

STUDIU GEOTEHNIC

"OBTINERE AUTORIZAȚIE DE CONSTRUIRE PENTRU CREȘTEREA EFICIENȚEI
ENERGETICE OPERAȚIONALE LA SC. AMBRO SA SUCEAVA PRIN
IMPLEMENTAREA UNEI INSTALAȚII DE COGENERARE DE ÎNALTĂ EFICIENȚĂ"

CALEA UNIRII MUNICIPIUL SUCEAVA
JUDEȚUL SUCEAVA



PROIECTANT SPECIALITATE
S.C. STAROL S.R.L. SUCEAVA

ARHITECTURA:
BIROU DE PROIECTARE

BENEFICIAR
S.C. AMBRO S.A SUCEAVA



[Handwritten signature]

JUDEȚUL SUCEAVA
PRIMĂRIA MUNICIPIULUI
- SUCEAVA -

VIZAT SPRE NESCHIMBARE

Anexă la autorizația de construire
disponibilă
Nr. 482 din 24.08.2014

Arhitect șef,



C1. DATE GENERALE

DENUMIRE LUCRARE

"OBTINERE AUTORIZAȚIE DE CONSTRUIRE PENTRU CREȘTEREA EFICIENȚEI ENERGETICE OPERAȚIONALE LA SC AMBRO SA SUCEAVA PRIN IMPLEMENTAREA UNEI INSTALAȚII DE COGENERARE DE ÎNALTĂ EFICIENȚĂ". ce va purta în acest proiect numele generic de: „Construire centrală cogenerare”

AMPLASAMENT

Calea unirii Municipiul Suceava

PROIECTANT GENERAL

Birou de proiectare

PROIECTANT DE SPECIALITATE

S.C. STAROL S.R.L. SUCEAVA



2

DATE TEHNICE FURNIZATE DE BENEFICIAR

Nivel de înălțime P+1

Forma dreptunghiulară : lungime aproximativ 60 m lățime aproximativ 20 m

Amprenta pe sol aproximativ 1200 m³

C2. DATE PRIVIND TERENUL DE AMPLASAMENT

C2.1 DATE SEISMICE

Pentru IMR = 225 ani

$a_g = 0.20$

$T_c = 0.7$ (conform P100/2013)



C2.2 DATE GEOMORFOLOGICE

Din punct de vedere, geomorfologic zona este situată în extremitatea estică a Podișului Moldovenesc, subunitate în cadrul Platformei Moldovenești.

În cadrul acestei subunități, relieful este alcătuit din cutări sub forma de dealuri străbătute de pâraie de diferite ordine hidrologice.

Altitudinea medie este în zona cercetată de aproximativ 150 m

Din punct de vedere al vegetației zona este alcătuită în proporție de peste 70% din terenuri agricole și fânețe.

Clima este de tip temperat continental cu influențe baltice având o temperatură medie multianuală de 7.5C și următorii parametri

- număr zile de iarnă (<0C) 35-45 zile

- număr zile de vară (>25C) 70 zile

- număr zile tropicale (>30C) 15 zile

Alți factori climaterici care trebuie menționați sânt;

- umiditatea medie a aerului 81.7%

- nebulozitatea medie 6.1 zecimi de cer

- precipitații medii multianuale 627 mm.

- viteza medie a vanturilor 2.5 m/s

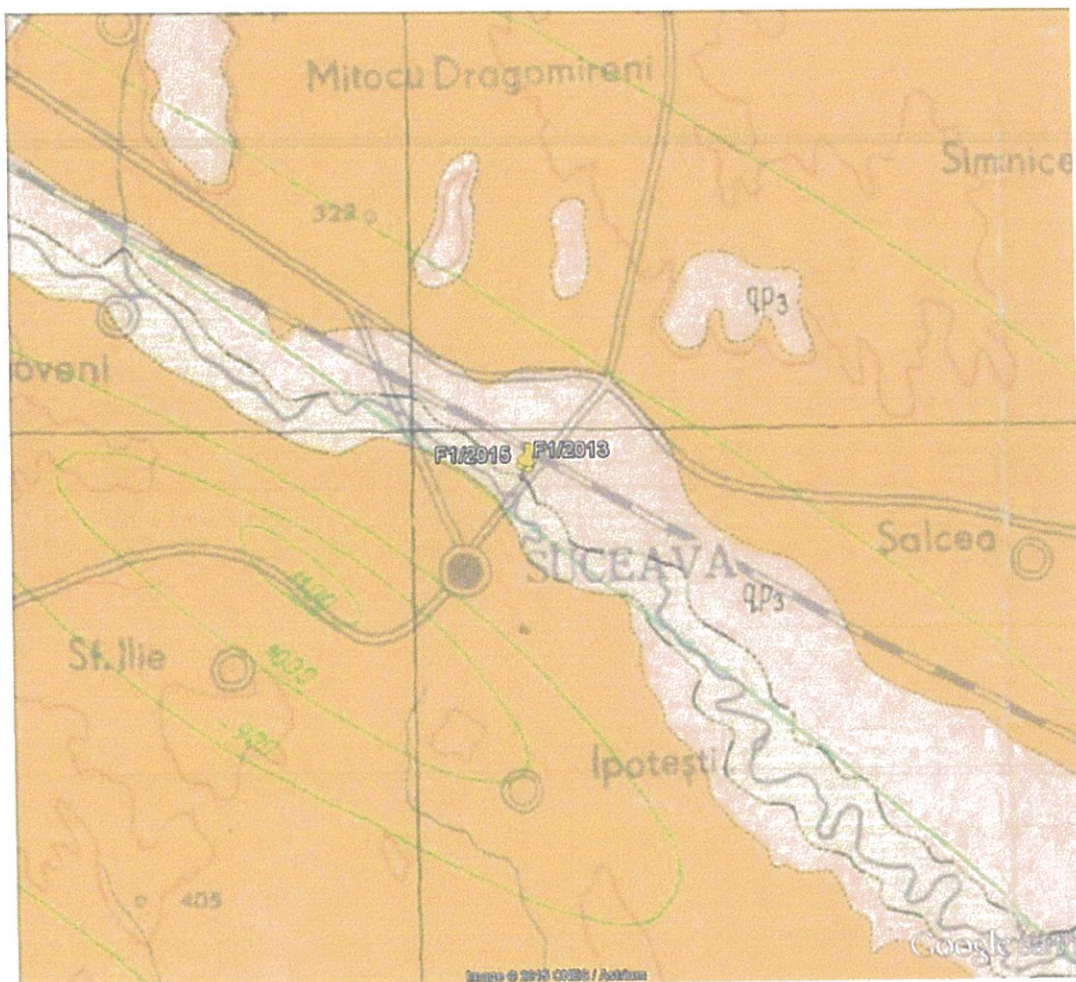
- grosimea medie a stratului de zăpadă 35-45 cm

S.C. STAROL S.R.L.

C2.3 DATE GEOLOGICE

Zona este situată în partea nord-vestică a platformei Moldovenești, platformă ce reprezintă o unitate geosstructurală distinctă, dar aparținând platformei Ruse. Din punct de vedere stratigrafic această unitate este reprezentată de două mari complexe stratigrafice

- Fundamentul cristalin, de vârstă proterozoică, caracterizat prin roci metamorfozate de tip șisturi cristaline cutate, aflate în zona la o adâncime de aproximativ 1000 m .
- Cuvertura sedimentară dispusă discordant și transgresiv peste fundamentul cristalin alcatuită din depozite sedimentare



CUVERTURA SEDIMENTARA

Din punct de vedere al genezei această formațiune s-a dezvoltat într-un ciclu evolutiv de tip platformă și după profesorul L. Ionescu (1988) această unitate cuprinde trei mari complexe lito-stratigrafice, corespunzând la trei mari cicluri de acumulare. Aceste complexe sunt acoperite parțial de depozite de origine continentală de vârstă Cuaternară. Prezentăm ciclul 3 care află în zonă

3 Ciclul Badenian-Volinian(Miocen)

-Badenianul este reprezentat în zona de trei complexe:

- a) Complexul infraanhidritic constituit din gresii și nisipuri cu intercalații de calcare și marne
- b) Complexul evaporitic alcătuit din anhidrite, alabastru și gipsuri cu intercalații de tufuri vulcanice și marne.
- c) Complexul argilo-marno-calcaros având ca reper stratigrafic marnele cu Lithothamnium

-Sarmațianul este foarte bine reprezentat în zona prin următoarele unități litostratigrafice care află în zonă și sunt foarte fosilifere:

- a) Buglovianul dispus concordant peste Badenian e format din depozite argiloase și argilonisipoase cu intercalații calcaroase, marnoase tufacee și rudite într-un facies salmastru
- b) Volinianul este reprezentat de serii de argile, nisipuri, tufuri, gresii și calcare a căror depunere s-a făcut pe două etaje de adâncime a paleomării, astfel în zona de șelf depunându-se calcare de tip oolitic, iar în zona batială sedimentându-se argilele.

4 Depozite Cuaternare

Depozitele de origine marină sus menționate sunt acoperite de formațiuni de vârstă pleistocenă și holocenă alcătuite din depozite argiloase, lossoide, uneori sub care repauzează pietrișuri și nisipuri

C2.3 DATE HIDROGEOLOGICE SI HIDROLOGICE

Din punct de vedere hidrologic și hidrogeologic zona aparține bazinului de ordin superior al râului Suceava într-o zonă ne inundabilă

Pânza freatică cantonează în depozitele nisipoase sau rudite lentiliforme ori stratiforme ale formațiunilor de vârstă cuaternară în facies deltaic, în cazul depozitelor de peneplenă și în depozitele stratiforme arenitice, în cazul versanților.

C2.4 DATE GEOTEHNICE

În vederea determinării caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare pentru acest obiectiv, s-au executat 2 foraje penetrometrice cu con pierdut cu suprafața de 10 cm diametrul de 35 mm și unghiul conului de 60°, la o adâncime de 8.5 m (F1/2013) respectiv 7 m (F1/2015) foraje executate cu un penetrometru dinamic marca „TECNOTEST”

Prelucrarea datelor obținute s-a făcut cu programe specializate furnizate de firma „GEOSTRU” Italia

Poziționarea forajelor este dată în planșa anexa din breviarul de calcul

Coloanele litologice sânt date în planșele anexe din breviarul de calcul

În forajele executate a fost găsită următoarea litologie:

- umplutură de bucăți din beton și pământ în grosime de 0,60 m în care se găsesc sporadic fundațiile fostei centrale termice;
- nisip ușor prăfos maroniu 4.1m
- nisip prăfos galben 1.4m
- pietrișuri și nisipuri 2.0 m;
- marnă bugloviană 2.0m

Apa subterana din zona cercetată, a fost detectată, la -4.7m și nu prezintă agresivitate sulfatică

C2.5 ISTORICUL AMPLASAMENTULUI SI SITUATIA ACTUALA

Obiectivul va fi construit pe un teren intravilan, proprietate particulară a beneficiarului situat în municipiul Suceava Pe această suprafață au existat alte construcții cu funcție tehnică (centrală termică), construcții ce au fost demolate

C2.6 VECINATATI

Obiectivul se învecinează la:

- sud est cu instalații tehnice SC AMBRO SA
- nord est cu instalații tehnice SC AMBRO SA
- nord vest cu instalații tehnice SC AMBRO SA
- sud vest cu instalații tehnice SC AMBRO SA

C2.7 INCADRAREA OBIECTIVULUI ÎN ZONE DE RISC

Seismic

Conform harti de macrozonare seismica a teritoriului Romaniei, anexa la SR 11100/1-93, perimetrul cercetat se încadrează în macrozona de intensitate 7_1 , cu perioada de revenire de 50 de ani (fig. 1.13-2).

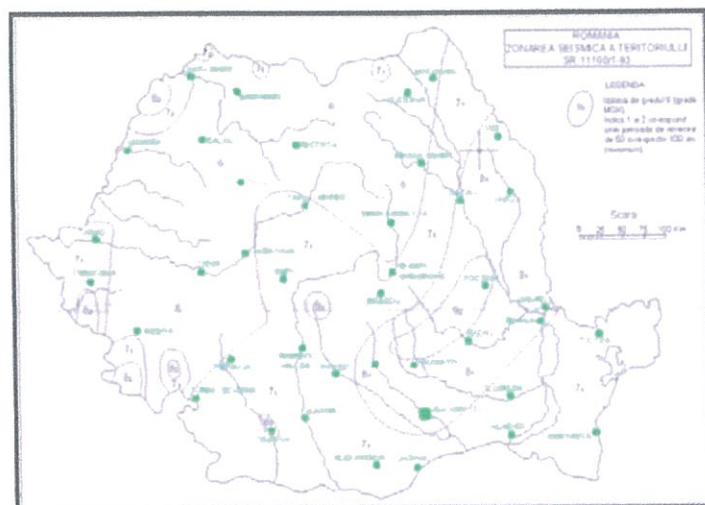


Fig. 1.13-2 - Zonarea seismică a teritoriului României

Conform hărților anexe la normativul P100-1/2013, valoarea de vârf a accelerației terenului pentru proiectare, pentru cutremure având intervalul mediu de recurență $IMR = 225$ ani, este $a_g = 0.20g$, iar perioada de control (colt) a spectrului de răspuns $T_c = 0.70$ sec (fig. 1.12-3 și 1.12-4).

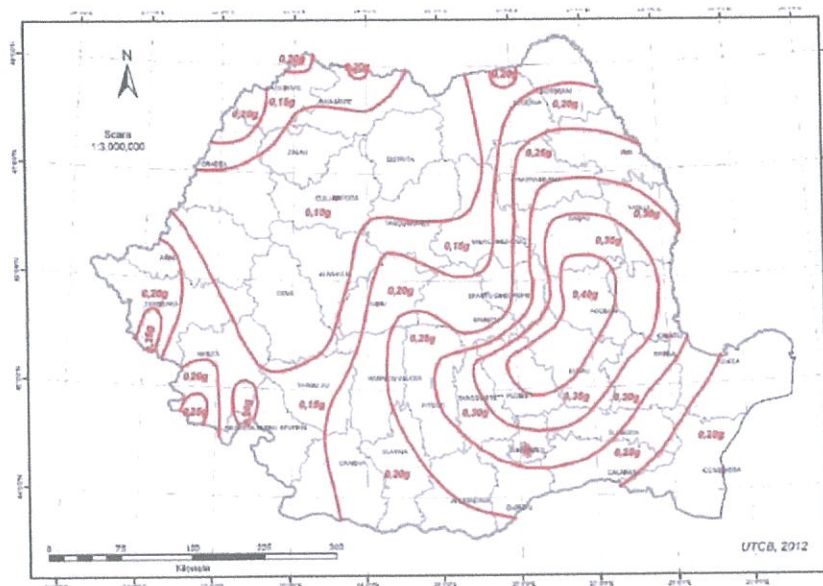


Fig. 1.13-3 - Zonarea teritoriului României în termeni de valori de vârf ale accelerației terenului pentru proiectare a_g pentru cutremure

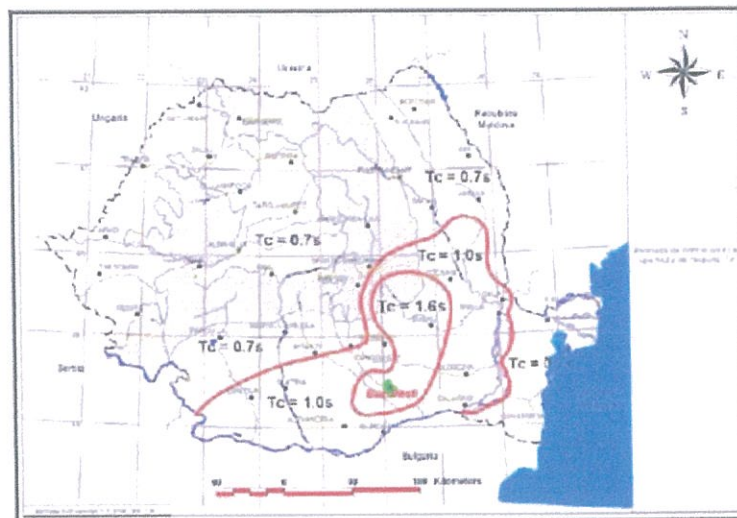


Fig. 1.13-4 - Zonarea teritoriului României în termeni de perioada de control (colt), T_c , a spectrului de răspuns

Gelativ

Adâncimea maxima de îngheț în zona investigată, conform STAS 6054/77, este de 110 -100cm (fig. 1.12-1).



Fig. 1.12-1 - Zonarea teritoriului României după adâncimea de îngheț

Alunecări de teren

Amplasamentul nu este în zonă de alunecări de teren

Inundații

Amplasamentul nu este în zonă inundabilă, diferența de elevație între obiectiv și râul Suceava fiind de 15 m

C3 PREZENTAREA INFORMATIILOR GEOTEHNICE

În vederea determinării caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare pentru acest obiectiv, s-au executat 2 foraje penetrometrice cu con pierdut cu suprafața de 10 cm diametrul de 35 mm și unghiul conului de 60°, la o adâncime de 8.5 m (F1/2013) respectiv 7 m (F1/2015) foraje executate cu un penetrometru dinamic marca „TECNOTEST”

Prelucrarea datelor obținute s-a făcut cu programe specializate furnizate de firma „GEOSTRU” Italia

Poziționarea forajelor este dată în planșa anexa din breviarul de calcul

Coloanele litologice sânt date în planșele anexe din breviarul de calcul

În forajele executate a fost găsită următoarea litologie:

- umplutură de bucăți din beton și pământ în grosime de 0,60 m în care se găsesc sporadic fundațiile fostei centrale termice;
- nisip ușor prăfos maroniu 4.1m
- nisip prăfos galben 1.4m
- pietrișuri și nisipuri 2.0 m;
- marnă bugloviană 2.0m

Apa subterana din zona cercetată, a fost detectată, la -4.7m și nu prezintă agresivitate sulfatică

C.3.1 PARAMETRI GEOTEHNICI DETERMINATI SI CALCULATI

PARAMETRI GEOTEHNICI FORAJ F1/2013

N°	DB	Grosime strat (m)	Gk (kN/m³)	Gk Saturat (kN/m³)	Fik (°)	ck (kN/m²)	cuk (kN/m²)	Eyk (kN/m²)	Edk (kN/m²)	Date aditionale	Texture
1		0.60	19.61	23.54	33.71	0.0	0.0	17357.7	6802.87		
2		3.70	15.0	18.53	29.37	0.0	0.0	3450.0	3676.51		
3		1.90	16.87	18.83	30.7	0.0	0.0	8450.0	4632.66		
4		1.40	19.12	19.32	32.98	0.0	0.0	16078.0	6277.24		
5		0.60	17.85	19.02	31.63	0.0	0.0	13709.7	5303.44		
6		0.30	24.52	24.52	0	0.0	281.45	41697.8	19131.0		

PARAMETRI GEOTEHNICI FORAJ F1/2015

N°	DB	Grosime strat (m)	Gk (kN/m³)	Gk Saturat (kN/m³)	Fik (°)	ck (kN/m²)	cuk (kN/m²)	Eyk (kN/m²)	Edk (kN/m²)	Date aditionale	Texture
1		0.60	18.04	19.02	29.17	0.0	0.0	13920.5	5390.72		
2		4.10	14.22	18.34	21.69	0.0	0.0	3340.0	3294.05		
3		1.40	16.77	18.73	26.93	0.0	0.0	8450.0	4605.2		
4		0.90	13.67	19.22	33.65	0.0	0.0	15774.0	6151.71		

C4 EVALUAREA INFORMATIILOR GEOTEHNICE

C4.1 INCADRAREA IN CATEGORIE GEOTEHNICA

În baza datelor obținute din teren putem face următorul punctaj, conform tabelului A 1.3 din normativul NP 074 / 2014

PARAMETRU	INCADRARE	PUNCTAJ
Condiții teren	Teren mediu	2
Ape subterane	Fără epuizmente	1
Categorie de importanță	Normală	2
Vecinătăți	Risc moderat	2
Risc seismic	A(g)=0.20 g	2
Risc geotehnic		13 puncte

Încadrarea în zona seismică se face conform normativului P100-1/2013 a cărei hartă cu izolinii de accelerație gravitațională și perioadă de colț o anexăm.

Încadrarea în categorii geotehnice se face după următorul tabel:
(normativul NP 074 / 2014 tabelul A 1.4).

RISC GEOTEHNIC	PUNCTAJ	CATEGORIE GEOTEHNICA
redus	6-9	1
<u>moderat</u>	<u>10-14</u>	<u>2</u>
major	14-21	3

Având în vedere încadrarea în categoria geotehnică 2 conform normativului NP 074 / 2014 tabelul A 1.5 se vor executa un minimum de 1 sondaj

CATEGORIA GEOTEHNICA	NUMARUL DE SONDAJE
Categoria 1	1
<u>Categoria 2</u>	<u>2</u>
Categoria 3	3

C4.2 ANALIZA SI INTERPRETAREA DATELOR DIN TEREN SI LABORATOR

C.4.2.1 PRESIUNI ADMISIBILE DE FUNDARE

În vederea determinării caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare pentru acest obiectiv, s-au executat 2 foraje penetrometrice cu con pierdut cu suprafața de 10 cm diametrul de 35 mm și unghiul conului de 60°, la o adâncime de 8.5 m (F1/2013) respectiv 7 m (F1/2015) foraje executate cu un penetrometru dinamic marca „TECNOTEST”

Prelucrarea datelor obținute s-a făcut cu programe specializate furnizate de firma „GEOSTRU” Italia

Poziționarea forajelor este dată în planșa anexa din breviarul de calcul

Coloanele litologice sânt date în planșele anexe din breviarul de calcul

În forajele executate a fost găsită următoarea litologie:

- umplutură de bucăți din beton și pământ în grosime de 0,60 m în care se găsesc sporadic fundațiile fostei centrale termice;
- nisip ușor prăfos maroniu 4.1m
- nisip prăfos galben 1.4m
- pietrișuri și nisipuri 2.0 m;
- marnă bugloviană 2.0m

Apa subterana din zona cercetată, a fost detectată, la -4.7m și nu prezintă agresivitate sulfatică

Plecând de la ideea fundării directe, s-au determinat presiunile admisibile pentru o fundație de tip radier general cu dimensiunile de cuprinse între 10x10m și 20x20 m și adâncimea de fundare la -1.1m folosind datele geotehnice din forajul F1/2015

Încărcarea de proiect a fost luată 150 kPa, încărcare ce corespunde unui obiectiv de acest tip.

Metoda de calcul aleasă a fost metoda Mayerhoff și EC7 pentru cea mai mare valoare a presiunii admisibile ($A1+M1+R1$) și Mayerhoff și EC7 ($A2+M2+R2+$ verificare la seism) pentru cea mai mică, iar pentru tasări metoda tasării elastice și metoda Burland-Burbidge.

A fost verificată posibilitatea de alunecare și posibilitatea de lichefiere a stratelor necoezive

Presiunile admisibile a se aplica asupra stratelor de fundare pentru adâncimea de -1.1 m sânt:

**PRESIUNE ADMISIBILA MAXIMA IN CONDITIA NEDRENATA,
ADANCIME DE FUNDARE -1.1m, LITOLOGIE F1/2015.**

Teren natural (A2+M2+R2+ verificare la seism)

Locatie	Sarcina limita (kPa)	Tasare centrala (mm)	Tasare margine (mm)	Tasare Burbidge (mm) La 10 ani	Metoda
F1/2015(-1.1m)	113.16	15.01	3.56	370.1	EC7

Sarcină limită [Qult] 113.16 kN/m²
 Rezistența de proiect[Rd] 62.87 kN/m²
 Tensiune [Ed] 150.0 kN/m²
 Factor de siguranță [Fs=Qult/Ed] 0.75
 Condiții de verificare [Ed<=Rd] Neverificat

11

Teren natural (A1+M1+R1)

Locatie	Sarcina limita (kPa)	Tasare centrala (mm)	Tasare margine (mm)	Tasare Burbidge (mm) La 5 ani	Metoda
F1/2015(-1.1m)	188.27	15.01	3.56	370.1	Mayerhoff

Sarcină limită[Qult] 188.27 kN/m²
 Rezistența de proiect[Rd] 188.27 kN/m²
 Tensiune [Ed] 150.0 kN/m²
 Factor de siguranță [Fs=Qult/Ed] 1.25
 Condiții de verificare [Ed<=Rd] Verificat

Pentru prima variantă factorul de siguranță (fs)nu atinge nici măcar 1.1 deci soluția
 de fundare nu corespunde cerințelor de proiectare (încărcare 150 kPa)
 Propunem fundare cu radier general sprijinit pe piloți forajați

C.4.2.2 LICHEFIERE

VERIFICARE LA LICHEFIERE - FORAJ F1 Metodă de calcul GNDT Seed si Idriss

Svo: Presiune totală de confinare; S'vo: Presiune efectivă de confinare; T: Tensiune tangentială ciclică; R: Rezistentă teren la lichiefiere; Fs: Coeficient de siguranță

Strat	Adâncime strat (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Conditie:
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
2	4.70	3.00	3.630	69.125	69.125	0.022	0.123	5.48	Nivel nelichefiabil
3	6.10	9.00	9.985	95.346	81.617	0.026	0.175	6.87	Nivel nelichefiabil
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	

NL = nelichefiabil

Stratele nu sânt lichiefiabile

12

C.5 SISTEMUL DE FUNDARE RECOMANDAT SI ADANCIMEA DE FUNDARE

Dacă încărcarea nu depășește valoarea din tabelul de mai jos stratul de fundare poate fi oricare strat din intervalul -1.1 -7m cu condiția de a nu se depăși presiunea admisibilă de fundare dată în graficul Adâncime -Q lim din breviarul de calcul pentru forajul (F1)

Totusi această solutie nu este recomandată datorită tasării secundare foarte mari

Locatie	Sarcina limita (kPa)	Tasare centrala (mm)	Tasare margine (mm)	Tasare Burbidge (mm) La 10 ani	Metoda
F1/2015(-1.1m)	113.16	15.01	3.56	370.1	EC7

Pentru alte adâncimi se urmăresc graficele Adâncime -Q lim din breviarul de calcul (corectati cu un coeficient 0.56% valoarea din graficul Adâncime -Q lim deoarece programul nu face corectii seismice în diagrame)

Dacă încărcarea este de 150 kPa propunem preluarea diferenței între încărcare și sarcina limită suportată de teren la adâncimea de -1.1m de către un set de 6 piloți foraj d= 0.4m, h=9m din beton armat care să sprijine radierul general 20x20x0.3m

Randamentul grupului de piloți este de 0.9

În breviarul de calcul au fost calculate capacitățile portante a fiecărui pilot precum și a grupului de piloți

CARACTERISTICI PORTANTE PILOT 0.4 X 9m DIN BETON ARMAT

Rezistenta de proiectare laterala	415400.40 kg
Rezistenta de proiectare	412572.90 kg
Scurtarea elastica	0.07 mm
Tasare rigida	0.01 mm
Tasare totala	0.08 mm

CARACTERISTICI PORTANTE GRUP 6 PILOTI 0.4 X 9m DIN BETON ARMAT + RADIER GENERAL 20x20 m

Încărcare suportată de grup piloți	$412.57t \times 6 \times 0.9 = 2287.87t$
Suprafața radier general 20x20m	$400 m^2$
Încărcare radier general	113.16kPa
Încărcare grup piloți	54.52kPa
Încărcare grup piloți + radier	167.68 Kpa

Având în vedere că în calculul portanței pilotilor și a radierului au fost introduși factori de siguranță > 1.3 considerăm că sistemul propus poate prelua încărcările de proiectare de 150 kPa cu un factor de siguranță de 1.11 (acceptabil)

13

RECOMANDARI GENERALE

Recomandăm folosirea sistemului de fundare sus menționat alcătuit dintr-un grup de 6 piloți forati cu interaxele de 6.6m respectiv 5 m cu $d=0.4m$ $h=9m$ din beton (C20/25) armat (4 bare $\times 12$ mm B450C și etrieri 8 mm B450C) rigidizați pe un radier 20x20x0.3m din beton armat

Nu există potențial de lichefiere

Nu există alte restricții geotehnice

Intocmit

Ing. geolog Daniel Murariu



ANEXE GRAFICE SI BREVIAR DE CALCUL



ÎNCERCARE DE PENETRARE DINAMICĂ

Client: S.C. AMBRO S.A.
Santier: CONSTRUIRE CENTRALA COGENERARE
Locatie: MUNICIPIUL SUCEAVA JUDEȚUL SUCEAVA

15

Caracteristici tehnice instrumente Sonda: TECNOTEST PENNY 30

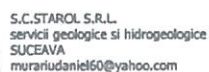
Referință normă	DIN 4094
Greutate masă pentru lovituri	30 Kg
Înălțime cădere liberă	0.20 m
Greutate sistem de lovire	12 Kg
Diametru vârf con	35.68 mm
Suprafață cu bază ascuțită	10 cm ²
Lungimea prăjinilor	1 m
Greutate prăjini pe metru	2.4 Kg/m
Lungime prima prăjină	0.90 m
Penetrare la vârf	0.10 m
Număr de lovituri pe vârf	N(10)
Cărnăsuire/noroi bentonitic	Nu
Unghi vârf de con	60 °

ing geolog Murariu Daniel





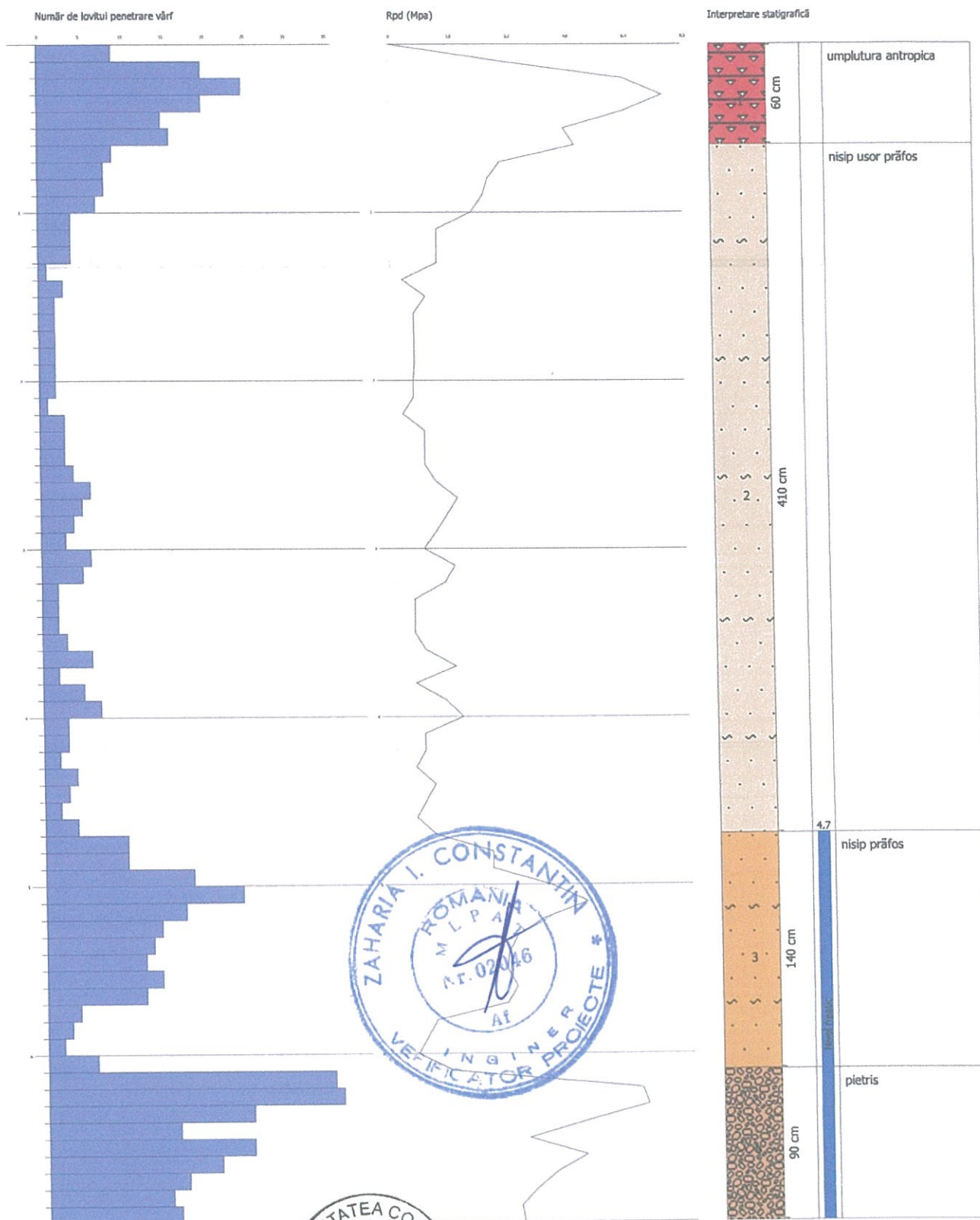
VERIFICATOR EXPERT	NUME	SEMNATURA	CERINTA	Referat/Expertiza nr.data
S.C.STAROL S.R.L. SUCEAVA RO 10568998 J 33 / 284 / 1998			CONSTRUIRE CENTRALA COGENERARE	Pr. nr.
			BENEFICIAR: S.C. AMBRO S.A.	Faza D.T.
	NUME	SEMNATURA	SCARA 1:1000	Planşa nr.1
Def proiect	Ing.Daniel Murariu		DATA dec. 2015	AMPLASAMENT FORAJE
Proiectant	Ing.Daniel Murariu			
Desenat	Ing.Crina Alice Murariu			



Client: S.C. AMBRO S.A.
Santier: CONSTRUIRE CENTRALA COGENERARE
Locatie: MUNICIPIUL SUCEAVA JUDETUL SUCEAVA

Data: 27/11/2015

Scara1:34



ING GEOLOG MURARIU DANIEL





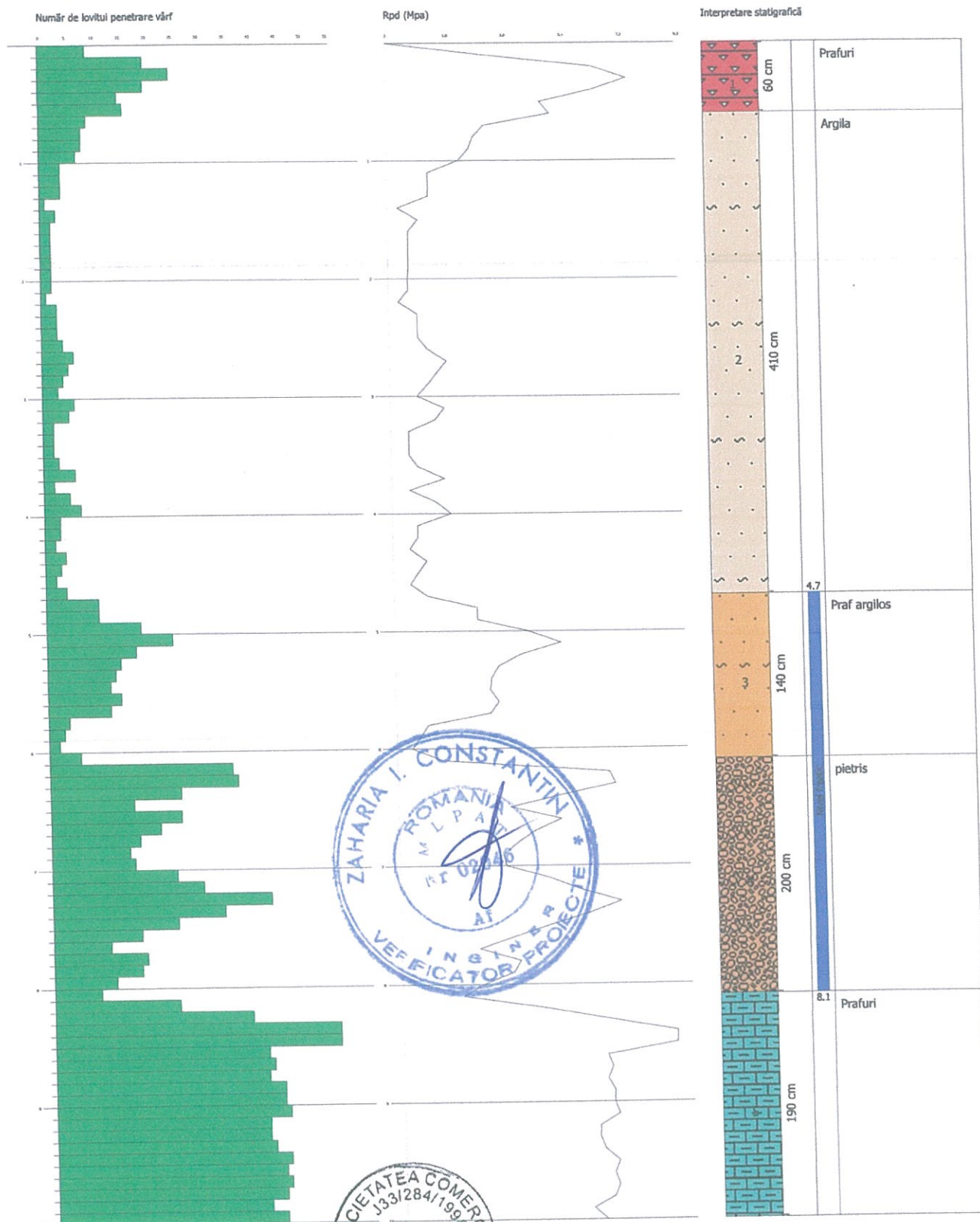
S.C. STAROL S.R.L.
servicii geologice si hidrogeologice
SUCEAVA
murariudaniel60@yahoo.com

ÎNCERCARE DE PENETRARE DINAMICĂ F2/2013
Instrument folosit... TECNOTEST PENNY 30

Client: S.C. AMBRO S.A.
Santier: CONSTRUIRE CENTRALA COGENERARE
Locatie: MUNICIPIUL SUCEAVA JUDETUL SUCEAVA

Data: 28/11/2015

Scara: 1:48



ING GEOLOG MURARIU DANIEL

ÎNCERCĂRI DE PENERTOMETRIE DINAMICE CONTINUE
(DYNAMIC PROBING)
DPSH – DPM (... spt etc.)

Note ilustrative - Diverse tipologii de penetrometre dinamice

Încercarea de penetrometrie dinamică constă în introducerea în teren a unui vârf conic (înaintări progresive d) măsurând numărul de lovituri N necesar.

Încercările de Penetrometrie Dinamice sunt foarte răspândite și utilizate de către geologi și geotehniști, datorită simplității de execuție, economiei și rapidității de execuție.

Elaborarea lor, interpretarea și vizualizarea grafică dă posibilitatea "catalogării și parametrizării" solului cu ajutorul unei imagini continue, care permite o comparație între consistența diverselor nivele traversate și o corelație directă cu sondajele geognostice pentru caracterizarea statigrafică.

Sonda penetrometrică permite de asemenea recunoașterea destul de precisă a grosimii păturilor din substrat, cota eventualelor nivele freatice, suprafețe de ruptură în taluzuri și consistența generală a terenului.

Utilizarea datelor, deduse din corelațiile indirecte și făcând referire la diverși autori, trebuie oricum să fie tratată cu spirit critic și, dacă este posibil, după teste geologice pe teren.

Elemente caracteristice ale penetrometrului dinamic sunt următoarele:

- greutate ciocan M
- înălțime liberă cădere H
- vârf conic: diametru bază con D, suprafața bazei A (unghi de deschidere α)
- avansare (penetrare) d
- prezența/absența cămășuirii externe (noroi bentonitic).

În ceea ce privește clasificarea ISSMFE (1988) diverselor tipuri de penetrometre dinamice (vezi tabelul de mai jos) avem de-a face cu o subdiviziune în patru clase (pe baza greutății M a ciocanului) :

- tip USOR (DPL)
- tip MEDIU (DPM)
- tip GREU (DPH)
- tip SUPERGREU (DPSH)

Clasificarea ISSMFE a penetrometrelor dinamice:

Tip	Acronime	Greutate ciocan M (kg)	Adâncime maximă probă (m)
Ușor	DPL (Ușor)	M ≤ 10	8
Mediu	DPM (Mediu)	10 < M < 40	20-25
Greu	DPH (Greu)	40 ≤ M < 60	25
Super-greu (Super Heavy)	DPSH	M ≥ 60	25

Corelație cu N_{spt}

Deși încercarea de penetrometrie standard (SPT) reprezintă azi unul dintre mijloacele cele mai răspândite și economice pentru obținerea de informații din subteran, marea parte a corelațiilor existente privesc numărul de lovituri N_{spt}

obținut cu ajutorul încercării, este necesară raportarea numărului de lovituri al unei încercări dinamice cu N_{spt} .

Transformarea este dată de:

$$N_{spt} = b_t \cdot N$$

Unde:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{spt}}$$

în care Q reprezintă energia specifică pentru lovitură și Q_{spt} reprezintă energia care se referă la încercarea SPT.

Energia specifică pentru lovitură se calculează în acest mod:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

în care

M = greutate ciocan;

M' = greutate prăjinii;

H = înălțime cădere;

A = suprafața laterală a conului;

d = intervalul de penetrare.

Evaluarea rezistenței dinamice a conului R_{pd}

Formula Olandeză

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

R_{pd} = rezistența dinamică a conului (arie A);

e = penetrare medie pe lovitură (pas instrument împărțit la număr lovituri) (d/N);

M = greutatea ciocanului (înălțimea de cădere H);

P = greutate totală prăjinii și sistem de lovire/batere.

Calculul $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$ este numărul de lovituri normalizat definit ca:

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \text{ con } C_N = \ddot{O}(\text{Pa/s}'_{v0}) \text{ } C_N < 1.7 \text{ Pa} = 101.32 \text{ kPa (Liao si Whitman 1986)}$$

$$N_{60} = N_{spt} \times (ER/60) \times C_s \times C_r \times C_d$$

$ER/60$: Randament sistem de foraj normalizat la 60%.

C_s : Parametru funcție de tub foraj (1.2 dacă lipsește).

C_d : Funcție de diametrul forajului (1 dacă este cuprins între 65-115mm).

C_r : Parametru de corecție funcție de lungimea prăjinilor.

Metodologie de Prelucrare

Prelucrările au fost efectuate printr-un program de calcul automat Dynamic Probing produs de *GeoStru Software*.

Programul calculează raportul energiilor transmise (coeficientul de corelație cu SPT) prin elaborările propuse de către Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permite de asemenea utilizarea datelor obținute din efectuarea încercărilor de penetrometrie pentru extrapolarea informațiilor geotehnice și geologice utile.

O vastă experiență dobândită, împreună cu buna interpretare și corelare, permit obținerea datelor utile pentru proiectare, de multe ori date mai fiabile decât din alte surse bibliografice, aspra litologiilor precum și date geotehnice determinate asupra verticalelor litologice din puține încercări de laborator realizate ca și reprezentare generală a unei verticale eterogene neuniformă și/sau complexă.

În particular se obțin informații privind :

- conturul vertical și orizontal al intervalelor stratigrafice;
- caracterizarea litologică a unităților stratigrafice;
- parametrii geotehnici sugerați de diverși autori în funcție de valorile numărului de lovituri și de rezistența pe con.

Evaluare statistici și corelații

Prelucrarea Statistică

Permite prelucrarea statistică a datelor numerice din Dynamic Probing, utilizând în calcul valori reprezentative ale stratului, considerând o valoare inferioară sau superioară mediei aritmetice a stratului (valoare des utilizată); valorile ce se pot introduce sunt :

Media

Media aritmetică a valorilor numărului de lovituri pe stratul considerat.

Media minimă

Valoarea statistică inferioară mediei aritmetice a valorilor numărului de lovituri pe stratul considerat.

Maxim

Valoarea maximă a valorilor numărului de lovituri pe stratul considerat.

Minim

Valoarea minimă a valorilor numărului de lovituri pe stratul considerat.

Deviația standard medie

Deviație standard medie a valorilor numărului de lovituri pe stratul considerat.

Media deviată

Valoarea statistică a mediei deviate a valorilor numărului de lovituri pe stratul considerat.

Media + deviație

Media + deviația (valoarea statistică) a valorilor numărului de lovituri pe stratul considerat.

Media - deviație

Media - deviația (valoarea statistică) a valorilor numărului de lovituri pe stratul considerat.

Distribție normală R.C.

Valoarea lui $N_{spt,k}$ este calculată pe baza unei distribuții normale sau gaussiene, fixând o probabilitate de a nu depăși de 5%, conform relației de mai jos:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medie} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

unde $\sigma_{N_{spt}}$ este deviația standard a lui N_{spt}

Distribție normală R.N.C.

Valoarea lui $N_{spt,k}$ este calculată pe baza unei distribuții normale sau gaussiene, fixând o probabilitate de a nu depăși de 5%, tratând valorile medii ale lui N_{spt} distribuite normal:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medie} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

unde n este numărul de citiri.

19

Presiunea admisibilă

Presiunea admisibilă specifică pe interstrat (cu sau fără efect de reducere a energiei pentru mișcarea laterală a prăjinilor) calculată după cunoscutele elaborări propuse de Herminier, aplicând un coeficient de siguranță (în general = 20-22) care corespunde unui coeficient de siguranță standard pentru fundații egal cu 4, cu o geometrie standard cu lățime egală cu 1 m și adâncime $d = 1$ m.

Corelații geotehnice terenuri necoezive

Lichefiere

Permite calculul potențialului de lichefiere al solurilor (în principal nisipoase) utilizând date N_{spt} .

Prin relația lui *SHI-MING (1982)*, aplicabilă pentru terenuri nisipoase, lichefierea este posibilă numai dacă N_{spt} -ul startului avut în vedere este inferior N_{spt} -ului critic conform prelucrării lui *SHI-MING*.

Corelație N_{spt} în prezența pânzei freatice

N_{spt} corectat = $15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

N_{spt} este valoarea medie în strat

Corelația este aplicată în prezența pânzei freatice dacă numărul de lovituri este mai mare de 15 (corecția este realizată dacă pânza freatică se regăsește în întreg stratul).

Unghi de forfecare

- **Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956)** - corelație validă pentru terenuri solide la adâncime < 5 m; corelația validă pentru nisipuri și pietrișuri reprezintă valori medii. Corelație istorică foarte utilizată, valabilă pentru adâncime < 5 m pentru terenuri uscate și < 8 m pentru terenuri cu strat freatic (tensiuni $< 8-10$ t/mp).
- **Meyerhof (1956)** - Corelație valabilă pentru terenuri argiloase și argilose-mărnoase fisurate, terenuri moi și pături detritice (din modificarea experimentală a datelor).

- **Sowers (1961)** - Unghi de frecare în grade valid pentru **nisipuri** în general (cond. optime pentru adâncime < 4 m pentru terenuri uscate și < 7 m pentru terenuri cu strat freatic $s > 5$ t/mp).
- **De Mello** - Corelație valabilă pentru **terenuri predominant nisipoase și nisipoase-pietroase** (din modificarea experimentală a datelor) cu unghiul de frecare < 38°.
- **Malcev (1964)** - Unghiul de frecare în grade valabil pentru **nisipuri** în general (cond. optime pentru adâncime > 2 m și pentru valorile unghiului de frecare < 38°).
- **Schmertmann (1977)** - Unghiul de frecare în grade pentru **diversele tipuri litologice** (valori maxime). **N.B.** valori de obicei prea optimiste, deduse din corelațiile indirecte din Dr %.
- **Shioi-Fukuni (1982) (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)** - Unghi de frecare în grade valabil pentru **nisipuri - nisipuri fine sau prăfoase și prafuri** (cond. optime pentru adâncimea încercării > 8 m terenuri uscate și > 15 m pentru terenuri cu strat freatic) $s > 15$ t/mp.
- **Shioi-Fukuni (1982) (JAPANESE NATIONAL RAILWAY)** - Unghi de frecare (grade) valabil pentru **nisipuri medii, grosiere și cu pietriș**.
- **Owasaki & Iwasaki** - Unghi de frecare în grade valabil pentru **nisipuri - nisipuri medii, grosiere și cu pietriș** (cond. optime pentru adâncimea > 8 m pentru terenuri uscate și > 15 m pentru terenuri cu strat freatic) $s > 15$ t/mp.
- **Meyerhof (1965)** - Corelație valabilă pentru **terenuri nisipoase** cu % de praf < 5% cu o adâncime < 5 m și cu % de praf > 5% cu o adâncime < 3 m.
- **Mitchell și Katti (1965)** - Corelație validă pentru **nisipuri și pietrișuri**.

Densitatea relativă (%)

- **Gibbs & Holtz (1957)** - corelație valabilă pentru orice presiune efectivă, pentru **pietriș** Dr este supraestimat, iar pentru **prafuri** subestimat.
- **Skempton (1986)** - elaborare valabilă pentru **prafuri și nisipuri și nisipuri fine până la grosiere NC** pentru orice presiune efectivă, pentru **pietrișuri** de valoarea Dr % este supraestimat, pentru **prafuri** este subestimat.
- **Schultze & Menzenbach (1961)** - pentru **nisipuri fine și cu pietriș NC**, metodă valabilă pentru orice valoare de presiune efectivă în depozitele NC, pentru **pietrișuri** valoarea lui Dr % este supraestimată, pentru **prafuri** este subestimată.

Modulul lui Young (E_y (Kg/cmp))

- **Terzaghi** - elaborare validă pentru **nisip curat și pentru nisip cu pietriș fără să luăm în considerare presiunea efectivă**.
- **Schmertmann (1978)** - elaborare valabilă pentru **diferite tipuri litologice**.
- **Schultze-Menzenbach** - elaborare valabilă pentru **diferite tipuri litologice**.
- **D'Appollonia și alții (1970)** - corelație validă pentru **nisip, nisip SC, nisip NC și pietriș**.
- **Bowles (1982)** - corelație validă pentru **nisip argilos, nisip prăfos, nisip mediu, nisip, praf nisipos și pietriș**.

Modul Edometric (M_o (E_{ed}) (Kg/cm^2))

- Begemann (1974) - elaborarea densităţii rezultată din încercări în Grecia corelaţie validă pentru **praf cu nisip, nisip şi pietriş**.
- Buismann-Sanglerat - corelaţie valabilă pentru **nisip şi nisip argilos**.
- Farrent (1963) - corelaţie valabilă pentru **nisip, nisip cu pietriş** (din modificarea experimentală a datelor).
- Menzenbach şi Malcev - corelaţie validă pentru **nisipuri fine, nisipuri cu pietriş, nisip şi pietriş**.

Stare de consistenţă

- Clasificarea A.G.I. (1977)

Greutate Volumică γ (t/m^3)

- Meyerhof şi alţii, validă pentru **nisipuri, pietrişuri, praf, praf nisipos**.

Greutate Volumică Saturată

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulul lui poisson

- Clasificare A.G.I.

Potential de lichefiere ($Stress Ratio$)

- Seed-Idriss (1978-1981) - Această corelaţie este validă numai pentru **nisipuri, pietriş şi prafuri nisipoase**, reprezintă raportul dintre efortul dinamic mediu t şi tensiunea verticală de consolidare pentru calcularea potenţialului de lichefiere a nisipurilor şi terenurilor nisipoase-cu pietriş prin intermediul graficelor autorilor.

Viteza undelor de forfecare V_s (m/sec)

- Această corelaţie este validă numai pentru **terenuri necoezive nisipoase şi pietroase**.

Modul dinamic de deformare (G)

- Ohsaki & Iwasaki - elaborare valabilă pentru **nisipuri plastice şi nisipuri curate**.
- Robertson şi Campanella (1983) şi Imai & Tonouchi (1982) - elaborare validă mai ales pentru **nisipuri** şi pentru tensiuni litostatice care se încadrează între 0,5 - 4,0 kg/cm^2 .

Modul de reacţie (K_o)

- Navfac (1971-1982) - elaborarea validă pentru **nisipuri, pietrişuri, praf, praf nisipos**.

Rezistenţa la vârf a penetrometrului static (Q_c (Kg/cm^2))

- Robertson (1983) Q_c

Corelații geotehnice pentru terenuri coezive

Coeziune nedrenată (C_u (Kg/cmp))

- Benassi & Vannelli - corelații deduse din experiența firmei constructoare Penetrometre SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967) - corelație validă pentru **argile nisipoase-prăfoase** NC cu $N_{spt} < 8$, **argile prăfoase cu plasticitate medie, argile mărunoase fisurate**.
- Terzaghi-Peck (1948). Cu min-max.
- Sanglerat - din date Penetr. Static pentru **terenuri coezive saturate**, această de corelație nu este valabilă pentru **argilele sensibile** cu o sensibilitate > 5 , pentru **argile supraconsolidate fisurate** și pentru **prafuri cu plasticitate scăzută**.
- Sanglerat - pentru **argile prăfoase-nisipoase puțin coezive**, valori valide pentru rezistențe penetrometrice < 10 lovături, pentru rezistențe penetrometrice > 10 prelucrarea validă este aceea a "argilelor plastice" a lui Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) **U.S. Design Manual Soil Mechanics** - Coeziune nedrenată pentru **argile prăfoase și argile cu plasticitate medie și ridicată**, (C_u - N_{spt} -grad de plasticitate).
- Schmertmann (1975) - (valori medii), valid pentru **argile și nisipuri argiloase** cu $N_c=20$ și $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann (1975) - (valori minime), validă pentru **argile NC**.
- Fletcher (1965) - (Argila de Chicago) Coeziune nedrenată, coloană valori valide pentru **argile cu plasticitate medie-scăzută**.
- Houston (1960) - argilă cu plasticitate medie-ridicăta.
- Shioi-Fukuni (1982), validă pentru terenuri puțin coezive și plastice, argilă cu plasticitate medie-ridicăta.
- Begemann.
- De Beer.
-

Rezistența la vârf penetrometru static (Q_c (Kg/cmp))

- Robertson (1983) Q_c .

Modul Edometric (M_o (E_{ed}) (Kg/cmp))

- Stroud și Butler (1975) - pentru **litotipi cu plasticitate medie**, valid pentru **litotipi argiloși cu plasticitate medie- crescută** - din experiențe pe argilele glaciare.
- Stroud și Butler (1975) - pentru **litotipi cu plasticitate medie-scăzută** ($IP < 20$), validă pentru **litotipi argiloși cu plasticitate medie-scăzută** ($IP < 20$) - din experiențe pe argilele glaciare.
- Vesic (1970) - corelație validă pentru **argile moi** (valori minime și maxime).
- Trofimenkov (1974), Mitchell și Gardner - validă pentru litotipi **argilosi și prătoși-argilosi** (raport $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann-Sanglerat - valid pentru **argile compacte** ($N_{spt} < 30$) **medii și moi** ($N_{spt} < 4$) și **argile nisipoase** ($N_{spt}=6-12$).

Modulul lui Young (E_Y (Kg/cmp))

- Schultze-Menzenbach (Min. si Max.), corelatie valabilă pentru prafuri coezive și prafuri argiloase cu I.P. >15
- D'Appollonia si altii (1983) - corelație validă pentru argile saturate-argile fisurate.

Starea de consistență

- Clasificare A.G.I. (1977)

Greutate Voulmică (t/mc)

- Meyerhof și alții - validă pentru argile, argile nisipoase și prăfoase prevalent coezive.

Greutate Voulmică saturată

- Meyerhof și alții.

ÎNCERCARE F1/2015

Instrument folosit...

TECNOTEST PENNY 30

Încercare efectuată în data de...

11/27/2015

Adâncime încercare

7.00 mt

Nivel freatic identificat

Tip prelucrare: Mediu

Adâncime (m)	Nr. de lovituri	Calcularea coef. reducere Sonda Chi	Rezistentă dinamică redusă (Mpa)	Rezistentă dinamică (Mpa)	Presiune admisibilă redusă Herminier - Olandesi (KPa)	Presiune admisibilă (KPa)
0.10	9	0.857	3.06	3.58	145.95	170.39
0.20	20	0.805	6.40	7.95	304.66	378.64
0.30	25	0.753	7.48	9.94	356.24	473.29
0.40	20	0.801	6.37	7.95	303.20	378.64
0.50	15	0.799	4.76	5.96	226.86	283.98
0.60	16	0.797	5.07	6.36	241.42	302.91
0.70	9	0.845	3.02	3.58	144.00	170.39
0.80	8	0.843	2.68	3.18	127.73	151.45
0.90	8	0.842	2.68	3.18	127.45	151.45
1.00	7	0.840	2.22	2.64	105.58	125.73
1.10	4	0.838	1.26	1.51	60.20	71.84
1.20	4	0.836	1.26	1.51	60.08	71.84
1.30	4	0.835	1.26	1.51	59.96	71.84
1.40	1	0.833	0.31	0.38	14.96	17.96
1.50	3	0.831	0.94	1.13	44.79	53.88
1.60	2	0.830	0.63	0.75	29.80	35.92
1.70	2	0.828	0.62	0.75	29.74	35.92
1.80	2	0.826	0.62	0.75	29.68	35.92
1.90	2	0.825	0.62	0.75	29.63	35.92
2.00	2	0.823	0.59	0.72	28.13	34.17
2.10	2	0.822	0.59	0.72	28.08	34.17
2.20	1	0.820	0.29	0.36	14.01	17.08
2.30	3	0.819	0.88	1.08	41.96	51.25
2.40	3	0.817	0.88	1.08	41.88	51.25
2.50	3	0.816	0.88	1.08	41.81	51.25
2.60	4	0.814	1.17	1.44	55.64	68.34
2.70	6	0.813	1.75	2.15	83.32	102.51
2.80	5	0.811	1.46	1.79	69.31	85.42
2.90	4	0.810	1.16	1.44	55.36	68.34
3.00	3	0.809	0.83	1.03	39.52	48.87
3.10	6	0.807	1.66	2.05	78.91	97.74
3.20	5	0.806	1.38	1.71	65.65	81.45
3.30	2	0.805	0.55	0.68	26.22	32.58
3.40	2	0.803	0.55	0.68	26.18	32.58
3.50	2	0.802	0.55	0.68	26.13	32.58
3.60	3	0.801	0.82	1.03	39.14	48.87
3.70	6	0.800	1.64	2.05	78.16	97.74
3.80	2	0.798	0.55	0.68	26.01	32.58
3.90	5	0.797	1.36	1.71	64.93	81.45
4.00	7	0.796	1.82	2.29	86.74	108.96
4.10	3	0.795	0.78	0.98	37.12	46.70
4.20	3	0.794	0.78	0.98	37.06	46.70
4.30	2	0.793	0.52	0.65	24.67	31.13
4.40	4	0.791	1.03	1.31	49.28	62.26
4.50	3	0.790	0.78	0.98	36.91	46.70
4.60	2	0.789	0.52	0.65	24.57	31.13
4.70	4	0.788	1.03	1.31	49.07	62.26
4.80	10	0.787	2.57	3.27	122.52	155.66
4.90	10	0.786	2.57	3.27	122.36	155.66
5.00	18	0.735	4.14	5.63	197.18	268.27

5.10	24	0.684	5.14	7.51	244.66	357.69
5.20	17	0.733	3.90	5.32	185.72	253.36
5.30	14	0.732	3.21	4.38	152.74	208.65
5.40	13	0.731	2.97	4.07	141.64	193.75
5.50	12	0.780	2.93	3.76	139.51	178.84
5.60	14	0.729	3.19	4.38	152.14	208.65
5.70	12	0.778	2.92	3.76	139.18	178.84
5.80	4	0.777	0.97	1.25	46.34	59.61
5.90	3	0.776	0.73	0.94	34.71	44.71
6.00	2	0.775	0.47	0.60	22.17	28.59
6.10	6	0.775	1.40	1.80	66.44	85.77
6.20	35	0.624	6.55	10.51	312.07	500.34
6.30	36	0.623	6.73	10.81	320.55	514.63
6.40	25	0.672	5.04	7.51	240.17	357.39
6.50	16	0.721	3.46	4.80	164.95	228.73
6.60	25	0.670	5.03	7.51	239.58	357.39
6.70	21	0.670	4.22	6.30	201.00	300.20
6.80	17	0.719	3.67	5.10	174.67	243.02
6.90	15	0.718	3.23	4.50	153.95	214.43
7.00	16	0.717	3.31	4.61	157.60	219.76

Adânc. strat (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tip	Clay Fraction (%)	Greutate volumică (KN/m³)	Greutate volumică saturată (KN/m³)	Tensiune efectivă (KPa)	Coeficient de corelație cu Nspt	Nspt	Descriere
0.6	17.5	6.96	Necoeziv	0	18.04	19.02	5.41	0.76	13.39	umplutura antropica
4.7	3.73	1.34	Necoeziv	0	14.22	18.34	39.98	0.8	2.98	nisip usor prăfos
6.1	11.36	3.57	Necoeziv	0	17.65	18.93	74.62	0.83	9.49	nisip prăfos
7	22.89	6.85	Necoeziv	0	18.93	19.22	84.21	0.85	19.34	pietris

Lichefiere metoda lui... Shi-Ming (1982)

Strat	VII Nspt Critic	VIII Nspt Critic	IX Nspt Critic	X Nspt Critic	Conditie
Strat 1	0	0	0	0	
Strat 2	0	0	0	0	
Strat 3	8.505	14.175	22.68	34.02	Lichefiere posibilă la VIII° Mercalli
Strat 4	8.91	14.85	23.76	35.64	Lichefiere posibilă la IX° Mercalli

TERENURI NECOEZIVE

Densitate relativă

	Intestazione NSPT \$	Adânc. strat (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - umplutura antropica	13.39	0.60	46.81	88.43	100	40
[2] - nisip usor prăfos	2.98	4.70	10.96	34.45	36.49	15.25
[3] - nisip prăfos	9.49	6.10	26.64	53.52	53.9	31.85
[4] - pietris	19.34	7.00	37.47	69.7	69.33	46.79

Unghi de frecare internă

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Peck-Hanson - Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japane se National Railway	De Mello	Owasa ki & Iwasaki
[1] - umplutura antropica	13.39	0.60	13.39	30.83	23.83	31.75	35.49	34.91	40.38	30-32	29.17	31.02	41.44	31.36
[2] - nisip usor prăfos	2.98	4.70	2.98	27.85	20.85	28.83	28.72	30.81	0	<30	21.69	27.89	26.98	22.72
[3] - nisip prăfos	9.49	6.10	9.49	29.71	22.71	30.66	29.24	33.48	0	<30	26.93	29.85	35.75	28.78
[4] - pietris	19.34	7.00	17.17	31.91	24.91	32.81	29.94	36.19	37.76	30-32	31.05	32.15	40.56	33.53

26

Modulul lui Young (Mpa)

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaioasă)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - umplutura antropica	13.39	0.60	13.39	25.61	10.50	15.56	27.50	13.92
[2] - nisip usor prăfos	2.98	4.70	2.98	---	2.34	---	---	---
[3] - nisip prăfos	9.49	6.10	9.49	---	7.45	11.05	---	---
[4] - pietris	19.34	7.00	17.17	29.01	13.47	19.94	30.28	15.77

Modul Edometric (Mpa)

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - umplutura antropica	13.39	0.60	13.39	7.88	5.39	9.32	9.58
[2] - nisip usor prăfos	2.98	4.70	2.98	---	3.29	2.08	5.03
[3] - nisip prăfos	9.49	6.10	9.49	---	4.61	6.61	7.88
[4] - pietris	19.34	7.00	17.17	10.10	6.15	11.96	11.24

Greutate volumică

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Corelatie	Greutate volumică (KN/m³)
[1] - umplutura antropica	13.39	0.60	13.39	Meyerhof ed altri	18.04
[2] - nisip usor prăfos	2.98	4.70	2.98	Meyerhof ed altri	14.22
[3] - nisip prăfos	9.49	6.10	9.49	Meyerhof ed altri	16.77
[4] - pietris	19.34	7.00	17.17	Meyerhof ed altri	18.93

Greutate volumică saturată

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Corelatie	Greutate volumică saturată (KN/m ³)
[1] - umplutura antropica	13.39	0.60	13.39	Terzaghi-Peck 1948- 1967	19.02
[2] - nisip usor prăfos	2.98	4.70	2.98	Terzaghi-Peck 1948- 1967	18.34
[3] - nisip prăfos	9.49	6.10	9.49	Terzaghi-Peck 1948- 1967	18.73
[4] - pietris	19.34	7.00	17.17	Terzaghi-Peck 1948- 1967	19.22

Lichefiere

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Corelatie	Fs Lichefiere
[1] - umplutura antropica	13.39	0.60	13.39	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - nisip usor prăfos	2.98	4.70	2.98	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - nisip prăfos	9.49	6.10	9.49	Seed e Idriss (1971)	0.858
[4] - pietris	19.34	7.00	17.17	Seed e Idriss (1971)	1.393

ÎNCERCARE F2/2013

Instrument folosit...

TECNOTEST PENNY 30

Încercare efectuată în data de...

11/28/2015

Adâncime încercare

10.00 mt

Nivel freatic identificat

Tip prelucrare: Mediu

Adâncime (m)	Nr. de lovituri	Calcularea coef. reducere Sonda Chi	Rezistentă dinamică redusă (Mpa)	Rezistentă dinamică (Mpa)	Presiune admisibilă redusă Herminier - Olandesi (KPa)	Presiune admisibilă (KPa)
0.10	9	0.857	3.06	3.58	145.95	170.39
0.20	20	0.805	6.40	7.95	304.66	378.64
0.30	25	0.753	7.48	9.94	356.24	473.29
0.40	20	0.801	6.37	7.95	303.20	378.64
0.50	15	0.799	4.76	5.96	226.86	283.98
0.60	16	0.797	5.07	6.36	241.42	302.91
0.70	9	0.845	3.02	3.58	144.00	170.39
0.80	8	0.843	2.68	3.18	127.73	151.45
0.90	8	0.842	2.68	3.18	127.45	151.45
1.00	7	0.840	2.22	2.64	105.58	125.73
1.10	4	0.838	1.26	1.51	60.20	71.84
1.20	4	0.836	1.26	1.51	60.08	71.84
1.30	4	0.835	1.26	1.51	59.96	71.84
1.40	1	0.833	0.31	0.38	14.96	17.96
1.50	3	0.831	0.94	1.13	44.79	53.88
1.60	2	0.830	0.63	0.75	29.80	35.92
1.70	2	0.828	0.62	0.75	29.74	35.92
1.80	2	0.826	0.62	0.75	29.68	35.92
1.90	2	0.825	0.62	0.75	29.63	35.92
2.00	2	0.823	0.59	0.72	28.13	34.17
2.10	2	0.822	0.59	0.72	28.08	34.17
2.20	1	0.820	0.29	0.36	14.01	17.08
2.30	3	0.819	0.88	1.08	41.96	51.25
2.40	3	0.817	0.88	1.08	41.88	51.25
2.50	3	0.816	0.88	1.08	41.81	51.25
2.60	4	0.814	1.17	1.44	55.64	68.34
2.70	6	0.813	1.75	2.15	83.32	102.51
2.80	5	0.811	1.46	1.79	69.31	85.42
2.90	4	0.810	1.16	1.44	55.36	68.34
3.00	3	0.809	0.83	1.03	39.52	48.87
3.10	6	0.807	1.66	2.05	78.91	97.74
3.20	5	0.806	1.38	1.71	65.65	81.45
3.30	2	0.805	0.55	0.68	26.22	32.58
3.40	2	0.803	0.55	0.68	26.18	32.58
3.50	2	0.802	0.55	0.68	26.13	32.58
3.60	3	0.801	0.82	1.03	39.14	48.87
3.70	6	0.800	1.64	2.05	78.16	97.74
3.80	2	0.798	0.55	0.68	26.01	32.58
3.90	5	0.797	1.36	1.71	64.93	81.45
4.00	7	0.796	1.82	2.29	86.74	108.96
4.10	3	0.795	0.78	0.98	37.12	46.70
4.20	3	0.794	0.78	0.98	37.06	46.70
4.30	2	0.793	0.52	0.65	24.67	31.13
4.40	4	0.791	1.03	1.31	49.28	62.26
4.50	3	0.790	0.78	0.98	36.91	46.70
4.60	2	0.789	0.52	0.65	24.57	31.13
4.70	4	0.788	1.03	1.31	49.07	62.26
4.80	10	0.787	2.57	3.27	122.52	155.66
4.90	10	0.786	2.57	3.27	122.36	155.66
5.00	18	0.735	4.14	5.63	197.18	268.27

5.10	24	0.684	5.14	7.51	244.66	357.69
5.20	17	0.733	3.90	5.32	185.72	253.36
5.30	14	0.732	3.21	4.38	152.74	208.65
5.40	13	0.731	2.97	4.07	141.64	193.75
5.50	12	0.780	2.93	3.76	139.51	178.84
5.60	14	0.729	3.19	4.38	152.14	208.65
5.70	12	0.778	2.92	3.76	139.18	178.84
5.80	4	0.777	0.97	1.25	46.34	59.61
5.90	3	0.776	0.73	0.94	34.71	44.71
6.00	2	0.775	0.47	0.60	22.17	28.59
6.10	6	0.775	1.40	1.80	66.44	85.77
6.20	35	0.624	6.55	10.51	312.07	500.34
6.30	36	0.623	6.73	10.81	320.55	514.63
6.40	25	0.672	5.04	7.51	240.17	357.39
6.50	16	0.721	3.46	4.80	164.95	228.73
6.60	25	0.670	5.03	7.51	239.58	357.39
6.70	21	0.670	4.22	6.30	201.00	300.20
6.80	17	0.719	3.67	5.10	174.67	243.02
6.90	15	0.718	3.23	4.50	153.95	214.43
7.00	16	0.717	3.31	4.61	157.60	219.76
7.10	24	0.666	4.61	6.92	219.67	329.64
7.20	29	0.666	5.57	8.36	265.13	398.31
7.30	42	0.565	6.84	12.11	325.87	576.86
7.40	33	0.614	5.85	9.52	278.36	453.25
7.50	24	0.663	4.59	6.92	218.69	329.64
7.60	17	0.713	3.49	4.90	166.41	233.49
7.70	11	0.762	2.42	3.17	115.12	151.08
7.80	18	0.711	3.69	5.19	175.85	247.23
7.90	17	0.711	3.48	4.90	165.92	233.49
8.00	12	0.760	2.53	3.33	120.52	158.60
8.10	9	0.759	1.90	2.50	90.31	118.95
8.20	24	0.659	4.39	6.66	208.89	317.20
8.30	38	0.608	6.41	10.55	305.31	502.23
8.40	55	0.557	8.51	15.27	405.07	726.91
8.50	55	0.557	8.50	15.27	404.60	726.91
8.60	41	0.556	6.33	11.38	301.27	541.88
8.70	42	0.555	6.47	11.66	308.27	555.09
8.80	41	0.555	6.31	11.38	300.59	541.88
8.90	44	0.554	6.77	12.21	322.22	581.53
9.00	44	0.553	6.51	11.77	310.16	560.38
9.10	45	0.553	6.65	12.04	316.87	573.12
9.20	41	0.552	6.06	10.97	288.39	522.17
9.30	41	0.552	6.05	10.97	288.08	522.17
9.40	42	0.551	6.19	11.23	294.79	534.91
9.50	45	0.551	6.63	12.04	315.52	573.12
9.60	44	0.550	6.47	11.77	308.18	560.38
9.70	45	0.549	6.61	12.04	314.86	573.12
9.80	44	0.549	6.46	11.77	307.55	560.38
9.90	41	0.548	6.01	10.97	286.28	522.17
10.00	44	0.548	6.22	11.36	296.15	540.72

Adânc. strat (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tip	Clay Fraction (%)	Greutate volumică (KN/m³)	Greutate volumică saturată (KN/m³)	Tensiune efectivă (KPa)	Coeficient de corelație cu Nspt	Nspt	Descriere
0.6	17.5	6.96	Necoeziv	10	18.04	19.02	5.41	0.78	13.7	Prafuri
4.7	3.73	1.34	Necoeziv	10	14.22	18.34	39.98	0.78	2.92	Argila
6.1	11.36	3.57	Necoeziv	10	17.55	18.93	74.55	0.78	8.89	Praf argilos
8.1	22.1	6.47	Necoeziv	10	18.73	19.22	88.89	0.78	17.3	pietris
10	42.95	11.65	Coeziv	90	21.97	24.42	152.03	0.78	33.63	Prafuri

Lichefiere metoda lui... Shi-Ming (1982)

Strat	VII Nspt Critic	VIII Nspt Critic	IX Nspt Critic	X Nspt Critic	Conditie
Strat 1	0	0	0	0	
Strat 2	0	0	0	0	
Strat 3	8.505	14.175	22.68	34.02	Lichefiere posibilă la VIII° Mercalli
Strat 4	9.405	15.675	25.08	37.62	Lichefiere posibilă la IX° Mercalli

CALCUL PARAMETRII GEOTEHNICI ÎNCERCARE F2/2013**SOLURI COEZIVE****Coeziune nedrenată (KPa)**

	Nspt	Adânc. strat (m)	Terzaghi i-Peck	Sangler at	Terzaghi i-Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argila de Chicago	Housto n (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begema nn	De Beer
[5] - Prafuri	33.63	10.00	222.61	412.27	0.00	122.19	328.33	349.51	263.11	341.86	164.95	431.98	412.27

Modul Edometric (Mpa)

	Nspt	Adânc. strat (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman- Sanglerat
[5] - Prafuri	33.63	10.00	15.13	--	33.81	32.98

Modulul lui Young (Mpa)

	Nspt	Adânc. strat (m)	Schultze	Apollonia
[5] - Prafuri	33.63	10.00	35.93	32.98

Greutate volumică

	Nspt	Adânc. strat (m)	Corelatie	Greutate volumică (KN/m³)
[5] - Prafuri	33.63	10.00	Meyerhof	21.97

Greutate volumică saturată

	Nspt	Adânc. strat (m)	Corelatie	Greutate volumică saturată (KN/m³)
[5] - Prafuri	33.63	10.00	Meyerhof	24.42

TERENURI NECOEZIVE**Densitate relativă**

	Intestazione NSPT §	Adânc. strat (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Prafuri	13.7	0.60	47.35	89.44	100	40.6
[2] - Argila	2.92	4.70	10.64	34.1	36.14	15.07
[3] - Praf argilos	8.89	6.10	25.4	51.82	52.26	30.49
[4] - pietris	17.3	8.10	35.53	66.58	66.39	45.06

Unghi de frecare internă

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Peck-Hanson - Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japane se National Railway	De Mello	Owasa ki & Iwasaki
[1] - Prafuri	13.7	0.60	13.7	30.91	23.91	31.84	35.53	35.02	40.52	30-32	29.34	31.11	41.64	31.55
[2] - Argila	2.92	4.70	2.92	27.83	20.83	28.82	28.68	30.78	0	<30	21.62	27.88	26.81	22.64
[3] - Praf argilos	8.89	6.10	8.89	29.54	22.54	30.49	29.13	33.24	0	<30	26.55	29.67	35.19	28.33
[4] - pietris	17.3	8.10	16.15	31.61	24.61	32.52	29.72	35.86	37.32	30-32	30.56	31.84	39.84	32.97

31

Modulul lui Young (Mpa)

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Prafuri	13.7	0.60	13.7	25.91	10.75	15.92	27.73	14.07
[2] - Argila	2.92	4.70	2.92	---	2.29	---	---	---
[3] - Praf argilos	8.89	6.10	8.89	---	6.97	10.36	---	---
[4] - pietris	17.3	8.10	16.15	28.13	12.67	18.76	29.53	15.27

Modul Edometric (Mpa)

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Prafuri	13.7	0.60	13.7	8.06	5.45	9.54	9.72
[2] - Argila	2.92	4.70	2.92	---	3.28	2.03	5.00
[3] - Praf argilos	8.89	6.10	8.89	---	4.48	6.19	7.61
[4] - pietris	17.3	8.10	16.15	9.50	5.95	11.25	10.79

Greutate volumică

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Corelatie	Greutate volumică (KN/m³)
[1] - Prafuri	13.7	0.60	13.7	Meyerhof ed altri	18.04
[2] - Argila	2.92	4.70	2.92	Meyerhof ed altri	14.22
[3] - Praf argilos	8.89	6.10	8.89	Meyerhof ed altri	16.57
[4] - pietris	17.3	8.10	16.15	Meyerhof ed altri	18.73

Greutate volumică saturată

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Corelatie	Greutate volumică saturată (KN/m³)
[1] - Prafuri	13.7	0.60	13.7	Terzaghi-Peck 1948-1967	19.02
[2] - Argila	2.92	4.70	2.92	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.34
[3] - Praf argilos	8.89	6.10	8.89	Terzaghi-Peck 1948-1967	18.73
[4] - pietris	17.3	8.10	16.15	Terzaghi-Peck 1948-1967	19.22

Lichefieri

	Nspt	Adânc. strat (m)	Nspt corect. pt. prezentă nivel freatic	Corelatie	Fs Lichefieri
[1] - Prafuri	13.7	0.60	13.7	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Argila	2.92	4.70	2.92	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - Praf argilos	8.89	6.10	8.89	Seed e Idriss (1971)	1.103
[4] - pietris	17.3	8.10	16.15	Seed e Idriss (1971)	2.244

CALCULAREA CAPACITĂŢII PORTANTE ŞI A TASĂRIILOR FUNDATIILOR DE SUPRAFATA

SARCINA LIMITA A FUNDATIILOR PE TEREN

Sarcina limită a unei fundații de suprafață poate fi definită în funcție de valoarea maximă de încărcare pentru care în niciun punct al subsolului nu se ajunge la condiția de rupere (metoda lui Frolich), sau în funcție de valoarea sarcinii, mai mare decât precedenta, pentru care fenomenul de ruptură dacă este extins la un volum mare al solului (metoda lui Prandtl și următorii).

Prandtl a studiat problema de ruptură a unui semispațiu elastic datorată efectului unei sarcini aplicate pe suprafața sa cu referire la oțel, caracterizând rezistența la forfecare cu o ecuație de tipul:

$$t = c + s' \tan j \text{ validă și pentru terenuri.}$$

Ipotezele și condițiile introduse de Prandtl sunt:

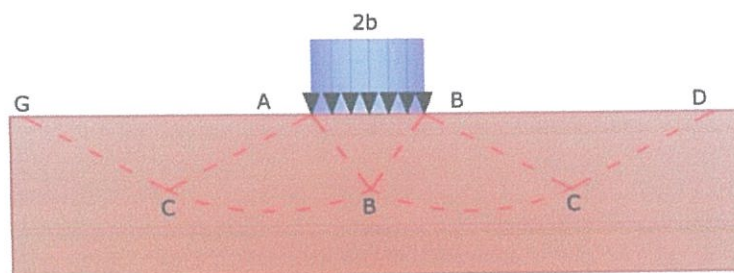
- Material fără greutate și deci $g=0$
- Comportament rigid-plastic
- Rezistența la forfecare estimabilă cu $t=c + s' \tan j$
- Sarcină uniformă, verticală aplicată pe o fașie de lungimea infinită și de lățime $2b$ (stare de deformare plană)
- Tensiuni tangențiale nule la contactul dintre fașia de sarcină și suprafața limită a semispațiului.

La forfecare se verifică și plasticizarea materialului dintre suprafețele limită ale semispațiului și suprafețele $GFBCD$.

În triunghiul AEB forfecarea se realizează în funcție de două familii de segmente rectilinii și înclinate la $45^\circ + j/2$ față de orizontală.

În zonele ABF și EBC forfecarea se produce de-a lungul a două familii de linii, una constituită din segmente rectilinii care trec prin punctele A și E și o altă de arcuri din familia de spirale logaritmice.

Poli ai acestora sunt punctele A și E . În triunghiurile AFG și ECD rupătura se realizează pe segmente înclinate la $\pm(45^\circ + j/2)$ în raport cu verticala.



Mecanism de cedare Prandtl

Identificând astfel volumul terenului adus la rupătura de sarcină limită, acesta poate fi calculat scriind condiția de echilibru dintre forțele agente pe orice volum de teren delimitat pe baza uneia dintre suprafețele de alunecare.

Se ajunge deci la o ecuație $q = B' c$, unde coeficientul B depinde numai de unghiul de frecare j al terenului.

$$B = \cot g \varphi \left[\frac{\pi \tan \varphi}{\tan^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Pentru $j=0$ coeficientul B este egal cu 5.14, deci $q=5.14' c$.

În celălalt caz particular de teren necoeziv ($c=0$, $g'0$) rezultă $q=0$, după teoria lui **Prandtl**, nu ar fi posibil deci să se aplice nicio sarcină pe suprafața limită a unui teren necoeziv.

De la această teorie, chiar dacă nu se aplică practic, au luat naștere cercetările și metodele de calcul următoare.

De fapt **Caquot** s-a pus în aceleaşi condiţii ca şi **Prandtl** excepţie făcând faptul că faşia de sarcină nu mai este aplicată pe suprafaţa semispătiului, dar la o adâncime h , cu $h \leq 2b$; terenul dintre suprafaţa şi adâncimea h are următoarele caracteristici: $g=0$, $j=0$, $c=0$

şi este deci un mediu care are greutate dar nu are rezistenţă.

Rezolvând ecuaţiile echilibrului se ajunge la expresia:

$$q = A' g_1 + B' c$$

care, în mod sigur este un pas înainte faţă de **Prandtl**, dar care încă nu oglindeşte realitatea.

Metoda lui Terzaghi (1955)

Terzaghi, urmând studiul lui **Caquot**, a adus anumite modificări pentru a ţine cont de caracteristicile efective ale cuplului lucrare de fundaţie - teren.

Sub acţiunea sarcinii transmise de fundaţie terenul care se găseşte în contact cu fundaţia are tendinţa de a aluneca lateral, dar este împiedicat de către rezistenţele tangenţiale care se dezvoltă între fundaţie şi teren. Aceasta aduce cu sine o modificare a stării de tensiune în terenul de sub fundaţie; pentru a ţine seama de aceasta **Terzaghi** asignează laturilor AB şi EB ale marginii lui **Prandtl** o înclinare γ faţă de orizontală, alegând valoarea lui γ în funcţie de caracteristicile mecanice ale terenului la contactul teren-fundaţie.

Ipoteza $g_2 = 0$ pentru terenul de sub fundaţie este depăşită admitând că suprafeţele de ruptură rămân nealterate, expresia sarcinii limită este deci:

$$q = A' g' h + B' c + C' g' b$$

în care C este un coeficient care rezultă în funcţie de unghiul de frecare j al terenului de sub suprafaţa de fundare şi de unghiul j definit anterior;

b este semi-lăţimea faşiei.

Mai mult, bazându-se pe date experimentale, **Terzaghi** trece de la problema plană la problema spaţială introducând factori de formă.

O contribuţie ulterioară a fost adusă de **Terzaghi** asupra comportamentului efectiv al terenului.

În metoda lui **Prandtl** se presupune un comportament rigid-plastic al terenului, **Terzaghi** în schimb admite acest comportament în terenurile foarte compacte.

În aceste terenuri, curba sarcini-tăsări prezintă o primă un parcurs rectiliniu, urmat de un parcurs scurt curbiliniu (comportament elastico-plastic); ruptura este instantanee şi valoarea sarcinii limită este clar identificată (ruptura generală).

Într-un tren foarte afanat în schimb, relaţia sarcini-tăsări prezintă un parcurs curbiliniu accentuat începând de la sarcinile cele mai usoare cu un efect de ruptura progresivă a terenului (ruptura locală); în concluzie aflarea sarcinii limită nu este atât de clară şi evidentă ca şi în cazul terenurilor compacte.

Pentru terenurile foarte afanate, **Terzaghi** propune să se ia în considerare sarcina limită, valoarea care se calculează cu formula precedentă introducând totuşi valorile reduse ale caracteristicilor mecanice ale terenului şi anume:

$$tgj_{rid} = 2/3 \cdot tgj \text{ şi } c_{rid} = 2/3 \cdot c$$

Explicând coeficienţii formulei precedente, formula lui **Terzaghi** poate fi scrisă:

$$q_{ult} = c' N_c' s_c + g' D' N_q + 0.5 \cdot g' B' N_g' s_g$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula lui Meyerhof (1963)

Meyerhof a propus o formula pentru calcularea sarcinii limita similara celei a lui *Terzaghi*; diferentele constau in introducerea unor coeficienti de forma ulteriori.

Acesta a introdus un coeficient s_q care multiplica factorul N_q , factorii de adancime d_i si inclinatie i_j pentru cazul in care sarcina transmisa fundatiei este inclinata pe verticala.

Valorile coeficientilor N au fost obtinuti de la Meyerhof ipotezand diferite arcuri de proba BF (v. mecanismul Prandtl), in timp ce taierea de-a lungul planelor AF avea valori aproximative.

Factorii de forma aflati de catre Meyerhof sunt prezentati mai jos impreuna cu formula.

$$\text{Sarcina verticala} \quad q_{ult} = c' N_c' s_c' d_c + g' D' N_q' s_q' d_q + 0.5 g' g' B' N_g' s_g' d_g$$

$$\text{Sarcina inclinata} \quad q_{ult} = c' N_c' i_c' d_c + g' D' N_q' i_q' d_q + 0.5 g' g' B' N_g' i_g' d_g$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$$

factor de forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \quad \text{pentru } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L} \quad \text{pentru } \varphi = 0$$

factor de adancime:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{pentru } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{pentru } \varphi = 0$$

inclinatie:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{pentru } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{pentru } \varphi = 0$$

unde :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

q = Inclinatia rezultantei pe verticala.

Formula Brich-Hansen (EC 7 - EC 8)

Atat timp cat o fundatie poate rezista, sarcina de proiect cu masuri de siguranta in ceea ce priveste ruptura generala, pentru toate combinatiile de sarcina face referire la SLU (starea limita ultima), trebuie sa fie satisfacuta urmatoarea inegalitate:

$$V_d \leq R_d$$

Unde V_d este sarcina de proiect la SLU, normala la baza fundatiei, cuprinzand si greutatea fundatiei; in timp ce R_d este sarcina limita a proiectului fundatiei in relatie cu sarcinile normale, tinand cont si de efectul sarcinilor inclinate sau excentrice.

In calcularea analitica a sarcinii limita a proiectului R_d trebuiesc luate in considerare situatiile pe termen scurt si lung in terenurile cu granulatatie mica.

Sarcina limita in conditii nedrenate se calculeaza ca:

$$R/A' = (2 + p) c_u s_c i_c + q$$

Unde:

$A' = B' L'$	zona fundatiei eficace a proiectului, vazuta, in cazul sarcinii excentrice, ca si zona redusa pe centrul careia este aplicata la rezultanta sarcinii.
c_u	coeziune nedrenata.
q	presiune litostatica totala pe planul de fundare.
s_c	factor de forma
$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$	pentru fundatii rectangulare
$s_c = 1,2$	pentru fundatii patrute sau circulare.
i_c	factor corector pentru inclinatia sarcinii datorata unei sarcini H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u}\right)$$

Pentru condițiile drenate sarcina limită de proiect este calculată după cum urmează

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 g' B' N_g s_g i_g$$

Unde:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi' \tan^2 (45 + \phi' / 2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

Factorii de formă

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \phi' \quad \text{pentru forma rectangulară}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{pentru forma patrata sau circulară}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B' / L') \quad \text{pentru forma rectangulară}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{pentru forma patrata sau circulară}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{pentru forma rectangulară, patrata sau circulară.}$$

Factori de înclinare rezultată datorată unei sarcini orizontale H

$$i_q = i_g = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Factori de înclinare rezultată datorată unei sarcini orizontale H paralele cu B'

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Unde

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{pentru } H/B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{pentru } H/L'$$

Dacă H formează un unghi θ cu direcția lui L' , exponentul "m" este calculat cu expresia de mai jos:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

În afara de factorii corectivi de mai sus sunt considerați aceia complementari adâncirii planului de fundare și înclinării planului de fundare și a nivelului terenului. (Hansen).

Tasarea elastică

Tasarile unei fundații rectangulare de dimensiunea $B \times L$ situată pe suprafața unui semispațiu elastic se pot calcula în baza unei ecuații bazată pe teoria elasticității (Timoshenko și Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

unde:

q_0 = Intensitatea presiunii de contact;

B' = Minima dimensiune a ariei care reacționează;

E și μ = Parametrii elastici ai terenului;

I_1 și I_2 = Coeficienții de influență dependenți de: L'/B' , grosimea stratului H , coeficientul lui Poisson μ , adâncimea planului de fundare D ;

Coeficienții I_1 și I_2 se pot calcula utilizând ecuațiile date de Steinbrenner (1934) (V. Bowles), în funcție de raportul L'/B' și H/B , utilizând $B'=B/2$ și $L'=L/2$ pentru coeficienții relativi la centru și $B'=B$ și $L'=L$ pentru coeficienții relativi la margine.

Coeficientul de influență I_F derivă din ecuațiile lui Fox (1948), care spun că tasarea se reduce cu adâncimea în funcție de coeficientul lui Poisson și de raportul L/B .

Pentru simplificarea ecuației (1) se introduce coeficientul I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Tasarea stratului de grosimea H :

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Pentru a aproxima mai bine tasările se subdivide baza de rezemare astfel încât punctul să se găsească în corespondență cu un unghi extern comun mai multor dreptunghiuri. În practică se multiplică cu un factor egal cu 4 pentru calculul tasărilor la centru și cu un factor egal cu 1 pentru tasările la margine.

În calcularea tasărilor se consideră o adâncime a bulbului tensiunilor egală cu $5B$, dacă substratul de rocă se găsește la o adâncime mare.

În acest sens se consideră substrat de rocă stratul care are valoarea lui E egală cu de 10 ori mai mult grosimea stratului de deasupra.

Modulul elastic pentru terenuri stratificate se calculează ca medie ponderată a modulelor elastice ale straturilor supuse tasării imediate.

Tasarea edometrică

Calculul tasărilor cu metoda edometrică da posibilitatea calculării tasării de consolidare de tip monodimensional, produsă de tensiuni induse de o sarcină aplicată în condiții de expansiune laterală împiedicată. Deci, estimarea efectuată cu această metodă este considerată mai mult empirică decât teoretică.

Asadar ușurința folosirii și facilitatea controlării influenței variilor diversilor parametri care intervin în calcul, fac din această o metodă larg folosită.

Metoda edometrică a calculării tasărilor trece prin două faze:

- calcularea tensiunilor verticale induse la diferite adâncimi cu aplicarea teoriei elasticității;
- calcularea parametrilor de compresibilitate prin încercarea edometrică

În ceea ce privește rezultatele încercării edometrice, tasarea este calculată ca:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

daca avem de-a face cu un teren supraconsolidat ($OCR > 1$), sau daca, cresterea tensiunii datorata aplicarii sarcinii nu creste presiunea de preconsolidare s'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < s'_p$).

Daca insa terenul nu este normalconsolidat ($\sigma'_{v0} = s'_p$) deformatiile apar la compresiune iar tasarea se calculeaza ca:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

39

unde:

RR Rapoart de recompresiune;

CR Raport de compresiune;

H_0 grosimea initiala a stratului;

σ'_{v0} tensiunea verticala efectiva inainte de aplicarea sarcinii.

$\Delta \sigma_v$ cresterea tensiunii verticale la aplicarea sarcinii.

In alternativa la parametrii RR si CR se face referire la modulul edometric M ; in acest caz trebuie sa se aleaga potrivit valoarea modulului de utilizat, tinand cont de intervalul de tensiune ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) semnificativ pentru problema.

Aplicarea corecta a acestei metode cere:

- subdivizarea stratelor compresibile intr-o serie de strate de grosime mica (< 2.00 m);
- estimarea modulului edometric pentru fiecare strat;
- calculul tasarilor ca suma a contributiei fiecarui strat mic in care a fost divizat blocul compresibil.

Multi folosesc expresiile de mai sus pentru calcularea tasarii de consolidare atat pentru argile cat si pentru nisipuri de granulat de la fina la medie, deoarece modulul de elasticitate folosit este extras direct din incercarile de consolidare. Totusi, pentru terenuri cu granulat mai mare dimensiunile incercarilor edometrice sunt putin semnificative fata de comportamentul global al stratului iar pentru nisipuri este de preferat incercarea de penetrometrie statica sau dinamica.

Tasarea secundara

Tasarea secundara este calculata cu:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in care

H_c reprezinta inaltimea stratului in faza de consolidare;

C_α este coeficientul de consolidare secundara ca inclinatie in partea secundara a curbei *tasare- logaritm timp*;

T timpul pentru care se calculeaza tasarea secundara;

T_{100} timpul necesar epuizarii procesului de consolidare primara.

Metoda lui Burland si Burbidge

Atunci cand se dispune de datele obtinute pentru incercarile de penetrometrie dinamica pentru calculul tasarilor este posibila apelarea la metoda lui Burland si Burbidge (1985), in care este corelat un indice de compresibilitate I_C rezultatului N al incercarii de penetrometrie dinamica. Formula tasarii propusa de cei doi este:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

in care:

q' = presiunea eficace bruta;

σ'_{v0} = tensiunea verticala eficace la cota fundatiei;

B = latimea fundatiei;

I_C = indice de compresibilitate;

f_s, f_H, f_t = factorii corectivi care tin cont de forma, de grosimea stratului compresibil si de timp, pentru componenta vascoasa.

Indicele de compresibilitate I_C este legat de valoarea medie N_{AV} a lui N_{spt} in interiorul unei adancimi semnificative z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

In ceea ce priveste valorile N_{spt} de utilizat in calcul de valoarii mediei N_{AV} - este de precizat ca vaolorile trebuie sa fie corectate, pentru nisipuri cu componenta prafoasa sub panza freatica $N_{spt} > 15$, dupa indicatia lui Terzaghi si Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

unde N_c este valoarea corectata de folosit in calcule.

Pentru depozite de pietris sau nisipoase-pietroase valoare corectata este egala cu :

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Expresiile factorilor de corectie f_s, f_H si f_t sunt:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

C_u

t = timpul in ani > 3 ;

R_3 = costanta egala cu 0.3 pentru sarcini statistice si 0.7 pentru sarcini dinamice;

R = 0.2 in cazul sarcinilor statice si 0.8 pentru cele dinamice.

Date generale

Actiune seismică	NTC 2008
Lățime fundație	20.0 m
Lungime fundație	20.0 m
Adâncime plan de fundare	1.1 m
Adâncime nivel freatic	4.7
Corectie parametrilor	

SEISM

Acceleratie maximă (ag/g)	0.037
Efect seismic conform	NTC(C7.11.5.3.1)
Factor de structura [q]	3
Perioadă fundamentală [T]	0.357
Coeficient intensitate seismică teren [Khk]	0.0073
Coeficient intensitate seismică structură [Khi]	0.0816

Coeficienti seismici [N.T.C.]**Date generali**

Tip construcție:	2 – Normală
Clasa:	Clasa II
Viata nominală:	225.0 [ani]
Viata de referință:	338.0 [ani]

Parametri seismici

Categoria subsol:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stare limită	TR Timp [ani]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	204.0	0.2	2.5	0.7
S.L.D.	340.0	0.2	2.5	0.7
S.L.V.	2475.0	0.2	2.5	0.7
S.L.C.	2475.0	0.2	2.5	0.7

Coeficienti seismici orizontali și verticali

S.L. Stare limită	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.36	0.2	0.0073	0.0037
S.L.D.	0.36	0.2	0.0073	0.0037
S.L.V.	0.36	0.2	0.0073	0.0037
S.L.C.	0.36	0.2	0.0073	0.0037

STRATIGRAFIE TEREN

Grosime strat [m]	Greutate volumică [kN/m³]	Greutate volumică saturată [kN/m³]	Unghi de frecare [°]	Coeziune [kN/m²]	Coeziune nedrenată [kN/m²]	Modulul Elastic [kN/m²]	Modul Edometric [kN/m²]	Poisson	Coeficient de consolidare primară [cmq/s]	Coeficient de consolidare secundară	Descriere
0.6	18.04	19.02	29.17	0.0	0.0	13920.54	5390.72	0.33	0.0	0.0	
4.1	14.22	18.34	21.69	0.0	0.0	3340.0	3294.05	0.35	0.0	0.0	
1.4	16.77	18.73	26.93	0.0	0.0	8450.0	4605.2	0.34	0.0	0.0	
0.9	13.67	19.22	33.65	0.0	0.0	15774.0	6151.71	0.32	0.0	0.0	

42

Sarcini de proiect ce acţionează pe fundaţie

Nr.	Nume combinaţie	Presiune normală de proiect [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tip
1	A1+M1+R1	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Proiect
2	A2+M2+R2	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Proiect
3	Seism	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Proiect
4	S.L.E.	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Serviciu
5	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Serviciu

Seism + Coef. partiali parametrii geotehnici teren + Rezistente

Nr	Corectie seismică	Tangentă unghi rezistentă forfecare	Coeziune eficace	Coeziune nedrenată	Greutate volumică în fundaţie	Greutate volumică strat protector	Coef. red. capacitate portantă verticală	Coef. red. capacitate portantă orizontală
1	Da	1	1	1	1	1	1	1
2	Da	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Da	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
4	Da	1	1	1	1	1	1	1
5	Nu	1	1	1	1	1	1	1

SARCINĂ LIMITĂ FUNDATIE COMBINATIE...A2+M2+R2

Autor: Brinch - Hansen 1970

Sarcină limită [Qult]	113.16 kN/m²
Rezistenţa de proiect[Rd]	62.87 kN/m²
Tensiune [Ed]	150.0 kN/m²
Factor de siguranţă [Fs=Qult/Ed]	0.75
Condiţii de verificare [Ed<=Rd]	Neverificat

COEFICIENTUL DE SUBFUNDATIE A LUI BOWLES (1982)

Costante di Winkler 4526.48 kN/m³

A1+M1+R1

Autor: MEYERHOF (1963) (Conditie drenată)

Factor [Nq]	3.91
Factor [Nc]	10.93
Factor [Ng]	1.11
Factor formă [Sc]	1.34
Factor adâncime [Dc]	1.01
Factor înclinatie sarcini [Ic]	1.0
Factor formă [Sq]	1.17
Factor adâncime [Dq]	1.01
Factor înclinatie sarcini [Iq]	1.0
Factor formă [Sg]	1.17
Factor adâncime [Dg]	1.01
Factor înclinatie sarcini [Ig]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zq]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zg]	0.74
Factor de corectie seismic inertial [zc]	1.0
Sarcină limită	188.27 kN/m ²
Rezistența de proiect	188.27 kN/m ²

Conditii de verificare [Ed<=Rd] Verificat

Autor: Brinch - Hansen 1970 (Conditie drenată)

Factor [Nq]	3.91
Factor [Nc]	10.93
Factor [Ng]	1.55
Factor formă [Sc]	1.35
Factor adâncime [Dc]	1.02
Factor înclinatie sarcini [Ic]	1.0
Factor înclinatie taluz [Gc]	1.0
Factor înclinatie bază [Bc]	1.0
Factor formă [Sq]	1.26
Factor adâncime [Dq]	1.02
Factor înclinatie sarcini [Iq]	1.0
Factor înclinatie taluz [Gq]	1.0
Factor înclinatie bază [Bq]	1.0
Factor formă [Sg]	0.7
Factor adâncime [Dg]	1.0
Factor înclinatie sarcini [Ig]	1.0
Factor înclinatie taluz [Gg]	1.0
Factor înclinatie bază [Bg]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zq]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zg]	0.74
Factor de corectie seismic inertial [zc]	1.0
Sarcină limită	177.33 kN/m ²
Rezistența de proiect	177.33 kN/m ²

Conditii de verificare [Ed<=Rd] Verificat

A2+M2+R2

Autor: MEYERHOF (1963) (Conditie drenată)

Factor [Nq]	2.98
Factor [Nc]	9.3
Factor [Ng]	0.6
Factor formă [Sc]	1.31
Factor adâncime [Dc]	1.01
Factor înclinatie sarcini [Ic]	1.0
Factor formă [Sq]	1.15
Factor adâncime [Dq]	1.01
Factor înclinatie sarcini [Iq]	1.0
Factor formă [Sg]	1.15
Factor adâncime [Dg]	1.01
Factor înclinatie sarcini [Ig]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zq]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zg]	0.73
Factor de corectie seismic inertial [zc]	1.0
Sarcină limită	118.1 kN/m ²
Rezistența de proiect	65.61 kN/m ²

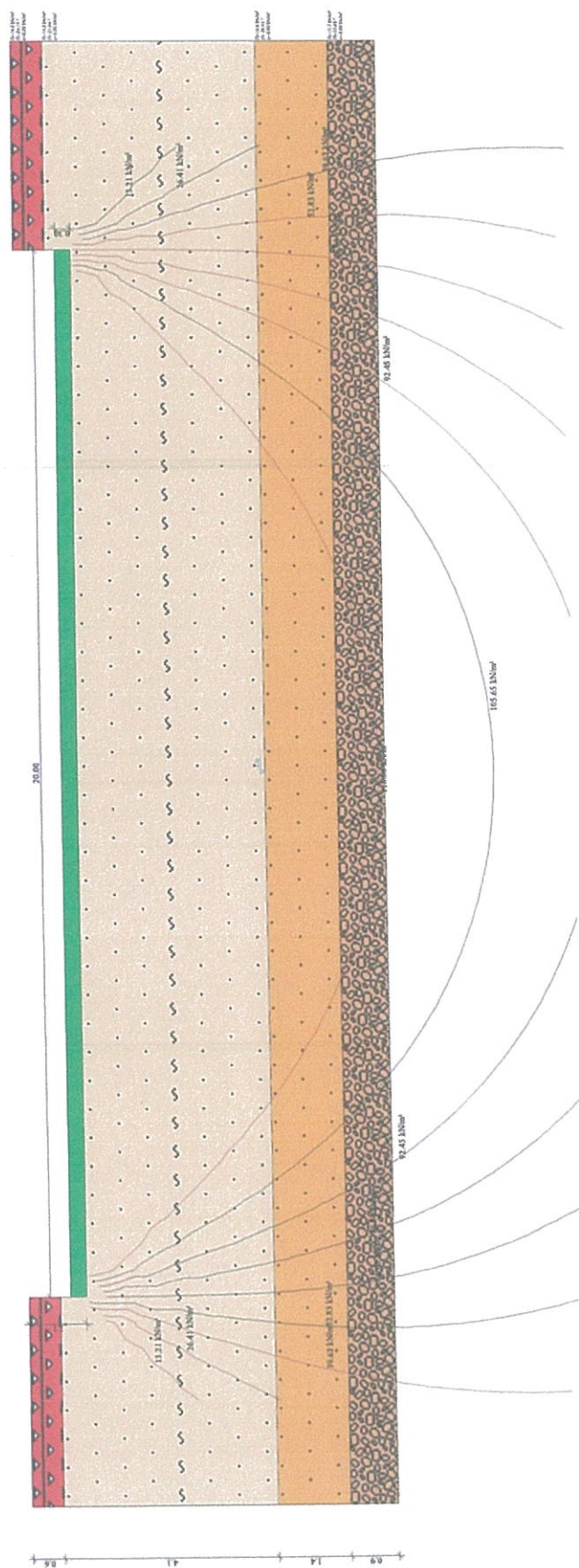
Conditii de verificare [Ed<=Rd] Neverificat

Autor: Brinch - Hansen 1970 (Conditie drenată)

Factor [Nq]	2.98
Factor [Nc]	9.3
Factor [Ng]	0.84
Factor formă [Sc]	1.31
Factor adâncime [Dc]	1.02
Factor înclinatie sarcini [Ic]	1.0
Factor înclinatie taluz [Gc]	1.0
Factor înclinatie bază [Bc]	1.0
Factor formă [Sq]	1.21
Factor adâncime [Dq]	1.01
Factor înclinatie sarcini [Iq]	1.0
Factor înclinatie taluz [Gq]	1.0
Factor înclinatie bază [Bq]	1.0
Factor formă [Sg]	0.7
Factor adâncime [Dg]	1.0
Factor înclinatie sarcini [Ig]	1.0
Factor înclinatie taluz [Gg]	1.0
Factor înclinatie bază [Bg]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zq]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zg]	0.73
Factor de corectie seismic inertial [zc]	1.0
Sarcină limită	113.16 kN/m ²
Rezistența de proiect	62.87 kN/m ²

Conditii de verificare [Ed<=Rd] Neverificat

BULBI DE TENSIUNE



Seism

Autor: MEYERHOF (1963) (Conditie drenată)

Factor [Nq]	2.98
Factor [Nc]	9.3
Factor [Ng]	0.6
Factor formă [Sc]	1.31
Factor adâncime [Dc]	1.01
Factor înclinatie sarcini [lc]	1.0
Factor formă [Sq]	1.15
Factor adâncime [Dq]	1.01
Factor înclinatie sarcini [lq]	1.0
Factor formă [Sg]	1.15
Factor adâncime [Dg]	1.01
Factor înclinatie sarcini [lg]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zq]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zg]	0.73
Factor de corectie seismic inertial [zc]	1.0
Sarcină limită	118.1 kN/m ²
Rezistența de proiect	65.61 kN/m ²

Conditii de verificare [Ed<=Rd] Neverificat

Autor: Brinch - Hansen 1970 (Conditie drenată)

Factor [Nq]	2.98
Factor [Nc]	9.3
Factor [Ng]	0.84
Factor formă [Sc]	1.31
Factor adâncime [Dc]	1.02
Factor înclinatie sarcini [lc]	1.0
Factor înclinatie taluz [Gc]	1.0
Factor înclinatie bază [Bc]	1.0
Factor formă [Sq]	1.21
Factor adâncime [Dq]	1.01
Factor înclinatie sarcini [lq]	1.0
Factor înclinatie taluz [Gq]	1.0
Factor înclinatie bază [Bq]	1.0
Factor formă [Sg]	0.7
Factor adâncime [Dg]	1.0
Factor înclinatie sarcini [lg]	1.0
Factor înclinatie taluz [Gg]	1.0
Factor înclinatie bază [Bg]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zq]	1.0
Factor de corectie seismic inertial [zg]	0.73
Factor de corectie seismic inertial [zc]	1.0
Sarcină limită	113.16 kN/m ²
Rezistența de proiect	62.87 kN/m ²

Conditii de verificare [Ed<=Rd] Neverificat

TASARE ELASTICĂ

Presiune normală de proiect	150.0 kN/m ²
Grosime strat	1.1 m
Adâncime substrat stâncos	12.0 m
Modulul Elastic	3340.0 kN/m ²
Coeficientul lui Poisson	0.35

Coeficient de influență I1	0.0
Coeficient de influență I2	0.02
Coeficient de influență Is	0.01

Tasare la centrul fundatiei **15.01 mm**

Coeficient de influență I1	0.0
Coeficient de influență I2	0.01
Coeficient de influență Is	0.01

Tasare la margine **3.56 mm**

TASĂRI BURLAND SI BURBIDGE

Presiune normală de proiect	150.0 kN/m ²
Timp	5.0
Adâncime semnificativă Zi (m)	1.1
Media valorilor Nspt în interiorul Zi	4
Factor de forma fs	1
Factor strat compresibil fh	1
Factor timp ft	1.344
Indice de compresibilitate	0.245

Tasare **370.128 mm**

VERIFICARE LA LICHEFIERE - Metodă de calcul al C.N.R.- GNDT Seed si Idriss

Svo: Presiune totală de confinare; S'vo: Presiune efectivă de confinare; T: Tensiune tangentială ciclică; R: Rezistență teren la lichiefiere; Fs: Coeficient de siguranță

Strat	Adâncime strat (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Conditie:
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
2	4.70	3.00	3.630	69.125	69.125	0.022	0.123	5.48	Nivel nelichefiabil
3	6.10	9.00	9.985	95.346	81.617	0.026	0.175	6.87	Nivel nelichefiabil
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	

Adäncime - Qlim... BxL=20.0 x 20.0 m

MEYERHOF
EC-8

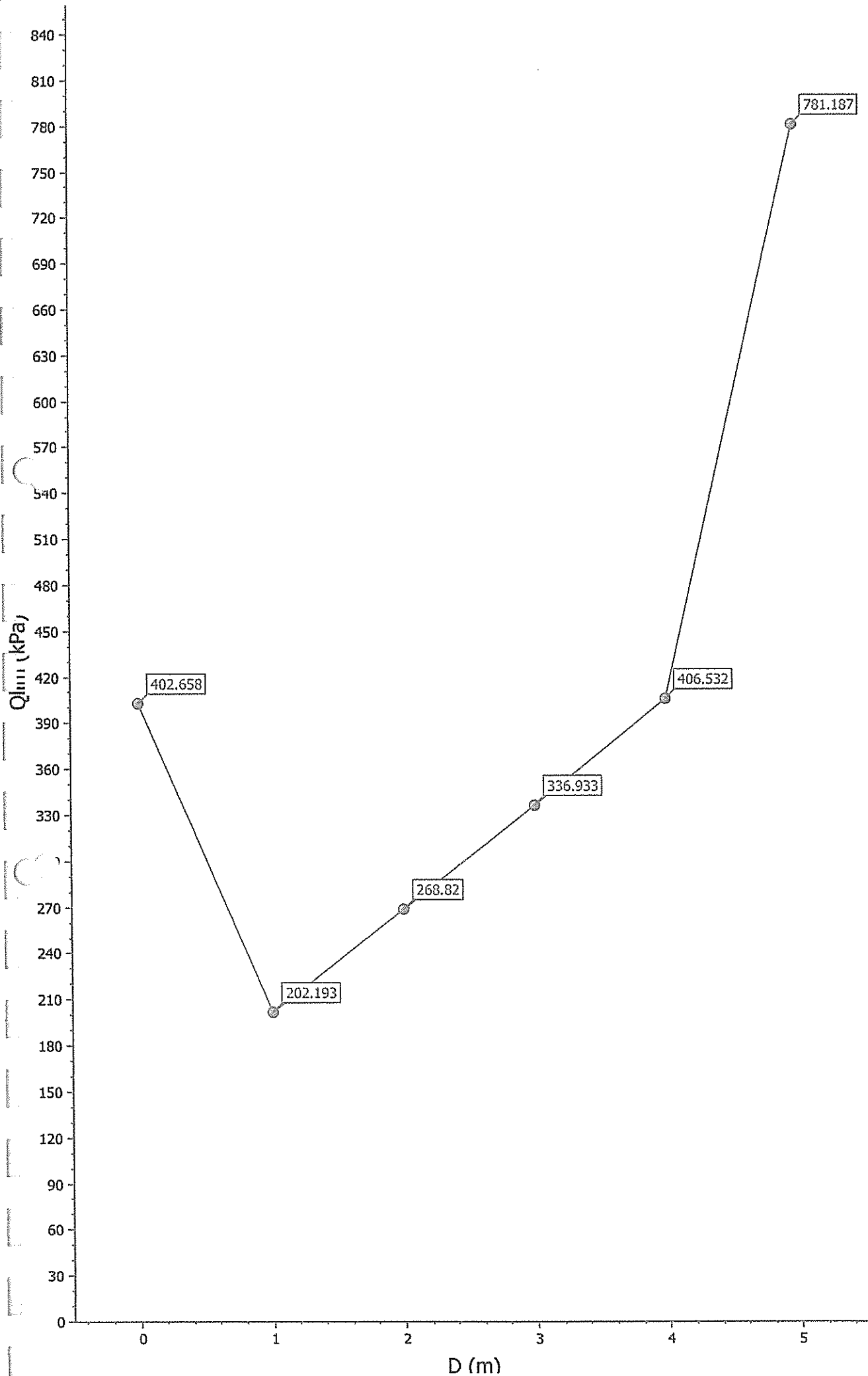
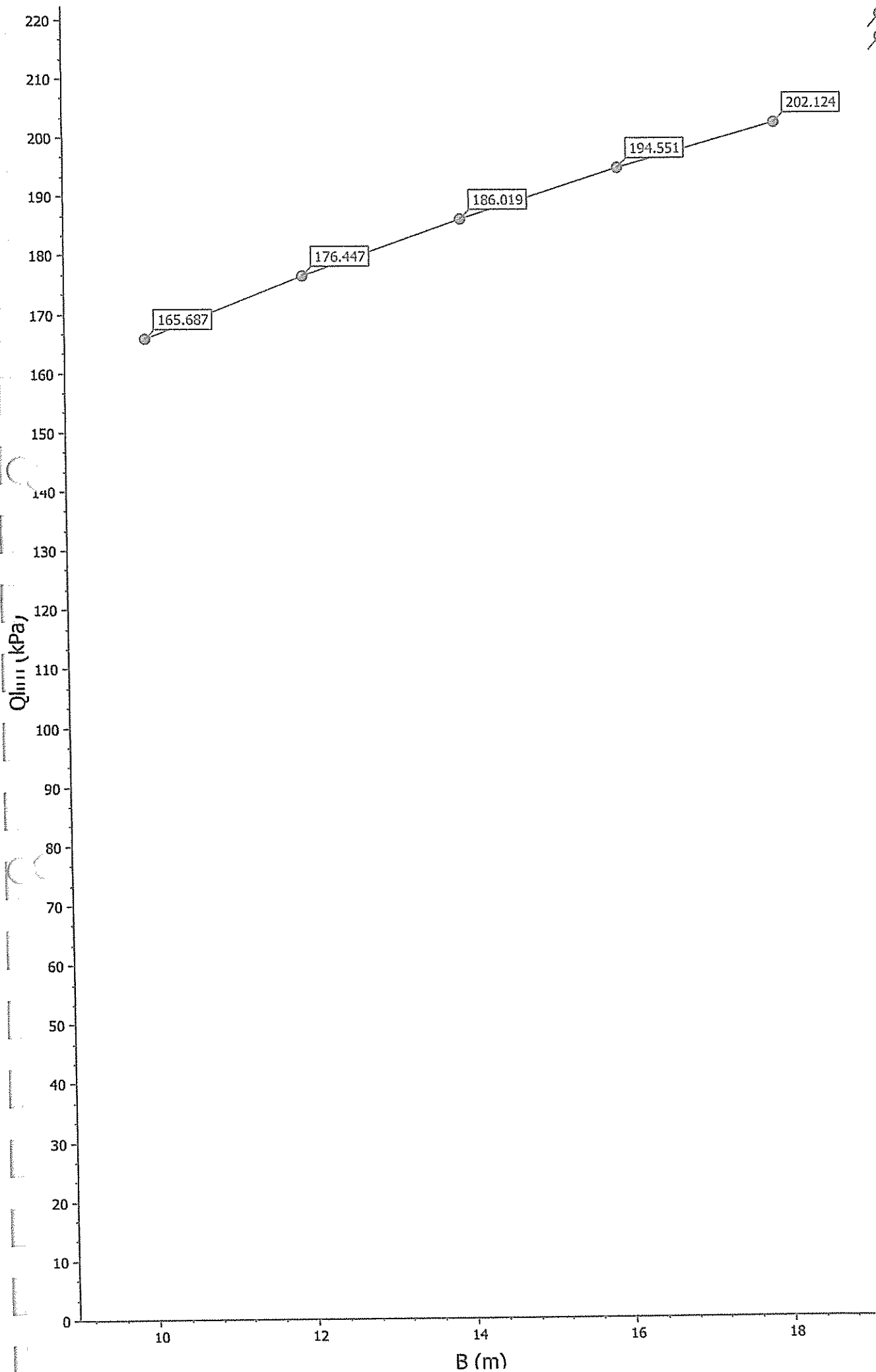


Diagrama B-Qlim.... L = 20.0 m D = 1.1 m

MEYERHOF
EC-8



BREVIAŢ DE CALCUL PILOTI DE FUNDATIE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnică – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în functie de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului si interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistentă la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4} \phi + 10 && \text{pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistentă la tăiere înainte de executie. În continuare vom indica cu f parametrul de rezistentă ales.

La sfârşitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistenta la vârful Q_p si rezistenta laterală Q_l .

Rezistenta Unitara La Varf

Formula lui Terzaghi

Solutia propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală eficac (neglijând faptul că interacţiunea dintre pilot si fundatie ar putea modifica această valoare) si conduce analiza la problema capacităţii portante a unei fundatii superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c' N_c' s_c + g' L' N_q + 0.5' g' D' N_g' s_g$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu *Berezantzev* face referire la o suprafață de alunecare "alla Terzaghi" care se opreste pe planul de sprijin (vârful pilotului); totuși acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în secțiune a suprafeței de alunecare, este în parte "sustinut" prin acțiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui gD , și mai mică cu cât acest efect de "siloz" este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta ține cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (f) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c' N_c + g' L' N_q$$

Indicând cu:

g greutatea unității volumice a terenului;

L lungimea coloanei;

N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

48

Rezistența Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda a, propusă de *Tomlinson* (1971); rezistența laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafața laterală a pilotului;

f_w = factor de corecție legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistenței la tăiere în condiții nedrenate);

σ = presiunea verticală efectivă a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de execuție a pilotului și de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuti

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Pilot	K	
	Teren afânat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin \phi$$

d = forfecarea pilot-teren în funcție de asprimea suprafeței pilotului;

Pentru piloti forati

$$d = \tan \phi$$

a = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloli forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$a = 0.9 \quad \text{pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.8 \quad \text{pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \quad \text{pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.9 \quad \text{pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$a = 0.9 \quad \text{pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \quad \text{pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.5 \quad \text{pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.4 \quad \text{pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.20 \quad \text{pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispațiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (t_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Unde:

t_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfetei pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebuie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoesive se presupune că rezistența variază liniar în funcție de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \cdot g \cdot z \cdot B$$

indicând cu:

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

g = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analiza pilotului în condiții de exercițiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundație supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât și de rotații în noduri pentru definirea liniilor elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai rațională și eficientă disponibilă actualmente pentru analiza acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodelor, indicând cu P matricea forțelor nodale externe, cu F aceea a forțelor interne și cu A matricea coeficienților de influență care, pentru echilibrul între forțele externe și interne, leagă primele două în funcție de formula:

$$P = AF$$

Deplasările interne e (împingerile și rotațiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe X (împingerile și rotațiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$e = BX$$

unde matricea B s-a demonstrat a fi transpunerea matricei A .

De altă parte, forțele interne F sunt legate de deplasările interne e ale următoarei expresii:

$$F = Se$$

Aplicând substituirile de rigoare se obține:

$$F = SA^T X$$

Si deci:

$$P = AF = A SA^T X$$

Deci, calculând inversa matricei $A SA^T$ se obține expresia deplasărilor externe X:

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor X este posibilă aflarea forțelor interne F necesare pentru proiectul structurii. Matricea $A SA^T$ este cunoscută ca si matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări si forțele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca si conditii la contur, rotatii si deplasări cunoscute.

Rotatile nodale care schematizează terenul sunt considerate forte globale legate de modulul de reactie si de zona de influență a noduli. În cadrul solutiei elementelor finite pentru piloti supusi la sarcini trasversale, modulul de reactie este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s si $B_s Z^n$ sunt obtinute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , si i_j egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/DH = C(cN_c + 0.5gBN_g)$$

$$B_s Z^n = C(gN_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obtinut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Diametru varf	0.40 m
Lungime	9.00 m
Tip	Forat
Proeminenta terenului	0.10 m
Capacitatea de varf calculata cu:	Berezantzev
Adancime panza freatica de la nivelul solului	4.60 m
Tip beton	1
Tip otel	1

Arhiva materiale

Beton

Nr.	Clasa Beton	fck,cubi [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Nr.	Clase acciaio	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 iniz.	β1*β2 finale
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coeficient de aderenta a frecari laterale de-a lugal trunchiului. Vs: Viteza unde de forfecare.

Stratigrafie...1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticita te [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	0.60	1839.97	1939.97	0.00	33.71	Nu	0.70	143.50	0	
2	4.10	1449.98	1869.97	0.00	29.37	Nu	0.70	35.40	0	
3	1.40	1689.97	1909.97	0.00	30.70	Nu	0.70	85.50	0	
4	2.00	1909.97	1959.97	0.00	32.98	Nu	0.70	155.75	0	
5	1.90	2239.96	2489.96	281.45	0.00	Nu	0.35	191.31	0	

Sarcina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm ²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterala [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontala [kg]
A1+M1+R3	1.00	9.00	0/201.04	2827.43	0.00	812107.80	809280.30	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Numar de verticale inspectate	1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)	1.70
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)	1.70

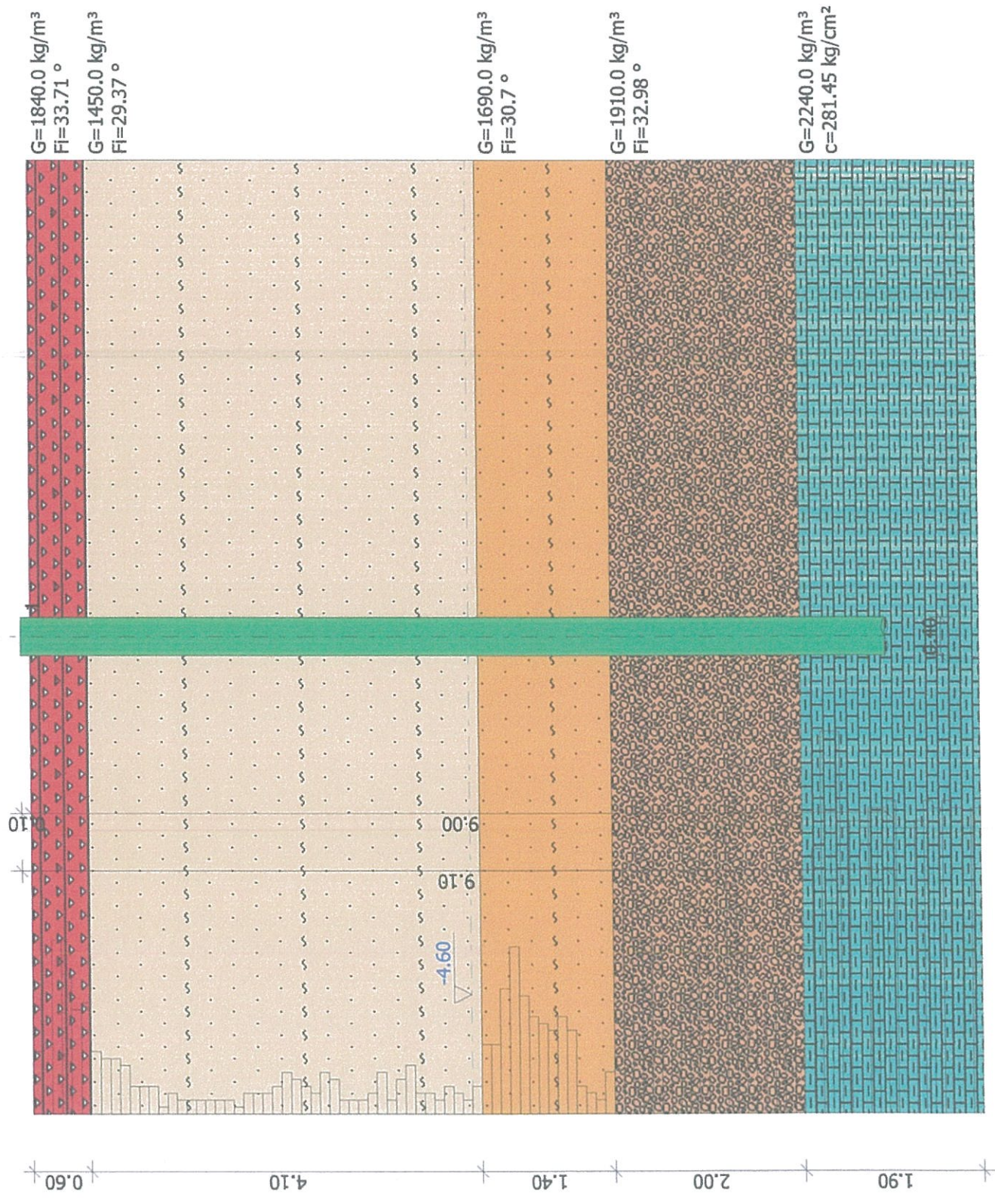
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Baza	--	--	--
Lateral	812107.80	812107.80	812107.80
Total	809280.30	809280.30	809280.30

Coefficient partial rezistenta caracteristica	R3
Lateral	1.15
Rezistenta de proiectare laterala	415400.40 kg
Rezistenta de proiectare	412572.90 kg

Tasare (Fleming 1992)

Lungime	9.10 m
Diametru capat	0.60 m
Diametru varf	0.60 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	2.94E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	150.00 kN
Sarcina limita laterala	14679.48 kN
Modul elasticitate teren corespondent	1.41E+04 kN/mq
Scurtarea elastica	0.07 mm
Tasare rigida	0.01 mm
Tasare totala	0.08 mm

PILO FORAT 0.4X9m BETON





Scara
1:3,000,000



Kilometri

UTCB, 2012

26°00'E

26°00'E

27°00'E

28°00'E

28°00'E

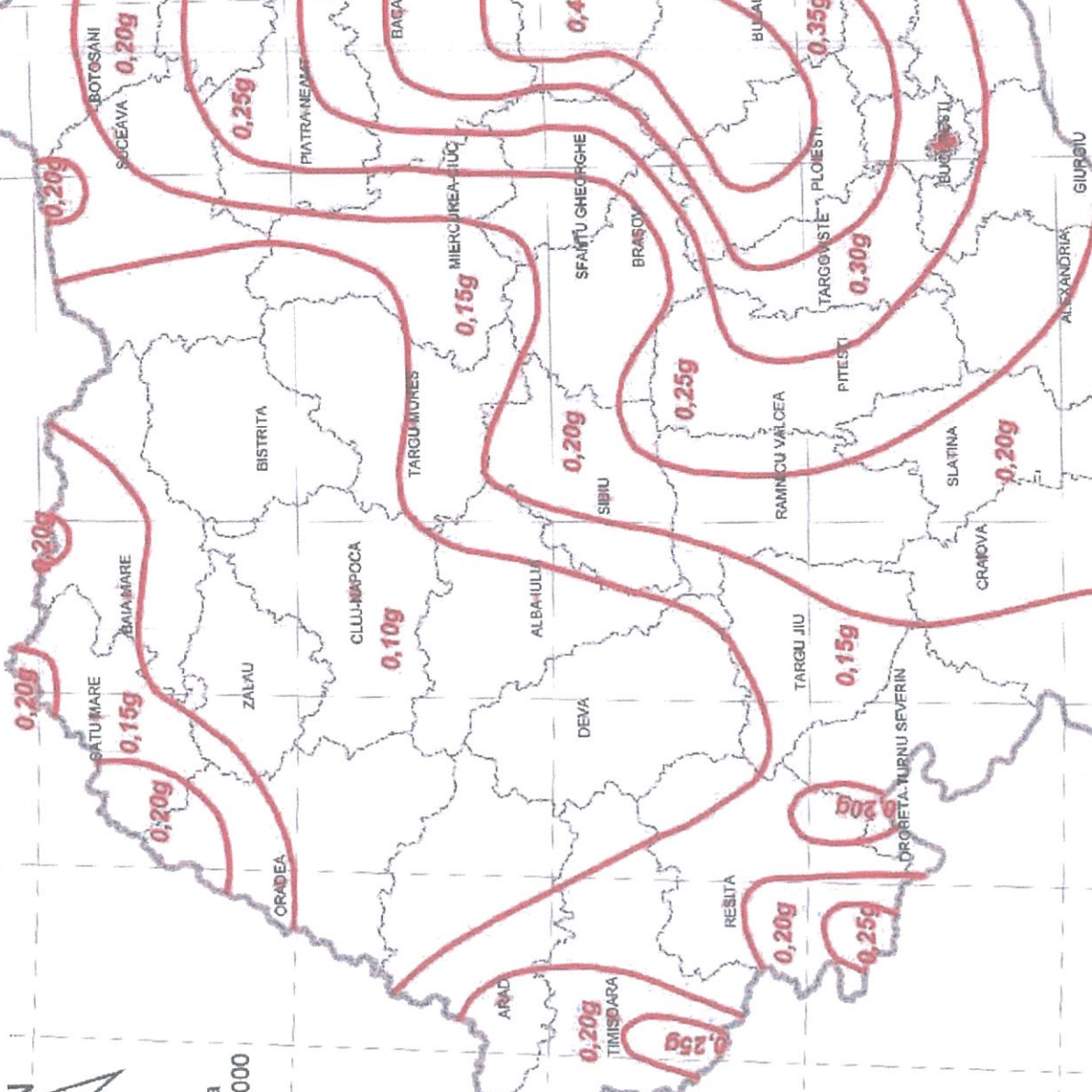
24°00'E

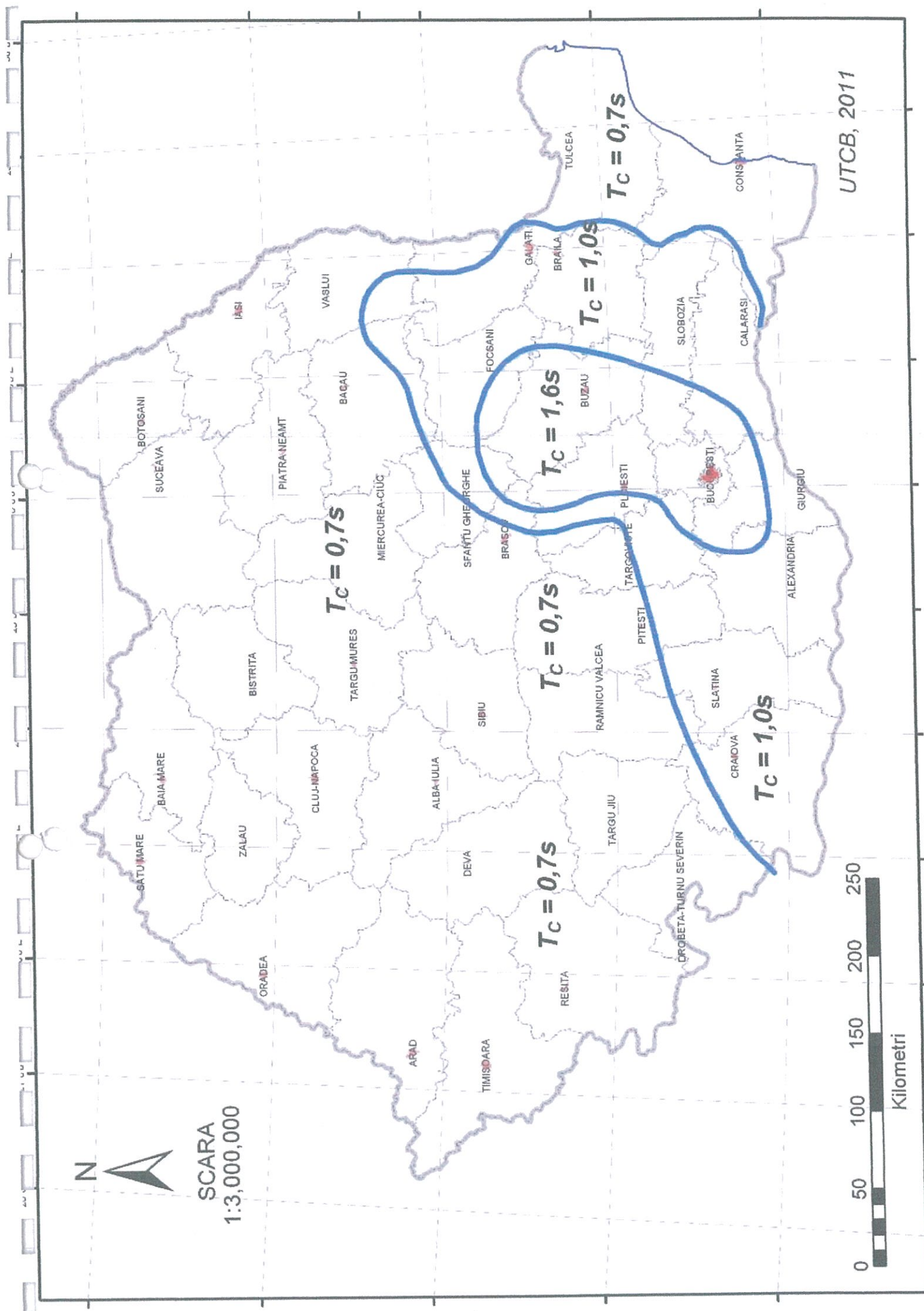
25°00'E

25°00'E

25°00'E

25°00'E





ZONAREA DUPE ADANCIMEA MAXIMA DE INGHET (adancimi in cm)

