) sau sunt circulat numai accidental, stratul de agregate stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri poate fi realizat și în situ cu următoarele condiții :

- pietruirea existentă să aibă portanța și grosime suficientă pentru ca prin proiect să se poată indica utilizarea unei părți din aceasta ca strat de baza stabilizat cu ciment;
- încercările făcute pe tronsonul experimental să demonstreze ca stratul obținut prin stabilizare îndeplinește condițiile expuse mai sus pentru strat de fundație sau de bază.

## 10 Recepția lucrărilor

### 10.1 Recepția lucrărilor ascunse și/sau în faze determinate

**10.1.1** Recepția lucrărilor ascunse și/sau în faze determinate se efectuează conform [1], CP A.08.01 și atunci când toate lucrările prevăzute în documentație sunt complet terminate și toate verificările sunt efectuate.

**10.1.2** În urma verificărilor se încheie proces-verbal de recepție a lucrărilor ascunse și/sau pe faze determinante, în care se confirmă posibilitatea trecerii execuției la faza imediat următoare.



**10.1.3** Recepția pe faze determinante se efectuează de către Beneficiar, Antreprenor, Proiectant, cu participarea reprezentantului Inspecției în Construcții iar documentul ce se încheie ca urmare a recepției va purta semnăturile factorilor participanți.

**10.1.4** În prealabil se întocmesc procese-verbale de recepție calitativă pentru diverse faze intermediare de lucru, aceste documente fiind întocmite și semnate de Beneficiar și Antreprenor și fiind puse la dispoziția comisiei care face recepția fazelor determinante.

## **10.2 Recepția la terminarea lucrărilor**

Recepția la terminarea lucrărilor se face pentru întreaga lucrare, conform Regulamentului de recepție a construcțiilor și instalațiilor aferente [2].

## **10.3 Recepția finală**

**10.3.1** Recepția finală a straturilor de fundație și de bază din agregate naturale stabilizate cu ciment se face odată cu recepția finală a întregii lucrări de drum, după expirarea perioadei de garanție a lucrării.

**10.3.2** Recepția finală se va face conform prevederilor Regulamentului de recepție a lucrărilor de construcții și instalații aferente acestora [2].

## **Anexa A** (normativă)

### **Determinarea densității straturilor rutiere pe teren cu dispozitivul cu con și nisip**

#### **A.1 Domeniu de aplicare**

**A.1.1** Prezenta Anexă la Cod practic stabilește metoda de determinare, pe teren, a densității (gradului de compactare) materialului din terasamente, a straturilor rutiere alcătuite din pământuri necoezive și materiale granulare având dimensiunea maximă a granulei de 50 mm, folosind dispozitivul cu con și nisip.

**A.1.2** Determinarea densității se face pe teren, în timpul execuției, pentru stabilirea gradului de compactare a terasamentelor, a straturilor de formă precum și a straturilor de bază și de fundație, alcătuite din:

- pământ stabilizat mecanic;
- agregate naturale stabilizate cu lianți hidraulici (inclusiv cei puzzolanici);
- balast, amestec optimal;
- agregate naturale (nisip, balast, piatră spartă).

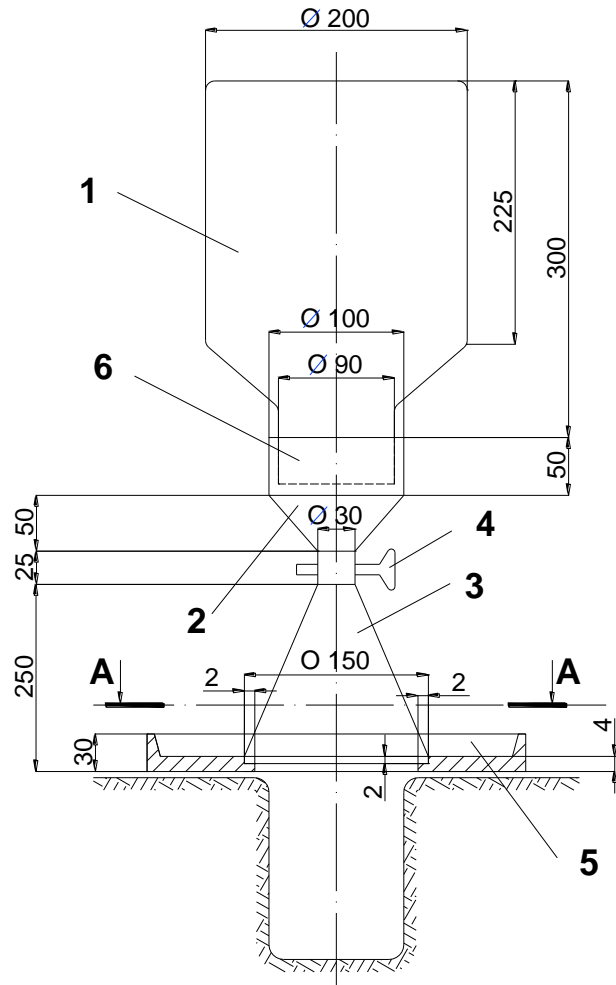
#### **A.2 Principiul metodei**

Principiul metodei constă în determinarea densității prin raportarea masei unei cantități de material prelevat din straturile rutiere la volumul acestuia, volum determinat prin intermediul unei cantități măsurate de nisip sort 0,63 - 2,0 mm.

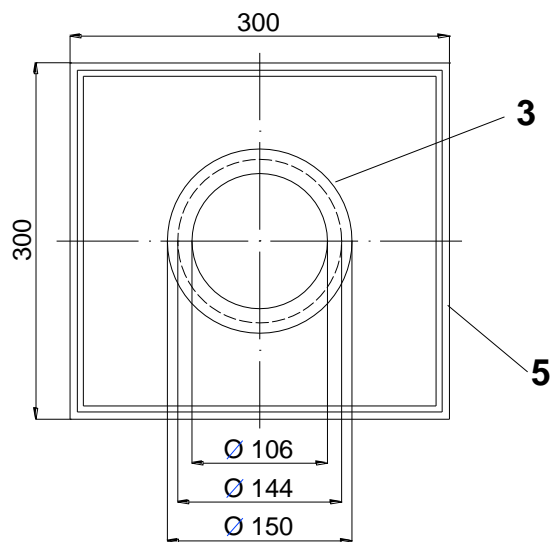
#### **A.3 Aparatura**

**A.3.1** Aparatura și materiale constau din:

- a) Dispozitiv cu con conform figurii A.1, alcătuit din:
- vas (1) având capacitatea de 3 - 5 dm<sup>3</sup>;
  - element detașabil alcătuit din conurile metalice (2) și (3) care comunică între ele prin robinetul metalic (4). Conul (2) se îmbină prin înfiletare cu gura vasului (1) iar conul (3) asigură rezemarea dispozitivului în timpul efectuării determinării, pe placa metalică (5);
  - placa metalică (5) prevăzută cu margini laterale având dimensiunile conform figurii. În mijlocul plăcii metalice (5) este practică o gaură cu diametrul de 150 mm, în marginea inferioară a găurii fiind practică o decupare cu adâncimea de 2 mm care permite fixarea etanșă a conului mare (3) pe placa metalică (5).
  - garnitură inelară de cauciuc (6).
- b) Cântar cu sarcina nominală de minim 1000 g și precizia de  $\pm 1$  g.
- c) Balanță tehnică I, cu sarcina de 500 g și precizia de  $\pm 0,01$  g
- d) Etuvă cu temperatura constantă, reglabilă la  $105 \pm 5^\circ\text{C}$ .
- e) Ciocan de 1 kg, daltă, container, cuie metalice, perie, lingură.



**A - A**



1 – vas; 2 și 3 - conurile metalice; 4 - robinetul metalic; 5 - placa metalică; 6 - garnitură inelară de cauciuc

**Figura A.1 - Dispozitivul cu con**

## A.4 Modul de lucru

### A.4.1 Etalonarea dispozitivului

**A.4.1.1** Se prepară o cantitate de aproximativ 10 kg nisip sort 0,63 - 2 spălat și uscat.

**A.4.1.2** Se determină masa volumică în vrac (densitatea în grămadă în stare afinată) a nisipului ( $\rho_{ga}$ ), conform SM SR EN 1097-3.

**A.4.1.3** Se determină masa nisipului ( $m_c$ ), care ocupă volumul conului (3) astfel:

- se umple vasul (1) al dispozitivului asamblat având robinetul (4) închis, până la aproximativ 2/3 din înălțimea sa, cu nisipul preparat ca la punctul A.4.1.1;
- se cântărește dispozitivul fără placă și se notează masa ( $m_i$ );
- se așterne o folie de polietilenă sau hârtie având dimensiunile de circa 50x50 cm pe o suprafață plană orizontală și se așază placa (5) cu dispozitivul cu con astfel ca marginea conului (3) să rezeme pe conturul găurii centrale a plăcii (6);
- se deschide complet robinetul (4) și apoi se închide după ce nisipul din vasul (1) a umplut complet conul (3);
- se ridică dispozitivul de pe placă și se lasă nisipul din conul (3) să se scurgă pe folie;
- se cântărește dispozitivul cu nisipul rămas și se notează masa ( $m_j$ ). Diferența dintre  $m_i$  și  $m_j$  reprezintă masa nisipului ( $m_c$ ) rămas pe folie și care a ocupat volumul delimitat de suprafața foliei și conul (3).

### A.4.2 Determinarea densității straturilor rutiere

**A.4.2.1** Numărul determinărilor și punctele de măsurare a densității straturilor rutiere se stabilesc în conformitate cu condiția minimum un sondaj la 200 m de drum (de bandă) sau 1500 m<sup>2</sup> suprafață de drum și cu specificațiile din proiectul de execuție al lucrării.

**A.4.2.2** Se nivelează și se curăță o suprafață orizontală a stratului în punctul de determinare și se așază placa (5) fixându-se eventual cu cuie.

**A.4.2.3** În golul plăcii se sapă o groapă de formă aproximativ cilindrică având diametrul de 150 mm, pe toată grosimea stratului fără a tulbura pereții găurii, iar materialul rezultat se cântărește notându-se masa lui ( $m_1$ ).

**A.4.2.4** Se determină conținutul de apă (umiditatea) ( $w$ ) a materialului din groapă conform SM EN ISO 17892-1/A1.

**A.4.2.5** Se cântărește dispozitivul cu con având vasul (1) plin cu nisip și se notează masa ( $m_2$ ).

**A.4.2.6** Se fixează dispozitivul cu con pe placă și se deschide complet robinetul (4) care se închide după ce atât groapa cât și conul (3) s-au umplut cu nisip.

**A.4.2.7** Se cântărește dispozitivul cu nisipul rămas în vasul (1) și se notează masa ( $m_3$ ).

**A.4.2.8** Nisipul din groapă poate fi reutilizat numai după ce va fi pregătit din nou în condițiile date la punctul A.4.1.1.

**A.4.2.9** Schema modului de lucru cu conul și nisip cu operațiunile descrise în punctele A.4.2.2 – A.4.2.8 este prezentată în figura A.2

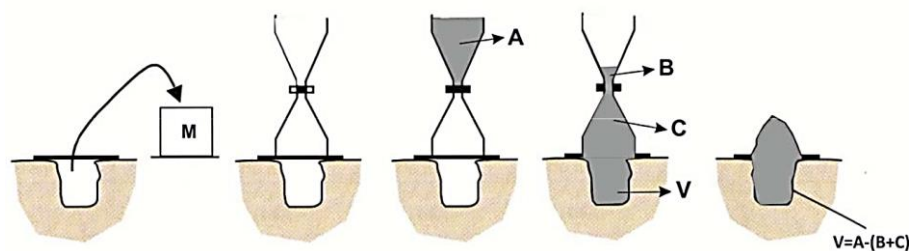


Figura A.2 - Schema modului de lucru cu conul și nisip monogranular

## A.5 Calcul

**A.5.1** Se calculează volumul gropii  $V$ , cu relația:

$$V = \frac{m_2 - (m_3 + m_c)}{\rho_{ga}}, \quad (dm^3)$$

în care:

$m_2$  - masa dispozitivului cu nisip sort 0,63 - 2 înainte de efectuarea încercării, în kilograme;

$m_3$  - masa dispozitivului cu nisip, după efectuarea încercării în kilograme;

$m_c$  - masa nisipului sort 0,63 - 2 din conul (3) determinată ca la punctul A.4.1.3, în kilograme;

$\rho_{ga}$  - densitatea în grămadă, în stare afânată a nisipului determinată ca la punctul A.4.1.2, în kilograme pe decimetru cub.

**A.5.2** Se determină densitatea în stare uscată  $\rho_d$  a materialului din strat cu relația:

$$\rho_d = \frac{m_1}{V(1 + \frac{w}{100})}, \quad (kg/dm^3)$$

în care:

$m_1$  - masa materialului rezultat din săparea gropii, în kilograme;

$w$  - umiditatea materialului, determinată conform punctului A.4.2.1;

$V$  - volumul gropii calculat ca la punctul 5.1, în decimetri cubi.

**A.5.3** Gradul de compactare se determină prin raportarea densității  $\rho_d$  la densitatea în stare uscată maximă stabilită pentru materialul respectiv conform SM SR EN 13286-2 și se compară cu gradul de compactare specificat în proiectul de execuție.

## A.6 Raport de încercare

În Raportul de încercare se înscriu cel puțin următoarele date:

- data executării încercării;
- sectorul de drum;
- stratul rutier;
- rezultatele obținute la etalonarea dispozitivului ( $\rho_{ga}$  și  $m_c$ );
- rezultatele determinării densității straturilor.

## Anexa B (normativă)

### Determinarea capacității portante cu placa statică (Lucas)

#### B.1 Obiectul, scopul și domeniu de aplicare

**B.1.1** Prezenta Anexă la Codul practic stabilește metoda de determinare, pe teren, a capacității portante a terasamentelor și a straturilor rutiere alcătuite din pământuri necoezive și materiale granulare având dimensiunea maximă a granulei de 50 mm folosind placa statică.

**B.1.2** Scopul încercării cu placa statică Lucas este acela de a aprecia deformabilitatea, respectiv, capacitatea portantă a terenului testat prin intermediul modurilor statice de deformare  $E_v$  sau a modului de reacție  $K_0$ . Tot cu ajutorul acestei metode se poate estima gradul de compactare al terenului (D) prin intermediul raportului  $E_{v2}/E_{v1}$ .

**B.1.3** Încercarea la compresiune cu placa statică este o metodă de control prin care se măsoară tasarea terasamentului sub o placă circulară rigidă care este încărcată și descărcată treptat, în mod repetat, cu ajutorul unui dispozitiv de compresiune (presă hidraulică). Tensiunile normale medii de sub placă  $\sigma$  și tasările  $s$  respective ale fiecărei trepte de încărcare sunt reprezentate într-o diagramă de compresiune - tasare.

**B.1.4** Testarea cu echipamentul cu placă statică poate fi efectuată pe o suprafață îmbrăcămînților suple (cu excepția straturilor de beton asfaltic), straturile de bază și terasamente din materiale cu granulație grosieră, cu granulație variată și cu granulație fină, consolidate și neconsolidate cu lianți

#### B.2 Referințe normative

SM SR EN 10025-1:2010	Produce laminate la cald din oțeluri pentru construcții. Partea 1: Condiții tehnice generale de livrare
SM EN ISO 22081:2021	Specificații geometrice pentru produse (GPS). Tolerare geometrică. Specificații geometrice generale și specificații dimensionale generale
SM EN ISO 376:2015	Materiale metalice. Etalonarea mijloacelor de măsurare a forței utilizate pentru verificarea mașinilor la încercări monoaxiale
SM EN ISO 3650:2014/AC:2017	Specificații geometrice pentru produse (GPS). Etaloane de lungime. Cale plan-paralele

#### B.3 Termeni și definiții

În sensul prezentei Anexă la Cod Practic, se aplică următorii termeni și definiții:

##### B.3.1

##### **deformație totală**

o modificare a parametrilor geometrici ai unui obiect sub acțiunea sarcinii externe. Deformarea generală include deformări elastice (reversibile) și plastice (irreversibile).

##### B.3.2

##### **deformare elastică** (elasticitate)

este o deformare care dispare după ce acțiunea forțelor externe încetează. Obiectul dobândește forma anterioară, dimensiunile sale sunt restaurate.

##### B.3.3

##### **modul de deformație totală $E_{v1}$ , MN / m<sup>2</sup>**

este o valoare care caracterizează atât proprietățile elastice, cât și cele plastice ale unui obiect aflat în deformare din o sarcină externă.

**B.3.4****modul de deformăție elastică (modulul de elasticitate)  $E_{v2}$ , MN/m<sup>2</sup>**

o valoare care caracterizează proprietățile elastice ale unui obiect aflat în deformare dintr-o sarcină externă.

**B.3.5****echipament cu placă statică (placă statică)**

echipament de diagnostic geologic care determină capacitatea portantă a obiectului în studiu ca urmare a transmiterii sarcinii statice prin intermediul unui cilindru hidraulic prin placa de încărcare.

**B.3.6****placă de încărcare**

un element plat de oțel al instalației cu placă statică, cu o anumită suprafață, care distribuie sarcina pe suprafața obiectului testat.

**B.4 Cerințe pentru instrumente de măsurare și dispozitive auxiliare****B.4.1 Contragreutate**

Ca contrapondere se poate utiliza un camion încărcat, utilaj greu, etc. a căror sarcină este cu cel puțin 10 kN mai mare decât cea maximă creată de instalația cu placa de încărcare. Astfel contragreutatea trebuie să asigure greutatea necesară pentru ca forța aplicată pe suprafața plăcii să nu o deplaseze.

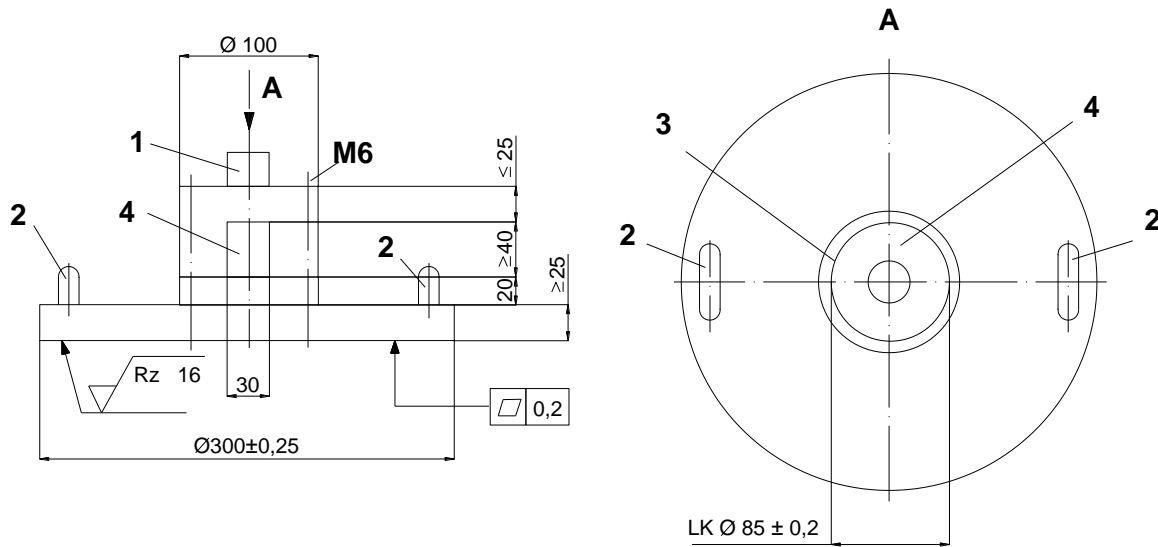
**B.4.2 Echipament cu placă statică**

**Figura B.1 - Componentele echipamentului cu placă statică**

**B.4.2.1 Placa de încărcare**

Placa de încărcare este un disc metalic cu un suport cilindric în centru pentru cilindrul hidraulic. În calitate de material pentru placa de încărcare este utilizat oțelul de marca S 355 JO conform SM SR EN 10025-1 sau echivalentul său.

Toleranțele tehnologice pentru planeitatea și rugozitatea plăcilor de încărcare trebuie să fie în conformitate cu datele prezentate în Figura B.2 și Figura B.3. Placa de încărcare trebuie să aibă două mânere pentru deplasare (a se vedea Figura B.2).



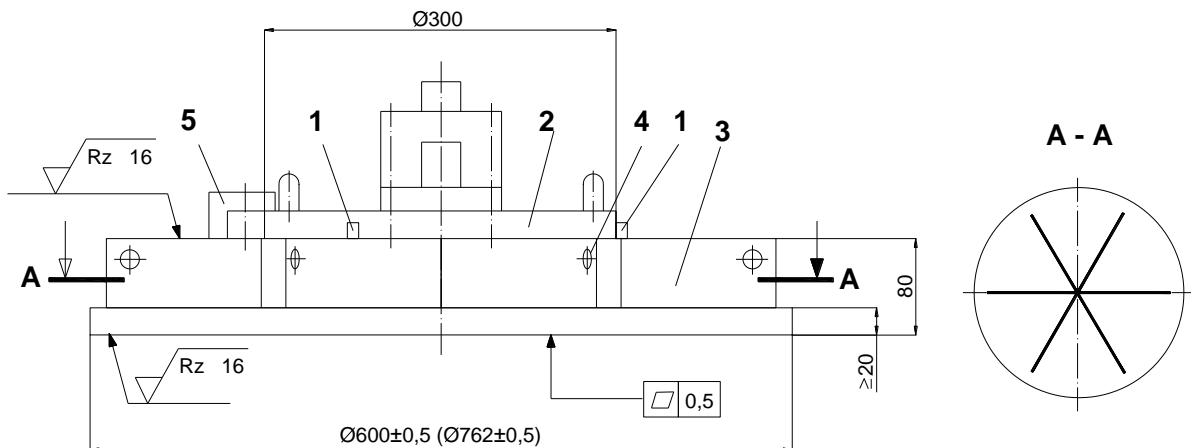
- 1 - pivot de centrare cu cap pivotant pentru cilindrul hidraulic; 2 - mâner pentru deplasarea plăcii;  
3 - Cercul orificiului (de ex. 95 mm cu trei șuruburi M6 (distribuite în mod egal pe cercul orificiului));  
4 - tunel pentru măsurare

Dimensiunile în mm. Toleranțele generale  $\pm 0,2$  mm, conform SM SR ISO 22081

**Figura B.2 - Placa de încărcare, diametrul 300 mm**

Plăcile de încărcare cu diametrul de 300 mm trebuie să aibă o grosime de cel puțin 25 mm.

Plăcile de încărcare cu diametrul de 600 mm sau 762 mm trebuie să aibă o grosime minimă de 20 mm și să fie prevăzute, la distanțe egale, cu nervuri de rigidizare. Fața lor superioară, paralelă cu fața inferioară, este destinată pentru așezarea deasupra acestora a plăcii de 300 mm. Se vor prevedea pivoturi de centrare și cleme, dacă este necesar, pentru a menține placa de încărcare în poziție (a se vedea Figura B.2).



- 1 - limitatoare de centrare pentru placa de încărcare de 300 mm; 2 - placă de încărcare cu diametrul de 300 mm; 3 - nervuri de rigidizare, de minimum 20 mm grosime (a - dispunerea nervurilor de rigidizare este redată schematic și într-o vedere redusă); 4 - găuri pentru dispozitivul de deplasare;  
5 - trei cleme.

Dimensiunile sunt exprimate în milimetri cu o toleranță de  $\pm 0,2$  mm, conform SM SR ISO 22081.

**Figura B.3 - Plăcile de încărcare de 600 și 762 mm cu nervuri de rigidizare**



#### B.4.2.2 Instalația de încărcare

Instalația de încărcare constă dintr-o pompă hidraulică conectată la un cilindru hidraulic prin intermediul unui furtun de înaltă presiune cu o lungime de minimum 2 m. Cilindrul trebuie să poată aplica și elibera treptat sarcina.

Pentru o transmitere lină a forței cilindrul hidraulic trebuie să fie instalat din două părți pe șarniere. Pistonul hidraulic și eventualele prelungitoare ale acestuia se așază sub o contragreutate, în centrul plăcii și în unghi drept față de aceasta, asigurându-se împotriva răsturnării.

Cursa de lucru a pistonului hidraulic trebuie să fie de cel puțin 150 mm.

Înălțimea de montare a echipamentului cu placă statică, în stare funcțională, nu trebuie să depășească 0,6 m. Pentru a compensa distanța de la cilindrul hidraulic până la contragreutate, trebuie să fie disponibile prelungitoare standard cu o lungime de până la 1 m, care vor asigura sprijinirea cilindrului hidraulic în contragreutate.

#### B.4.2.3 Dispozitiv de măsurare a sarcinii

Un dinamometru mecanic sau electric este instalat între placa de încărcare și cilindrul hidraulic. Dinamometrul indică sarcina corespunzătoare cu o marjă de eroare care nu depășește 1% din sarcina maximă de încercare.

Diviziunea de scară a indicațiilor efortului va fi de cel puțin 0,001 MN / m<sup>2</sup> pentru placă de încărcare cu un diametru de 300 mm și de cel puțin 0,0001 MN / m<sup>2</sup> pentru placă de încărcare cu un diametru de 600 mm sau 762 mm.

#### B.4.2.4 Dispozitiv de măsurare a tasării

La figura B.4 este prezentat schematic un mecanism de măsurare a tasării cu braț rotativ (Figura B.4a) și cu braț mobil axial (Figura B.4b).

Dispozitivul pentru măsurarea tasării cu brațul rotativ este potrivit numai pentru testarea în gropi de până la 0,3 m adâncime. Pentru gropi mai adânci poate fi utilizat un dispozitiv pentru măsurarea tasării cu mișcare axială a brațului

Dispozitivul pentru măsurarea tasării constă din:

- un cadru de susținere situat pe trei suporturi (a se vedea poziția 2 din Figura B.4),
- un braț mobil, vertical, rezistent la torsiune și îndoire (a se vedea poziția 4 din Figura B.4),
- microcomparator (a se vedea poziția 1 din Figura B.4).

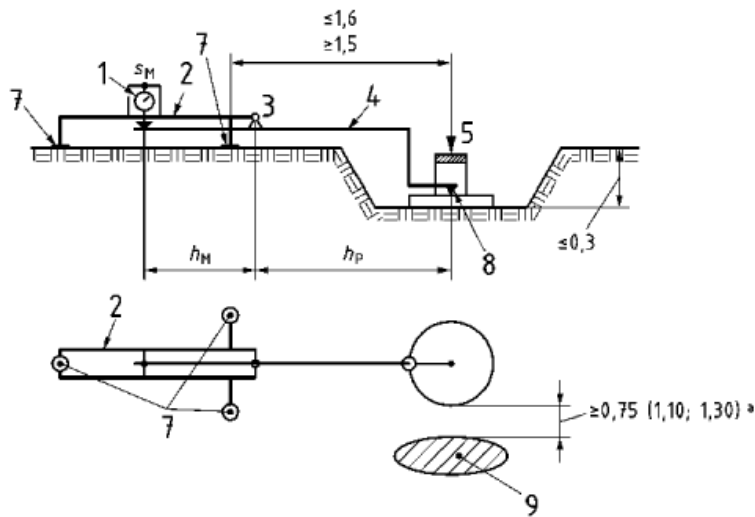
Distanța de la centrul plăcii de încărcare până la axa centrală a suprafeței de sprijin a contragreutății trebuie să fie de cel puțin 1,5 m și nu poate depăși 1,6 m (a se vedea Figura B.4).

Dispozitivul pentru măsurarea tasării funcționează după principiul barei de cântărit, ca și pârgchia Benkelman, unde foarte important este raportul brațelor pârgchiei ( $h_p/h_m$ ).

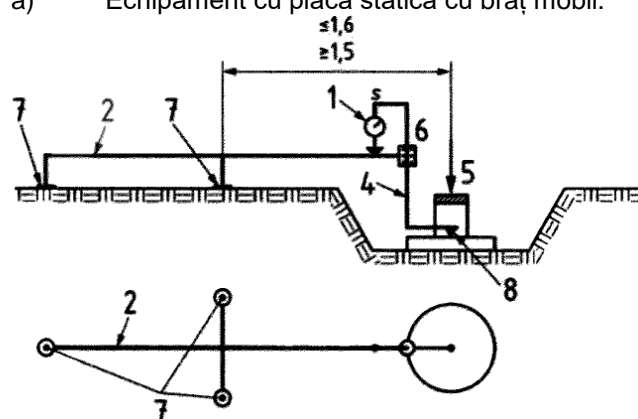
Raportul brațelor pârgchiei  $h_p/h_m$  (a se vedea Figura B.4a) trebuie ajustat și fixat cu precizie pentru a evita modificările în timpul măsurării. Raportul brațelor pârgchiei  $h_p/h_m$  nu trebuie să fie mai mare de 2,0.

Dispozitivul pentru măsurarea tasării trebuie să asigure măsurarea tasării plăcii cu o limită de eroare de cel mult 0,04 mm în limitele de măsurare de până la 10 mm la utilizarea plăcii de încărcare cu diametru de 300 mm și 600 mm și în limitele de măsurare până la 15 mm la utilizarea plăcii de încărcare cu un diametru de 762 mm.

Diviziunea de scară a valorilor măsurate nu trebuie să depășească 0,01 mm.



a) Echipament cu placă statică cu braț mobil.



b) Echipament cu placă statică cu spion deplasabil pe axă în lagăr linear. Măsurarea tasării la raportul fix a brațelor de 1: 1.

- 1 - microcomparator; 2 – suportul pârgheii; 3 - punctul de rotire; 4 – pârghia de legătură; 5 - sarcina; 6 - rulment de alunecare; 7 - suport; 8 – palpator; 9 - suprafață de sprijin a contragreutății (este distanța de la placa de încărcare până la suprafața de sprijin a contragreutății (a se vedea punctul B.6.2)

Dimensiunile sunt exprimate în metri cu o toleranță de  $\pm 0,01$  m

**Figura B.4 – Opțiuni pentru dispozitive cu placa statică**

Măsurarea tasării cu dispozitiv de măsurare alternativ este permisă, dacă acesta are cel puțin aceleași dimensiuni de scară sau aceleași marje de eroare și sunt recunoscute ca rămân neafectate de deformarea solului care apare ca urmare a testării. Astfel de dispozitive de măsurare trebuie calibrate în conformitate cu punctul B 8.4.2.

### B.4.3 Echipamente auxiliare

- 1) Lopată;
- 2) Perie de păr;
- 3) Rigle de oțel de 500 mm sau 1000 mm lungime;
- 4) Mistria zidarului;
- 5) Spatula;
- 6) Vizor de verticalitate;
- 7) Nisip uscat de dimensiuni medii;
- 8) Ghips pentru lucrări de construcție;
- 9) Ulei industrial;
- 10) Dreptunghi;
- 11) Rigla gradată;
- 12) Echipament individual de protecție împotriva vântului și soarelui.

## B.5 Cerințe pentru condițiile de măsurare

**B.5.1** Măsurătorile trebuie efectuate la o temperatură ambiantă cuprinsă între 0 °C și 40 °C.

**B.5.2** Este necesar ca bolovanii (blocurile) mai mari de 1/4 din diametrul plăcii să nu se afle direct sub placă. În cazul nisipurilor foarte uniforme care se usucă repede, a pământurilor acoperite cu crustă sau temporar înmuiate la suprafață, precum și a pământurilor deranjate într-un alt mod în zona de suprafață, încercarea la compresiune cu placa se execută sub zona deranjată.

**B.5.3** În cazul argilelor încercarea la compresiune cu placa se poate face și evalua în condiții optime numai atunci când acestea se află în stare „plastic consistent - tare”. În cazul în care este posibil ca umiditatea pământului, care influențează semnificativ rezultatul încercărilor, să varieze foarte mult pe zona de influență a încercării, aceasta se va determina sub suprafața locului de măsurare, la diferite adâncimi până la adâncimea  $h = 2 \times r$  (unde  $r$  - raza plăcii de încărcare).

**B.5.4** În cazul în care este necesar ca încercarea să se efectueze la un nivel inferior față de nivelul terenului, în sondaje deschise, acestea se execută astfel încât între pereții verticali și marginea plăcii să fie cel puțin 35 cm (de ex. în cazul folosirii unei plăci cu diametrul de 300 mm sondajul deschis va avea dimensiunile 100 x 100 cm).

## B.6 Procedura de efectuare a măsurătorilor

### B.6.1 Pregătirea suprafeței de măsurare

**B.6.1.1** Suprafața de măsurare (pe care va fi așezată placa) se va pregăti cât se poate de neted cu ajutorul unei rigle de oțel sau mistrie. Bucățile de pământ desprinse se vor îndepărta iar placa va fi așezată astfel încât la contactul cu terenul să nu existe spații goale. Pentru egalizarea denivelărilor se poate aplica un strat de câțiva milimetri grosime din nisip monogranular uscat.

**B.6.1.2** Modul de așezare a plăcii pe suprafața ce urmează a fi încercată se reglează prin rotirea plăcii și prin ușoare lovituri pe suprafața acesteia. Orizontalitatea plăcii este verificată cu ajutorul unei nivele.

### B.6.2 Instalarea echipamentului cu placă statică

**B.6.2.1** Camionul de testare trebuie să se amplaseze la o distanță specificată de punctul de testare. Distanța nu trebuie să depășească 1 m, iar grinda din spate a camionului să fie amplasată direct deasupra plăcii de încărcare.

**B.6.2.2** Pistonul hidraulic și eventualele prelungitoare ale acestuia se poziționează sub contragreutate, în centrul plăcii și în unghi drept față de aceasta, asigurându-se împotriva răsturnării.

**B.6.2.3** Distanța liberă dintre placa de încărcare și suprafața de sprijin a contragreutății trebuie să fie de cel puțin 0,75 m pentru o placă de încărcare cu un diametru de 300 mm, de cel puțin 1,10 m pentru o placă de încărcare cu un diametru de 600 mm și de cel puțin 1,30 m pentru o placă de încărcare cu un diametru de 762 mm. Contragreutatea trebuie asigurată pentru a preveni deplasarea pe direcția de încărcare.

**B.6.2.4** Dispozitivul de încărcare trebuie să fie suficient de stabil.

**B.6.2.5** Aceste cerințe sunt valabile și pentru suprafețele de încercare înclinate.

**B.6.2.6** Tasarea se măsoară folosind un indicator cu ac sau un indicator de deplasare (microcomparator), precum și un sistem alternativ de măsurare (a se vedea punctul B.4.2.4).

**B.6.2.7** Pentru a măsura tasarea plăcii de încărcare, se instalează un palpator (a se vedea Figura B.4) în mijlocul plăcii de încărcare. Distanța dintre suportul carcasei portante și suprafața de sprijin a contragreutății trebuie să fie de cel puțin 1,25 m. Indicatorul cu ac sau indicatorul de deplasare trebuie să fie instalat vertical pe suprafața de testat (a se vedea Figurile B.4a și).

**B.6.2.8** La instalarea plăcii de încărcare, trebuie să se asigure că pivotul indicatorului de deplasare se introduce liber în tunelul de măsurare al bazei plăcii de încărcare și este situat în centrul plăcii.

**B.6.2.9** Dispozitivul de măsurare trebuie protejat de lumina soarelui, de vânt și precipitații.

**B.6.2.10** Echipamentul cu placa statică și contragreutatea nu trebuie să fie supuși la vibrații în timpul testării.

### B.6.3 Preîncărcarea

**B.6.3.1** Pentru a stabili placa de încărcare, mai întâi se aplică o anumită sarcină (0,035 MPa), apoi se descarcă și se citesc indicațiile microcomparatorului ca valoare inițială de tasare a plăcii.

**B.6.3.2** Pentru executarea încercării plăcile cu diametrul de 300 mm și 600 mm se încarcă în prealabil cu 0,01 MN / m<sup>2</sup>, iar placă de încărcare cu diametrul de 762 mm cu 0,005 MN / m<sup>2</sup>, apoi ele se descarcă din nou iar ceasul micromparatorului se reglează la zero.

### B.6.4 Efectuarea testelor pentru determinarea modului de deformație, $E_v$

**B.6.4.1** Pentru determinarea modurilor de deformație se efectuează încărcarea plăcii în două etape: determinarea modului de deformație totală și a modului de deformație elastică.

**B.6.4.2** Treptele de încărcare necesare sunt realizate cu ajutorul instalației hidraulice și controlate cu ajutorul manometrului. La controlul presiunii pe suprafața plăcii cu ajutorul manometrului se va ține cont dacă scala acestuia respectă raportul dintre diametrul pistonului și diametrul plăcii.

**B.6.4.3** La construirea drumurilor pentru determinarea modurilor de deformație  $E_v$  încercarea se face, de regulă, cu o placă cu diametrul de 300 mm, mărind încărcarea până la un efort normal sub placa  $\sigma_{max}$  - 0,5 MN/m<sup>2</sup>.

**B.6.4.4** Primul ciclu de încărcare se va aplica în minim șase trepte cu intervale de încărcare de aproximativ de aceeași mărime până la o sarcină maximă  $\sigma_{max} = 0.50$  MN/m<sup>2</sup>. Cu ajutorul pompei hidraulice pe fiecare treaptă de încărcare sarcina aplicată se va menține constantă. Dacă din greșeală la încărcare se aplică o sarcină mai mare decât cea prevăzută aceasta nu mai are voie să fie redusă și va trebui consemnată în raportul încercării.

**B.6.4.5** Timpul de așteptare pe fiecare treaptă de încărcare va fi de minimum 3 minute dar în cazul în care tasarea nu s-a stabilizat (creșterea tasării înregistrată după fiecare minut este mai mare de 0,05 mm) treapta de încărcare se menține până la stabilizare.

**B.6.4.6** Placa se va descărca în 3 trepte - 50%, 25% și aproximativ 2% din sarcina maximă  $\sigma_{max}$ . După descărcarea completă se va efectua un alt ciclu de încărcări pentru determinarea modului de deformație elastică  $E_v$  în aceleași condiții de aplicare a sarcinii, dar numai până la penultima treaptă de sarcină a primului ciclu de încărcări, pentru a rămâne în domeniul preîncărcat.

**B.6.4.7** În cazul în care terenul pe care se efectuează încercarea are o stabilitate redusă (care poate conduce la instabilitatea instalației) sau dacă, la creșterea sarcinii, tasările devin mai mari de 5 mm (se indică apropierea stării de rupere) încercarea se poate întrerupe înainte de a ajunge la sarcina maximă.

**B.6.4.8** În Tabelul B.1 este prezentat un model de trepte de încărcare pentru fiecare ciclu de încărcare.

**Tabelul B.1 - Modelul de trepte de încărcare pentru fiecare ciclu de încărcare**

Treptele de încărcare-descărcare $\sigma$ , MN/m <sup>2</sup>													
Prima încărcare						Descărcare			A doua încărcare				
0,08	0,16	0,25	0,33	0,42	0,50	0,25	0,125	0,01	0,08	0,16	0,125	0,33	0,42

**B.6.4.9** La aplicarea și eliberarea sarcinii, urmează schimbarea sarcinii la următoarea etapă la fiecare 120 s după atingerea valorii etapei anterioare de încărcare. Pentru straturile portante din construcția drumurilor, timpul de așteptare poate fi redus la 60 s. Sarcina în toate etapele de încercare trebuie să rămână constantă.

**B.6.4.10** La construcția de drumuri, testul cu placa statică se efectuează de obicei folosind o placă de încărcare cu un diametru de 300 mm. În acest caz, sarcina va crește până la atingerea efortului sub placă 0,5 MN / m<sup>2</sup> este atinsă sub placa de sarcină. Dacă s-a obținut anterior o tasare de 5 mm, atunci

tensiunea normală măsurată în acest caz este considerată maximă. La utilizarea unei plăci de încărcare cu un diametru de 600 mm, valorile limită corespunzătoare sunt 0,25 MN / m<sup>2</sup> și 8 mm, atunci când se utilizează o placă de încărcare cu un diametru de 762 mm, respectiv 0,2 MN / m<sup>2</sup> și 13 mm.

**B.6.4.11** În cazul rezultatelor neobișnuite ale testului, de exemplu, o înclinare severă sau o scufundare semnificativă a plăcii de încărcare, solul de la locul testului este rupt la o adâncime corespunzătoare diametrului său. Dacă în același timp se întâlnesc eterogenități locale, de exemplu, soluri cu consistențe sau pietre diferite, atunci acest lucru trebuie menționat în raportul de testare.

**B.6.4.12** Testarea presiunii ar trebui să fie întreruptă la solicitări normale mai mici dacă se testează solul cu rezistență scăzută a particulelor (de exemplu, roci vulcanice poroase) sau dacă, cu încărcarea crescândă, o creștere puternică a așezării indică o stare aproape de eșec.

**B.6.4.13** Dacă, în timpul încărcării, a fost utilizată din greșeală o greutate mai mare decât a fost intenționată, atunci aceasta nu poate fi redusă, dar ar trebui să fie reținută, având în vedere acest lucru în raportul de testare.

NOTĂ - Pentru a controla ciclul secundar de încărcare după îndepărtarea completă treptată poate fi efectuat în mod corespunzător al treilea ciclu de r, cu toate acestea, aceasta creează imediat sarcina finală a celui de-al doilea ciclu fără alte etape intermediare de încărcare.

## B.7 Prelucrarea rezultatelor măsurătorilor

### B.7.1 Determinarea tasării în funcție de tipul plăcii

**B.7.1.1** Se înregistrează sarcina normală medie  $\sigma$  asociată cu fiecare etapă de încărcare și citirea corespunzătoare  $S_M$  pe manometru sau  $s$  pe indicatorul de tasare. Tasarea plăcii de încărcare este determinat pentru instalațiile de măsurare:

- conform Figurii B.4b - indicația indicatorului de tasare;
- conform Figurii B.4a - prin înmulțirea valorii de decontare  $S_M$  cu raportul pârghiilor  $h_p/h_m$  conform relației:

$$s = S_M \cdot \frac{h_p}{h_m} \quad (\text{B.1})$$

Tensiunile și tasările normale sunt tabelate.

### B.7.2 Determinarea modulului deformației totale și a modulului de elasticitate.

**B.7.2.1** Datele obținute ca urmare a măsurătorilor cu o instalație cu placă statică cu determinarea tasarea plăcii de încărcare, în funcție de sarcina aplicată sau îndepărtată, sunt introduse într-un tabel, care este utilizat pentru a construi un grafic cu curbe polinomiale ale deformației totale la încărcarea primară, descărcare și deformare elastică la a doua încărcare. (Figura B.5).

**B.7.2.2** Astfel la baza stabilirii modulilor de deformație  $E_{v1}$  și  $E_{v2}$  stau curbele de compresiune - tasare ale celor două cicluri de încărcare (Figura B.5). Acestea pot fi descrise printr-un polinom de gradul 2:

$$s = a_0 + a_1 \times \sigma_0 + a_2 \times \sigma_2 \quad (\text{B.2})$$

unde:

- $s$  - tasarea în centrul plăcii, mm
- $\sigma_0$  - efortul normal sub placă, MN/m<sup>2</sup>
- $a_0, a_1, a_2$  - constantele polinomului de gradul 2.

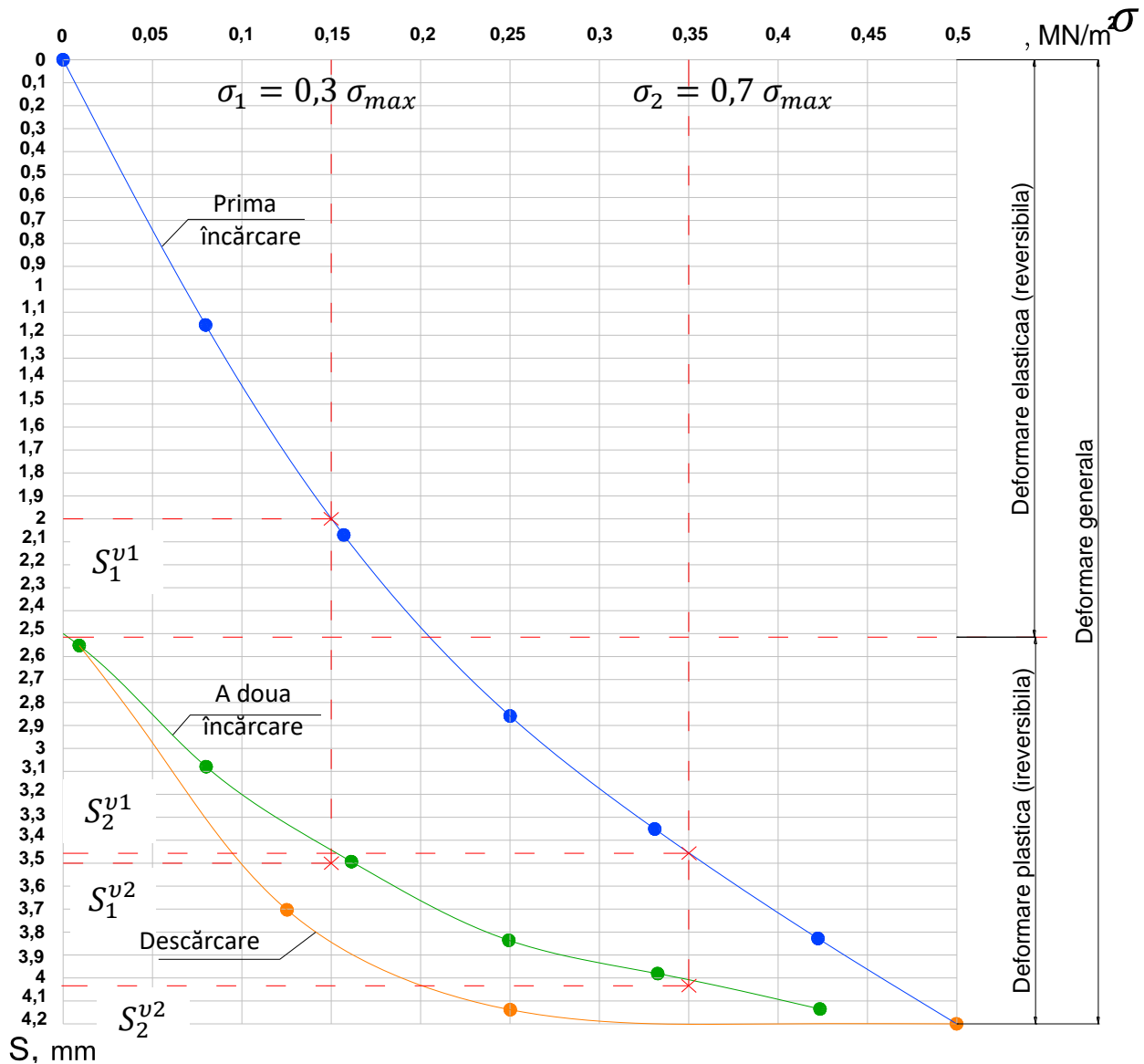


Figura B.5 - Model de calcul a modurilor de deformăție  $E_{v1}$  și  $E_{v2}$  cu ajutorul curbei de compresiune-tasare

**B.7.2.3** Modulul de deformăție se calculează cu ajutorul curbei de compresiune - tasare între punctele 0,3 și 0,7 din  $\sigma_{1 \max}$  respectiv  $\sigma_{2 \max}$  (conform SM EN 1997-2:2007. Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: încercarea și investigarea terenului) după relația:

$$E_v = \frac{\pi x D}{4} \times \frac{\Delta \sigma}{\Delta s} \times (1 - \nu^2) \quad (\text{B.3})$$

respectiv

$$E_v = 0,75 \times D \times \frac{\Delta \sigma}{\Delta s} \quad (\text{B.4})$$

unde:

$E_v$  - modulul de deformăție (notat cu 1 primul ciclu și cu 2 al doilea ciclu de încărcare), MN/m<sup>2</sup>;

$0,75 = \pi/4 \times (1 - \nu^2)$  - coeficient, care ia în calcul aria plăcii, coeficientul mediu Poisson;

$D$  - diametrul plăcii, mm;

$\nu$  - coeficientul lui Poisson;

$\Delta \sigma$  - creșterea sarcinii ;

$\Delta s$  - creșterea tasării.

Sarcina maximă de testare este de **0,5 MN / m<sup>2</sup>**.

**B.7.2.4** Modulul deformației totale  $E_{v1}$  (MN/m<sup>2</sup> este determinat după relația:

$$E_{v1} = 0,75 \cdot D \cdot \frac{\Delta\sigma^{v1}}{\Delta s^{v1}} \quad (\text{B.5})$$

unde:

- 0,75** - coeficient, care ia în calcul aria plăcii și coeficientul mediu Poisson pentru acest tip de test;
- D** - diametrul plăcii de încărcare;
- $\Delta\sigma^{v1}$**  - creșterea sarcinii plăcii la primul ciclu de încărcare (30% și 70% din sarcina maximă), MN / m<sup>2</sup>;
- $\Delta s^{v1}$**  - creșterea tasării plăcii la primul ciclu de încărcare (30% și 70% din sarcina maximă), m.

**B.7.2.5** Creșterea sarcinii plăcii de încărcare la încărcarea primară (30% și 70% din valorile maxime) este determinată după relația:

$$\Delta\sigma^{v1} = \sigma_2^{v1} - \sigma_1^{v1} \quad (\text{B.6})$$

unde:

- $\sigma_1^{v1}$**  - 30 % de la sarcina maximă, la încărcarea primară, MN/m<sup>2</sup>;
- $\sigma_2^{v1}$**  - 70 % de la sarcina maximă, la încărcarea primară, MN/m<sup>2</sup>.

**B.7.2.6** Creșterea tasării plăcii la primul ciclu de încărcare (de la 30% la 70% din sarcina maximă),  **$\Delta s^{v1}$**  (m) este determinată după relația:

$$\Delta s^{v1} = s_2^{v1} - s_1^{v1} \quad (\text{B.7})$$

unde:

- $s_1^{v1}$**  - tasarea plăcii la primul ciclu de încărcare (30 % din sarcina maximă), m;
- $s_2^{v1}$**  - tasarea plăcii la primul ciclu de încărcare (70 % din sarcina maximă), m.

**B.7.2.7** Modulul de elasticitate  **$E_{v2}$**  (MN / m<sup>2</sup>) este determinat după relația:

$$E_{v2} = 0,75 \cdot D \cdot \frac{\Delta\sigma^{v2}}{\Delta s^{v2}} \quad (\text{B.8})$$

unde::

- D** - diametrul plăcii de încărcare, m;
- 0,75** - coeficient, care ia în calcul aria plăcii și coeficientul mediu Poisson pentru acest tip de test;
- $\Delta\sigma^{v2}$**  - creșterea sarcinii plăcii la primul ciclu de încărcare (30% și 70% din sarcina maximă), MN/m<sup>2</sup>;
- $\Delta s^{v2}$**  - creșterea tasării plăcii la primul ciclu de încărcare (30% și 70% din sarcina maximă), m.

**B.7.2.8** Creșterea sarcinii de încărcare al plăcii la încărcarea primară (30% și 70% din valorile maxime) este determinat după relația:

$$\Delta\sigma^{v2} = \sigma_2^{v2} - \sigma_1^{v2} \quad (\text{B.9})$$

în care:

- $\sigma_1^{v2}$**  - 30% din sarcina maximă, la primul ciclu de încărcare, MN / m<sup>2</sup>;
- $\sigma_2^{v2}$**  - 70% din sarcina maximă, la primul ciclu de încărcare, MN / m<sup>2</sup>.

**B.7.2.9** Creșterea tasării plăcii la primul ciclu de încărcare (de la 30% la 70% din sarcina maximă),  **$\Delta s^{v1}$**  (m) este determinată după relația:

$$\Delta s^{v2} = s_2^{v2} - s_1^{v2} \quad (\text{B.10})$$

unde:

- $s_1^{v1}$  - tasarea plăcii la primul ciclu de încărcare (30% din sarcina maximă), m;  
 $s_2^{v1}$  - tasarea plăcii la primul ciclu de încărcare (70% din sarcina maximă), m.

### B.7.3 Determinarea modului de reacție $K_s$

**B.7.3.1** Pentru determinarea modului de reacție  $K_s$ , parametru necesar pentru dimensionarea structurilor rutiere rigide, încercarea se face de regulă cu o placă de încărcare circulară cu diametrul de 762 mm.

**B.7.3.2** Preîncărcarea de  $0,01 \text{ MN/m}^2$  se menține până ce modificarea tasării plăcii este mai mică de  $0,02 \text{ mm/min}$ . Apoi încărcarea este majorată pe treptele de încărcare  $0,04 \text{ MN/m}^2$ ;  $0,08 \text{ MN/m}^2$ ;  $0,14 \text{ MN/m}^2$  și  $0,20 \text{ MN/m}^2$  (a se vedea modelul din Figura B.5). La fiecare treaptă de încărcare se așteaptă până ce modificarea tasării este mai mare de  $0,02 \text{ mm/min}$ . La descărcare este suficientă introducerea unei trepte intermediare la  $0,08 \text{ MN/m}^2$ .

**B.7.3.3** Eforturile de compresiune și tasările se vor reprezenta ca în Figura B.5 obținându-se astfel curba de compresiune - tasare caracteristică.

**B.7.3.4** Modulul de reacție se calculează cu ajutorul curbei de compresiune - tasare (Figura B.5) cu relația:

$$Ks = \frac{\sigma_0}{s^*} \quad (\text{B.11})$$

unde:

- $\sigma_0$  - este efortul normal sub placă corespunzător unei tasări de  $s^* = 1,25 \text{ mm}$ ,  $\text{MN/m}^2$ ;  
 $s^*$  - tasarea, mm.

În cazul în care nu se atinge tasarea maximă propusă ( $s^* = 1,25 \text{ mm}$ ) modulul de reacție poate fi calculat prin raportul între sarcina  $\sigma_0 = 0,07 \text{ MN/m}^2$  și tasarea corespunzătoare acestei sarcini.

NOTĂ - În funcție de forma curbei de compresiune - tasare, prin tangenta la punctul de inflexiune al acestei curbe, se poate face o corecție a punctului zero. În acest caz tasarea se va raporta la punctul zero corectat (a se vedea în fig. B.6 unde  $0.0^*$  este valoarea corectată a originii)

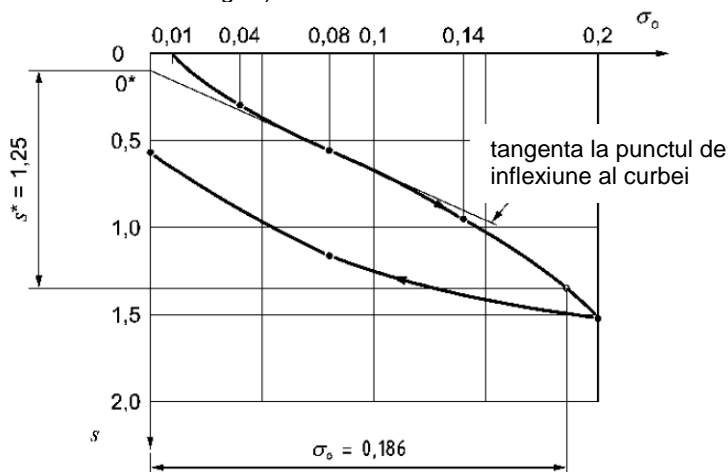


Figura B.6 - Curba de compresiune - tasare pentru determinarea modului de reacție

### B.7.4 Determinarea coeficientului modular $K_E$

**B.7.4.1** Un parametru suplimentar obligatoriu al proprietăților de rezistență elastică a obiectului supus testării prin evaluarea calității compactării este coeficientul modular  $K_E$ . Coeficientul modular se determină cu relația B.12, ca raport dintre modulul elastic  $E_{v2}$  și modulul de deformare totală  $E_{v1}$ :

$$K_E = \frac{E_{v2}}{E_{v1}} \quad (\text{B.12})$$



unde:

$E_{v1}$  - modul de deformare totală, MN / m<sup>2</sup>;

$E_{v2}$  - modul de elasticitate, MN / m<sup>2</sup>.

**B.7.4.2** Gradul de compactare a obiectului testat este considerat suficient dacă factorul modular este mai mic sau egal cu 2,5 ( $K_E \leq 2,5$ ).

### **B.7.5 Prezentarea datelor**

**B.7.5.1** Pe baza rezultatelor lucrărilor efectuate în conformitate cu prezentul Cod, este necesar să se întocmească un raport care să cuprindă următoarele informații:

- denumirea obiectului și locația acestuia;
- diametrul plăcii de încărcare;
- tip de dispozitiv pentru măsurarea tasării, dacă este necesar, indicând raportul pârghiilor;
- tipul de strat de egalizare sub placa de încărcare;
- vremea cu indicarea temperaturii;
- ora, data;
- executorii de testare;
- note pe parcursul testului;
- tabelul cu rezultatele măsurărilor „încărcare-tasare”;
- tabel cu valorile tasării și valorile corespunzătoare ale lui  $s$  (numai pentru instalația de matriță specificată la punctul B.7.1);
- grafic cu curbe polinomiale „încărcare primară-descărcare-încărcare secundară”;
- dacă este necesar, o descriere a naturii solurilor de sub placa de încărcare după încercare.

## **B.8 Metoda de verificare a echipamentului cu placa statică**

### **B.8.1 Generalități**

**B.8.1.1** Prin verificarea echipamentului cu placă statică se confirmă capacitatea funcțională a acestuia precum și menținerea parametrilor stabiliți în conformitate cu prevederile normate a măsurărilor încărcării și tasării.

**B.8.1.2** Verificarea se efectuează de către un organism care dispune de mijloacele corespunzătoare pentru testare.

**B.8.1.3** Verificarea echipamentului cu placă statică se repetă la intervale regulate pentru a asigura performanța testelor de încărcare în conformitate cu prezentul cod.

**B.8.1.4** Înainte de fiecare calibrare echipamentul cu placă statică este verificat privind existența deteriorărilor mecanice și funcționarea corectă a tuturor componentelor. Rezultatele vor fi menționate în raportul de testare.

**B.8.1.5** Dispozitivele de măsurare a încărcării și tasării calibrate trebuie marcate în mod durabil cu etichete care indică numele și adresa organului de calibrare și validitatea calibrării.

### **B.8.2 Cerințele față de calibrarea echipamentului cu placă statică**

Se verifică dacă echipamentului cu placă statică îndeplinește cerințele privind:

- a) dimensiunile plăcii de încărcare (a se vedea punctul B.4.2.1);
- b) toleranța (limita de eroare) și rezoluția sistemului de măsurare a sarcinii (a se vedea punctul B.4.2.3);
- c) toleranța (limita de eroare) și rezoluția dispozitivului de măsurare a tasării (a se vedea punctul B.4.2.4);
- d) distanța de la placa de încărcare până la suprafața de sprijin a contragreutății (a se vedea punctul B.4.2.4)
- e) raportul pârghiilor a dispozitivului de măsurare a tasării (a se vedea punctul B.4.2.4).

### B.8.3 Instrumente și dispozitive care urmează a fi verificate

#### B.8.3.1 Dispozitivul de măsurare a sarcinii (dinamometrul)

Pentru a calibra dispozitivul de măsurare a sarcinii este nevoie de:

- cadru, pentru montarea sistemului de măsurare a forței a dispozitivului de încărcare a plăcilor;
- microcomparator a forței de compresie, clasa 2, în conformitate cu SM EN ISO 376, inclusiv un amplificator de măsurare;
- echipamente în conformitate cu punctele B.4.2.1; B.4.2.2 și B.4.2.4.

#### B.8.3.2 Dispozitivul de măsurare a tasării

Pentru a calibra dispozitivul pentru măsurarea tasării, este nevoie de:

- micrometru conform [3], grad de precizie 2 cu dimensiuni nominale de la 1 mm la 15 mm, conform SM EN ISO 3650;
- masă de măsurare ca suport pentru mijloace de măsurare;
- dispozitiv pentru măsurarea tasării, asamblat, în conformitate cu punctul B.4.2.4.

### B.8.4 Calibrarea și testare funcțională

#### B.8.4.1 Verificarea Sistemul de măsurare a forței

**B.8.4.1.1** Sistemul de măsurare a forței dispozitivului de încărcare a plăcii și microcomparatorul forței de compresiune de referință pentru a fi calibrate trebuie montat în centrul cadrului și supus unei preîncărcări corespunzătoare efortului normal sub placa de 0,01 MN/m<sup>2</sup> sau 0,001 MN/m<sup>2</sup> (prima etapă de încărcare, Tabelul B.2). Sarcina va fi aplicată, utilizând sistemul de încărcare al dispozitivului de încărcare a echipamentului cu placă statică calibrat.

**B.8.4.1.2** Pentru verificarea sistemului de măsurare a forței și pentru testarea funcțională a dispozitivului de încărcare, se efectuează două cicluri de încărcare și unul de descărcare. Etapele de încărcare depind de diametrul plăcii conform tabelului B.2. Schimbarea sarcinii de la etapă la etapă trebuie să aibă loc în decurs de 1 min. Ciclul de descărcare se efectuează în patru etape (numerele 6-4-2-1 conform Tabelului B.2). La încărcare și descărcare, schimbarea sarcinii la următoarea etapă de încărcare se efectuează în termen de două minute după atingerea valorii prestabilite la etapa precedentă. Rezultatele citirilor făcute ceasul senzorului forței de compresie de referință sunt înregistrate în raportul de testare.

**Tabelul B.2 - Etape de încărcare în funcție de diametrul plăcii de încărcare**

Numărul de trepte de încărcare	Diametrul plăcilor de încărcare					
	300 mm		600 mm		762 mm	
	Sarcină F, kN	Sarcină normală $\sigma_0$ , MN/m <sup>2</sup>	Sarcină F, kN	Sarcină normală $\sigma_0$ , MN/m <sup>2</sup>	Sarcină F, kN	Sarcină normală $\sigma_0$ , MN/m <sup>2</sup>
Treapta 1	0.71	0.010	0.28	0.001	0.46	0.001
Treapta 2	5.55	0.080	5.65	0.020	4.56	0.010
Treapta 3	11,31	0.160	11,31	0.040	9,12	0,020
Treapta 4	16,96	0,240	22,62	0.080	13.24	0,040
Treapta 5	22.62	0.320	33.93	0.120	36.48	0.080
Treapta 6	26.27	0.400	45,24	0,160	54,72	0,120
Treapta 7	31,81	0.450	56.55	0.200	72,96	0.160
Treapta 8	35,34	0,500	70,69	0.250	91.21	0,200

**B.8.4.1.3** Verificarea dispozitivului de testare a presiunii cu utilizarea plăcii de încărcare se efectuează în intervalul de temperatură cuprins între 10 °C și 35 °C.

**B.8.4.1.4** Abaterea citirilor de măsurare  $q$  în%, raportată la  $F_{max}$ , se calculează conform relației (B.13):

$$q = \frac{F_i - F}{F_{max}} \times 100 \quad (\text{B.13})$$

unde:

- $F_i$  - citiri pe ceasul manometrului dispozitivului de testare a presiunii, kN,  
 $F$  - citiri pe ceasul senzorului de forță de compresie de referință pentru verificare, kN,  
 $F_{max}$  - sarcină maximă la testare prin presiune, kN (etapa a 8-a de încărcare conform tabelului B.2).

**B.8.4.1.5** Valoarea măsurării pentru fiecare etapă de încărcare trebuie să includă o toleranță de 1% din sarcina maximă atunci când este testată cu o instalație de perforare în conformitate cu punctul B.4.2.3.

**B.8.4.1.6** Dacă diferența dintre citirea dinamometrului static  $F_i$  și citirea gabariturii de referință al forței de compresie în scopuri de verificare  $F$  a valorii de măsurare corespunzătoare în timpul ciclului de încărcare este mai mare de 1%, iar în timpul ciclului de descărcare este mai mare de 2 % din sarcina maximă atunci când este testată prin presiune folosind o placă de încărcare  $F_{max}$ , atunci este necesară alinierea dinamometrului pentru testarea presiunii în conformitate cu instrucțiunile de utilizare ale producătorului și verificarea trebuie repetată.

**B.8.4.1.7** Abaterea de la zero la descărcarea completă după un timp de așteptare de 1 min nu poate depăși 0,2% din sarcina maximă.

#### **B.8.4.2 Verificarea dispozitivului de măsurare a tasării**

**B.8.4.2.1** Dispozitivul de citire al aparatului de testare a presiunii este plasat pe o bază solidă, orizontală și nivelată. Manometrul (transductor de deplasare sau manometru) este fixat în dispozitivul de citire al aparatului de testare a presiunii.

**B.8.4.2.2** Verificarea dispozitivului de măsurare a tasării se efectuează pentru trei poziții diferite de punct zero (3 rânduri de măsurători) ale dispozitivului de măsurare a tasării. Pentru fiecare poziție de punct zero, se efectuează o serie de măsurători cu minimum 5 puncte de măsurare (începând cu deplasarea maximă în timpul verificării). Aceste puncte de măsurare sunt distribuite uniform pe întreaga zonă de măsurare a dispozitivului de măsurare a tasării, luând în considerare o mișcare de verificare de 10 mm sau 15 mm.

**B.8.4.2.3** Mărimea pasului la verificarea cititorului trebuie să fie de 0,5 mm.

**B.8.4.2.4** Citirile corespunzătoare ale dispozitivului pentru măsurarea tasării pentru fiecare dintre cele 3 rânduri de măsurători trebuie înregistrate în raportul de verificare.

**B.8.4.2.5** Verificarea se efectuează în intervalul de temperatură cuprins între 10 °C și 35 °C. Temperatura din cameră în momentul verificării trebuie introdusă în raportul de verificare.

**B.8.4.2.6** În cazul în care diferența dintre citirea dispozitivului de măsurare a tasării și citirea corespunzătoare a unui aparat paralel plan sau micrometru pentru o valoare de măsurare este mai mare de 0,04 mm, atunci dispozitivul pentru măsurarea tasării testerului de presiune este ajustat conform instrucțiunilor producătorului pentru utilizare și verificarea se repetă.

**B.8.4.2.7** Pentru echipamentul cu placă statică cu un dispozitiv de măsurare a tasării pe principiul barei de cântărit, trebuie luat în considerare raportul pârghiei  $h_p/h_m$ .

#### **B.8.4.3 Înregistrarea rezultatelor verificării**

Raportul de verificare trebuie să conțină următoarele date:

- solicitant;
- producătorul dispozitivului;
- tip de dispozitiv;
- numărul dispozitivului;
- anul fabricației dispozitivelor;
- temperatura camerei în timpul verificării;
- data;

- locul verificării și personalul care efectuează verificarea;
- mijloace de testare utilizate și dovada recuperării;
- starea generală a mașinii de ștanțat la livrare;
- abaterea parametrilor geometrici ai plăcii de sarcină și a dispozitivului de citire de la valorile specificate;
- date privind raportul pârghiilor dispozitivului pentru măsurarea pescajului;
- abaterea valorilor reale citite pe dinamometru de la valorile setate, în%;
- abaterea valorilor reale citite pe dispozitiv pentru măsurarea decantării de la valorile specificate, în mm;
- rezultatul verificării (rezultatul testului).

## B.9 Exemplu de calcul al capacității portante conform datelor de testare cu echipamentul cu placa statică

Ca rezultat al testelor instalației cu placă statică cu un diametru al plăcii de încărcare de 300 mm, s-au obținut datele indicate în tabelul B.3:

Tabelul B.3

Treapta	Prima încărcare							Descărcare			A doua încărcare				
$\sigma$ , MN/m <sup>2</sup>	0	0,08	0,16	0,25	0,33	0,42	0,5	0,25	0,125	0,01	0,08	0,16	0,25	0,33	0,42
s, mm	0	1,55	2,39	2,97	3,39	3,83	4,2	4,12	3,71	2,59	3,09	3,53	3,83	3,99	4,13

Pe baza datelor tabelare, se construiește o diagramă din Figura B.7 cu curbe polinomiale de deformare totală, de descărcare, de deformare elastică.

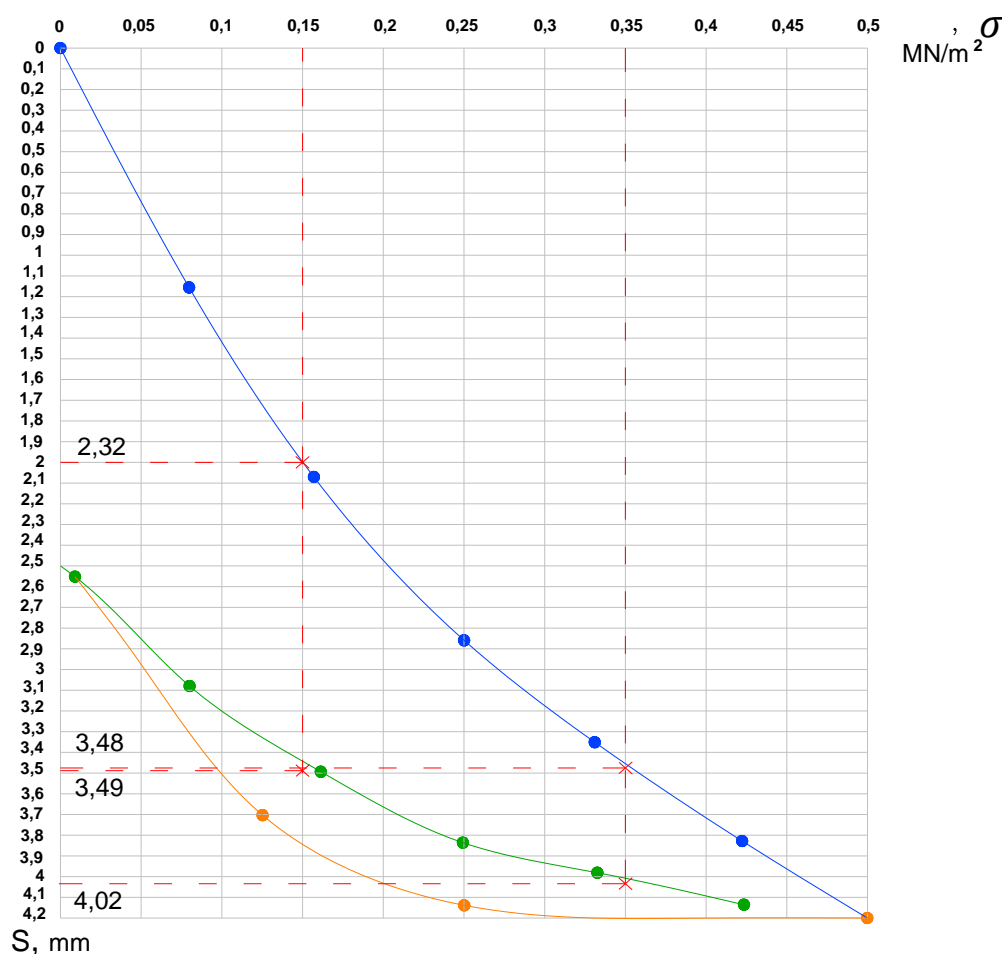


Figura B.7 - Diagrama testului cu echipamentul cu placă statică

Pe diagramă se găsesc valorile, necesare pentru calculările ulterioare, indicilor la încărcarea la o sarcină de 30% și 70% din valoarea sa maximă (Tabelul B.4).

Tabelul B.4

$\sigma_1^{v1}$	$\sigma_2^{v1}$	$s_1^{v1}$	$s_2^{v1}$	$\sigma_1^{v2}$	$\sigma_2^{v2}$	$s_1^{v2}$	$s_2^{v2}$
MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	mm	mm	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	mm	mm
0,15	0,35	2,32	3,49	0,15	0,35	3,48	4,02

În conformitate cu algoritmul descris mai sus, se determină modulul de deformare totală  $E_{v1}$ :

$$\Delta\sigma^{v1} = \sigma_2^{v1} - \sigma_1^{v1} = 0,35 - 0,15 = 0,20 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta s^{v1} = s_2^{v1} - s_1^{v1} = 0,00349 - 0,00232 = 0,00117 \text{ mm}$$

$$E_{v1} = 0,75 \cdot D \cdot \frac{\Delta\sigma^{v1}}{\Delta s^{v1}} = 0,75 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,20}{0,00117} = 38,5 \text{ MN/m}^2$$

După aceasta se calculează modulul de elasticitate  $E_{v2}$

$$\Delta\sigma^{v2} = \sigma_2^{v2} - \sigma_1^{v2} = 0,35 - 0,15 = 0,20 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta s^{v2} = s_2^{v2} - s_1^{v2} = 0,00402 - 0,00348 = 0,00054 \text{ mm}$$

$$E_{v2} = 0,75 \cdot D \cdot \frac{\Delta\sigma^{v2}}{\Delta s^{v2}} = 0,75 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,20}{0,00054} = 83,3 \text{ MN/m}^2$$

În cele din urmă, se calculează coeficientul modular  $K_E$ :

$$K_E = \frac{E_{v2}}{E_{v1}} = \frac{83,3}{38,5} = 2,16$$

Astfel ca rezultat al testelor efectuate cu un echipament cu placă statică, s-a determinat modulul elastic al obiectului:

$E_{v2} = 83,3 \text{ MN / m}^2$  la valoarea coeficientului modular  $K_E = 2,16$

## **Anexa C** (normativă)

### **Determinarea capacității portante cu aparatul CBR**

#### **C.1 Domeniul de aplicare testului**

**C.1.1** Pentru verificarea calității lucrărilor de compactare și evaluarea capacității portante a straturilor compactate constituite din pământ natural sau stabilizat pentru terasamente, straturi de fundație, pentru straturi de bază și substraturi, se utilizează în mod curent indicele californian de capacitate portantă (eng.: californian bearing ratio - CBR).

**C.1.2** Testul CBR este un test empiric care oferă o indicație a rezistenței la forfecare a unui sol natural și stabilizat, a unui strat din amestec de agregate netratate și tratate cu lianți hidraulici. Beneficiul acestui test este efectuarea relativ ușoară.

**C.1.3** Testul CBR poate fi realizat atât în laborator, cât și pe teren. Testul Californian (CBR) este un test simplu de rezistență în care capacitatea portantă a stratului testat este comparată cu capacitatea portantă a pietrei concasate standard bine sortate (astfel, piatra concasată de înaltă calitate are un număr California de 100%). Practic, dar nu exclusiv, acest test este efectuat pentru a evalua pământurile coezive având o dimensiune maximă a particulelor mai mică de 19 mm.

**C.1.4** Varietatea mare de materiale utilizate în tehnica rutieră (pământuri naturale, pământuri stabilizate, agregate, etc.) și de tehnologii conduce implicit la apariția unei diversități largi de straturi rutiere, a căror comportare în exploatare, sub acțiunea solicitărilor (trafic și condiții climatice), trebuie corect aplicată prin calcule de dimensionare specifice.

**C.1.5** Prin utilizarea testului CBR la dimensionarea structurilor rutiere se pot obține mai multe economii de costuri și un drum cu fiabilitate sporită.

**C.1.6** Indicele californian de capacitate portantă (CBR) reprezintă raportul, exprimat în procente, între presiunea necesară pentru penetrarea unei probe (strat) de material natural sau tratat și presiunea necesară pentru a se obține aceeași penetrare într-un macadam tip.

**C.1.7** Prezenta metodologie stabilește modul de determinare a indicelui CBR utilizând aparatura de laborator și de teren. Valorile indicelui californian de capacitate portantă, obținute prin încercări de laborator, sau de teren sunt folosite pentru verificarea calității portanței și implicit a calității execuției straturilor rutiere. De asemenea indicele CBR corelat cu alți parametri geotehnici poate fi folosit și pentru dimensionarea structurilor rutiere.

**C.1.8** De regulă, determinarea CBR se execută pe probe de pământ sau din material granulat compactate în laborator la umiditatea optimă și apoi imersate timp de 4 zile în apă pentru a se realiza condițiile cele mai defavorabile ce se pot întâlni în exploatarea drumului când acesta poate fi inundat pentru o anumită perioadă. În cazul în care se apreciază că astfel de situații nu pot apare pentru anumite sectoare încercarea CBR se recomandă să se facă pe probe având aceeași umiditate maximă cu cea care poate fi întâlnită în exploatarea drumului.

**C.1.9** În teren, determinările indicelui californian de capacitate portantă (CBR) dau indicații privind capacitatea portantă a stratului testat aflat în starea de umiditate din momentul punerii în opera (efectuării testului).

**C.1.10** Metoda are însă anumite limite și anume:

- procesul operator de laborator prevede eliminarea fracțiunilor mai mari de 20 mm și înlocuirea acestora cu o cantitate egală de material cu fracțiunea 5-20 mm ceea ce conduce la o anumită alterare a rezultatelor încercărilor
- metoda nu poate simula perfect situația din teren deoarece, deși în condițiile solicitărilor reale din teren intervine poansonarea straturilor drumului aceasta nu are loc cu viteza constantă cum se întâmplă în cazul testului CBR.



**Figura C.1 - Determinarea CBR pe teren.**

## **C.2 Principiul metodei**

**C.2.1** CBR este raportul exprimat ca procent de forță pe unitate de suprafață necesară pentru a pătrunde într-o masă încercată (sol, agregate) cu un piston circular standard cu diametrul de 50 mm la o viteză de 1,25 mm/min față de forța necesară pentru penetrarea corespunzătoare într-un material standard. Raportul este determinat în general pentru o penetrare de 2,5 și 5 mm. Când raportul de 5 mm este constant mai mare decât raportul de 2,5 mm, se utilizează raportul de 5 mm.

**C.2.2** Următorul tabel prezintă sarcinile standard adoptate pentru diferite penetrații pentru materialul standard cu un C.B.R. valoare de 100%.

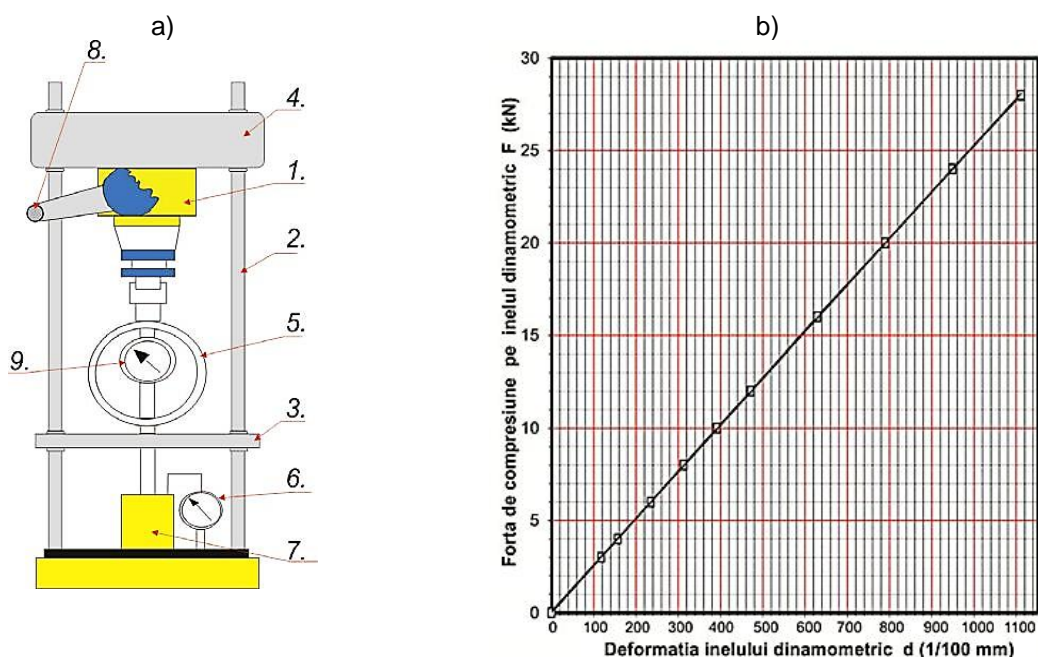
**Tabelul C.1 - Valori standard de încărcare la penetrare**

Pătrunderea pistonului circular, (mm)	Forța standard, (kg)
2,5	1370
5,0	2055

## **C.3 Modul de executare al testului**

### **C.3.1 Etalonarea dinamometrelor**

**C.3.1.1** Pentru o utilizare corectă inelele dinamometrice trebuie etalonate și certificate. Pe baza datelor obținute la etalonare se întocmesc diagramele care stabilesc legătura dintre deformația inelelor dinamometrice  $d$  (1/100 mm) și forța de compresiune  $F$  (kN) corespunzătoare, exercitată asupra lor (Figura C.2 b). Aceste diagrame sunt utilizate la determinarea forței de compresiune exercitată în timpul încercării prin citirea deformațiilor la microcomparatorul inelului dinamometric (9).



1 - presa cu șurub; 2 - coloana de susținere; 3 - jug de ghidare; 4 - traversă; 5 - inel dinamometric; 6 - microcomparator pentru citirea valorilor înfîngerii; 7 - proba de pământ (ștanța CBR); 8 - mâner; 9 - microcomparatorul inelului dinamometric;

**Figura C.2 - Schema aparatului CBR de laborator și diagrama de etalonare**

### C.3.2 Determinarea indicelui portant californian (CBR) în laborator

**C.3.2.1** Această încercare se poate face atât pe probe tulburate, cât și pe probe netulburate prelevate din teren în ștanța CBR. Încercarea pe probe tulburate se poate face pe probe aduse, prin compactare în aparatul Proctor, la densitatea volumetrică în stare uscată maximă ( $\rho_{dmax}$ ) sau în orice altă stare de densitate (de exemplu, densitatea naturală -  $\rho$ ) sau pe probe compactate la densitatea volumetrică în stare uscată maximă ( $\rho_{dmax}$ ) și saturate timp de 4 zile.

**C.3.2.2** Procedura din prezentul Cod va descrie determinarea în laborator a indicelui CBR pe probe tulburate, aduse în aparatul Proctor, prin compactare, la starea de densitate maximă ( $\rho_{dmax}$ ) și imersate timp de 4 zile.

Determinarea indicelui de portanță californian în laborator, pe probe de pământ aflate în alte stări de densitate decât cea obținută după imersarea de 4 zile, se face urmând [4].

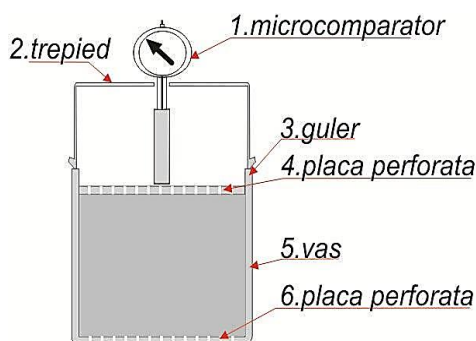
#### C.3.2.3 Saturarea probelor

**C.3.2.3.1** După aducerea probei în starea de densitate uscată maximă, în aparatul Proctor, conform procedurii specifice acestui test (SM SR EN 13286-2) se trece la saturarea probei într-un dispozitiv special (Figura C.3):

- se așază pe probă placa perforată, prevăzută cu șurub reglabil, împreună cu greutatea de lezare corespunzătoare sarcinii geologice (determinată în funcție de straturile aflate deasupra locului de recoltare);
- se așază trepiedul cu microcomparator pe gulerul ștanței CBR în care se află proba compactată și se face o citire inițială la microcomparator;
- se iversează în totalitate ștanța CBR cu proba într-un vas (tanc de umezire) cu apă pentru a permite accesul apei atât pe la partea de sus cât și de jos a probei. În timpul imersării se menține nivelul apei în tancul de umezire aproximativ 25,4 mm deasupra părții superioare a probei.

**C.3.2.3.2** Imersarea probei va fi de 96 ore (4 zile).





**Figura C.3 - Dispozitiv pentru măsurarea umflării probei pe timpul inundării**

### C.3.2.4 Determinarea umflării relative

**C.3.2.4.1** La sfârșitul celor 96 de ore, se face o măsurătoare finală la microcomparator pe proba imersată și se calculează umflarea ca un procentaj din înălțimea inițială a probei (119 mm).

$$\text{Umflarea relativă} = \frac{\text{Umflarea totală a probei (mm)}}{119 \text{ (mm)}} \times 100 \% \quad (\text{C.1})$$

**C.3.2.4.2** Se scoate proba din tancul de umezire, se scurge apa de pe probă și apoi se lasă să se dreneze apa timp de 15 minute. După aceea se îndepărtează greutatea de supraîncărcare și placa perforată. Se cântărește și se determină valoarea densității probei de pământ inundate și drenate.

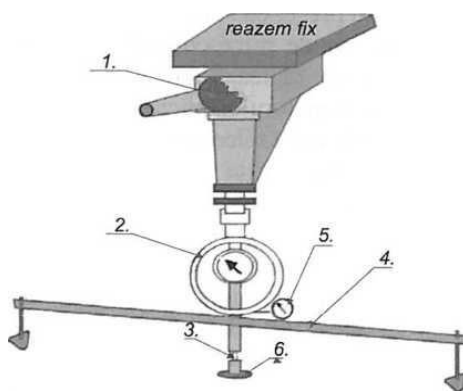
### C.3.2.5 Testul de penetrare

**C.3.2.5.1** Se pune suprasarcina sub formă de inel sau greutate cu fantă pe probă, egală cu cea din timpul inundării. Pentru a preveni refularea materialului moale în golul greutăților de suprasarcină, se așază pistonul de penetrare după ce a fost pusă o greutate de suprasarcină de proba de pământ.

**C.3.2.5.2** După așezarea pistonului, restul de greutate de suprasarcină va fi plasat în jurul pistonului. Se așază pistonul de penetrare sub o încărcare inițială de 40 N, apoi ambele indicatoare, ale pistonului de penetrare și al inelului dinamometric se aduc la „zero”. Această preîncărcare se realizează citind la dinamometru utilizat o deformație corespunzătoare forței de 40 N.

**C.3.2.5.3** Se aplică forța de încărcare pe pistonul de penetrare, astfel ca viteza de penetrare să fie de 1,3 mm pe minut. Se înregistrează forța când penetrarea este la valorile: 0,64 mm; 1,27 mm; 1,91 mm; 2,54 mm; 5,08 mm; și 7,62 mm. Opțional se pot face citiri ale forței și la valorile penetrării de la 10,16 mm și 12,70 mm.

### C.3.3 Determinarea indicelui portant californian (CBR) pe teren



1 - presă cu șurub; 2 - set dinamometric: 5 kN, 10 kN, 20 kN, 30 kN; 3 - piston de penetrare; 4 - cadru de referință pentru măsurarea adâncimii de penetrare (poansonare); 5 - microcomparator 0,01 mm și cursa 0 - 30 mm; 6 - inele de testare

**Figura C.4 - Schema aparatului CBR de teren**

**C.3.3.1** Aparatura de teren pentru determinarea indicelui californian de capacitate portantă este prezentată în Figura C.4.

**C.3.3.2** Determinarea indicelui CBR se efectuează pe teren ținându-se seama la interpretarea rezultatelor de faptul că materialul în momentul încercării, poate avea o altă umiditate decât cea prevăzută în condițiile încercării în laborator.

### **C.3.3.3 Modul de lucru**

**C.3.3.3.1** Suprafața de pământ pe care se efectuează încercarea se netezește pe o întindere suficient de mare pentru a avea loc operatorul și aparatul. Suprafața se va feri de umezire din precipitații și de uscare intensă prin evaporare. Se scot pietrele proeminente de la suprafața pământului și se umplu golurile lăsate de ele cu nisip sau ghips.

**C.3.3.3.2** Se fixează presa cu șurub de un reazem fix (de exemplu, grinda din spate a unui utilaj), care poate permite centrarea verticală a aparatului de teren și efectuarea încercării. Prinderea presei de reazem se realizează astfel încât cele două fețe în contact să fie perfect plane.

**C.3.3.3.3** Se prinde pistonul de penetrare la dinamometru prin intermediul unui element de legătură, prin înșurubare. Pe elementul respectiv se prinde colierul de susținere a microcomparatorului de citire a penetrării.

**C.3.3.3.4** Se aduce acest subansamblu sub presa cu șurub, se pune suprasarcina necesară sub formă de inel sau greutate cu fantă în jurul pistonului, se centrează și se articulează vertical prin intermediul bilei de centrare de la presă. Se ține cu mâna vertical, de către operator, în timp ce un al doilea încarcă ansamblul realizat la 4,54 kg prin intermediul presei cu șurub.

**C.3.3.3.5** Se prinde microcomparatorul pistonului de penetrare la colier, iar acesta se reglează pe verticală la o înălțime care să permită sprijinirea palpatorului microcomparatorului pe cadrul de referință. Se reglează cele două microcomparatoare, aducându-se la „zero”.

**C.3.3.3.6** Se aplică forța de încărcare pe pistonul de penetrare, astfel ca viteza de penetrare să fie de 1,3 mm/minut. Se înregistrează forța când penetrarea este la valorile: 0,64 mm; 1,27 mm; 1,91 mm; 2,54 mm; 5,08 mm și 7,62 mm.

## **C.3.4 Calculul indicelui de capacitate portantă californian (CBR)**

**C.3.4.1** Forma inițială și cea corectată a curbei „forță pe piston - penetrare piston” sunt prezentate în Figura C.5. În unele cazuri penetrarea inițială are loc fără o creștere a forței la penetrare și curba poate fi și concavă (test 2 din Figura C.5). În aceste situații curbele vor fi corectate.

**C.3.4.2** Indicele californian de capacitate portantă (CBR) se calculează pentru fiecare probă, pentru valorile corectate ale forței la 2,54 mm și 5,08 mm penetrare. Valorile (CBR) se obțin prin raportarea valorilor corectate ale forței pentru 2,54 mm și 5,08 mm, la valorile standard (pentru piatră spartă) 13,24 kN respectiv 19,96 kN și înmulțit cu 100. În general indicele (CBR) se calculează pentru penetrarea de 2,54 mm.

$$\text{CBR} = \frac{\text{Valoarea corectată a forței}}{\text{Forța standard}} \times 100 \% \quad (\text{C.2})$$

**C.3.4.3** Dacă acest indice calculat pentru 5,08 mm penetrare este mai mare decât indicele calculat pentru 2,54 mm penetrare se reface încercarea. Dacă încercarea de control dă rezultat similar, va fi folosit indicele obținut pentru penetrarea de 5,08 mm.

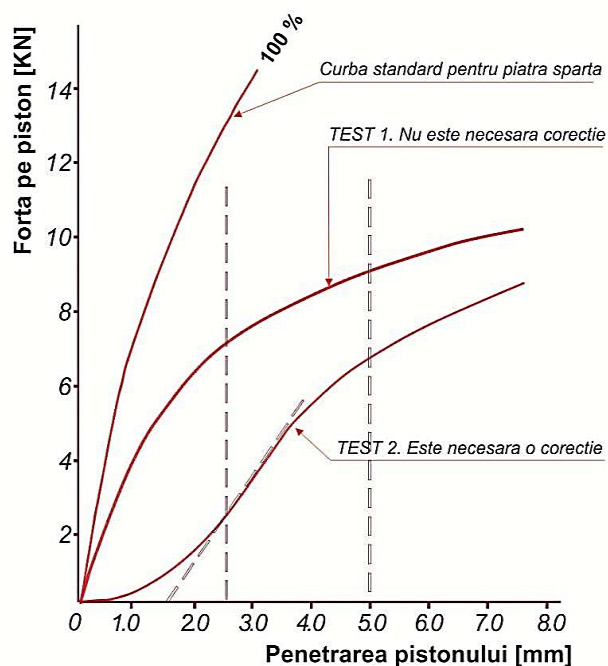


Figura C.5 - CBR - Graficul forță - penetrare

**C.3.4.4** În laborator se determină dreapta intrinsecă (CBR) a unui pământ (Figura C.6) sau material granular, adică dreapta care exprimă legătura dintre (CBR) și densitatea pământului în stare uscată ( $\rho_d$ ).

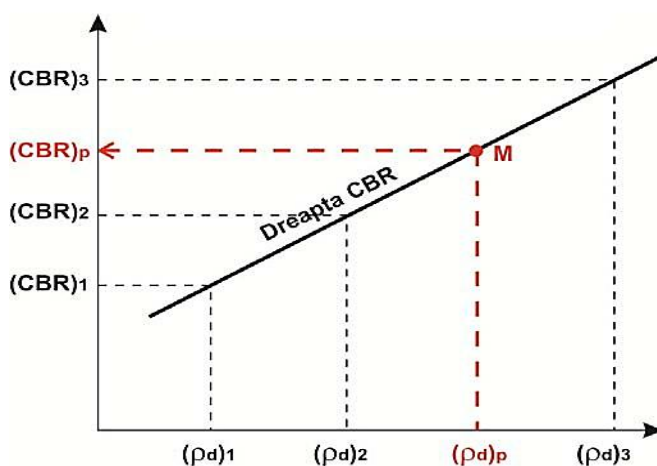


Figura C.6 - Dreapta intrinsecă

**C.3.4.5** Valorile CBR se determină pe minim trei probe de pământ/material granular prelevate din patul drumului/stratul testat, compactate la umiditățile optime, stabilite în prealabil și specifice la trei energii de compactare diferite. Dreapta permite determinarea CBR proiectat la procentul dorit din densitatea în stare uscată ( $\rho_d$ ), corespunzătoare gradului de compactare permis în specificațiile de compactare. Cu aceeași dreaptă se poate determina grafic indicele de capacitate portantă californian (CBR) al patului drumului în timpul exploatării, plecând de la densitatea pământului respectiv în stare uscată măsurată în teren.

### C.3.5 Relații de legătură

**C.3.5.1** Relația de legătură între indicele de portanță californian CBR și modulul dinamic de deformație al pământului  $E_p$  (stabilit empiric prin studii de laborator din diverse țări).

$$E_p = 10 \times \text{CBR} \quad (\text{C.3})$$

**C.3.5.2** Relația dintre modulul de reacție și indicele de portanță californian CBR:

$$K_0 = 874 + 6,75 \times \text{CBR} + 0,20238 \times (\text{CBR})^2 \quad (\text{C.4})$$

**C.3.5.3** Valori informative ale indicelui de portanță californian CBR și ale modulului de reacție  $K_0$  pentru diferite tipuri de pământuri sunt prezentate în Tabelul C.2.

**Tabelul C.2 - Valori informative ale CBR și  $K_0$**

Descrierea pământului	Clasificarea pământurilor conform		Densitatea în stare uscată, $\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	CBR [%]	Modulul de reacție <sup>1)</sup> $K_0$ [MN/m <sup>3</sup> ]
	SM EN ISO 14688-1	Sistem unificat			
pietriș/balast (gravel)	Gr saGr	GW GP	2,0 – 2,24	60 - 80	81,3 – 122,0
			1,92 – 2,08	35 - 60	81,3 – 108,4
nisip mare (coarse sand)	Sa	SW	1,76 – 2,08	20 - 40	54,2 – 108,4
nisip fin (fine sand)	grSa	SP	1,68 – 1,92	15 - 25	40,7 – 81,3
pietriș prăfos (silty gravel)	siGr	GM	2,08 – 2,32	40 - 80	81,3 – 135,5
pietriș prăfos nisipos (silty sandy gravel)	sisGr				
nisip prăfos (silty sand)	siSa	SM	1,92 – 2,16	20 - 40	81,3 – 108,4
nisip prăfos cu pietriș (silty gravelly sand)					
pietriș argilos (clayey gravel)	clGr	GC	1,92 – 2,24	20 - 40	54,2 – 122,0
pietriș argilos nisipos (clayey sandy gravel)	clsaGr				
nisip argilos (clayey sand)	clSa clgrSa	SC	1,68 – 2,08	10 - 20	40,7 – 94,9
nisip argilos cu pietriș (clayey gravelly sand)					
praf (silt)	Si	ML,	1,44 – 1,68	4 - 8	6,8 – 44,7
amestec de praf cu nisip și pietriș (silt/sand/gravel mixture)	grsaSi	OL	1,60 – 2,0	5 - 15	10,8 – 59,6
praf organic/argilă prăfoasă (poorly graded silt)	siCl	MH	1,28 – 1,60	4 - 8	6,8 – 51,5
argilă grasă (plastic clay)	Cl	CL	1,60 - 2,0	5 - 15	6,8 – 61,0
argilă/argilă prăfoasă (moderately plastic elastic clay)	siCl	CL, OL	1,44 – 2,0	4 - 15	6,8 – 58,3
argilă/argilă grasă (highly plastic elastic clay)	Cl	CH, OH	1,28 – 1,76	3 - 5	10,8 – 59,6



## Anexa D (normativă)

### Metode rapide de teren pentru estimarea capacității portante și a gradului de compactare

#### D.1 Obiect și domeniu de aplicare

**D.1.1** Prezenta Anexă la Cod practic cuprinde metode de încercări cu deflectometrul dinamic ușor - LWD, penetrometrul dinamic ușor - PDU, penetrometrul dinamic cu con - DCP etc., ce nu sunt standardizate în Republica Moldova sau ale căror rezultate nu au fost încă certificate din punctul de vedere al relațiilor de legătură dintre ele și capacitatea portantă (caracterizată prin moduli de deformație, presiuni admisibile etc.) sau gradul de compactare.

**D.1.2** Aceste metode rapide, care se realizează cu costuri relativ scăzute, reprezintă modalități de verificare a uniformității execuției terasamentelor și straturilor din agregate naturale, din punctul de vedere al compactării și portanței.

**D.1.3** Metodele menționate sunt descrise pe baza instrucțiunilor la aparatele respective.

#### D.2 Deflectometrul dinamic ușor (LWD)

##### D.2.1 Descriere

Testul cu deflectometrul dinamic ușor (LWD) permite măsurători în spații foarte strâmte, nu necesită asigurarea unei greutate de testare și are un timp de execuție redus ceea ce permite o estimare rapidă a gradului de uniformitate a zonei de testare printr-o abordare prin metode statistice.

##### D.2.2 Principiul metodei

**D.2.2.1** Metoda de investigare cu ajutorul deflectometrului dinamic ușor (LWD) este o procedură de testare prin care solul primește un impact cu o forță „ $F$ ” transmisă prin căderea unei greutate pe o placă circulară, de rază „ $r$ ” (Figura D.1) exercitându-se astfel o sarcină dinamică (de șoc) de scurtă durată asupra nivelului platformei. Dacă tasarea (amplitudinea vibrației amortizate) este mare atunci platforma controlată are o capacitate portantă redusă, iar dacă aceasta este mică, înseamnă că platforma este portantă.

Prin această metodă se determină modulul dinamic de deflecție  $E_{vd}$  care este un parametru pentru deformabilitatea solului sub acțiunea unui impact, de durată „ $t$ ”. Valoarea sa este calculată în funcție de amplitudinea „ $s$ ” a tasării plăcii, după formula:

$$E_{vd} = \frac{1,5 \cdot \sigma \cdot r}{s} \quad [\text{MN/m}^2] \quad (\text{D.1})$$

##### D.2.3 Modul de executare al testului

###### D.2.3.1 Caracteristicile aparatului

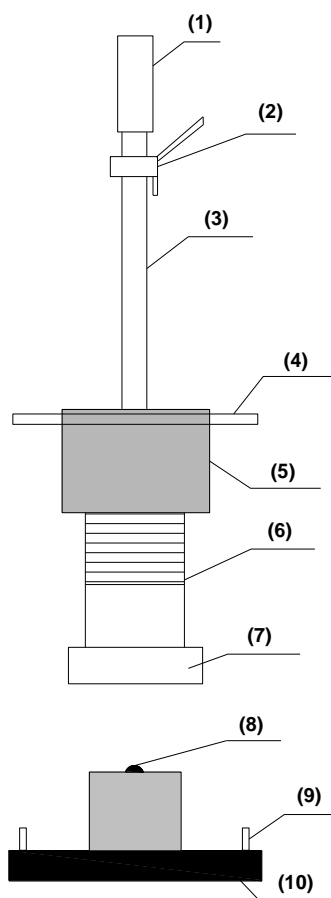
Pentru efectuarea testului dinamic este necesar un deflectometrul dinamic ușor LWD (Figura D.1 a).

Caracteristicile plăcii de încărcare sunt  $\varphi = 300$  și masa de 15 kg  $\pm 0,25$  kg. Dispozitivul de încărcare este alcătuit dintr-o greutate de cădere (5), un ansamblu de arcuri (6), o tija de ghidare (3) și un dispozitiv de declanșare la partea superioară a tijei de ghidare (2).

Datele tehnice pentru dispozitivul de încărcare sunt:

- a) masa greutății de cădere + 10 kg  $\div$  0,1 kg;
- b) masa totală a tijei de ghidare (incluzând componentele 6 și 7) = 5 kg  $\pm 0,25$  kg;
- c) forța de impact maximă  $F_s$  (ca în Figura D.1 b) = 7,07 kN;
- d) durata impactului  $t_s = 18$  ms  $\pm 2$  ms.

## a) Schema constructivă



(1) – dispozitiv de prindere; (2) – mecanism de fixare și eliberare; (3) – tija de ghidare; (4) – mâner rotund; (5) – greutate de cădere; (6) – set de arcuri; (7) – dispozitiv de fixare antibasculare; (8) – suprafața de recepție cu bilă de încărcare; (9) – dispozitiv de prindere și transport; (10) – placa de încărcare

## b) Traiectoria în timp a forței de impact exercitată de LWD și tasarea cauzată de aceasta

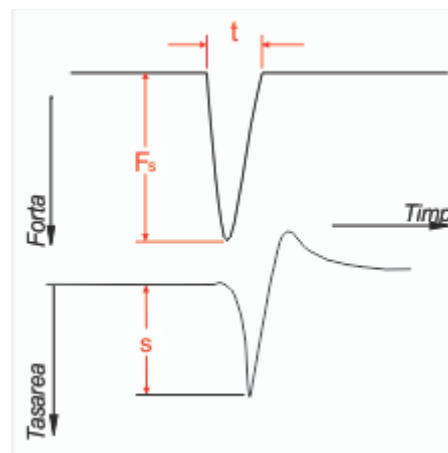


Figura D.1 - Deflektometrul dinamic ușor (LWD)

### D.2.3.2 Pregătirea zonei pentru efectuarea testului

**D.2.3.2.1** Testarea cu ajutorul deflektometrului dinamic ușor poate fi efectuată pe toate tipurile de pământuri coezive aflate în domeniul „plastic consistent – tare” sau necoezive cu dimensiuni ale granulelor mai mici de 63 mm. De asemenea, testul poate fi efectuat pe pământuri tratate cu diverși lianți cu condiția ca valorile  $E_{vd} \leq 225 \text{ MN/m}^2$ .

**D.2.3.2.2** În cazul în care suprafața ce urmează a fi testată este deranjată, înierbată sau prezintă alte caracteristici ce pot influența rezultatele testului, înaintea efectuării acestuia zona perturbată trebuie înlăturată. Zona de testare trebuie să fie pregătită astfel încât placa de încărcare să poată fi amplasată pe o suprafață cât mai netedă. Această suprafață trebuie să fie nivelată, iar întreaga suprafață a plăcii trebuie să fie în contact cu substratul. Dacă este necesar orice neregularitate a zonei testate trebuie umplută cu nisip uscat cu granulație medie.

### D.2.3.3 Procedura de testare

**D.2.3.3.1** După pregătirea suprafeței de testare și poziționarea plăcii pe sol, se centrează dispozitivul de încărcare pe placă și se pregătește dispozitivul de măsurare a tasării în centrul plăcii. Tija de ghidare trebuie ținută vertical, chiar și atunci când suprafața de testare nu este orizontală.

**D.2.3.3.2** Testarea trebuie să fie precedată de trei impacturi preliminare pe suprafața de testare astfel încât placa de încărcare să fie în contact perfect cu solul. Greutatea de cădere este lăsată să cadă liber de la înălțimea calibrată și este prinsă după fiecare impact.

**D.2.3.3.3** După ce se deschide mecanismul de fixare și eliberare, greutatea este lăsată să cadă de trei ori și tasările rezultate de la fiecare din cele trei impacturi sunt măsurate cu o acuratețe de  $\pm 0,02$  mm. Se face media acestora și prin formula de calcul a presiunii plăcii se determină modulul de deflecție dinamic  $E_{v_d}$  a cărui valoare este afișată digital, sau, după caz, tipărită. Valorile măsurătorilor sunt disponibile astfel imediat, făcând posibile intervenții operative în desfășurarea lucrărilor de execuție (recompactare).

**D.2.3.3.4** Rezultatul testului nu trebuie luat în considerare dacă există vreo mișcare laterală a plăcii ca rezultat al impactului datorat greutateii de cădere.

**D.2.3.3.5** Dacă rezultatele măsurătorilor sunt neobișnuite (când placa se înclină prea mult, sau în cazul pătrunderii prea mari în teren a plăcii, sau când între valorile tasărilor diferența este mai mare de un sfert) atunci ar trebui fie săpat și înlăturat pământul pe o adâncime egală cu diametrul plăcii de sarcină, sub suprafața de testare, fie repetate măsurătorile într-un alt loc.

**D.2.3.3.6** Toate caracteristicile deosebite ale zonei testate (domenii de consistență scăzute, conținut de apă în sol foarte mare sau foarte mic, pietre sau alte obiecte interferente etc.) trebuie notate în raportul de testare.

## D.2.4 Prezentarea datelor

Formularul încercării trebuie să cuprindă următoarele date:

- a) datele de identificare ale Laboratorului care a efectuat încercarea;
- b) datele de identificare ale lucrării (denumire lucrare, contract, beneficiar);
- c) datele de identificare ale locului unde s-a făcut încercarea (coordonate X, Y, Z);
- d) denumirea încercării și prescripția tehnică în conformitate cu care a fost efectuat testul;
- e) date privind materialul încercat (denumire, stare de consistență/îndesare etc.);
- f) date privind vremea cu menționarea temperaturii;
- g) data încercării;
- h) observații privitoare la efectuarea testului și modificări ale procedurii în funcție de situația întâlnită pe teren;
- i) amplitudinea tasării pentru fiecare locație;
- j) modulul dinamic de deformație  $E_{v_d}$  calculat, în funcție de valoarea medie a tasărilor;
- k) evaluarea statistică a zonei testate;
- l) personalul care a efectuat testul pe teren și care a efectuat verificarea.

În Tabelul D.1 este prezentat un model de formular pentru înregistrarea valorilor obținute cu deflectometrul dinamic ușor.



**Tabelul D.1 - Model de formular pentru înregistrarea valorilor obținute cu deflectometrul dinamic ușor și evaluare statistică a rezultatelor**

LOGO LABORATOR				Contract:			
				Lucrarea:			
<b>DETERMINAREA MODULULUI DINAMIC DE DEFLECȚIE <math>E_{vd}</math></b> PRIN ÎNCERCĂRI DIRECTE PE TEREN conform							
Localizarea (sectorul): Tipul materialului: Vremea:						<b>APARATURĂ FOLOSITĂ</b>	
						Tip placă: $D_{placă} \text{ (cm)} =$	
<b>TEST Nr</b>	Ora	Poziția	$L_0$ v	Tasarea		$E_{vd} = \frac{22,5}{s}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	<i>Comentarii</i>
				$s_1; s_2; s_3$	Valoarea medie $s = \frac{s_1 + s_2 + s_3}{3}$		
1	10.15	profil 1	1 2 3	0.438 0.308 0.392	0.379	59.3	
2	10.20	profil 2	1 2 3	0.422 0.400 0.424	0.415	54.2	
3	10.25	profil 3	1 2 3	0.296 0.290 0.387	0.324	69.4	
4	10.30	profil 4	1 2 3	0.322 0.255 0.462	0.346	65.0	
5	10.35	profil 5	1 2 3	0.451 0.254 0.374	0.360	62.6	
6	10.40	profil 6	1 2 3	0.392 0.322 0.289	0.334	67.3	
7	10.45	profil 7	1 2 3	0.401 0.375 0.454	0.410	54.9	
<b>OBSERVAȚII:</b>							
Evaluarea statistică a rezultatelor:							
Media aritmetică a valorilor $E_{vd}$ din locul testat ( $X_{med}$ ) $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n1} X_i}{n}$		Abaterea standard (s): $s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - x_i)^2}{n-1}}$		Cerința impusă: $C_v = \frac{s}{\bar{X}} \times 100 \text{ (%)}$		<b>EVALUAREA STATISTICĂ</b>  $C_v < 20 \%$  <b>deci <u>seria de măsurători este acceptată</u></b>	
$\bar{X} (E_{vd}) = 61,8$		$s(E_{vd}) = 5.9$		$C_v = 9.5 \%$			
Data:		Operator:		Verificat:			

## D.2.5 Relații de legătură

**D.2.5.1** În acest moment în țările europene există mai multe tipuri de deflectometre dinamice ușoare. În manualul de utilizare producătorul indică relațiile de legătură, de exemplu relațiile între modulul dinamic de deflecție  $E_{vd}$  și modulul de deformație  $E_{v2}$  obținut cu instalația Lucas (D.2 și D.3.), care, atenție, nu pot fi utilizate decât pentru un anumit tip de aparat și cu scopul obținerii unei valori orientative a modulului de deformație liniară  $E_{v2}$ .

$$\frac{E_{v2}}{E_{vd}} \in (1,0 - 4,0) \quad (D.2)$$

$$E_{v2} \approx 600 \times \ln \frac{300}{300 - E_{vd}} \quad (D.3)$$

**D.2.5.2** În cazul utilizării unor alte modele de deflectometru dinamic ușor (realizate de alți producători) relațiile (D.2) și (D.3.) pot să nu mai fie valabile. În aceste condiții, în estimarea calitativă a uniformității zonei testate, se vor utiliza, cu acordul beneficiarului, relațiile de legătură recomandate de producătorul deflectometrului utilizat.

**D.2.5.3** De exemplu, unii producători prezintă în manualul de utilizare al aparatului numai un domeniu de variație al valorilor obținute cu acest tip de aparat ( $E_0$ ) pentru diferite tipuri de materiale. Pentru acest tip de aparat alegerea plăcii de încărcare depinde de tipul stratului granular de măsurat. Placa de încărcare trebuie, de asemenea, schimbată atunci când  $E_0$  pentru geofonul central depășește limitele din Tabelul D.2.

**Tabelul D.2 - Tipul de placă de încărcare folosit în funcție de material**

Placa de încărcare recomandată	Tipul de material	$E_0$ calculat pentru geofonul central
Ø 100	Structuri rutiere rigide (straturi stabilizate cu lianți)	0 – 125 MPa
Ø 200	Structuri rutiere suple și semirigide (straturi de baza din materiale granulare, din balast, piatră spartă)	peste 125 MPa
Ø 300	Fundații, straturi de formă, ramblee, straturi de bază din materiale granulare	peste 170 MPa

**D.2.5.4** Indiferent, însă, de modelul de echipament utilizat se vor respecta procedurile de lucru cu echipamentul respectiv și prevederile prescripțiilor tehnice după care se efectuează testarea.

## D.3 Penetrometrul dinamic ușor (PDU)

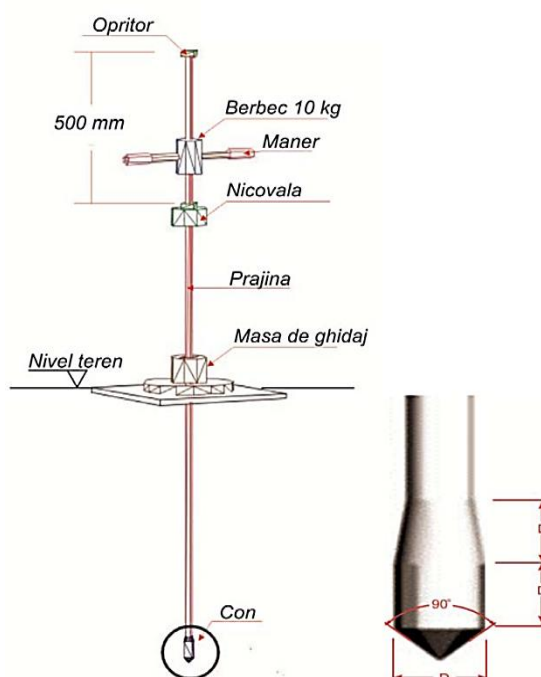
### D.3.1 Descriere

**D.3.1.1** Penetrometria dinamică este folosită pentru investigarea geotehnică a terenului de fundare, în special, în completarea metodelor de investigare clasice, prin foraje.

**D.3.1.2** Metoda penetrometriei dinamice cu con ușoare (masa de cădere = 10 kg) se folosește, în general, pentru pământuri coezive sau necozive medii - fine, mediu îndesate, până la adâncimea de aproximativ 6,0 m.

### D.3.2 Principiul metodei

**D.3.2.1** Încercarea de penetrare dinamică ușoară constă în determinarea numărului necesar de lovituri date de un berbec cu masă de 10 kg lăsat să cadă liber de la o înălțime de 500 mm, ca să înfigă în teren un con (Figura D.2) cu diametrul ( $D$ ) = 35,6 mm.



**Figura D.2 - Schema PDU. Detalii**

**D.3.2.2** Penetrometrul dinamic ușor cu acționare manuală (PDU) - Figura D.2 are următoarele părți componente:

- dispozitivul de batere care are în componență: berbecul, nicovală, tijă de ghidaj și limitatorul de cursă cu care se fixează înălțimea de cădere a berbecului;
- coloana de tije formată din tronsoane de țevi de oțel de 1,0 m lungime, care sunt îmbinate de regulă prin infiletare;
- vârf conic.

**D.3.2.3** Penetrometrul este echipat cu placa de bază, care are rol de a asigura verticalitatea aparatului și care este prevăzută la partea centrală cu un cilindru de ghidaj prin care trece tija penetrometrului.

**D.3.2.4** Extractorul pentru recuperarea coloanei de tije este format din dispozitivul de prindere cu bile, corpul propriu-zis al extractorului și pârgă de acționare.

**D.3.2.5** Principalele caracteristici ale aparatului sunt

**Vârful conic:**  
diametrul  $d = 35,6$  mm  
secțiune  $A = 10$  cm<sup>2</sup>  
unghiul de vârf = 90°.

**Tije:**  
diametrul recomandat al  
unei tije = 22 mm

**Berbecul:**  
masa:  $M_1 = 10$  kg  
înălțimea de cădere  $h = 0,50$  m

Aceste elemente se au în vedere pentru determinarea rezistenței pământului la penetrarea dinamică ( $R_d$ ).

### D.3.3 Modul de executare al testului

**D.3.3.1** Pregătirea încercării de penetrare constă în:

- nivelarea (orizontalizarea) terenului pe o suprafață de cca 1 m<sup>2</sup> în zona de încercare;
- pichetarea punctelor unde urmează să se efectueze sondajele de penetrare și apoi aducerea în poziția de lucru a aparatului.

**D.3.3.2** Pentru asigurarea verticalității sondajului cu penetrometrul dinamic ușor se așază la nivelul terenului placa de bază a aparatului, iar prima tijă se introduce prin partea inferioară a acesteia.

**D.3.3.3** Efectuarea acestei încercări constă în căderea liberă a berbecului, de la o înălțime constantă, pe nicovala aparatului și numărarea numărului de lovituri ( $N_{10}$ ) necesare înfîngerii conului în teren din 10 în 10 cm.

**D.3.3.4** La penetrometrul dinamic ușor, ridicarea berbecului până în dreptul limitatorului de cursă se face manual. Pe măsura înfîngerii conului penetrometrului în teren se prelungeste coloana de tije prin introducerea a încă unui tronson, între nicovala și tija parțial introdusă în teren.

**D.3.3.5** În imediata vecinătate (pe o rază de maxim 2 m) a investigației penetrometrice se realizează un foraj din care se prelevă probe netulburate cu ștuțul, din 25 în 25 cm, determinându-se stratificația pământului, iar prin analize de laborator, densitatea aparentă în stare uscată ( $\rho_d$ ), densitatea uscată maximă ( $\rho_{d\max}$ ) și umiditatea ( $w$ ).

### D.3.4 Calculul și prezentarea rezultatelor

Rezistența pământului la penetrarea dinamică  $R_d$ , se determină cu formula:

$$R_d = \frac{1}{A} \times \frac{G_1^2 \cdot h}{e(G_1 + G_2)} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{D.4})$$

unde:

- $G_1$  - greutatea berbecului, (kN);
- $G_2$  - greutatea tijelor + con + nicovală + tija de ghidaj, pentru o anumită adâncime, (kN);
- $h$  - înălțimea de cădere a berbecului, (m);
- $e$  - pătrunderea conului sub o singură lovitură, (m);
- $A$  - aria secțiunii transversale a conului, (m<sup>2</sup>).

Prezentarea datelor de penetrare se face pe un formular de tipul celui prezentat în Tabelul D.3.

### D.3.5 Relații de legătură

**D.3.5.1** Se propune, pentru determinarea presiunii admisibile, următoarea relație, stabilită experimental și verificată în practică:

$$P_{\text{adm}} = \frac{R_d}{F \cdot k} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{D.5})$$

unde:

- $R_d$  - rezistența pământului la penetrare dinamică (kN/m<sup>2</sup>);
- $F$  - un coeficient de siguranță cu valori cuprinse în intervalul 2,5 - 3,5 (este cu atât mai bun cu cât are valori mai mici, adică în jurul lui 2,5).
- $k$  - un coeficient ce se menține constant, ca o caracteristică a pământului considerat, deci care depinde de natura terenului și variază în intervalul 5 – 7, astfel:

- $k = 5$  pentru nisipuri fine, argiloase;
- $k = 6$  pentru prafuri;
- $k = 7$  pentru argile.

**D.3.5.2** Situația cea mai defavorabilă se întâlnește atunci când  $F = 3$  și  $k = 7$ .

**D.3.5.3** Relația (D.5) poate fi utilizată pentru estimarea capacității portante a terenului de fundare al terasamentului.

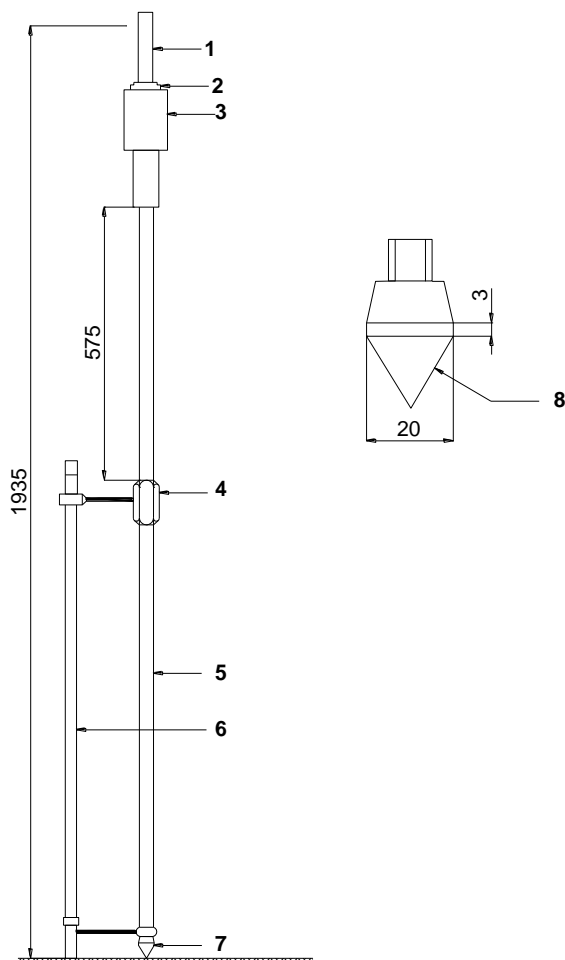
**Tabelul D.3 - Model de formular pentru înregistrarea valorilor obținute cu penetrometrul dinamic ușor**

LOGO LABORATOR			ȘANTIER			
PENETREARE DINAMICĂ UȘOARĂ conform			PDU Nr.			
Pozitia:	Nr.lov. N10	R <sub>d</sub> (MPa)	Descriere stratificație	Apa subterană	Cota forajului: N10 [lov.] R <sub>d</sub> (MPa)	
$\alpha = \frac{G_1^2 \cdot h}{A \cdot (G_1 + G_2)}$					0.00	
					0.10	
					0.20	
					0.30	
					0.40	
					0.50	
					0.60	
					0.70	
					0.80	
					0.90	
					1.00	
					1.10	
					1.20	
					1.30	
					1.40	
					1.50	
					1.60	
					1.70	
					1.80	
					1.90	
					2.00	
					2.10	
					2.20	
					2.30	
					2.40	
					2.50	
					2.60	
					2.70	
					2.80	
					2.90	
					3.00	
					3.10	
					3.20	
					3.30	
					3.40	
					3.50	
					3.60	
					3.70	
					3.80	
					3.90	
					4.00	
					4.10	
					4.20	
					4.30	
					4.40	
					4.50	
					4.60	
					4.70	
					4.80	
					4.90	
					5.00	
					5.10	
					5.20	
					5.30	
					5.40	
					5.50	
					5.60	
					5.70	
					5.80	
					5.90	
					6.00	
<b>Caracteristici penetrometru</b>			Masă berbec =	Executat:		
			Masă nicovală =	Verificat:		
			Masă tijă =	Data:		

## D.4 Penetrarea dinamică cu con (DCP)

### D.4.1 Descriere

Metoda de penetrare dinamică cu con – DCP (Figura D.3) constituie un procedeu rapid ce poate fi utilizat pentru estimarea capacității portante a terenului de fundare.



1 – mâner; 2 – limitator; 3 – berbec (ciocan); 4 – nicovală; 5 – tija de oțel cu  $\varnothing$  16 mm;  
6 – rigla gradată; 7 – conul; 8 – unghiul conului

**Figura D.3 – Schema DCP**

Încercările de penetrare dinamică cu con se execută în pământuri coezive și în pământuri necoezive fine cu o valoare a portanței de până la 3 MPa. Adâncimea de investigare este de 1 m.

### D.4.2 Principiul metodei

**D.4.2.1** Încercarea de penetrare dinamică cu con (DCP) constă în determinarea avansării în teren a unui con (Figura D.3) cu diametrul ( $D$ ) = 20 mm la fiecare lovitură dată de căderea unui berbec cu masa de 8 kg de la înălțimea de 575 mm.

**D.4.2.2** La fel ca și PDU penetrometrul dinamic cu con are următoarele părți componente:

- dispozitivul de batere care are în componență: berbecul, nicovala, tija de ghidaj și limitatorul de cursă cu care se fixează înălțimea de cădere a berbecului;
- coloana de tije formată dintr-un tronson de țevă de oțel de 1 m lungime;
- vârf conic.

**D.4.2.3** Penetrometrul este echipat cu placa de bază, care are rol de a asigura verticalitatea aparatului și care este prevăzută la partea centrală cu un cilindru de ghidaj prin care trece tija penetrometrului și cu o riglă gradată pe care se citește avansarea după fiecare lovitură.

**D.4.2.4** Principalele caracteristici ale aparatului sunt:

<b>vârful conic:</b>	<b>tijele:</b>	<b>Berbecul:</b>
diametrul $d = 20$ mm unghiul de vârf = $60^\circ$ .	diametrul recomandat al tije = 16 mm	masa: $M_1 = 8$ kg: înălțimea de cădere $h = 0,575$ m

### D.4.3 Modul de executare a testului

**D.4.3.1** Încercarea începe, în general, de la suprafața terenului sau de la talpa săpăturii de fundație.

**D.4.3.2** Efectuarea încercării de penetrare dinamică cu con comportă următoarele operații:

- nivelarea terenului pe o suprafață de circa  $1\text{ m}^2$  în zona de încercare. Pentru asigurarea verticalității sondajului de penetrare se așază la nivelul terenului placa de bază, prima tijă introducându-se prin orificiul acesteia.
- aplicarea loviturilor cu frecvența de 15 - 30 lovituri pe minut prin căderea liberă a berbecului, de la înălțime constantă, pe nicovala aparatului. Ridicarea berbecului se face manual, până în dreptul limitatorului de cursă.
- înregistrarea avansării după fiecare lovitură prin citiri pe rigla gradată. Încercarea se consideră încheiată după pătrunderea conului în teren pe adâncimea de 1 m.

### D.4.4 Calculul rezultatelor și prezentarea datelor

Rezultatul penetrării dinamice cu con (DCP) se exprimă sub forma indicelui de penetrare dinamică (eng.: dynamic penetration index) - DPI [mm/lov].

### D.4.5 Relații de legătură

Relația de legătură între DPI (indicele de penetrare dinamic) și indicele de portanță californian (CBR) sau modulul de reacție ( $K_0$ ) depinde atât de natura materialului testat cât și de starea lui de îndesare/consistență, dar pentru estimarea capacității portante prin încercarea DCP pot fi utilizate următoarele relații:

- conform instrucțiunii

$$\log \text{CBR} = 2,465 - 1,12 \log \text{DPI} \quad (\text{D.6})$$

unde:

- CBR - indicele de portanță californian [%];  
DPI - indicele de penetrare dinamică [mm/lov].

- relația între DCP și valoarea  $K_0$  este prezentată grafic (Figura D.4).

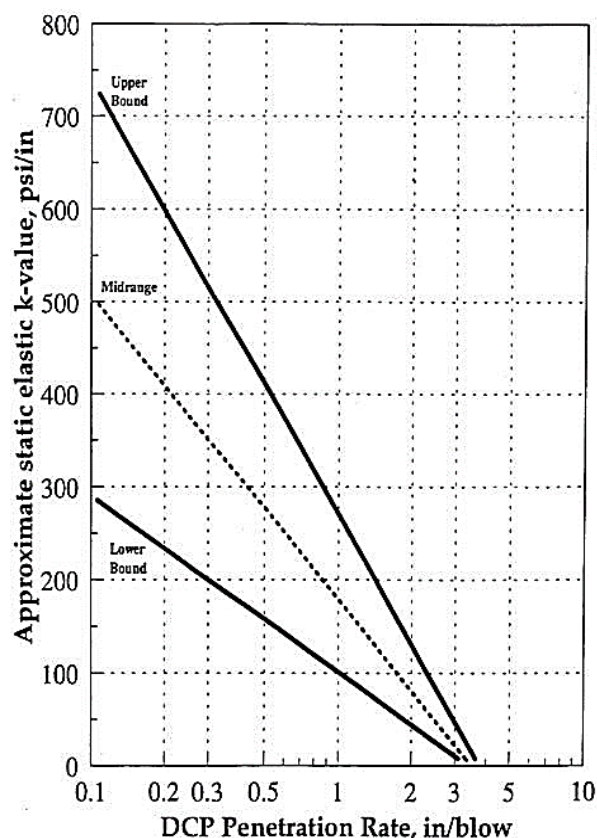


Figura D.4 - Aproximarea relației între DCP și modulul de reacție

unde:

k-value – modulul de reacție  $K_0$ , [psi/in];

DCP penetration rate – media valorilor DPI [in/blow] pe o anumită adâncime (0,03 m; 0,50 m; 1,0 m), [in/blow].

NOTĂ:

1 psi/in = 0,271 kPa/mm;

1 kPa/mm = 1 MN/m<sup>3</sup>;

1 in/blow = 25,4 mm/lov.

## D.5 Penetrometrul static - Proctor manual

### D.5.1 Descriere

Penetrometrul static Proctor manual se folosește la verificarea gradului de compactare al pământurilor cu granulație fină (până la maxim 2 mm) obținut după operațiunea de cilindrare în diversele faze de execuție a terasamentelor rutiere. În acest scop, odată cu trasarea diagramei Proctor, se trasează și diagrama rezistenței pământului la penetrarea statică (la pătrunderea dornului), în funcție de umiditate.

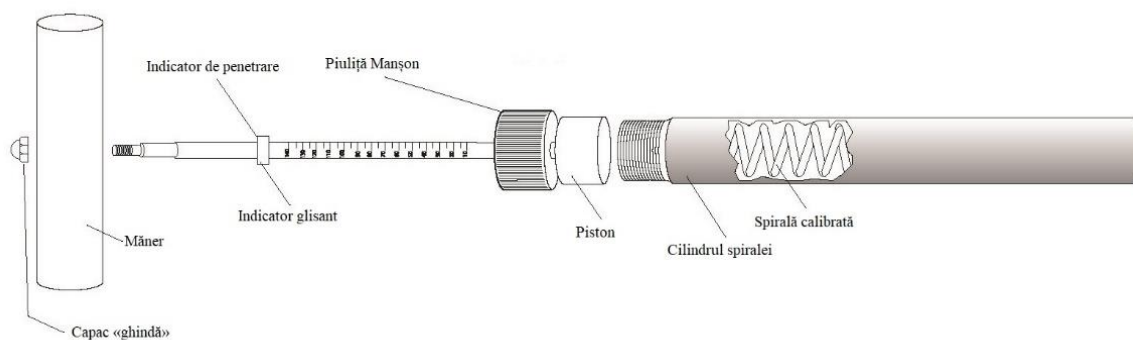
### D.5.2 Principiul metodei

Încercarea prin penetrare statică constă în presarea în teren, în mod lent și continuu a unei tije cu un dom de o anumită suprafață circulară, montat în vârf. Viteza redusă și constantă cu care se execută presarea face ca operația să poată fi considerată statică.

Aparatul înregistrează, deci, rezistența pământurilor cu granulație fină, la penetrarea domului (ales în funcție de consistența pământului), presat cu o viteză constantă. Forța de presare pentru pătrunderea domului pe o anumită adâncime este înregistrată de un resort calibrat. Unele modele, au în locul resortului, un inel dinamometric.



### D.5.3 Aparatura. Modul de executare al testului



**Figura D.5 - Schema Penetrometrului static Proctor manual**

**D.5.3.1** Aparatul este compus din următoarele piese principale:

- un cilindru metalic, în interiorul căruia se află un resort calibrat;
- o tijă de pătrundere în pământ: la un capăt al său este fixat resortul, iar la celălalt capăt se pot monta prin infiletare, unul din domurile (denumite și „ace”) de diferite suprafețe, în funcție de consistența pământului de încercat. Astfel, un dom corect ales, trebuie să aibă o suprafață de apăsare care să corespundă unor citiri cuprinse în intervalul 9 - 35 kg pe scara calibrată a aparatului;
- o tijă cu scala gradată, cu diviziunile notate în livre, valoare maximă = 45 kgs pentru citirea forței de presare. Tija este prevăzută la capătul superior cu un mâner de lemn, demontabil, pe filet:
  - set de domuri (6 buc.), având fiecare notată pe el valoarea suprafeței de apăsare (exprimată în  $\text{inch}^2$ ):  $1/20''^2$  -  $1/10''^2$  -  $1/3''^2$  -  $1/2''^2$ - $3/4''^2$ -  $1''^2$ ;
  - greutatea aparatului este de circa 2 kg și lungimea sa de circa 1 m.

#### D.5.3.2 Modul de lucru

- se alege domul de suprafața adecvată, corespunzătoare consistenței pământului, astfel încât aria de apăsare să dea citiri cuprinse în intervalul 9-35, pe scara calibrată a aparatului;
- se montează mânerul, se apucă cu 2 mâini și se ține în poziție verticală, sprijinit de suprafața terenului a cărei compactitate trebuie verificată;
- sprijinit în mâner, cu ambele mâini, se presează dornul în pământ, cu o viteză constantă de aproximativ 13 mm/sec, pe o distanță minimă de 76 mm;
- se retrage domul respectiv până la suprafața terenului;
- se citește pe tija gradată, forța de presare;
- se fac 3 astfel de determinări pentru fiecare punct de control ales în cazul pământurilor coezive și o determinare în cazul pământurilor necoezive (nisipuri).

În paralel se determină și umiditatea pământului, printr-o metodă rapidă de teren.

### D.5.4 Calculul rezultatelor și prezentarea datelor

Rezistența pământului la pătrunderea domului se determină prin raportul:

$$R_p = \frac{\text{forța citită pe tijă}}{\text{suprafața de înfrângere a dornului, (inci}^2)} \quad (\text{D.7})$$

în care:

1 inch = 2,54 cm;

1 lb = 453,6 g

Rezultatul se exprimă în  $\text{g/cm}^2$ . Înregistrarea rezultatelor se face pe tabele speciale.

## D.5.5 Relații de legătură

Se folosește diagrama de corelare dintre rezistența la penetrare  $R_p$  și indicele californian de capacitate portantă (CBR), conform Figurii D.6.

Rezistența la penetrare ( $R_p$ ) – unitatea de măsură Dekanewton (daN) = 1,02 kgf

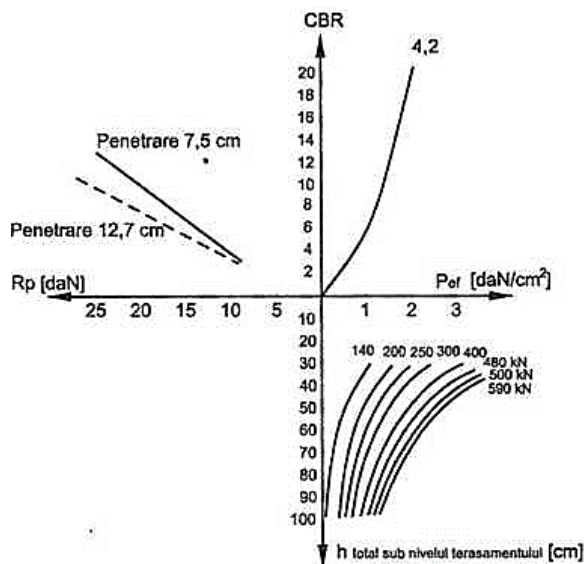


Figura D.6 - Corelația dintre  $R_p$  [daN] și indicele CBR [%]

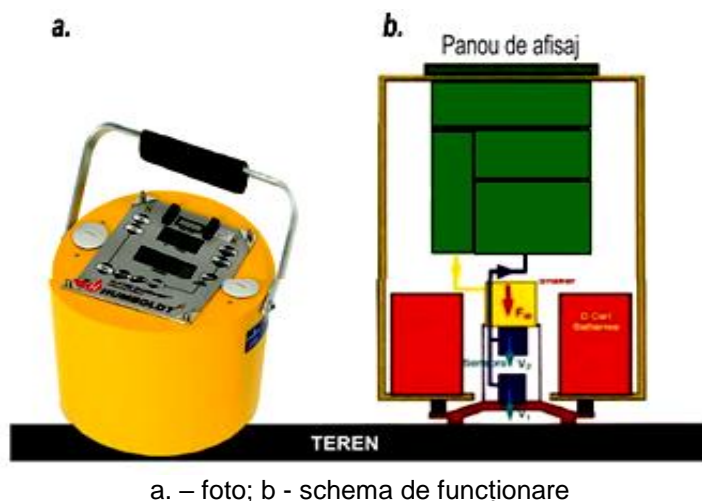
## D.6 Metoda geofizică (GeoGauge)

### D.6.1 Descriere

**D.6.1.1** GeoGauge (Figura D.7) este un instrument avansat pentru monitorizarea procesului de compactare a solului și a rezistenței materialelor care permite construirea de drumuri și autostrăzi la un cost mai mic. Straturile structurii rutiere, precum și componentele sale, pot fi compactate la proprietățile ingineresti relevante direct din specificația de proiectare.

**D.6.1.2** GeoGauge (Figura D.7) este un aparat nenuclear care transmite deplasări foarte mici la teren ( $<1.27 \times 10^{-6}$  m) sub formă de vibrații, cu frecvențe între 100 și 196 Hz și măsoară forța transmisă la teren și rezultatul ei, adică deformarea acestuia. Deformarea terenului rezultă, astfel direct din impedanță, ca o funcție a frecvenței.

**D.6.2** Compactarea și monitorizarea directă în conformitate cu cerințele de rigiditate a stratului structural sau modulul materialului în timpul procesului de construcție poate controla eficient uniformitatea, rezistența și deformarea structurii, precum și monitorizarea și controlul calității construcției diferitelor materiale. Acest lucru duce la o netezime mai bună și suprafețe îmbrăcăminții rutiere mai durabile la un cost mai mic.



a. – foto; b - schema de funcționare

**Figura D.7 – Modelul unui aparat GeoGauge**

**D.6.3** GeoGauge a fost stabilit ca un index în locul CBR și al modului rezistent. În plus, GeoGauge s-a dovedit a fi un înlocuitor pentru testele de încărcare FWD, LFWD, DCP și plăci. Disponând de avantajele distincte ale vitezei, simplității și a nu pătrunde în sol, GeoGauge permite un control mai larg și mai eficient al calității / asigurarea calității pe baza caracterizărilor solului stabilite în mod normal de FWD, LFWD, DCP, PLT și CBR.

**D.6.4** Funcționalitățile includ:

- Măsurarea dinamică a proprietăților de inginerie pe teren folosind rigiditatea stratului structural, MN/m (klbf/in) și modulul Young al materialului, MPa (kpsi);
- Controlul /Asigurarea calității la fața locului leagă direct compactarea de performanța materialului și cerințele de proiectare, avansând în același timp proiectarea mecanică-empirică a structurii rutiere;
- Permite rigiditate maximă la ridicare cu efort minim de compresiune;
- Facilitează transmiterea și distribuția uniformă a tensiunii de la structura rutieră la sol, rezultând o durată de viață mai lungă a pavajului, costuri de întreținere reduse și o suprafață mai uniformă;
- Portabil, rapid, simplu, fiabil, non-invaziv și non-nuclear.

**D.6.5** Domenii principale de aplicare: monitorizarea straturilor suport, bazelor, fundațiilor din solurile tratate cu var, ciment, cenușă și materiale de stabilizare polimerice, monitorizarea recompactării asfaltului și reciclării la rece la locul de prelucrare la o compactare dată pentru optimizarea lucrărilor și reducerea costurilor de întreținere a suprafețelor drumurilor.

## **D.7 Controlul continuu al compactării (eng.: continuous compaction control - CCC)**

### **D.7.1 Descriere**

Toate metodele de control prezentate în această anexă, inclusiv cele clasice (prezentate în anexele B și C) au două limite importante. Pe de o parte controlul se realizează punctual, prin sondaj, pe de altă parte procesul de control este separat în timp de procesul de producție, controlul reprezentând întotdeauna o intervenție în regimul de producție iar remediile (compactările suplimentare) pot fi făcute abia după evaluarea rezultatelor controlului.

Aceste limitări dispar însă în cazul utilizării metodei de control continuu al compactării - CCC, pe întreaga suprafață.

## D.7.2 Principiul metodei

Principiul de măsurare este următorul:

utilajul de compactare se dotează cu un dispozitiv de înregistrare a vibrațiilor, ce se fixează pe axul valțului (Figura D.8). Acesta preia parametrii (amplitudinea, frecvența) vibrațiilor mașinii de compactat în timpul procesului de compactare și le transmite unei unități de calcul.

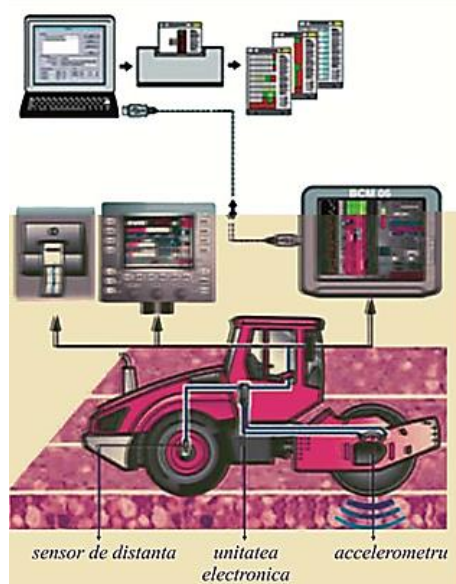


Figura D.8 – Schema de funcționare a aparatului CCC

## D.7.3 Modul de executare al testului

**D.7.3.1** Înainte de începerea lucrărilor de compactare se realizează un sector experimental exact în aceleași condiții ca și lucrarea propriu-zisă (tip de pământ, umiditatea, teren de bază etc.), pe care se stabilesc parametrii de referință ai compactării, etalonându-se astfel sistemul de compactare utilaj - strat.

**D.7.3.2** Parametrii de referință sunt introduși în memoria computerului, care în timpul execuției compară parametrii de referință cu cei obținuți. Astfel operatorul este în permanență informat privind calitatea compactării, procesul de verificare fiind continuu pe toata suprafața.

**D.7.3.3** Limitele metodei sunt următoarele:

- verificarea nu se poate executa decât în condițiile existenței unor etalonări anterioare ceea ce poate fi relativ costisitor dacă lotul ce urmează a fi verificat nu are o suprafață suficient de mare;
- măsurătorile sunt sigure și elocvente dacă pe întreaga suprafață există aceleași condiții cu cele pe care s-a efectuat calibrarea;
- metoda poate fi utilizată doar pentru verificarea compactării de suprafețe plane. Umpluturile posterioare sau compactările șanțurilor nu pot fi controlate cu această metodă.

## D.7.4 Calculul rezultatelor și prezentarea datelor

**D.7.4.1** Calculul rezultatelor se face automat de către unitatea centrală, iar rezultatele pot fi afișate pe ecranul computerului sau tipărite.

## **Anexa E** (normativă)

### **Determinarea deflexiunii structurilor rutiere suple și semirigide cu deflectometrul cu pârghie tip Benkelman**

#### **E.1 Generalități**

**E.1.1** Deflexiunea structurilor rutiere se determină prin folosirea unor tehnici diferite de măsurare a caracteristicilor de deformabilitate a complexului rutier, diferențiate în funcție de următorii factori:

- a) componenta măsurată a deformației verticale (elastică sau totală) a suprafeței complexului rutier sub solicitarea osiei din spate a vehiculului de măsurare;
- b) durata de solicitare a complexului rutier în timpul măsurării;
- c) autonomia dispozitivului de măsurare față de vehiculul de măsurare.

**E.1.2** Durata de solicitare a complexului rutier în timpul măsurării este de maxim 1 min. Fiind corespunzătoare unei viteze de deplasare a vehiculului de măsurare de maxim 0,5 km/h.

**E.1.3** Deflexiunile complexului rutier sunt corespunzătoare solicitării complexului rutier produsă de sarcina pe una din roțile duble din spate 57,5 kN ale vehiculului etalon (cu sarcina pe osia din spate de 115 kN).

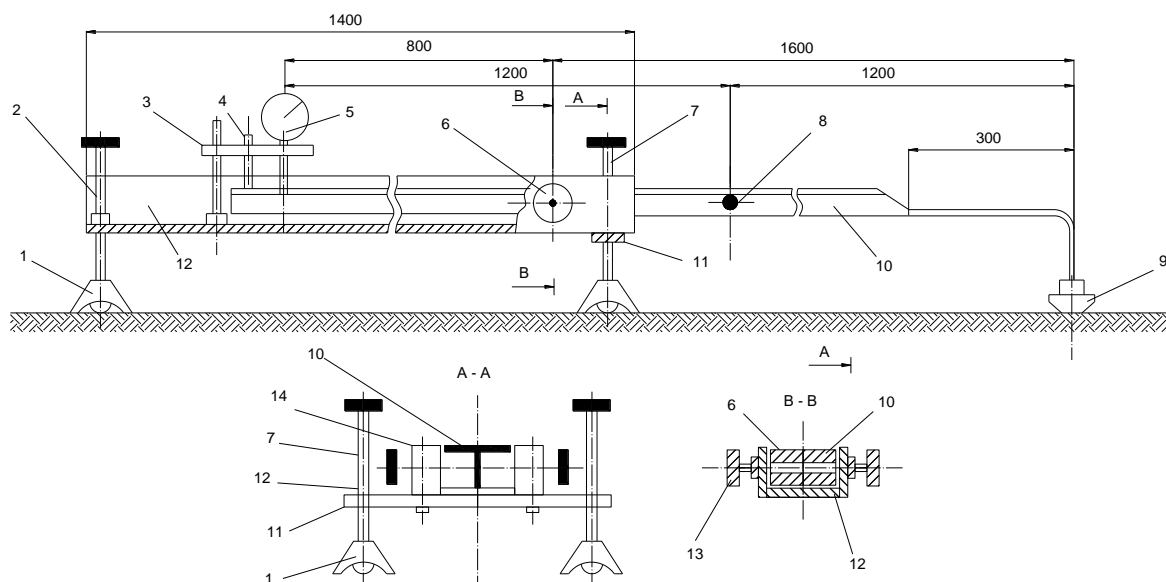


**Figura E.1 - Poziția de lucru a deflectometrului**

#### **E.1.4 Cerințe față deflectometrul cu pârghie de tip Benkelman**

**E.1.4.1** Deflectometrul cu pârghie de tip Benkelman (Figura E.1) trebuie să corespundă datelor din pașaportul producătorului. Precizia de măsurare a dispozitivului este de 0,01 mm.

**E.1.4.2** Măsurătorile deflexiunii trebuie făcute strict conform instrucțiunilor anexate la echipament



1 - dispozitiv rezemare, 2 - șurub reglare spate, 3 - suport microcomparator, 4 - opritor, 5 - microcomparator, 6 - ax rotire suport 2/1, 7 - șurub reglare față, 8 - ax rotire suport 1/1, 9 - palpator, 10 - pârghie suport, 11 - riglă suport, 12 - grindă suport, 13 - șurub de fixare, 14 - sistem de asamblare grindă

**Figura E.2 - Schema deflectometrului Benkelman**

## E.2 Efectuarea măsurătorilor

**E.2.1** În golul dintre pneurile roților duble ale vehiculului instalat pe punctul de măsurare se plasează brațul deflectometrului Benkelman cu tijă de măsurare care, cu un lagăr axial, trebuie să se sprijine ferm pe suprafața îmbrăcămintei.

**E.2.2** După parcurgerea a (4-5) minute se înregistrează prima citire pe indicatorul deflectometrului, după care vehiculul se deplasează înainte la o distanță de cel puțin (5,0 -10,0) m față de locul de măsurare.

**E.2.3** După parcurgerea a (4-5) minute după îndepărtarea sarcinii, se înregistrează a doua citire de pe indicator. Diferența dintre valorile celor două citiri va corespunde mărimii deflexiunii elastice.

## E.3 Prelucrarea rezultatelor măsurătorilor cu deflectometrul cu pârghie tip Benkelman

**E.3.1** Se calculează valorile citite pe cadranul microcomparatorului ( $C_{2,4}$  și  $C_{5,0}$ ) cu constantele A și B ale dreptei de regresie (formula E.1 și E.2) obținând-se valorile corectate ale deflexiunilor la distanțele de 2,4 m ( $d_{2,4}$ ) și 5,0 m ( $d_{5,0}$ ).

$$y = A + Bx \text{ (E.1) și anume } d = A + BC \text{ (E.2)}$$

unde:

d = deflexiunea, cu precizia de 0.01 mm;  
C = citirea pe microcomparatorul deflectometrului cu pârghie, cu precizia de 0,01 mm;  
A și B – constantele ecuației de gradul I (dreapta de regresie).

**E.3.2** Se calculează valoarea deflexiunii (d) cu relația:

$$d = 2 \times d_{5,0} - d_{2,4} \quad \text{(E.3)}$$

Rezultatele se trec în formularul din tabelul E.1.

**E.3.3** În cazul în care sarcina osiei din spate a vehiculului de măsurare diferă de sarcina vehiculului etalon (115 KN) valorile deflexiunilor calculate se transform în valori corespunzătoare vehiculului etalon cu relația:

$$d_i = \frac{115d}{P} \quad (\text{E.4})$$

unde:

$d_i$  – valoarea deflexiunii corespunzătoare osiei din spate a vehiculului etalon, cu precizia de 0,01 mm;  
 $P$  – sarcina pe osia din spate a vehiculului de măsurare, în KN.

**E.3.4** Rezultatele măsurărilor sunt prelucrate statistic calculând-se următoarele:

a) deflexiunea medie cu relația:

$$d_{BM} = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n} \quad (\text{E.4})$$

unde:

$d_{BM}$  - media aritmetică a valorilor deflexiunii, cu precizia de 0,01 mm;  
 $d_i$  – valorile individuale ale deflexiunii calculate, cu precizia de 0,01 mm;  
 $n$  – numărul valorilor individuale luate în calcul.

Valorile deflexiunilor implicate în prelucrarea statistică sunt în funcție de scopul măsurării și anume:

- în vederea evaluării stării tehnice a drumurilor publice moderne, a ranforsării acestora și în vederea stabilirii capacității portante a drumurilor modernizate, se prelucrează rezultatele măsurătorilor pentru fiecare șir de măsurare;
- în vederea controlului calității execuției drumurilor sau a lărgirilor părții carosabile a drumurilor existente, se prelucrează toate rezultatele măsurătorilor efectuate pe întreaga lățime a drumului sau a benzii de lărgire.

b) abaterea medie pătratică a șirului de valori, cu relația:

$$S_B = \sqrt{\frac{\sum d_i^2 - n \times d_{BM}^2}{n}} \quad (\text{E.5})$$

unde:

$S_B$  – abaterea medie pătratică, cu precizia de 0,01 mm.

c) coeficientul de variație, cu relația:

$$C_v = \frac{100 \times S_B}{d_{BM}} \quad (\text{E.6})$$

**Tabelul E.1 - Model de formular pentru prezentarea valorilor deflexiunilor determinate cu deflectometrul cu pârghie Benkelman**

						Contract:				
						Client:				
<b>RAPORT DE ÎNCERCĂRI</b>										
determinarea prin deflectometrie a deflexiunii drumului cu deflectometrul cu pârghie Benkelman conform Anexei E										
<b>Lucrarea:</b>			<b>PARGHIA BENKELMAN</b>							
<b>Tronson:</b>			Raport de transmitere a deflexiunii							
<b>Data încercării:</b>			Factor de corecție				A =			
							B =			
<b>Strat verificat:</b>			Greutatea osiei (tone)							
Nr. crt.	Poziția km.		Tip profil	Valori citite		Valori corectate		Deflexiuni $d_i$	$d_i$ 2	
				$d_{2,4}$	$d_{5,0}$	$d_{2,4}$	$d_{5,0}$			
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
Număr determinări, $n =$										
Deflexiunea medie $d_{BM} = [0,001 \text{ mm}]$						<b>OPERATOR:</b>				
Abaterea medie pătratică $S_B = [0,001 \text{ mm}]$										
Coeficient de variație $C_v = [\%]$						<b>VERIFICAT:</b>				
Valoarea admisibilă $d_{adm} = [0,001 \text{ mm}]$										



## **Anexa F** (informativă)

### **Metodologie de calcul statistic utilizată în interpretarea rezultatelor măsurătorilor de teren și laborator**

#### **F.1 Generalități**

**F.1.1** Prezenta metodologie se referă la interpretarea statistică a rezultatelor măsurătorilor de teren și de laborator în vederea determinării calității și uniformității execuției terasamentelor și straturilor rutiere.

Aplicarea metodelor de evaluare statistică pentru determinarea calității și uniformității execuției se poate face doar:

- a) pe sectoare de terasament omogene;
- b) pe caracteristici individuale ale terasamentului (de portanță, de compactare, geometrice etc.), determinate în condiții similare (de exemplu, modulul de deformare liniară  $E_{V2}$  determinat cu placa statică, modulul de deflecție dinamic  $E_{Vd}$  determinat cu deflectometrul dinamic ușor, grosimea unui strat, etc.)

**F.1.2** Prin sector de terasament omogen se înțelege un strat al acestuia, cu aceeași grosime caracterizat prin aceleași condiții privind:

- a) caracteristicile materialelor puse în operă;
- b) tehnologia de execuție.

**F.1.3** Evaluarea statistică a rezultatelor se poate face:

- a) în cazul în care prin proiect/caiet de sarcini sau prin prescripțiile tehnice în vigoare este solicitată o astfel de analiză (de exemplu, analiza deflexiunii caracteristice obținute cu pârgia Benkelman);
- b) în cazul în care beneficiarul solicită analiza calității/uniformității terasamentului după un anumit criteriu;
- c) ca o verificare internă a executantului pentru asigurarea unor sectoare omogene din punctul de vedere al calității și uniformității execuției.

Având un caracter de recomandare, metodologia de calcul statistic prezentată în continuare se referă doar la cazurile b) și c). Pentru cazul a) se vor respecta prevederile proiectului/caietului de sarcini sau a prescripțiilor tehnice în vigoare.

#### **F.2 Indicatori statistici utilizați la interpretarea măsurătorilor**

##### **F.2.1 Principii**

Elementele unei mulțimi, de exemplu, valorile unei serii de măsurători, se deosebesc unele de celelalte, se dispersează. Dar această dispersie nu este haotică, ci urmează anumite legi.

Repartizarea normală este una din repartizările teoretice în care, în cazul unui număr infinit de mare de valori măsurate, acestea ar corespunde funcției teoretice de densitate, așa cum este reprezentată în Figura F.1.

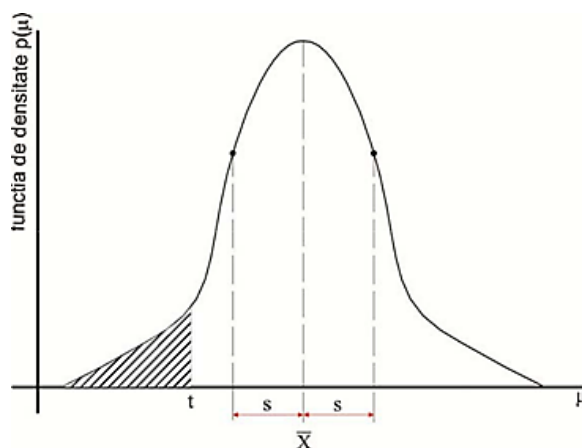


Figura F.1 - Funcția de densitate, a repartiției normale

**F.2.2** Pentru un număr ( $n$ ) de rezultate ale măsurătorilor unei caracteristici pot fi definiți următorii indicatori statistici:

a) număr de valori ( $n$ );

Numărul minim de valori ( $n$ ) se orientează după mărimea sectorului omogen controlat. Se poate lua în calcul ca pentru un sector de până la 1000 m<sup>2</sup>  $n_{\text{minim}} = 4$  urmând ca pentru fiecare alți 500 m<sup>2</sup> numărul minim să crească cu câte o unitate.

b) valoarea maximă a caracteristicii ( $X_{\text{max}}$ );

c) valoarea minimă a caracteristicii ( $X_{\text{min}}$ );

d) valoarea medie a caracteristicii:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (\text{F.1})$$

unde:

$x_i$  - reprezintă valorile individuale ce alcătuiesc șirul de date;

$n$  - reprezintă numărul de valori (rezultate).

e) abaterea standard:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - x_i)^2}{n-1}}, \text{ pentru } n \leq 30 \quad (\text{F.2})$$

sau

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - x_i)^2}{n}}, \text{ pentru } n > 30 \quad (\text{F.3})$$

Abaterea standard caracterizează lățimea de dispersie a fiecărui element în parte.

f) coeficientul de variație:

$$C_v = \frac{s}{\bar{X}} \times 100 (\%) \quad (\text{F.4})$$

unde:

$s$  - abaterea standard;

$\bar{X}$  - valoarea medie.

Coeficientul de variație este notat  $V_x$  și are următoarele valori maxime recomandate (Tabelul F.1):

**Tabelul F.1 – Valori maxime ale coeficientului de variație recomandate pentru delimitarea unui element geotehnic**

Parametrul geotehnic	$V_x$ max (%)
Greutatea volumică, $\gamma$	5
Umiditatea naturală, $w$	15
Indicele de consistență, $I_c$	
Indicele porilor, $e$	
Gradul de îndesare, $I_D$	
Indicele de plasticitate, $I_P$	30

NOTĂ – Coeficientul de variație este notat  $C_v$ , iar valoarea maximă impusă pentru coeficientul de variație a deflexiunii caracteristice, determinate cu pârghia Benkelman, este  $C_v < 40$  %.

g) valoarea caracteristică a parametrului geotehnic  $X_k$  se stabilește cu relația:

$$X_k = \bar{X} \pm k_n \times s = \bar{X} \times (1 \pm k_n \times V_x) \quad (\text{F.5})$$

unde:

$\bar{X}$  - valoarea medie;

$V_x = C_v$  - coeficient de variație;

$s$  - abaterea standard;

$k_n$  - coeficient statistic de variație a mediei, care depinde de numărul de valori selectate și de nivelul de asigurare al mediei, dat în Tabelul F.2.

**Tabelul F.2 - Valorile coeficientului statistic  $k_n$  pentru un nivel de asigurare de 95% în stabilirea valorilor caracteristice**

Numărul de valori $n$	Valori $k_n$ pentru:	
	$V_x$ necunoscut	$V_x$ cunoscut
3	1,69	0,95
4	1,18	0,82
5	0,95	0,74
6	0,82	0,67
8	0,67	0,58
10	0,58	0,52
20	0,39	0,37
$\geq 30$	0,31	0,30

NOTA 1 - Pentru valori  $n$  intermediare se admite interpolarea lineară a valorilor  $k_n$  din tabel.

NOTA 2 - Precizări suplimentare privind alegerea valorii  $k_n$  sunt date în [5].

h) condiția de admisibilitate:

$$X_k \text{ se stabilește cu relația: } X_k \geq X_{\text{admis}}$$

unde:

$X_k$  - valoarea caracteristică;

$X_{\text{admis}}$  - valoarea impusă prin proiect/caiet de sarcini sau prescripție tehnică.

### F.3 Exemplu de calcul

Pentru exemplificare vom efectua comparativ două evaluări statistice, pe valori empiric alese ale aceluiași parametru (de exemplu,  $E_{vd}$  - modulul de deflecție dinamică determinat cu deflectometrul dinamic ușor).

Pentru cele două evaluări vom folosi datele din Tabelul F.3. Se constată că și în primul caz și în cel de al doilea numărul de teste (valori) este  $n = 7$ . În cel de-al doilea exemplu schimbând doar ultima, valoare. Cu cele  $n$  valori măsurate se calculează cu formula (F.1) valoarea medie  $X$  după care cu formula (F.2) sau (F.3), în funcție de numărul ( $n$ ) se calculează abaterea standard ( $s$ ) și coeficientul de variație  $C_v$ .

Pentru estimarea uniformității impunem condiția  $C_v \leq 20\%$

După aplicarea formulelor de calcul rezultă:

**Tabelul F.3 - Evaluarea statistică a seriilor de măsurători**

$n$	Valori măsurate, $E_{vd}$	$\overline{E_{vd}} - E_{vd_i}$	$(\overline{E_{vd}} - E_{vd_i})^2$	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\overline{E_{vd}} - E_{vd_i})^2}{n-1}}$	$C_v = \frac{s}{\overline{X}} \times 100 (\%)$
<b>Seria de măsurători 1</b>					
1	59.3	3.24	10.52	$s = \sqrt{\frac{162.28}{7-1}} = 5.20$	$C_v = \frac{5.20}{62.54} \times 100 = 8.32 \%$
2	54.2	8.34	69.60		
3	69.4	-6.86	47.02		
4	65.0	-2.46	6.04		
5	62.6	-0.06	0.00		
6	67.3	-4.76	22.63		
7	60.0	2.54	6.47		
$\Sigma = 437.8$		-	<b>162.28</b>		
$\overline{E_{vd}} = 62.54$		-	-		
<p><math>C_v = 8.32 &lt; 20</math> deci <i>condiția de uniformitate este îndeplinită</i> =&gt; <b>sectorul controlat prin seria de măsurători 1 este acceptat din punctul de vedere al uniformității</b></p>					
<b>Seria de măsurători 2</b>					
1	59.3	-0.47	0.22	$s = \sqrt{\frac{873.93}{7-1}} = 12.07$	$C_v = \frac{12.07}{58.83} \times 100 = 20.52 \%$
2	54.2	4.63	21.42		
3	69.4	-10.57	111.76		
4	65.0	-6.17	38.09		
5	62.6	-3.77	14.22		
6	67.3	-8.47	71.77		
7	34.0	24.83	616.46		
$\Sigma = 411.8$		-	<b>873.93</b>		
$\overline{E_{vd}} = 58.83$		-	-		
<p><math>C_v = 20.52 &gt; 20</math> deci <i>condiția de uniformitate nu este îndeplinită</i> =&gt; <b>sectorul controlat prin seria de măsurători 2 nu este acceptat din punctul de vedere al uniformității</b></p>					

#### F.4 Concluzii

Exemplul prezentat explică operațiunile necesare unei evaluări statistice din punctul de vedere al coeficientului de variație  $C_v$  pentru un anumit parametru și atrage atenția că o singură valoare mult mai mică decât media, dintr-un set, aliat or ales de 7 valori, poate duce la respingerea întregului set de măsurători.

Modelul de evaluare statistică prezentat nu prezintă modul de calcul al valorii caracteristice ( $X_k$ ) conform relației (F.5).

## **Bibliografie**

- [1] Hotărârea Guvernului nr. 360 din 25 iunie 1996 cu privire la controlul de stat al calității în construcții, cu modificările ulterioare (Monitorul Oficial al Republicii Moldova, 1996, Nr. 49-50 art. Nr: 415)
- [2] Hotărârea Guvernului nr. 285 din 23 mai 1996 cu privire la aprobarea Regulamentului de recepție a construcțiilor și instalațiilor aferente, cu modificările ulterioare (Monitorul Oficial al Republicii Moldova, 1996, Nr. 42-44, art. 349).
- [3] GOST 6507-90 Микрометры. Технические условия
- [4] IM 003-96 - Metodologie pentru determinarea indicelui californian de capacitate portantă
- [5] NP 122:2010 Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici

## Traducerea autentică a documentului în limba rusă

### Начало перевода

#### Введение

Практическая деятельность по строительству, реконструкции и содержанию дорог требует использования качественных материалов, которые закупаются как можно ближе к участку дороги, чтобы транспортные расходы были минимальными.

Принимая минимальную стоимость работ, как определяющий фактор для поиска оптимального исполнительного решения, можно достичь использования различных материалов, которые на основе систематических исследований и применения соответствующих технологий могут быть доведены до стадии текущего использования в дорожном строительстве.

Большое разнообразие используемых в дорожном строительстве материалов (грунты, природные заполнители, вяжущие) и технологий ведет к появлению большого количества различных слоев дорожных одежд, подвергающихся непосредственному воздействию эксплуатационных и природно-климатических факторов, которые необходимо правильно учитывать при расчете дорожных одежд.

Слой (слои) основания расположен между слоем дорожного покрытия и рабочим слоем земляного полотна и выполняет следующие функции:

- **обеспечение устойчивости:**

воспринимает единичные вертикальные нагрузки от вышележащего слоя, обеспечивает их перераспределение напряжений на большие площади и передает нижнему слою или грунту основания в пределах их несущей способности.

Для этого слои основания должны быть выполнены таким образом, чтобы статические или динамические нагрузки от движения воспринимались таким образом, чтобы рабочий слой земляного полотна (подстилающий слой) не подвергался воздействию нагрузок, превышающих допустимые пределы.

Слои основания должны иметь стабильную прочность и достаточную толщину для равномерного распределения вертикальных единичных нагрузок на рабочий слой земляного полотна (подстилающий слой).

- **дренаж:**

обеспечивает дренаж и отвод воды, проникшей в дорожную одежду, предотвращая ее застой на уровне верха земляного полотна. Эта роль важна для поддержания постоянной несущей способности дорожной одежды. Присутствие воды очень вредно, так как она вызывает реакцию вяжущего вещества, что в конечном итоге приводит к разрушению дорожной одежды;

- **капиллярпрерывание:**

нарушает капиллярный подъем грунтовых вод. Эту роль выполняют дорожные слои, состоящие из сыпучих материалов, имеющие толщину, превышающую высоту капиллярного подъема подземных вод, укладываемые на земляное полотно;

- **морозоустойчивость:**

препятствует проникновению промерзания до уровня земляного полотна, в этом случае в слоях основания рекомендуется использовать морозостойкие материалы с низкой теплопроводностью;

- **разделение:**

останавливает проникновение грунта земляного полотна в вышележащие слои, обеспечивающие несущую способность дорожной одежды.

Верхний слой основания располагается между асфальтобетонным или цементно-бетонным покрытием и нижним слоем (слоями) основания. Он призван воспринимать нагрузки, создаваемые движением транспорта, особенно единичные касательные и растягивающие усилия и распределять вертикальные единичные нагрузки на большие площади, а затем передавать их нижнему слою в пределах его несущей способности.

Деформируемость этих слоев должна быть тем меньше, чем тоньше верхние слои и при меньшей несущей способности. В целом с этой точки зрения высокое уплотнение нижнего слоя основания является залогом хорошего транспортно-эксплуатационного состояния дорожной одежды. Верхний слой основания должен быть запроектирован и устроен из более прочных материалов, поскольку воспринимает нагрузки, передаваемые покрытием автомобильной дороги (толчки, вибрации, часть тангенциальных напряжения заполнителя и т. д.). Поэтому в верхнем слое основания избегают использования слабых горных пород (мягких известняков, сланцев, выветриваемых пород и т. д.).

## 1 Область применения

**1.1** Настоящий Кодекс практики (далее - Кодекс) касающийся технических условий устройства оснований из щебня и/или оптимальной смеси и слоев дорожных одежд из природных заполнителей, стабилизированных цементом или гидравлическими дорожными вяжущими, устанавливает технические условия, которым должны соответствовать основания из щебня и/или оптимальной смеси и дорожные слои из природных заполнителей, стабилизированных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, на этапах их проектирования, подготовки, транспортировки, сдачи в эксплуатацию и контроля качества материалов и выполненных слоев.

**1.2** Настоящий Кодекс включает технические условия, предусмотренные в SM SR EN 13242+A1, которым должны соответствовать используемые материалы.

**1.3** Настоящий Кодекс касается всех заинтересованных лиц, участвующих в инвестиционном процессе: производителей строительных материалов, проектировщиков, подрядчиков сертифицированных/уполномоченных законом специалистов по строительству, инвесторов, владельцев, администраторов, сертифицированных/аккредитованных строительных испытательных лабораторий, а также проверяющих/контролирующих органов и т. д.

**1.4** Настоящий Кодекс распространяется на проектирование, строительство, модернизацию, реконструкцию, ремонт и содержание дорог всех технических категорий согласно NCM D.02.01.

## 2 Нормативные ссылки

Следующие документы полностью или частично являются нормативными ссылками в настоящем Кодексе и необходимы для его применения. Для этих ссылок применяется последнее издание ссылочного документа (включая любые поправки).

NCM B.01.05:2019	Sistematizarea și amenajarea localităților urbane și rurale
NCM D.02.01:2015	Proiectarea drumurilor publice
CP A.08.01:1996	Instrucțiuni de verificare a calității și de recepție a lucrărilor ascunse și/sau în faze determinante la construcții și instalații aferente
CP D.02.16:2012	Evaluarea capacității portante a structurilor rutiere suplă
SM EN 196-1:2016	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 1: Determinarea rezistențelor mecanice
SM SR EN 196-2:2016	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 2: Analiza chimică a cimentului
SM EN 196-3:2017	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 3: Determinarea timpului de priză și a stabilității
SM SR CEN/TR 196-4:2011	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 4: Determinarea cantitativă a componentelor
SM EN 196-5:2016	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 5: Încercarea de puzzolanicitate a cimentului puzzolanic
SM EN 196-6:2019	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 6: Determinarea fineții
SM SR EN 196-8:2011	Metode de încercări ale cimenturilor. Partea 8: Căldura de hidratare. Metoda prin dizolvare
SM SR EN 197-1:2014	Ciment. Partea 1: Compoziție, specificații și criteriile de conformitate ale cimenturilor uzuale
SM EN 933-1:2016	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 1: Determinarea granulozității.
SM EN 933-2:2020	Analiza granulometrică prin cernere
SM EN 933-4:2013	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 2: Analiză granulometrică. Site pentru încercare, dimensiuni nominale ale ochiurilor
	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 4: Determinarea formei particulelor. Coeficient de formă



SM EN 933-7:2013	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 7: Determinarea conținutului de elemente cochiliere. Procent de cochilii în agregate
SM SR EN 933-8+A1:2016	Încercări pentru determinarea caracteristicilor geometrice ale agregatelor. Partea 8: Evaluarea părților fine. Determinarea echivalentului de nisip
SM SR EN 1008:2011	Apă de preparare pentru beton. Specificații pentru prelevare, încercare și evaluare a aptitudinii de utilizare a apei, inclusiv a apelor recuperate din procese ale industriei de beton, ca apă de preparare pentru beton
SM EN 1097-2:2020	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 2: Metode pentru determinarea rezistenței la sfărâmare
SM SR EN 1097-3:2011	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 3: Metode pentru determinarea masei volumice în vrac și a porozității intergranulare
SM EN 1097-5:2015	Încercări pentru determinarea caracteristicilor mecanice și fizice ale agregatelor. Partea 5: Determinarea conținutului de apă prin uscare în etuvă ventilată
SM SR EN 1367-2:2011	Încercări pentru determinarea caracteristicilor termice și de alterabilitate ale agregatelor. Partea 2: Încercarea cu sulfat de magneziu
SM EN 12350-1:2019	Încercare pe beton proaspăt. Partea 1: Eșantionare și aparate comune
SM EN 12390-3:2019	Încercare pe beton întărit. Partea 3: Rezistența la compresiune a epruvetelor
SM EN 12504-1:2019	Încercări pe beton în structuri. Partea 1: Carote. Prelevare, examinare și încercări la compresiune
SM SR EN 12620+A1:2010	Agregate pentru beton
SM SR EN 13043:2010	Agregate pentru amestecuri bituminoase și pentru finisarea suprafețelor, utilizate la construcția șoselelor, a aeroporturilor și a altor zone cu trafic
SM SR EN 13043:2010/AC:2010	Agregate pentru amestecuri bituminoase și pentru finisarea suprafețelor, utilizate la construcția șoselelor, a aeroporturilor și a altor zone cu trafic
SM SR EN 13242+A1:2010	Agregate din materiale nelegate sau legate hidraulic pentru utilizare în inginerie civilă și în construcții de drumuri
SM SR EN 13242+A1:2010/C91:2022	Agregate din materiale nelegate sau legate hidraulic pentru utilizare în inginerie civilă și în construcții de drumuri
SM EN 13282-1:2014	Lianți hidraulici rutieri. Partea 1: Lianți hidraulici rutieri cu întărire rapidă. Compoziție, specificații și criteriile de conformitate
SM EN 13282-2:2017	Lianți hidraulici rutieri. Partea 2: Lianți hidraulici rutieri cu întărire normală. Compoziție, specificații și criteriile de conformitate
SM EN 13286-1:2022	Amestecuri de agregate netratate și tratate cu lianți hidraulici. Partea 1: Metode de determinare în laborator a masei volumice de referință și a conținutului de apă. Introducere, cerințe generale și eșantionare
SM SR EN 13286-2:2011	Amestecuri de agregate netratate și tratate cu lianți hidraulici. Partea 2: Metode de încercare pentru determinarea în laborator a masei volumice de referință și a conținutului de apă Compactare Proctor
SM EN 13286-2:2010/AC:2018	Amestecuri de agregate netratate și tratate cu lianți hidraulici. Partea 2: Metode de încercare pentru determinarea în laborator a masei volumice de referință și a conținutului de apă Compactare Proctor
SM EN 13808:2014	Bitum și lianți bituminoși. Cadru specificațiilor pentru emulsiile bituminoase cationice
SM EN ISO 17892-1:2016	Cercetări și încercări geotehnice. Încercări de laborator ale solului. Partea 1: Determinarea conținutului de apă
SM EN ISO 17892-1:2016/A1:2022	Cercetări și încercări geotehnice. Încercări de laborator ale solului. Partea 1: Determinarea conținutului de apă

SM EN ISO 17892-11:2019	Cercetări și încercări geotehnice. Încercări de laborator ale solului. Partea 11: Încercări de permeabilitate
SM SR 4032-1:2013	Lucrări de drumuri. Terminologie
SM ASTM D2167:2015	Metoda standardizată de încercare pe teren a densității și densității volumetrice a solului prin metoda balonului de cauciuc

### 3 Термины и определения

В настоящем Кодексе используются термины, установленные в SM SR 4032-1, SM SR EN 13242+A1, SM EN 13286-1 и SM EN 13286-2/AC, дополненные соответствующими определениями:

#### 3.1

##### **класс крупности зерен**

определение размеров заполнителей по нижнему (d) и верхнему (D) размеру путем просеивания, выраженная как d/D.

ПРИМЕЧАНИЕ - Это определение допускает наличие частиц, которые будут задержаны на верхнем сите (остаток) и частиц, которые пройдут через нижнее сито. Размер нижнего сита (d) может быть нулевым.

#### 3.2

##### **мелкий заполнитель**

классы, в которых крупность зерен d равна 0 и D меньше или равна 6,3 мм (смотри таблицу 2).

#### 3.3

##### **крупный заполнитель**

классы, в которых крупность зерен d равна или превышает 1 мм и D превышает 2 мм.

#### 3.4

##### **щебень средней крупности**

природный заполнитель, полученный в результате простого дробления твердых горных пород и рассортированный по фракциям: 8-16; 16-22,4(31,5), 22,4(31,5)-40, применяют при приготовлении цементобетонов и при устройстве щебеночных слоев.

#### 3.5

##### **отсев (смесь заполнителей)**

гранулированный материал с крупностью 0-8 мм, получаемый при сортировке камня, образующегося при дроблении горных пород, используемый для дорожного строительства.

#### 3.6

##### **гранулометрический состав (зернистость)**

гранулометрический состав частиц выражается в процентах от массы, проходящей через определенное количество сит.

#### 3.7

##### **сортированный щебень**

природный балластный заполнитель, рассортированный по классам зернистости.

#### 3.8

##### **чаша прогиба**

идеализированная, чашеобразная форма, деформированной под воздействием заданной нагрузки поверхности дорожного покрытия.

#### 3.9

##### **обратный фильтр**

это слой песчаных грунтов, сложенный по определенному правилу из нескольких слоев несвязных грунтов с разной крупностью частиц. Первый слой фильтра контактирует со слоем грунта земляного полотна, а остальные слои, имеющие одинаковую толщину, следуют друг за другом в порядке увеличения крупности зерна, по направлению потока воды, так что все вместе они образуют слой, обладающий высокой степенью проницаемости, между грунтом земляного полотна и верхними слоями дорожной одежды.

## 4 Основные положения

**4.1** Слои дорожной одежды из нестабилизированных природных заполнителей или стабилизированных цементом, или гидравлическими вяжущими, обычно являются верхними или нижними слоями основания.

**4.2** Выбор слоя основания верхнего или нижнего производится на основе расчета, учитывающего техническую категорию дороги или улицы, климатические и эксплуатационные условия, а также наличие местных строительных материалов.

**4.3** К строению, размерам и устройству верхних и нижних слоев основания предъявляются следующие требования:

- обеспечение необходимой прочности и долговечности с учетом транспортных нагрузок и влияния климатических факторов;
- эффективность, в частности, максимальное использование местных дорожно-строительных материалов;
- возможность комплексной механизации;
- обеспечение ровности при устройстве дорожных покрытий с минимальным расходом материалов и получение высоких функциональных показателей дорожных одежд;
- обеспечение равномерного уплотнения при сохранении высокого уровня ровности.

**4.4** Нестабилизированные или стабилизированные цементом, или другими дорожными гидравлическими вяжущими природные заполнители применяют для:

- 1) выполнения верхних слоев основания на:
  - a) дорогах I - V технической категории с асфальтобетонными покрытиями, имеющими верхний слой основания из асфальтобетонных смесей или стабилизированных природных заполнителей (2-й стабилизированный слой);
  - b) дорогах III и IV технической категории с асфальтобетонными покрытиями, имеющими верхний слой основания из щебня, расклинцованного щебнем битумным;
  - c) дороги II - IV технической категории с дорожными конструкциями, имеющими нижний слой из стабилизированных природных заполнителей (2-й стабилизированный слой);
  - d) дороги I - III технической категории с цементобетонными покрытиями;
  - e) улицы I и II категорий.
- 2) выполнение верхних слоев основания на:
  - a) дорогах III - V технической категории с битумными покрытиями (без слоя из асфальтобетонных смесей);
  - b) дорогах I - IV технической категории с битумными покрытиями (без слоя из асфальтобетонных смесей в верхнем слое основания) и II - IV технической категории, с дорожными одеждами, имеющими нижний слой основания, состоящий из нижележащего слоя балласта и верх лежащего слоя из стабилизированных природных заполнителей.
  - c) улицы I и II категории.
  - d) площадки, парковочные места, парковочные полосы с брусчаткой;

**4.5** Дорожные покрытия из натуральных заполнителей, стабилизированных цементом или гидравлическими вяжущими, могут также использоваться для:

- a) устройства площадок и парковочных мест;
- b) устройства остановочных полос и укрепительных полос;
- c) укрепления обочин.

**4.6** Верхний и нижний слои основания из щебня оптимальной смеси 0-63 мм выполняются в один слой, толщина которого определяется проектом.

**4.7** Нижний слой основания из крупного щебня фракции 13,5-63 мм выполняется в два слоя: нижний слой толщиной минимум 10 см из балласта 0-63 и верхний слой из щебня 31,5-63 мм толщиной минимум 12 см, расклинцованный щебнем фракции 16-25 мм и песка или отсева 0-8 в качестве защитного материала согласно положениям SM SR EN 13242+A1 и SM SR EN 13242+A1/C91.

**4.8** При выполнении дорожных слоев из природных заполнителей, стабилизированных цементом или гидравлическими вяжущими, должны соблюдаться положения специальных действующих стандартов и нормативов, пока они дополняют и не противоречат настоящему Кодексу.

**4.9** Нижние слои основания из щебня или из щебня оптимально состава (далее природный заполнитель), стабилизированного цементом, выполняют в один или несколько слоев в зависимости от толщины, установленной проектом.

**4.10** Нижний слой основания из щебня оптимально состава 0-63 мм, стабилизированного цементом, выполняют в один слой, толщина которого устанавливается проектом.

**4.11** На дорогах, где не предусмотрено устройство подстилающего слоя или проведение каких-либо мероприятий по улучшению защиты верха земляного полотна из связных грунтов, нижний слой основания из щебня оптимальной смеси 0-63 мм обязательно должен быть уложен на прослойку, которая может быть:

- песчаная изоляционная прослойка толщиной 7 см в уплотненном состоянии;
- дренажная прослойка из балласта толщиной не менее 10 см в уплотненном состоянии.

**4.12** В случае, когда нижний слой основания выполняется из балласта, как это предусмотрено пунктом 4.11, он берет на себя также функцию дренирующего слоя, обеспечивая необходимые условия по толщине, качеству дренажа и мерам по отводу воды.

**4.13** Подрядчик обязан обеспечить соответствующие организационные и технологические мероприятия для строгого соблюдения положений настоящего Кодекса.

**4.14** Подрядчик обеспечит посредством своей лаборатории или в сотрудничестве с авторизированной/аккредитованной лабораторией проведение всех испытаний и исследований, предусмотренных настоящим Кодексом.

**4.15** Подрядчик обязан провести по требованию Заказчика дополнительные проверки на соответствие положениям настоящего Кодекса.

**4.16** При обнаружении отклонений от положений настоящего Кодекса Заказчик вправе приостановить выполнения работ до принятия необходимых мер.

## 5 Материалы. Технические условия

### 5.1 Заполнители

**5.1.1** Для выполнения оснований из щебня или щебеночных оптимальных смесей применяют фракции заполнителей, указанные в таблице 1.

**Таблица 1 – Фракции заполнителя для оснований из щебня и/или щебеночных оптимальных смесей**

Область применения		Используемые заполнители	
		Природа заполнителя	Размер гранул, мм
1	Слой основания из крупного щебня, 31,5-63 мм.	Заполнитель в соответствии с SM SR EN 13242+A1 - балласт (нижний слой) - щебень (верхний слой) - щебень средней крупности для заклинки верхнего слоя - крупнозернистый песок или отсев	0-63 31,5-63 16-31,5 0-8

*(продолжение следует)*

Таблица 1 (окончание)

Область применения		Используемые заполнители	
		Природа заполнителя	Размер гранул, мм
2	Слой основания из оптимальной щебеночно-песчаной смеси 0-63 мм	Заполнитель в соответствии с SM SR EN 13242+A1 - песок - оптимальная щебеночно-песчаная смесь	0-4 0-63

**5.1.2** Крупнозернистый песок или отсев щебня не применяется в качестве защитного материала в случае, когда слой, устраиваемый на основании, выполняется из крупного щебня способом заклинки или из цементобетона.

**5.1.3** Заполнители должны происходить из горных пород устойчивых к агрессивной внешней среде, т.е. не подверженных воздействию воздуха, воды или низких температур. Использование заполнителей из полевошпатовых или сланцевых пород запрещено.

**5.1.4** Показатели качества используемых природных заполнителей должно соответствовать положениям SM SR EN 13242+A1.

**5.1.5** Заполнители, используемые для устройства слоя основания, должны соответствовать условиям допустимости, указанным в таблицах 2, 3 и 4, и не должны содержать видимых инородных тел (комьев земли, угля, древесины, остатков растений) или измененных элементов.

Таблица 2 – Песок, условия допустимости

Характеристики	Условия допустимости для:		Метод испытаний
	Изоляционного слоя	Защитного слоя	
Фракции (квадратные ячейки)	0 - 4	4 – 8	SM EN 933-1
Гранулометрический состав: - содержание фракций менее 0,125 мм, % максимум - содержание фракций менее 0,063 мм, % максимум - условия для обратного фильтра	14 - 5 $d_{15p} < d_{15f} < d_{85p}$ , $d_{50f} < 25d_{50p}$	- 5 -	SM EN 933-1
Коэффициент водопроницаемости (k), см/с, минимум	$6 \times 10^{-3}$	-	SM EN ISO 17892-11
Примечание - $d_{15p}$ , $d_{15f}$ , $d_{50f}$ , $d_{50p}$ , $d_{85p}$ представляют собой размеры зерен, соответствующие 15%, 50% и, соответственно, 85% прохождению по гранулометрическим кривым материалов: p – грунт верха земляного полотна; f – фильтр, соответственно балласт из слоя основания			

Таблица 3 – Балласт, условия допустимости

Характеристики	Условия допустимости	Метод испытаний
Фракции (квадратные ячейки)	0 - 63	SM EN 933-1
Содержание фракций, % максимум: - менее 0,02 мм - 0...63 мм	3 100	SM EN 933-1
Коэффициент неоднородности ( $U_n$ ), минимум	15	-
Песчаный эквивалент (EN), минимум	30	SM SR EN 933-8+A1
Устойчивость к дроблению LA, %, максимум	50	SM SR EN 13242+A1/C91 SM EN 1097/2-2010

(продолжение следует)

**Таблица 3 (окончание)**

Характеристики	Условия допустимости	Метод испытаний
ПРИМЕЧАНИЕ — Коэффициент неоднородности определяется по соотношению: $U_n = d_{60}/d_{10},$ где: $U_n$ — представляет собой коэффициент неоднородности; $d_{60}$ — диаметр ячеек сита или сторона ячеек сита, через которую проходит 60 % массы анализируемой пробы для проверки зернистости, определяемая по гранулометрической кривой, в мм; $d_{10}$ — диаметр ячеек сита или сторона ячеек сита, через которую проходит 10 % массы анализируемой пробы для проверки зернистости, определяемая по гранулометрической кривой, в мм; Учитываемый коэффициент неоднородности представляет собой среднее значение результатов трех определений, не отличающихся друг от друга более чем на 15%.		

**Таблица 4 – Щебень, условия допустимости**

Фракция	Отсев щебня	Щебень средней крупности		Крупный щебень
	Условия допустимости			
Характеристика	0 - 8	8 – 16	16 – 31,5	31,5 – 63
Содержание гранул: - остаток на верхнем сите ( $d_{max}$ ), % максимум	5		5	5
- проходит через нижнее сито ( $d_{min}$ ), % максимум	-		10	10
Содержание измененных, мягких, рыхлых, пористых гранул, % не более.	-		10	10
Форма гранул: - коэффициент формы, %, максимум	-		35	35
Коэффициент загрязнения: - инородные тела, %, не более	1		1	1
	-		3	Необязательно
Износ измеряемый с помощью машины Лос-Анджелес, %, не более	-		30	Соответствует классу горных пород, по таблицам песка и балласта из SM SR EN 13242+A1
Устойчивость к многократному воздействию сульфата натрия ( $Na_2SO_4$ ) 5 циклов, % не более	-		6	3

**5.1.6** Оптимальная щебеночно-песчаная смесь может быть получена либо смешением фракций 0-4, 0-8, 8-16, 16-31,5, 31,5-40 и 40-63, либо непосредственно дроблением, если она соответствует условиям таблицы 5 и таблицы 6 по гранулометрическому составу. Смешивание на стройплощадке осуществляется в установке для производства стабилизированного песка, оснащенной четырехкамерным предварительным дозатором.

**Таблица 5 – Оптимальная смесь щебня, условия допустимости**

Характеристики	Условия допустимости	
Фракция	0-40	0-63
Содержание фракций, %, максимум:		
- менее 0,063 мм	3	3
- менее 0,125 мм	3 - 14	2 - 14

(продолжение следует)

Таблица 5 (окончание)

Характеристики	Условия допустимости	
	0-40	0-63
Фракция		
- 0 - 8 мм	42 - 65	35 - 55
- 16 - 40 мм	20 - 40	-
- 31,5 - 63 мм	-	20 - 40
Зернистость	В соответствии с таблицей 6	
Эквивалент песка (только для природного песка) (EN), минимум	30	
Износ, измеряемый с помощью машины типа Лос-Анджелеса (LA)%, максимум	30	
Устойчивость к многократному воздействию сульфата натрия (Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> ) 5 циклов, % не более	6 для щебня средней крупности 3 для щебня фракции 31,5-63	

Таблица 6 – Оптимальная щебеночно-песчаная смесь, зернистость

Диапазон размеров зерен	Предел	Прохождение в % от массы через круглые и квадратные сита размерами, в мм:									
		0.063	0.125	0.250	1	4	8	16	31,5	40	63
0...31,5	нижний	0	2	3	12	28	42	60	75	90	-
	верхний	3	10	14	30	50	65	80	90	100	-
0...63	нижний	0	1	2	8	20	31	48	60	75	90
	верхний	3	10	14	27	42	55	70	80	90	100

**5.1.7** Условия допустимости по коэффициенту формы, содержанию измененных гранул и содержанию примесей для оптимальной щебеночно-песчаной смеси соответствуют указанным в таблице 4 (для щебня).

**5.1.8** Заполнители будут своевременно поставляться на склад строительной площадки для обеспечения их однородности и постоянства качества.

**5.1.9** Каждая партия материала должна сопровождаться декларацией о характеристиках, знаком соответствия CE и, при необходимости, сертификатом соответствия заводского производственного контроля или протоколами испытаний, удостоверяющими качество материала, выданными авторизированной/аккредитованной лабораторией.

**5.1.10** При транспортировке от поставщика на стройплощадку или бетонный завод и при хранении заполнители должны быть защищены от загрязнения примесями. Хранение должно осуществляться на организованных платформах, разделенных по сортам и содержащихся в условиях, исключающих их рассыпание, загрязнение или смешивание.

**5.1.11** Природные заполнители, используемые для устройства слоев дорожных одежд из природных заполнителей, стабилизированных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, включенные в настоящий Кодекс, соответствуют требованиям стандартов SM SR EN 13242+A1/C91 или SM SR EN 12620+A1.

**5.1.12** Заполнители должны быть инертными и не оказывать негативного воздействия на вяжущее, используемое при выполнении стабилизированного слоя дорожной одежды.

**5.1.13** Для выполнения дорожных слоев из природных заполнителей, стабилизированных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, применяют фракции заполнителей, указанные в таблице 7.

**Таблица 7 – Фракции заполнителей для слоев дорожных одежд из природных заполнителей, стабилизированных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими**

Область применения		Используемые материалы	
		Вид заполнителя	Размер гранул
1	Верхние слои основания для: нежестких дорожных одежд, площадок, парковок	Заполнители в соответствии с SM SR EN 13242+A1/C91 или SM SR EN 12620+A1	
		- песок	0-4
		- щебень	8-16
		- балласт	0-16
2	Нижние слои основания для: нежестких и жестких дорожных одежд, площадок, парковок, стояночных полос, обочин	Дробленые заполнители в соответствии с SM SR EN 13242+A1/C91 или SM SR EN 12620+A1	
		- дробленый камень	8-16
		- дробленый балласт	0-16
		в соответствии с SM SR EN 13043	
		- щебень (средней крупности)	8-16
		- отсев щебня	0-8
		Заполнители в соответствии: SM SR EN 13242+A1/C91 или SM SR EN 12620+A1	
		- песок	0-4
		- щебень	8-31,5
		- балласт	0-63
		Дробленые заполнители в соответствии с SM SR EN 13242+A1/C91 или SM SR EN 12620+A1	
		- дробленый камень	8-31,5
		- дробленый балласт	0-40
		в соответствии с SM SR EN 13043	
		- щебень (средней крупности)	8-16 и 16-31,5
		- отсев щебня	0-8

**5.1.14** Контрольные сита, используемые для определения зернистости природных заполнителей, соответствуют стандарту SM EN 933-2. Используемые сита должны относиться к базовой серии плюс серия 1 согласно SM SR EN 13242+A1, к которым добавляется сита 0,063 мм и 0,125 мм.

**5.1.15** Каждая партия поставляемых заполнителей должна сопровождаться, в зависимости от обстоятельств:

- а) декларацией качества, знаком соответствия CE и сертификатом соответствия заводского производственного контроля;
- б) декларацией качества, знаком соответствия CE и протоколами испытаний (выданными авторизованными/аккредитованными лабораториями) для подтверждения качества материала.

**5.1.16** На строительной площадке проверяется каждая партия поставляемых заполнителей или максимально:

- а) 1000 т для заполнителей размером > 4 мм;
- б) 500 т для заполнителей размером ≤ 4 мм.

**5.1.17** На строительной площадке должен вестись учет качества заполнителей следующим образом:

- в папке должны быть собраны все сертификаты качества, выданные поставщиком;



- в журнале (журнале испытаний заполнителей) результаты определений, выполненных лабораторией объекта.

## 5.2 Гидравлические вяжущие и цементы для автомобильных дорог

**5.2.1** Гидравлическое вяжущее – вяжущее заводского изготовления, поставляемое в готовом к использованию виде, со специфическими свойствами, адаптированными для использования в верхних и нижних слоях основания, подстилающих слоев, стабилизации и обработки грунта.

**5.2.2** Гидравлическое вяжущее для автомобильных дорог должен выбираться из SM EN 13282-1 или SM EN 13282-2 и соответствовать европейскому техническому сертификату.

**5.2.3** Для стабилизации природных заполнителей применяют один из следующих видов цемента, который должен соответствовать техническим условиям качества, согласно положениям соответствующих стандартов, указанных в таблице 8.

Цементы, прочность которых ниже пределов, установленных для соответствующего класса, должны быть понижены и использоваться только в соответствии с новым классом.

Изменившийся цемент, должен быть вывезен, так как его запрещено использовать при приготовлении бетона.

Характеристики обычных и дорожных цементов проверяются в соответствии со стандартами SM SR EN 197-1, SM EN 196-1, SM SR EN 196-2, SM EN 196-3, SM SR CEN/TR 196-4, SM EN 196-5, SM EN 196-6 и SM SR EN 196-8.

**Таблица 8 – Технические условия качества цементов**

Физические характеристики	Цемент			Метод определения
	32,5N 32,5 R	42,5N 42,5R	52,5N 52,5 R	
Схватывание определяется на цементном тесте нормальной консистенции. -не начинать раньше (мин)	≥ 75	≥ 60	≥ 45	SM EN 196-3
Стабильность (расширение)	≤10			SM EN 196-3
Прочность на сжатие, мин. при: 2 дней N/мм <sup>2</sup>	-	≥10	≥20	SM EN 196-1
7 дней N/мм <sup>2</sup>	≥16	> 20	> 30	
28 дней N/мм <sup>2</sup>	32,5 - 52,5	42,5 - 62,5	≥52,5	

**5.2.4** Рекомендуется снабжение объекта одним цементным заводом.

**5.2.5** Если Подрядчик предлагает использовать несколько видов цемента, он должен получить одобрение Заказчика.

**5.2.6** При поставке каждая партия материала должна сопровождаться декларацией о характеристиках и, при необходимости, сертификатом соответствия вместе с протоколами испытаний, подтверждающими качество материала, выданными авторизированной/аккредитованной лабораторией и, в обязательном порядке, проверена крупность и время схватывания партии или максимум 100 тонн материала.

**5.2.7** Цемент должен поставляться поставщиками в запечатанных мешках и храниться в крытых, защищенных от влаги помещениях, в сухих, прохладных условиях. Каждый мешок цемента должен иметь знак соответствия CE, идентификационный номер органа по сертификации и сопроводительную информацию. Если на мешке указана не вся информация, а только ее часть, тогда сопроводительная коммерческая документация должна содержать полную информацию.

**5.2.8** Запрещается использовать цемент температура которого превышает +50°C.

**5.2.9** Срок хранения цемента не должен превышать 45 суток со дня отгрузки изготовителем.

**5.2.10** Цемент, оставленный на складе на более длительное время, можно будет использовать только после проверки состояния сохранности и механической 2 (7) дневной прочности.

**5.2.11** Контроль качества цементов на строительной площадке производится в соответствии с положениями таблицы 10.

**5.2.12** Учет качества цемента должен вестись на объекте следующим образом:

- a) в отдельной папке должны быть собраны все сертификаты качества завода-поставщика;
- b) в отдельном журнале (журнале регистрации поставок цемента) результаты испытаний, проведенных лабораторией.

### **5.3 Вода**

**5.3.1** Вода, необходимая для устройства слоев основания, может поступать из общественной сети или из других источников, но в последнем случае она не должна содержать каких-либо взвешенных частиц.

**5.3.2** Вода, используемая при приготовлении смеси природного заполнителя и цемента, может поступать из общественной сети или другого источника и должна соответствовать условиям, установленным SM SR EN 1008.

**5.3.3** При использовании на объекте следует избегать загрязнения воды моющими средствами, органическими веществами, маслами, глинами и т.п.

### **5.4 Добавки**

При приготовлении смеси природных заполнителей, стабилизированных цементом или гидравлическими вяжущими, часто требуется использование замедлителя схватывания. Это может быть замедлитель схватывания, обычно используемый при приготовлении цементных бетонов в соответствии с требованиями SM SR EN 934-1:2013.

### **5.5 Защитные материалы**

При приготовлении смеси природных заполнителей, стабилизированных цементом или гидравлическими вяжущими, применяют следующие защитные материалы:

- Катионную битумную эмульсию в соответствии с SM EN 13808;
- Фракционный песок 0-4 мм в соответствии с SM SR EN 12620+A1.

### **5.6 Контроль качества материала**

#### **5.6.1 Контроль качества заполнителей перед устройством слоев основания**

Контроль качества заполнителей перед началом устройства слоев основания осуществляется Подрядчиком в соответствии с положениями таблицы 9.

Таблица 9 – Контроль качества заполнителя перед устройством слоев основания

№ п/п	Действие, процедура проверки или проверяемые характеристики	Минимальная частота		Методы определения по
		При поставки большого количества	На месте производства работ	
1	Проверка данных, внесенных в сертификат качества или гарантийное свидетельство	Каждую поставляемую партию	-	
2	Инородные тела: - кусочки глины - налипшая глина - содержание угля	Если их наличие замечено	Всякий раз, когда выявляются примеси	SM EN 933-7 и визуально
3	Содержание измененных, мягких, рыхлых, пористых и вакуолярных включений.	Один образец на максимум 2500 м <sup>3</sup> от каждого источника	-	SM SR EN 13043 и SM SR EN 13043/AC
4	Гранулометрический состав фракций	Один образец на максимум 2500 м <sup>3</sup> от каждого источника и по фракциям	-	SM EN 933-1
5	Форма гранул щебня. Коэффициент формы	Один образец на максимум 2500 м <sup>3</sup> от каждого источника и по фракциям	-	SM EN 933-4
6	Эквивалент песка (EN только для балластных продуктов)	Один образец на максимум 2500 м <sup>3</sup> от каждого источника	-	SM SR EN 933-8+A1
7	Устойчивость к многократному действию сульфата натрия (Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> ), 5 циклов	Один образец от каждого источника	-	SM SR EN 1367-2
8	Дробимость в машине Лос-Анджелес	Один образец на максимум 5000 м <sup>3</sup> от каждого источника и по фракциям	-	SM EN 1097-2
9	Характеристики уплотнения по модифицированному методу Проктора, для природных заполнителей	Один образец от каждого источника	-	SM SR EN 13286-2

### 5.6.2 Контроль качества материалов перед приготовлением стабилизированной смеси

Материалы, предназначенные для приготовления верхних и нижних слоев оснований из природных заполнителей, стабилизированных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, подлежат предварительным испытаниям и исследованиям для установления рецептуры, характер и периодичность которых указаны в таблице 10.

**Таблица 10 – Контроль качества материалов перед приготовлением стабилизированной смеси**

Материал	Действие, процедура проверки или проверяемые характеристики	Минимальная частота		Методы определения по
		При поставке материалов на склад	Перед использованием материала	
Цемент	Проверка данных, внесенных в сертификат качества или гарантийное свидетельство	Каждую поставляемую партию	-	-
	Постоянная объема/стабильность	Одна проверка на поставляемую партию, но не менее одного определения на 100 т, по средней пробе.	-	SM EN 196-3, SM SR CEN/TR 196-4
	Время схватывания		-	
	Прочность в возрасте 2 суток	Один образец на 100 т или на каждый силос, в котором хранится доставленная партия.	-	SM EN 196-1
	Прочность в возрасте 28 суток		-	
	Взятие контрольных проб, которые хранятся не менее 45 дней (хранятся в металлических ящиках или запечатанных полиэтиленовых пакетах)	Из каждой поставляемой партии пробы отбираются вместе с представителем Инженера	-	-
	Состояние консервации только в том случае, если срок хранения был превышен или вмешались изменяющие факторы	Определение каждой складированной партии или в каждом бункере, в котором хранилась складированная партия (по средней пробе)	Два определения на бункер (сверху и снизу)	SM EN 196-6
Заполнители	Проверка данных, внесенных в сертификат качества или гарантийное	Каждую поставляемую партию	-	-
	Гранулометрический состав фракций	Один образец на каждую поставляемую партию максимум 500 тонн от каждого источника и по фракциям	-	SM EN 933-1
	Эквивалент песка	Один образец на каждую поставляемую партию максимум 500 тонн от каждого источника	-	SM SR EN 933-8+A1
	Коэффициент неоднородности	Один образец на каждую поставляемую партию максимум 500 тонн от каждого источника	-	-

*(продолжение следует)*

Таблица 10 (окончание)

Материал	Действие, процедура проверки или проверяемые характеристики	Минимальная частота		Методы определения по
		При поставке материалов на склад	Перед использованием материала	
Заполнители	Влажность		Один образец на каждую смену и фракцию, а также всякий раз, когда наблюдаются изменения погодных условий.	SM EN 1097-5
	Дробимость в машине Лос-Анджелес	Один образец на каждую поставляемую партию от каждого источника и по		SM EN 1097-2
Добавки	Проверка данных, внесенных в сертификат качества	Каждую поставляемую партию	-	-
Вода	Химический состав		Один образец в начале работы для каждого источника	SM SR EN 1008
Битумная эмульсия	Проверка данных, внесенных в сертификат качества	Каждую поставляемую партию	-	-

## 6 Предварительные исследования

### 6.1 Определение характеристик уплотнения нижнего слоя основания из балласта и из оптимальной щебеночно-песчаной смеси

#### 6.1.1 Оптимальные характеристики уплотнения

6.1.1.1 Оптимальные характеристики уплотнения балласта или оптимальной щебеночно-песчаной смеси устанавливаются авторизированной/аккредитованной специализированной лабораторией до начала выполнения работ. С помощью модифицированного метода Проктора в соответствии со стандартом SM SR EN 13286-2 определяют:

$\rho_{dmax}$  = максимальная объемная масса в сухом состоянии, выраженная в г/м<sup>3</sup>;

$w_{max}$  = максимальная влажность смеси, выраженная в %.

#### 6.1.2 Реальные характеристики уплотнения

6.1.2.1 Реальные характеристики уплотнения определяются лабораторией объекта на пробах, отобранных с места проведения работ, а именно:

$\rho_{def}$  = реальная объемная масса в сухом состоянии, выраженная в г/м<sup>3</sup>;

$w_{ef}$  = реальная влажность смеси, выраженная в %.

Чтобы определить степень уплотнения:

$$D = \frac{\rho_{def}}{\rho_{dmax}} \times 100 (\%)$$

При выполнении нижнего слоя основания будет достигнута степень уплотнения, указанная в пункте 9.2.2.

## 6.2 Проектирование состава смеси из природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими

### 6.2.1 Предварительные испытания

6.2.1.1 Стадию проектирования состава смеси природных заполнителей, цемента и воды осуществляет специализированная лаборатория путем проведения предварительных испытаний, которые определяют:

- гранулометрическую кривую укрепленных заполнителей;
- дозировки цемента и добавок;
- содержание воды;
- эталонная плотность в сухом состоянии и, соответственно, характеристики уплотнения.

6.2.1.2 Так же, предварительное испытание определит допустимые изменения состава, чтобы адаптировать его к условиям объекта, сохраняя характеристики приготовленной смеси по удобоукладываемости, однородности и характеристик, требуемых в пункте 6.2.2.2.

### 6.2.2 Состав смеси

6.2.2.1 Стабильность состава смеси должна быть обеспечена:

- при вводе в эксплуатацию смесительного завода;
- при изменении типа цемента или заполнителей.

6.2.2.2 Состав смеси цемента, воды и природных заполнителей устанавливается только путем испытаний проводимых авторизованной/аккредитованной лабораторией в зависимости от выполнения условий, указанных в таблице 11.

**Таблица 11 – Физико-механические свойства смеси**

Свойство	Наименование слоя и работы		Метод испытаний
	Верхний слой основания нежестких дорожных одежд, площадок и парковок	Нижний слой основания жестких и нежестких дорожных одежд, укрепления стояночных полос, укрепительных полос и обочин	
Прочность на сжатие, Н/мм <sup>2</sup> R <sub>c</sub> в возрасте 7 дней R <sub>c</sub> в возрасте 28 дней	1,5...2,2 2,2...5,0	1,2...1,8 1,8...3,0	SM EN 12390-3
Устойчивость к воздействию воды % макс. - снижение прочности на сжатие R <sub>ci</sub> - Увеличение объема U <sub>I</sub> - водопоглощение A <sub>i</sub>	20 2 5	25 5 10	SM EN 13286-41 SM EN 1097-5
Потеря массы % макс. - насыщение-сушка P <sub>su</sub> - замораживание-оттаивание P <sub>id</sub>	7 7	10 10	SM CEN/TS 12390-9

6.2.2.3 В таблице 12 указаны ориентировочные дозировки цемента.

**Таблица 12 – Ориентировочные дозировки цемента**

Наименование слоя	Заполнитель		Ориентировочная дозировка цемента, в % от количества сухих натуральных заполнителей
	Вид	Гранулометрия (мм)	
1. Верхний слой основания, платформы и парковочные места	балласт	0-16	3...7
	дробленные заполнители	0-16	
2. Нижний слой основания, укрепление стояночных полос, укрепительных полос и обочин	песок	0-4	6...10
	балласт дробленные заполнители	0-25 0-25	4...6

**6.2.2.4** Что касается содержания воды, то оно должно находиться на оптимальном уровне влажности для уплотнения.

**6.2.2.5** Характеристики уплотнения, соответственно максимальная плотность в сухом состоянии  $d_{umax}$  и оптимальная влажность  $W_{opt}$ , слоя из сыпучего материала, укрепленного цементом, должна определяться авторизированной/аккредитованной специализированной лабораторией модифицированным методом Проктора в соответствии с SM SR EN 13286-2.

**6.2.2.6** Особое значение в случае укрепленных природных заполнителей имеет время укладки. Это продолжительность, в течение которой схватывание равно нулю или очень слабое, что позволяет уложить и уплотнить смесь, без вреда ее будущим механическим характеристикам.

**6.2.2.7** Время укладки, необходимое для укрепленных сыпучих материалов, варьируется от 2 до 6 часов в зависимости от условий производства работ. Увеличение продолжительности свыше двух часов может быть достигнуто за счет использования замедлителей твердения.

**6.2.2.8** Количество замедлителя твердения зависит от температуры окружающей среды и должно устанавливается авторизированной/аккредитованной лабораторией в ходе предварительных исследований, исходя из того, что при 10°C рабочее время укладки примерно в два раза больше, чем при 20°C, и это в свою очередь в два раза больше, чем при 40°C.

**6.2.2.9** Исследование проводят при различных температурах и строят диаграмму времени укладки – температуры.

**6.2.2.10** Дозировка цемента устанавливается путем предварительных испытаний так, чтобы обеспечить прочности (характеристики), указанные в таблице 11.

## **7 Приготовление смеси природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими**

### **7.1 Смесительная установка**

**7.1.1** Приготовление смеси природных заполнителей, цемента и воды может осуществляться в бетоносмесительных установках непрерывного действия или на бетонных заводах, применяемых для приготовления дорожного бетона.

**7.1.2** Смесительная установка должна располагать:

- складами природных заполнителей с соответствующими сооружениями для отвода поверхностных вод;
- силосами для хранения цемента с соответствующей маркировкой, вместимость которых соответствует производственной мощности установки;
- смесителем с емкостями и дозаторами в хорошем рабочем состоянии;
- бункерами для выгрузки из смесителя приготовленной смеси;
- надлежащим образом обустроенной и оборудованной лабораторией;
- оборудованием, обеспечивающим промывку смесителя, бункеров и транспортных средств;

г) средствами охраны труда и по предупреждению и тушению пожаров.

**7.1.3** Смесительные установки должны соответствовать следующим характеристикам в отношении точности взвешивания и дозирования:

- а) заполнители  $\pm 3\%$
- б) цемент и вода  $\pm 2\%$
- в) добавки  $\pm 5\%$

**7.1.4** Допуски зависят от веса каждого компонента и должны относиться к теоретическим величинам при калибровке.

## **7.2 Экспериментирование с приготовлением смеси**

**7.2.1** Перед началом работ Подрядчик обязан провести испытания на смесительной установке для проверки в условиях строительной площадки, позволяет ли рецептура смеси, установленная в лаборатории, достичь требуемых характеристик.

**7.2.2** Испытания необходимо повторять до получения удовлетворительных результатов относительно:

- а) влажности;
- б) однородности смеси;
- в) прочности на сжатие.

**7.2.3** Одновременно с этим в рамках испытаний должно быть установлено минимальное время перемешивания, обеспечивающее хорошую однородность приготовленной смеси.

**7.2.4** Пробы для проверок должны быть отобраны из смеси, приготовленной при испытаниях, с целью проверки достижения требуемых характеристик, указанных в пункте 6.2.2.

## **7.3 Непосредственное приготовление смеси**

**7.3.1** Запрещается приготовление смеси на установках, не обеспечивающих соблюдение отклонений, предусмотренных пунктом 7.1.3, или где дозирующие устройства, которыми они оснащены, неисправны.

**7.3.2** Подрядчик несет постоянную ответственность за исправность дозирующих устройств, проверяя их по мере необходимости, но не реже одного раза в неделю.

**7.3.3** Количество воды, необходимое для приготовления смеси, корректируют в зависимости от естественной влажности заполнителей, чтобы при укладке обеспечивалась оптимальная влажность уплотнения, установленная в лаборатории, а также с учетом потерь воды при транспортировке от смесительной установки до места укладки.

**7.3.4** Количество цемента, вводимое в смесь, определяется рецептурой, установленной для каждого вида поставляемого цемента.

**7.3.5** Смешение материалов производится в смесительной установке до однородности смеси.

**7.3.6** Во избежание расслоения смесь природных заполнителей, цемента и воды помещается в бункер хранения материала, из которого выгружается в самосвал.

## **7.4 Контроль качества приготовленной смеси**

**7.4.1** Контроль качества приготовленной смеси, а также изготовление образцов для определения физико-механических характеристик смеси (степени уплотнения и прочности на сжатие) производят в соответствии с указаниями таблицы 13.



Таблица 13 – Контроль качества приготовленной смеси

№ п/п	Действие, процедура проверки или проверяемые характеристики	Минимальная частота		Метод определения по
		На смесительной установке	На месте укладки	
1	Проверка транспортных документов	-	При каждой доставке	-
2	Модифицированный метод Проктора	по каждому рецепту	-	SM SR EN 13286-2
3	Температура (при температуре воздуха от 0°C до 5°C и > 30°C)	каждые 2 часа для каждой установки	каждые 2 часа	-
4	Гранулометрический состав смеси	1 определение в смену, но не менее 1 определения на 500 м <sup>3</sup> .	-	SM EN 993-2
5	Влажность смеси для определения количества воды, необходимого для обеспечения оптимальной влажности уплотнения	не реже одного раза за смену и при изменениях погодных условий, которые могут изменить влажность	-	SM EN 1097-5
6	Проверка характеристик уплотнения: а. Влажность при уплотнении б. плотность слоя, степень уплотнения	-	два образца на 1500 м <sup>2</sup> два образца на 1500 м <sup>2</sup>	SM SR EN 13286-2
7	Подготовка образцов для определения плотности и прочности на сжатие: в возрасте 7 дней в возрасте 28 дней	2 серии по 3 цилиндрических образца на 1500 м <sup>2</sup>	2 серии по 3 цилиндрических образца на 1500 м <sup>2</sup>	SM EN 12350-1

## 8 Устройство нижних слоев основания

### 8.1 Подготовительные работы

**8.1.1** К выполнению устройства нижнего слоя основания приступают только после приемки земляных работ или подстилающего слоя, или нижележащего слоя из балласта в соответствии с положениями технических условий на выполнение этих работ.

**8.1.2** Перед началом работ по устройству основания все машины и устройства, необходимые для производства работ, должны быть проверены и отрегулированы.

**8.1.3** Перед укладкой материалов слоев основания выполняются работы по отводу воды из подстилающего слоя или с верха земляного полотна - поперечные дрены на обочинах, продольные дрены на обочинах или под прикромочными лотками и в местах их соединения со слоем основания, а также и в других местах, предусмотренных для этих целей в проекте.

**8.1.4** В случае устройства нижнего слоя основания из щебня или из оптимальной щебеночно-песчаной смеси по всей ширине земляного полотна, как это предусмотрено в случае строительства автомагистралей или когда отвод воды предполагается осуществлять посредством сплошного дренирующего слоя, предварительно должна быть обеспечена возможность отвода воды за пределы рабочей поверхности, в любой точке трассы, не менее чем на 15 см выше кювета или выше поверхности земли в случае насыпей.

**8.1.5** В случае наличия нескольких источников поступления балласта или щебня должны быть приняты меры по недопущению смешивания заполнителей, разграничению участков производства работ в зависимости от используемого источника с фиксацией в журнале производства работ.

**8.1.6** При устройстве нижних слоев основания из природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, перед укладкой опорный слой должен быть увлажнен, особенно если он состоит из дренирующих материалов (при этом лужи должны быть устранены).

## **8.2 Экспериментальное устройство нижних слоев основания**

**8.2.1** Перед началом работ Подрядчик обязан провести пробную укладку нижних слоев основания, выполнив экспериментальный участок.

**8.2.2** В случае устройства нижних слоев основания из щебня или оптимальной щебеночно-песчаной смеси эксперименты проводятся для каждого типа слоя основания – нижний слой основания из крупного щебня фракции 31,5-63 мм на слое из балласта толщиной не менее 10 см или нижний слой основания из оптимальной щебеночно-песчаной смеси 0-63 мм на или без слоя из песка в зависимости от решения, предусмотренного в проекте.

**8.2.3** В случае устройства нижнего слоя основания из крупного щебня фракции 31,5-63 мм испытания следует проводить отдельно для нижнего слоя из балласта и отдельно для верхнего слоя из крупного щебня.

**8.2.4** В случае устройства нижнего слоя основания из щебня или оптимальной щебеночно-песчаной смеси эксперимент проводят на пробных участках длиной не менее 30 м и шириной не менее 3,50 м (двойная ширина катка). В случае устройства нижнего слоя основания из природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, длина экспериментального участка составит 50-100 м, а ширина составит ширину полосы движения.

**8.2.5** Целью проведения эксперимента в реальных условиях выполнения на строительной площадке является:

- достижение качественных характеристик уложенных заполнителей или смеси в соответствии с настоящим Кодексом;
- наладка машин и оборудования, используемого для укладки;
- проверка возможности выполнения нижнего слоя основания из щебня или оптимальной щебеночно-песчаной смеси проектной толщины в один или два слоя;
- определение толщины укладки смеси и условий уплотнения;
- определение состава звена катков и последовательности его работы, для достижения требуемой степени уплотнения.

**8.2.6** Пробное уплотнение на экспериментальных участках устройства нижнего слоя основания из щебня или оптимальной щебеночно-песчаной смеси будет производиться в присутствии Заказчика, осуществляя контроль уплотнения посредством лабораторных или полевых испытаний, в зависимости от обстоятельств, установленных взаимным соглашением.

**8.2.7** Если заданную степень уплотнения получить невозможно, Подрядчику придется провести новое испытание, после изменения толщины слоя или состава звена катков. Целью этих испытаний является установление параметров уплотнения, а именно:

- максимальная толщина нижнего слоя основания, которую можно выполнить на объекте;
- условия уплотнения (проверка эффективности катков).

**8.2.8** В случае укладки нижнего слоя основания из крупного щебня фракции 31,5-63 мм дополнительно необходимо определить состав звена катков, состоящего из легких и средних катков, минимальное число проходов этих катков для уплотнения без увлажнения до момента закрепления щебня фракции 31,5-63 мм и в продолжении минимального числа проходов, после укладки в два захода щебня средней крупности фракции 16-25 мм, до получения оптимального заклинки.

**8.2.9** Уплотнение в этом случае считается законченным, если валец катка массой от 10 до 13 тонн больше не оставляют следов на поверхности основания из щебня, а положенная перед катком щебенка размером около 40 мм, не проникает в слой основания, а раздавливается, при этом слой основания не подвергается смещениям или деформациям.

**8.2.10** Для оснований из природных заполнителей, стабилизированных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, следует указать способ укладки, толщину укладки и условия уплотнения.

**8.2.11** Часть выполненного участка, показавшая наилучшие результаты, будет служить эталонным участком для остальных работ.

**8.2.12** Характеристики, полученные на экспериментальном участке, должны быть зарегистрированы в журнале производства работ для отслеживания качества выполняемых работ.

### **8.3 Выполнение слоев основания из щебня или оптимальной щебеночно-песчаной смеси**

#### **8.3.1 Основания из крупного щебня фракции 31,5-63 мм на слое балласта**

##### **8.3.1.1 Выполнение нижнего слоя из балласта**

**8.3.1.1.1** На принятое земляное плотно укладывают и разравнивают один слой балласта, толщиной, полученной на опытном участке, чтобы после уплотнения получилось 10 см. Укладка и выравнивание будут выполняться по шаблону с соблюдением ширины и уклонов, предусмотренных проектом.

**8.3.1.1.2** Количество воды, необходимое для обеспечения оптимальной влажности уплотнения, определяется лабораторией объекта с учетом влажности заполнителя и добавляется путем разбрызгивания. Распыление должно быть равномерным, не допуская местного переувлажнения.

**8.3.1.1.3** Уплотнение слоев основания должно производиться звеном катков, установленным на экспериментальном участке, с соблюдением комплектации звена, скорости уплотнения и технологии.

**8.3.1.1.4** На дорогах, где слой основания выполнен не по всей ширине земляного полотна, обочины выполняют и уплотняют вместе со слоем основания так, чтобы слой основания был неразрывно ограничен обочинами, обеспечивая при этом водоотводные мероприятия, согласно пункту 8.1.3.

**8.3.1.1.5** Неровности, возникшие при уплотнении слоя основания или оставшиеся после уплотнения, исправляют досыпкой заполнителя и повторно уплотняют.

**8.3.1.1.6** Поверхности с неровностями более 4 см должны быть засыпаны, выровнены и затем снова уплотнены.

**8.3.1.1.7** Выполнение слоя основания из замерзшего балласта запрещается.

**8.3.1.1.8** Запрещается также укладка балласта на основание, покрытое слоем снега или льда.

##### **8.3.1.2 Выполнение верхнего слоя из крупного щебня 31,5-63 мм**

**8.3.1.2.1** Крупный щебень укладывают только после приемки нижнего слоя балласта, который перед укладкой увлажняется.

**8.3.1.2.2** Щебень укладывают и уплотняют всухую поэтапно. До момента заклинки щебня уплотнение производят гладковальцовыми катками массой 6 тонн, после чего работу продолжают шинными или вибрационными катками массой 10-14 тонн. Количество проходов звена катков соответствует установленному на экспериментальном участке.

**8.3.1.2.3** После окончания уплотнения щебень заклинивается щебнем 16-22,4 мм, который уплотняется, а затем пустоты, оставшиеся после заклинки, заполняются отсевом щебня или песком 0-8 мм.

**8.3.1.2.4** До момента укладки следующего слоя выполненный таким образом слой основания из крупного щебня покрывают защитным материалом (зернистым песком или отсевом).

**8.3.1.2.5** В случае, если верхний слой выполняется из щебня или цементобетона, заполнение пустот и защиту слоя основания из крупного щебня не производят.

### **8.3.1.3 Слои основания из оптимальной щебеночно-песчаной смеси**

**8.3.1.3.1** На принятом земляном полотне, выполненным из связных грунтов и на котором в проектах не предусмотрено улучшение верха земляного полотна или устройство подстилающих слоев, предварительно устраивается дополнительный слой из песка толщиной 7 см.

**8.3.1.3.2** Укладку и выравнивание песка производят по шаблону с соблюдением предусмотренных проектом ширины и уклонов слоя основания.

**8.3.1.3.3** Уложенный песок увлажняют опрыскиванием и уплотняют.

**8.3.1.3.4** На выполненный слой из песка асфальтоукладчиком укладывают оптимальную щебеночно-песчаную смесь с возможным добавлением количества воды, соответствующего оптимальной влажности уплотнения.

**8.3.1.3.5** Укладку и выравнивание производят по шаблону с соблюдением предусмотренных проектом ширины и уклонов.

**8.3.1.3.6** Необходимое количество воды для обеспечения оптимальной влажности уплотнения определяется лабораторией объекта с учетом влажности заполнителя и вносится равномерным разбрызгиванием, избегая местного переувлажнения.

**8.3.1.3.7** Уплотнение слоя основания производят звеном катков, установленным на экспериментальном участке, с соблюдением состава звена и скорости движения катков.

**8.3.1.3.8** На дорогах, где слой основания выполнен не на всю ширину земляного полотна, обочины заполняют и уплотняют вместе со слоем основания так, чтобы он неразрывно ограничивался обочинами, обеспечивая при этом водоотводные мероприятия, согласно пункту 8.1.3.

**8.3.1.3.9** Неровности, возникающие при уплотнении или оставшиеся после уплотнения слоя основания из крупного щебня или из оптимальной щебеночно-песчаной смеси, исправляют досыпкой и повторным уплотнением.

**8.3.1.3.10** Поверхности с неровностями более 4 см разрыхляют по правильным контурам, на всю толщину слоя, засыпают однотипным материалом, выравнивают и затем снова уплотняют.

**8.3.1.3.11** Запрещается выполнять слой основания из замерзшей оптимальной щебеночно-песчаной смеси. Запрещается также укладывать оптимальную щебеночно-песчаную смесь на земляное полотно, покрытое слоем снега или льда.

### **8.3.1.4 Контроль качества уплотнения слоя основания**

**8.3.1.4.1** При выполнении слоев основания из балласта и из крупного щебня 31,5-63 мм или из оптимальной щебеночно-песчаной смеси должны производиться проверки и определения, указанные в таблице 14, с периодичностью, указанной в той же таблице.

**8.3.1.4.2** Несущая способность на поверхности слоя основания определяется путем измерений прогибомером или другими стандартизированными или утвержденными методами, принятыми Заказчиком, когда измерение несущей способности прогибомером не представляется возможным из-за стесненных условий.

**Таблица 14 – Характеристики для проверки слоев основания из щебня или оптимальной щебеночно-песчаной смеси**

№ п/п	Определение, процедура проверки или характеристики, подлежащие проверке	Минимальные частоты на месте производства работ	Методы проверки по
1.	Модифицированный метод Проктора: - слой из балласта - слой из оптимальной щебеночно-песчаной смеси	-	SM SR EN 13286-2
2.	Определение влажности уплотнения: - слой из балласта - слой из оптимальной щебеночно-песчаной смеси	минимум 3 пробы на площадь слоя 2000 м <sup>2</sup>	SM EN 1097-5
3.	Определение толщины уплотняемого слоя: - все типы слоев	минимум 3 пробы на площадь слоя 2000 м <sup>2</sup>	-
4.	Определение степени уплотнения путем объемных определений на месте: - слой из балласта - слой из оптимальной щебеночно-песчаной смеси	1 испытание на каждые 200 м дороги (полосы движения) или 1500 м <sup>2</sup> поверхности дороги	SM ASTM D2167 или Приложение А
5.	Проверка уплотнения испытанием щебенкой, подвергающейся раздавливанию перед катком	минимум 3 пробы на площадь слоя 2000 м <sup>2</sup>	пункт 10.2.1
6.	Определение несущей способности на поверхности слоя основания: - все виды слоев основания	в двух точках, расположенных в поперечных профилях на расстоянии 10 м друг от друга для каждой полосы шириной 7,5 м	Приложение В или Приложение С

## **8.4 Укладка смеси природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими**

### **8.4.1 Транспортировка смеси**

**8.4.1.1** Смесь природных заполнителей, укрепленных цементом, доставляют к месту проведения работ самосвалами.

**8.4.1.2** В жаркую погоду и во время дождя смесь необходимо защищать, накрывая брезентом, во избежание изменения ее влажности.

**8.4.1.3** Объем доставки должен быть достаточным для обеспечения непрерывной работы смесительной установки и звена укладки.

### **8.4.2 Укладка смеси**

#### **8.4.2.1 Укладка и выравнивание**

**8.4.2.1.1** Укладку и выравнивание смеси необходимо производить таким образом, чтобы достичь следующих целей:

а) соблюдение допустимых отклонений ровности для каждого отдельного слоя;

- b) обеспечение предусмотренной проектом толщины каждого слоя в любой его точке;
- c) получение соответствующей поверхности.

**8.4.2.1.2** Укладку и выравнивание природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, производят автогрейдером или механическими виброукладчиками.

**8.4.2.1.3** Укладку осуществляют в один слой, толщиной до 15 см.

**8.4.2.1.4** В случае оснований толщиной более 15 см, устраиваемых из двух и более слоев, укладка производится в соответствии с техническим проектом.

**8.4.2.1.5** Максимальная толщина подсыпки устанавливается Подрядчиком на экспериментальном участке в ходе контрольного уплотнения.

**8.4.2.1.6** Особое внимание следует уделять продольным рабочим стыкам. Укладку двух соседних слоев, выполняемую в один и тот же день, необходимо производить в течение двух часов, чтобы обеспечить непрерывность слоя основания. Край ранее уложенного слоя должен быть вертикальным. Обрезку и удаление внутренних кромок (по направлению к осевой линии дороги и/или в местах выполнения дополнительных соседних слоев) необходимо производить таким образом, чтобы обеспечить равномерное уплотнение по всей ширине проезжей части.

**8.4.2.1.7** Выполненные продольные стыки должны быть защищены полиэтиленовой пленкой или другим подобным материалом во избежание проникновения в стык инородных тел.

**8.4.2.1.8** При выполнении поперечных рабочих стыков для получения вертикальной кромки слоя, излишки материала необходимо срезать и удалять.

**8.4.2.1.9** Укладка и выравнивание производится по проектным отметкам, для чего производится закрепление отметок за пределами рабочей поверхности, в случае выравнивания автогрейдером, или боковых направляющих и копирных струн для асфальтоукладчиков с электронными датчиками.

**8.4.2.1.10** При выполнении слоев дорожных одежд из природных заполнителей, стабилизированных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, особенно при выполнении смешения на дороге, особое внимание необходимо уделять влажности уложенного материала. Необходимо учитывать, что при укладке (транспортировке, разгрузке, планировке) природных заполнителей происходит потеря влаги от 1,5 до 3,5 %; при введении компонентов мелкодисперсной формы, таких как цемент, известняковая мука и т.п., потеря влаги составляет от 0,5 до 3,0 %; при естественных погодных условиях (солнце, ветер и т.п.) потеря влаги составляет от 0,5 до 1,5%.

**8.4.2.1.11** До проведения уплотнения необходимо обеспечить оптимальную влажность дорожного слоя из природных заполнителей, стабилизированных цементом или гидравлическими вяжущими, путем измерения влажности на всю глубину экспресс-методом (влажмером) каждые 10 м, и предпринятия соответствующих мер.

## **8.4.2.2 Уплотнение**

**8.4.2.2.1** Пробное уплотнение на экспериментальном участке должно проводиться в присутствии Заказчика, выполняя контроль уплотнения посредством лабораторных испытаний, установленных по взаимному согласию и выполняемых авторизированной/аккредитованной специализированной лабораторией.

**8.4.2.2.2** Оборудование для уплотнения, установленное в ходе проведенных пробных испытаний, должно быть одобрено Заказчиком до начала уплотнения.

**8.4.2.2.3** Каток, рекомендуемый для уплотнения природных заполнителей, укрепленных цементом, должен иметь следующие характеристики:

- тандемный каток с металлическими барабанами, вибрирующими планками с минимальной собственной массой 10 тонн на каждый барабан;

- пневмоколесный каток с минимальной собственной массой 18 тонн и минимальным давлением в шинах 5 бар.

**8.4.2.2.4** Звено катков, сформированное на экспериментальном участке, должно быть предусмотрено в технологии выполнения работ, утвержденной Заказчиком, что должно соблюдаться на протяжении всего выполнения работ.

**8.4.2.2.5** В случае выполнения слоев, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, в местах, недоступных для катков (особенно вдоль бордюров, вокруг ливнеприемников или люков колодцев, уширений дорог и т.п.), уплотнение производят вибротрамбовками.

**8.4.2.2.6** Качество уплотнения оценивают по минимально достигнутой степени уплотнения, которая должна соответствовать значениям, представленным в пункте 9.2.1.

**8.4.2.2.7** В случаях, когда заданная степень уплотнения не может быть достигнута, Подрядчик должен провести новое испытание после изменения толщины слоя или используемого катка.

Целью этих испытаний является установление параметров уплотнения, а именно:

- такой толщины отсыпаемого слоя до уплотнения, чтобы после уплотнения были достигнуты толщина слоя и степень уплотнения, требуемые техническим заданием или проектом;
- условия уплотнения (проверка эффективности предлагаемого оборудования).

**8.4.2.2.8** Для достижения высокой плотности необходимо, чтобы уплотнение было завершено до начала схватывания. Это условие обуславливает необходимость добавления в смесь замедлителя схватывания, особенно в жаркую погоду. Рекомендуется использовать замедлитель схватывания, чтобы обеспечить правильное выполнение продольных стыков.

**8.4.2.2.9** Края слоев из натуральных заполнителей, укрепленных цементными или дорожными гидравлическими вяжущими, должны быть хорошо уплотнены одновременно со всем слоем стабилизированных природных заполнителей.

**8.4.2.2.10** Уплотнение должно осуществляться следующим образом:

- каток (без вибраций) первоначально должен передвигаться примерно 1/3 своей ширины по обочине и 2/3 по слою укрепленных природных заполнителей;
- после каток (тоже без вибрации) должен лишь проходить по слою укрепленного материала так, чтобы каждый предыдущий след перекрывается на 1/3 ширины барабана.

**8.4.2.2.11** Если уплотнение обочин производится до укладки слоя из укрепленных природных заполнителей, принимаются меры по обеспечению отвода воды со всей поверхности дороги.

### **8.4.2.3 Мероприятия при неблагоприятных погодных условиях**

**8.4.2.3.1** Слои из натуральных заполнителей, укрепленных цементом или гидравлическими вяжущими, в исключительных случаях могут устраиваться при температуре ниже +5°C, но выше 0°C и при осуществлении постоянного и особо строгого контроля со стороны Подрядчика и Заказчика.

**8.4.2.3.2** Использование смерзшихся природных заполнителей запрещается.

**8.4.2.3.3** Запрещается укладывать смесь заполнителей на опорный слой, покрытый снегом или льдом.

**8.4.2.3.4** Транспортировка смеси заполнителей осуществляется быстродвижущимися транспортными средствами, оснащенными теплоизоляцией, при этом необходимо избегать больших расстояний перевозки и остановок по маршруту следования.

**8.4.2.3.5** После выполнения слоя из укрепленных натуральных заполнителей его поверхность немедленно защищают, накрывая брезентом или матами, так, чтобы обеспечить над уложенным слоем слой неподвижного неветилируемого воздуха, 3 - 6 толщиной см, с температурой на поверхности не ниже +5°C в течение 7 дней.

**8.4.2.3.6** При температуре выше 35°C поверхность слоя натуральных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, следует защитить битумной эмульсией, наносимой в два последовательных слоя.

#### **8.4.2.4 Защита слоев дорожных одежд из природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими**

**8.4.2.4.1** Во избежание испарения воды поверхность слоя из натуральных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, на время не менее семи суток (время, в течение которого по этому слою не осуществляется движение транспорта) защищают песком, толщиной примерно 1,5 - 3 см во влажном состоянии или защитной пленкой, из катионной битумной эмульсии по SM EN 13808 или водоразбавляемого плёнкообразующего материала.

**8.4.2.4.2** Защитные пленки наносятся сразу после окончания уплотнения на свежий и влажный слой.

**8.4.2.4.3** Верхний слой основания из натуральных заполнителей, укрепленных цементом, в случае устройства новых дорожных одежд, имеющих асфальтобетонные покрытия, защищают согласно положениям таблицы 15.

**Таблица 15 – Методы защиты**

Следующий слой или покрытие	Новая дорожная одежда
Без *)	Двойная поверхностная обработка
Асфальтобетонный слой, который будет выполнен через короткий промежуток времени (15 дней).	Защитная обработка битумной эмульсией
Асфальтобетонный слой, который будет выполнен через более длительный период времени	Одиночная поверхностная обработка
*) На дорогах с легким и очень легким движением	

**8.4.2.4.4** Нижний слой основания из натуральных заполнителей, укрепленных цементом или гидравлическими вяжущими, в случае жестких дорожных одежд должен быть защищен в соответствии с предыдущими положениями, с последующим устройством цементобетонного покрытия через минимум 7 дней.

**8.4.2.4.5** Если нижний слой основания должен выдерживать интенсивное движение транспорта, защитная обработка битумной эмульсией недостаточна, в данном случае необходимо устройство поверхностной обработки, как указано в таблице 15.

**8.4.2.4.6** Верхний слой наносят до начала схватывания цемента или при достижении 70 % прочности через 28 суток.

**8.4.2.4.7** Укрепленный слой не должен оставаться незащищенным в зимний период. По крайней мере, первый слой проектируемого дорожного покрытия должен быть уложен поверх укрепленного слоя.

#### **8.4.2.5 Контроль качества уложенной смеси природных заполнителей, укрепленной цементом или дорожными гидравлическими вяжущими**

**8.4.2.5.1** Контроль качества уложенной смеси природных заполнителей, укрепленной цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, производится в соответствии с положениями таблицы 16.



**Таблица 16 – Характеристики уложенной смеси природных заполнителей, укрепленной цементом или дорожными гидравлическими вяжущими подлежащие проверке**

№ п/п	Определение, метод контроля и/или проверяемые характеристики	Минимальная частота	Метод определения по
1	Определение прочности на сжатие цилиндрических образцов в возрасте 7 суток 28 суток	3 цилиндрических образца на 1500 м <sup>2</sup> 3 цилиндрических образца на 1500 м <sup>2</sup>	SM EN 12390-3
2	Отбор кернов для определения прочности на сжатие	1 керна на 2500 м <sup>2</sup> слоя (по требованию приемочной комиссии или Заказчика)	SM EN 12504-1
3	Определение толщины слоя	- каждые 200 п.м, во время выполнения - на извлеченных кернах	-
4	Плотность дорожного слоя, для расчета степени уплотнения	минимум две точки на 1500 м <sup>2</sup>	SM SR EN 13286-2

## 9 Технические условия. Правила и методы проверки

### 9.1 Геометрические элементы

**9.1.1** Толщина нижнего слоя основания из щебня или из оптимальной щебеночно-песчаной смеси должна соответствовать проектной. Предельные отклонения по толщине могут составлять максимум  $\pm 20$  мм.

Толщину проверяют с помощью градуированного металлического стержня, которым прокалывают готовый слой через каждые 200 м или каждые 1500 м<sup>2</sup> поверхности дороги.

Толщина нижнего слоя основания представляет собой среднее значение измерений, полученных на каждом участке дороги, подлежащем приемке.

**9.1.2** Толщина слоя из натуральных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, должна соответствовать предусмотренной проектом. Предельные отклонения по толщине составляют: -10 мм; +20 мм.

Проверка толщины нижнего слоя основания производится непосредственными измерениями по краям выполненных полос через каждые 200 м.

Толщина слоя представляет собой среднее значение измерений, полученных на каждом участке, подлежащем приемке.

**9.1.3** Ширина слоев из натуральных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, должна соответствовать проектной.

Предельные отклонения по ширине могут составлять:

- a)  $\pm 5$  см для слоя из щебня или оптимальной щебеночно-песчаной смеси;
- b)  $\pm 2$  см для слоев из природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими.

Проверка ширины выполнения будет осуществляться по поперечным профилям проекта.

**9.1.4** Поперечный уклон слоя неукрепленных или укрепленных материалов должна соответствовать уклону дорожного покрытия, предусмотренного проектом.

Предельные отклонения уклона могут отличаться на  $\pm 0,4\%$  от значения уклона, указанного в проекте и измеряются с интервалом в 25 м.

**9.1.5** Уклоны продольного профиля слоя из неукрепленных или укрепленных материалов должны соответствовать проекту. Предельные отклонения от проектных отметок могут составлять  $\pm 10$  мм.

## **9.2 Условия уплотнения**

**9.2.1** Нижние слои основания из крупного щебня фракции 31,5-63 мм необходимо уплотнять до достижения максимального сцепления заполнителей, что проверяют дроблением камня той же петрографической природы, что и щебень, использованный при выполнении слоев и размером около 40 мм, положенным перед катком. Уплотнение считается достаточным, если камень дробится без смещений или деформаций слоя.

**9.2.2** Нижние слои основания из оптимальной щебеночно-песчаной смеси должны уплотняться до достижения следующей минимальной степени уплотнения от максимальной сухой плотности, определенной модифицированным методом Проктора, согласно SM SR EN 13286-2:

- a) для дорог I, II и III технических категорий:
- 100%, не менее чем в 95% количества точек измерения;
  - 98%, не более чем в 5% точек измерения на автомобильных дорогах и/или во всех точках измерения на дорогах II и III технической категории;
- b) для дорог IV и V технических категорий:
- 98%, не менее чем в 93% количества точек измерения;
  - 95%, во всех точках измерения.

**9.2.3** Степень уплотнения слоев основания и фундамента из природных заполнителей, стабилизированных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, в зависимости от технической категории дороги должна быть:

- a) для дорог I, II и III технических категорий:
- минимум 100% как минимум в 95% количества точек измерения;
  - не менее 98% не более чем в 5% точек измерения на автомобильных дорогах и/или во всех точках измерения для дорог II и III технической категории;
- b) для дорог IV и V технических категорий:
- минимум 98% минимум в 95% количества точек измерения;
  - не менее 95% во всех точках измерения для дорог соответствующей категории, площадок, парковок, укреплений, стояночных полос, укрепленных полос и обочин.

**9.2.4** Характеристики уплотнения (максимальная плотность в сухом состоянии и оптимальная влажность уплотнения) верхнего и нижнего слоев основания определяются модифицированным методом Проктора согласно SM SR EN 13286-2 и соответствуют влажному диапазону кривой Проктора.

## **9.3 Характеристики поверхности нижнего слоя основания**

### **9.3.1 Характеристики поверхности слоя из щебня или оптимальной щебеночно-песчаной смеси**

**9.3.1.1** Проверка неровностей поверхности нижнего слоя основания проводится с помощью рейки длиной 3,00 м следующим образом:

- в продольном профиле проверка осуществляется по оси каждой полосы движения, и допускаемая неровность может составлять не более  $\pm 20$  мм по сравнению с проектными отметками;
- в поперечном профиле проверка проводится рядом с профилями, указанными в проекте и допускаемые неровности могут составлять максимум  $\pm 10$  мм, по сравнению с проектируемыми отметками.

**9.3.1.2** При наличии неровностей, превышающих предусмотренные настоящим Кодексом, поверхность основания корректируется.

### **9.3.2 Характеристики поверхности из природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими**

Проверка неровностей поверхности осуществляется с помощью рейки длиной 3,00 м следующим образом:

- в продольном профиле измерения производятся по оси каждой полосы движения, допускаемая неровность составляет  $\pm 10$  мм.
- в поперечном профиле проверка проводится рядом с профилями, указанными в проекте и допускаемые неровности составляют  $\pm 9$  мм.

**ПРИМЕЧАНИЕ** - Для реабилитации/модернизации дорог IV и V технической категории и улиц III и IV категории, а также для частей поперечного профиля, движение по которым не осуществляется (например, разделительной полосы движения) или движение по которым случайно, слой заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими, можно выполнить и на месте при соблюдении следующих условий:

- существующее дорожное покрытие имеет достаточную несущую способность и толщину, чтобы в проекте можно было указать использование его части в качестве верхнего слоя основания, укрепленного цементом;
- испытания, проведенные на экспериментальном участке, должны продемонстрировать, что слой, полученный стабилизацией, удовлетворяет указанным ранее условиям, для верхнего или нижнего слоя основания.

## **10 Приемка работ**

### **10.1 Приемка скрытых и/или на определяющих этапах работ**

**10.1.1** Приемка скрытых и/или на определяющих этапах работ осуществляется, согласно [1], CP A.08.01, при полном завершении всех работ, предусмотренных документацией и проведением всех проверок.

**10.1.2** По результатам проверок составляется акт о приемке скрытых работ и/или на определяющих этапах работ, в котором подтверждается возможность перехода к выполнению следующего этапа.

**10.1.3** Приемка определяющих этапов осуществляется Заказчиком, Подрядчиком, Проектировщиком с участием представителя Строительной инспекции, а документ, составленный по результатам приемки, должен быть подписан участвующими ответственными лицами.

**10.1.4** Акты приемки о качестве различных промежуточных этапов работ составляются заранее, эти документы составляются и подписываются Заказчиком и Подрядчиком и предоставляются приемочной комиссии, принимающей определяющие этапы.

### **10.2 Приемка по окончании работ**

Приемка по окончании работ производится за весь объем работ, согласно Правилам приемки строительных работ и установленного оборудования [2].

### **10.3 Окончательная приемка**

**10.3.1** Окончательная приемка нижнего и верхнего слоев основания из природных заполнителей, укрепленных цементом, производится одновременно с окончательной приемкой всех дорожных работ, после истечения гарантийного срока выполненных работ.

**10.3.2** Окончательная приемка должна осуществляться в соответствии с Положением о приемке строительных работ и установленного оборудования [2].

## Приложение А

(обязательное)

### Определение плотности дорожных слоев в полевых условиях методом замещения объема

#### А.1 Область применения

**А.1.1** Настоящее приложение к Кодексу устанавливает методику определения в полевых условиях плотности (степени уплотнения) материала земляного полотна, слоев дорожных одежд из несвязных грунтов и сыпучих материалов с максимальной крупностью зерен 50 мм, используя пескозагрузочный аппарат.

**А.1.2** Определение плотности производят в полевых условиях, для установления степени уплотнения земляного полотна, подстилающих слоев, а также верхних и нижних слоев основания, состоящих из:

- механически укрепленного грунта;
- природных заполнителей, укрепленных гидравлическими вяжущими (в том числе пуццолановыми);
- балласта, оптимальной щебеночно-песчаной смеси;
- природных заполнителей (песок, балласт, щебень).

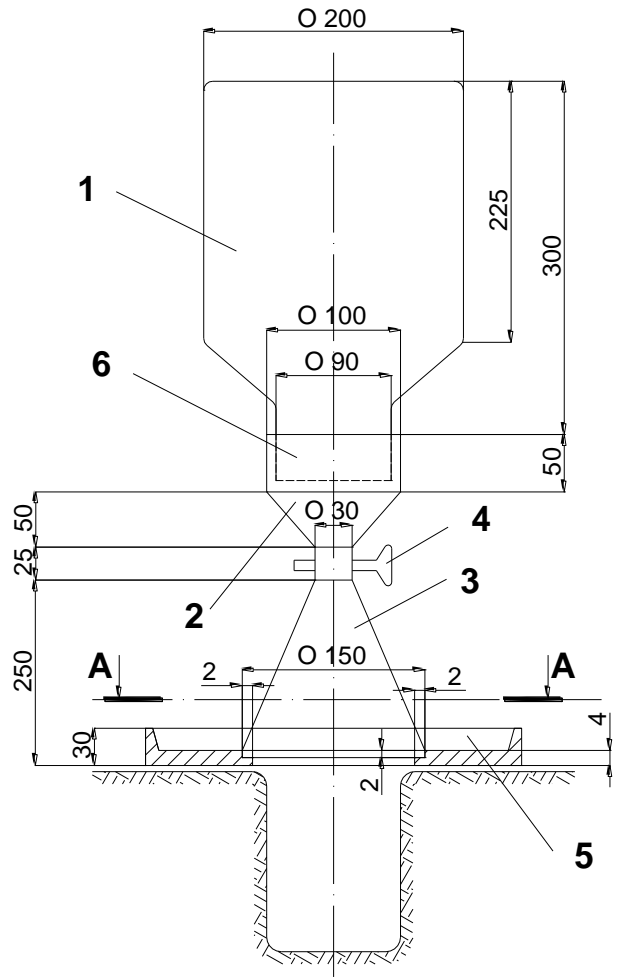
#### А.2 Принцип метода

Принцип метода состоит в определении плотности путем соотнесения массы количества материала, отобранного из слоев дороги, с его объемом, определяемым посредством отмеренного количества песка, 0,63 - 2,0 мм.

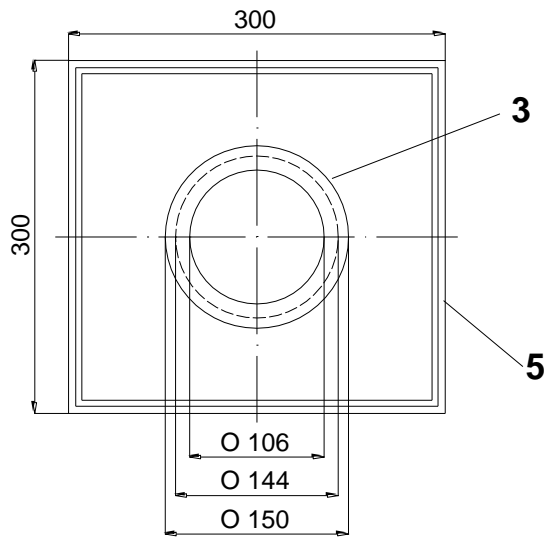
#### А.3 Аппаратура

**А.3.1** Оборудование и материалы состоят из:

- а) пескозагрузочного аппарата, рисунок А.1, состоящего из:
- пескобака (1) вместимостью 3 - 5 дм<sup>3</sup>;
  - съемного элемента, состоящего из металлических конусов (2) и (3), сообщающихся друг с другом через металлическую задвижку (4). Конуса (2) соединенного резьбовым соединением с горлышком пескобака (1), конуса загрузочной камеры (3) обеспечивающего опирание прибора во время определения на металлической лист основания (5);
  - металлического листа основания (5), имеющего боковые кромки размерами, согласно рисунку. В середине металлической пластины (5) выполнено отверстие диаметром 150 мм, в нижней кромке отверстия выполнен вырез глубиной 2 мм, позволяющий плотно зафиксировать большой конус загрузочной камеры (3) на металлической пластине (5).
  - резинового уплотнительного кольца (6).
- б) Весов с номинальным пределом взвешивания не менее 1000 г и точностью  $\pm 1$  г.
- в) Технических весов I, с пределом взвешивания 500 г и точностью  $\pm 0,01$  г.
- г) Печи с постоянной температурой, регулируемой до  $105 \pm 5^\circ\text{C}$ .
- д) Молотка 1 кг, долота, емкости, металлических гвоздей, кисти, ложки.



**A - A**



1 – пескобак; 2 и 3 – металлические конусы; 4 – задвижка; 5 – металлической лист основания;  
6 - резиновое уплотнительное кольцо

**Рисунок А.1 - Пескозагрузочный аппарат**

## **А.4 Метод работы**

### **А.4.1 Калибровка оборудования**

**А.4.1.1** Подготавливают примерно 10 кг песка, фракции 0,63 - 2, промытого и высушенного.

**А.4.1.2** Определяется насыпная плотность (плотность в разрыхленном состоянии) песка ( $\rho_{ga}$ ), согласно SM SR EN 1097-3.

**А.4.1.3** Определяется масса песка ( $m_c$ ), занимающая объем конуса (3), следующим образом:

- пескобак (1) собранного устройства с закрытой задвижкой (4) заполняется примерно на 2/3 ее высоты песком, приготовленным согласно пункту А.4.1.1;
- взвешивается устройство без металлического листа основания и записывается масса ( $m_i$ );
- лист полиэтилена или бумаги размерами примерно 50 x 50 см кладется на ровную горизонтальную поверхность и устанавливается металлический лист основания (5) с устройством конуса так, чтобы край конуса (3) упирался в контур центрального отверстия пластины (6);
- полностью открывается задвижка (4) и закрывается после того, как песок из пескобака (1) полностью заполнит конус (3);
- поднимается прибор с металлическим листом основания и дается песку из конуса (3) стечь на лист;
- взвешивается устройство с оставшимся песком и записывается масса ( $m_j$ ). Разница между  $m_i$  и  $m_j$  представляет собой массу песка ( $m_c$ ), оставшуюся на пленке и занявшую объем, ограниченный поверхностью пленки и конусом (3).

### **А.4.2 Определение плотности слоев дорожной одежды**

**А.4.2.1** Число определений и точки измерения плотности дорожных слоев устанавливают в соответствии с условием минимального проведения одного обследования на 200 м дороги (полосы движения) или 1500 м<sup>2</sup> площади дороги и техническими условиями проекта выполнения работ.

**А.4.2.2** Выравнивается и очищается горизонтальная поверхность слоя в точке определения и устанавливается металлический лист основания (5), возможно закрепив его гвоздями.

**А.4.2.3** В полости отверстия листа основания выкапывают примерно цилиндрическую лунку диаметром 150 мм, на всю толщину слоя, не нарушая стенок лунки и взвешивают полученный материал, отмечая его массу ( $m_1$ ).

**А.4.2.4** Определяется содержание воды (влажности) ( $w$ ) материала в лунке по SM EN ISO 17892-1/A1.

**А.4.2.5** Взвешивается конусное устройство с пескобаком (1), наполненным песком, и записывается масса ( $m_2$ ).

**А.4.2.6** Закрепляется конусное устройство на металлическом листе основания и полностью открывается задвижка (4), которая закрывается после заполнения лунки и конуса (3) песком.

**А.4.2.7** Взвешивается устройство с остатком песка в пескобаке (1) и записывается масса ( $m_3$ ).

**А.4.2.8** Песок из лунки можно использовать повторно только после его подготовки в соответствии с условиями, указанными в пункте А.4.1.1.

**А.4.2.9** Схема работы с конусом и песком при выполнении операций, описанных в пунктах А.4.2.2 – А.4.2.8, представлена на рисунке А.2.

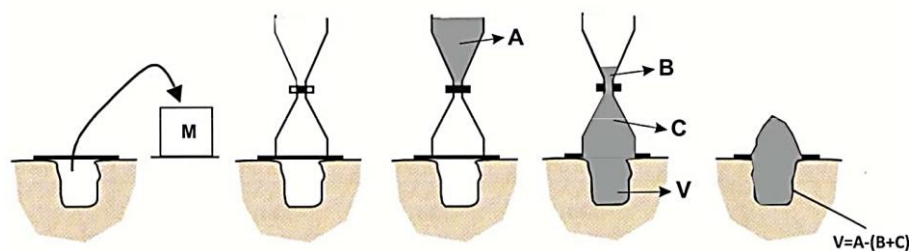


Рисунок А.2 - Схема работы с пескозагрузочным аппаратом и монозернистым песком

## А.5 Расчет

А.5.1 Объем лунки  $V$  рассчитывается по формуле:

$$V = \frac{m_2 - (m_3 + m_c)}{\rho_{ga}}, \quad (dm^3)$$

где:

$m_2$  - масса аппарата с песком фракции 0,63 - 2 до испытания, в килограммах;

$m_3$  - масса аппарата с песком после проведения испытания в килограммах;

$m_c$  - масса песка фракции 0,63 - 2 из конуса (3), определяемая как указано в пункте А.4.1.3, в килограммах;

$\rho_{ga}$  - насыпная плотность песка в рыхлом состоянии, определяемая как указано в пункте А.4.1.2, в килограммах на кубический дециметр.

А.5.2 Плотность в сухом состоянии  $\rho_d$  материала в слое определяют по формуле:

$$\rho_d = \frac{m_1}{V(1 + \frac{w}{100})}, \quad (kg/dm^3)$$

где:

$m_1$  - масса материала, полученного при рытье лунки, в килограммах;

$w$  - влажность материала, определяемая как указано в пункте А.4.2.1;

$V$  - объем лунки, рассчитанный как указано в пункте 5.1, в кубических дециметрах.

А.5.3 Степень уплотнения определяется отношением плотности  $\rho_d$  к максимальной плотности в сухом состоянии, установленной для соответствующего материала по SM SR EN 13286-2 и сравнивается со степенью уплотнения, указанной в рабочем проекте.

## А.6 Отчет об испытаниях

В отчет об испытаниях должны быть внесены как минимум следующие данные:

- дата проведения испытания;
- участок дороги;
- дорожный слой;
- результаты, полученные при калибровке аппарата ( $\rho_{ga}$  și  $m_c$ );
- результаты определения плотности слоев.

## Приложение В (обязательное)

### Определение несущей способности статическим штампом (Лукаса)

#### В.1 Объект, цель и область применения

**В.1.1** Настоящее Приложение к Кодексу устанавливает метод определения в полевых условиях несущей способности насыпей и слоев дорожных одежд из несвязных грунтов и сыпучих материалов с максимальной крупностью зерен 50 мм с использованием статического штампа.

**В.1.2** Целью испытания со статическим штампом Лукаса является оценка деформируемости или несущей способности испытуемого основания посредством статических модулей деформации  $E_v$  или модуля реакции  $K_0$ . Также с помощью этого метода можно оценить степень уплотнения грунта ( $D$ ) по соотношению  $E_{v2}/E_{v1}$ .

**В.1.3** Испытание на сжатие с использованием статического штампа представляет собой метод контроля, при котором измеряется осадка насыпи под жестким круглым штампом, который постепенно нагружают и многократно разгружают с помощью сжимающего устройства (гидравлического прессы). Средние нормальные напряжения под штампом  $\sigma$  и соответствующие осадки  $s$  каждой ступени нагружения представлены на диаграмме осадки на сжатие.

**В.1.4** Испытание штамповой установкой может проводиться на нежестком покрытии (кроме слоёв из асфальтобетона), основании и земляном полотне из укрепленных и неукрепленных вяжущими крупнозернистых, разнозернистых, и мелкозернистых материалов.

#### В.2 Нормативные ссылки

SM SR EN 10025-1:2010	Produse laminate la cald din oțeluri pentru construcții. Partea 1: Condiții tehnice generale de livrare
SM EN ISO 22081:2021	Specificații geometrice pentru produse (GPS). Tolerare geometrică. Specificații geometrice generale și specificații dimensionale generale
SM EN ISO 376:2015	Materiale metalice. Etalonarea mijloacelor de măsurare a forței utilizate pentru verificarea mașinilor la încercări monoaxiale
SM EN ISO 3650:2014/AC:2017	Specificații geometrice pentru produse (GPS). Etaloane de lungime. Cale plan-paralele

#### В.3 Термины и определения

Для целей настоящего Приложения к Кодексу применяются следующие термины и определения:

##### В.3.1

##### **общая деформация**

изменение геометрических параметров объекта под воздействием внешней нагрузки. Общая деформация включает в себя упругую (обратимую) и пластическую (необратимую) деформации

##### В.3.2

##### **упругая деформация (упругость)**

способность объекта на обратимое геометрическое изменение после прекращения воздействия внешних нагрузок. Упругая деформация объекта полностью исчезает после снятия с него нагрузки

##### В.3.3

##### **модуль общей деформации $E_{v1}$ , МН/м<sup>2</sup>**

величина, характеризующая как упругие, так и пластические свойства объекта при деформации от внешней нагрузки



**В.3.4****модуль упругой деформации (модуль упругости)  $E_{v2}$ , МН/м<sup>2</sup>**

величина, характеризующая упругие свойства объекта при деформации от нагрузки

**В.3.5****статическая штамповая установка (статический штамп)**

геолого-диагностическое оборудование, определяющее несущую способность исследуемого объекта в результате передачи статической нагрузки посредством гидроцилиндра через нагрузочную плиту.

**В.3.6****нагрузочная плита (штамп)**

плоский стальной элемент штамповой статической установки, определённой площади, распределяющий нагрузку на поверхность испытываемого объекта.

**В.4 Требования к средствам измерений и вспомогательным устройствам****В.4.1 Противовес**

В качестве противовеса может использоваться тяжёлая строительная техника, нагрузка от которой минимум на 10 кН больше максимальной, создаваемой штамповой установкой в результате испытания. Таким образом, противовес должен обеспечивать необходимый вес, чтобы сила, приложенная к поверхности штампа, не смещала его.

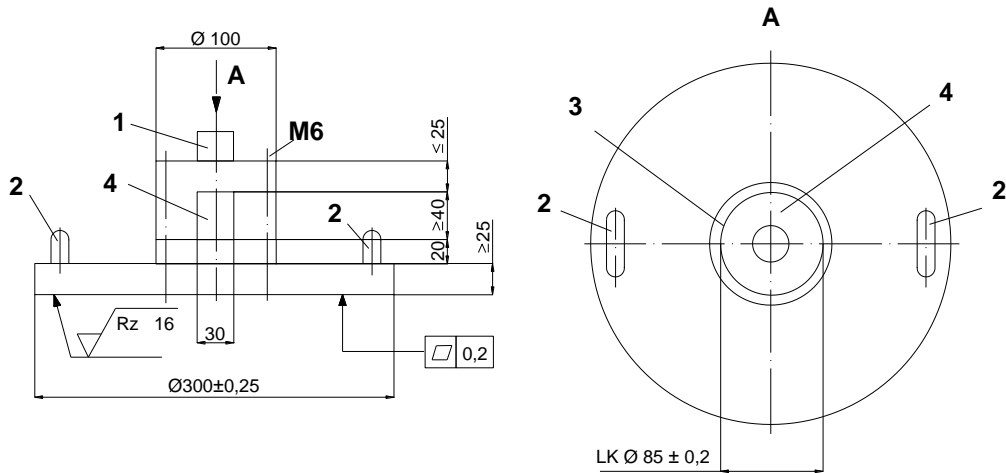
**В.4.2 Штаповая установка**

**Рисунок В.1 — Компоненты оборудования статического штампа**

### В.4.2.1 Нагрузочная плита

Нагрузочная плита представляет собой металлический диск с цилиндрической опорой по центру, для гидроцилиндра. В качестве материала для нагрузочной плиты штамповой установки применяется сталь марки S 355 JO по SM SR EN 10025-1, либо её аналог.

Технологические допуски для плоскостности и шероховатости нагрузочных плит должны соответствовать данным, приведенным на Рисунке В.2 и Рисунке В.3. Нагрузочная плита должна иметь две ручки для переноса (смотри Рисунок В.2).

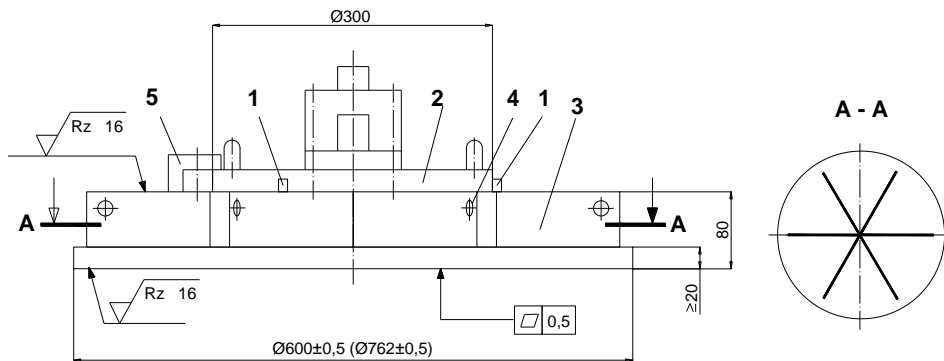


- 1 - центрирующая цапфа с поворотной головкой для гидроцилиндра; 2 - ручка для переноса плиты; 3 - окружность отверстия (например, 95 мм с тремя винтами М6 (равномерно распределенными по окружности отверстия)); 4 - туннель для измерения; Размеры указаны в миллиметрах с допуском  $\pm 0,2$  мм по SM SR ISO 22081

**Рисунок В.2 - Нагрузочная плита, диаметром 300 мм**

Нагрузочные плиты диаметром 300 мм должны иметь толщину не менее 25 мм.

Нагрузочные плиты диаметром 600 мм и 762 мм должны иметь толщину не менее 20 мм и изготавливаться с ребрами жесткости, расположенными симметрично по радиусу. Их верхняя поверхность, предназначенная для установки грузовой плиты диаметром 300 мм, должна быть плоскопараллельной нижней поверхности. Центрирующие упоры (штифты) и в данном случае зажимы служат для удерживания установленной плиты (смотри Рисунок В.3)



- 1 - центрирующие упоры для 300 мм нагрузочной плиты;  
 2 - нагрузочная плита диаметром 300 мм;  
 3 - ребра жёсткости, толщиной не менее 20 мм (а - расположение ребер жёсткости указано схематично и в уменьшенном виде);  
 4 - отверстия для переносящего устройства; 5 - три зажима  
 Размеры указаны в миллиметрах с допуском  $\pm 0,2$  мм по SM SR ISO 22081

**Рисунок В.3 - Нагрузочные плиты, диаметром 600 мм и 762 мм с ребрами жесткости**

#### В.4.2.2 Нагрузочное устройство

Нагрузочное устройство состоит из гидравлического насоса, связанного с гидравлическим цилиндром с помощью шланга высокого давления длиной минимум 2 м. Это устройство должно обеспечивать нагрузку и разгрузку нагрузочной плиты в отдельных ступенях нагружения.

Для беспрепятственной передачи усилия гидравлический цилиндр с двух сторон должен располагаться на шарнирах. Гидравлический поршень и его возможные удлинители размещены под противовесом, в центре плиты и под прямым углом к ней, предохраняя от опрокидывания.

Рабочий ход поршня гидроцилиндра должен быть не менее 150 мм.

Монтажная высота статической штамповой установки должна быть в рабочем состоянии не более 0,6 м. Для компенсации расстояния от гидроцилиндра до противовеса должны быть в распоряжении штатные удлиняющие элементы, которые обеспечивают возможность упора гидравлического цилиндра в противовес до 1 м.

#### В.4.2.3 Устройство для измерения нагрузки

Между нагрузочной плитой и гидравлическим цилиндром устанавливают механический или электрический динамометр. Динамометр должен показывать соответствующую нагрузку с пределом погрешности не более 1 % от максимальной нагрузки при испытании.

Разрешающая способность индикации показаний напряжения должна составлять для грузовой плиты диаметром 300 мм не менее 0,001 МН/м<sup>2</sup>, а для грузовых плит диаметром 600 мм или 762 мм не менее 0,0001 МН/м<sup>2</sup>.

#### В.4.2.4 Устройство для измерения осадки плиты

На Рисунке В.4 схематически представлено устройство для измерения осадки с поворотным щупом (см. Рисунок В.4а) и со щупом, перемещаемым по оси (см. Рисунок В.4 б).

Измерительное устройство с поворотным щупом пригодно только для испытаний в котлованах глубиной до 0,3 м. Измерительное устройство с осевым перемещением щупа может применяться для более глубоких котлованов.

Устройство для измерения осадки состоит из:

- несущего каркаса, расположенного на трех опорах (смотри позицию 2 на Рисунке В.4),
- вертикально перемещаемого щупа, устойчивого к кручению и изгибу (смотри позицию 4 на Рисунке В.4),
- датчика перемещения или стрелочного индикатора (смотри позицию 1 на Рисунке В.4).

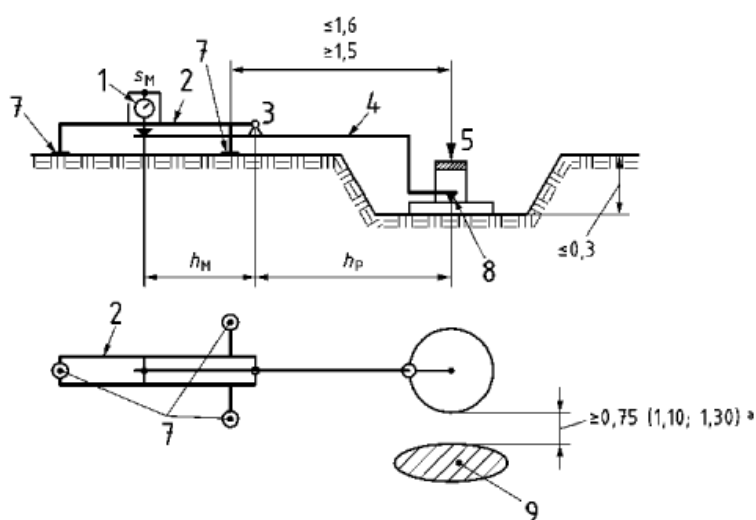
Расстояние от средней точки грузовой плиты до оси опор должно составлять не менее 1,5 м и не может превышать 1,6 м (см. Рисунок В.4).

Устройство измерения осадки работает по принципу «коромысла весов», подобно рычагу Бенкельмана, где соотношение плеч рычага ( $h_p/h_m$ ) очень важно.

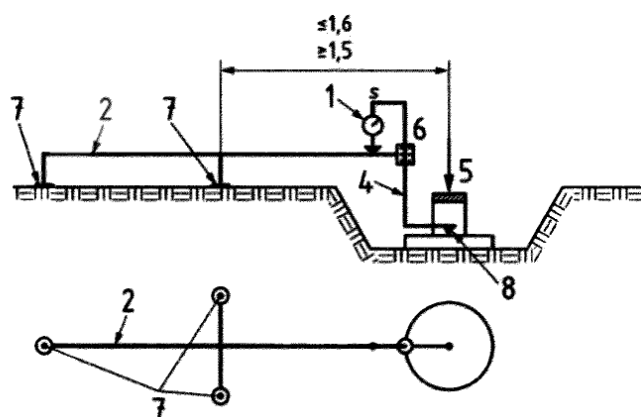
Соотношение длин рычагов  $h_p/h_m$  (смотри Рисунок В.4а) должно быть точно отрегулировано и зафиксировано во избежание изменения в процессе измерения. Соотношение длин рычагов  $h_p/h_m$  не должно быть более 2,0.

Устройство для измерения осадки должно обеспечить измерение осадки плиты с пределом погрешности не более 0,04 мм в области измерения до 10 мм при применении нагрузочной плиты диаметром 300 мм и 600 мм и в области измерения до 15 мм при применении нагрузочной плиты диаметром 762 мм.

Разрешающая способность индикации значений измерения должна составлять не более 0,01 мм.



а) Штамповая установка с подвижным рычагом.



б) Штамповая установка с перемещающимся по оси щупом в линейном подшипнике. Измерения осадки плиты при фиксированном соотношении длины рычагов 1:1.

- 1 - стрелочный индикатор или датчик перемещения; 2 - несущий каркас; 3 - точка вращения;  
 4 - щуп; 5 - нагрузка; 6 - линейный подшипник; 7 - опора; 8 - считывающее устройство;  
 9 - опорная поверхность противовеса. а - расстояние от нагрузочной плиты до опорной поверхности противовеса (смотри пункт В.6.2)  
 Размеры указаны в метрах с допуском  $\pm 0,01$  м.

#### Рисунок В.4 - Варианты исполнения штамповых установок

Допускается измерение осадки с применением альтернативного измерительного оборудования, если оно имеет, как минимум, одинаковую разрешающую способность индикации или одинаковый предел погрешности. Калибровку этого устройства для измерения осадки проводят по пункту В 8.4.2.

#### В.4.3 Вспомогательное оборудование

- 1) Лопата;
- 2) Щётка волосяная;
- 3) Линейки стальные длиной 500 мм или 1000 мм;
- 4) Кельма каменщика;
- 5) Шпатель;
- 6) Отвес;
- 7) Песок сухой средней крупности;
- 8) Гипс для строительных работ;
- 9) Масло индустриальное;
- 10) Прямоугольник;
- 11) Линейка секционная масштабная;

- 12) Средства индивидуальной защиты от ветра и солнца.

## **В.5 Требования к условиям измерений**

**В.5.1** Измерения должны производиться при температуре окружающего воздуха в интервале от 0 °С до 40 °С.

**В.5.2** Зерна более 1/4 диаметра нагрузочной плиты не должны находиться непосредственно под её подошвой. Для быстро высыхающих песков одинаковой крупности, либо грунтов, на поверхности которых образуется корка или поверхность которых размокает, а также в случаях, когда верхняя зона испытываемых грунтов разрушается каким-либо иным образом, разрушенную зону следует удалить перед проведением испытания.

**В.5.3** На мелкозернистых, пылеватых грунтах (ил, глина) испытание может быть проведено и оценено только в том случае, если они имеют твёрдую консистенцию. В противном случае консистенцию грунта, существенно влияющую на результат испытаний, проверяют на различной глубине до глубины  $h = 2 \times r$  ( $r$  = радиус нагрузочной плиты) под поверхностью места измерения.

**В.5.4** Если необходимо провести испытание на уровне ниже уровня земли, в открытых углублениях их проводят так, чтобы между вертикальными стенами углубления и краем плиты оставалось не менее 35 см (например, в случае использования плиты диаметром 300 мм углубление должно иметь размеры 100 x 100 см).

## **В.6 Порядок выполнения измерений**

### **В.6.1 Подготовка поверхности для испытания**

**В.6.1.1** Поверхность в месте укладки нагрузочной плиты необходимо выровнять, максимально насколько возможно, соответствующими вспомогательными средствами (мастерком каменщика, шпателем или передвигая и поворачивая грузовую плиту). Рыхлые части грунта следует удалить. Для выравнивания неровностей, в случае необходимости, наносят слой песка средней крупности или гипсовой кашицы толщиной в несколько миллиметров.

**В.6.1.2** Размещение плиты на испытываемой поверхности регулируют вращением пластины и легким постукиванием по ее поверхности. Горизонтальность плиты проверяется с помощью уровня.

### **В.6.2 Установка оборудования для штамповых испытаний**

**В.6.2.1** Испытательный автомобиль должен быть расположен на определенном расстоянии от места испытаний. Расстояние не должно превышать 1 м, а задняя балка грузовика должна располагаться непосредственно над нагрузочной плитой.

**В.6.2.2** Гидравлический цилиндр и его возможные удлинители устанавливают в середине нагрузочной плиты и перпендикулярно к ней под противовесом и фиксируют во избежание опрокидывания.

**В.6.2.3** Расстояние в свету между нагрузочной плитой и опорной поверхностью противовеса должно быть не менее 0,75 м для нагрузочной плиты диаметром 300 мм, не менее 1,10 м для нагрузочной плиты диаметром 600 мм и не менее 1,30 м для нагрузочной плиты диаметром 762 мм. Противовес следует зафиксировать для предотвращения смещения поперек направления приложения нагрузки.

**В.6.2.4** Необходимо обеспечить достаточную устойчивость нагружающего устройства.

**В.6.2.5** Эти требования действительны также для наклонных испытываемых поверхностей.

**В.6.2.6** Измерение осадки проводят с помощью стрелочного индикатора или датчика перемещения, а также с помощью альтернативной системы измерения (смотри пункт В.4.2.4).

**В.6.2.7** Для измерения осадки грузовой плиты устанавливают считывающее устройство (смотри Рисунок В.4) в середине грузовой плиты. Расстояние между опорой несущего каркаса и опорной поверхностью противовеса должно быть не менее 1,25 м. Датчик перемещения или стрелочный индикатор должен быть установлен вертикально по отношению к испытываемой поверхности (смотри Рисунки В.4а и В.4б).

**В.6.2.8** При установке нагрузочной плиты необходимо следить за тем, чтобы основание считывающего устройства для измерения осадки вводилось свободно в измерительный туннель цоколя нагрузочной плиты и размещалось в центре плиты.

**В.6.2.9** Устройство для измерения осадки должно быть защищено от попадания солнечных лучей и от ветра.

**В.6.2.10** Штамповая установка и противовес не должны испытывать вибрацию во время испытания.

### **В.6.3 Предварительное нагружение**

**В.6.3.1** Для стабилизации нагружающей пластины сначала прикладывают определенную нагрузку (0,035 МПа), затем показания стрелочного индикатора или датчика перемещения считывают и принимают за начальное расчетное значение пластины.

**В.6.3.2** Предварительно нагрузочные плиты диаметром 300 мм и 600 мм подвергают нагрузке 0,01 МН/м<sup>2</sup>, а нагрузочную плиту диаметром 762 мм — нагрузке 0,005 МН/м<sup>2</sup>, после создания этой предварительной нагрузки показания стрелочного индикатора или датчика перемещения устанавливают на ноль.

### **В.6.4 Проведение испытаний для определения модуля упругости, $E_v$**

**В.6.4.1** С целью определения модуля упругости необходимо провести испытание с двухэтапным нагружением: определением модуля общей деформации и модуля упругой деформации (модуля упругости).

**В.6.4.2** Необходимые ступени нагружения обеспечиваются при помощи гидроустановки и контролируются с помощью манометра. При контроле давления на поверхности плиты с помощью манометра необходимо учитывать, соответствие его шкалы соотношению диаметра поршня и диаметра плиты.

**В.6.4.3** При строительстве дорог для определения модулей деформации  $E_v$  испытание обычно проводят с плитой диаметром 300 мм, увеличивая нагрузку до нормального напряжения под пластиной  $\sigma_{max}$  - 0,5 МН/м<sup>2</sup>.

**В.6.4.4** Первый цикл нагружения осуществляется шестью ступенями нагружения с примерно одинаковыми интервалами нагружения до максимальной нагрузки  $\sigma_{max} = 0.50$  МН/м<sup>2</sup>. С помощью гидравлического насоса на каждой ступени нагружения приложенная нагрузка будет поддерживаться постоянной. Если по ошибке приложена нагрузка, превышающая предусмотренную, ее снижение не допускается и должно быть зафиксировано в протоколе испытаний.

**В.6.4.5** Время ожидания для каждой ступени нагружения должно составлять не менее 3 минут, но в случае, если осадка не стабилизировалась (увеличение осадки, регистрируемое после каждой минуты, превышает 0,05 мм), ступень нагружения сохраняется до стабилизации.

**В.6.4.6** Нагрузочную плиту разгружают в три ступени: 50 %, 25 % и 2 % от максимальной нагрузки  $\sigma_{max}$ . После снятия нагрузки проводят следующий цикл нагружения для определения модуля упругой деформации (модуля упругости)  $E_{v2}$ , однако только до предпоследней ступени цикла первичного нагружения, чтобы сохранить предварительную нагрузку.

**В.6.4.7** Если место, на котором проводится испытание, имеет низкую прочность (что может привести к неустойчивости установки) или если при увеличении нагрузки осадки превышают

5 мм (что указывает на приближение состояния отказа) испытание может быть прервано до достижения полной нагрузки.

**В.6.4.8** Схема ступеней нагружения для каждого цикла нагружения представлена в таблице В.1.

**Таблица В.1 - Схема ступеней нагружения для каждого цикла нагружения**

Ступени нагрузки - разгрузки $\sigma$ , MN/m <sup>2</sup>													
Первичное нагружение					Разгрузка			Вторичное нагружение					
0,08	0,16	0,25	0,33	0,42	0,50	0,25	0,125	0,01	0,08	0,16	0,125	0,33	0,42

**В.6.4.9** При приложении и снятии нагрузки следует начинать с изменения нагрузки до следующей ступени каждые 120 с после достижения значения предыдущей ступени нагружения. Для несущих слоев в дорожном строительстве время ожидания может быть сокращено до 60 с. Нагрузка на всех ступенях нагружения должна оставаться постоянной.

**В.6.4.10** В дорожном строительстве испытание статическим штампом проводят с применением нагрузочной плиты диаметром 300 мм. При этом нагрузку увеличивают до тех пор, пока под нагрузочной плитой не будет достигнуто нормальное напряжение 0,5 MN/m<sup>2</sup>. Если прежде получена осадка 5 мм, то измеренное при этом нормальное напряжение считается максимальным. При применении нагрузочной плиты диаметром 600 мм соответствующие предельные значения составляют 0,25 MN/m<sup>2</sup> и 8 мм, при применении нагрузочной плиты диаметром 762 мм соответственно 0,2 MN/m<sup>2</sup> и 13 мм.

**В.6.4.11** При необычных результатах испытаний, например, сильный перекося или значительное погружение нагрузочной плиты, грунт на месте испытания разрывают до глубины, соответствующей ее диаметру. Если при этом встречаются локальные неоднородности, например, грунты с различной консистенцией или камни, то это обязательно отмечают в протоколе испытаний.

**В.6.4.12** Испытание давлением следует прекратить при меньших нормальных напряжениях, если испытывают грунт с незначительной прочностью зерен (например, пористые вулканические породы) или если при повышении нагрузки сильное увеличение осадки показывает состояние, близкое к разрушению.

**В.6.4.13** Если при нагрузке по ошибке был использован более тяжелый груз, чем было предусмотрено, то его можно не уменьшать, а следует сохранить, отметив это в протоколе испытаний.

ПРИМЕЧАНИЕ - Для контроля вторичного цикла нагружения после ступенчатого полного снятия нагрузки может проводиться соответствующим образом третий цикл нагружения, однако, при этом создается сразу конечная нагрузка второго цикла без других промежуточных ступеней нагружения.

## В.7 Обработка результатов измерений

### В.7.1 Определение осадки плиты в зависимости от типа штампа

**В.7.1.1** Среднее нормальное напряжение  $\sigma$ , относящееся к каждой ступени нагружения и соответствующее считываемое показание  $S_M$  на стрелочном индикаторе или показания  $s$  на датчике перемещения заносят в протокол. Осадка нагрузочной плиты определяется для измерительных установок:

- по рисунку В.4b - показанием стрелочного индикатора;
- по рисунку В.4a - путем умножения величины осадки  $S_M$  на соотношение рычагов  $h_p/h_m$  по следующей формуле:

$$s = S_M \cdot \frac{h_p}{h_m} \quad (\text{В.1})$$

Нормальные напряжения и осадки представляют в табличном виде.

### В.7.2 Определение модуля общей деформации и модуля упругости

**В.7.2.1** Данные полученные в результате проведения измерений штамповой установкой с определением осадки грузовой плиты в зависимости от приложенной или снятой нагрузки заносятся в таблицу, по которой строится график с полиномиальными кривыми общей деформации при первичном нагружении, разгрузке и упругой деформации при вторичном нагружении (Рисунок В.5).

**В.7.2.2** Таким образом, кривые сжатия-осадки двух циклов нагружения являются основой для установления модулей деформации  $E_{v1}$  и  $E_{v2}$  (рисунок В.5). Их можно описать полиномом 2-й степени:

$$s = a_0 + a_1 \times \sigma_0 + a_2 \times \sigma_0^2 \quad (B.2)$$

где:

- $s$  - осадка в центре плиты, мм
- $\sigma_0$  - нормальное напряжение под плитой, MN/m<sup>2</sup>
- $a_0, a_1, a_2$  - константы полинома 2 степени.

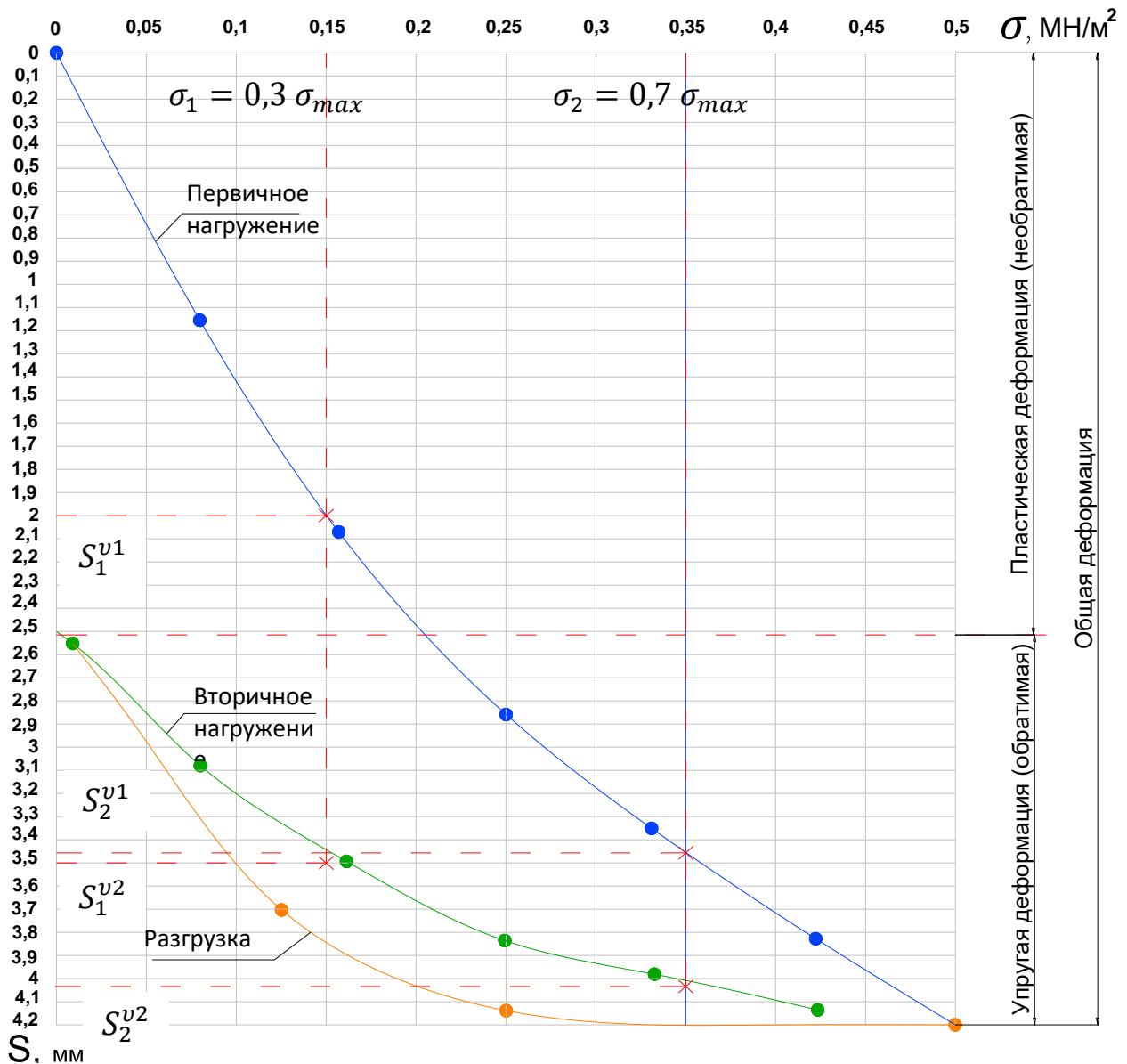


Рисунок В.5 - Расчетная модель модулей деформации  $E_{v1}$  и  $E_{v2}$  с использованием кривой сжатия-осадки



**В.7.2.3** Модуль деформации рассчитывается с использованием кривой сжатия-осадки между точками 0,3 и 0,7  $\sigma_{1 \max}$  и  $\sigma_{2 \max}$  соответственно (согласно SM EN 1997-2:2007. Еврокод 7: Геотехническое проектирование. Часть 2: Наземные испытания и исследования) по формуле:

$$E_v = \frac{\pi x D}{4} \times \frac{\Delta \sigma}{\Delta s} \times (1 - \nu^2) \quad (\text{B.3})$$

соответственно

$$E_v = 0,75 \times D \times \frac{\Delta \sigma}{\Delta s} \quad (\text{B.4})$$

где:

$E_v$  - модуль деформации (обозначается цифрой 1 – первый цикл, цифрой 2 – второй цикл нагружения), МН/м<sup>2</sup>;

$0,75 = \pi/4 \times (1 - \nu^2)$  - коэффициент, учитывающий площадь пластины, средний коэффициент Пуассона;

$D$  - диаметр пластины, мм;

$\nu$  - коэффициент Пуассона;

$\Delta \sigma$  - увеличение нагрузки;

$\Delta s$  - увеличение осадки.

Максимальная испытательная нагрузка составляет **0,5** МН/м<sup>2</sup>.

**В.7.2.4** Модуль общей деформации  $E_{v1}$  (МН/м<sup>2</sup>) определяют по формуле:

$$E_{v1} = 0,75 \cdot D \cdot \frac{\Delta \sigma^{v1}}{\Delta s^{v1}} \quad (\text{B.5})$$

где:

$0,75$  - коэффициент, учитывающий определение площади нагрузочной плиты и усреднённый коэффициент Пуассона для данного вида испытаний;

$D$  - диаметр нагрузочной плиты, м;

$\Delta \sigma^{v1}$  - приращение нагрузки нагрузочной плиты при первичном нагружении (30% и 70% от максимальной нагрузки), МН/м<sup>2</sup>;

$\Delta s^{v1}$  - приращение осадки нагрузочной плиты при первичном нагружении (30% и 70% от максимальной нагрузки), м.

**В.7.2.5** Приращение нагрузки нагрузочной плиты при первичном нагружении (30% и 70% от максимальных значений) определяется по формуле:

$$\Delta \sigma^{v1} = \sigma_2^{v1} - \sigma_1^{v1} \quad (\text{B.6})$$

где:

$\sigma_1^{v1}$  - 30% от максимальной нагрузки, при первичном нагружении, МН/м<sup>2</sup>;

$\sigma_2^{v1}$  - 70% от максимальной нагрузки, при первичном нагружении, МН/м<sup>2</sup>.

**В.7.2.6** Приращение осадки нагрузочной плиты при первичном нагружении (от 30% до 70% максимальной нагрузки),  $\Delta s^{v1}$  определяется по формуле:

$$\Delta s^{v1} = s_2^{v1} - s_1^{v1} \quad (\text{B.7})$$

где:

$s_1^{v1}$  - осадка нагрузочной плиты при первичном нагружении (30% от максимальной нагрузки), м;

$s_2^{v1}$  - осадка нагрузочной плиты при первичном нагружении (70% от максимальной нагрузки), м.

**В.7.2.7** Модуль упругости  $E_{v2}$  (МН / м<sup>2</sup>) определяется по формуле:

$$E_{v2} = 0,75 \cdot D \cdot \frac{\Delta\sigma^{v2}}{\Delta s^{v2}} \quad (\text{B.8})$$

где:

- $D$  - диаметр нагрузочной плиты, м;
- $0,75$  - коэффициент, учитывающий определение площади нагрузочной плиты и усреднённый коэффициент Пуассона для данного вида испытаний;
- $\Delta\sigma^{v2}$  - приращение нагрузки нагрузочной плиты вторичного нагружения при 30% и 70% от максимального ее значения, МН/м<sup>2</sup>;
- $\Delta s^{v2}$  - приращение осадки нагрузочной плиты вторичного нагружения при 30% и 70% нагрузке от максимальной, м.

**В.7.2.8** Приращение нагрузки нагрузочной плиты при вторичном нагружении (30% и 70% от максимального значения) определяется по формуле:

$$\Delta\sigma^{v2} = \sigma_2^{v2} - \sigma_1^{v2} \quad (\text{B.9})$$

где:

- $\sigma_1^{v2}$  - нагрузка в 30% от максимальной, при вторичном нагружении, МН/м<sup>2</sup>;
- $\sigma_2^{v2}$  - нагрузка в 70% от максимальной, при вторичном нагружении, МН/м<sup>2</sup>.

**В.7.2.9** Приращение осадки нагрузочной плиты при вторичном нагружении (от 30% до 70% максимальной нагрузки)  $\Delta s^{v1}$  (м) определяется по формуле:

$$\Delta s^{v2} = s_2^{v2} - s_1^{v2} \quad (\text{B.10})$$

где:

- $s_1^{v1}$  - осадка нагрузочной плиты при вторичном нагружении для нагрузки в 30% от максимальной, м;
- $s_2^{v1}$  - осадка нагрузочной плиты при вторичном нагружении для нагрузки в 70% от максимальной, м.

### **В.7.3 Определение модуля реакции $K_s$**

**В.7.3.1** Для определения модуля реакции  $K_s$ , необходимого параметра для расчета жестких дорожных конструкций, испытание обычно проводят с круглой нагрузочной плитой диаметром 762 мм.

**В.7.3.2** Первичная нагрузка 0,01 МН/м<sup>2</sup> поддерживается до тех пор, пока изменение осадки плиты не станет менее 0,02 мм/мин. Затем нагрузка увеличивается по ступеням нагружения 0,04 МН/м<sup>2</sup>; 0,08 МН/м<sup>2</sup>; 0,14 МН/м<sup>2</sup> и 0,20 МН/м<sup>2</sup> (смотри пример на рисунке В.5). На каждой степени нагружения ожидание длится, пока изменение осадки превышает 0,02 мм/мин. При разгрузке достаточно ввести промежуточную ступеньку 0,08 МН/м<sup>2</sup>.

**В.7.3.3** Напряжения сжатия и осадки должны быть представлены, как на рисунке В.5, что позволит получить характерную кривую осадки при сжатии.

**В.7.3.4** Модуль реакции определяется с использованием кривой осадки при сжатии (рисунок В.5) по формуле:

$$K_s = \frac{\sigma_0}{s^*} \quad (\text{B.11})$$

где:

$\sigma_0$  - нормальное напряжение под пластиной, соответствующее осадке  $s^* = 1,25$  мм, МН/м<sup>2</sup>;  
 $s^*$  - осадка, мм.

Если предполагаемая максимальная осадка не достигнута ( $s^* = 1,25$  мм), модуль реакции можно рассчитать по соотношению нагрузки  $\sigma_0 = 0,07$  МН/м<sup>2</sup> и осадки, соответствующей этой нагрузке.

ПРИМЕЧАНИЕ – В зависимости от формы кривой сжатия-осадки через касательную в точке перегиба этой кривой можно произвести поправку нулевой точки. В этом случае расчет будет привязан к скорректированной нулевой точке (смотри рисунок В.6, где 0,00\* - скорректированное значение начала координат).

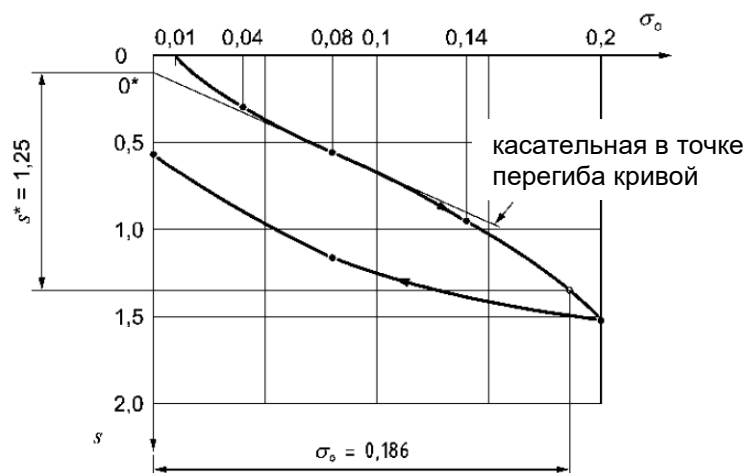


Рисунок В.6 - Кривая сжатия - осадки для определения модуля реакции

#### В.7.4 Определение модульного коэффициента $K_E$

В.7.4.1 Дополнительным обязательным параметром упруго-прочностных свойств испытываемого объекта через оценку качества уплотнения, является модульный коэффициент  $K_E$ . Модульный коэффициент определяется по формуле В.12, как отношение модуля упругости  $E_{v2}$  к модулю общей деформации  $E_{v1}$ :

$$K_E = \frac{E_{v2}}{E_{v1}} \quad (\text{В.12})$$

где:

$E_{v1}$  - модуль общей деформации, МН/м<sup>2</sup>;  
 $E_{v2}$  - модуль упругости, МН/м<sup>2</sup>.

В.7.4.2 Степень уплотнения испытываемого объекта считается достаточной, если модульный коэффициент меньше или равен значению 2,5 ( $K_E \leq 2,5$ ).

#### В.7.5 Оформление результатов

В.7.5.1 По результатам работ, выполняемых в соответствии с настоящим Кодексом, необходимо оформить протокол, содержащий следующую информацию:

- наименование объекта и место его расположения;
- диаметр нагрузочной плиты;
- тип устройства для измерения осадки, при необходимости с указанием соотношения рычагов;
- тип выравнивающего слоя под нагрузочной плитой;
- погоду с указанием температуры;
- время, дату;
- исполнителей испытания;

- примечания по ходу испытания;
- таблицу с результатами измерений «нагрузка-осадка»;
- таблицу со значениями осадки и соответствующими значениями  $s$  (только для определённой пунктом В.7.1 штамповой установки);
- график с полиномиальными кривыми «первичное нагружение-разгрузка-вторичное нагружение»;
- в случае необходимости описание характера грунтов под нагрузочной плитой после испытания.

## **В.8 Методика проведения поверки статической штамповой установки**

### **В.8.1 Общие положения**

**В.8.1.1** В результате поверки подтверждают функциональную способность статического штампа, а также выдерживание предварительно заданных параметров для устройства измерения нагрузки и осадки.

**В.8.1.2** Поверка проводится организацией, которая имеет в своем распоряжении соответствующие средства для испытаний.

**В.8.1.3** Регулярная поверка штамповой установки является предпосылкой проведения испытания давлением с применением нагрузочной плиты в соответствии с настоящим Кодексом.

**В.8.1.4** Перед каждой поверкой статическую штамповую установку проверяют на наличие механических повреждений и на функциональную способность. Результат проверки заносят в протокол испытаний.

**В.8.1.5** Откалиброванные устройства измерения нагрузки и устройства измерения осадки должны иметь долговечную наклейку, на которой должно быть указано название организации, проводившей поверку, а также срок действия поверки.

### **В.8.2 Требования к проверке статической штамповой установки**

Должны быть проверены следующие требования к штамповой установке:

- a) размеры нагрузочной плиты (смотри пункт В.4.2.1);
- b) индикация и разрешающая способность динамометра (смотри пункт В.4.2.3);
- c) индикация и разрешающая способность устройства для измерения осадки (смотри пункт В.4.2.4);
- d) расстояние от центра нагрузочной плиты до оси опоры (смотри пункт В.4.2.4);
- e) соотношение рычагов устройства для измерения осадки (смотри пункт В.4.2.4).

### **В.8.3 Приборы и устройства, подлежащие поверке**

#### **В.8.3.1 Устройство для измерения нагрузки (динамометр)**

Для калибровки динамометра требуется:

- a) рама, для крепления силоизмерительной системы устройства нагружения плит;
- b) микрометр, степень точности 2, согласно SM EN ISO 376 включая измерительный усилитель;
- c) устройства, согласно пунктам В.4.2.1; В.4.2.2 и В.4.2.4.

#### **В.8.3.2 Устройство для измерения осадки**

Для калибровки устройства для измерения осадки требуется:

- a) микрометр, согласно [3], степень точности 2 с номинальными размерами от 1 мм до 15 мм, согласно SM EN ISO 3650;
- b) измерительный стол как подставка для средств измерения;

- с) устройство для измерения осадки, в сборе, согласно устройству для измерения осадки, в сборе, согласно пункту В.4.2.4.

## В.4 Порядок поверки и функционального испытания

### В.4.1 Поверка динамометра

Динамометр штамповой установки и эталонный датчик усилия сжатия для поверочных целей устанавливаются по центру в зажимное устройство и предварительно подвергают нагрузке, которая соответствует номинальному напряжению под грузовой плитой 0,01 МН/м<sup>2</sup> или 0,001 МН/м<sup>2</sup> (1-ая ступень нагружения, Таблица А.1). Нагрузка создается нагрузочным устройством калиброванного статического штампа.

Для поверки динамометра и для функционального испытания нагрузочного устройства проводят два цикла нагрузки и один цикл разгрузки. Ступени нагружения зависят от диаметра нагрузочной плиты, согласно Таблице А. 1. Изменение нагрузки от ступени к ступени должно происходить в течение 1 мин. Цикл разгрузки проводят в четыре ступени (ступень нагружения 6-4-2-1 по Таблице А.1). При нагрузке и разгрузке начинают с изменения нагрузки до следующей ступени нагружения в течение двух минут после достижения предварительно заданного значения. Ступени нагрузки устанавливают с помощью динамометра штамповой установки, считывают показания эталонного датчика усилия сжатия для поверочных целей и заносят в протокол испытаний.

**Таблица В.2 - Ступени нагружения в зависимости от диаметра нагрузочной плиты**

Число ступеней нагружения	Динамометр нагрузочных плит					
	300 мм		600 мм		762 мм	
	Нагрузка F, кН	Нормальная нагрузка $\sigma_0$ , МН/м <sup>2</sup>	Нагрузка F, кН	Нормальная нагрузка $\sigma_0$ , МН/м <sup>2</sup>	Нагрузка F, кН	Нормальная нагрузка $\sigma_0$ , МН/м <sup>2</sup>
1 ступень	0.71	0.010	0.28	0.001	0.46	0.001
2 ступень	5.55	0.080	5.65	0.020	4.56	0.010
3 ступень	11,31	0.160	11,31	0.040	9,12	0,020
4 ступень	16,96	0,240	22,62	0.080	13.24	0,040
5 ступень	22.62	0.320	33.93	0.120	36.48	0.080
6 ступень	26.27	0.400	45,24	0,160	54,72	0,120
7 ступень	31,81	0.450	56.55	0.200	72,96	0.160
8 ступень	35,34	0,500	70,69	0.250	91.21	0,200

**В.8.4.1.3** Поверку устройства для испытания давлением с применением нагрузочной плиты проводят в интервале температур между 10°C и 35°C.

**В.8.4.1.4** Отклонение показаний измерений  $q$ , в %, отнесенное к  $F_{max}$ , рассчитывают по формуле (В.13):

$$q = \frac{F_i - F}{F_{max}} \times 100 \quad (В.13)$$

где:

- $F_i$  - показания динамометра устройства для испытания давлением, в кН,
- $F$  - показания эталонного датчика усилия сжатия для поверочных целей, в кН,
- $F_{max}$  - максимальная нагрузка при испытании давлением, в кН (8-ая ступень нагружения согласно таблице В.2).

**В.8.4.1.5** Значение измерения каждой ступени нагружения должно включать допуск 1% от максимальной нагрузки при испытании штамповой установкой, согласно пункту В.4.2.3.

**В.8.4.1.6** Если разница между показанием динамометра статического штампа  $F_i$  и показанием эталонного датчика усилия сжатия для поверочных целей  $F$  соответствующего значения

измерения во время цикла нагружения составляет более 1%, а во время цикла разгрузки более 2% от максимальной нагрузки при испытании давлением с применением нагрузочной плиты  $F_{max}$ , то требуется юстировка динамометра для испытания давлением в соответствии с инструкцией по эксплуатации изготовителя и поверку следует повторить.

**В.8.4.1.7** Отклонение от нуля при полной разгрузке после времени ожидания 1 мин не может составлять более 0,2 % от максимальной нагрузки.

#### **В.8.4.2 Поверка устройства для измерения осадки**

**В.8.4.2.1** Считывающее устройство аппаратуры для испытания давлением устанавливают на твёрдое, горизонтальное и ровное основание. Прибор для измерения осадки (датчик перемещения или стрелочный индикатор) зажимают в считывающее устройство аппаратуры для испытания давлением.

**В.8.4.2.2** Поверку устройства для измерения осадки проводят для трех различных положений нулевой точки (3 ряда измерений) устройства для измерения осадки. Для каждого положения нулевой точки проводят ряд измерений минимум с 5 точками измерений (начиная с максимального перемещения при поверке). Эти точки измерения распределяют равномерно по всей области измерения устройства для измерения осадки с учетом перемещения при поверке в 10 мм или 15 мм.

**В.8.4.2.3** Величина шага при поверке считывающего устройства должна составлять 0,5 мм.

**В.8.4.2.4** Соответствующие показания устройства для измерения осадки для каждого из 3-х рядов измерений заносят в протокол поверки.

**В.8.4.2.5** Поверку проводят в интервале температур между 10°C и 35°C. В протокол поверки следует внести температуру в помещении в момент поверки.

**В.8.4.2.6** Если разница между показанием устройства для измерения осадки и соответствующим показанием плоскопараллельной концевой мерой или микрометра для одного значения измерения составляет более 0,04 мм, то устройство для измерения осадки прибора для испытания давлением юстируют, согласно руководству по эксплуатации изготовителя и повторяют поверку.

**В.8.4.2.7** Для штамповых установок с устройством для измерения осадки по принципу коромысла следует учитывать соотношение рычагов  $h_p/h_m$ .

#### **В.8.4.3 Оформление результатов поверки**

Протокол поверки должен содержать следующие данные:

- заявителя;
- изготовителя устройств;
- тип устройства;
- номер устройства;
- год изготовления устройств;
- температуру в помещении при поверке;
- дату;
- место поверки и персонал, проводящий поверку;
- применявшиеся средства для испытания и подтверждение восстановления;
- общее состояние штамповой установки при доставке;
- отклонения геометрических параметров нагрузочной плиты и считывающего устройства от заданных значений;
- данные, касающиеся соотношения рычагов устройства для измерения осадки;
- отклонения считываемых на динамометре действительных значений от заданных значений, в %;
- отклонения считываемых на устройстве для измерения осадки действительных значений от заданных значений, в мм;
- результат поверки (результат испытания).

## В.5 Пример расчёта несущей способности по данным испытаний статической штамповой установкой

В результате проведённых штамповых испытаний статической установкой с диаметром нагрузочной плиты 300 мм, получены данные, указанные в таблице В.3:

Таблица В.3

Ступень	Первичное нагружение							Разгрузка			Вторичное нагружение				
$\sigma$ , МН/м <sup>2</sup>	0	0,08	0,16	0,25	0,33	0,42	0,5	0,25	0,125	0,01	0,08	0,16	0,25	0,33	0,42
$s$ , мм	0	1,55	2,39	2,97	3,39	3,83	4,2	4,12	3,71	2,59	3,09	3,53	3,83	3,99	4,13

На основании табличных данных на рисунке В.7 построен график с полиномиальными кривыми общей деформации, разгрузки, упругой деформации.

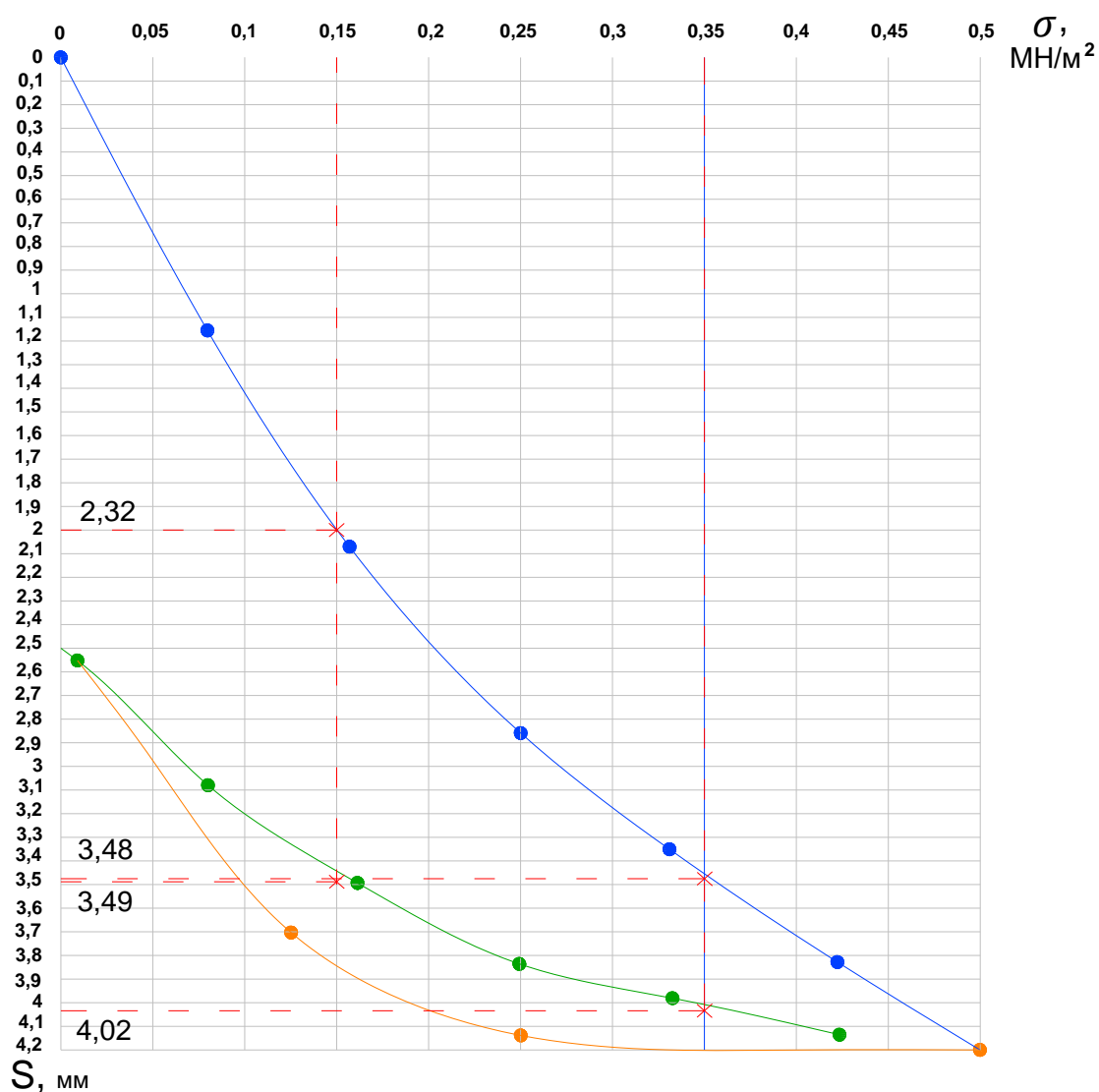


Рисунок В.7 - График испытания статической штамповой установкой

По графику находят необходимые для дальнейшего расчёта значения показателей при нагрузке 30% и 70% от максимального ее значения (Таблица В.4).

Таблица В.4

$\sigma_1^{v1}$	$\sigma_2^{v1}$	$s_1^{v1}$	$s_2^{v1}$	$\sigma_1^{v2}$	$\sigma_2^{v2}$	$s_1^{v2}$	$s_2^{v12}$
МН/м <sup>2</sup>	МН/м <sup>2</sup>	мм	мм	МН/м <sup>2</sup>	МН/м <sup>2</sup>	мм	мм
0,15	0,35	2,32	3,49	0,15	0,35	3,48	4,02

В соответствии с вышеописанным алгоритмом определяют модуль общей деформации  $E_{v1}$ :

$$\Delta\sigma^{v1} = \sigma_2^{v1} - \sigma_1^{v1} = 0,35 - 0,15 = 0,20 \text{ МН/м}^2$$

$$\Delta s^{v1} = s_2^{v1} - s_1^{v1} = 0,00349 - 0,00232 = 0,00117 \text{ мм}$$

$$E_{v1} = 0,75 \cdot D \cdot \frac{\Delta\sigma^{v1}}{\Delta s^{v1}} = 0,75 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,20}{0,00117} = 38,5 \text{ МН/м}^2$$

Затем рассчитывают модуль упругости  $E_{v2}$

$$\Delta\sigma^{v2} = \sigma_2^{v2} - \sigma_1^{v2} = 0,35 - 0,15 = 0,20 \text{ МН/м}^2$$

$$\Delta s^{v2} = s_2^{v2} - s_1^{v4} = 0,00402 - 0,00348 = 0,00054 \text{ мм}$$

$$E_{v2} = 0,75 \cdot D \cdot \frac{\Delta\sigma^{v2}}{\Delta s^{v2}} = 0,75 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,20}{0,00054} = 83,3 \text{ МН/м}^2$$

В завершении вычисляют модульный коэффициент  $K_E$ :

$$K_E = \frac{E_{v2}}{E_{v1}} = \frac{83,3}{38,5} = 2,16$$

В результате проведённых испытаний статической штамповой установкой, определён модуль упругости объекта

**$E_{v2} = 83,3 \text{ МН / м}^2$  при  $K_E = 2,16$**



## Приложение С (обязательное)

### Определение несущей способности прибором CBR

#### С.1 Область применения метода

**С.1.1** Для проверки качества работ по уплотнению и оценки несущей способности уплотненных слоев из природного или укрепленного грунта земляного полотна, нижних и верхних слоев основания, для дополнительных слоев в настоящее время применяют Калифорнийский индекс несущей способности (англ.: californian bearing ratio - CBR).

**С.1.2** Испытание CBR представляет собой эмпирическое испытание, которое дает представление о прочности на сдвиг естественного и стабилизированного грунта, слоя из смеси необработанных и гидравлически связанных заполнителей. Преимущество этого теста в том, что его относительно легко выполнить.

**С.1.3** Испытание CBR можно проводить как в лаборатории, так и в полевых условиях. Калифорнийский тест (CBR) – это простое испытание на прочность, при котором несущая способность испытываемого слоя сравнивается с несущей способностью хорошо отсортированного стандартного щебня (поэтому качественный щебень имеет калифорнийское число 100%). В основном, но не исключительно, это испытание проводится для оценки связных грунтов с максимальным размером частиц менее 19 мм.

**С.1.4** Большое разнообразие используемых в дорожном строительстве материалов (природные грунты, стабилизированные грунты, заполнители и т.п.) и технологий неявно приводит к появлению большого разнообразия слоев дороги, поведение которых в эксплуатации, под действием нагрузок (дорожное движение и климатические условия), должны быть правильно применены посредством специальных расчетов дорожных одежд.

**С.1.5** Используя тест CBR при определении размеров дорожных одежд, можно добиться большей экономии средств и повысить надежность дороги.

**С.1.6** Калифорнийский индекс несущей способности (CBR) представляет собой соотношение, выраженное в процентах, между давлением, необходимым для проникновения в образец (слой) природного или обработанного материала, и давлением, необходимым для достижения такого же проникновения в стандартный щебень.

**С.1.7** Данная методология устанавливает порядок определения индекса CBR с использованием лабораторного и полевого оборудования. Значения Калифорнийского индекса несущей способности, полученные в результате лабораторных или полевых испытаний, используются для проверки качества несущей способности и, косвенно, качества выполнения дорожных слоев. Аналогично, индекс CBR, коррелирующий с другими геотехническими параметрами, также может использоваться для определения толщин слоев дорожных одежд.

**С.1.8** Определение CBR проводят на образцах грунта или сыпучего материала, уплотненных в лаборатории при оптимальной влажности, а затем погруженных на 4 суток в воду для достижения наиболее неблагоприятных условий, которые могут возникнуть при эксплуатации автомобильной дороги, когда она может быть затоплена на определенный период. Если предполагается, что такие ситуации не могут возникнуть на определенных участках, тест CBR рекомендуется проводить на образцах с той же максимальной влажностью, что и та, которая может возникнуть при эксплуатации дороги.

**С.1.9** В полевых условиях определение Калифорнийского индекса несущей способности (CBR) дает представление о несущей способности испытываемого слоя во влажном состоянии во время укладки (испытания).

**С.1.10** Однако метод имеет определенные ограничения, а именно:

- технологический процесс лаборатории предусматривает удаление фракций крупнее 20 мм и замену их равным количеством материала фракцией 5-20 мм, что приводит к определенному изменению результатов испытаний.

- метод не может идеально моделировать ситуацию в полевых условиях, поскольку, хотя в условиях реальных требований и происходит пробивка слоев дороги, это происходит не с постоянной скоростью, как это происходит в случае теста CBR.



Рисунок С.1 – Определение CBR в полевых условиях

## С.2 Принцип метода

**С.2.1** CBR – это отношение, выраженное в процентах силы на единицу площади, необходимой для проникновения в испытываемую массу (почву, заполнители) стандартным круглым поршнем диаметром 50 мм со скоростью 1,25 мм/мин и силы, требуемой для правильного проникновения в стандартный материал. Соотношение обычно определяют для глубины проникновения 2,5 и 5 мм. Когда соотношение при 5 мм постоянно больше, чем соотношение при 2,5 мм, используется соотношение 5 мм.

**С.2.2** В следующей таблице показаны стандартные нагрузки, принятые для различных проникновений стандартного материала с CBR. 100%.

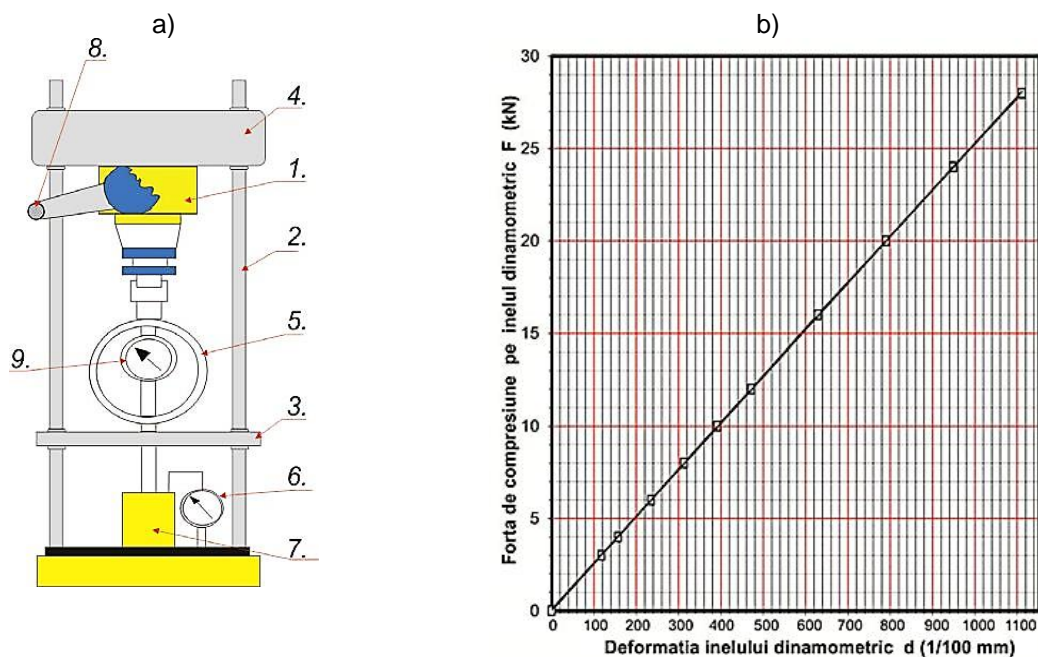
Таблица С.1 – Стандартные значения проникающей нагрузки

Проникновение круглого поршня, (мм)	Стандартная сила, (кг)
2,5	1370
5,0	2055

## С.3 Порядок проведения испытания

### С.3.1 Калибровка динамометров

**С.3.1.1** Для правильного использования торсионные кольца должны быть откалиброваны и сертифицированы. На основании данных, полученных при калибровке, строят диаграммы, устанавливающие связь между деформацией динамометрических колец  $d$  (1/100 мм) и соответствующей силой сжатия  $F$  (кН), действующей на них (рисунок С.2 б). Эти диаграммы используются для определения сжимающей силы, действующей при испытании, путем считывания деформаций на эталонном датчике кольца динамометра (9).



- 1 – винтовой пресс; 2 – базовый стержень; 3 – направляющая планка; 4 – базовая планка;  
 5 – динамометрическое кольцо; 6 – датчик для считывания значений проникновения;  
 7 – образец грунта (образец CBR); 8 – ручка; 9 - датчик динамометрического кольца;

**Рисунок С.2 — Схема лабораторного аппарата CBR и калибровочная карта**

### С.3.2 Определение калифорнийского индекса несущей способности (CBR) в лаборатории

**С.3.2.1** Это испытание можно проводить как на нарушенных, так и на ненарушенных образцах, отобранных в полевых условиях штампом CBR. Испытание на нарушенных образцах можно проводить на образцах, доведенных уплотнением в аппарате Проктора до объемной плотности в максимально сухом состоянии ( $\rho_{dmax}$ ) или в любом другом состоянии плотности (например, естественной плотности -  $\rho$ ) или на уплотненных образцах при максимальной объемной плотности сухого материала ( $\rho_{dmax}$ ) и насыщении в течение 4 суток.

**С.3.2.2** В методике настоящего Кодекса описывается лабораторное определение индекса CBR на нарушенных образцах, доведенных в аппарате Проктора путем уплотнения до состояния максимальной плотности ( $\rho_{dmax}$ ) и погруженных в воду на 4 суток для водонасыщения. Определение калифорнийского индекса несущей способности в лаборатории на образцах других состояний плотности, чем полученное после погружения на 4 дня, производят по [4].

#### С.3.2.3 Насыщение образцов

**С.3.2.3.1** После доведения образца до состояния максимальной сухой плотности в аппарате Проктора по специальной методике данного испытания (SM SR EN 13286-2) переходят к насыщению образца в специальном устройстве (рисунок С. 3):

- на образец помещается перфорированная пластина, оснащенная регулировочным винтом, вместе с пригрузочными дисками, соответствующими геологической нагрузке (определяемой по слоям над местом отбора);
- устанавливается штатив с датчиком на буртик плунжера CBR, в котором находится уплотненный образец, и считываются первоначальные показания датчика;
- полностью собранную форму вместе с грунтом устанавливают в сосуд (емкость) с водой так, чтобы вода касалась как верхней, так и нижней части образца. При насыщении уровень воды в увлажняющем резервуаре поддерживается примерно на 25,4 мм выше верха образца.

**С.3.2.3.2** Водонасыщение образца рассчитано на 96 часов (4 суток).

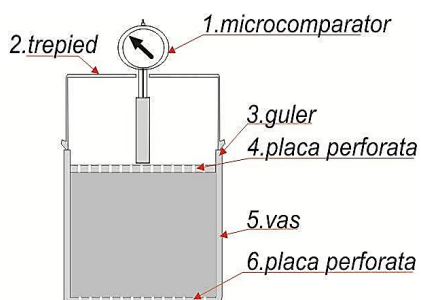


Рисунок С.3 — Устройство для измерения набухания образца при погружении в воду

### С.3.2.4 Определение относительного набухания

**С.3.2.4.1** По истечении 96 часов проводят окончательное измерение индикатором часового типа погруженного образца и рассчитывают набухание в процентах от исходной высоты образца (119 мм).

$$\text{Относительное набухание} = \frac{\text{Полное набухание образца (мм)}}{119 \text{ (мм)}} \times 100 \% \quad (\text{С.1})$$

**С.3.2.4.2** Образец извлекается из воды, кладут на боковую поверхность в поддон и выдерживают ( $15 \pm 1$ ) мин для удаления лишней влаги. После этого пригрузы и перфорированную плиту удаляют. Образец взвешивается и определяется значение плотности насыщенного и осушенного образца грунта.

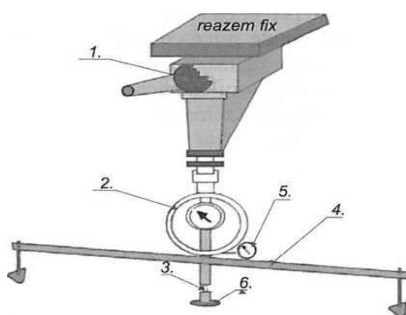
### С.3.2.5 Тест на проникновение

**С.3.2.5.1** На образец укладывают нагрузку в виде кольцевых или щелевых пригрузов, равных использованным при водонасыщении. Чтобы предотвратить проникновение мягкого материала в пустоты пригрузов, плунжер устанавливается после того, как на образец был помещен пригруз.

**С.3.2.5.2** После установки плунжера оставшийся пригруз размещается вокруг него. Создают на плунжер первоначальную нагрузку, равную 40 Н, затем оба датчика, датчик плунжера и стопорного кольца, доводятся до «нуля». Эта предварительная нагрузка осуществляется путем считывания на используемом динамометре деформацию, соответствующую усилию 40 Н.

**С.3.2.5.3** Запускают испытательную установку, обеспечивающую погружение в образец плунжера (штампа) с постоянной скоростью 1,3 мм в минуту. Фиксируют значение усилия при погружении плунжера на значениях: 0,64 мм; 1,27 мм; 1,91 мм; 2,54 мм; 5,08 мм; и 7,62 мм. Опционально можно также снять показания усилия при значениях проникновения 10,16 мм и 12,70 мм.

### С.3.3 Определение калифорнийского индекса несущей способности (CBR) в полевых условиях



1 – винтовой пресс; 2 - динамометрический комплект: 5 кН, 10 кН, 20 кН, 30 кН; 3 – плунжер;  
4 – опорная балка для измерения глубины проникновения; 5 – датчик 0,01 мм и ход 0 – 3 0 мм;  
6 – кольцевой пригруз

Рисунок С.4 – Схема полевого тестера CBR

**С.3.3.1** Полевой тестер для определения Калифорнийского индекса несущей способности представлен на рисунке С.4.

**С.3.3.2** Определение индекса CBR проводят в полевых условиях с учетом при интерпретации результатов того, что материал на момент испытания может иметь иную влажность, чем предусмотренная для условий лабораторных испытаний.

### **С.3.3.3 Проведение испытаний**

**С.3.3.3.1** Поверхность земли, на которой проводится испытание, выравнивается на площади, достаточно большой для размещения оператора и аппарата. Поверхность должна быть защищена от намывания от осадков и интенсивного высыхания за счет испарения. Выступающие камни должны быть удалены с поверхности земли и оставленные ими щели заполнены песком или гипсом.

**С.3.3.3.2** Закрепляется винтовой пресс на неподвижной опоре (например, на задней балке машины), которая позволит обеспечить вертикальное центрирование полевого тестера и проведение испытания. Зажим прессы производится так, чтобы две соприкасающиеся поверхности были идеально ровными.

**С.3.3.3.3** Прикрепляется плунжер к динамометру посредством соединительного элемента, завинтив его. К этому элементу прикреплено динамометрическое кольцо с датчиком измерения проникновения.

**С.3.3.3.4** Этот узел устанавливается под винтовой пресс и нагружается пригрузом в форме кольца или грузов с прорезями вокруг плунжера, отцентровывается и поворачивается вертикально с помощью уровня, установленного на прессе. Оператор удерживает его вертикально, а второй нагружает собранный узел усилием 4,54 кг с помощью винтового прессы.

**С.3.3.3.5** Закрепляется датчик, фиксирующий проникновение плунжера на буртике, и регулируется вертикально на высоту, позволяющую щупу датчика опираться на опорную балку. Настраиваются оба датчика на «ноль».

**С.3.3.3.6** Прикладывают усилие к плунжеру таким образом, чтобы скорость проникновения составляла 1,3 мм/мин. Усилие регистрируют при проникновении на значениях: 0,64 мм; 1,27 мм; 1,91 мм; 2,54 мм; 5,08 мм и 7,62 мм.

## **С.3.4 Расчет Калифорнийского индекса несущей способности (CBR)**

**С.3.4.1** Исходная и скорректированная форма кривой «усилие на плунжер – проникновение плунжера» показаны на рисунке С.5. В некоторых случаях первоначальное проникновение происходит без увеличения усилия проникновения и кривая также может быть вогнутой (испытание 2 на рисунке С.5). В таких ситуациях кривые должны быть исправлены.

**С.3.4.2** Калифорнийский индекс несущей способности (CBR) рассчитывают для каждого образца для скорректированных значений усилий при проникновении на 2,54 мм и 5,08 мм. Значения (CBR) полученные путем соотношения скорректированных значений усилий для 2,54 мм и 5,08 мм со стандартными значениями (для щебня) 13,24 кН и 19,96 кН соответственно и умножения на 100. В основном (CBR) рассчитывается для глубины проникновения 2,54 мм.

$$\text{CBR} = \frac{\text{скорректированные значения усилий}}{\text{стандартные усилия}} \times 100 \% \quad (\text{С.2})$$

**С.3.4.3** Если этот индекс, рассчитанный для проникновения на глубину 5,08 мм, превышает индекс, рассчитанный для проникновения на глубину 2,54 мм, испытание повторяют. Если контрольное испытание дает аналогичный результат, следует использовать показатель, полученный для пенетрации 5,08 мм.

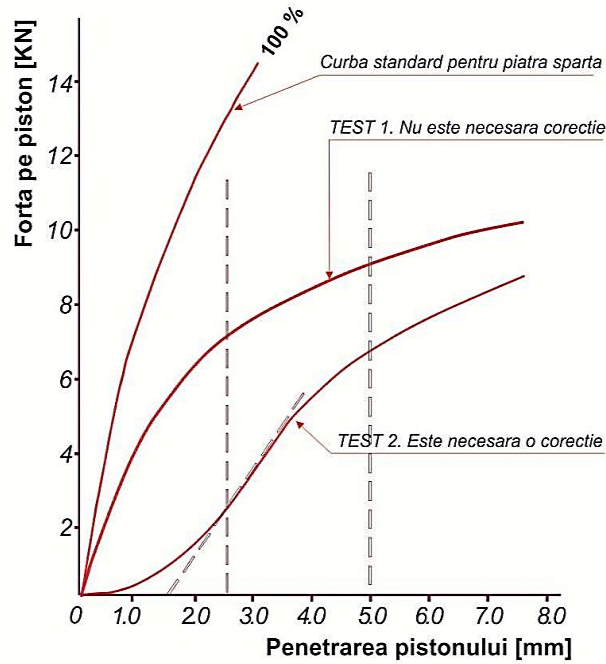


Рисунок С.5 – CBR зависимость Усилие - проникновение

**С.3.4.4** В лаборатории определяют независимую прямую (CBR) грунта (рисунок С.6) или сыпучего материала, т. е. линию, выражающую связь между (CBR) и плотностью грунта в сухом состоянии ( $\rho_d$ ).

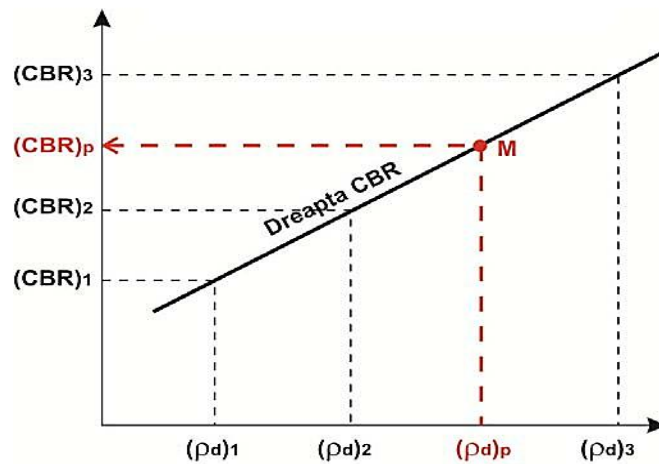


Рисунок С.6 – Независимая прямая

**С.3.4.5** Значения CBR определяются как минимум на трех образцах грунта/сыпучего материала, отобранных из земляного полотна/слоя, уплотненных при оптимальной влажности, установленной заранее и специфичном для трех различных усилий уплотнения. Правая часть позволяет определить расчетный CBR при желаемом проценте сухой плотности ( $\rho_d$ ), соответствующем степени уплотнения, разрешенной в спецификациях уплотнения. По той же прямой можно графически определить калифорнийский индекс несущей способности (CBR) дорожного полотна в процессе эксплуатации, исходя из плотности соответствующего грунта в сухом состоянии, измеренной в полевых условиях.

### С.3.5 Зависимости

**С.3.5.1** Зависимость калифорнийского индекса несущей способности CBR и модуля динамической деформации грунта  $E_{p\rho}$  (установлена эмпирически посредством лабораторных исследований в различных странах).

$$E_p = 10 \times \text{CBR} \quad (\text{С.3})$$

**С.3.5.2** Зависимость модуля реакции и калифорнийского индекса несущей способности CBR:

$$K_0 = 874 + 6,75 \times \text{CBR} + 0,20238 \times (\text{CBR})^2 \quad (\text{С.4})$$

**С.3.5.3** Справочные значения калифорнийского индекса несущей способности CBR и модуля реакции  $K_0$  для разных типов грунтов приведены в таблице С.2.

**Таблица С.2 – Справочные значения CBR и  $K_0$**

Описание грунта	Классификация грунта по		Плотность в сухом состоянии, $\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	CBR [%]	Модуль реакции <sup>1)</sup> $K_0$ [MN/m <sup>3</sup> ]
	SM EN ISO 14688-1	Единой системе			
щебень/балласт (gravel)	Gr saGr	GW	2,0 – 2,24	60 - 80	81,3 – 122,0
		GP	1,92 – 2,08	35 - 60	81,3 – 108,4
крупный песок (coarse sand)	Sa	SW	1,76 – 2,08	20 - 40	54,2 – 108,4
мелкий песок (fine sand)	grSa	SP	1,68 – 1,92	15 - 25	40,7 – 81,3
пылеватый гравий (silty gravel)	siGr	GM	2,08 – 2,32	40 - 80	81,3 – 135,5
песчаный пылеватый гравий (silty sandy gravel)	sisGr				
песок пылеватый (silty sand)	siSa	SM	1,92 – 2,16	20 - 40	81,3 – 108,4
песок пылеватый с щебнем (silty gravelly sand)					
глинистый щебень (clayey gravel)	clGr	GC	1,92 – 2,24	20 - 40	54,2 – 122,0
супесчаный щебень (clayey sandy gravel)	clsaGr				
супесь (clayey sand)	clSa clgrSa	SC	1,68 – 2,08	10 - 20	40,7 – 94,9
суглинистый песок с гравием (clayey gravelly sand)					
praф (silt)	Si	ML,	1,44 – 1,68	4 - 8	6,8 – 44,7
щебеночно-песчаная смесь (silt/sand/gravel mixture)	grsaSi	OL	1,60 – 2,0	5 - 15	10,8 – 59,6
органическая пыль/супесь (poorly graded silt)	siCl	MH	1,28 – 1,60	4 - 8	6,8 – 51,5
жирная глина (plastic clay)	Cl	CL	1,60 - 2,0	5 - 15	6,8 – 61,0
глина / суглинок (moderately plastic elastic clay)	siCl	CL, OL	1,44 – 2,0	4 - 15	6,8 – 58,3
глина/жирная глина (highly plastic elastic clay)	Cl	CH, OH	1,28 – 1,76	3 - 5	10,8 – 59,6

**С.3.5.4 Типовая форма представления результатов испытаний CBR**

LOGO Лаборатории		Контракт: Работа:								
<b>Определение калифорнийского индекса несущей способности</b>										
<u>Место испытаний</u>										
Координаты: X=                    ; Y=                    ; Z=										
Материал:										
Использованное оборудование:										
Вид испытания:										
Погодные условия:										
Проникновение плунжера (мм)		0,64	1,27	1,91	2,54	5,08	7,62			
Образец I	Деформация динамометрического кольца (1/100 мм)									
	Сила сжатия кольца (кН)									
Образец II	Деформация динамометрического кольца (1/100 мм)									
	Сила сжатия кольца (кН)									
<b>Испытание CBR График Усилие/Проникновение</b>				Полученное значение CBR:						
Усилие на плунжер (кН)							CBR (2,54)	CBR (5,08)		
							Образец I			
							Образец II			
							Среднее			
							<b>CBR =</b>		<b>%</b>	
							Исполнитель:		Проверил: инж.	



## Приложение D (обязательное)

### Полевые экспресс- методы оценки несущей способности и степени уплотнения

#### D.1 Предмет и область применения

**D.1.1** Настоящее приложение к Кодексу включает методы испытаний с использованием легкого динамического дефлектометра - LWD, легкого динамического пенетрометра - PDU, динамического конусного пенетрометра - DCP и т.д., которые не стандартизированы в Республике Молдова или результаты которых еще не аттестованы с точки зрения связи между ними и несущей способностью (характеризуемой модулями деформации, допустимыми давлениями и т.п.) или степенью уплотнения.

**D.1.2** Данные экспресс-методы, осуществляемые с относительно небольшими затратами, представляют собой способы проверки однородности земляного полотна и слоев дорожных одежд из природных заполнителей с точки зрения уплотнения и несущей способности.

**D.1.3** Указанные методы описаны на основании инструкций к соответствующим устройствам.

#### D.2 Легкий динамический дефлектометр (LWD)

##### D.2.1 Описание

Испытание легким динамическим дефлектометром (LWD) позволяет проводить измерения в очень ограниченном пространстве, не требует наличия испытательного груза и имеет короткое время выполнения, что позволяет быстро оценить степень однородности испытательной зоны с помощью статистических методов.

##### D.2.2 Сущность метода

**D.2.2.1** Метод исследования с помощью легкого динамического дефлектометра (LWD) представляет собой испытание, при котором на почву воздействует сила «F», передаваемая путем падения груза на круглую пластину радиуса «r» (рисунок D.1), оказывая тем самым кратковременную динамическую (ударную) нагрузку на уровне опирания. Если осадка (амплитуда затухающих колебаний) велика, то исследуемая площадка имеет пониженную несущую способность, а если мала, то несущая способность обеспечена.

С помощью этого метода определяют динамический модуль прогиба  $E_{vd}$ , который является параметром деформируемости грунта под действием удара продолжительностью „t”. Ее значение рассчитывается по амплитуде „s” осадки плиты, по формуле:

$$E_{vd} = \frac{1,5 \cdot \sigma \cdot r}{s} \quad [\text{MN/m}^2] \quad (\text{D.1})$$

##### D.2.3 Проведение испытания

###### D.2.3.1 Характеристики устройства

Для проведения динамических испытаний необходим легкий динамический дефлектометр LWD (рисунок D.1а).

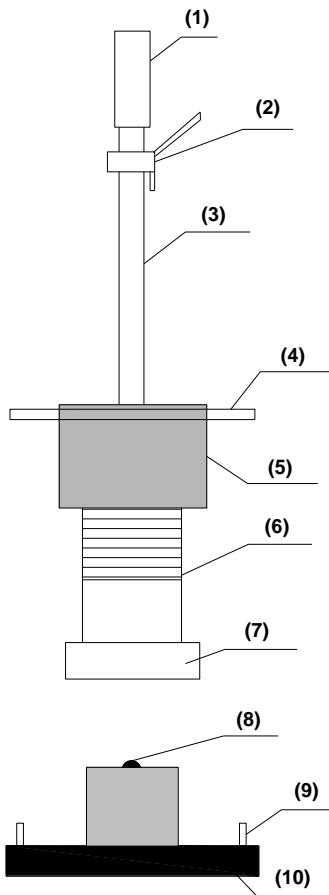
Характеристики нагружаемой плиты:  $\phi = 300$  и масса  $15 \text{ кг} \pm 0,25 \text{ кг}$ . Загрузочное устройство состоит из падающего груза (5), пружинного блока (6), направляющей трубы (3) и фиксатора с ватерпасом расположенного в верхней части направляющего стержня (2).

Технические данные прибора:

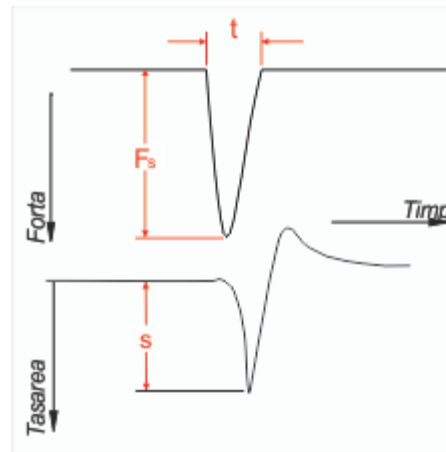
- а) масса падающего груза +  $10 \text{ кг} \div 0,1 \text{ кг}$ ;

- b) общая масса направляющей трубы (включая детали 6 и 7) = 5 кг ± 0,25 кг;  
 c) максимальная сила удара  $F_s$  (как на рисунке D.1b) = 7,07 кН;  
 d) длительность воздействия  $t_s$  = 18 мсек. ±2 мсек.

a) Схема



b) Кривая нагрузок



(1) – ручка; (2) – механизм фиксации; (3) – направляющая труба; (4) – круговая ручка; (5) – падающий груз; (6) – набор пружин; (7) – обечайка от опрокидывания; (8) – полушаровая опора; (9) – ручки; (10) – нагрузочная плита

Рисунок D.1 – Легкий динамический дефлектометр (LWD)

### D.2.3.2 Подготовка испытательной площадки

**D.2.3.2.1** Испытания с применением легкого динамического дефлектометра могут проводиться на всех типах связных грунтов в диапазоне «пластичный - твердый» или несвязных с размером зерен менее 63 мм. Также испытание можно проводить на грунтах, обработанных различными вяжущими, при условии значений  $E_{vd} \leq 225$  МН/м<sup>2</sup>.

**D.2.3.2.2** Если испытательная поверхность разрыхлена, покрыта травой или имеет другие характеристики, которые могут повлиять на результаты испытания, перед его проведением нарушенный участок необходимо удалить. Место испытания должно быть подготовлено таким образом, чтобы нагрузочную пластину можно было разместить на как можно более гладкой поверхности. Эта поверхность должна быть ровной, а вся поверхность штампа должна соприкоснуться с основанием. При необходимости неровности испытываемого участка следует заполнить среднезернистым сухим песком.

### D.2.3.3 Проведение испытания

**D.2.3.3.1** После подготовки места испытания и размещения штампа на подготовленной поверхности необходимо отцентрировать нагружающее устройство на плите и подготовить устройство измерения осадки в центре плиты. Направляющая труба должна оставаться в вертикальном положении, даже если испытательная поверхность не горизонтальна.

**D.2.3.3.2** Испытанию должны предшествовать три предварительных удара по испытательной поверхности так, чтобы нагрузочная плита находилась в полном контакте с ней. Падающий груз может свободно падать с откалиброванной высоты и улавливаться после каждого удара.

**D.2.3.3.3** После открытия фиксатора грузу дают трижды упасть и осадки, возникающие в результате каждого из трех ударов, измеряются с точностью до  $\pm 0,02$  мм. Они усредняются и по формуле расчета давления пластины определяется модуль динамического прогиба  $E_{v_d}$ , значение которого отображается на дисплее или печатается. Таким образом, значения измерений доступны сразу же, что делает возможным оперативное вмешательство при выполнении строительных работ (повторное уплотнение).

**D.2.3.3.4** Если в результате удара падающего груза произошло какое-либо боковое смещение штампа результат испытания не учитывается.

**D.2.3.3.5** Если результаты измерений необычны (при слишком сильном наклоне плиты или в случае слишком большого проникновения плиты в грунт или когда разница между значениями осадок составляет более четверти) грунт следует удалить на глубину, равную диаметру штампа ниже испытываемой поверхности или повторить измерения в другом месте.

**D.2.3.3.6** Все особенности испытываемой зоны (участки низкой плотности, очень высокое или очень низкое содержание влаги, камни или другие мешающие предметы и т. д.) должны быть отмечены в протоколе испытаний.

### D.2.4 Представление данных

В бланке испытания должны быть указаны следующие данные:

- a) данные о Лаборатории, проводившей испытание;
- b) данные об испытании (наименование испытания, договор, заказчик);
- c) данные о месте проведения испытания (координаты X, Y, Z);
- d) наименование испытания и техническое задание, по которому проводилось испытание;
- e) данные об испытываемом материале (наименование, состояние плотности и т.п.);
- f) данные о погоде с указанием температуры;
- g) дата проведения испытания;
- h) замечания относительно проведения испытания и изменения процедуры в зависимости от ситуации, возникающей в полевых условиях;
- i) амплитуда осадки для каждого места;
- j) динамический модуль деформации  $E_{v_d}$ , рассчитанный в зависимости от средней величины осадок;
- k) статистическая оценка контролируемой территории;
- l) персонал, проводивший полевые испытания и осуществлявший проверку.

Образец бланка записи значений, полученных с помощью легкого динамического дефлектометра, представлен в таблице D.1.

Таблица D.2 - Бланк регистрации значений, полученных с помощью легкого динамического прогибомера и статистической оценки результатов

LOGO LABORATOR				Contract:			
				Lucrarea:			
<b>DETERMINAREA MODULULUI DINAMIC DE DEFLECȚIE <math>E_{vd}</math></b> PRIN ÎNCERCĂRI DIRECTE PE TEREN conform							
Localizarea (sectorul): Tipul materialului: Vremea:						<u>APARATURĂ FOLOSITĂ</u> Tip placă: $D_{placă} \text{ (cm)} =$	
<b>TEST Nr</b>	Ora	Poziția	$L_0$ $v$	Tasarea		$E_{vd} = \frac{22,5}{s}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Comentarii
				$s_1; s_2; s_3$	Valoarea medie $s = \frac{s_1 + s_2 + s_3}{3}$		
1	10.15	profil 1	1	0.438	0.379	59.3	
			2	0.308			
			3	0.392			
2	10.20	profil 2	1	0.422	0.415	54.2	
			2	0.400			
			3	0.424			
3	10.25	profil 3	1	0.296	0.324	69.4	
			2	0.290			
			3	0.387			
4	10.30	profil 4	1	0.322	0.346	65.0	
			2	0.255			
			3	0.462			
5	10.35	profil 5	1	0.451	0.360	62.6	
			2	0.254			
			3	0.374			
6	10.40	profil 6	1	0.392	0.334	67.3	
			2	0.322			
			3	0.289			
7	10.45	profil 7	1	0.401	0.410	54.9	
			2	0.375			
			3	0.454			
<b>OBSERVAȚII:</b>							
Evaluarea statistică a rezultatelor:							
Media aritmetică a valorilor $E_{vd}$ din locul testat ( $X_{med}$ ) $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n1} X_i}{n}$		Abaterea standard (s): $s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - x_i)^2}{n-1}}$		Cerința impusă: $C_v = \frac{s}{\bar{X}} \times 100 \text{ (%)}$		EVALUAREA STATISTICĂ $C_v < 20 \%$ <i>deci <b>seria de măsurători este acceptată</b></i>	
$\bar{X} (E_{vd}) = 61,8$		$s(E_{vd}) = 5.9$		$C_v = 9.5 \%$			
Data:		Operator:		Verificat:			

## D.2.5 Зависимости

**D.2.5.1** В настоящее время в европейских странах существует несколько типов легких динамических дефлектометров. В руководстве пользователя производитель указывает зависимости, например зависимости между динамическим модулем прогиба  $E_{vd}$  и модулем деформации  $E_{v2}$ , полученными с помощью установки Лукаса (зависимости D.2 и D.3.), которые, внимание, можно использовать только для определенного типа устройства и с целью получения ориентировочного значения модуля линейной деформации  $E_{v2}$ .

$$\frac{Ev_2}{Evd} \in (1,0 - 4,0) \quad (D.2)$$

$$Ev_2 \approx 600 \times \ln \frac{300}{300 - Evd} \quad (D.3)$$

**D.2.5.2** В случае использования других моделей легких динамических дефлектометров (других производителей) соотношения (D.2) и (D.3.) могут не действовать. В этих условиях при качественной оценке однородности контролируемой зоны с согласия Заказчика будут использоваться зависимости, рекомендованные производителем используемого дефлектометра.

**D.2.5.3** Например, некоторые производители представляют в руководстве пользователя прибора только диапазон изменения значений, полученных с помощью прибора данного типа ( $E_0$ ) для разных типов материалов. Для этого типа устройства выбор штампа зависит от типа измеряемого зернистого слоя. Штмп также необходимо заменить, если  $E_0$  центрального геофона превышает пределы, указанные в Таблице D.2.

**Таблица D.2 — Тип используемого штампа в зависимости от материала**

Рекомендуемый штамп	Тип материала	$E_0$ рассчитанный для центрального геофона
Ø 100	Жесткие дорожные одежды (слои, укрепленные вяжущими веществами)	0 – 125 МПа
Ø 200	Нежесткие и полужесткие дорожные одежды (верхний слой основания из гранулированных материалов, из балласта, щебня)	более 125 МПа
Ø 300	Нижние слои основания, подстилающие слои, земляное полотно, основания из гранулированных материалов	более 170 МПа

### D.3 Легкий динамический пенетрометр (PDU)

#### D.3.1 Описание

**D.3.1.1** Динамическую пенетрометрию применяют для инженерно-геологических исследований грунтов, в частности, помимо классических методов исследования, путем бурения.

**D.3.1.2** Метод динамической пенетрометрии легкими конусами (падающая масса = 10 кг) обычно применяют для связных или несвязных средне-мелких, среднеплотных грунтов до глубины около 6,0 м.

#### D.3.2 Принцип метода

**D.3.2.1** Испытание на легкое динамическое проникновение заключается в определении числа ударов, необходимых молоту массой 10 кг, свободно сброшенному с высоты 500 мм, для вбивания в землю конуса (рисунок D.2) диаметром (D) = 35,6 мм.

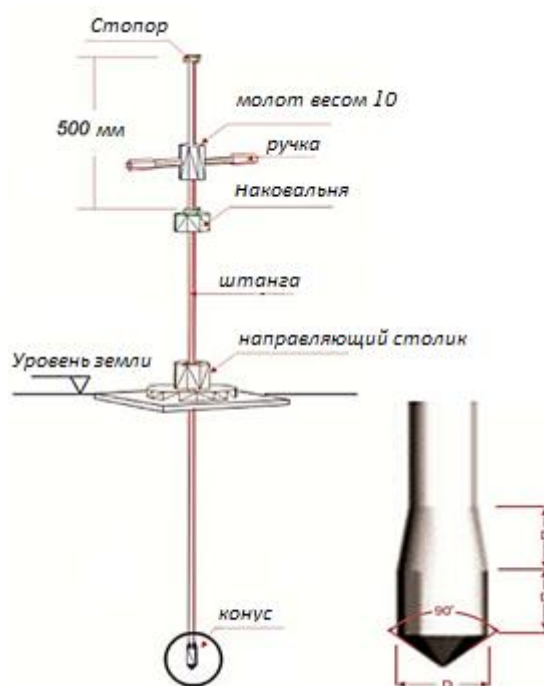


Рисунок D.2 – Схема PDU. Детали

**D.3.2.2** Ручной легкий динамический пенетрометр (PDU) — рисунок D.2 состоит из следующих составных частей:

- ударное устройство, состоящее из: молота, штанги-наковальни, штанги и ограничителя хода, с помощью которого фиксируется высота падения молота;
- направляющий внутренний шток, образованный отрезками стальных труб длиной 1,0 м, которые обычно соединяются резьбой;
- конический наконечник.

**D.3.2.3** Пенетрометр снабжен опорной плитой, которая обеспечивает вертикальность прибора и снабжена в центральной части направляющим цилиндром, через который проходит шток пенетрометра.

**D.3.2.4** Съёмник для извлечения штанговой колонны состоит из шарового захвата, самого корпуса съёмника и рабочего рычага.

**D.3.2.5** Основные характеристики устройства:

<b>Конусный наконечник:</b>	<b>Штанги:</b>	<b>Молот:</b>
диаметр $d = 35,6$ мм	рекомендуемый диаметр	масса: $M_1 = 10$ кг
площадь $A = 10$ см <sup>2</sup>	штанги = 22 мм	высота падения $h = 0,50$ м
угол при вершине = 90°.		

Эти элементы учитываются при определении сопротивления грунта динамическому проникновению ( $R_d$ ).

### D.3.3 Проведение испытания

**D.3.3.1** Подготовка испытания зондирования состоит из:

- зачистки и разравнивания площадки площадью около 1 м<sup>2</sup> на испытательном участке;
- разметки точек проведения обследований на проникновение и последующее приведение устройства в рабочее положение.

**D.3.3.2** Для обеспечения вертикальности исследования легким динамическим пенетрометром опорную плиту прибора размещают на уровне земли, а через нижнюю его часть вводят первый стержень.

**D.3.3.3** Проведение данного испытания заключается в свободном падении молота с постоянной высоты на наковальню и подсчете количества ударов (N10), необходимых для вбивания конуса в землю через каждые 10 см.

**D.3.3.4** При использовании легкого динамического пенетрометра подъем молота до ограничителя хода осуществляется вручную. По мере погружения конуса пенетрометра, штанга удлиняется за счет вставки еще одной секции между наковальней и частично вдавленным стержнем.

**D.3.3.5** В непосредственной близости (в радиусе не более 2 м) от места проведения пенетрометрического исследования проделывают скважину, из которой через каждые 25 см отбирают ненарушенные пробы, определяя составляющие слои, а путем лабораторных исследований, кажущуюся сухую плотность ( $\rho_d$ ), максимальную сухую плотность ( $\rho_{d \max}$ ) и влажность ( $w$ ).

#### D.3.4 Расчет и предоставление результатов

Сопrotивление земли динамическому проникновению  $R_d$ , определяется по формуле:

$$R_d = \frac{1}{A} \times \frac{G_1^2 \cdot h}{e(G_1 + G_2)} \text{ [кН/м}^2\text{]} \quad (\text{D.4})$$

где:

- $G_1$  - вес молота, (кН);
- $G_2$  - вес стержней + конус + наковальня + направляющий стержень, на определенную глубину, (кН);
- $h$  - высота падения молота, (м);
- $e$  - проникающая способность конуса при одиночном ударе, (м);
- $A$  - площадь поперечного сечения конуса, (м<sup>2</sup>).

Предоставление результатов проникновения выполняется по образцу бланка, представленного в таблице D.3.

#### D.3.5 Зависимости

**D.3.5.1** Для определения допустимого давления предлагается следующая зависимость, установленная экспериментально и проверенная на практике:

$$P_{adm} = \frac{R_d}{F \cdot k} \text{ [кН/м}^2\text{]} \quad (\text{D.5})$$

где:

- $R_d$  - сопротивление грунта динамическому проникновению (кН/м<sup>2</sup>);
- $F$  - коэффициент безопасности со значениями в диапазоне 2,5 – 3,5 (чем ниже его значения, тем лучше, т.е. около 2,5).
- $k$  - постоянный коэффициент, представляющий собой характеристику рассматриваемого грунта, который зависит от геологического строения площадки и изменяется в пределах 5-7, а именно:

$k = 5$  для песков мелких глинистых;

$k = 6$  для пыли;

$k = 7$  для глин.

**D.3.5.2** Наиболее неблагоприятная ситуация возникает при  $F = 3$  и  $k = 7$ .

**D.3.5.3** Формула (D.5) может быть использована для оценки несущей способности грунта основания земляного полотна.

Таблица D.3 — Бланк записи значений, полученных с помощью легкого динамического пенетрометра

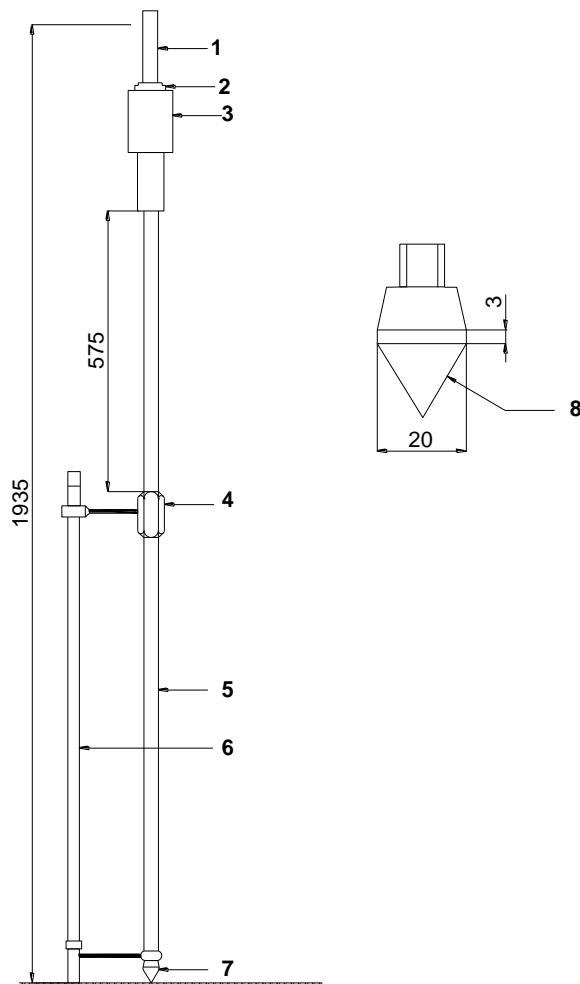
LOGO LABORATOR			ȘANTIER			
PENETREARE DINAMICĂ UȘOARĂ conform			PDU Nr.			
Pozitia:			Cota forajului:			
$\alpha = \frac{G_1^2 \cdot h}{A \cdot (G_1 + G_2)}$	Nr.lov. N10	R <sub>d</sub> (MPa)	Descriere stratificație	Apa subterană	N10 [lov.]	R <sub>d</sub> (MPa)
					0.00	
					0.10	
					0.20	
					0.30	
					0.40	
					0.50	
					0.60	
					0.70	
					0.80	
					0.90	
					1.00	
					1.10	
					1.20	
					1.30	
					1.40	
					1.50	
					1.60	
					1.70	
					1.80	
					1.90	
					2.00	
					2.10	
					2.20	
					2.30	
					2.40	
					2.50	
					2.60	
					2.70	
					2.80	
					2.90	
					3.00	
					3.10	
					3.20	
					3.30	
					3.40	
					3.50	
					3.60	
					3.70	
					3.80	
					3.90	
					4.00	
					4.10	
					4.20	
					4.30	
					4.40	
					4.50	
					4.60	
					4.70	
					4.80	
					4.90	
					5.00	
					5.10	
					5.20	
					5.30	
					5.40	
					5.50	
					5.60	
					5.70	
					5.80	
					5.90	
					6.00	
Caracteristici penetrometru			Masă berbec =	Executat:		
			Masă nicovală =	Verificat:		
			Masă tijă =	Data:		



## D.4 Динамическое проникновение конуса (DCP)

### D.4.1 Описание

Метод динамического конусного зондирования – DCP (рисунок D.3) – это быстрый метод, который можно использовать для оценки несущей способности грунта основания.



1 – ручка; 2 – ограничитель; 3 – молот; 4 – наковальня; 5 – стальная стойка  $\varnothing$  16 мм;  
6 – градуированная линейка; 7 – конус; 8 – угол конуса

**Рисунок D.3 – Схема DCP**

Испытания по динамическому конусному зондированию проводятся в связных и мелкодисперсных несвязных грунтах с несущей способностью до 3 МПа. Глубина исследования 1 метр.

### D.4.2 Принцип метода

**D.4.2.1** Испытание на динамическое конусное зондирование (DCP) заключается в определении погружения в грунт конуса (рисунок D.3) диаметром (D) = 20 мм при каждом ударе, вызванном падением молота массой 8 кг с высоты 575 мм.

**D.4.2.2** Как и PDU, динамический конусный пенетрометр состоит из следующих составных частей:

а) ударное устройство, состоящее из: молота, наковальни, направляющего стержня и ограничителя хода, с помощью которого фиксируется высота падения молота;

- b) шток, образованный отрезками стальных труб длиной 1 м;
- с) конический наконечник.

**D.4.2.3** Пенетрометр снабжен опорной плитой, выполняющей роль обеспечения вертикальности прибора и снабженной в центральной части направляющим цилиндром, через который проходит шток пенетрометра и градуированной линейкой, по которой считается погружение после каждого удара.

**D.4.2.4** Основными характеристиками устройства являются:

<b>Конусный наконечник:</b>	<b>Штанги:</b>	<b>Молот:</b>
диаметр $d = 20$ мм угол при вершине = $60^\circ$ .	рекомендуемый диаметр штанги = 16 мм	масса: $M_1 = 8$ кг высота падения $h = 0,575$ м

### D.4.3 Проведение испытания

**D.4.3.1** Испытание обычно начинается на поверхности земли или на дне котлована под фундамент.

**D.4.3.2** Выполнение динамического испытания на проникновение конуса включает в себя следующие операции:

- a) выравнивание поверхности площадью около  $1 \text{ м}^2$  на испытательном участке. Для обеспечения вертикальности исследования проникновения опорную плиту размещают на уровне земли, а первый стержень вставляют в ее отверстие.
- b) произведение ударов с частотой 15 - 30 ударов в минуту путем свободного падения молота с постоянной высоты на наковальню устройства. Подъем молота осуществляется вручную до ограничителя хода.
- с) запись хода после каждого удара по показаниям градуированной линейки. Испытание считается завершенным после проникновения конуса в землю на глубину 1 м.

### D.4.4 Расчет результатов и представление данных

Результат динамического конусного зондирования (DCP) выражается в виде индекса динамического проникновения (англ. Dynamic Penetration Index) - DPI [мм/удар].

### D.4.5 Зависимости

Взаимосвязь между DPI (индексом динамического проникновения) и калифорнийским индексом несущей способности (CBR) или модулем реакции ( $K_0$ ) зависит как от природы испытываемого материала, так и от состояния его плотности/консистенции, но для оценки несущей способности с помощью испытаний DCP можно использовать следующие зависимости:

- a) по инструкции

$$\log \text{CBR} = 2,465 - 1,12 \log \text{DPI} \quad (\text{D.6})$$

где:

CBR - Калифорнийский индекс несущей способности [%];  
DPI - индекс динамического проникновения [мм/удар].

- b) зависимость между DCP и значением  $K_0$  представлена графически (рисунок D.4).

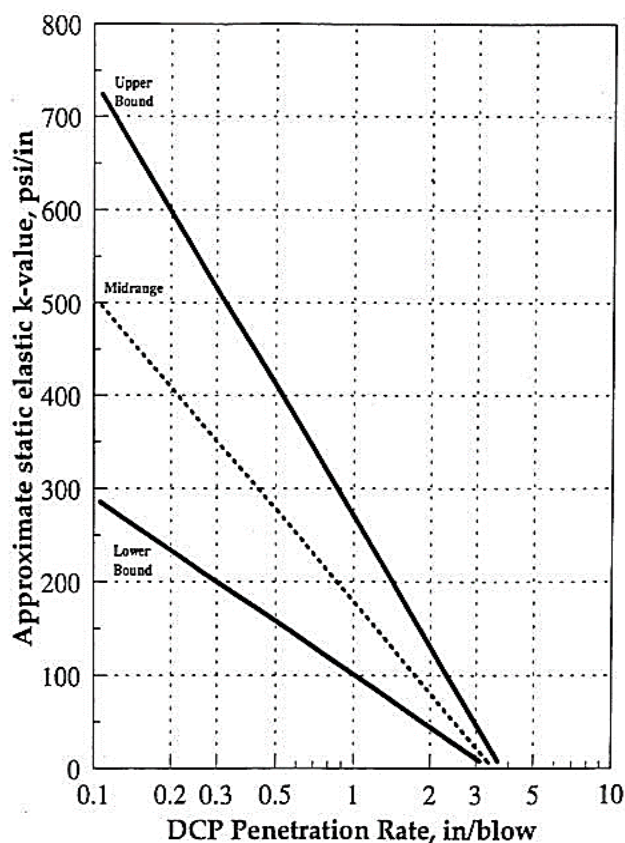


Рисунок D.4 — Аппроксимация зависимости между DCP и модулем реакции

где:

k-value – модуль реакции  $K_0$ , [psi/in];

DCP penetration rate – средние значения DPI [дюйм/удар] на определенной глубине (0,03 м; 0,50 м; 1,0 м), [in/blow].

ПРИМЕЧАНИЕ:

1 psi/in = 0,271 кПа/мм;

1 кПа/мм = 1 МН/м<sup>3</sup>;

1 in/blow = 25,4 мм/удар.

## D.5 Статический пенетрометр Проктора

### D.5.1 Описание

Пенетрометр Проктора применяется для проверки степени уплотнения мелкозернистых грунтов (максимум до 2 мм), полученный в результате уплотнения на различных этапах устройства земляного полотна. Для этого одновременно с построением диаграммы Проктора строится и диаграмма сопротивления грунта статическому проникновению (проникновению наконечника) в зависимости от влажности.

### D.5.2 Принцип метода

Статический тест на пенетрацию заключается в медленном и непрерывном вдавливании в землю стержня с установленным наконечником определенной площади круга. Низкая и постоянная скорость вдавливания, позволяет считать метод статическим.

Таким образом, прибор фиксирует сопротивление мелкозернистого грунта проникновению наконечника (выбранного в зависимости от консистенции грунта), вдавливаемого с постоянной скоростью. Давление для проникновения наконечника на определенную глубину фиксируется пружиной со шкалой нагружения. В некоторых моделях вместо пружины установлено динамометрическое кольцо.

### D.5.3 Аппаратура. Проведение испытания

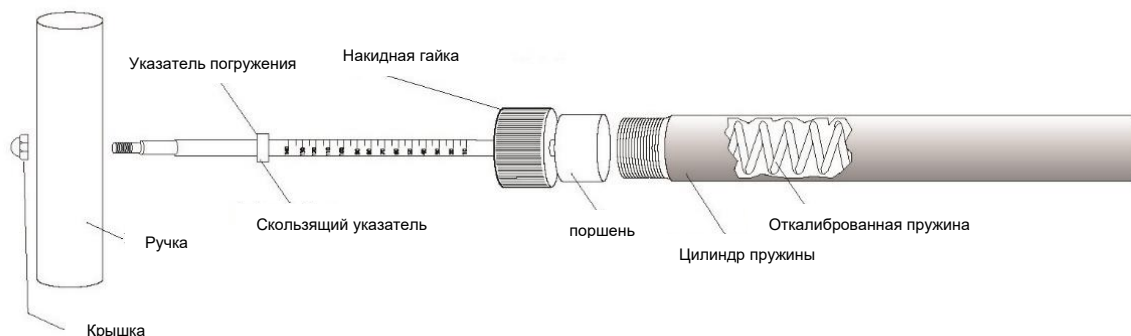


Рисунок D.5 – Схема статического пенетromетра Проктора

D.5.3.1 Устройство состоит из следующих основных частей:

- металлического цилиндра, внутри которого расположена пружина со шкалой;
- грунтопробивного стержня: на одном конце его закреплена пружина, а на другом конце с помощью резьбы может быть закреплён один из наконечников (также называемых «иглами») различной площади в зависимости от консистенции исследуемого грунта. Таким образом, правильно выбранный наконечник должен иметь поверхность давления, соответствующую показаниям в диапазоне 9 – 35 кг по градуированной шкале прибора;
- стержня с градуированной шкалой, с делениями в фунтах, максимальное значение = 45 кгс для измерения давления. Стержень снабжен на верхнем конце съёмной деревянной ручкой на резьбе:
  - комплект наконечников (6 шт.), на каждом из которых написана величина поверхности давления (в дюйм<sup>2</sup> (см<sup>2</sup>): 1/20 (0,32) - 1/10 (0,65) - 1/3 (2,15) - 1/2 (3,23) - 3/4 (4,84) - 1 (6,45) или диаметром в мм: 6,40 - 9,07 - 16,54 - 20,22 - 24,79 - 28,55);
  - вес устройства около 2 кг, длина около 1 м.

#### D.5.3.2 Проведение испытания

- выбирается наконечник, соответствующий консистенции грунта так, чтобы площадь давления обеспечивала показания в пределах 9-35, по градуированной шкале прибора;
- устанавливается рукоятка, и держится обеими руками удерживая прибор в вертикальном положении, опираясь на поверхность земли, плотность которой необходимо проверить;
- опираясь обеими руками на рукоятку, наконечник вдавливаются в грунт с постоянной скоростью примерно 13 мм/сек на минимальное расстояние 76 мм;
- соответствующий наконечник извлекается на поверхность;
- считываются показания по градуированному стержню;
- проводят по 3 таких определения для каждой выбранной контрольной точки в случае связных грунтов и одно определение в случае несвязных грунтов (песок).

Параллельно определяется влажность грунта экспресс-полевым методом.

### D.5.4 Вычисление результатов и представление данных

Сопrotивление грунта проникновению наконечника определяется по формуле:

$$R_p = \frac{\text{сила считываемая по шкале}}{\text{площадь иглы, (inci}^2\text{)}} \quad (D.7)$$

где:

1 inch = 2,54 см;

1 lb = 453,6 г

Результат выражается в г/см<sup>2</sup>. Результаты записываются в специальные таблицы.

### D.5.5 Зависимости

Используется диаграмма зависимости сопротивления проникновению  $R_p$  и калифорнийскому индексу несущей способности (CBR), представленная на рисунке D.6.

Сопротивление проникновению ( $R_p$ ) – единица измерения дека ньютона (даН) = 1,02 кгс

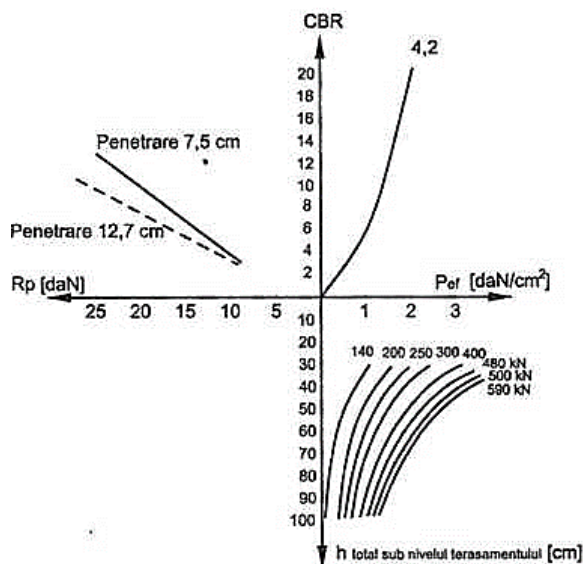


Рисунок D.6 – Корреляция между  $R_p$  [даН] и индексом CBR [%]

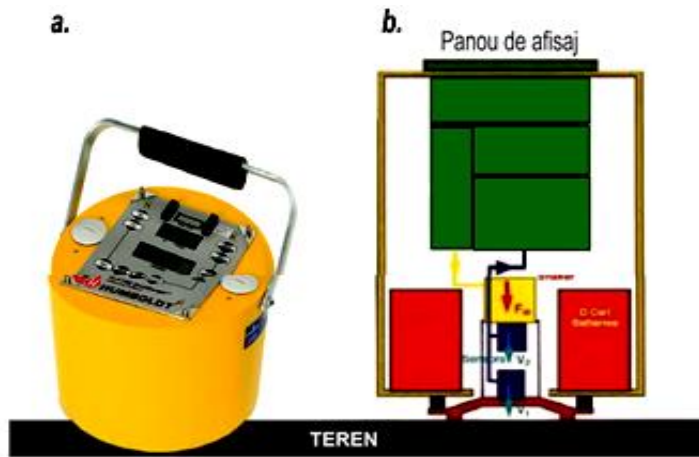
## D.6 Геофизический Метод (GeoGauge)

### D.6.1 Описание

**D.6.1.1** GeoGauge (рисунок D.7) — это усовершенствованный инструмент для мониторинга уплотнения грунтов и прочности материалов, который позволяет строить дороги и автомагистрали с меньшими затратами. Слои дорожной одежды, а также ее компоненты могут быть уплотнены до соответствующих инженерных свойств, указанных в проектной документации.

**D.6.1.2** GeoGauge (рис. D.7) представляет собой неядерное устройство, которое передает на землю очень малые смещения ( $<1,27 \times 10^{-6}$  м) в виде вибраций с частотами от 100 до 196 Гц и измеряет силу, передаваемую на поверхность и ее результат, то есть ее смещение. Таким образом, деформация поверхности находится в прямой зависимости от частоты.

**D.6.2** Уплотнение и непосредственный контроль в соответствии с требованиями жесткости слоя дорожной одежды или модуля упругости материала, в процессе строительства, позволяют эффективно отслеживать однородность, прочность и деформацию конструкции, а также вести учет и контролировать качество строительства из различных материалов. Это обеспечивает лучшую ровность и большую долговечность поверхностям дорожного покрытия при меньших затратах.



а.- фото; б. - схема работы

**Рисунок D.7 – Устройство GeoGauge**

**D.6.3** GeoGauge был принят в качестве индекса вместо CBR и модуля упругости. Кроме того, прибор GeoGauge зарекомендовал себя как замена испытаниям FWD, LFWD, DCP и испытаниям плит на нагрузку. Благодаря явным преимуществам скорости, простоты и непроницаемости, GeoGauge обеспечивает более широкий и эффективный контроль/обеспечение качества на основе характеристик грунта, обычно устанавливаемых FWD, LFWD, DCP, PLT и CBR.

**D.6.4** Функциональные возможности включают в себя:

- Динамическое измерение инженерно-технических свойств с использованием жесткости структурного слоя, МН/м (klbf/in) и модуля Юнга материала, МПа (kpsi);
- Контроль/обеспечение качества на месте напрямую связывает уплотнение с характеристиками материала и требованиями по проектированию, одновременно содействуя механическому и эмпирическому проектированию дорожной одежды;
- Обеспечивает максимальную жесткость при подъеме с минимальным усилием сжатия;
- Облегчает равномерную передачу и распределение нагрузки от дорожной одежды на грунт, что приводит к увеличению срока службы дорожного покрытия, снижению затрат на содержание и более однородной поверхности;
- Портативный, быстрый, простой, надежный, неразрушающий и неядерный.

**D.6.5** Основные области применения: контроль земляного полотна, оснований, фундаментов из грунтов, укрепленных известью, цементом, золой и полимерными стабилизирующими материалами, мониторинг повторного уплотнения асфальта и холодного ресайклинга на месте переработки до заданного уплотнения для оптимизации работ и снижения затрат на обслуживание дорожных покрытий.

## **D.7 Непрерывный контроль уплотнения (eng.: continuous compaction control - CCC)**

### **D.7.1 Описание**

Все методы управления, представленные в этом приложении, включая классические (представленные в приложениях В и С), имеют два важных ограничения. С одной стороны, контроль осуществляется точно, путем опроса, с другой стороны, процесс контроля отделен во времени от производственного процесса, причем контроль всегда представляет собой вмешательство, а средства устранения (дополнительные уплотнения) могут быть выполнены только после оценки результатов контроля.

Однако эти ограничения исчезают в случае использования метода непрерывного контроля уплотнения - CCC по всей поверхности.

## D.7.2 Принцип метода

Принцип измерения, следующий:

каток должен быть оснащен устройством регистрации вибраций, закрепленным на оси катка (рисунок D.8). Оно принимает параметры (амплитуда, частота) колебаний уплотнителя в процессе уплотнения и передает их в вычислительный блок.

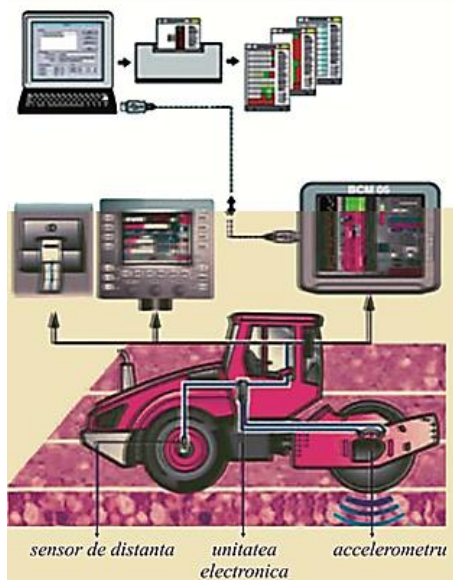


Рисунок D.8 – Схема работы устройства ССС

## D.7.3 Проведение испытания

**D.7.3.1** Перед началом работ по уплотнению проводят экспериментальный участок точно в тех же условиях, что и основные работы (тип грунта, влажность, грунт основания и т.п.), на котором устанавливают контрольные параметры уплотнения, тем самым калибруя систему послойного уплотнения.

**D.7.3.2** Эталонные параметры вводятся в память компьютера, который при выполнении сравнивает эталонные параметры с полученными. Таким образом, оператор постоянно информируется о качестве уплотнения, а процесс проверки ведется непрерывно по всей поверхности.

**D.7.3.3** Ограничения метода:

- поверку можно проводить только при условии наличия предыдущих калибровок, что может быть относительно дорогостоящим, если проверяемая партия не имеет достаточно большой площади;
- измерения безопасны и показательны, если на всей поверхности существуют такие же условия, как те, при которых проводилась калибровка;
- метод можно использовать только для проверки уплотнения ровных поверхностей. С помощью этого метода невозможно контролировать обратную засыпку или уплотнение траншей.

## D.7.4 Вычисление результатов и предоставление данных

**D.7.4.1** Расчет результатов производится автоматически центральным блоком и результаты могут быть отображены на экране компьютера или распечатаны.

Бланк регистрации значений, полученных с помощью легкого динамического прогибомера и статистической оценки результатов

## Приложение Е (обязательное)

### Определение прогиба гибких и полужёстких дорожных конструкций рычажным прогибомером типа Бенкельмана

#### Е.1 Общие сведения

**Е.1.1** Прогиб дорожных одежд определяют с использованием различных методик измерения деформационных характеристик дорожной конструкции, дифференцированных по следующим факторам:

- а) измеряемая составляющая вертикальной деформации (упругой или суммарной) поверхности дорожного комплекса под нагрузкой задней оси измерительного автомобиля;
- б) продолжительность нагружения дорожного комплекса при проведении измерений;
- в) независимость средства измерения от средства измерения.

**Е.1.2** Длительность нагружения дорожного комплекса при измерении должна быть не более 1 мин. и должна соответствовать скорости движения измерительного транспортного средства максимум 0,5 км/ч.

**Е.1.3** Прогибы дорожного комплекса соответствуют нагрузкам на дорожный комплекс, создаваемым нагрузкой на одно из сдвоенных задних колес 57,5 кН эталонного автомобиля (при нагрузке на заднюю ось 115 кН).



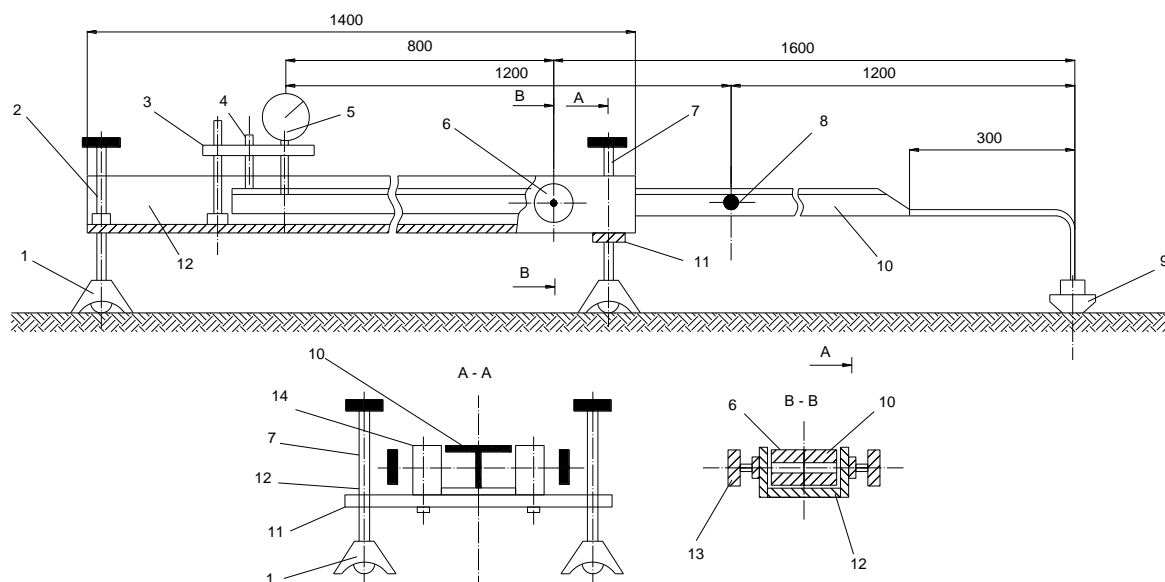
Рисунок Е.1 — Рабочее положение прогибомера

#### Е.1.4 Требования к рычажному прогибомеру Бенкельмана

**Е.1.4.1** Рычажный прогибомер типа Бенкельмана (рисунок Е.1) должен соответствовать данным паспорта изготовителя. Точность измерения прибора составляет 0,01 мм.

**Е.1.4.2** Измерения прогиба должны производиться строго по инструкции, прилагаемой к оборудованию.





1 - опора, 2 - задний регулировочный винт, 3 – держатель индикатора, 4 - стопор, 5 - индикатор, 6 – ось вращения опоры 2/1, 7 - передний регулировочный винт, 8 - ось вращения опоры 1/1, 9 - измерительная игла, 10 - рычаг опоры, 11 - опорная линейка, 12 - опорная балка, 13 - крепежный винт, 14 - система сборки балки

**Рисунок Е.2 — Схема прогибомера Бенкельмана**

## Е.2 Проведение измерений

**Е.2.1** В зазоре между шинами сдвоенных колес транспортного средства, установленного в точке измерения, помещают рычаг прогибомера Бенкельмана с измерительной иглой, который осевой опорой должен прочно опираться на поверхность дорожного покрытия.

**Е.2.2** По прошествии (4-5) мин регистрируется первое показание на индикаторе прогибомера, после чего транспортное средство движется вперед на расстояние не менее (5,0-10,0) м от места измерения.

**Е.2.3** По прошествии (4-5) минут после снятия нагрузки регистрируется второе показание индикатора. Разница между значениями двух показаний будет соответствовать величине упругого прогиба.

## Е.3 Обработка результатов измерений рычажным прогибомером Бенкельмана

**Е.3.1** Значения, считываемые на циферблате индикатора ( $C_{2,4}$  и  $C_{5,0}$ ), рассчитывают по константам А и В линии регрессии (формулы Е.1 и Е.2) с получением скорректированных значений отклонений на расстояниях 2,4 м ( $d_{2,4}$ ) и 5,0 м ( $d_{5,0}$ ).

$$y = A + Bx \text{ (Е.1), а именно } d = A + BC \text{ (Е.2)}$$

где:

$d$  = прогиб, с точностью до 0,01 мм;

$C$  = показание индикатора рычажного прогибомера, с точностью до 0,01 мм;

$A$  и  $B$  – константы уравнения первой степени (прямая регрессии)

**Е.3.2** Величина прогиба ( $d$ ) рассчитывается по формуле:

$$d = 2 \times d_{5,0} - d_{2,4} \quad \text{(Е.3)}$$

Результаты заносятся в бланк таблицы Е.1.

**Е.3.3** Если нагрузка задней оси автомобиля, используемого при измерении, отличается от нагрузки эталонного автомобиля (115 кН), значения расчетных прогибов преобразуют в значения, соответствующие эталонному транспортному средству, по формуле:

$$d_i = \frac{115d}{P} \quad (\text{E.4})$$

где:

$d_i$  – значение прогиба, соответствующее задней оси эталонного автомобиля, с точностью до 0,01 мм;

$P$  – нагрузка на заднюю ось автомобиля, используемого при измерении, кН.

**Е.3.4** Результаты измерений статистически обрабатывают путем расчета:

а) среднего прогиба по формуле:

$$d_{BM} = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n} \quad (\text{E.4})$$

где:

$d_{BM}$  – среднее арифметическое значений прогиба, с точностью до 0,01 мм;

$d_i$  – отдельные значения расчетного прогиба, с точностью до 0,01 мм;

$n$  – количество учитываемых отдельных значений.

Значения отклонений, участвующих в статистической обработке, зависят от цели измерения, а именно:

- в целях оценки технического состояния современных дорог общего пользования, их усиления и определения несущей способности модернизируемых дорог результаты измерений обрабатываются по каждой серии измерений;
- в целях контроля качества выполнения дорог или уширения проезжей части существующих дорог обрабатываются все результаты измерений, проведенных по всей ширине дороги или полосы уширения.

б) среднеквадратичное отклонение серии значений, находящееся в зависимости:

$$S_B = \sqrt{\frac{\sum d_i - n \times d_{BM}^2}{n}} \quad (\text{E.5})$$

где:

$S_B$  – среднеквадратическое отклонение с точностью до 0,01 мм.

в) коэффициент вариации, по формуле:

$$C_v = \frac{100 \times S_B}{d_{BM}} \quad (\text{E.6})$$

Таблица Е.1 — Бланк значений прогиба, определенных с помощью рычажного прогибомера Бенкельмана

							Contract:		
							Client:		
<b>RAPORT DE ÎNCERCĂRI</b>									
determinarea prin deflectometrie a deflexiunii drumului cu deflectometrul cu pârghie Benkelman conform Anexei E									
<b>Lucrarea:</b>			<b>PARGHIA BENKELMAN</b>						
<b>Tronson:</b>			Raport de transmitere a deflexiunii						
<b>Data încercării:</b>			Factor de corecție			A =			
						B =			
<b>Strat verificat:</b>			Greutatea osiei (tone)						
Nr. crt.	Poziția km.		Tip profil	Valori citite		Valori corectate		Deflexiuni $d_i$	$d_i$ 2
				$d_{2,4}$	$d_{5,0}$	$d_{2,4}$	$d_{5,0}$		
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									
Număr determinări, $n =$									
Deflexiunea medie $d_{BM} = [0,001 \text{ mm}]$				<b>OPERATOR:</b>					
Abaterea medie pătratică $S_B = [0,001 \text{ mm}]$									
Coeficient de variație $C_v = [\%]$				<b>VERIFICAT:</b>					
Valoarea admisibilă $d_{adm} = [0,001 \text{ mm}]$									

## Приложение F (справочное)

### Методика статистических расчетов, используемая при интерпретации результатов натуральных и лабораторных измерений

#### F.1 Общие сведения

**F.1.1** Настоящая методика подразумевает статистическую интерпретацию результатов полевых и лабораторных измерений с целью определения качества и равномерности выполнения земляного полотна и слоев дорожных одежд.

Применение методов статистической оценки для определения качества и равномерности выполнения может осуществляться только:

- a) на однородных участках;
- b) по индивидуальным характеристикам (несущей способности, уплотнению, геометрическим и т.п.), определяемых в аналогичных условиях (например, модуль линейных деформаций  $E_{V2}$ , определяемый статическим штампом, модуль динамических прогибов  $E_{Vd}$ , определяемый легким динамическим прогибомером, толщина слоя и др.)

**F.1.2** Под однородным участком понимают слой одинаковой толщины, характеризующийся одинаковыми условиями в отношении:

- a) характеристики используемых материалов;
- b) технологии исполнения.

**F.1.3** Статистическая оценка результатов может быть выполнена:

- a) если такой анализ требуется проектом/техническим заданием или действующими техническими предписаниями (например, анализ характерного прогиба, полученного с помощью рычага Бенкельмана);
- b) если заказчик запрашивает анализ качества/равномерности слоя по определенному критерию;
- c) в качестве внутренней проверки исполнителя для обеспечения однородности участков с точки зрения качества и единообразия исполнения.

Имея рекомендательный характер, представленная ниже методика статистических расчетов относится только к случаям b) и c). В случае a) положения проекта/спецификаций или действующих технических предписаний должны быть соблюдены.

#### F.2 Статистические показатели, используемые при интерпретации измерений

##### F.2.1 Основные положения

Элементы множества, например значения серии измерений, отличаются друг от друга, расходятся. Но это рассеивание не хаотично, а подчиняется определенным законам.

Нормальное распределение — это одно из теоретических распределений, где в случае бесконечно большого числа измеренных значений они будут соответствовать теоретической функции плотности, как показано на рисунке F.1.

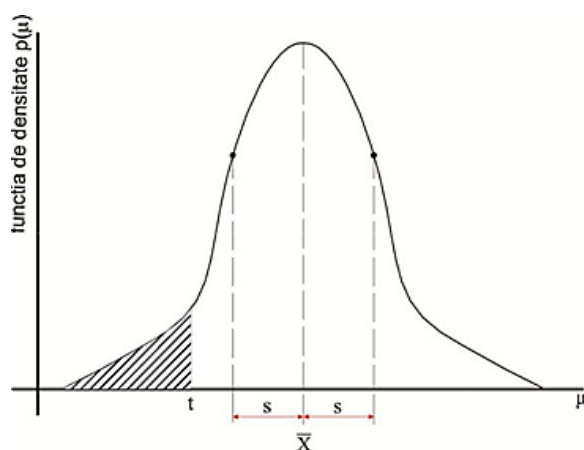


Рисунок F.1 — Функция плотности нормального распределения

**F.2.2** Для числа ( $n$ ) результатов измерений характеристики, могут быть определены следующие статистические показатели:

a) количество значений ( $n$ );

Минимальное количество значений ( $n$ ) зависит от размера контролируемого однородного участка. Можно учесть, что для участка до 1000 м<sup>2</sup>  $n_{minim} = 4$ , далее для каждые 500 м<sup>2</sup> минимальное количество увеличивается на одну единицу.

b) максимальное значение характеристики ( $X_{max}$ );

c) минимальное значение характеристики ( $X_{min}$ );

d) среднее значение характеристики:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (F.1)$$

где:

$x_i$  - представляет собой отдельные значения, составляющие строку данных;

$n$  - представляет собой количество значений (результатов).

e) стандартное отклонение:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - x_i)^2}{n-1}}, \text{ для } n \leq 30 \quad (F.2)$$

или

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - x_i)^2}{n}}, \text{ для } n > 30 \quad (F.3)$$

Стандартное отклонение характеризует величину разброса каждого отдельного элемента.

f) коэффициент вариации:

$$C_v = \frac{s}{\bar{X}} \times 100 (\%) \quad (F.4)$$

где:

$s$  - стандартное отклонение d;

$\bar{X}$  - среднее значение.

Коэффициент вариации обозначается  $V_x$  и имеет следующие максимальные рекомендуемые значения (таблица E.1):

**Таблица Е.1 – Максимальные значения коэффициента вариации, рекомендуемые для разграничения геотехнического параметра**

Геотехнический параметр	$V_x \text{ max } (\%)$
Объемный вес, $\gamma$	5
Природная влажность, $w$	15
Коэффициент консистенции, $IC$	
Коэффициент пористости, $e$	
Коэффициент плотности, $I_D$	30
Индекс пластичности, $I_P$	

ПРИМЕЧАНИЕ. – Коэффициент вариации обозначается  $C_v$ , а максимально допустимое значение коэффициента вариации характерного прогиба, определяемое с помощью рычажного прогибомера Бенкельмана, составляет  $C_v < 40 \%$ .

г) характерное значение геотехнического параметра  $X_k$  устанавливаются по формуле:

$$X_k = \bar{X} \pm k_n \times s = \bar{X} \times (1 \pm k_n \times V_x) \quad (F.5)$$

где:

$\bar{X}$  - среднее значение;

$V_x = C_v$  - коэффициент вариации;

$s$  - стандартное отклонение;

$k_n$  - статистический коэффициент вариации среднего значения, который зависит от количества выбранных значений и уровня обеспеченности среднего значения, приведенный в таблице Е.2.

**Таблица Е.2 – Значения статистического коэффициента  $k_n$  для уровня достоверности 95% при установлении значений характеристик**

Количество значений $n$	Значения $k_n$ для:	
	$V_x \text{ necunoscut}$	$V_x \text{ cunoscut}$
3	1,69	0,95
4	1,18	0,82
5	0,95	0,74
6	0,82	0,67
8	0,67	0,58
10	0,58	0,52
20	0,39	0,37
$\geq 30$	0,31	0,30

ПРИМЕЧАНИЕ 1 — Для промежуточных значений  $n$  допускается линейная интерполяция табличных значений  $k_n$ .

ПРИМЕЧАНИЕ 2. – Дополнительные характеристики, касающиеся выбора значения  $k_n$ , приведены в [5].

h) условие допустимости:

$$X_k \text{ устанавливается соотношением: } X_k \geq X_{\text{admis}}$$

где:

$X_k$  – характерное значение;

$X_{\text{admis}}$  – установленное проектом/техническим заданием или техническими предписаниями.

### Ф.3 Пример расчета

Для примера, сравним две статистические оценки по эмпирически выбранным значениям одного и того же параметра (например,  $E_{Vd}$  - модуля динамического прогиба, определенного с помощью легкого динамического прогибомера).

Для обеих оценок мы будем использовать данные таблицы F.3. Установлено, что и в первом случае и во втором количество испытаний (значений) равно  $n = 7$ . Во втором случае меняется только последнее значение. При  $n$  измеренных значениях вычисляют среднее значение  $\bar{X}$  по формуле (F.1), после чего по формуле (F.2) или (F.3), в зависимости от числа ( $n$ ), определяют стандартное отклонение ( $s$ ) и коэффициент вариации  $C_v$ .

Для оценки однородности выдвигается условие  $C_v \leq 20\%$ .

После применения формул расчета получается:

**Таблица E.3 – Статистическая оценка серий измерений**

$n$	Измеренные значения, $E_{vd}$	$\bar{E}_{vd} - E_{vdi}$	$(\bar{E}_{vd} - E_{vdi})^2$	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{E}_{vd} - E_{vdi})^2}{n-1}}$	$C_v = \frac{s}{\bar{X}} \times 100 (\%)$
<b>Серия измерений № 1</b>					
1	59.3	3.24	10.52	$s = \sqrt{\frac{162.28}{7-1}} = 5.20$	$C_v = \frac{5.20}{62.54} \times 100 = 8.32 \%$
2	54.2	8.34	69.60		
3	69.4	-6.86	47.02		
4	65.0	-2.46	6.04		
5	62.6	-0.06	0.00		
6	67.3	-4.76	22.63		
7	60.0	2.54	6.47		
	$\Sigma = 437.8$	-	<b>162.28</b>		
	$\bar{E}_{vd} = 62.54$	-	-		
<b><math>C_v = 8.32 &lt; 20</math> значит условие равномерности выполнено =&gt; <b>проверенный участок, с серией измерений № 1, принят с точки зрения равномерности</b></b>					
<b>Серия измерений № 2</b>					
1	59.3	-0.47	0.22	$s = \sqrt{\frac{873.93}{7-1}} = 12.07$	$C_v = \frac{12.07}{58.83} \times 100 = 20.52 \%$
2	54.2	4.63	21.42		
3	69.4	-10.57	111.76		
4	65.0	-6.17	38.09		
5	62.6	-3.77	14.22		
6	67.3	-8.47	71.77		
7	34.0	24.83	616.46		
	$\Sigma = 411.8$	-	<b>873.93</b>		
	$E_{vd} = 58.83$	-	-		
<b><math>C_v = 20.52 &gt; 20</math> значит условие равномерности не выполняется =&gt; <b>проверенный участок, с серией измерений № 2, не принимается с точки зрения равномерности</b></b>					

## F.4 Выводы

Показанный пример объясняет операции, необходимые для статистической оценки с точки зрения коэффициента вариации  $C_v$  для данного параметра и обращает внимание на тот факт, что одно значение намного ниже среднего из случайно выбранного набора из 7 значений, может привести к отказу от всей совокупности измерений.

Представленная модель статистической оценки не показывает способа расчета характерного значения ( $X_c$ ) по формуле (F.5).

## Библиография

- [1] Hotărârea Guvernului nr. 360 din 25 iunie 1996 cu privire la controlul de stat al calității în construcții, cu modificările ulterioare (Monitorul Oficial al Republicii Moldova, 1996, Nr. 49-50 art. Nr: 415)
- [2] Hotărârea Guvernului nr. 285 din 23 mai 1996 cu privire la aprobarea Regulamentului de recepție a construcțiilor și instalațiilor aferente, cu modificările ulterioare (Monitorul Oficial al Republicii Moldova, 1996, Nr. 42-44, art. 349).
- [3] GOST 6507-90 Микрометры. Технические условия
- [4] IM 003-96 - Metodologie pentru determinarea indicelui californian de capacitate portantă
- [5] NP 122:2010 Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici



**Содержание**

	Стр.
Введение .....	80
1 Область применения .....	82
2 Нормативные ссылки.....	82
3 Термины и определения .....	84
4 Основные положения .....	85
5 Материалы. Технические условия .....	85
5.1 Заполнители.....	86
5.2 Гидравлические вяжущие и цементы для автомобильных дорог .....	91
5.3 Вода .....	92
5.4 Добавки.....	92
5.5 Защитные материалы.....	92
5.6 Контроль качества материала.....	92
5.6.1 Контроль качества заполнителей перед устройством слоев основания .....	92
6 Предварительные исследования .....	95
6.1 Определение характеристик уплотнения нижнего слоя основания из балласта и из оптимальной щебеночно-песчаной смеси .....	95
6.1.1 Оптимальные характеристики уплотнения .....	95
6.1.2 Реальные характеристики уплотнения.....	95
6.2 Проектирование состава смеси из природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими .....	96
6.2.1 Предварительные испытания .....	96
6.2.2 Состав смеси .....	96
7 Приготовление смеси природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими.....	97
7.1 Смесительная установка .....	97
7.2 Экспериментирование с приготовлением смеси .....	98
7.3 Непосредственное приготовление смеси.....	98
7.4 Непосредственное приготовление смеси.....	98
8 Устройство нижних слоев основания.....	99
8.1 Подготовительные работы.....	99
8.2 Экспериментальное устройство нижних слоев основания .....	100
8.3 Выполнение слоев основания из щебня или оптимальной щебеночно-песчаной смеси ...	100
8.4 Укладка смеси природных заполнителей, укрепленных цементом или дорожными гидравлическими вяжущими .....	103
9 Технические условия. Правила и методы проверки.....	107
9.1 Геометрические элементы.....	107
9.2 Условия уплотнения .....	107
9.3 Характеристики поверхности нижнего слоя основания .....	108
10 Приемка работ .....	109
10.1 Приемка скрытых и/или на определяющих этапах работ .....	109
10.2 Приемка по окончании работ .....	109
10.3 Окончательная приемка.....	109
Приложение А (обязательное) Определение плотности дорожных слоев в полевых условиях методом замещения объема .....	110
Приложение В (обязательное) Определение несущей способности статическим штампом (Лукаса).....	114
Приложение С (обязательное) Определение несущей способности прибором CBR.....	131
Приложение D (обязательное) Полевые экспресс- методы оценки несущей способности и степени уплотнения.....	139

Приложение Е (обязательное) Определение прогиба гибких и полужёстких дорожных конструкций рычажным прогибомером типа Бенкельмана .....	154
Приложение F (справочное) Методика статистических расчетов, используемая при интерпретации результатов натурных и лабораторных измерений .....	158
Библиография .....	162

Конец перевода

Membrii Comitetului tehnic pentru normare tehnică și standardizare în construcții CT-C D(01-04) „Construcții hidrotehnice, rutiere și speciale” care au acceptat proiectul documentului normativ:

Președinte	Anii Ruslan
Secretar	Eremia Ion
Reprezentant al MIDR	Rogovei Radu
Membri	Bricicaru Ilie
	Proaspăt Eduard
	Buraga Andrei
	Bejan Sergiu
	Railea Alexandr
	Pașa Iurie
	Brăguța Eugen
	Cadociniov Anatolie

Utilizatorii documentului normativ sunt responsabili de aplicarea corectă a acestuia. Este important ca utilizatorii documentelor normative să se asigure că sunt în posesia ultimei ediții și a tuturor amendamentelor.

Informațiile referitoare la documentele normative (data aplicării, modificării, anulării etc.) sunt publicate în "Monitorul Oficial al Republicii Moldova", Catalogul documentelor normative în construcții, în publicații periodice ale organului central de specialitate al administrației publice în domeniul construcțiilor, pe Portalul Național "e-Documente normative în construcții" ([www.ednc.gov.md](http://www.ednc.gov.md)), precum și în alte publicații periodice specializate (numai după publicare în Monitorul Oficial al Republicii Moldova, cu prezentarea referințelor la acesta).

Amendamente după publicare:

Indicativul amendamentului	Publicat	Punctele modificate

*Ediție oficială*

**COD PRACTIC ÎN CONSTRUCȚII  
CP D.02.31:2024**

**”Ghid privind fundații din piatră spartă și/sau amestec optimal și straturi rutiere din agregate naturale stabilizate cu ciment sau lianți hidraulici rutieri”**

Responsabil de ediție ing. G.Curilina

---

Tiraj      ex. Comanda nr.

---

**Tipărit IP OATUCL  
str. Independenței 6/1  
www.oatucl.md**