Anexă
la Ordinul MDRAP nr. 2352 / 24.11.2014

NORMATIV
PRIVIND PROIECTAREA FUNDAŢIILOR DE SUPRAFAŢĂ,
indicativ NP 112 - 2014

CUPRINS

INTRODUCERE

PARTEA I. PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A FUNDAŢIILOR DE SUPRAFAŢĂ

I.1 Scop şi domeniu de aplicare
I.2 Definiţii, notaţii şi simboluri
I.3 Bazele proiectării geotehnice
I.3.1 Cerinţe generale
I.3.2 Situaţii de proiectare
I.3.3 Durabilitate
I.4 Proiectarea geotehnică prin calcul
I.4.1 Generalităţi
1.4.2 Acţiuni specifice
I.4.3 Parametrii geotehnici
I.4.4 Date geometrice
I.4.5 Stări limită ultime (SLU)
I.4.6 Stări limită de serviciu (exploatare - SLE)
I.4.7 Abordări de calcul
I.5 Etapele preliminare ale proiectării geotehnice
I.5.1 Stabilirea adâncimii de fundare
I.5.2 Alegerea tipului de fundaţie
I.5.3 Alegerea metodei de calcul
I.5.3.1 Criterii privind construcţia
I.5.3.2 Criterii privind terenul de fundare alcătuit din pământuri
I.5.3.3 Criterii de alegere a metodei de calcul
I.6 Calculul la stări limită ultime
I.6.1 Capacitatea portantă
I.6.1.1 Principii generale
I.6.1.2 Aria comprimată a bazei fundaţiei
I.6.1.3 Aria efectivă (redusă) a bazei fundaţiei
I.6.1.4 Metoda prescriptivă
I.6.1.5 Metoda directă
I.6.1.6 Metoda indirectă
I.6.2 Rezistenţa la lunecare
I.6.3 Stabilitatea generală
I.7 Calculul la starea limită de serviciu (exploatare)
I.7.1 Generalităţi
I.7.2 Deplasări şi deformaţii
I.7.2.1 Tasarea absolută
I.7.2.2 Deplasări şi deformaţii posibile
I.7.2.3 Deplasări şi deformaţii limită
I.7.3 Încărcarea transmisă la teren
I.8 Calculul la vibraţii
I.9 Fundaţii pe roci

PARTEA a II - a. PROIECTAREA STRUCTURALĂ A FUNDAŢIILOR DE SUPRAFAŢĂ

II.1 Scop şi domeniu de aplicare
II.2 Definiţii, notaţii şi simboluri
II.3 Cerinţe generale privind proiectarea infrastructurilor
II.3.1 Cerinţe privind proiectarea fundaţiilor
II.3.2 Cerinţe privind proiectarea substructurilor
II.3.3 Cerinţe privind proiectarea infrastructurilor
II.4 Eforturi transmise infrastructurilor
II.4.1 Prevederi generale
II.4.2 Eforturi transmise infrastructurilor în gruparea seismică de încărcări
II.5 Materiale utilizate la fundaţii
II.6 Proiectarea fundaţiilor izolate
II.6.1 Fundaţii pentru stâlpi şi pereţi de beton armat monolit
II.6.1.1 Fundaţii tip talpă de beton armat
II.6.1.2 Fundaţii tip bloc şi cuzinet
II.6.2 Fundaţii pentru stâlpi de beton armat prefabricat
II.6.2.1 Dimensiunile secţiunilor de beton
II.6.2.2 Pahare cu pereţi amprentaţi
II.6.2.3 Pahare cu pereţi netezi
II.6.3 Fundaţii pentru stâlpi din oţel
II.7 Proiectarea fundaţiilor continue sub stâlpi şi pereţi
II.7.1 Domeniu de aplicare
II.7.2 Eforturi transmise fundaţiilor de stâlpii şi pereţii structurali de beton armat
II.7.3 Dimensionarea bazei fundaţiilor
II.7.4 Calculul eforturilor secţionale
II.7.5 Fundaţii continue sub stâlpi
II.7.5.1 Secţiunea de beton
II.7.5.2 Armarea fundaţiilor
II.7.6 Fundaţii continue sub pereţi structurali de beton armat
II.7.7 Fundaţii continue sub pereţi structurali de zidărie
II.7.7.1 Prevederi generale de alcătuire
II.7.7.2 Fundaţii la clădiri amplasate pe teren de fundare favorabil, în zone cu seismicitate $a_g \leq 0{,}15g$
II.7.7.3 Fundaţii la clădiri amplasate pe teren de fundare favorabil, în zone cu seismicitate $a_g > 0{,}15$ g
II.7.7.4 Fundaţii la clădiri amplasate pe terenuri speciale
II.7.7.5 Dimensionarea fundaţiilor
II.7.7.6 Soluţii de fundare la pereţi nestructurali
II.7.7.7 Racordarea în trepte a fundaţiilor având cote de fundare diferite
II.7.7.8 Fundaţii la rosturi de tasare
II.8 Proiectarea radierelor de beton armat
II.8.1 Alcătuire generală şi domeniu de aplicare
II.8.2 Elemente de proiectare a radierelor
II.8.3 Elemente constructive
II.8.4 Rosturi de turnare şi măsuri prevăzute în proiectare referitor la rezistenţa şi tehnologia de execuţie ale radierelor
II.9 Infrastructuri
II.9.1 Probleme generale
II.9.2 Tipuri de infrastructuri
II.9.2.1 Infrastructuri alcătuite doar din fundaţii

II.9.2.2 Infrastructuri alcătuite din unul sau mai multe subsoluri şi din fundaţii
II.9.3 Determinarea eforturilor pentru calculul infrastructurii
II.9.4. Precizări privind calculul eforturilor în elementele infrastructurii
II.9.5 Dimensionarea elementelor infrastructurii
II.9.5.1 Verificarea planşeelor
II.9.5.2 Verificarea pereţilor
II.9.5.3 Verificarea pereţilor în zonele de discontinuitate
II.9.6 Transmiterea eforturilor la infrastructură prin intermediul planşeelor - "efectul de menghină"
II.9.6.1 Prevederi generale
II.9.6.2 Elemente de calcul, dimensionare şi verificare
II.9.7 Elemente specifice de alcătuire ale infrastructurilor

Anexa A Adâncimea de încastrare echivalentă. Principii de calcul pentru fundaţiile parţial încastrate
Anexa B (normativă) Coeficienţi parţiali şi de corelare pentru stările limită ultime
Anexa C (normativă) Adâncimea de îngheţ
Anexa D Presiuni convenţionale
Anexa E Calculul presiunilor pe teren pentru fundaţiile solicitate excentric
Anexa F Calculul la starea limită ultimă. Capacitatea portantă
Anexa G Valori orientative pentru coeficientul de frecare
Anexa H Calculul la starea limită de serviciu (exploatare)
Anexa J Parametrii geotehnici de compresibilitate
Anexa K Metode de calcul pentru fundaţiile continue sub stâlpi
Anexa L Metode de calcul pentru radiere
Anexa M (normativă) Referinţe normative

INTRODUCERE

1. Prezentul normativ conţine prevederi generale de proiectare a fundaţiilor de suprafaţă pentru clădiri şi construcţii industriale şi agrozootehnice (fundaţii izolate, fundaţii continue sub stâlpi sau pereţi, precum şi radiere generale de beton armat).

2. Prevederile prezentului normativ sunt armonizate cu prevederile din sistemul de standarde europene pentru proiectarea construcţiilor din seria SR EN 1990...SR EN 1999, în ceea ce priveşte proiectarea fundaţiilor de suprafaţă.

3. Normativul utilizează ca documente de referinţă standardele şi reglementările tehnice aflate în vigoare la data elaborării acestuia, enumerate în Anexa M.

4. La proiectarea fundaţiilor de suprafaţă pe terenuri speciale (pământuri sensibile la umezire, pământuri contractile, pământuri lichefiabile, etc.) se vor avea în vedere şi prevederile din reglementările tehnice specifice aplicabile.

5. Normativul se adresează proiectanţilor, specialiştilor cu activitate în domeniul construcţiilor atestaţi /autorizaţi în condiţiile legii, organismelor de verificare şi control (verificarea şi/sau expertizarea proiectelor, verificarea, controlul şi/sau expertizarea lucrărilor), executanţilor de lucrări, operatorilor economici specializaţi în domeniul ingineriei geotehnice, precum şi investitorilor/beneficiarilor de construcţii.

6. Normativul este alcătuit din 2 părţi care tratează următoarele aspecte ale proiectării fundaţiilor de suprafaţă:

Partea I – Proiectarea geotehnică a fundaţiilor de suprafaţă

Partea a II - a – Proiectarea structurală a fundaţiilor de suprafaţă.

PARTEA I
PROIECTAREA GEOTEHNICĂ A FUNDAŢIILOR DE SUPRAFAŢĂ

I.1 Scop şi domeniu de aplicare

(1) Prevederile privind proiectarea geotehnică a fundaţiilor de suprafaţă din prezentul normativ sunt armonizate cu principiile expuse în standardul SR EN 1997-1 cu erata şi Anexa naţională asociate.

(2) Din punct de vedere al proiectării geotehnice, fundaţiile de suprafaţă se pot clasifica în două categorii în funcţie de adâncimea de fundare, D şi/sau de adâncimea relativă de încastrare, D_e/B:

- fundaţii de suprafaţă directe, când sunt îndeplinite condiţiile (I.1a) şi/sau (I.1b):

$$D \leq 3{,}00\text{m} \qquad \text{(I.1a)}$$

unde

D adâncimea de fundare

Sau

$$D_e/B \leq 1{,}5 \qquad \text{(I.1b)}$$

unde

D_e adâncimea de încastrare echivalentă (vezi Anexa A a prezentului normativ)
B latura mică a bazei fundaţiei rectangulare sau diametrul bazei fundaţiei circulare

- fundaţii de suprafaţă parţial încastrate, când sunt îndeplinite condiţiile (I.2a) şi/sau (I.2b):

$$D > 3{,}00\text{m} \qquad \text{(I.2a)}$$

sau

$$1{,}5 < D_e/B \leq 5 \qquad \text{(I.2b)}$$

(2.1) În cazul fundaţiilor de suprafaţă directe, reacţiunile laterale ale terenului (frecarea sau rezistenţa pasivă) se neglijează.

(2.2) În cazul în care condiţia (I.2a) este îndeplinită dar datele necesare pentru calculul adâncimii de încastrare echivalente nu sunt disponibile, se recomandă ca fundaţia de suprafaţă să fie încadrată în categoria fundaţiilor de suprafaţă directe.

(2.3) Prevederile normativului se aplică şi în cazul construcţiilor prevăzute cu două sau mai multe niveluri subterane (subsoluri), fundaţiile fiind considerate directe sau parţial încastrate, după caz.

(2.4) Principiile de calcul pentru fundaţiile parţial încastrate sunt date în Anexa A a prezentului normativ.

(3) Prevederile normativului se aplică la proiectarea următoarelor tipuri de fundaţii de suprafaţă:
a) fundaţii izolate;
b) fundaţii continue, dispuse după una, două sau mai multe direcţii;
c) radiere generale.

(4) La proiectare se iau în considerare următoarele tipuri de acţiuni directe sau orice combinaţii între acestea transmise fundaţiilor de către construcţie:
- forţe verticale centrice sau excentrice (Figura. I.1 a, b cu notaţiile/simbolurile din tabelul I.2)
- forţe înclinate sau orizontale (Figura. I.2 a, b cu notaţiile/simbolurile din tabelul I.2).

(5) Prevederile prezentului normativ se aplică la proiectarea fundaţiilor de suprafaţă supuse acţiunilor statice sau acţiunilor care în calcul pot fi considerate echivalent statice (cvasistatice).

(6) Prevederile normativului se aplică atât în cazul fundaţiilor cu baza orizontală, cât şi în cazul celor cu baza înclinată cu un unghi α faţă de orizontală.

(7) Prevederile normativului se aplică şi în cazul fundaţiilor situate în vecinătatea unui taluz (Figura. I.3 cu notaţiile/simbolurile din tabelul I.2).

I.2 Definiţii, notaţii şi simboluri

(1) În prezentul normativ se folosesc definiţiile generale din codul CR 0.

(2) În prezentul normativ se folosesc definiţiile specifice din SR EN 1997-1 şi SR EN 1997-2.

(3) Principalele definiţii utilizate pentru proiectarea geotehnică sunt menţionate în tabelul I.1.

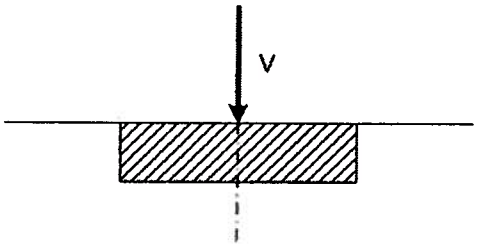


Figura I.1a - Forţă verticală centrică

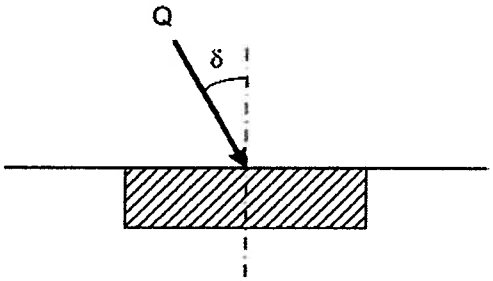


Figura I.2a - Forţă înclinată

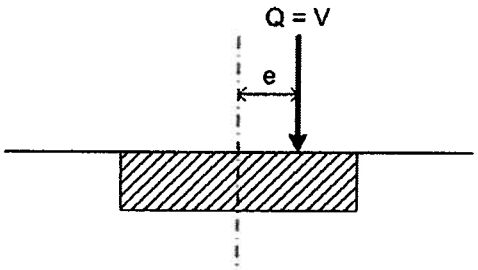


Figura I.1b - Forţă verticală excentrică

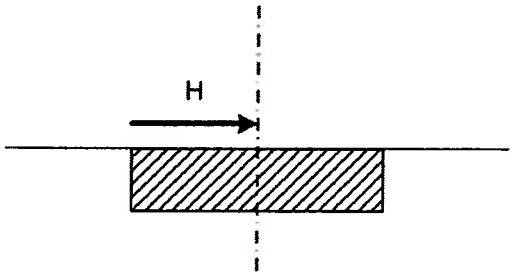


Figura I.2b - Forţă orizontală

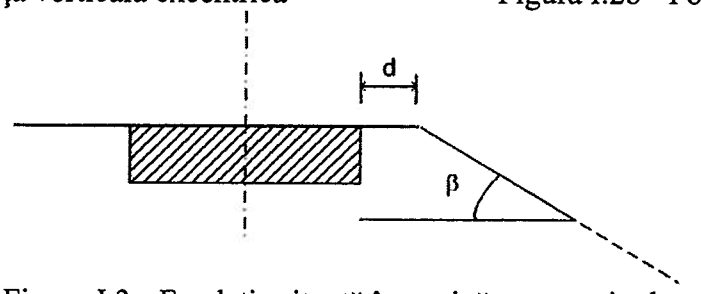


Figura I.3 - Fundaţie situată în vecinătatea unui taluz

Tabelul I.1

Definiţie	Semnificaţie
Teren	Pământ, rocă sau material de umplutură care există pe amplasament înainte de execuţia lucrărilor de construcţii.
Fundaţie	Partea inferioară a unei construcţii care are rolul de a transmite încărcările la teren şi de a participa, alături de celelalte elemente structurale, la asigurarea rezistenţei, stabilităţii, exploatării şi durabilităţii construcţiei.
Fundaţie de suprafaţă directă	Fundaţie la care încărcările transmise de structură sunt preluate exclusiv prin contactul dintre baza fundaţiei şi teren.
Fundaţie de suprafaţă parţial încastrată	Fundaţie la care încărcările transmise de structură sunt preluate atât prin baza fundaţiei, cât şi prin suprafaţa laterală în contact cu terenul.
Categorie geotehnică	Încadrarea lucrării geotehnice în funcţie de exigenţele proiectării geotehnice.
Risc geotehnic	Defineşte importanţa efectelor negative asupra persoanelor, construcţiilor învecinate şi mediului, pe durata execuţiei şi în exploatare.
Acţiune geotehnică	Acţiune transmisă structurii de teren, umplutură, apa de suprafaţă sau apa subterană.
Experienţă comparabilă	Informaţii documentate sau stabilite cu claritate pe orice altă cale, privind terenul luat în considerare în calcul, care se referă la aceleaşi tipuri de pământuri şi roci şi pentru care este de aşteptat o comportare geotehnică similară, precum şi la structuri similare. Se consideră pertinente, cu precădere, informaţiile obţinute pe plan local.
Construcţie specială	Construcţie încadrată în clasele de importanţă I şi II, conform codului P 100-1
Construcţie obişnuită	Construcţie încadrată în clasele de importanţă III şi IV, conform codului P 100-1

(4) În prezentul normativ se folosesc notaţiile şi simbolurile din SR EN 1997-1 şi SR EN 1997-2.

(5) Principalele notaţii şi simboluri utilizate în Partea I a prezentului normativ sunt prezentate în tabelul I.2.

Tabelul I.2

Notaţie sau simbol	Semnificaţie
Litere LATINE	
A	Aria totală a bazei fundaţiei
A'	Aria efectivă (redusă) a bazei fundaţiei
A_C	Aria comprimată a bazei fundaţiei
a_d	Valoarea de calcul a datelor geometrice
a_{nom}	Valoarea nominală a datelor geometrice
Δa	Modificarea adusă valorii nominale a datelor geometrice
B	Lăţimea (latura mică) a bazei fundaţiei rectangulare sau diametrul bazei fundaţiei circulare

B'	Lăţimea efectivă (redusă) a fundaţiei
C_d	Valoarea de calcul limită a efectului unei acţiuni
c	Coeziunea pământului
c'	Coeziunea efectivă (în termeni de eforturi efective)
c_u	Coeziunea nedrenată
$c_{u;d}$	Valoarea de calcul a coeziunii nedrenate
D	Adâncimea de fundare
D_e	Adâncimea echivalentă de încastrare
d	Distanţa dintre marginea fundaţiei şi marginea taluzului
E	Valoarea efectului acţiunilor
E_d	Valoarea de calcul a efectului acţiunilor
E_{oed}	Modulul edometric
E_s	Modulul de deformaţie liniară
$E_{stb;d}$	Valoarea de calcul a efectului acţiunilor stabilizatoare
$E_{dst;d}$	Valoarea de calcul a efectului acţiunilor destabilizatoare
e	Excentricitatea componentei verticale a unei acţiuni totale faţă de centrul de greutate al bazei fundaţiei
e_B	Excentricitatea prin raport cu axa longitudinală a bazei fundaţiei
e_L	Excentricitatea prin raport cu axa transversală a bazei fundaţiei
F_d	Valoarea de calcul a unei acţiuni
F_k	Valoarea caracteristică a unei acţiuni
G	Acţiunea verticală permanentă
$G_{dst;d}$	Valoarea de calcul a acţiunilor permanente destabilizatoare pentru verificarea la subpresiune
$G_{stb;d}$	Valoarea de calcul a acţiunilor verticale permanente stabilizatoare pentru verificarea la subpresiune
$G'_{stb;d}$	Valoarea de calcul a acţiunilor verticale permanente stabilizatoare pentru verificarea la cedarea hidraulică a fundului săpăturii (cu greutatea submersată)
H	Acţiunea orizontală sau componenta orizontală a unei acţiuni totale aplicată paralel cu baza fundaţiei
H_d	Valoarea de calcul a lui H
$H_î$	Adâncimea de îngheţ
h	Nivelul apei pentru verificarea la cedare hidraulică a fundului săpăturii
h'	Înălţimea unei prisme de pământ pentru verificarea la cedare hidraulică a fundului săpăturii
$h_{w;k}$	Valoarea caracteristică a înălţimii coloanei de apă faţă de talpa unei prisme de pământ pentru verificarea la cedare hidraulică a fundului săpăturii
i	Gradientul hidraulic
K_0	Coeficient al presiunii în stare de repaus a pământului
k	Raportul $\delta_d/\varphi_{cv;d}$
L	Lungimea (latura mare) a bazei fundaţiei rectangulare sau a sistemului de fundare
L'	Lungimea efectivă (redusă) a fundaţiei
Q	Acţiunea variabilă, verticală sau înclinată
$Q_{dst;d}$	Valoarea de calcul a acţiunilor verticale destabilizatoare la verificarea la subpresiune
q	Presiunea din greutatea pământului la nivelul bazei fundaţiei
R_d	Valoarea de calcul a rezistenţei faţă de o acţiune

$S_{dst;d}$	Valoarea de calcul a forţei curentului destabilizatoare în teren
$S_{dst;k}$	Valoarea caracteristică a forţei curentului destabilizatoare în teren
s	Tasarea totală
s_0	Tasarea instantanee (imediată)
s_1	Tasarea de consolidare
s_2	Tasarea prin curgere lentă (tasare secundară)
T_d	Valoarea de calcul a rezistenţei la forfecare dezvoltată asupra părţii unei structuri în contact cu terenul
u	Presiunea apei din pori
$u_{dst;d}$	Valoarea de calcul a presiunii totale destabilizatoare a apei din pori
V	Acţiunea verticală sau componenta verticală a unei acţiuni totale aplicată la baza fundaţiei
V_d	Valoarea de calcul a lui V
V'_d	Valoarea de calcul a acţiunii verticale efective
$V_{dst;d}$	Valoarea de calcul a acţiunii verticale destabilizatoare
$V_{dst;k}$	Valoarea caracteristică a acţiunii verticale destabilizatoare
X_d	Valoarea de calcul a proprietăţii unui material
X_k	Valoarea caracteristică a proprietăţii unui material
Litere GRECEŞTI	
α	Înclinarea faţă de orizontală a bazei fundaţiei
β	Unghiul taluzului faţă de orizontală
δ	Unghiul de înclinare a lui Q faţă de verticală
δ_a	Unghiul de frecare la interfaţa fundaţie – teren, în planul bazei
γ	Greutatea volumică a pământului
γ'	Greutatea volumică submersată
$\gamma_{c'}$	Coeficient parţial pentru coeziunea efectivă
γ_{cu}	Coeficient parţial pentru coeziunea nedrenată
γ_E	Coeficient parţial pentru efectul unei acţiuni
γ_f	Coeficient parţial pentru acţiuni, care ţine cont de posibilitatea unor abateri nefavorabile ale valorilor acţiunilor prin raport cu valorile lor reprezentative
γ_F	Coeficient parţial pentru o acţiune
γ_G	Coeficient parţial pentru o acţiune permanentă
$\gamma_{G;dst}$	Coeficient parţial pentru o acţiune permanentă destabilizatoare
$\gamma_{G;stb}$	Coeficient parţial pentru o acţiune permanentă stabilizatoare
γ_m	Coeficient parţial pentru un parametru al pământului
$\gamma_{m;i}$	Coeficient parţial pentru un parametrul al pământului în stratul i
γ_M	Coeficient parţial pentru un parametru al pământului care ţine cont de incertitudinile asupra modelului
γ_Q	Coeficient parţial pentru o acţiune variabilă
γ_{qu}	Coeficient parţial pentru rezistenţa la compresiune monoaxială
γ_R	Coeficient parţial pentru o rezistenţă
$\gamma_{R;d}$	Coeficient parţial care ţine cont de incertitudinile asupra modelului de rezistenţă

$\gamma_{R;e}$	Coeficient parţial pentru rezistenţa pământului
$\gamma_{R;h}$	Coeficient parţial pentru rezistenţa la alunecare
$\gamma_{R;v}$	Coeficient parţial pentru capacitate portantă
$\gamma_{S;d}$	Coeficient parţial pentru incertitudinile în modelarea efectelor acţiunilor
$\gamma_{Q;dst}$	Coeficient parţial pentru o acţiune destabilizatoare care provoacă o cedare hidraulică
$\gamma_{Q;stb}$	Coeficient parţial pentru o acţiune stabilizatoare care se opune cedării hidraulice
γ_w	Greutatea volumică a apei
$\gamma_{\varphi'}$	Coeficient parţial pentru unghiul de frecare internă (se aplică la tg φ')
γ_γ	Coeficient parţial pentru greutatea volumică a pământului
θ	Unghiul de rotire a bazei fundaţiei faţă de orizontală
ψ	Factor pentru conversia de la valoarea caracteristică la valoarea reprezentativă
$\sigma_{stb;d}$	Valoarea de calcul pentru efortul total vertical stabilizator
$\sigma'_{h;0}$	Componenta orizontală a presiunii efective a pământului în stare de repaus
φ'	Unghiul de frecare internă în termeni de eforturi efective
φ'_d	Valoarea de calcul a lui φ'
φ_{cv}	Unghiul de frecare internă la starea critică
$\varphi_{cv;d}$	Valoarea de calcul a lui φ_{cv}
μ	Coeficient de frecare

(6) Unităţile de măsură recomandate la proiectarea geotehnică sunt indicate în tabelul I.3.

Tabelul I.3

Mărime	U.M.
Forţă	kN
Masă	kg
Moment	kNm
Masă volumică	kg/m^3
Greutate volumică	kN/m^3
Efort unitar, presiune, rezistenţă, rigiditate	kPa
Coeficient de permeabilitate	m/s
Coeficient de consolidare	m^2/s

I.3 Bazele proiectării geotehnice

I.3.1 Cerinţe generale

(1) Pentru fiecare situaţie de proiectare geotehnică, trebuie să se verifice faptul că nu este atinsă nici o stare limită pertinentă, astfel cum este aceasta definită în CR 0.

(2) Situaţiile de proiectare geotehnică şi stările limită care trebuie avute în vedere pentru fundaţiile de suprafaţă sunt precizate în SR EN 1997-1, Secţiunile 2 şi 6, cu erata şi Anexa naţională asociate.

(3) Situaţiile de proiectare şi stările limită se iau în considerare în funcţie de următorii factori:
- condiţiile de amplasament cu privire la stabilitatea generală şi la mişcările terenului;
- natura şi mărimea structurii şi elementelor acesteia, inclusiv oricare alte cerinţe specifice (durata de viaţă, etc.);

- condiţiile referitoare la vecinătăţi;
- condiţiile geotehnice şi hidrogeologice;
- influenţa mediului (hidrologie, ape de suprafaţă, subsidenţă, variaţii sezoniere de temperatură şi umiditate, etc.);
- seismicitatea regională.

(4) Stările limită pot apărea separat în teren/în structură sau simultan în teren şi structură.

(5) Pentru proiectarea geotehnică a fundaţiilor de suprafaţă trebuie luate în considerare următoarele situaţii care pot conduce la stări limită, după caz:
- pierderea stabilităţii generale;
- epuizarea capacităţii portante, cedarea prin poansonare;
- cedarea prin alunecare;
- cedarea combinată în teren şi în structură;
- tasările excesive;
- ridicarea excesivă a terenului datorită umflării, îngheţului şi altor cauze;
- vibraţiile inacceptabile.

(6) La proiectarea geotehnică a fundaţiilor de suprafaţă trebuie utilizată una dintre metodele următoare sau o combinaţie între acestea:

(6.1) *O metodă directă* în care se efectuează calculele specifice pentru fiecare stare limită pertinentă. Experienţa dobândită poate arăta care tip de stare limită guvernează proiectarea lucrării. La verificarea la o anumită stare limită, calculul trebuie să modeleze cât mai corect mecanismul de cedare prevăzut.

(6.2) *O metodă indirectă* bazată pe experienţe comparabile şi pe rezultatele încercărilor pe teren/în laborator sau pe observaţii, aleasă în corelare cu încărcările la starea limită de exploatare, astfel încât să fie satisfăcute cerinţele pentru toate stările limită pertinente.

(6.3) *O metodă prescriptivă* bazată pe valori ale unor presiuni acceptabile.

(7) În vederea stabilirii cerinţelor minime privind conţinutul Studiului geotehnic (*Raportului de investigare a terenului* conform SR EN 1997-2), a alegerii metodei de proiectare care trebuie utilizată şi a verificărilor de control, trebuie identificate, în conformitate cu prevederile din NP 074, categoria geotehnică şi riscul geotehnic asociat.

(7.1) În conformitate cu NP 074, încadrarea preliminară într-o categorie geotehnică poate fi schimbată pe durata procesului de proiectare şi de execuţie.

(7.2) Diferitele aspecte ale proiectării unei lucrări pot conduce la încadrări în categorii geotehnice diferite. Nu este necesar să se trateze întregul proiect în concordanţă cu cea mai înaltă dintre categorii.

(8) Prevederile prezentului normativ se aplică la proiectarea geotehnică a lucrărilor din categoria geotehnică 1, 2 şi 3.

(9) La proiectarea geotehnică a lucrărilor din categoria geotehnică 3 este obligatorie folosirea metodelor de calcul directe.

I.3.2 Situaţii de proiectare

(1) Situaţiile care trebuie luate în considerare pentru proiectarea geotehnică sunt precizate în SR EN 1997-1, Secţiunea 2, cu erata şi Anexa naţională asociate.

(2) Situaţiile de proiectare trebuie să includă următoarele criterii principale, după caz:

(2.1) Caracteristicile amplasamentului şi condiţiile de mediu
- acceptabilitatea generală a terenului pe care este amplasată structura, în termeni de stabilitate generală şi de mişcări ale terenului;
- planurile de stratificaţie;
- dispunerea şi clasificarea diferitelor zone de pământ şi rocă sau elemente ale lucrării care intervin în modelul de calcul;
- în cazul construcţiilor aflate pe sau în apropierea unor masive de rocă:
  - alternanţa de strate tari şi moi;
  - existenţa unor falii, rosturi şi fisuri;
  - posibila instabilitate a blocurilor de rocă;
- exploatări miniere, caverne sau alte construcţii subterane;
- mişcări ale terenului datorate subsidenţei miniere sau altor activităţi;
- caverne de dizolvare, cum sunt goluri sau fisuri umplute cu material moale, procese de dizolvare în curs;
- efectele afuierilor, eroziunii şi excavaţiilor care conduc la modificări ale geometriei suprafeţei terenului;
- efectele coroziunii sau alterării chimice, îngheţului, secetelor prelungite, etc.;
- variaţiile nivelurilor apelor subterane, inclusiv cele datorate epuizmentelor generale, inundaţiilor, disfuncţionalităţilor sistemelor de drenare şi ale reţelelor purtătoare de apă, exploatării apei, etc.;
- încadrarea seismică a zonei;
- efectul noii structuri asupra structurilor şi reţelelor existente, precum şi asupra mediului local.

(2.2) Caracteristicile construcţiei
- acţiunile, grupările de acţiuni şi ipotezele de încărcare;
- sensibilitatea la deplasări diferenţiale şi/sau deformaţii ale construcţiei;
- restricţiile de deplasări diferenţiale şi/sau deformaţii în exploatarea normală a construcţiei.

I.3.3 Durabilitate

(1) Evaluarea condiţiilor de mediu interne şi externe din punctul de vedere al durabilităţii şi al măsurilor de protecţie sau de asigurare a rezistenţelor adecvate ale materialelor se face în conformitate cu prevederile generale din sistemul de standarde SR EN 1990...1999 şi cu prevederile specifice din SR EN 1997-1, Secţiunea 2, cu erata şi Anexa naţională asociate.

I.4 Proiectarea geotehnică prin calcul

I.4.1 Generalităţi

(1) Proiectarea geotehnică prin calcul trebuie efectuată în conformitate cu cerinţele fundamentale din CR 0 şi cu prevederile specifice din SR EN 1997-1 cu Anexa naţională şi din prezentul normativ.

(2) La proiectarea geotehnică intervin:
- acţiunile, care pot fi:
  - încărcări impuse;

- deplasări impuse, de exemplu cele cauzate de mişcările terenului;
- proprietăţile pământurilor, rocilor sau altor materiale;
- datele geometrice;
- valorile limită ale deformaţiilor, deschiderii fisurilor, vibraţiilor, etc.;
- modelele de calcul.

(3) Este obligatoriu ca recunoaşterea condiţiilor de teren să se facă în funcţie de categoria geotehnică şi riscul geotehnic asociat. Această recunoaştere, precum şi controlul calităţii execuţiei lucrărilor sunt mai importante pentru satisfacerea cerinţelor fundamentale decât precizia rezultată din alegerea modelelor de calcul şi a coeficienţiilor parţiali.

(4) Modelul de calcul trebuie să descrie comportarea presupusă a terenului pentru starea limită considerată. Dacă unei stări limită nu i se poate asocia un model de calcul fiabil, calculul se face pentru o altă stare limită, folosind coeficienţi care să asigure că depăşirea stării limite considerate este suficient de improbabilă.

(5) Modelul de calcul poate fi:
- un model analitic;
- un model semi-empiric;
- un model empiric.

(6) Modelul de calcul ales trebuie să fie exact.

(7) Modelul de calcul poate include simplificări. În acest caz, rezultatele obţinute pot fi modificate pentru a se asigura că proiectarea prin calcul este fie exactă, fie acoperitoare.

I.4.2 Acţiuni specifice

(1) Definiţia acţiunilor este conformă cu prevederile din CR 0 iar valorile acţiunilor se stabilesc conform prevederilor din standardele pertinente din seria SR EN 1991.

(2) Modul de determinare a valorilor acţiunilor transmise de construcţie asupra fundaţiilor este prezentat în Partea a II-a a normativului.

(3) La proiectarea geotehnică se ţine seama şi de următoarele acţiuni specifice:
- greutăţile pământurilor, rocilor şi apei;
- eforturile din teren;
- presiunile pământului;
- presiunile apei subterane (după caz, presiunea apei libere);
- presiunea apei din pori;
- forţele hidrodinamice;
- suprasarcinile;
- lucrările de terasamente;
- încărcările din trafic;
- mişcările pământului cauzate de:
  - activităţi legate de lucrări subterane;
  - ridicarea şi contracţia produse de vegetaţie sau climă (variaţii de umiditate sau temperatură, inclusiv acţiunea îngheţului);
  - alunecarea sau tasarea masivelor de pământ;
  - acceleraţiile produse de cutremure, explozii, vibraţii şi încărcări dinamice.

(4) Valorile acţiunilor geotehnice se determină anterior efectuării calculului, dar pot fi modificate pe parcursul diferitelor etape ale proiectării.

(5) Valoarea de calcul a unei acţiuni geotehnice se determină:

(5.1) Prin calcul, cu relaţia [2.1 din SR EN 1997-1]:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \qquad (I.3)$$

unde:

F_d valoarea de calcul a acţiunii

γ_F coeficient parţial pentru situaţii permanente sau tranzitorii, definit în Anexa B a prezentului normativ

F_{rep} valoarea reprezentativă a acţiunii:

$F_{rep} = \psi \cdot F_k$

unde:

ψ factor pentru conversia de la valoarea caracteristică la valoarea reprezentativă, definit în CR 0 (ψ este, după caz, ψ_0 sau ψ_1 sau ψ_2)

F_k valoarea caracteristică a acţiunii.

(5.2) Prin evaluare directă. În acest caz, este indicat ca valorile coeficienţilor parţiali date în Anexa B să fie utilizate ca valori de referinţă pentru definirea nivelului de siguranţă cerut.

I.4.3 Parametrii geotehnici

(1) Parametrii geotehnici reprezintă proprietăţile maselor de pământ şi de rocă.

(2) Parametrii geotehnici sunt definiţi în SR EN 1997-1, Secţiunea 3.

(3) Determinarea valorilor parametrilor geotehnici se face în conformitate cu SR EN 1997-2 şi Anexa naţională.

(4) Determinarea valorilor caracteristice ale parametrilor geotehnici se face conform normativului NP 122.

(5) Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici se determină cu relaţia [2.2 din SR EN 1997-1]:

$$X_d = X_k / \gamma_M \qquad (I.4)$$

unde:

X_d valoarea de calcul a parametrului geotehnic

X_k valoarea caracteristică a parametrului geotehnic

γ_M coeficient parţial pentru situaţii permanente sau tranzitorii, definit în Anexa B.

(6) Atunci când valorile de calcul ale parametrilor geotehnici sunt evaluate direct, este indicat ca valorile coeficienţilor parţiali din Anexa B a prezentului normativ să fie utilizate ca valori de referinţă pentru definirea nivelului de siguranţă cerut.

I.4.4 Date geometrice

(1) Nivelul şi panta suprafeţei terenului, nivelurile apei, nivelurile interfeţelor între stratele geologice, nivelurile de excavare şi dimensiunile fundaţiei trebuie tratate drept date geometrice.

(2) Valorile caracteristice ale nivelurilor terenului, apei subterane şi apelor de suprafaţă trebuie să fie valori măsurate, nominale sau estimate ale nivelurilor superioare sau inferioare.

(3) Se recomandă ca valorile caracteristice ale nivelurilor terenului şi ale dimensiunilor fundaţiei să fie valorile nominale.

(4) Atunci când se apreciază că abaterile datelor geometrice au un efect important asupra fiabilităţii structurii, valorile de calcul ale datelor geometrice trebuie determinate direct sau calculate din valorile nominale cu relaţia [2.3 din SR EN 1997-1):

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \qquad (I.5)$$

unde:

a_d valoarea de calcul a datei geometrice

a_{nom} valoarea nominală a datei geometrice

Δa $\leq 0{,}10$ m.

I.4.5 Stări limită ultime (SLU)

(1) Stările limită ultime sunt definite în conformitate cu CR 0 şi SR EN 1997-1.

(2) La proiectarea geotehnică, trebuie să se verifice faptul că nu sunt depăşite următoarele stări limită, atunci când acestea sunt pertinente:

(2.1) EQU: pierderea echilibrului structurii sau terenului, considerat ca un corp solid, în care rezistenţele materialelor structurii şi ale terenului nu aduc o contribuţie importantă la asigurarea rezistenţei.
Condiţia de verificare este definită de relaţia [2.4 din SR EN 1997-1]:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \qquad (I.6)$$

unde:

$E_{dst;d}$ valoarea de calcul a efectului acţiunilor destabilizatoare:
$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst}$

$E_{stb;d}$ valoarea de calcul a efectului acţiunilor stabilizatoare:
$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb}$
unde:

γ_F; γ_M coeficienţi parţiali pentru situaţiile permanente şi tranzitorii definiţi în Anexa B a prezentului normativ

T_d valoarea de calcul a rezistenţei la forfecare dezvoltată asupra părţii unei structuri în contact cu terenul.

Notă - În proiectarea geotehnică, verificarea EQU este limitată la cazuri rare, cum este o fundaţie rigidă pe un teren stâncos şi este, în principiu, distinctă faţă de analiza stabilităţii generale sau de problemele datorate de presiunile arhimedice.

(2.2) GEO: cedarea sau deformaţia excesivă a terenului, în care rezistenţa pământurilor sau a rocilor contribuie în mod semnificativ la asigurarea rezistenţei.
Condiţia de verificare este definită de relaţia [2.5 din SR EN 1997-1]:

$$E_d \leq R_d \qquad (I.7)$$

unde:

E_d valoarea de calcul a efectului acţiunilor:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \qquad (I.8\ a)$$

sau

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \qquad (I.8\ b)$$

unde:

γ_E coeficient parţial pentru efectul unei acţiuni definit în Anexa B

R_d valoarea de calcul a rezistenţei faţă de o acţiune:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad \text{(I.9 a)}$$

sau

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R \quad \text{(I.9 b)}$$

sau

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R \quad \text{(I.9 c)}$$

unde:

γ_R coeficient parţial pentru o rezistenţă, definit în Anexa B.

Nota 1 - Starea limită GEO este deseori critică pentru determinarea dimensiunilor elementelor structurale din fundaţii sau structuri de fundare.

Nota 2 - În unele situaţii de proiectare, aplicarea coeficienţilor parţiali asupra acţiunilor generate de pământ sau transmise prin pământ pot conduce la valori de calcul nerezonabile sau chiar imposibile din punct de vedere fizic. În asemenea situaţii, coeficienţii parţiali pot fi aplicaţi direct asupra efectelor acţiunilor, stabilite pe baza valorilor reprezentative ale acţiunilor.

Nota 3 - În procedurile de calcul în care coeficienţii parţiali sunt aplicaţi asupra efectelor acţiunilor, coeficientul parţial al acţiunilor se ia $\gamma_F = 1{,}0$.

(2.3) UPL: pierderea echilibrului structurii sau terenului provocată de subpresiunea apei (presiunea arhimedică) sau de alte acţiuni verticale.
Condiţia de verificare este definită de relaţia [2.8 din SR EN 1997-1]:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad \text{(I.10)}$$

unde:

$V_{dst,d}$ valoarea de calcul a grupării între acţiunile verticale permanente şi variabile destabilizatoare

$V_{dst,d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$

$G_{stb;d}$ valoarea de calcul a acţiunilor permanente verticale stabilizatoare

$Q_{dst;d}$ valoarea de calcul a acţiunilor verticale destabilizatoare la verificarea la subpresiune

R_d valoarea de calcul a oricărei alte rezistenţe adiţionale la ridicare; rezistenţele adiţionale la ridicare pot fi de asemenea tratate drept acţiune permanentă verticală stabilizatoare.

Notă - Coeficienţii parţiali pentru $G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb;d}$ şi R_d pentru situaţii permanente sau tranzitorii sunt daţi în Anexa B a prezentului normativ.

(2.4) HYD: cedarea hidraulică a terenului, eroziunea internă şi eroziunea regresivă în teren, sub efectul gradienţilor hidraulici.
Condiţiile de verificare sunt definite de relaţiile [2.9 a, b din SR EN 1997-1]:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad \text{(I.11 a)}$$

unde:

$u_{dst;d}$ valoarea de calcul a presiunii totale destabilizatoare a apei din pori la baza coloanei de pământ, pentru orice coloană de pământ pertinentă

$\sigma_{stb;d}$ tensiunea totală verticală stabilizatoare la baza aceleiaşi coloane

sau

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad \text{(I.11 b)}$$

unde:

$S_{dst;d}$ valoarea de calcul a forţei curentului în coloana de pământ

$G'_{stb;d}$ greutatea în stare submersată a aceleiaşi coloane.

Notă - Coeficienţii parţiali pentru $u_{dst;d}$, $\sigma_{stb;d}$, $S_{dst;d}$ şi $G'_{stb;d}$ pentru situaţii permanente sau tranzitorii sunt definiţi în Anexa B a prezentului normativ.

(2.5) STR: cedare internă sau deformaţie excesivă a structurii sau elementelor de structură, ca de exemplu fundaţiile continue, radierele generale sau pereţii de subsol, în care rezistenţa materialelor structurii contribuie semnificativ la asigurarea rezistenţei. Starea limită STR este tratată în Partea a II-a a prezentului normativ.

(3) În cazurile unui risc anormal sau ale unor condiţii de teren şi de încărcare excepţional de dificile (de regulă, situaţiile care se încadrează în categoria geotehnică 3 asociată unui risc geotehnic major) este indicat să se utilizeze valori ale coeficienţilor parţiali mai mari sau mai mici (după caz) decât valorile date în Anexa B a prezentului normativ.

(4) Pentru lucrări temporare sau pentru situaţii de proiectare tranzitorii se pot utiliza valori diferite ale coeficienţilor parţiali (după caz) de valorile din Anexa B a prezentului normativ, în cazul în care consecinţele probabile o justifică.

I.4.6 Stări limită de serviciu (exploatare - SLE)

(1) Stările limită de serviciu (exploatare) sunt definite în conformitate cu CR 0 şi SR EN 1997-1.

(2) Verificarea pentru stările limită de exploatare, în teren sau într-o secţiune, element sau îmbinare a structurii, trebuie să urmărească îndeplinirea condiţiei [2.10 din SR EN 1997-1]:

$$E_d \leq C_d \qquad \text{(I.12)}$$

unde:

E_d valoarea de calcul a efectului unei acţiuni sau combinaţiilor de acţiuni

C_d valoarea de calcul limită a efectului unei acţiuni sau combinaţiilor de acţiuni.

(3) Este indicat să se modifice în mod adecvat valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici în cazul în care se produce o modificare a acestora pe durata de viaţă a construcţiei, de exemplu prin variaţia nivelului apei subterane sau prin uscare.

(4) Valoarea de calcul limită a efectului unei acţiuni, de exemplu o anumită deplasare şi/sau deformaţie a fundaţiei sau a unor părţi ale structurii de fundare, este acea valoare pentru care se consideră atinsă în structură o stare limită de exploatare.

(5) Conform SR EN 1997-1 şi Anexa naţională, coeficienţii parţiali pentru starea limită de exploatare au valoarea egală cu 1,0.

I.4.7 Abordări de calcul

(1) Abordările de calcul definesc modul în care sunt utilizate relaţiile (I.8) şi (I.9) prin combinarea seturilor de coeficienţi parţiali pentru acţiuni sau efectele acţiunilor (A), pentru parametrii geotehnici (M) şi pentru rezistenţe (R).

(2) Abordările de calcul se aplică pentru calculul la stările limită ultime GEO şi STR, după caz.

(3) Modul de calcul al valorilor E_d şi R_d definite în relaţiile (I.8 a, b şi I.9 a, b, c) trebuie determinat prin alegerea uneia dintre cele două abordări de calcul (abordările de calcul 1 şi 3) din SR EN 1997-1 şi Anexa naţională.

(4) Coeficienţii parţiali din Anexa B a prezentului normativ, care se utilizează pentru

determinarea valorilor E_d şi R_d, sunt grupaţi în seturile notate *A* (pentru acţiuni sau efectele acţiunilor), *M* (pentru parametrii pământului) şi *R* (pentru rezistenţe). Valorile acestora se aleg în funcţie de abordarea de calcul utilizată.

(5) *Abordarea de calcul 1*

(5.1) Gruparea 1: *A1* "+" *M1* "+" *R1*

(5.2) Gruparea 2: *A2* "+" *M2* "+" *R1*

Nota 1 - Notaţia: "+" înseamnă: "de grupat cu".

Nota 2 - Coeficienţii parţiali sunt aplicaţi asupra acţiunilor şi parametrilor de rezistenţă ai terenului.

Nota 3 - Dacă este evident că una dintre cele două grupări guvernează proiectarea, nu este necesar să se mai efectueze calculele şi cu cealaltă grupare. Totuşi, grupări diferite se pot dovedi critice pentru aspecte diferite ale aceluiaşi proiect.

(6) *Abordarea de calcul 3*

Gruparea: (*A1** sau *A2*†) "+" *M2* "+" *R3*

Nota 1 - Notaţia: "+" înseamnă: "de grupat cu".

Nota 2 - *: Coeficienţii parţiali sunt aplicaţi asupra acţiunilor provenind de la structură.

Nota 3 - †: Coeficienţii parţiali sunt aplicaţi asupra acţiunilor geotehnice.

Nota 4 - La calculul stabilităţii taluzurilor sau al stabilităţii generale, acţiunile aplicate asupra terenului (de exemplu acţiunile provenind de la structură, încărcările date de trafic) sunt tratate drept acţiuni geotehnice, folosindu-se setul A2 de coeficienţi parţiali.

I.5 Etapele preliminare ale proiectării geotehnice

I.5.1 Stabilirea adâncimii de fundare

(1) Adâncimea de fundare este distanţa măsurată de la nivelul terenului (natural sau sistematizat) până la baza fundaţiei.

(2) Stabilirea adâncimii de fundare a unei fundaţii se face ţinând seama de următoarele criterii:

(2.1) Geotehnice, hidrogeologice şi climatice
- adâncimea la care apare un strat de pământ cu capacitate portantă adecvată;
- nivelul (nivelurile) apei (apelor) subterane şi presiunea apei (apa cu nivel liber, apa sub presiune) în corelare cu problemele care pot apare în timpul execuţiei sau în exploatare;
- mişcări posibile ale terenului şi reduceri ale rezistenţei stratului portant provocate de curgerea apei, de efectele climatice sau de lucrările de execuţie;
- prezenţa pământurilor speciale;
- adâncimea până la care se pot produce degradări prin îngheţ (Anexa C a prezentului normativ);
- adâncimea de afuiere;
- prezenţa de materiale solubile (carbonat de calciu, roci saline, etc.);
- efectele variaţiilor de umiditate datorate unor perioade lungi de secetă urmate de perioade cu precipitaţii abundente asupra proprietăţilor pământurilor structural instabile din zonele cu climat arid.

(2.2) Proiectul de arhitectură prin care se impune cota utilă (cota ± 0,00 sau cota ultimului nivel subteran, după caz).

(2.3) Vecinătăţi

- efectele excavaţiilor şi/sau a epuizmentelor generale asupra fundaţiilor şi clădirilor învecinate;
- excavaţii ulterioare prevăzute pentru utilităţi sau alte construcţii.

(2.4) Condiţii speciale în exploatarea construcţiei care pot influenţa caracteristicile şi comportarea terenului de fundare (temperaturi excesive transmise la teren, etc.).

(3) Adâncimea minimă de fundare se stabileşte ca fiind adâncimea cea mai mare care rezultă în funcţie de criteriile de mai sus.

(4) Pentru construcţiile fundate pe terenuri dificile (pământuri sensibile la umezire, pământuri contractile, pământuri lichefiabile, etc.), adâncimea de fundare este indicată în reglementările tehnice aplicabile specifice.

I.5.2 Alegerea tipului de fundaţie

(1) Fundaţiile trebuie alese astfel încât să transmită la teren încărcările construcţiei, inclusiv cele din acţiuni seismice, asigurând îndeplinirea condiţiilor privind verificarea terenului de fundare la stări limită.

(2) Stabilirea tipului de fundaţie se face ţinând seama de următoarele criterii:

(2.1) Sistemul structural al construcţiei

- tipul sistemului structural (în cadre, cu pereţi, etc.);
- dimensiunile structurii (deschideri, travei, înălţimi – suprateran şi subteran);
- materialele utilizate (beton, metal, zidărie, etc.);
- acţiunile transmise de construcţie asupra fundaţiilor;
- mecanismul de disipare a energiei induse de acţiunea seismică (poziţia zonelor potenţial plastice, eforturile transmise fundaţiilor, etc.);
- sensibilitatea la tasări a sistemului structural.

(2.2) Condiţiile de exploatare ale construcţiei

- eforturile transmise la fundaţii (din sarcini statice şi dinamice – vibraţii produse de utilaje, etc.);
- posibilitatea pierderilor de apă sau substanţe chimice din instalaţiile sanitare sau industriale;
- încălzirea terenului în cazul construcţiilor cu degajări mari de căldură (cuptoare, furnale, etc.);
- degajările de gaze agresive care poluează apele meteorice şi accentuează agresivitatea chimică a apelor subterane;
- influenţa deformaţiilor terenului de fundare asupra exploatării normale a construcţiei;
- limitarea tasărilor în funcţie de cerinţele tehnologice specifice.

(2.3) Condiţiile de execuţie ale infrastructurii

- adâncimea săpăturii pentru realizarea fundaţiilor construcţiei şi modul de asigurare a stabilităţii săpăturii;
- existenţa unor construcţii în vecinătate care pot fi afectate de lucrările de execuţie a infrastructurii (instabilitatea taluzului, afuierea terenului la realizarea epuizmentelor, etc.);
- sistemul de epuizmente;
- prezenţa reţelelor de apă-canal, de gaze, de energie electrică, etc.

(2.4) Condiţiile de teren

- natura şi stratificaţia terenului de fundare, caracteristicile fizico-mecanice ale straturilor de pământ sau de rocă şi evoluţia acestora în timp;
- condiţiile de stabilitate generală a terenului (terenuri în pantă cu structuri geologice susceptibile de alunecări de teren, etc.);
- condiţiile hidrogeologice (nivelul şi variaţia sezonieră a apelor subterane, agresivitatea apelor subterane, circulaţia apei prin pământ, etc.);
- condiţiile hidrologice (nivelul apelor de suprafaţă, posibilităţi de producere a inundaţiilor, a fenomenului de afuiere, etc.).

(3) Se recomadă ca la alegerea tipului de fundaţie să se ţină seama şi de consideraţii practice cum sunt volumul de lucrări de excavaţie, toleranţe în execuţie, spaţii de lucru, etc.

I.5.3 Alegerea metodei de calcul

(1) Metoda de calcul trebuie aleasă astfel încât rezultatele obţinute să asigure îndeplinirea condiţiilor privind verificarea terenului de fundare la stări limită.

(2) Alegerea metodei de calcul se face ţinând seama de următoarele criterii:

I.5.3.1 Criterii privind construcţia

(1) Importanţa construcţiei

- construcţii speciale, CS, astfel cum sunt definite în tabelul I.1;
- construcţii obişnuite, CO, astfel cum sunt definite în tabelul I.1;.

(2) Sensibilitatea la tasări diferenţiale

- construcţii sensibile la tasări, CST;
- construcţii nesensibile la tasări, CNT.

(3) Restricţii de deformaţii în exploatare normală

- construcţii cu restricţii, CRE;
- construcţii fără restricţii, CFRE.

I.5.3.2 Criterii privind terenul de fundare alcătuit din pământuri

(1) Terenuri favorabile (TF); prin terenuri favorabile se înţeleg terenurile bune şi medii definite conform NP 074.

(2) Terenuri dificile sau condiţii speciale de încărcare (TD) (de exemplu, pământ coeziv saturat încărcat rapid).

I.5.3.3 Criterii de alegere a metodei de calcul

În tabelul I.4 sunt sintetizate criteriile de alegere a metodei de calcul.

Tabelul I.4

Metodă de calcul	Stări limită		Construcţia						Teren de fundare	
			Importanţă		Sensibilitate la tasări diferenţiale		Restricţii de deformaţii în exploatare			
			CO	CS	CNT	CST	CFRE	CRE	TF	TD
Prescriptivă			e		e		e		e	
Directă	SLU	SLE	e		e		e		e	
	SLU	SLE		e						
	SLU	SLE				e				
	SLU	SLE						e		
	SLU	SLE								e

Nota 1 - Folosirea metodei prescriptive la proiectarea finală este permisă doar atunci când sunt îndeplinite *simultan* cele patru condiţii (CO+CNT+CFRE+TF).

Nota 2 – Prin folosirea metodei prescriptive, se consideră îndeplinite, implicit, condiţiile de verificare la SLU şi SLE.

Nota 3 – Metoda prescriptivă se poate folosi la predimensionare.

Nota 4 – În cazul folosirii metodei directe, calculul la stări limită este obligatoriu.

Nota 5 – În cazul terenului de fundare alcătuit din roci stâncoase şi semistâncoase, în condiţiile unei stratificaţii practic uniforme şi orizontale, este admisă folosirea metodei prescriptive în toate cazurile, cu excepţia cazului construcţiilor speciale.

I.6 Calculul la stări limită ultime

(1) Calculul la stările limită ultime se face pentru grupările de acţiuni (efecte ale acţiunilor) definite conform CR 0:
- Combinarea (efectelor) acţiunilor pentru situaţiile de proiectare persistentă sau normală şi tranzitorie (Gruparea fundamentală, GF);
- Combinarea (efectelor) acţiunilor pentru situaţia de proiectare seismică (Gruparea seismică, GS).

(2) Pentru stabilirea dimensiunilor în plan ale fundaţiei este necesar, după caz, calculul la următoarele stări limită ultime, de tip GEO:

(2.1) Capacitatea portantă (Figura I.4 a)

(2.2) Rezistenţa la lunecare (Figura. I.4 b)

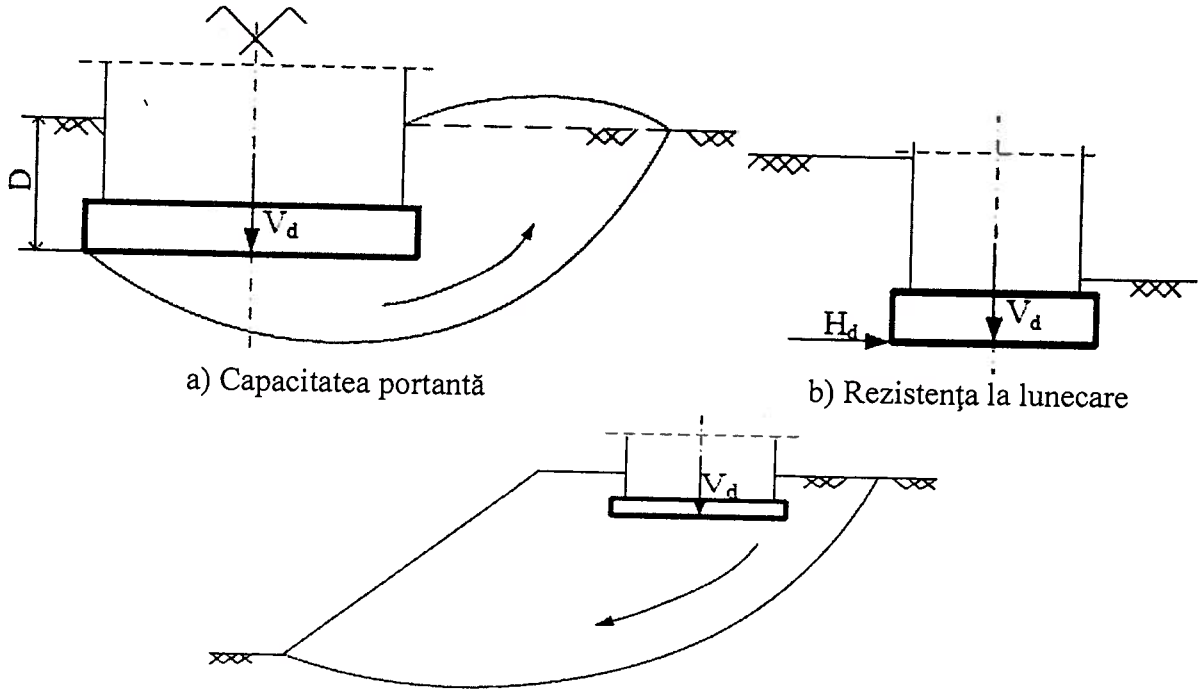
(2.3) Stabilitatea generală (Figura I.4 c).

(3) Pentru verificarea la starea limită ultimă de tip STR se vor avea în vedere următoarele:

(3.1) Trebuie luate în considerare deplasările diferenţiale verticale şi orizontale ale fundaţiilor pentru a se asigura că acestea nu conduc la o stare limită ultimă în structură.

(3.2) Se poate adopta o presiune acceptabilă, conform I.3.1 pct.(6.3), cu condiţia ca deplasările să nu conducă la o stare limită ultimă în structură.

(3.3) În pământurile care se pot ridica, trebuie evaluată umflarea diferenţială potenţială, iar fundaţiile şi structura trebuie dimensionate astfel încât să reziste sau să fie adaptate pentru a o prelua pe aceasta.



a) Capacitatea portantă

b) Rezistenţa la lunecare

c) Stabilitatea generală

Figura I.4 - Stări limită ultime de tip GEO

I.6.1 Capacitatea portantă

I.6.1.1 Principii generale

(1) Pentru calculul la starea limită de capacitate portantă trebuie satisfăcută condiţia [6.1 din SR EN 1997-1]:

$$V_d \leq R_d \tag{I.13}$$

unde:

V_d valoarea de calcul a acţiunii verticale sau componenta verticală a unei acţiuni totale aplicată la baza fundaţiei

V_d se determină conform prevederilor din capitolul II.2

Notă - V_d trebuie să includă greutatea proprie a fundaţiei, greutatea oricărui material de umplutură şi toate presiunile pământului, fie favorabile, fie nefavorabile. Presiunile apei, care nu se datorează încărcărilor transmise terenului de fundare, trebuie incluse ca acţiuni.

R_d valoarea de calcul a capacităţii portante.

(2) Limitarea excentricităţilor

(2.1) Fundaţie cu baza dreptunghiulară

$$\frac{(e_L)^2}{L^2} + \frac{(e_B)^2}{B^2} \leq \frac{1}{9} \tag{I.14 a}$$

unde:

e_L excentricitatea forţei V_d faţă de axa transversală (lăţimea bazei fundaţiei, B)

e_B excentricitatea forţei V_d faţă de axa longitudinală (lungimea bazei fundaţiei, L).

(2.2) Fundaţie cu baza circulară

$e/r \leq 0{,}589$ (I.14 b)

unde:

e excentricitatea forţei V_d faţă de centrul bazei fundaţiei

r raza bazei fundaţiei.

(3) Dimensiunile (minime) ale bazei fundaţiei se determină astfel încât să fie îndeplinite condiţiile următoare, după caz:

(3.1) Pentru combinarea (efectelor) acţiunilor în situaţii de proiectare persistente (permanente) şi tranzitorii, aria comprimată a bazei fundaţiei, A_C, trebuie să fie egală cu aria totală, A.

(3.2) Pentru combinarea (efectelor) acţiunilor în situaţii de proiectare accidentală şi seismică, aria comprimată a bazei fundaţiei, A_C, trebuie să fie mai mare de 75% din aria totală, A, respectiv aria efectivă (redusă) a bazei fundaţiei, A', trebuie să fie mai mare de 50% din aria totală, A.

I.6.1.2 Aria comprimată a bazei fundaţiei

(1) Aria comprimată a bazei fundaţiei se defineşte pe baza următoarelor ipoteze:

(1.1) Rezistenţa la întindere pentru pământuri este nulă.

(1.2) Deplasările/deformaţiile sunt proporţionale cu eforturile.

(1.3) Distribuţia presiunilor la baza fundaţiei este liniară, conform teoriei Navier.

(2) Calculul ariei comprimate se face în funcţie de forma bazei fundaţiei, dupa cum urmează:

(2.1) În cazul fundaţiei cu baza dreptunghiulară solicitată excentric după o singură direcţie, aria comprimată se calculează cu relaţiile:

$A_C = 1{,}5\ (L - 2\ e_L)\ B$

sau (I.15)

$A_C = 1{,}5\ (B - 2\ e_B)\ L$

unde:

L, e_L, B, e_B definite conform relaţiilor din tabelul I.5.

(2.2) În cazul fundaţiei cu baza dreptunghiulară solicitată excentric după două direcţii, aria comprimată se calculează pe baza distribuţiilor de presiuni la baza fundaţiei.

(2.3) În cazul fundaţiei cu baza circulară solicitată excentric, aria comprimată se calculează pe baza distribuţiei de presiuni la baza fundaţiei.

I.6.1.3 Aria efectivă (redusă) a bazei fundaţiei

(1) Fundaţie cu baza dreptunghiulară solicitată excentric după două direcţii

$A' = L'\ B'$ (I.16.a)

unde:

L' latura L redusă: $L' = L - 2\ e_L$

unde:

$e_L = M_B\ /\ V_d$

B' latura B redusă: $B' = B - 2\,e_B$
unde:
$e_B = M_L / V_d$

(2) Fundaţie cu baza circulară

$$A' = 0{,}785\,(B - 2\,e)\,B \qquad \text{(I.16.b)}$$

unde:
B diametrul bazei.

I.6.1.4 Metoda prescriptivă

(1) Determinarea capacităţii portante prin metoda prescriptivă se bazează pe valorile presiunilor acceptabile determinate empiric.

(2) Presiunile acceptabile pe terenul de fundare (*presiunile convenţionale*) sunt definite pentru situaţiile în care terenul de fundare aparţine categoriei de terenuri favorabile (bune sau medii), conform NP 074.

(3) Modul de determinare a valorilor presiunilor convenţionale este prezentat în Anexa D a prezentului normativ.

(4) În Anexa G din SR EN 1997-1 este prezentat un exemplu pentru stabilirea unor presiuni acceptabile la fundarea pe roci. Atunci când se utilizează o asemenea metodă, este indicat ca evaluarea rezultatului calculului să se bazeze pe experienţa comparabilă.

(5) Calculul capacităţii portante a terenului de fundare pe baza presiunilor convenţionale se diferenţiază în funcţie de:

(5.1) Tipurile de acţiuni directe sau orice combinaţii între acestea transmise fundaţiilor de către construcţie.

(5.2) Grupările de acţiuni.

(6) Condiţiile care trebuie verificate la starea limită de capacitate portantă, pentru cazurile când $A_C = A$ (conform I.6.1.1 pct. (3.1)), sunt prezentate în tabelul I.5.

(7) În cazurile când $A_C < A$, relaţiile de verificare (I.17) ÷ (I.22) rămân valabile cu condiţia ca valoarea $p_{ef\,max}$ să fie calculată în funcţie de A_C.

I.6.1.5 Metoda directă

(1) Metoda directă se bazează pe parametrii de rezistenţă la forfecare şi parametrii de deformabilitate ai pământului.

(2) Metoda directă poate fi analitică sau numerică.

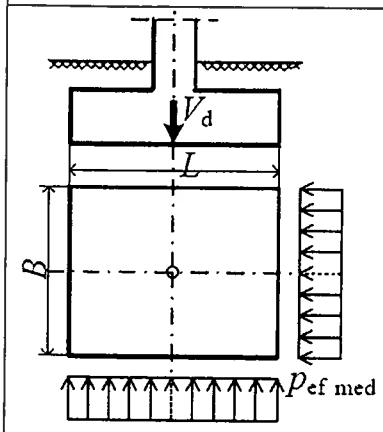
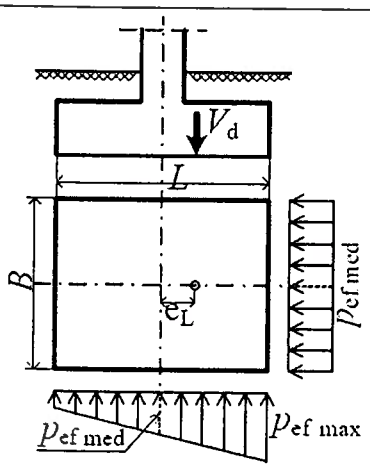
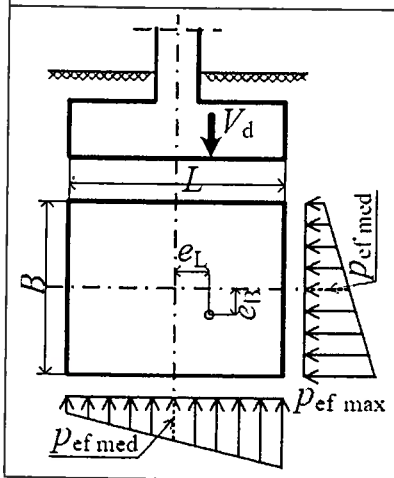
I.6.1.5.1 Metoda analitică

(1) Evaluarea pe cale analitică a valorilor pe termen scurt şi pe termen lung ale lui R_d trebuie luată în considerare, cu precădere, pentru pământurile fine.

(2) Metoda analitică pentru calculul capacităţii portante este prezentată, exemplificativ, în Anexa D din SR EN 1997-1, pentru cazul general din figura I.5.

(3) Calculul capacităţii portante în condiţii nedrenate este prezentat în Anexa F din normativ.

Tabelul I.5

Tip de încărcare	Grupare	Condiţie de verificare
Încărcare centrică		
	GF	$p_{ef\ med} = V_{d;F} / A \leq p_{conv}$ (I.17) unde: $V_{d;F}$ forţa verticală de calcul din GF A aria bazei fundaţiei: $A = L\,B$
	GS	$p_{ef\ med} = V_{d;S} / A \leq 1{,}2\, p_{conv}$ (I.18) unde: $V_{d;S}$ încărcarea verticală de calcul din GS
Încărcare excentrică după o direcţie		
	GF	$p_{ef\ max} = \omega\, V_{d;F} / A \leq 1{,}2\, p_{conv}$ (I.19) unde: ω coeficient funcţie de e_L/L; valorile ω sunt date în Anexa E a prezentului normativ
	GS	$p_{ef\ max} = \omega\, V_{d;S} / A \leq 1{,}4\, p_{conv}$ (I.20) unde: ω coeficient funcţie de e_L/L; valorile ω sunt date în Anexa E a prezentului normativ
Încărcare excentrică după două direcţii		
	GF	$p_{ef\ max} = \omega\, V_{d;F} / A \leq 1{,}4\, p_{conv}$ (I.21) unde: ω coeficient funcţie de e_L/L şi e_B/B; valorile ω sunt date în Anexa E a prezentului normativ
	GS	$p_{ef\ max} = \omega\, V_{d;S} / A \leq 1{,}6\, p_{conv}$ (I.22) unde: ω coeficient funcţie de e_L/L şi e_B/B; valorile ω sunt date în Anexa E a prezentului normativ

(4) Calculul capacităţii portante în condiţii drenate este prezentat în Anexa F a prezentului normativ.

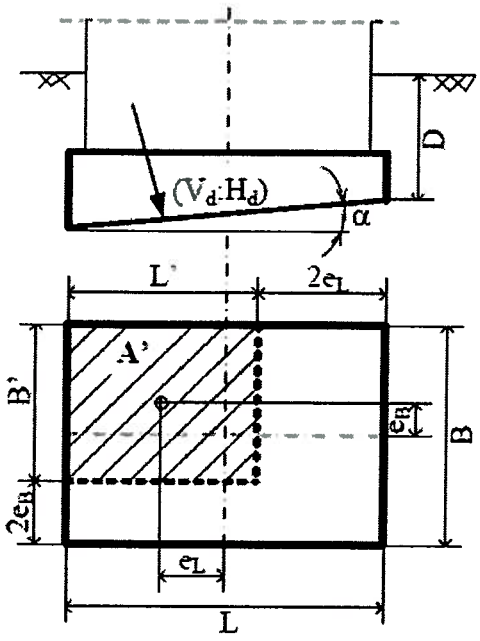


Figura I.5 – Cazul general pentru calculul R_d

I.6.1.5.2 Metode numerice

(1) Metodele numerice permit determinarea mecanismului de cedare cel mai defavorabil.

(2) Se recomandă utilizarea metodelor numerice în cazurile în care nu se pot aplica metodele analitice, ca de exemplu:

(2.1) Atunci când masivul de pământ sau rocă de sub o fundaţie prezintă o structură stratificată sau discontinuă bine definită. Mecanismul de cedare presupus şi parametrii de rezistenţă la forfecare şi de deformabilitate aleşi trebuie să ţină seama de caracteristicile structurale ale terenului.

(2.2) În cazul unei fundaţii aşezate pe un depozit puternic stratificat, cu straturi ale căror proprietăţi diferă foarte mult de la un strat la altul, valorile de calcul ale parametrilor terenului trebuie cunoscute pentru fiecare strat.

(2.3) În cazul în care o formaţiune tare se află sub o formaţiune mai slabă, capacitatea portantă poate fi calculată cu utilizarea parametrilor de forfecare ai formaţiunii mai puţin rezistente.

(3) Metodele numerice utilizate, în general, sunt:

(3.1) Metoda elementelor finite

(3.2) Metoda diferenţelor finite.

(4) Calculul pe baza metodelor numerice se face prin utilizarea adecvată a sistemelor informatice.

I.6.1.6 Metoda indirectă

(1) Metoda de calcul indirectă se bazează pe modele semi-empirice.

(2) Modelul utilizat este indicat să fie un model semi-empiric general recunoscut.

(3) În Anexa E din SR EN 1997-1 este prezentat un exemplu pentru estimarea valorii de calcul a capacităţii portante a unei fundaţii pe baza rezultatelor obţinute prin încercarea presiometrică.

(4) În Anexa D din SR EN 1997-2 este prezentat un exemplu pentru estimarea valorii de calcul a capacităţii portante a unei fundaţii pe baza rezultatelor obţinute prin încercarea de penetrare cu conul.

(5) În lipsa valorilor coeficienţilor parţiali relativi pentru combinaţiile la stările limită ultime seismice, se recomandă utilizarea coeficientului parţial pentru capacitate portantă, $\gamma_{R;v}$, egal cu 1,4.

I.6.2 Rezistenţa la lunecare

(1) Atunci când încărcarea nu este normală pe talpa fundaţiei, fundaţiile trebuie verificate faţă de cedarea prin lunecarea pe talpă.

(2) Pentru calculul la starea limită de rezistenţă la lunecare trebuie satisfăcută condiţia [6.2 din SR EN 1997-1]:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \qquad \text{(I.23)}$$

unde:

H_d valoarea de calcul a acţiunii orizontale sau a componentei orizontale a unei acţiuni totale, aplicată paralel cu baza fundaţiei
H_d se determină conform prevederilor din capitolul II.2

R_d valoarea de calcul a rezistenţei ultime la lunecare

$R_{p;d}$ valoarea de calcul a rezistenţei frontale şi/sau laterale mobilizate ca urmare a efectului H_d asupra fundaţiei.

Notă - H_d trebuie să includă valoarea de calcul a oricărei presiuni active a pământului asupra fundaţiei.

(3) Este indicat ca valorile pentru R_d şi $R_{p;d}$ să fie corelate cu ordinul de mărime a mişcării anticipate a pământului pentru starea limită de încărcare considerată.

(4) În cazul fundaţiior pe pământuri argiloase aflate în zona mişcărilor sezoniere, este indicat ca valoarea aleasă a lui $R_{p;d}$ să reflecte posibilitatea ca, pe durata de viaţă estimată a structurii, argila să se desprindă prin contracţie de pe feţele verticale ale fundaţiilor. Trebuie să se ia în calcul şi posibilitatea ca pământul în faţa fundaţiei să fie îndepărtat prin eroziune sau prin activităţi umane.

(5) Determinarea rezistenţei de calcul la lunecare în condiţii drenate se face conform relaţiei [6.3 din SR EN 1997-1]:

$$R_d = V'_d \tan\delta_d \qquad \text{(I.24)}$$

unde:

V'_d valoarea de calcul a încărcării efective verticale transmisă de fundaţie la teren; la stabilirea lui V'_d trebuie să se ţină seama dacă H_d şi V'_d sunt acţiuni dependente sau independente

δ_d unghiul de frecare de calcul; valoarea unghiului de frecare poate fi considerată egală cu valoarea de calcul a unghiului efectiv de frecare internă la starea critică, $\varphi'_{cv;d}$, la fundaţiile de beton turnate pe loc, sau egală cu $2/3\varphi'_{cv;d}$ la fundaţiile prefabricate lise.

Notă - În lipsa unor rezultate experimentale determinate prin încercări de teren sau de laborator, se pot utiliza valorile coeficientului de frecare pe talpa fundaţiei, μ, prezentate în Anexa G a prezentului normativ.

(6) Determinarea rezistenţei de calcul la lunecare în condiţii nedrenate se face conform relaţiei [6.4 din SR EN 1997-1]:

$$R_d = \min\{A_C\, c_{u;d};\ 0{,}4V_d\} \qquad \text{(I.25)}$$

unde:

A_C aria comprimată a bazei fundaţiei

$c_{u;d}$ coeziunea nedrenată de calcul

V_d valoarea de calcul a încărcării totale verticale transmisă de fundaţie la teren.

I.6.3 Stabilitatea generală

(1) Pentru verificările de stabilitate generală pot fi aplicate calculele de stabilitate generală descrise în SR EN 1997-1, Secţiunea 11.

(2) Stabilitatea generală, cu sau fără fundaţii, trebuie verificată în particular în următoarele situaţii:

(2.1) În apropiere de un taluz sau pe un taluz, natural sau artificial.

(2.2) În apropierea unei excavaţii, tranşee, lucrări de susţinere sau lucrări subterane.

(2.3) În apropierea unui râu, canal, lac, rezervor sau mal.

(3) Pentru oricare dintre situaţii trebuie să se demonstreze, conform cu principiile descrise în SR EN 1997-1 Secţiunea 11, că pierderea de stabilitate a masivului de pământ cuprinzând fundaţia este suficient de puţin probabilă.

I.7 Calculul la starea limită de serviciu (exploatare)

I.7.1 Generalităţi

(1) Calculul la starea limită de exploatare (serviciu) se face pentru grupările de acţiuni (efecte ale acţiunilor) definite conform CR 0, după caz:
- Combinaţia (gruparea) caracteristică;
- Combinaţia (gruparea) frecventă;
- Combinaţia (gruparea) cvasipermanentă.

(2) Calculul la starea limită de exploatare comportă îndeplinirea condiţiilor de verificare a următoarelor criterii principale:

(2.1) Deplasări şi/sau deformaţii: valorile de calcul limită pentru care se consideră atinsă în structură o stare limită de exploatare.

(2.2) Încărcarea transmisă la teren: valoarea de calcul limită pentru care în pământ apar zone plastice cu extindere limitată (zona plastică este zona pe conturul şi în interiorul căreia se îndeplineşte condiţia de rupere în pământ).

(3) Situaţiile în care calculul la starea limită de exploatare este obligatoriu sunt indicate în tabelul I.4.

(4) Se recomandă efectuarea calculului la starea limită de exploatare pentru categoriile geotehnice 2 şi 3 în cazul fundării pe argile plastic-consistente şi plastic-vârtoase.

(5) Adâncimea până la care trebuie luate în considerare straturile compresibile de pământ depinde de adâncimea şi forma fundaţiei, de variaţia în funcţie de adâncime a modulului de

deformaţie şi de distanţele dintre fundaţii.

(6) În cazul structurilor fundate pe argile, este indicat de a se calcula raportul dintre capacitatea portantă a terenului corespunzătoare rezistenţei iniţiale nedrenate şi presiunea efectivă. În cazul în care acest raport este mai mic de 3, trebuie să se efectueze calculul la starea limită de exploatare.

(7) La estimarea tasărilor diferenţiale şi rotirilor relative, trebuie luate în considerare atât distribuţia încărcărilor, cât şi variabilitatea posibilă a terenului, pentru a se asigura că nu se atinge nici o stare limită de exploatare.

(8) Efectul fundaţiei şi umpluturilor vecine trebuie luat în considerare când se calculează creşterea eforturilor în teren şi sedetermină influenţa fundaţiei asupra deformării terenului.

(9) La aprecierea mărimii deplasărilor fundaţiei trebuie să se ţină seama de experienţa comparabilă. Este indicat să nu se considere drept exacte valorile tasărilor obţinute prin calcul.

I.7.2 Deplasări şi deformaţii

(1) Condiţia exprimată prin relaţia (I.12), respectiv $E_d \leq C_d$, se particularizează, după caz, în funcţie de tipul deplasării sau deformaţiei avut în vedere pentru verificarea la starea limită de exploatare, unde E_d reprezintă orice deplasare sau deformaţie posibilă a fundaţiei ca efect al deformaţiei terenului datorate unei acţiuni sau combinaţii de acţiuni iar C_d reprezintă valoarea de calcul limită a deplasării sau deformaţiei fundaţiei sau structurii.

I.7.2.1 Tasarea absolută

(1) Calculul tasării absolute trebuie să se refere atât la tasarea instantanee (imediată), cât şi la tasarea pe termen lung.

(2) La calculul tasărilor în pământuri saturate sau parţial saturate, componentele tasării sunt:

s_0: tasarea instantanee (imediată); pentru pământurile saturate, datorită deformaţiei de lunecare sub volum constant şi pentru pământurile parţial saturate datorită atât deformaţiilor de lunecare cât şi reducerii de volum;

s_1: tasarea datorată consolidării;

s_2: tasarea datorată curgerii lente, în special în cazul unor pământuri organice sau argile sensitive.

(3) La calculul tasărilor pământurilor speciale se vor avea în vedere prevederile din reglementările tehnice specifice.

(4) Metodele utilizate curent pentru evaluarea tasărilor sunt:

(4.1) Metodă bazată pe teoria elasticităţii, prezentată în Anexa F din SR EN 1997-1;

(4.2) Metodă bazată pe relaţia liniară de efort – deformaţie, precizată în Anexa H a prezentului normativ;

(4.3) Metode numerice bazate pe modele liniare sau neliniare de comportare a pământurilor;

(4.4) Metode semi-empirice bazate pe rezultatele determinărilor „in situ". În Anexele D, E, F şi K din SR EN 1997-2 sunt prezentate metode de calcul al tasării pe baza rezultatelor obţinute prin penetrare cu conul (CPT), presiometru Ménard, penetrare standard (SPT) sau

încărcare cu placa.

(5) În Anexa J a prezentului normativ sunt indicate modalităţile de stabilire a valorilor parametrilor geotehnici care intervin în calculul tasărilor.

I.7.2.2 Deplasări şi deformaţii posibile

În Anexa H din SR EN 1997-1 sunt definite principalele tipuri de deplasări şi deformaţii posibile.

I.7.2.3 Deplasări şi deformaţii limită

(1) În Anexa H a prezentului normativ sunt indicate valorile limită orientative ale deformaţiilor structurilor şi ale deplasărilor fundaţiilor.

(2) Valorile limită ale deplasărilor şi deformaţiilor limită se stabilesc la proiectarea fiecărei structuri în parte.

I.7.3 Încărcarea transmisă la teren

(1) Criteriul de limitare a încărcărilor transmise la teren se exprimă prin relaţia (I.13) care se particularizează pentru verificarea la starea limită de exploatare.

(2) În cazul în care calculul se efectuează utilizând metoda prescriptivă, criteriul de limitare a încărcărilor transmise la teren se exprimă prin relaţiile (I.17), (I.19) şi (I.21).

(3) În cazul în care calculul se efectuează prin metoda directă, condiţia de verificare a criteriului privind limitarea încărcărilor transmise la teren se exprimă sub forma:

$$p_{ef\,med} \leq p_{pl} \qquad \text{(I.26)}$$

unde:

$p_{ef\,med}$ presiunea efectivă medie la baza fundaţiei, calculată pentru grupările de acţiuni (efecte ale acţiunilor) definite conform CR 0 (caracteristică, frecventă, cvasipermanentă), după caz.

p_{pl} presiunea plastică care reprezintă valoarea de calcul limită a presiunii pentru care în pământ apar zone plastice de extindere limitată.

(4) Presiunea plastică se calculează utilizând metoda dată în Anexa H a prezentului normativ.

(5) Conform SR EN 1997-1 şi Anexa naţională, pentru stările limită de exploatare coeficienţii parţiali de rezistenţă pentru pământuri, γ_M, au valoarea egală cu 1,0.

I.8 Calculul la vibraţii

(1) Fundaţiile construcţiilor supuse la vibraţii sau la încărcări vibratorii trebuie proiectate astfel încât să se asigure că vibraţiile nu produc tasări şi vibraţii excesive.

(2) Este indicat să se ia măsuri de precauţie pentru a nu se produce rezonanţa între frecvenţa încărcărilor pulsatorii şi frecvenţa critică a sistemului fundaţie-teren şi pentru a pune în siguranţă fundaţia faţă de apariţia lichefierii în teren.

(3) Vibraţiile produse de cutremure trebuie luate în considerare conform SR EN 1998-5 şi Anexa naţională.

I.9 Fundaţii pe roci

Consideraţii suplimentare privind proiectarea fundaţiilor de suprafaţă pe roci sunt prezentate în SR EN 1997-1, Secţiunea 6.

PARTEA a II - a
PROIECTAREA STRUCTURALĂ A FUNDAŢIILOR DE SUPRAFAŢĂ

II.1 Scop şi domeniu de aplicare

(1) Prevederile din Partea a II-a a prezentului normativ se referă la dimensionarea şi alcătuirea constructivă a fundaţiilor de suprafaţă pe terenuri favorabile. Pentru alte tipuri de fundaţii, precum şi pentru fundaţiile pe terenuri speciale se aplică prevederile din reglementările tehnice aplicabile, în vigoare.

(2) Prevederile normativului se aplică la proiectarea următoarelor tipuri de fundaţii de suprafaţă:

a) fundaţii izolate (a se vedea II.6);

b) fundaţii continue, dispuse după una, două sau mai multe direcţii (a se vedea II.7);

c) radiere generale (a se vedea II.8).

II.2 Definiţii, notaţii şi simboluri

(1) Principalele definiţii, notaţii şi simboluri utilizate în Partea a II-a a prezentului normativ sunt prezentate în tabelele II.1 şi II.2.

Tabelul II.1

Definiţie	Semnificaţie
Sistemul structural	Ansamblul elementelor care asigură rezistenţa şi stabilitatea unei construcţii sub acţiunea încărcărilor statice şi dinamice, inclusiv cele seismice. Sistemul structural este alcătuit din trei subsisteme: suprastructura (S), infrastructura (I) şi terenul de fundare (T) (Figura II.1).
Suprastructura	Ansamblul elementelor structurale situate deasupra infrastructurii. Suprastructura este poziţionată, de regulă, peste cota zero a construcţiei.
Infrastructura	Ansamblul elementelor structurale situate, de regulă, sub cota zero a construcţiei. Infrastructura este alcătuită din substructură (B) şi fundaţii (F); la construcţiile care nu au substructură, infrastructura este alcătuită doar din fundaţii (F) (Figura II.1-a şi b).
Substructura	Parte a infrastructurii poziţionată între suprastructură şi fundaţii (Figura II.1-c, d şi e). Substructura este alcătuită, de regulă, din elemente structurale verticale (pereţi, stâlpi) şi elemente orizontale sau înclinate (plăci, grinzi, etc.). În raport cu suprastructura, aceasta prezintă diferenţe de alcătuire şi conformare, care conduc la capacităţi de rigiditate şi rezistenţă majorate. În unele cazuri substructura include şi primul sau primele niveluri de peste cota zero (Figura II.1-e).

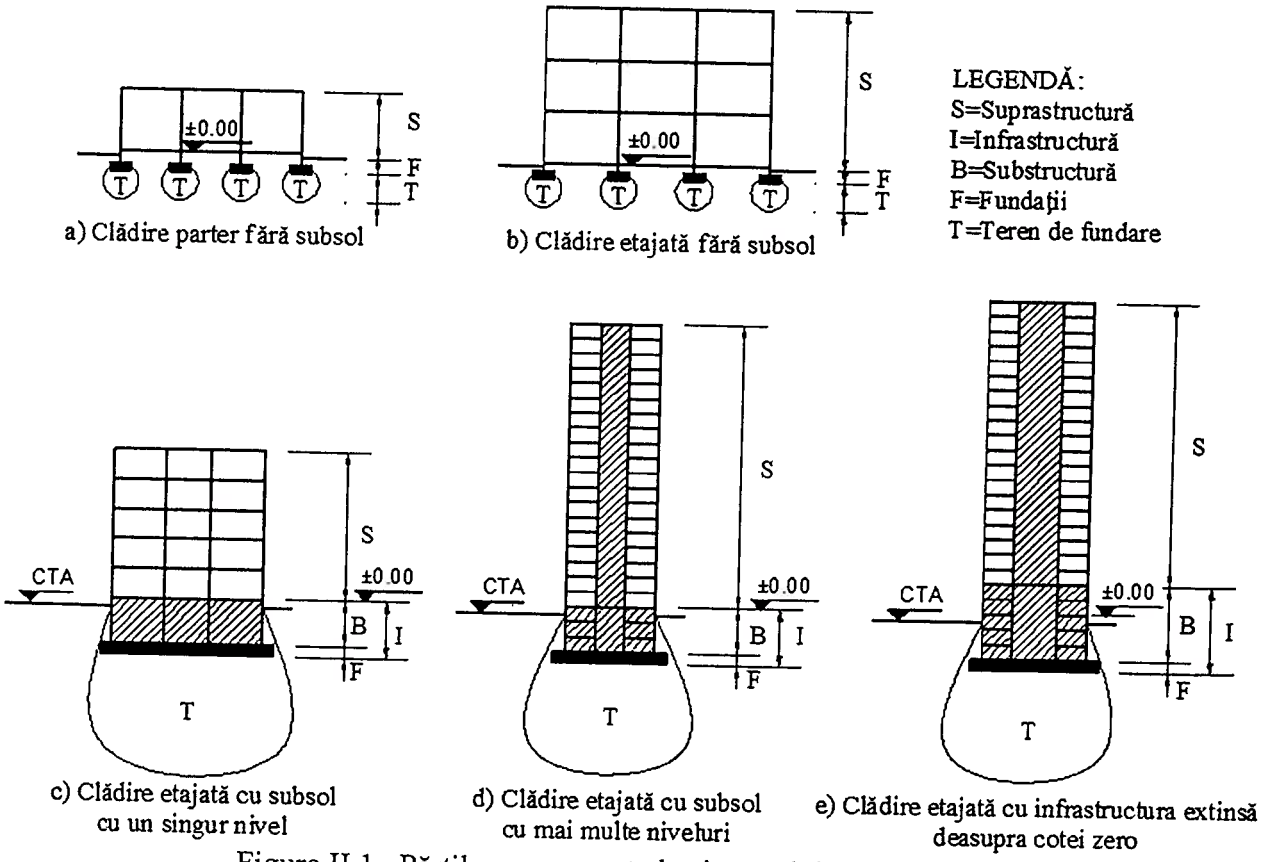


Figura II.1– Părţile componentale sistemului structural

Tabelul II.2

Notaţie sau simbol	Semnificaţie
Litere LATINE	
A_s	Aria de armătură
$A_{s,con}$	Aria de armătură de conectare din planşeu
A_{sh}, A_{sv}	Aria armăturii orizontale, respectiv verticale, în pereţii fundaţiei pahar
A_{wf}	Suprafaţa secţiunii de forfecare dintre elementul vertical şi placă
B	Dimensiunea mai mică a tălpii fundaţiei având forma dreptunghiulară în plan
B_a	Lăţimea activă a fundaţiei
C_w	Forţa de compresiune din biela comprimată din pereţii fundaţiei pahar
E_{di}	Valoarea de proiectare a efectului acţiunii seismice a elementului *i*
E_{Fd}	Efortul care acţionează la partea superioară a fundaţiei
E_{FG}	Efortul din încărcări neseismice care acţionează la partea superioară a fundaţiei
E_{FE}	Efortul din încărcări seismice care acţionează la partea superioară a fundaţiei
F_b	Forţa tăietoare de bază
H	Înălţimea fundaţiei
H'	Înălţimea la marginea fundaţiei tip obelisc
H_1, H_2	Înălţimile treptelor blocului din beton simplu. Înălţime talpă fundaţie pahar
H_C	Înălţimea secţiunii fundaţiei continue
H_f	Grosimea fundului paharului

H_i	Înălţime infrastructură
H_{min}	Înălţimea minimă a fundaţiei
H_P	Înălţimea paharului fundaţiei pentru stâlpi prefabricaţi
H_r	Grosimea radierului
H_v; L_v	Înălţimea; lungimea vutei
L	Dimensiunea mare a tălpii fundaţiei având forma dreptunghiulară în plan; Lungimea sistemului de fundare pentru fundaţii de secţiune dreptunghiulară
L_0	Distanţa dintre doi stâlpi vecini
L_c	Lungimea consolei grinzilor de fundare
L_s	Valoarea de calcul a forţei de lunecare transmisă planşeului superior
M	Momentul încovoietor rezultant în centrul de greutate al secţiunii fundaţiei
M_1	Momentul încovoietor transmis paharului prin presiuni pe peretele frontal
M_i	Momentul încovoietor în stâlpul *i*
M_C, N_C	Momentele încovoietoare şi forţa axială la baza cuzinetului
M_{Fd}	Momentul care acţionează la partea superioară a fundaţiei
M_x	Momentul încovoietor faţă de secţiunea x-x
M_y	Momentul încovoietor faţă de secţiunea y-y
N	Forţa axială; Rezultanta încărcărilor axiale în centrul de greutate al secţiunii fundaţiei
N_1	Forţa axială transmisă la pahar prin betonul de monolitizare
N_2	Forţa axială de străpungere a fundului paharului monolitizat
N_{Fd}	Forţa axială care acţionează la partea superioară a fundaţiei
N_P	Forţa de întindere în pereţii longitudinali
P	Rezultanta presiunilor pe peretele frontal
R_{di}	Rezistenţa (efortul capabil) elementului *i*
T	Momentul de torsiune
V	Forţa tăietoare
V_{Fd}	Forţa tăietoare care acţionează la partea superioară a fundaţiei
V_{inf}	Forţa tăietoare care se dezvoltă în elementul vertical sub planşeu
$V_{Rd,c}$	Capacitatea betonului simplu la forţa tăietoare
a_g	Acceleraţia terenului pentru proiectare
b_p	Grosimea peretelui paharului, la partea superioară
b_s, l_s	Dimensiuni secţiune stâlp
b_0, l_0	Dimensiuni pahar la partea superioară
$b`_w$	Lăţimea bielei comprimate din peretele fundaţiei pahar
d	Înălţimea utilă a secţiunii
d_s	Diametrul tijei şurubului
f_{ck}	Rezistenţa caracteristică a betonului la compresiune
f_{cd}, f_{ctd}	Rezistenţa de calcul a betonului la compresiune, respectiv la întindere
f_{ctm}	Rezistenţa medie a betonului la întindere
f_{bd}	Efort unitar de aderenţă
f_{yk}	Valoarea caracteristică a rezistenţei de curgere a armăturii
f_{ys}	Rezistenţa de calcul a armăturii
h	Înălţimea secţiunii transversale a grinzii
h_r	Grosimea radierului
h_c	Înălţimea cuzinetului; Înălţimea secţiunii transversale a grinzii în câmp

h_w	Înălţimea peretelui
l_b	Dimensiunea interioară a paharului
l_{bd}	Lungimea de ancorare
l_c, b_c	Lungimea cuzinetului, lăţimea cuzinetului
l_w	Înălţimea secţiunii peretelui
l_s, b_s	Dimensiunile secţiunii transversale a stâlpului
p	Presiune de contact fundaţie-teren; procent de armare
q	Factor de comportare
u	Perimetrul de străpungere
u_i	Perimetrul de străpungere la distanţa 2d
u_0	Perimetrul de străpungere la faţa stâlpului
Litere GRECESTI	
Ω	R_{di}/E_{di}
α	Unghiul blocului din beton simplu
β	Unghiul cuzinetului din beton armat. Factor care ţine seama de momentul încovoietor în calculul la străpungere
δ	Unghiul bielei comprimate din peretele fundaţiei pahar
γ_{Rd}	Factor de suprarezistenţă
η_1, η_2	Factori pentru calculul efortului de aderenţă
μ	Coeficient de frecare
ν, $\nu`$	Coeficienţi de reducere a rezistenţei la compresiune a betonului fisurat
ρ	Coeficient de armare
ρ_w	Coeficient de armare transversală
σ	Efort unitar normal
σ_{Rdmax}	Efort unitar de aderenţă
τ_{med}	Efort tangenţial mediu
Φ	Diametrul barei de armătură
Φ_L	Diametrul barei de armătură longitudinală
Φ_t	Diametrul barei de armătură transversală

(2) Unităţile de măsură recomandate la proiectarea fundaţiilor de suprafaţă sunt date în tabelul II.3.

Tabelul II.3

Mărimea	**U.M.**
Forţă	kN
Masă	kg
Moment	kNm
Masă volumică	kg/m^3
Greutate volumică	kN/m^3
Efort unitar, presiune, rezistenţă, rigiditate	kPa

II.3 Cerinţe generale privind proiectarea infrastructurilor

II.3.1 Cerinţe privind proiectarea fundaţiilor

(1) Fundaţiile trebuie proiectate astfel încât să transmită la teren încărcările construcţiei, inclusiv cele din acţiuni seismice, cu asigurarea îndeplinirii condiţiilor privind verificarea terenului de fundare la stări limită.

(2) Fundaţiile ca elemente structurale se vor proiecta astfel încât să fie îndeplinite condiţiile de verificare la stările limită ultime şi de serviciu din standardul SR EN 1992-1-1 şi codul P 100-1.

II.3.2 Cerinţe privind proiectarea substructurilor

(1) Substructura are rolul de a prelua încărcările provenite de la suprastructură şi de a le transmite fundaţiilor.

(2) La proiectarea substructurilor se vor lua în considerare încărcările proprii, încărcările transmise de suprastructură, conform prevederilor de la II.4 şi încărcările din teren. Vor fi îndeplinite condiţiile de verificare la stările limită ultime şi de serviciu din SR EN 1992-1-1 şi P 100-1.

II.3.3 Cerinţe privind proiectarea infrastructurilor

(1) Se vor respecta cerinţele de la punctul 4.4.1.7. din codul P 100-1 şi anume:

- alcătuirea fundaţiilor construcţiei şi a legăturii acesteia cu suprastructura trebuie să asigure condiţia ca întreaga clădire să fie supusă unei excitaţii seismice cât mai uniforme;
- în cazul structurilor alcătuite dintr-un număr de pereţi structurali cu rigiditate şi capacităţi de rezistenţă diferite sunt recomandabile infrastructurile de tip cutie rigidă şi rezistentă sau de tip radier casetat;
- în cazul adoptării unor elemente de fundare individuale (fundare directă sau la adâncime, prin piloţi), este recomandabilă utilizarea unei plăci de fundaţie (radier) sau prevederea unor grinzi de legătură între aceste elemente, în ambele direcţii;
- se recomandă să se evite formele de construcţii la care, pentru anumite direcţii de acţiune seismică, pot apărea suprasolicitări ale unor elemente verticale ale suprastructurilor şi solicitarea dezavantajoasă a infrastructurilor.

(2) La proiectarea elementelor infrastructurii vor fi îndeplinite condiţiile de verificare la stările limită ultime şi de serviciu din SR EN 1992-1-1 şi P 100-1.

(3) Infrastructura se va proiecta astfel încât să fie solicitată, de regulă, în domeniul elastic de comportare (Figura II.2). Eforturile din acţiuni seismice transmise infrastructurii se vor asocia mecanismului de plastificare al suprastructurii. Această condiţie nu este obligatorie pentru structurile care se proiectează ca structuri cu ductilitate moderată sau limitată.

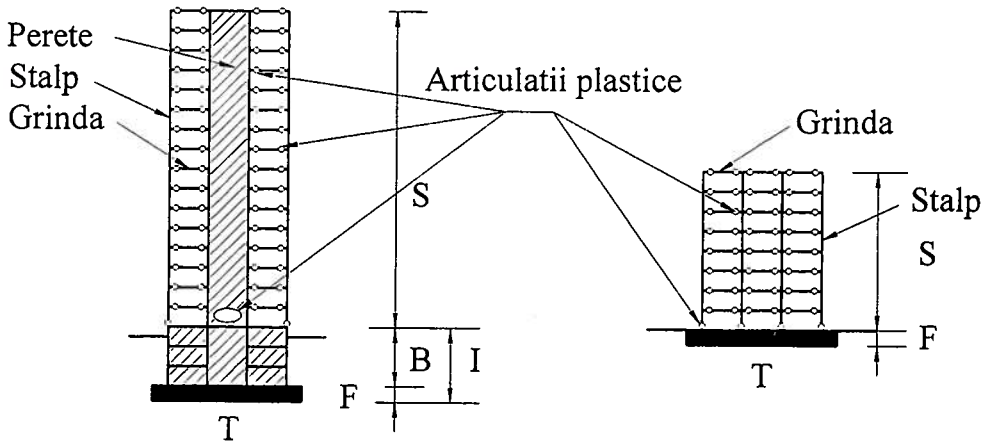


Figura II.2 – Mecanisme de plastificare (de disipare a energiei)

(4) Se admite proiectarea mecanismului de plastificare a structurii cu dezvoltarea de articulaţii plastice (zone disipative) şi în substructură, caz în care se vor lua măsuri care să asigure o comportare ductilă a substructurii.

(5) La construcţiile care nu se încadrează în cerinţele de la (3) sau (4) (de exemplu rezervoare sau silozuri de beton armat) se poate admite plastificarea terenului de fundare. În acest caz se interzice calculul terenului de fundare pe baza metodei prescriptive bazate pe presiuni convenţionale.

(6) Atunci când interacţiunea teren-structură are o influenţă semnificativă asupra efectelor acţiunilor în structură, proprietăţile terenului şi efectele interacţiunii trebuie luate în calcul conform SR EN 1997-1. Dimensionarea fundaţiilor de suprafaţă poate fi efectuată utilizând modele simplificate adecvate pentru a descrie interacţiunea teren-structură.

(7) Toate elementele infrastructurilor trebuie să satisfacă cerinţele de durabilitate prevăzute pentru întreaga structură. În acest ca, la proiectarea elementelor infrastructurilor se vor lua în considerare prevederile normativului NE 012/1 pentru producerea betonului. Valorile minime ale raportului apă/ciment, clasa minimă de rezistenţă şi dozajul de ciment în funcţie de clasa de expunere sunt indicate în anexa F a NE 012/1. Pentru stabilirea grosimii stratului de acoperire se va utiliza metodologia din SR EN 1992-1-1. Pentru elementele de beton armat în contact cu pământul, stratul de acoperire cu beton al armăturilor va fi de minim 50 mm.

II.4 Eforturi transmise infrastructurilor

II.4.1 Prevederi generale

(1) Eforturile transmise infrastructurilor se determină considerând eforturile transmise de suprastructură, încărcările aplicate direct infrastructurii (încărcări din greutatea proprie, din încărcări de exploatare, forţe seismice, etc.), presiunile sau împingerile pământului, presiunea apei, etc.

Orice acţiune semnificativă pentru proiectarea elementelor infrastructurii sau pentru verificarea terenului de fundare se va considera în categoria de eforturi transmise infrastructurii.

(2) Eforturile transmise infrastructurilor se determină în grupările de încărcări definite de codul CR 0.

Stabilirea eforturilor transmise infrastructurilor în grupările de încărcări care cuprind acţiunea seismică este, de regulă, condiţionată de dimensionarea completă a suprastructurii.

(3) Eforturile de proiectare din infrastructură se determină în urma calculului suprastructurii şi depind de modelul de calcul adoptat. În mod tradiţional, suprastructura se consideră încastrată la nivelul cotei planşeului peste subsol sau, în lipsa unui subsol, la nivelul cotei superioare a fundaţiilor. Eforturile obţinute la baza suprastructurii constituie încărcări pentru infrastructură şi terenul de fundare.

Ipoteza susmenţionată este acceptabilă pentru structuri în cadre şi structuri de tip hală.

Pentru structuri cu pereţi, ipoteza poate fi corectă când clădirea are subsol (sau subsoluri) iar subsolurile au o alcătuire capabilă să asigure dezvoltarea capacităţii pereţilor. Ipoteza nu este, de regulă, valabilă (corectă) în cazul în care clădirea nu are subsol. În acest caz trebuie considerat că pereţii se pot roti pe teren.

(4) O modelare mai corectă constă în a considera structurile ca ansamblul constituit din suprastructură, infrastructură şi teren de fundare. Terenul de fundare poate fi modelat, în mod

simplificat, ca un ansamblu de resoarte caracterizate de coeficientul de pat. Această modelare este corectă atât timp cât nu apar întinderi pe suprafaţa terenului, caz în care, dacă tipul de resort din programul de calcul poate prelua întindere, modelarea este greşită.

II.4.2 Eforturi transmise infrastructurilor în gruparea seismică de încărcări

(1) La proiectarea infrastructurii, acţiunea seismică orizontală se va considera conform prevederilor din codul P 100-1.

(2) În gruparea de încărcări care conţine acţiuni seismice, atunci când se acceptă plastificarea suprastructurii şi comportarea în domeniul elastic a infrastructurii, eforturile transmise infrastructurilor sunt cele asociate mecanismului de disipare a energiei produs de acţiunile seismice (M_{Fd}, V_{Fd}, N_{Fd}, - Figura II.3), considerând efectele suprarezistenţei elementelor structurale, fără a depăşi însă valorile corespunzătoare comportării elastice (q = 1,0), conform (3), (7) şi (8). Forţele generalizate capabile se determină considerând rezistenţele de calcul ale materialelor.

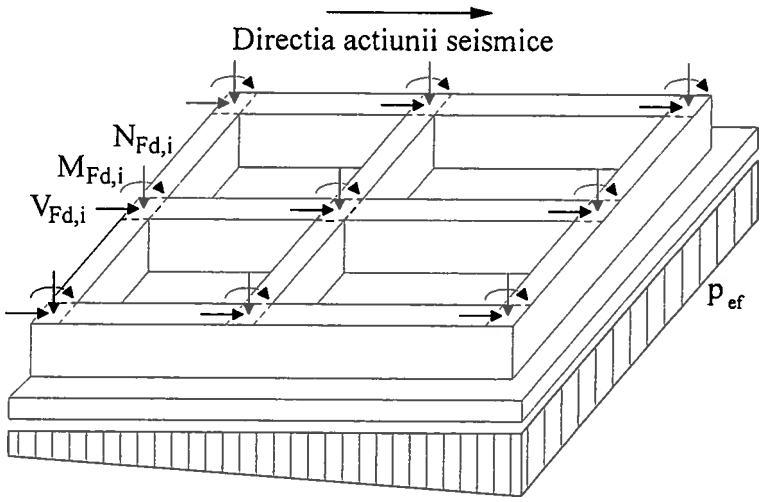


Figura II.3 - Eforturi transmise infrastructurilor în gruparea seismică de încărcări

(3) În cazul fundaţiilor elementelor verticale individuale (stâlpi, pereţi ductili), condiţia de la paragraful (2) se poate considera satisfăcută dacă efectele acţiunii E_{Fd} asupra fundaţiei se determină după cum urmează:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd}\,\Omega\,E_{F,E} \qquad \text{(II.1)}$$

în care

$E_{F,G}$ efectul acţiunii (efortul secţional) din încărcările neseismice, incluse în combinaţia de acţiuni considerate în calculul la cutremur

$E_{F,E}$ efectul acţiunii (efortul secţional) din încărcările seismice de proiectare

γ_{Rd} factorul de suprarezistenţă, egal cu 1,0 pentru $q \leq 3$, şi 1,15 pentru $q > 3$

Ω valoarea $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ în zona disipativă a elementului i al structurii care are influenţa cea mai mare asupra efortului E_F considerat

R_{di} rezistenţa (efortul capabil) elementului i

E_{di} valoarea de proiectare a efortului în elementul i corespunzătoare acţiunii seismice de proiectare.

(4) În cazul fundaţiilor de stâlpi şi pereţi ductili de beton armat, Ω se determină ca valoare a raportului momentelor M_{Rd}/M_{Ed} în secţiunea transversală de la baza zonei plastice.

(5) În cazul fundaţiilor stâlpilor cadrelor metalice cu contravântuiri centrice, Ω este valoarea minimă a raportului forţelor axiale N_{Rd}/N_{Ed}, determinate pentru toate diagonalele întinse.

(6) În cazul fundaţiilor stâlpilor cadrelor metalice cu contravântuiri excentrice, Ω este valoarea minimă a raportului forţelor tăietoare V_{Rd}/V_{Ed} determinată pentru toate zonele disipative forfecate sau a raportului momentelor încovoietoare M_{Rd}/M_{Ed} stabilite pentru toate zonele disipative prin eforturi de încovoiere.

(7) În cazul fundaţiilor alcătuite ca sisteme spaţiale sau bidirecţionale de fundaţii (reţele de grinzi de fundare sau infrastructuri complexe) la care suprarezistenţa secţiunilor din calculul structural la situaţia de proiectare seismică este relativ uniformă şi moderată (orientativ $\Omega \leq 1{,}5$), eforturile secţionale în elementele sistemului de fundare se vor obţine utilizând modelul de calcul elastic complet al ansamblului suprastructură - infrastructură, pe care se aplică încărcările gravitaţionale şi forţele seismice de proiectare multiplicate printr-un factor de suprarezistenţă mediu pe structură:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + 1{,}5\, E_{F,E} \qquad \text{(II.2)}$$

(8) Pereţii neductili (pereţi de dimeniuni mari, slab armaţi, adică pereţi cu dimensiunea orizontală minim între $l_w \geq 4$ m şi $l_w \geq 2/3\ h_w$, la care incursiunile în domeniul postelastic sunt limitate), se vor calcula ca pereţi care pot avea rotiri limitate la bază („rocking walls"), la eforturile rezultate din calcul elastic, în cazul în care aceştia reazemă direct pe fundaţie şi nu pe un subsol de beton armat.

(9) Dacă mecanismul de plastificare care asigură disiparea energiei induse de cutremur implică dezvoltarea de deformaţii inelastice şi în elementele substructurii, pentru verificarea terenului de fundare se consideră valorile eforturilor capabile ale elementelor infrastructurii.

(10) Eforturile transmise infrastructurilor de către suprastructurile care au o comportare quasi-elastică la acţiunile seismice ($q \leq 1{,}5$ sau de către structurile din clasa de ductilitate joasă - DCL) şi/sau la care se admite plastificarea terenului de fundare vor fi cele rezultate din calculul structurii în situaţia de proiectare seismică.

(11) La proiectarea sistemelor de fundare se va lua în considerare efectul componentei verticale a acţiunii seismice, în concordanţă cu P 100-1.

II.5 Materiale utilizate la fundaţii

II.5.1 În mod uzual, fundaţiile se realizează din:

- beton armat;
- beton simplu;
- zidărie de piatră.

La realizarea fundaţiilor proiectate în conformitate cu prevederile prezentului normativ, se recomandă folosirea betonului armat, indiferent de mărimea încărcărilor şi de destinaţia construcţiei.

II.5.2 Caracteristicile betoanelor utilizate la executarea fundaţiilor se stabilesc de către proiectant în funcţie de destinaţie, solicitări, condiţiile mediului de fundare şi influenţa acestora asupra durabilităţii betonului din fundaţii.

Clasele minime de beton utilizate sunt următoarele:

a) Pentru elemente din beton simplu

C4/5 – pentru umpluturi/egalizări şi C8/10 pentru bloc (la fundaţiile tip bloc de beton simplu şi cuzinet de beton armat).

b) Pentru elemente din beton armat

C16/20, respectându-se prevederile din P 100-1.

În funcţie de clasele de expunere (din punct de vedere al durabilităţii), clasa minimă va respecta prevederile NE 012/1.

c) Pentru betonul din sub-betonări la stâlpi metalici

C25/30.

Tipul de ciment care se utilizează la prepararea betonului pentru fundaţii se stabileşte în funcţie de influenţa condiţiilor mediului de fundare, conform NE 012/1.

II.5.3 Oţelul beton trebuie să îndeplinească condiţiile definite în ST 009. Oţelul folosit în fundaţii va fi de clasă B sau C. Oţelurile neductile, sau mai puţin ductile, se pot utiliza în situaţiile în care, prin modul de dimensionare, se poate asigura o comportare în domeniul elastic a acestor armături.

II.5.4 Pentru fundaţiile continue ale construcţiilor cu cel mult un nivel amplasate în mediul rural se pot aplica şi soluţii constructive bazate pe folosirea materialelor locale. Fundaţiile se pot realiza şi din zidărie de piatră sau beton ciclopian.

II.5.5 Prevederile prezentului normativ nu se aplică pentru proiectarea fundaţiilor realizate din zidărie de piatră sau alte materiale locale.

II.6 Proiectarea fundaţiilor izolate

(1) Prevederile prezentului capitol se aplică la proiectarea fundaţiilor izolate ale stâlpilor de beton armat, pereţilor structurali de beton armat şi stâlpilor de oţel. Detaliile constructive şi de armare pentru fundaţii izolate pot fi utilizate şi în cazul unor elemente structurale continue.

(2) Tipurile de fundaţii izolate care fac obiectul prezentului normativ sunt:

a) Fundaţiile pentru stâlpi şi pereţi de beton armat monolit:

- fundaţii tip talpă de beton armat;
- fundaţii tip bloc şi cuzinet.

b) Fundaţiile pentru stâlpi de beton armat prefabricat:

- fundaţii tip pahar;
- alte tipuri de fundaţii adaptate sistemului de îmbinare dintre stâlpul prefabricat şi fundaţie.

c) Fundaţiile pentru stâlpi de oţel:

- fundaţii tip bloc şi cuzinet;
- fundaţii tip talpă de beton armat.

(3) Proiectarea fundaţiilor izolate de beton armat se face pe baza prevederilor standardului SR EN 1992-1-1.

Dimensiunile în plan ale fundaţiilor izolate se stabilesc conform prevederilor din Partea I a prezentului normativ.

(4) La alcătuirea fundaţiilor izolate se va ţine seama de următoarele reguli cu caracter general:

a) sub fundaţiile de beton armat monolit se prevede un strat de beton de egalizare de 50 ÷ 100 mm grosime;

b) fundaţiile se poziţionează, de regulă, centrat în axul stâlpului sau peretelui;

c) pentru stâlpi sau pereţi de calcan/rost sau pentru situaţii în care există în vecinătate alte elemente de construcţii sau instalaţii, se pot utiliza fundaţii excentrice în raport cu axul elementului; în acest caz momentul transmis tălpii fundaţiei se poate reduce prin prevederea de grinzi de echilibrare.

II.6.1 Fundaţii pentru stâlpi şi pereţi de beton armat monolit

II.6.1.1 Fundaţii tip talpă de beton armat

Fundaţiile tip talpă de beton armat pentru stâlpi şi pereţi de beton armat pot fi de formă prismatică (Figura II.4-a) sau de formă de obelisc (Figura II.4-b).

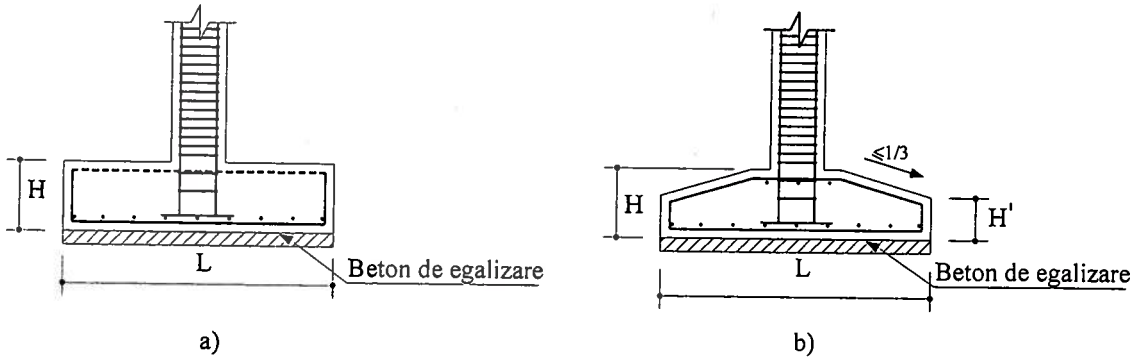


Figura II.4 – Fundaţii tip talpă de beton armat

(1) Înălţimea fundaţiei (H) se stabileşte funcţie de următoarele condiţii:

a) asigurarea rigidităţii fundaţiei de beton armat; dacă se respectă condiţia $H/L \geq 0{,}30$ unde H este înălţimea maximă a fundaţiei şi L este dimensiunea cea mai mare în plan, se admite ipoteza distribuţiei liniare a presiunilor pe teren;

b) verificarea fundaţiei la forţă tăietoare fără să fie necesare armături transversale; înălţimea maximă H va fi luată astfel încât să se respecte condiţia:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = 0{,}12k \cdot (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} \cdot B \cdot H \qquad \text{(II.3)}$$

unde V_{Ed} este forţa tăietoare maximă, iar $V_{Rd,c}$ este capacitatea betonului simplu la forţă tăietoare, condiţie care asigură faptul că secţiunea de beton poate prelua forţa tăietoare nefiind necesare armături transversale. În relaţia (II.3):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{Bd} \leq 0,02$$

B este dimensiunea fundaţiei pe direcţia perpendiculară lungimii L şi d este înălţimea utilă a secţiunii: $d = H\text{-}a$,

A_{sl} este aria armăturilor întinse care se prelungesc cu o lungime $l \geq l_{bd} + d$.

Se va respecta condiţia:

$$V_{Rd,c} \geq v_{min} \cdot B \cdot H = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot B \cdot H \qquad \text{(II.4)}$$

c) verificarea fundaţiei la străpungere fără a fi nevoie de armătură; înălţimea maximă H va fi luată astfel încât să îndeplinească condiţiile:

- în lungul perimetrului u_i (la distanţa $2d$ de marginea stâlpului) să se respecte condiţia:

$$v_{Fd} \leq v_{Rd,c} = 0,12k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \qquad \text{(II.5)}$$

în care:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y}$$

unde:

ρ_x şi ρ_y sunt coeficienţii de armare pe cele două direcţii, iar

$$v_{Fd} = \beta \frac{N_{Fd}}{u_i d} \qquad \text{(II.6)}$$

unde β este un coeficient care ţine seama de influenţa momentului încovoietor. Valoarea lui β se poate calcula conform metodei din SR EN 1992-1-1, sau se poate lua 1,15 pentru stâlpii centrali şi 1,5 pentru restul stâlpilor. În cazul unei încărcări centrice $\beta = 1$. Înălţimea d este media înălţimilor utile pe cele două direcţii ale fundaţiei, $d = (d_x+d_y)/2$;

Valoarea netă a forţei de străpungere poate fi redusă:

$$N_{Fd,red} = N_{Fd} - \Delta N_{Fd}$$

în care:

N_{Fd} forţa aplicată

ΔN_{Fd} forţa de reacţiune verticală din interiorul conturului considerat, adică reacţiunea terenului minus greutatea proprie a fundaţiei.

- în lungul unor contururi de calcul u situate la cel mult $2d$ de la faţa stâlpului. În acest caz membrul drept din relaţia (II.5) se multiplică cu coeficientul $2d/a$ în care a este distanţa la care se consideră perimetrul u. Restul variabilelor sunt cele de la punctul b).

d) Condiţiile de la punctele b) şi c) constituie recomandări. În cazul când se alege o înălţime H care nu respectă aceste condiţii, fundaţia va fi prevăzută cu armături corespunzătoare calculate cu relaţiile din capitolele 6.2 şi 6.4 din SR EN 1922-1-1. De asemenea, se va verifica şi condiţia:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \qquad \text{(II.7)}$$

în care:

$V_{Rd,max}$ este definit în capitolele 6.2 şi 6.4 din SR EN 1922-1-1.

e) Valoarea minimă a înălţimii fundaţiei este H_{min} = 300 mm.

(2) Înălţimea la margine a fundaţiei tip obelisc (H') rezultă în funcţie de următoarele condiţii:

a) valoarea minimă este H'_{min} = 250 mm;

b) panta feţelor înclinate ale fundaţiei nu va fi mai mare de 1/3.

(3) Armătura fundaţiei (Figura II.5 a şi b) este compusă din:

a) *armătura de pe talpă*, realizată ca o reţea din bare.

Aria de armătura rezultă din dimensionarea la moment încovoietor în secţiunile de la faţa stâlpului. În calculul momentelor încovoietoare din fundaţie se consideră presiunile pe teren determinate de eforturile transmise de stâlp. Se vor considera situaţiile de încărcare (presiuni pe teren) care conduc la solicitările maxime în fundaţie.

Coeficientul minim de armare pe fiecare direcţie este 0,001.

Diametrul minim al armăturilor este Φ= 10 mm.

Distanţa maximă între armături este de 250 mm; distanţa minimă este de 100 mm.

Armătura se distribuie uniform pe lăţimea fundaţiei şi se prevede la capete cu ciocuri cu lungimea minimă egală cu d, înălţimea utilă a secţiunii, la margine.

b) *armătura de la partea superioară,* realizată din minim trei bare dispuse în dreptul stâlpului sau ca o reţea dezvoltată pe toată suprafaţa fundaţiei.

Fundaţiile care nu au desprindere de pe terenul de fundare se prevăd la partea superioară cu armătură constructivă.

La fundaţiile care lucrează cu arie activă, armătura de la partea superioară rezultă din calculul la încovoiere. Dimensionarea armăturii se face în secţiunile de consolă cele mai solicitate, considerând momentele încovoietoare negative rezultate din acţiunea încărcărilor din greutatea fundaţiei, a umpluturii peste fundaţie şi a încărcărilor aplicate pe teren sau prin repartizarea momentului încovoietor transmis de stâlp. În această situaţie de solicitare armătura se realizează ca o reţea de bare dispuse paralel cu laturile fundaţiei.

Diametrul minim al armăturilor este Φ = 10 mm.

Distanţa maximă între armături este de 250 mm; distanţa minimă este de 100 mm.

c) *armătura transversală* necesară pentru preluarea forţelor tăietoare sau pentru străpungere se realizează ca armătură înclinată dispusă în dreptul stâlpului. Armătura se prevede în cazul în care nu sunt respectate recomandările de la II.6.1.1.(1) pct.b) şi c) şi se calculează conform SR EN 1992-1-1.

d) *armături pentru stâlpi şi pereţi* (mustăţi)

Armăturile verticale din fundaţie, pentru conectarea cu stâlpul de beton armat, rezultă în urma dimensionării/verificării stâlpului. Se recomandă ca armăturile din fundaţie (mustăţile) să se alcătuiască astfel încât în prima secţiune potenţial plastică a stâlpului, aflată deasupra fundaţiei, barele de armătură să fie continue (fără înnădiri). În Figura II.5c este prezentată o soluţie alternativă de realizare a mustăţilor pentru stâlpi în cazul când barele nu pot fi executate fără înnădiri.

Armătura trebuie prelungită în fundaţie pe o lungime cel puţin egală cu l_{bd}, unde l_{bd} se determină conform SR EN 1992-1-1 şi P 100-1.

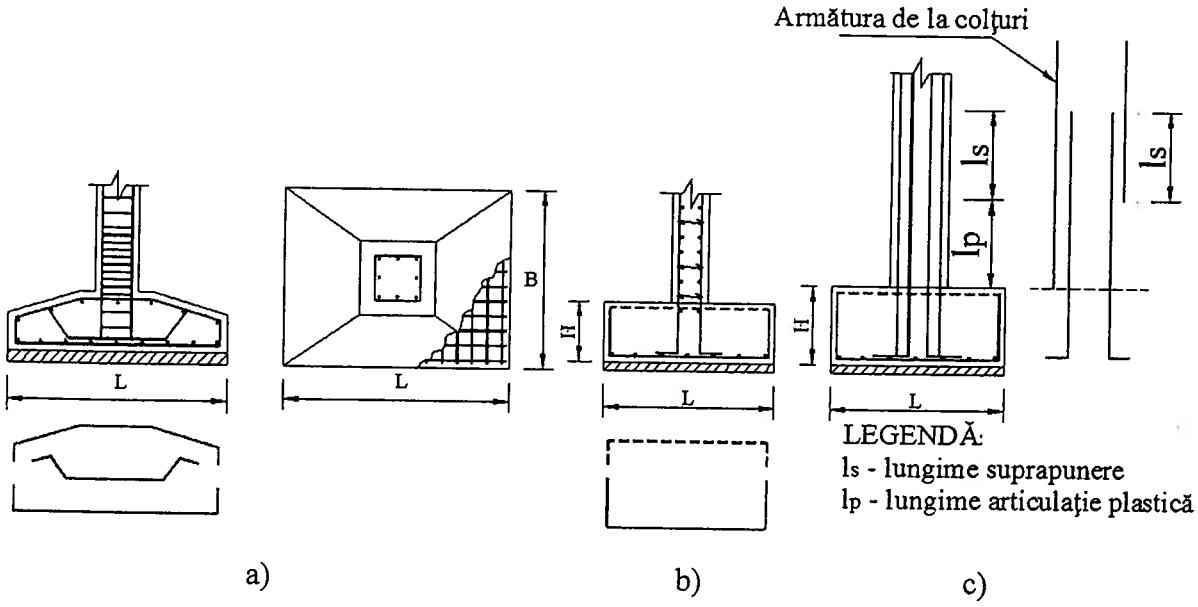


Figura II.5 – Exemple de armare a fundaţiilor tip talpă de beton armat

Etrierii din fundaţie au rol de poziţionare a armăturilor verticale pentru stâlp; etrierii se dispun la distanţe de maximum 250 mm şi cel puţin în 3 secţiuni.

(4) Calculul momentelor încovoietoare în fundaţie

Pentru calculul momentelor încovoietoare în fundaţie se consideră secţiunile de încastrare de la faţa stâlpului şi presiunile pe teren pe suprafaţa delimitată de laturile tălpii şi planul de încastrare considerat. În calcule nu se ia în considerare greutatea proprie a fundaţiei (Figura II.6).

Calculul simplificat al momentelor încovoietoare în talpa fundaţiei se face cu relaţiile (II.8) şi (II.9):

$$M_{Fd,x} = B \cdot \left[p_0 \frac{l_x^2}{2} + (p_1 - p_0) \frac{l_x^2}{3} \right] \tag{II.8}$$

$$M_{Fd,y} = L \cdot p_{med} \cdot \frac{l_y^2}{2}; \; p_{med} = (p_1 + p_2)/2 \tag{II.9}$$

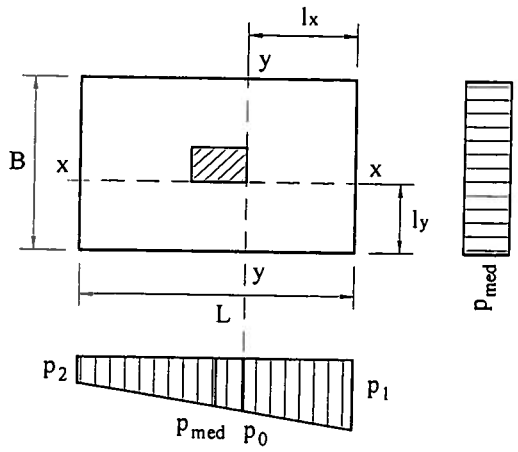
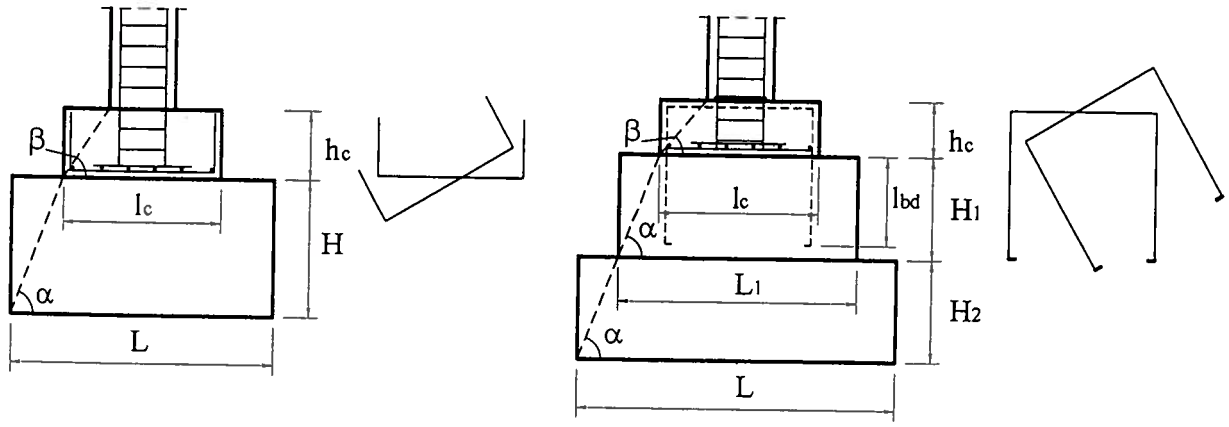


Figura II.6 – Calculul momentelor încovoietoare în fundaţie tip talpă de beton armat

II.6.1.2 Fundaţii tip bloc şi cuzinet

Fundaţiile tip bloc de beton şi cuzinet sunt alcătuite dintr-un bloc de beton simplu pe care reazemă un cuzinet de beton armat în care se încastrează stâlpul (Figura II.7).



a) Bloc de beton cu o treaptă

b) Bloc de beton cu două trepte

Figura II.7 – Fundaţii tip bloc şi cuzinet

(1) Blocul de beton simplu se realizează respectând următoarele condiţii:

a) înălţimea treptei este de minimum 400 mm la blocul de beton cu o treaptă;

b) blocul de beton poate avea cel mult 3 trepte a căror înălţime minimă este de 300 mm; înălţimea treptei inferioare este de minimum 400 mm;

c) clasa betonului este minim C8/10, dar nu mai mică decât clasa betonului necesară din condiţii de durabilitate;

d) înălţimea blocului de beton se stabileşte astfel încât tgα să respecte valorile minime din tabelul II.4; această condiţie trebuie respectată şi în cazul blocului realizat în trepte (Figura II.7);

Tabelul II.4

Presiunea efectivă pe teren (kPa)	**Valori minime tgα**
200	1,05
250	1,15
300	1,30
350	1,40
400	1,50
600	1,85

e) rosturile orizontale de turnare a betonului se vor trata astfel încât să se asigure condiţii pentru realizarea unui coeficient de frecare între cele două suprafeţe μ = 0,7 conform SR EN 1992-1-1, prin realizarea de asperităţi de cel puţin 3 mm înălţime distanţate la 40 mm.

(2) Cuzinetul de beton armat se proiectează respectând următoarele:

a) cuzinetul se realizează cu formă prismatică;

b) dimensiunile în plan (l_c şi b_c) vor respecta următoarele condiţii:

- vor fi mai mari decât dimensiunile care asigură limitarea presiunilor pe planul de contact cu blocul la valori mai mici decât rezistenţa de calcul la compresiune a betonului;
- pentru raportul l_c/L, respectiv b_c/B, se vor lua în considerare următoarele intervale:
  - bloc de beton cu o treaptă: $l_c/L = 0{,}50 \div 0{,}65$
  - bloc de beton cu mai multe trepte: $l_c/L = 0{,}40 \div 0{,}50$

c) înălţimea cuzinetului (h_c) va respecta următoarele valori minime:

- $h_c \geq 300$ mm;
- $h_c/l_c \geq 0{,}25$;
- tg $\beta \geq 0{,}65$ (Figura II.7); dacă tg $\beta \geq 1{,}00$ nu este necesară verificarea cuzinetului la forţă tăietoare. Dacă nu se respectă această condiţie, se va face verificarea la forţă tăietoare conform SR EN 1992-1-1;

d) rosturile orizontale dintre bloc şi cuzinet se vor trata astfel încât să se asigure condiţii pentru realizarea unui coeficient de frecare între cele două suprafeţe μ=0,7 conform SR EN 1992-1-1, prin realizarea de asperităţi de cel puţin 3 mm înălţime distanţate la 40 mm.

(3) Calculul momentelor încovoietoare pozitive în cuzinet se face considerând încastrarea consolelor în secţiunile de la faţa stâlpului (Figura II.8).

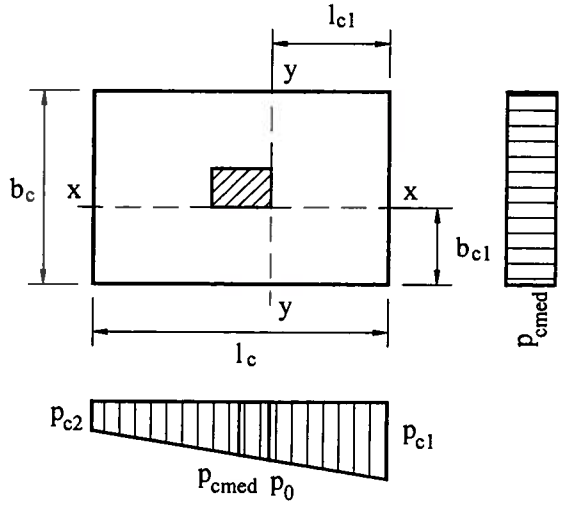


Figura II.8 – Calculul momentelor încovoietoare în cuzinetul de beton armat

Presiunile pe suprafaţa de contact dintre cuzinet şi bloc, funcţie de care se determină eforturile secţionale în cuzinet, sunt determinate de eforturile din stâlp (nu se ţine cont de greutatea cuzinetului).

Presiunile pe suprafaţa de contact dintre cuzinet şi blocul de beton, dacă nu apar desprinderi, se determină cu relaţiile:

$$p_{c1,c2} = \frac{N_c}{l_c \cdot b_c} \pm \frac{6M_{c(x)}}{l_c^2 \cdot b_c} \text{ sau } p_{c1,c2} = \frac{N_c}{b_c \cdot l_c} \pm \frac{6M_{c(y)}}{b_c^2 \cdot l_c} \qquad \text{(II.10)}$$

Dacă: $p_{c2} < 0$, atunci lungimea zonei active (comprimate) este:

$$A_x = 3\left(\frac{l_c}{2} - \frac{M_{c(x)}}{N_c}\right) \text{ sau } A_y = 3\left(\frac{b_c}{2} - \frac{M_{c(y)}}{N_c}\right)$$

iar p_{c1} se determină cu relaţiile:

$$p_{c1} = \frac{2N_c}{3b_c\left(\frac{l_c}{2} - \frac{M_{c(x)}}{N_c}\right)} \text{ sau } p_{c1} = \frac{2N_c}{3l_c\left(\frac{b_c}{2} - \frac{M_{c(y)}}{N_c}\right)} \qquad \text{(II.11)}$$

unde:

N_c, $M_{c(x)}$ şi $M_{c(y)}$ sunt forţa axială şi momentele încovoietore la nivelul tălpii cuzinetului.

Momentele încovoietoare în cuzinet se calculează cu relaţiile:

$$M_x = b_c \cdot \left[p_{c0}\frac{l_{c1}^2}{2} + (p_{c1} - p_{c0})\frac{l_{c1}^2}{3}\right] \qquad \text{(II.12)}$$

$$M_y = l_c \cdot p_{cmed}\frac{b_{c1}^2}{2}, \quad p_{cmed} = \frac{p_{c1} + p_{c2}}{2} \qquad \text{(II.13)}$$

Dacă aria activă de pe suprafaţa de contact cuzinet – bloc este mai mică decât 70% din aria cuzinetului ($l_c \cdot b_c$), atunci cuzinetul se va ancora de bloc cu armături. Aria acestor armături poate fi calculată din condiţia ca forţa din armături să fie egală cu volumul de întinderi obţinut pe baza unei distribuţii liniare a presiunilor.

(4) Armarea cuzinetului va respecta următoarele condiţii:

a) *Armătura de la partea inferioară*:

- se realizează ca o reţea de bare dispuse paralel cu laturile cuzinetului; aria de armătură rezultă din verificarea la moment încovoietor în secţiunile de la faţa stâlpului (Figura II.7)
- coeficientul minim de armare pe fiecare direcţie este 0,001;
- diametrul minim al armăturilor este $\Phi = 10$ mm;
- distanţa maximă între armături este 250 mm; distanţa minimă este 100 mm;
- armătura se distribuie uniform pe lăţimea cuzinetului şi se prevede la capete cu ciocuri cu lungimea minimă egală cu lungimea de ancoraj, măsurată de la margine, eventual întoarsă pe orizontală.

b) *Armătura de la partea superioară* se dispune când cuzinetul are desprinderi de pe blocul fundaţiei.

Aria de armătură pe fiecare direcţie rezultă din:

- verificarea la compresiune excentrică a secţiunii de beton armat pe suprafaţa de contact dintre cuzinet şi bloc;
- preluarea întinderilor când zona comprimată pe talpa cuzinetului este mai mare de 70% din aria tălpii, ca armătură de ancorare;
- verificarea la moment încovoietor negativ a cuzinetului încărcat cu forţele dezvoltate în armăturile de ancorare.

Armătura se realizează ca o reţea de bare dispuse paralel cu laturile cuzinetului şi ancorate în blocul de beton simplu, după modelul din Figura II.7:

- diametrul minim al armăturilor este Φ =10 mm;
- distanţa între armături este de minim 100 mm şi de maxim 250 mm.

c) *Armăturile pentru stâlpi sau pereţi* (mustăţi):

- armăturile verticale din cuzinet, pentru conectarea cu stâlpul de beton armat, rezultă în urma dimensionării stâlpului sau peretelui;
- se recomandă ca armăturile din cuzinet să se alcătuiască astfel încât în prima secţiune potenţial plastică a stâlpului, aflată deasupra fundaţiei, barele de armătură să fie fără înnădiri. În caz contrar se poate utiliza soluţia alternativă din Figura II.5c.
- etrierii din cuzinet au rol de poziţionare a armăturilor verticale pentru stâlp şi se dispun în cel puţin 2 secţiuni;
- armăturile trebuie prelungite în fundaţie pe o lungime cel puţin egală cu lungimea de ancorare.

d) *Armături înclinate* dispuse pentru preluarea forţei tăietoare în consolele cuzinetului dacă tg $\beta < 1$ (Figura II.7), care se vor dimensiona conform SR EN 1992-1-1.

II.6.2 Fundaţii pentru stâlpi de beton armat prefabricat

Fundaţiile izolate pentru stâlpi de beton armat prefabricat pot fi realizate ca tălpi armate (Figura II.9 a şi b) sau fundaţii tip pahar (Figura II.9-c).

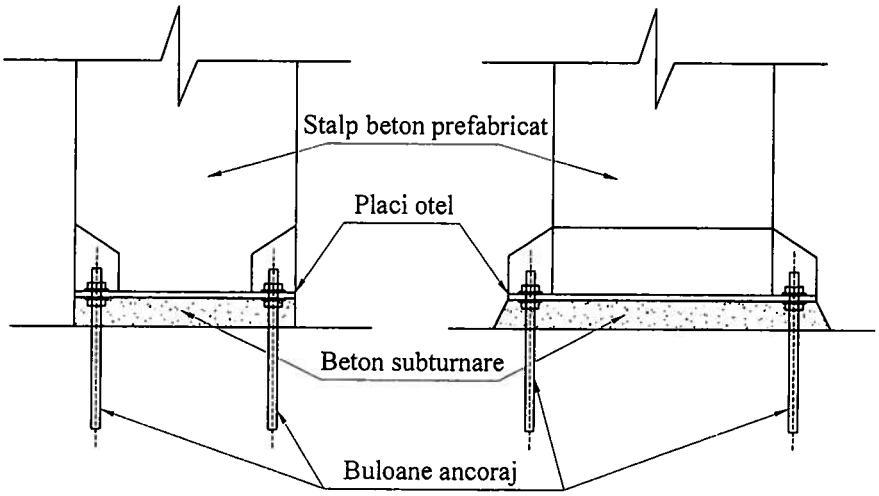


Figura II.9-a – Prinderea stâlpilor prefabricaţi de fundaţii tip talpă, cu buloane metalice

Tălpile armare se proiectează conform prevederilor de la II.6.1.1.

Pentru fundaţia tip pahar, cea mai utilizată în practica curentă, se dau prevederi de proiectare în paragrafele următoare.

Această fundaţie poate fi realizată din beton armat monolit, din guler prefabricat plus talpă din beton armat monolit, sau poate fi integral prefabricată. Paharele pot avea pereţi amprentaţi (sau nervuraţi) sau pereţi netezi.

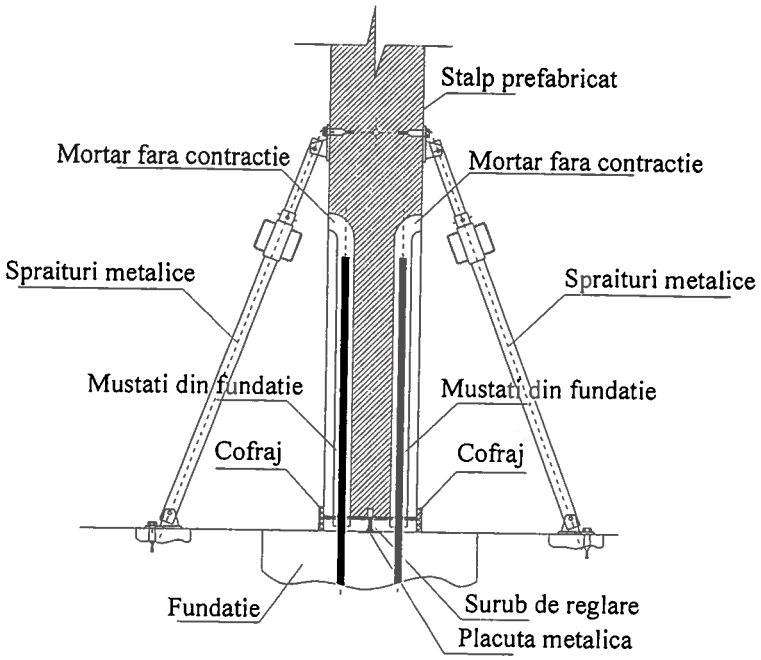


Figura II.9-b – Prinderea stâlpilor prefabricaţi de fundaţii tip talpă, cu mustăţi în canale injectate

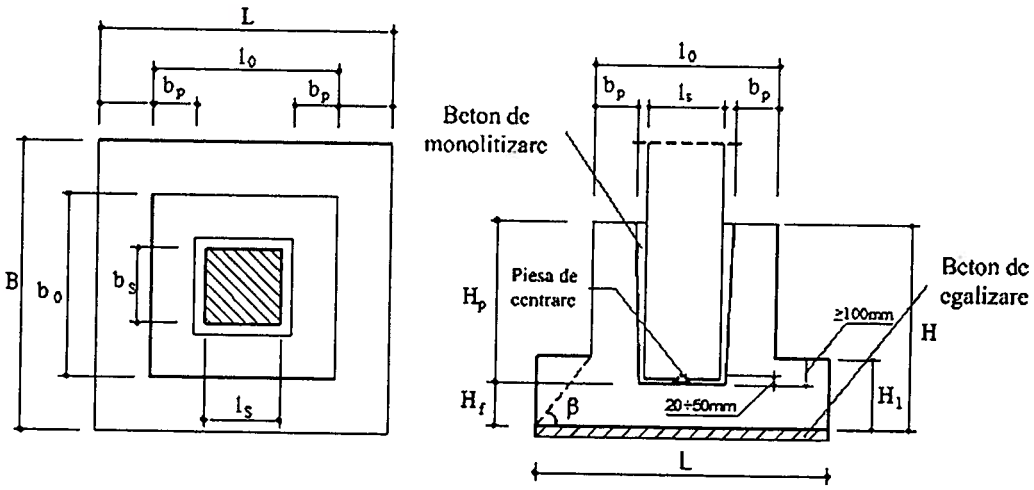


Figura II.9-c – Fundaţii tip pahar de beton armat

II.6.2.1 Dimensiunile secţiunilor de beton

(1) Înălţimea paharului

Înălţimea paharului (H_p) se stabileşte din condiţii de asigurare a lungimii de ancoraj (l_{bd}) a armăturilor longitudinale din stâlp:

- $H_p \geq l_{bd}$ +100 mm;
- H_p se poate reduce, corespunzător, dacă armătura este întoarsă la baza stâlpului;
- l_{bd} se determină conform SR EN 1992-1-1 sau P 100-1, considerând condiţii normale de solicitare;
- condiţiile de aderenţă sunt stabilite funcţie de modul de realizare a stâlpului prefabricat.

Se recomandă respectarea următoarelor condiţii constructive generale:

- $H_p \geq 1{,}2\ l_s$ în cazul stâlpilor cu secţiune dreptunghiulară cu dimensiunile l_s şi b_s, $l_s \geq b_s$;
- $H_p \geq 500$ mm în cazul stâlpilor la construcţii etajate;
- $H_p \geq H_s/8$; H_s este înălţimea liberă a stâlpului de la faţa superioară a fundaţiei până la rigla acoperişului sau până la grinda de rulare a podului. Condiţia este valabilă pentru înălţimi ale stâlpilor mai mici decât 10 m.

(2) Grosimea fundului paharului

Grosimea fundului paharului (H_f) rezultă în urma verificării la străpungere, în următoarele două situaţii de proiectare:

- în faza de montaj, cu paharul nemonolitizat, încărcarea axială va fi egală cu greutatea stâlpului multiplicată cu un coeficient dinamic egal cu 1,5. Verificarea la străpungere se va face conform relaţiilor de la II.6.1.1(c) cu $\beta = 1$.

Grosimea minimă se va lua $H_f = 250$ mm.

- în faza finală, verificarea la străpungere se va face în funcţie de tipul de pahar, amprentat sau neted (vezi II.6.2.2 şi II.6.2.3).

(3) Grosimea minimă a pereţilor paharului (b_p) va fi de:

- 200 mm în cazul paharelor din beton armat monolit;
- 150 mm la paharele din beton armat prefabricat;
- $b_p \geq \min(l_s, b_s) / 3$.

II.6.2.2. Pahare cu pereţi amprentaţi

(1) Paharele care au, de la turnare, pereţi amprentaţi sau nervuraţi (Figura II.10) pot fi considerate ca acţionând solidar cu stâlpul. Acest tip de pahar este obligatoriu în cazul în care stâlpul poate fi solicitat la eforturi de întindere.

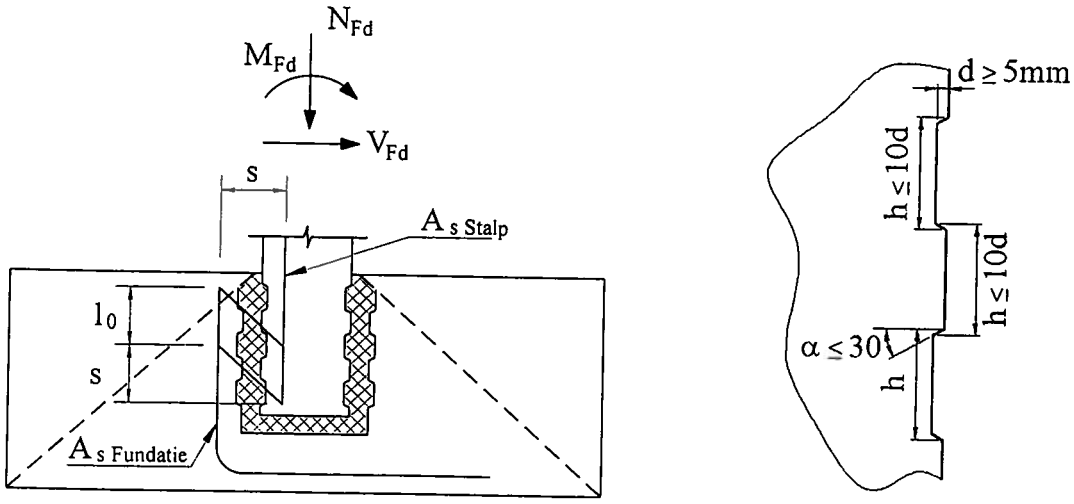


Figura II.10 – Pahare de beton armat cu amprente. Dimensiuni amprente

(2) Când dintr-o combinaţie de încărcări rezultă eforturi de întindere în stâlp, trebuie luate măsuri constructive privind suprapunerea armăturilor din stâlp şi a armăturilor din fundaţie

conform Figurii II.10, în care l_0 este lungimea de suprapunere conform SR EN 1992-1-1, iar s este distanţa între barele din stâlp şi barele din fundaţie.

(3) Calculul la străpungere se efectuează ca în cazul unui ansamblu stâlp/fundaţie monolit, cu condiţia să se verifice transmiterea forfecării între stâlp şi fundaţie. Dacă această condiţie nu este îndeplinită, calculul la străpungere trebuie făcut ca pentru paharele cu pereţi netezi.

II.6.2.3 Pahare cu pereţi netezi

(1) Se poate admite că forţa axială din stâlp este transmisă la teren prin două componente: o parte se transmite prin betonul de monolitizare la pereţii paharului – N_1 şi alta prin fundul paharului – N_2 (Figura II.11):

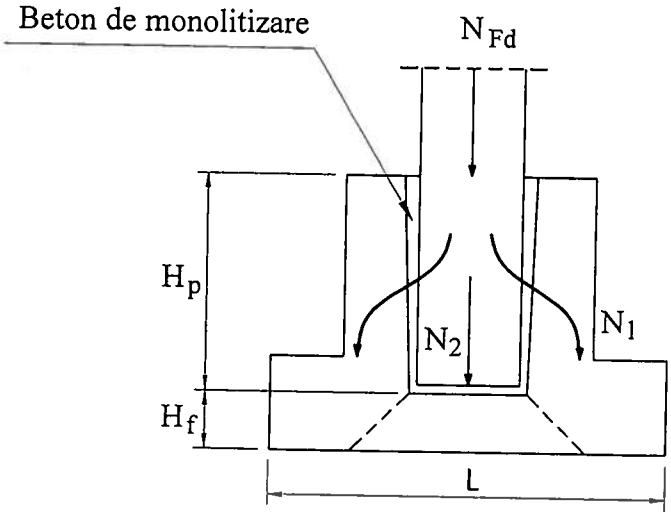


Figura II.11 – Forţe axiale transmise paharului şi tălpii fundaţiei

$$N_{Fd}=N_1+N_2 \qquad \text{(II.14)}$$

în care:

$N_1 = A_s \gamma_{bt} f_{ctd}$

A_s este aria laterală a stâlpului pe înălţimea paharului, unde:

$A_s = (2l_s+2b_s)H_p$

f_{ctd} este rezistenţa de calcul la întindere a betonului de monolitizare

γ_{bt} este coeficientul condiţiilor de lucru, cu valoarea γ_{bt} = 0,30 în cazul construcţiilor fără poduri rulante sau cu poduri rulante cu regim uşor de lucru; γ_{bt} = 0 în cazul halelor cu poduri rulante cu regim mediu sau greu de lucru sau al construcţiilor solicitate dinamic din încărcările curente de exploatare.

Rezultă:

$N_2 = N_{Fd} - N_1$

Forţa N_2 este utilizată la verificarea la străpungere a fundului paharului. Se recomandă ca mărimea lui H_f să fie luată astfel încât forţa N_2 să fie preluată doar de beton.

(2) Solicitările pereţilor paharului în plan orizontal

Eforturile transmise pereţilor paharului de momentul şi forţa tăietoare din stâlp (M_{Fd} şi V_{Fd}) se preiau prin presiuni pe pereţii paharului (Figura II.12). Se admite, de asemenea, că în partea

inferioară presiunile acţionează la baza paharului. Astfel, rezultanta presiunilor (P) pe peretele frontal este:

$$P = 1{,}25\, M_{Fd}/H_p + V_{Fd} \qquad \text{(II.15)}$$

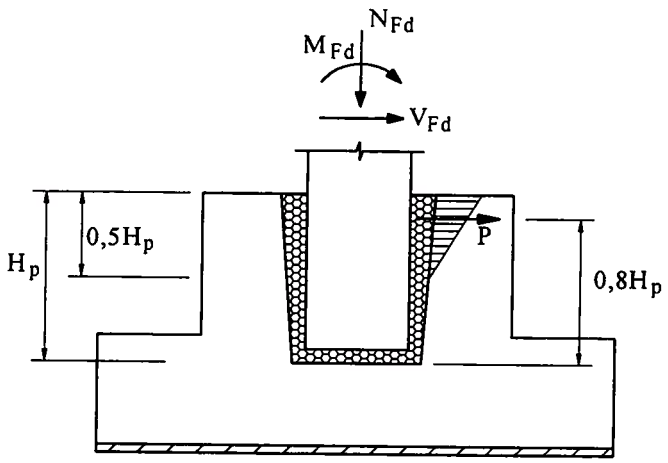


Figura II.12 – Solicitări pereţi fundaţii pahar în plan orizontal

Această forţă solicită la încovoiere peretele frontal şi la întindere centrică pereţii logitudinali.

Forţa de întindere într-un perete longitudinal (N_P) se determină din relaţia:

$$N_P = P/2 \qquad \text{(II.16)}$$

Momentele încovoietoare din peretele frontal au valori mici şi se pot neglija.

(3) Verificarea pereţilor paharului în plan orizontal

a) Pereţii se dimensionează la întindere centrică cu forţa N_P, provenită din acţiuni paralele cu aceştia. Armătura rezultată (A_{sh}) se dispune simetric pe feţele peretelui şi se distribuie în jumătatea superioară a paharului (Figura II.14).

b) La verificarea la compresiune excentrică în secţiunea orizontală de la baza paharului considerând secţiunea chesonată cu dimensiunile $l_0 \cdot b_0$ şi grosimea pereţilor b_p' (la baza paharului), secţiunea se verifică la eforturile N şi M, determinate astfel:

Forţa axială:

$N = N_1$

Momentul încovoietor:

$$M = M_{Fd} + V_{Fd} H_p \qquad \text{(II.17)}$$

Armătura rezultată din calculul paharului la compresiune excentrică, (A_{sv}), se dispune pe direcţie verticală, uniform distribuită pe laturile secţiunii.

c) Verificarea peretelui lateral la forţă tăietoare se face sub acţiunea forţei $P/2$.

d) Grosimea pereţilor se va verifica din condiţia ca biela comprimată să preia forţa de compresiune rezultată din proiecţia forţei de întindere N_P pe direcţia bielei (Figura II.13).

$$C_w = \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{\cos\delta} \qquad \text{(II.18)}$$

$$C_{wRd} = b_w b_p \sigma_{Rd\max} \le \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{\cos\delta} \qquad \text{(II.19)}$$

în care:

b_w este lăţimea bielei comprimate;

b_p este grosimea peretelui;

$\sigma_{Rd\,max}$ este efortul capabil al betonului.

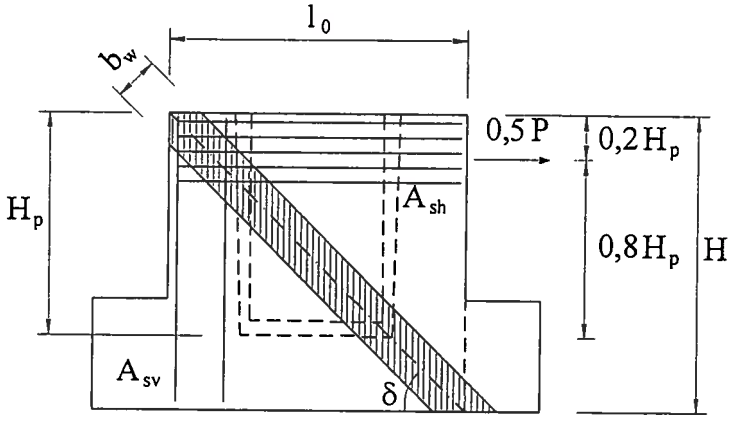


Figura II.13 – Schema de calcul cu bielă comprimată în pereţii paharului

În aceste relaţii:

$$\sigma_{Rd\,max} = 0{,}75\nu \cdot f_{cd} \qquad \text{(II.20)}$$

unde:

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$b_w = \left(l_{bd,h} - \frac{b_p}{2} + c\right) \cdot \sin\delta + \left(l_{bd,v} - \frac{H_p}{5} + c\right) \cdot \cos\delta \qquad \text{(II.21)}$$

în care: $tg\delta = \frac{H}{l_0}$, $l_{bd,h}$ şi $l_{bd,v}$ sunt lungimile de ancoraj ale armăturii orizontale, respectiv verticale, iar c este acoperirea cu beton. Lungimile de ancoraj se calculează cu relaţiile din SR EN 1992-1-1, unde $l_{b,rqd}$ se determină cu relaţia:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \qquad \text{(II.22)}$$

în care:

ϕ este diametrul barei

f_{yd} este rezistenţa de calcul a barei

f_{bd} este efortul unitar de aderenţă care calculează conform (II.23):

$$f_{bd} = 2{,}25\, \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \qquad \text{(II.23)}$$

în care:

f_{ctd} este rezistenţa de calcul la întindere a betonului

η_1 este un coeficient legat de condiţiile de aderenţă şi de poziţia barei în timpul betonării:

$\eta_1 = 1{,}0$ când condiţiile de aderenţă sunt "bune", conform SR EN 1992-1-1 şi

$\eta_1 = 0{,}7$ în toate celelalte cazuri. De regulă, pentru barele orizontale $\eta_1 = 0{,}7$, iar pentru barele verticale $\eta_1 = 1{,}0$

η_2 este un coeficient legat de diametrul barei:

$\eta_2 = 1{,}0$ pentru $\Phi \leq 32$ mm

$\eta_2 = (32 - \Phi)/100$ pentru $\Phi > 32$ mm.

(4) Verificarea tălpii la străpungere se face conform Figurii II.11 sub acţiunea forţei N_2, pe perimetre plecând de la faţa interioară a paharului, conform SR EN 1992-1-1.

(5) Calculul tălpii fundaţiei pahar

Talpa fundaţiei pahar se verifică la moment încovoietor şi la forţă tăietoare conform II.6.1.1.

Verificarea la moment încovoietor şi forţă tăietoare se face în secţiunile de la faţa paharului.

Se recomandă ca înălţimea tălpii la margine H_t să respecte condiţia $H_t \geq H_f + 100$ mm. Dacă această condiţie nu se respectă - de exemplu în cazul paharelor prefabricate - este necesară verificarea la lunecare în rostul orizontal conform prevederilor SR EN 1992-1-1.

(6) Alte prevederi constructive

a) Armătura dispusă în pereţii paharului trebuie să respecte următoarele cerinţe minimale:

- coeficientul minim de armătură orizontală este 0,001 pe fiecare faţă;

- coeficientul minim de armătură verticală este 0,001 pe fiecare faţă a secţiunii peretelui paharului.

b) Armarea paharului

Schema de armare a paharului recomandată este dată în figura II.14.

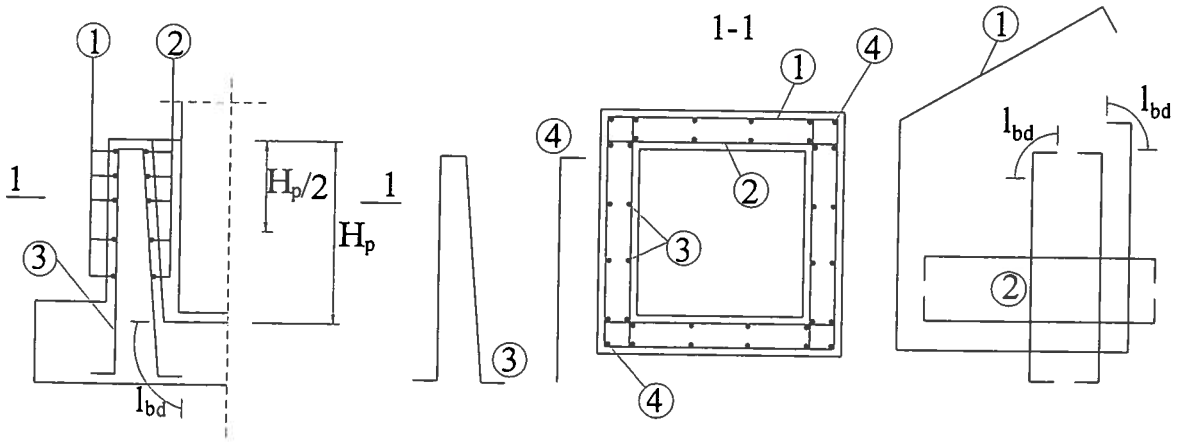


Figura II.14 – Exemplu de armare a paharului

Armăturile orizontale se ancorează sau, după caz, se înnădesc, ca bare întinse.

Armăturile verticale se ancorează în talpa fundaţiei. În cazul paharelor prefabricate armătura verticală se realizează sub formă de bucle, ancorate corespunzător. Prin bucle trebuie să treacă minim două bare longitudinale din armătura tălpii.

Armătura orizontală din pahar trebuie să respecte următoarele condiţii:

- diametrul minim: 10 mm în jumătatea superioară a paharului şi 8 mm în restul paharului;
- cel puţin 2x3 bare orizontale în jumătatea superioară a paharului;
- distanţa maximă între armături este 200 mm.

Barele verticale din pahar vor avea diametrul minim 8 mm şi se vor dispune la cel mult 200 mm distanţă.

c) Monolitizarea paharului

Se recomandă ca dimensiunile golului paharului să fie mai mari decât cele ale secţiunii stâlpului pe fiecare direcţie şi sens cu 50 ÷ 75 mm la baza paharului şi, respectiv, cu 85 ÷ 120 mm la partea superioară a paharului.

Îmbinarea dintre stâlp şi fundaţie se realizează prin betonarea spaţiului din pahar. Betonul va avea minim clasa betonului din pahar. Suprafeţele stâlpului şi paharului se curăţă şi se umezesc înainte de montare în pahar şi monolitizare. Se recomandă folosirea unei piese de centrare a stâlpului, montată pe fundul paharului.

Dacă într-un pahar se montează mai mulţi stâlpi (în dreptul unui rost), distanţa între aceştia va fi cel puţin 50 mm pentru a se asigura betonarea completă a spaţiului dintre stâlpi, precum şi a paharului.

II.6.3 Fundaţii pentru stâlpi din oţel

(1) Fundaţiile izolate ale stâlpilor din oţel se realizează ca fundaţie cu bloc şi cuzinet (Figura II.7) sau ca fundaţie de beton armat (Figurile II.15 a, b şi c). Dacă eforturile din stâlp sunt relativ reduse, conducând la şuruburi de ancoraj cu diametru mic, orientativ $d_s < 25$ mm, se poate utiliza soluţia din figura II.15-a.

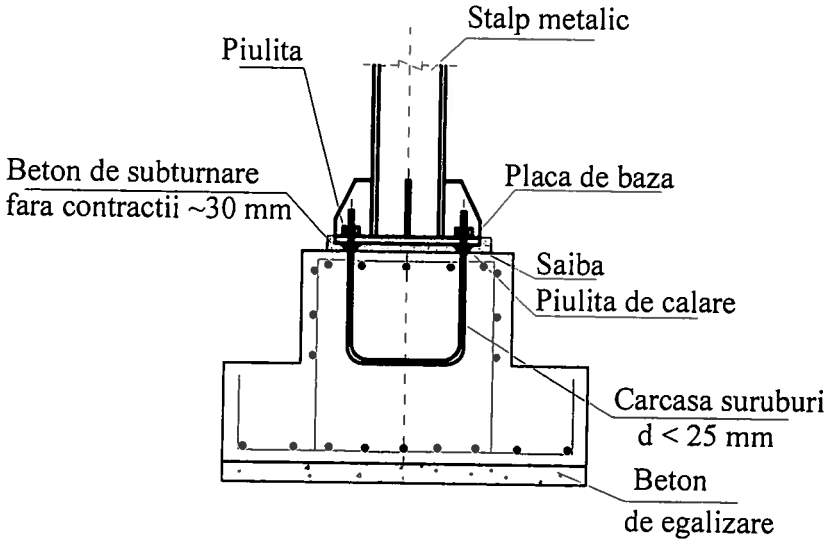


Figura II.15-a – Exemplu de fundaţie de stâlp metalic solicitat cu eforturi reduse

Dacă stâlpii sunt solicitaţi la eforturi mari se pot utiliza soluţiile prezentate în Figurile II.15-b sau II.15-c. Partea evazată a fundaţiilor poate avea una sau mai multe trepte.

(2) Stâlpul metalic se realizează cu o placă de bază prevăzută cu rigidizări care asigură transmiterea presiunilor la fundaţie şi a forţelor la şuruburile de ancorare.

Secţiunea în plan a plăcii de bază rezultă din condiţiile privind limitarea presiunii maxime pe suprafaţa de contact cu betonul la următoarele valori:

- rezistenţa la compresiune a betonului din cuzinet;
- rezistenţa la compresiune a mortarului de poză.

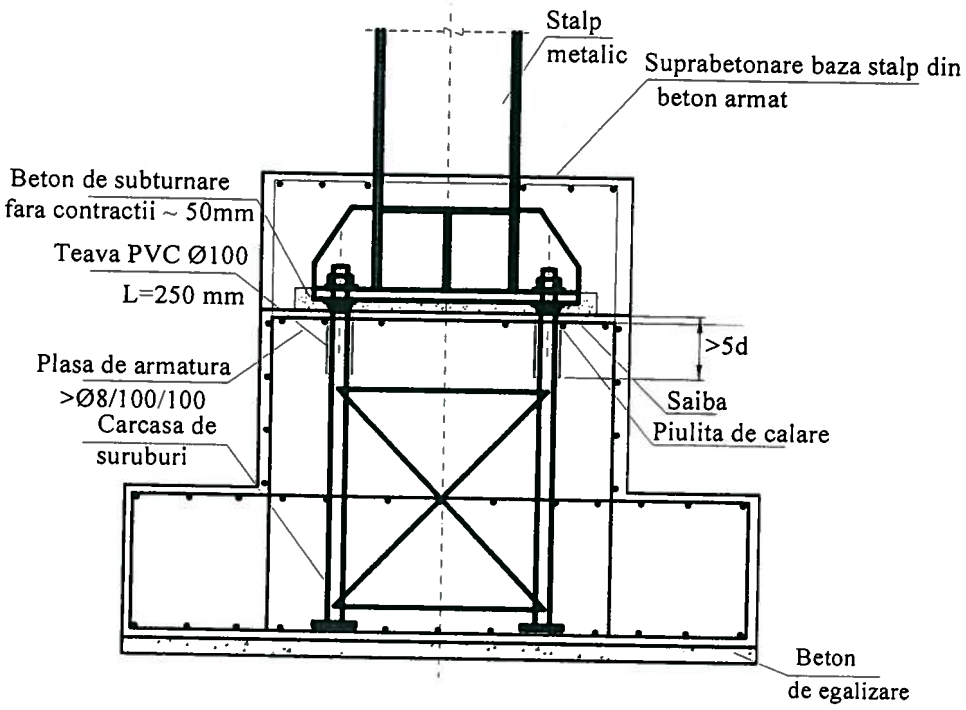


Figura II.15-b – Exemplu de fundaţie de stâlp metalic solicitat cu eforturi mari

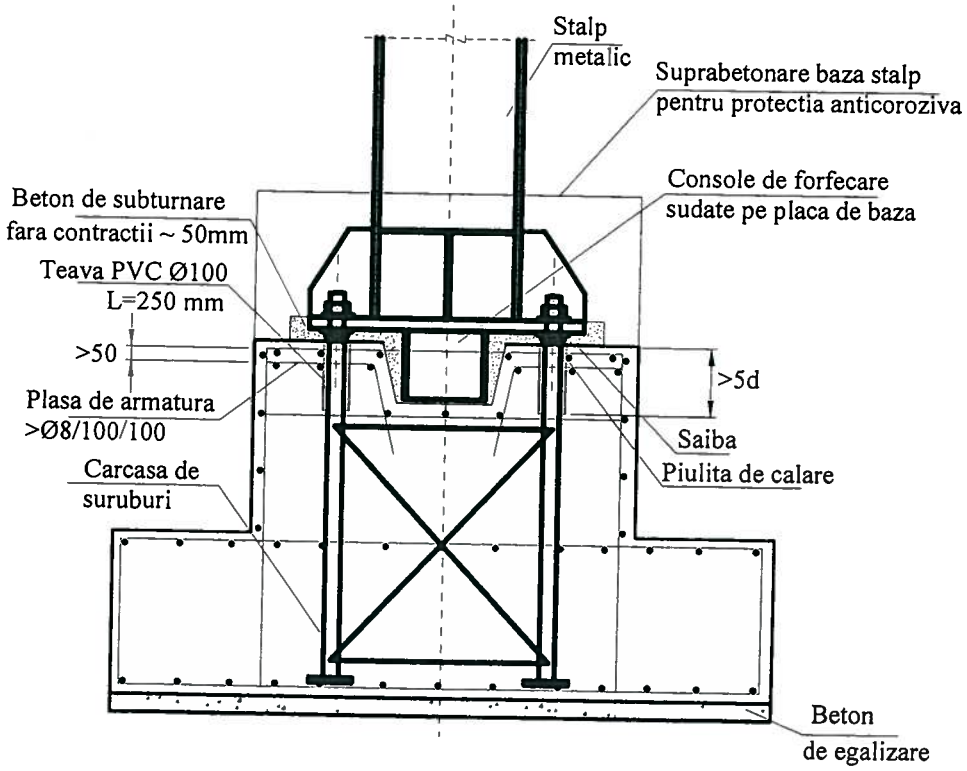


Figura II.15-c – Exemplu de fundaţie de stâlp metalic solicitat cu eforturi mari

Presiunea pe placa de bază se determină considerând acţiunile de la baza stâlpului (determinate conform II.4.2(3)) sau forţa de pretensionare a şuruburilor.

(3) Şuruburi de ancoraj

(3.1) Şuruburile de ancoraj vor fi proiectate conform prevederilor seriei de standarde SR EN 1993 şi P 100-1, cap.6.

(3.2) Pentru evitarea ruperii fragile, se recomandă ca detaliul de prindere a stâlpilor în infrastructură să asigure o zonă de deformaţie liberă a şuruburilor de ancoraj de minim $5d_s$, unde d_s este diametrul tijei şurubului.

(3.3) Se recomandă ca transmiterea forţelor orizontale de la infrastructură la suprastructură să nu se realizeze prin intermediul şuruburilor de ancoraj. Pentru aceasta, se poate aplica una din următoarele condiţii constructive:

a) înglobarea bazei stâlpului într-o suprabetonare armată, cu înălţimea de cel puţin 400 mm sau jumătate din înălţimea secţiunii stâlpului (Figura II.15-b);

b) prevederea unor elemente sudate (Figura II.15-c) sub placa de bază a stâlpului, care vor fi înglobate în goluri special executate în fundaţii, odată cu sub-betonarea bazei. Aceste elemente vor fi dimensionate astfel încât să poată transmite forţa tăietoare de la baza stâlpului la fundaţie;

c) înglobarea stâlpului în infrastructură pe o înălţime care să îi asigure ancorarea directă, fără a fi necesare şuruburi de ancoraj.

(4) Secţiunea de beton

Pentru alcătuirea fundaţiei se utilizează prevederile de la II.6.1.1 sau II.6.1.2.

Dimensiunile în plan ale părţii superioare a fundaţiei se vor alege, astfel, încât de la placa de bază a stâlpului la marginea fundaţiei să fie minim 150 mm pe fiecare latură.

Dimensiunile în plan ale cuzinetului se stabilesc în funcţie de condiţia de limitare a presiunilor pe planul de contact cu blocul de beton simplu la valori mai mici decât rezistenţa de calcul la compresiune a betonului;

(5) Armarea fundaţiei se poate realiza după modelul din Figura II.16.

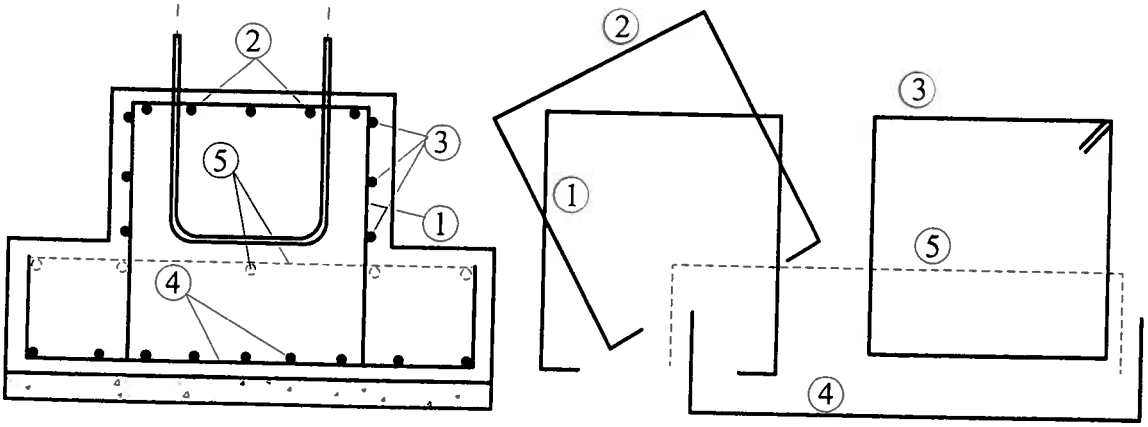


Figura II.16 – Exemplu de armare fundaţie pentru stâlpi metalici

Se vor respecta următoarele condiţii:

a) armătura verticală din fundaţie (mărcile 1 şi 2) rezultă din verificarea la compresiune excentrică a secţiunii de rost dintre partea superioară a fundaţiei şi partea evazată;

eforturile de calcul din secţiune au valori asociate momentului de dimensionare a şuruburilor de ancoraj ale stâlpului;

b) armătura orizontală de la partea superioară a fundaţiei (mărcile 1 şi 2) poate fi suplimentată cu una sau două reţele de bare, în cazul stâlpilor puternic solicitaţi;

- diametrul minim al armăturilor este $\Phi = 10$ mm;
- distanţa dintre armături va fi cuprinsă între minim 100 mm şi maxim 200 mm;

c) armăturile orizontale minime (marca 3), dispuse pe perimetrul fundaţiei, vor avea:

- aria egală cu cel puţin 1/4 din aria armăturii verticale din cuzinet;
- o armare minimă de $\Phi_t = 8$ mm la maxim 200 mm.

II.7 Proiectarea fundaţiilor continue sub stâlpi şi pereţi

II.7.1. Domeniu de aplicare

Prevederile prezentului capitol se aplică la proiectarea fundaţiilor continue (grinzi sau reţele de grinzi) ale stâlpilor şi pereţilor de beton armat monolit şi zidărie.

Prin adaptarea sistemelor de fixare ale stâlpilor (pahar, şuruburi de ancorare), fundaţiile continue pot fi utilizate şi pentru stâlpii de beton armat prefabricat sau pentru fundaţiile structurilor cu stâlpi metalici.

Fundaţiile continue pot fi alcătuite ca grinzi independente sau ca reţele de grinzi.

(1) Soluţia de grindă de fundare continuă sub stâlpi şi pereţi poate fi impusă, în general, în următoarele cazuri:

a) fundaţii izolate care nu pot fi extinse suficient în plan (construcţii cu travei sau deschideri mici care determină "suprapunerea" fundaţiilor independente), stâlpi lângă un rost de tasare sau la limita proprietăţii, etc. (Figura II.17-a). În figură s-au indicat punctat fundaţiile independente necesare, care se înlocuiesc cu grinzi;

b) fundaţii izolate care nu pot fi centrate sub stâlpi (Figura II.17-b), etc.

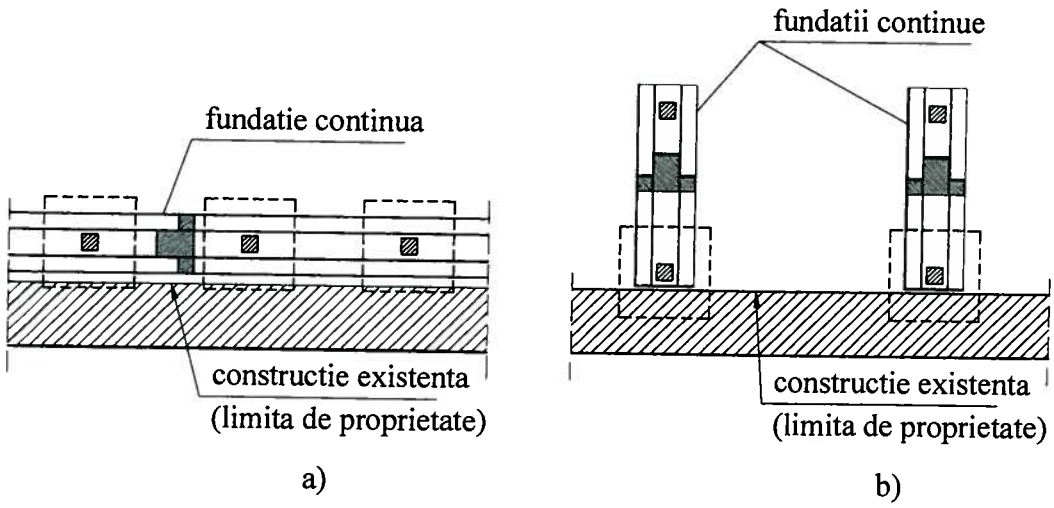


Figura II.17 – Exemple de situaţii în care se adoptă soluţia cu grindă de fundare izolată

(2) Soluţia de reţele de grinzi de fundare se adoptă în cazul construcţiilor civile, în condiţii normale de fundare şi fără prezenţa apei freatice la:

a) construcţii cu pereţi de beton armat sau zidărie (cu substructură sau cu rezemare directă pe fundaţii);

b) construcţii cu cadre de beton armat sau metalice, eventual conlucrând cu pereţi de beton armat sau zidărie (cu substructură sau cu rezemare directă pe fundaţii) (Figura II.18),

Soluţia se poate adopta la orice tip de construcţie atunci când se doreşte realizarea unei infrastructuri relativ rigide care să asigure conlucrarea spaţială a elementelor structurale, iar presiunile efective pe teren nu impun realizarea unui radier general.

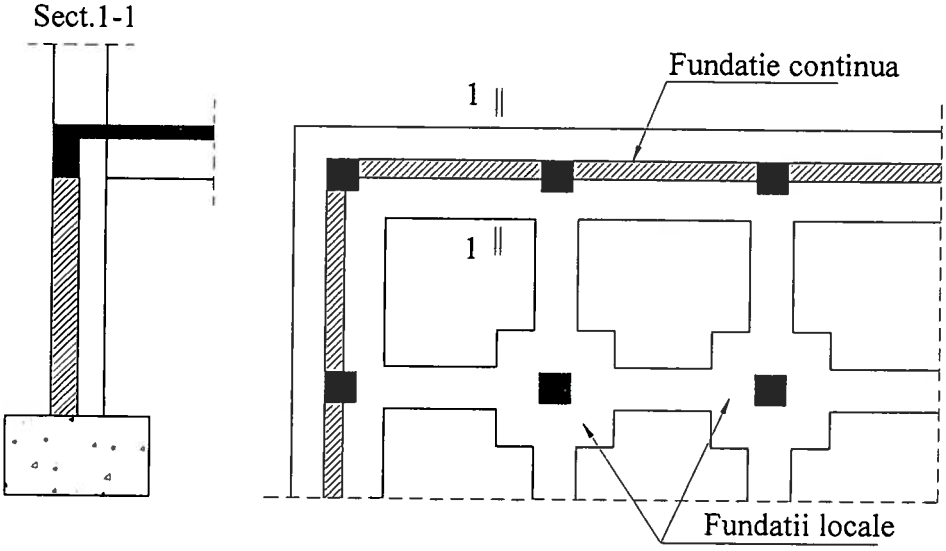


Figura II.18 – Fundaţii sub formă de reţele de grinzi

Grinzile pot fi alcătuite ca tălpi de beton armat sau în soluţia bloc de beton simplu şi cuzinet de beton armat.

II.7.2. Eforturi transmise fundaţiilor de stâlpii şi pereţii structurali de beton armat

Valorile eforturilor transmise de stâlpii şi pereţii structurali de beton armat la fundaţii se determină conform prevederilor de la II.4.2.

II.7.3. Dimensionarea bazei fundaţiilor

Stabilirea dimensiunilor în plan ale bazei fundaţiilor se face conform prevederilor din Partea I a prezentului normativ. Este indicată majorarea valorii lăţimii obţinute prin calcul cu cca. 20%; această majorare este necesară pentru că, datorită interacţiunii dintre grinda static nedeterminată şi terenul de fundare, diagrama presiunilor de contact are o distribuţie neliniară, cu concentrări de eforturi în zonele de rigiditate mai mare, aflate, de obicei sub stâlpi.

II.7.4. Calculul eforturilor secţionale

Calculul eforturilor secţionale în grinzile continue este dat în Anexa J a prezentului normativ.

Pentru cazurile curente, când infrastructura este suficient de rigidă, pot fi acceptate distribuţii liniare de presiuni pe teren (Figura II.19). Calculul presiunilor pe teren (şi implicit dimensionarea tălpii fundaţiilor) se poate face acceptând ipoteza secţiunilor plane.

În cazul infrastructurilor cu deformaţii semnificative calculul presiunilor pe teren se face pe baza unui model care permite luarea în considerare a interacţiunii dintre infrastructură şi terenul de fundare.

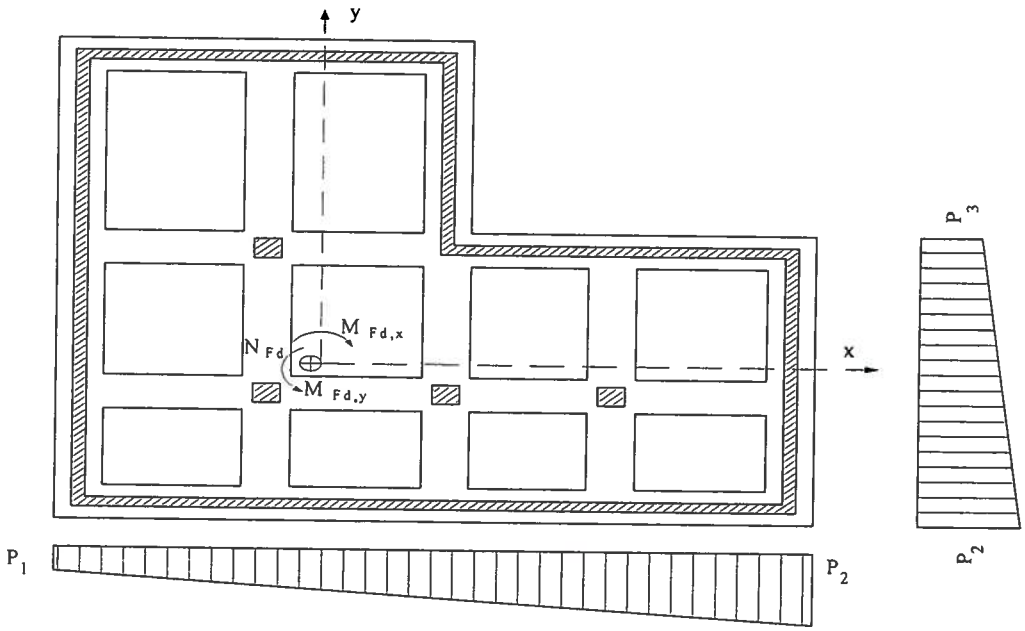
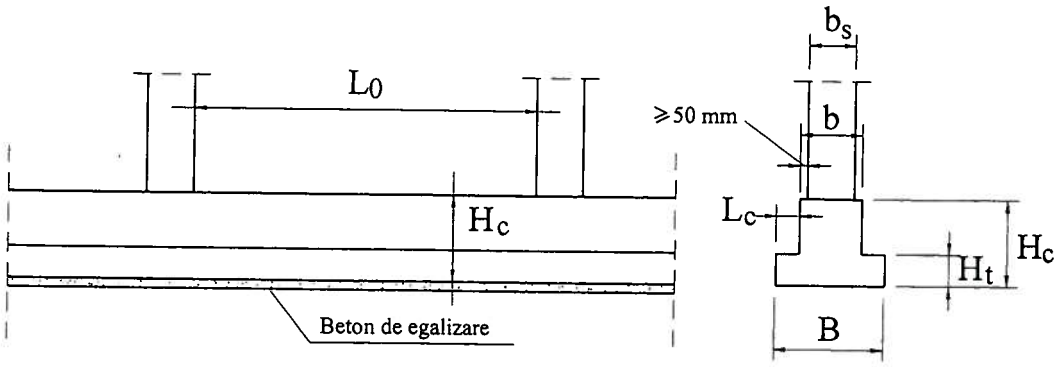


Figura II.19 – Schema pentru calculul eforturilor secţionale pentru infrastructuri rigide

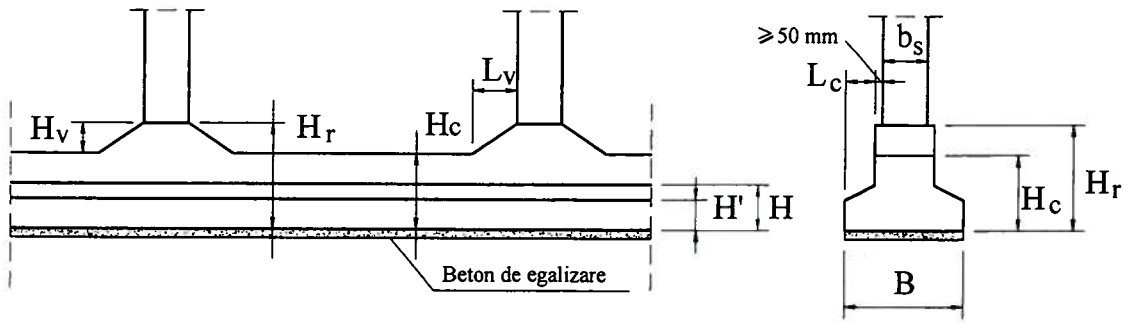
II.7.5. Fundaţii continue sub stâlpi

II.7.5.1 Secţiunea de beton

Fundaţiile continue sub stâlpi se realizează, de regulă, ca grinzi sau ca bloc de beton simplu şi cuzinet de beton armat (Figura II.20).



a)



b)

Figura II.20 – Condiţii constructive pentru grinzi de fundaţii

Pentru fundaţiile tip grindă dreaptă, înălţimea secţiunii grinzii de fundare, H_c (Figura II.20-a) se recomandă a se alege cu valori cuprinse între 1/3 ÷ 1/6 din distanţa maximă (L_0) dintre doi stâlpi succesivi, dar nu mai puţin de 500 mm. Lăţimea minimă, B, va fi de 300 mm. Dacă secţiunea grinzii nu este dreptunghiulară şi are forma din Figura II.20-a, înălţimea tălpii, H_t, se determină din condiţia:

$H_t \geq L_c$;

- în cazul grinzilor cu vute (Figura II.20-b), lungimea vutei este $L_v = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{4}\right) \cdot L_0$, iar înălţimea vutei, H_v, rezultă din condiţiile:

$$tg\alpha = \frac{H_v}{L_v} \geq \frac{1}{3} \qquad \text{(II.24)}$$

Condiţii constructive:

- $H_t \geq 300$ mm
- $H' \geq 200$ mm (pentru grinzile cu vute)
- $b_{min} = b_s + 50$ mm
- înălţimea la marginea fundaţiei (H_t sau H') se stabileşte astfel încât să fie asigurată lungimea de ancoraj a armăturilor transversale de pe talpa fundaţiei ($l_{bd} \geq 15\Phi_L$; Φ_L = diametrul barelor longitudinale)

Pentru fundaţiile cu secţiunea tip bloc şi cuzinet se adoptă condiţiile constructive pentru fundaţii izolate de la II.6.

II.7.5.2 Armarea fundaţiilor

(1) Armătura de rezistenţă din grinda de fundare rezultă din calculul secţiunilor caracteristice la moment încovoietor, forţă tăietoare şi, dacă este cazul, moment de torsiune.

În cazul structurilor flexibile (cadre) se recomandă aplicarea unor metode exacte de calcul al eforturilor, cu luarea în considerare a interacţiunii între fundaţie şi teren. Dacă grinda de fundare este rigidă (orientativ, $H_c/L_0 > 0{,}125$) se pot utiliza metode aproximative de calcul.

În Anexa J a normativului sunt prezentate metodele de calcul pentru determinarea eforturilor secţionale în lungul grinzii de fundare (M, V, T).

De regulă, se urmăreşte evitarea dezvoltării deformaţiilor plastice în grinzile de fundare în cazul acţiunilor seismice, prin ierarhizarea eforturilor de calcul.

(2) Armătura longitudinală dispusă la partea inferioară a grinzii se va distribui pe toată lăţimea tălpii, după regulile de la grinzile din suprastructură. Se pot dispune şi armături înclinate.

Coeficientul minim de armare în toate secţiunile (sus şi jos) este $\rho_{\min} = 0{,}26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru grinzi calculate în gruparea fundamentală de încărcări şi $\rho_{\min} = 0{,}50\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru grinzi calculate la acţiunea seismică, dar nu mai puţin 0,002 în toate cazurile.

Diametrul minim al armăturilor longitudinale este 14 mm.

Pe feţele laterale ale grinzii se dispun armături minim Φ=10 mm la 300 mm.

(3) Etrierii rezultă din verificarea la forţă tăietoare şi moment de torsiune.

Coeficientul minim de armarea transversală este 0,001, dar nu mai puţin de $\rho_{w,\min} = 0{,}08\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$

Diametrul minim al etrierilor este 8 mm. Dacă lăţimea grinzii este 400 mm sau mai mult se dispun etrieri dubli (cu 4 ramuri).

Armătura de rezistenţă a tălpii fundaţiei în secţiune transversală rezultă din verificarea consolelor la moment încovoietor. Dacă se respectă condiţiile privind secţiunea de beton date la II.6.1.1 (1) nu este necesară verificarea consolelor la forţă tăietoare.

Armătura minimă trebuie să respecte condiţiile date pentru etrierii grinzii.

(4) Longitudinal grinzii, în console, la partea superioară se dispune armătură constructivă (coeficient minim 0,001 din secţiunea grinzii şi 1/5 din armătura transversală a consolei).

Dacă grinda de fundare este solicitată la momente de torsiune, consolele se armează pe direcţie transversală cu etrieri, iar longitudinal se dispune armătură dimensionată corespunzător stării de solicitare.

(5) Armăturile pentru stâlpi (mustăţi) rezultă din dimensionarea cadrelor de beton armat. Mustăţile pentru stâlpi se prevăd cu etrieri formând o carcasă care să asigure poziţia corectă a acestora în timpul turnării betonului.

II.7.6. Fundaţii continue sub pereţi structurali de beton armat

(1) Consideraţii generale

Pereţii structurali de beton armat având rigiditate şi rezistenţă mare transmit infrastructurii, în gruparea seismică de încărcări, eforturi semnificative (momente încovoietoare şi forţe tăietoare) şi sunt, în general, insuficient lestaţi (forţă axială mică), astfel încât soluţia de fundaţie independentă nu poate fi utilizată decât în unele cazuri particulare.

Eforturile mari (*N*, *M*, *V*) transmise de pereţii infrastructurii pot fi preluate, în general, de fundaţii dezvoltate în plan ca o reţea de fundaţii continue, pe una sau două direcţii (Figura II.19) sau de infrastructuri cu rezistenţă şi rigiditate foarte mare, alcătuite din pereţi de beton armat, planşee şi fundaţii de tip radier considerate ca o structură spaţială.

Prin ierarhizarea rezistenţei elementelor sistemului structural (suprastructură şi infrastructură) se realizează dirijarea mecanismului de plastificare în cazul acţiunilor seismice intense. De regulă, deformaţiile plastice sunt dirijate în suprastructură, iar infrastructura este proiectată să răspundă în domeniul elastic de comportare.

(2) Secţiunea de beton

Fundaţiile continue sub pereţi (în multe cazuri conlucrând cu stâlpi) se realizează, de regulă, ca tălpi de beton armat (Figura II.21) sau ca bloc de beton simplu şi cuzinet de beton armat. Dacă pe fundaţii reazemă exclusiv pereţi de beton armat, secţiunea grinzii va respecta cerinţele pentru fundaţii izolate de la II.6.

(3) Armarea fundaţiilor

(a) Armarea transversală a tălpilor se va face cu respectarea prevederilor de la II.6 (1).

(b) Armarea longitudinală a tălpilor va respecta condiţiile de la II.7.5.2.(2)

(c) Armăturile verticale din fundaţie, pentru conectarea cu peretele de beton armat, se stabilesc din următoarele:

- verificarea la lunecare în rosturile de turnare ale betonului;
- verificarea la moment încovoietor şi forţă axială a peretelui substructurii; armătura rezultată din această condiţie nu poate depăşi aria corespunzătoare suspendării greutăţii fundaţiei;
- verificarea secţiunii de la baza peretelui la moment încovoietor determinat de presiunea pământului pe planul peretelui; în calcul se poate consideră şi efectul favorabil al forţei axiale din perete.

Calculul şi alcătuirea armăturilor vor respecta prevederile codului CR 2-1-1.1.

Armătura trebuie prelungită în fundaţie pe o lungime cel puţin egală cu l_{bd}, unde l_{bd} se determină conform SR EN 1992-1-1 şi P 100-1.

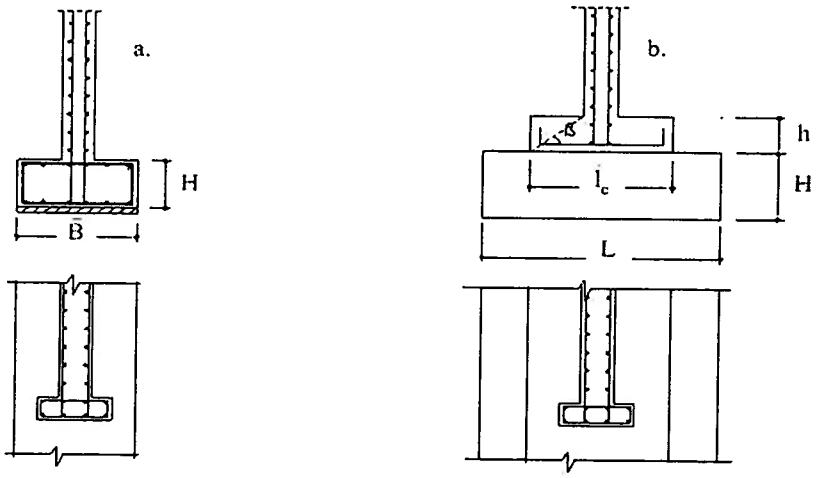


Figura II.21 – Fundaţii pentru pereţi de beton armat

II.7.7. Fundaţii continue sub pereţi structurali de zidărie

II.7.7.1 Prevederi generale de alcătuire

Conformarea fundaţiilor se diferenţiază funcţie de următoarele condiţii:

a) condiţiile geotehnice ale amplasamentului;

b) zona seismică de calcul a amplasamentului, caracterizată prin acceleraţia seismică de proiectare (a_g):

- $a_g \leq 0{,}15g$;
- $a_g > 0{,}15g$;

c) clădire cu sau fără subsol.

Fundaţiile pereţilor sunt de tip continuu; în anumite situaţii pot fi avantajoase şi fundaţiile cu descărcări pe reazeme izolate.

Fundaţiile se poziţionează, de regulă, centric şi, numai în anumite situaţii particulare, excentric faţă de pereţii pe care îi susţin.

II.7.7.2 Fundaţii la clădiri amplasate pe teren de fundare favorabil, în zone cu seismicitate $a_g \leq 0{,}15g$

(1) Fundaţii la clădiri fără subsol

Tipurile de fundaţii utilizate sunt cele prezentate în Figurile II.22 ÷ II.25.

Tipurile de fundaţii din beton simplu prezentate în Figurile II.22 şi II.23 pot fi utilizate dacă rezultatele calculelor de dimensionare permit această soluţie (vezi şi P 100-1, punctul 8.5.3.2.(2)).

Lăţimea soclului B_s sau a blocului de fundaţie B (în situaţia în care nu este prevăzut soclu) trebuie să fie mai mare decât grosimea peretelui structural b cu minim 50 mm de fiecare parte.

Aceeaşi prevedere se aplică şi pentru lăţimea blocului B faţă de lăţimea soclului B_s.

Blocul de fundaţie poate fi realizat cu una sau două trepte (Figurile II.22 ÷ II.24).

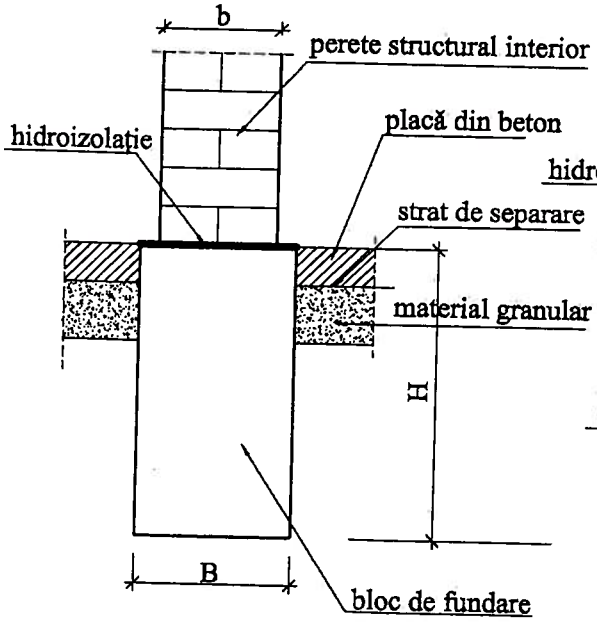


Figura II.22.a – Bloc de fundaţie din beton simplu

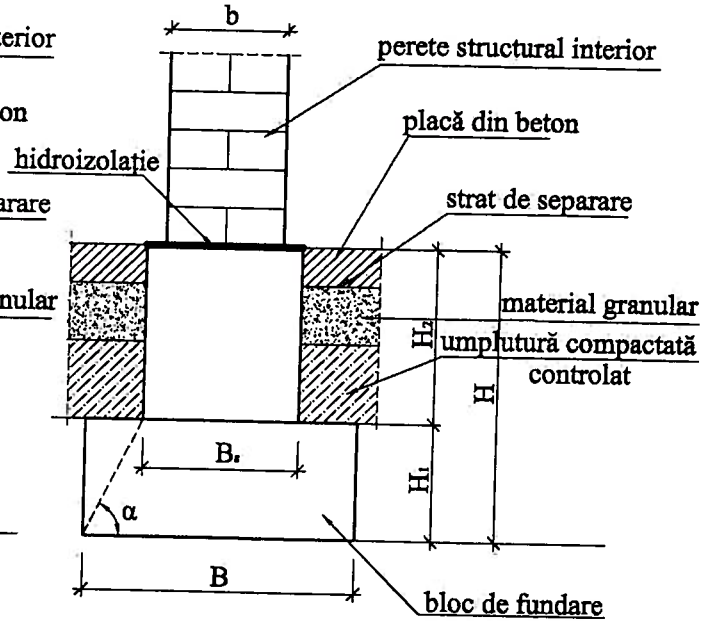


Figura II.22.b - Bloc de fundaţie şi soclu din beton simplu

Înălţimea soclului şi a treptelor blocului de fundaţie va fi de cel puţin 400 mm.

La determinarea înălţimii blocului din beton simplu se va respecta valoarea minimă tg α dată în tabelul II.4.

În cazul construcţiilor fără subsol la care adâncimea mare de fundare determină un soclu înalt, se pot introduce centuri suplimentare pe înălţimea acestuia (Figura II.25).

Pentru clădirile fără subsol se recomandă şi următoarele:

a) grosimea peretelui (sau soclului) care reazemă pe blocul de fundaţie: $B \geq b$+100 mm; ($B \geq B_s$+100 mm);

b) dimensiunile minime necesare pentru executarea săpăturilor, conform tabelului II.5.

Prin proiect se pot adopta şi soluţiile prezentate în Figurile II.27 şi II.28, dacă se consideră că starea de eforturi transmisă sistemului de fundare de către suprastructura clădirii justifică acest lucru.

Tabelul II.5

Adâncimea săpăturii *h* (m)	**Lăţimea minimă (m)**
$0{,}40 < h \leq 0{,}70$	0,40
$0{,}70 < h \leq 1{,}10$	0,45
$h > 1{,}10$	0,50

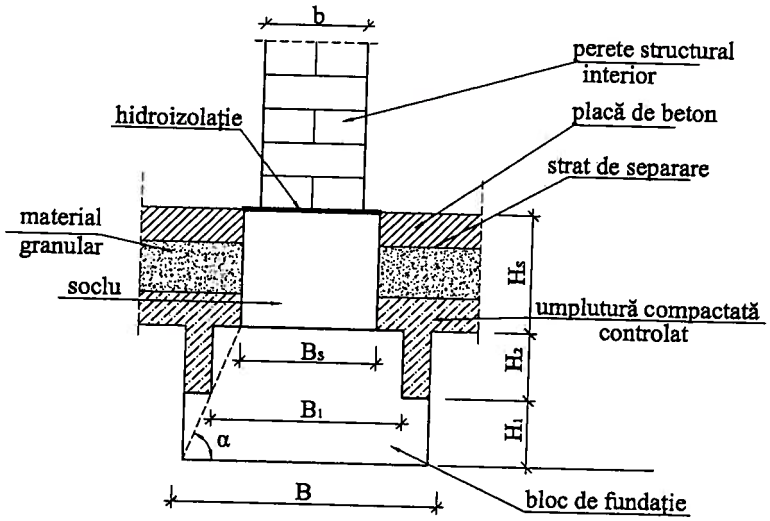


Figura II.23 - Bloc de fundaţie cu două trepte şi soclu din beton simplu

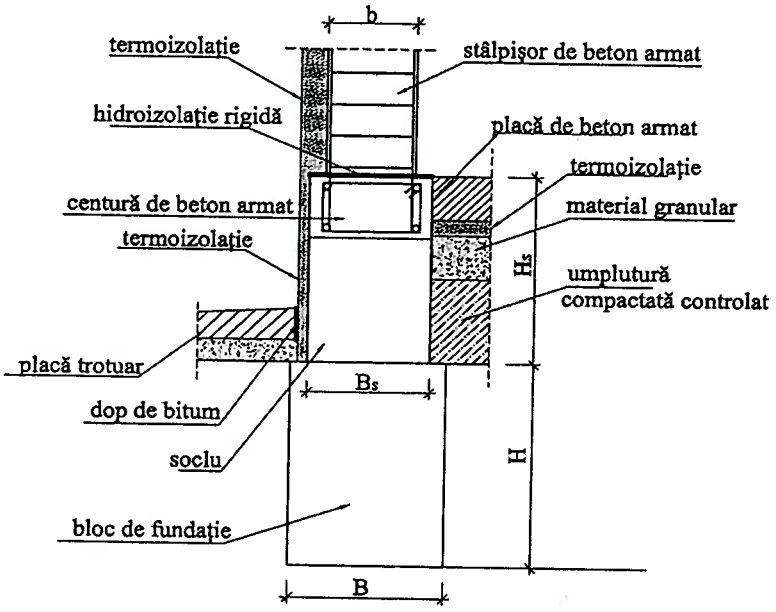


Figura II.24 - Bloc de fundaţie din beton simplu şi soclu cu centură din beton armat

(2) Fundaţii la clădiri cu subsol

Pereţii subsolului se prevăd sub pereţii structurali, pe cât posibil axaţi faţă de aceştia.

Fundaţiile pot fi din beton simplu (Figurile II.26, a şi b) sau din beton armat (Figurile II.26, c şi d).

Peretele de subsol, dacă se realizează din beton simplu, va fi prevăzut cu două centuri amplasate la nivelul planşeului peste subsol şi, respectiv, la baza peretelui (Figura. II.26); vezi şi CR 6, punctul 7.2.3.2.

Pereţii de subsol din beton armat vor respecta indicaţiile de conformare de la II.9.

Armătura verticală din stâlpişorii de beton armat ai peretelui de zidărie de la suprastructură va fi ancorată fie în centura de la baza peretelui de subsol, fie în talpa de fundaţie din beton armat.

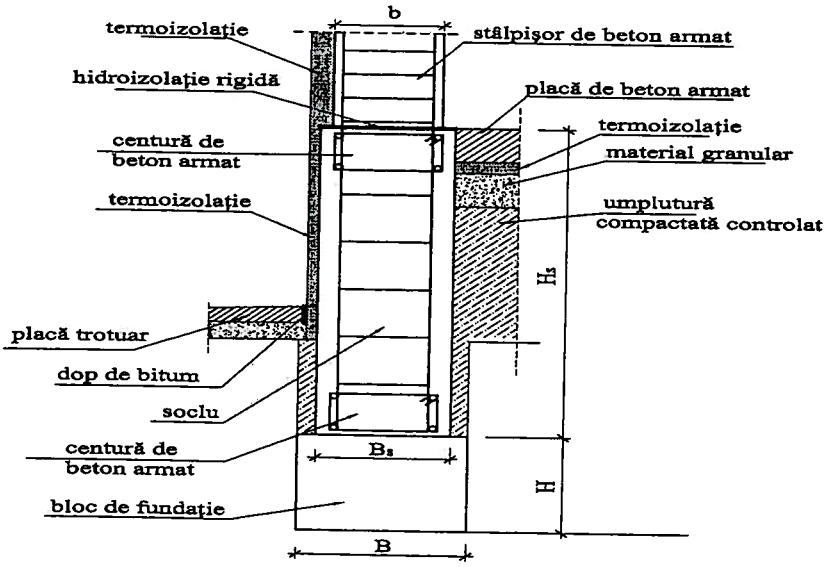


Figura II.25 - Bloc de fundaţie din beton simplu şi soclu înalt cu două centuri din beton armat

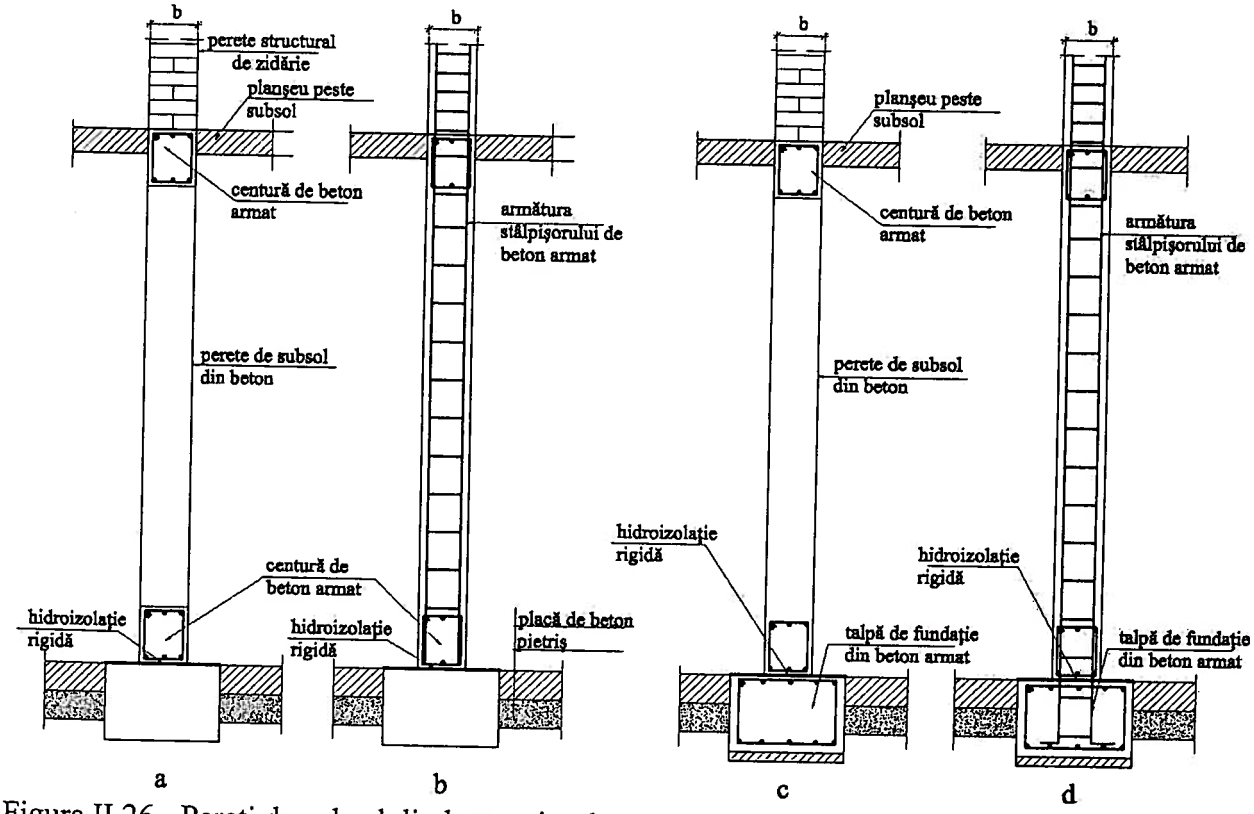


Figura II.26 - Pereţi de subsol din beton simplu cu centuri din beton armat la extremităţi, tălpi de fundaţii din beton simplu (a şi b) şi tălpi din beton armat (c şi d)

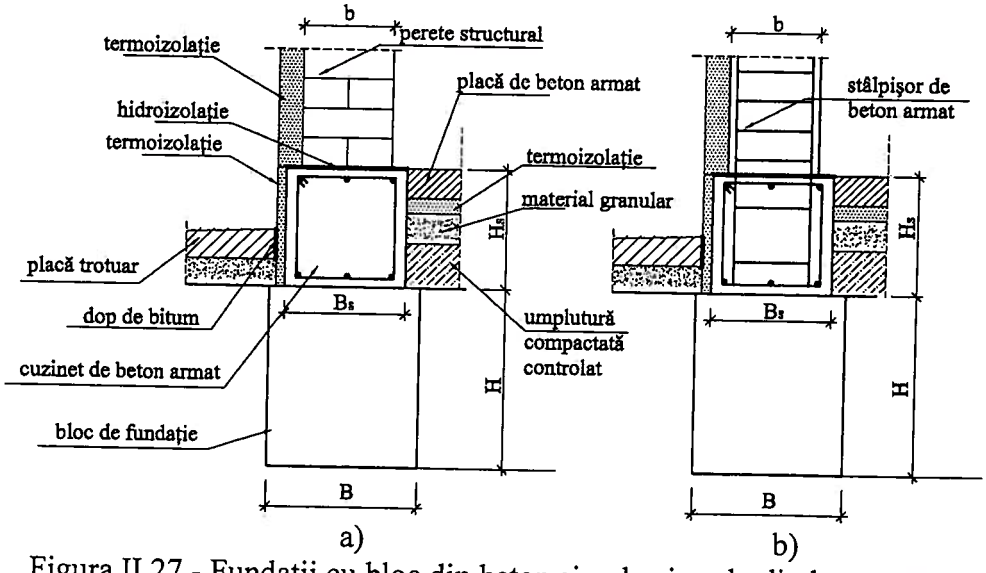


Figura II.27 - Fundaţii cu bloc din beton simplu şi soclu din beton armat

(3) Fundaţii cu descărcări pe reazeme izolate

La clădirile din clasele de importanţă III şi IV care transmit încărcări verticale reduse, se pot prevedea şi fundaţii izolate din beton simplu, legate cu grinzi din beton armat pe ambele direcţii, care sunt detaliate în figura II.30 (conform P 100-1, punctul 8.5.3.1.(2)).

II.7.7.3 Fundaţii la clădiri amplasate pe teren de fundare favorabil în zone cu seismicitate $a_g > 0{,}15$ g

(1) La clădirile fără subsol, fundaţiile se realizează sub formă de fundaţii rigide cu soclu din beton armat (Figura II.27) sau grinzi continue de beton armat (Figura II.28).

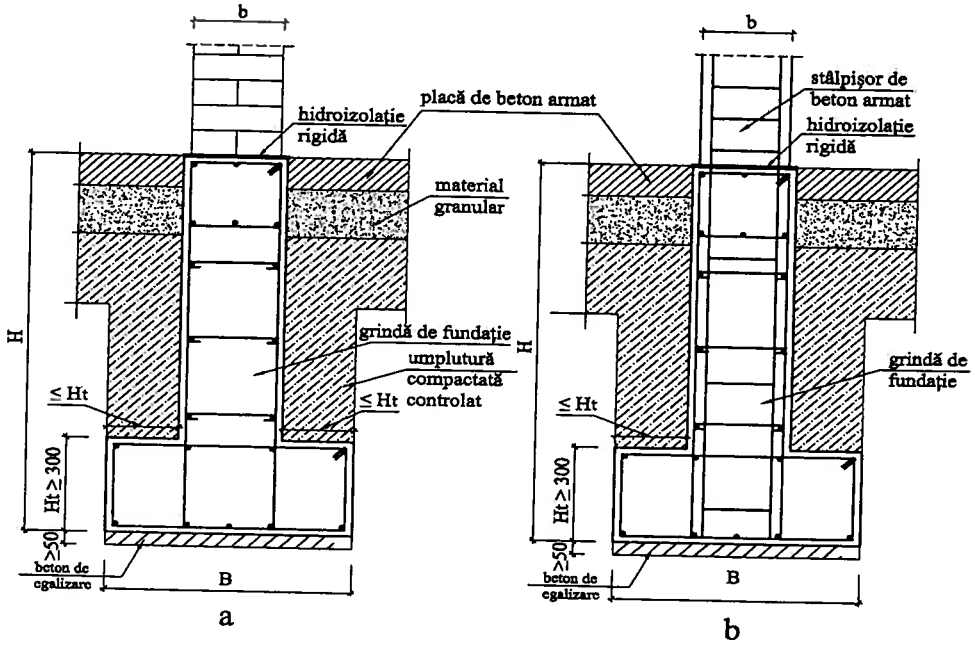


Figura II.28 - Fundaţii de tip grinzi continue din beton armat

(2) La clădirile cu subsol fundaţiile şi pereţii de subsol se realizează din beton armat (Figura II.29).

Dimensionarea secţiunii de beton şi a armăturilor se face în concordanţă cu prevederile din SR EN 1992-1-1 şi Anexa Naţională.

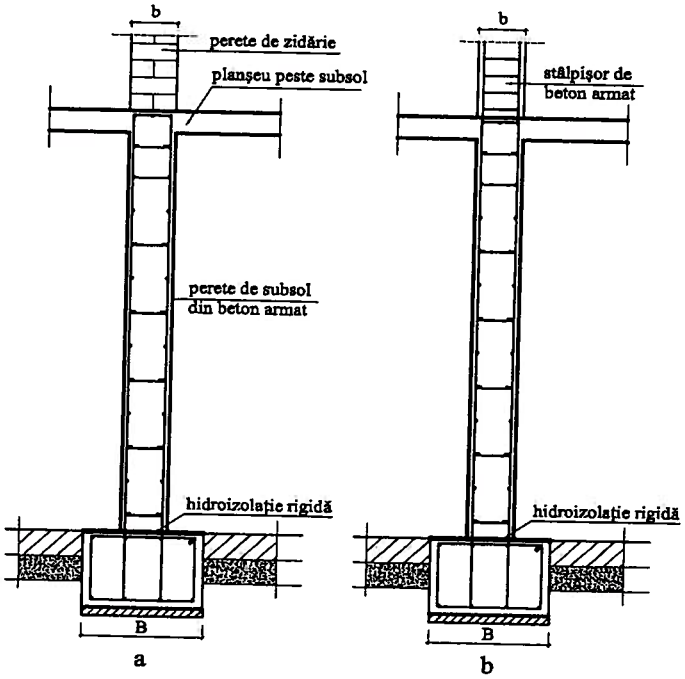


Figura II.29 - Pereţi de subsol şi tălpi de fundaţii din beton armat

II.7.7.4 Fundaţii la clădiri amplasate pe terenuri speciale

(1) Pământuri cu umflări şi contracţii mari

Cerinţele şi principiile de alcătuire, proiectare şi execuţie ale construcţiilor civile, industriale şi agrozootehnice cu sisteme de fundare directă, pe pământuri cu umflări şi contracţii mari (PUCM) sunt precizate în normativul NP 126.

(1.1) Fundaţii cu descărcări pe reazeme izolate

Fundaţiile cu descărcări pe reazeme izolate sunt folosite pentru reducerea umflării terenului prin mărirea presiunii efective pe talpa fundaţiei, până la o valoare cel puţin egală cu presiunea de umflare, dar care nu va depăşi capacitatea portantă a terenului.

Capacitatea portantă a terenului de fundare trebuie să fie suficient de mare pentru a face posibilă distanţarea raţională de-a lungul zidurilor a blocurilor de fundaţie.

Fundaţiile cu descărcări pe reazeme izolate se folosesc, de regulă, în cazul unor adâncimi de fundare mai mari decât cca. 2,0 m.

Fundaţiile cu descărcări pe reazeme izolate nu sunt indicate în cazul când sunt de aşteptat tasări inegale ale acestora. De asemenea, acestea se vor evita în regiunile cu seismicitate ridicată.

Fundaţiile cu descărcări pe reazeme izolate transmit terenului încărcările exterioare prin blocuri de fundaţie dispuse discontinuu în lungul pereţilor.

Fundaţiile cu descărcări pe reazeme izolate sunt alcătuite din:

- blocuri de beton simplu;
- grinzi de beton armat.

Reazemele izolate se dispun obligatoriu în punctele de intersecţie ale pereţilor structurali din zidărie sau în cele în care sunt concentrate încărcări importante.

Reazemele izolate dispuse în lungul pereţilor structurali din zidărie au o formă dreptunghiulară în plan.

Poziţia în plan a blocurilor de beton simplu se va alege astfel încât centrele de greutate ale bazelor lor să coincidă, pe cât posibil, cu axul peretelui.

Elementele de descărcare sunt alcătuite din grinzi de beton armat care constituie suportul zidurilor şi care transmit încărcările la reazemele izolate.

În cazul obişnuit al construcţiilor fără subsol, elementele de descărcare alcătuiesc şi soclul zidului, depăşind cu cel puţin 25 cm cota trotuarului construcţiei.

Grinzile se fac, de regulă, mai late decât zidul de deasupra cu cca. 5 cm de fiecare parte.

Grinzile se realizează, în general continue, din beton armat turnat monolit. Pentru uşurinţa execuţiei se va urmări, pe cât posibil, ca grinzile să aibă aceeaşi înălţime (Figura II.30).

Pentru asigurarea unei rigidităţi corespunzătoare se recomandă $h \geq \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{8}\right) \cdot L$.

(1.2) Măsuri constructive

În NP 126 sunt precizate măsurile constructive speciale (specifice) care trebuie să fie respectate, după caz, la fundarea pe PUCM.

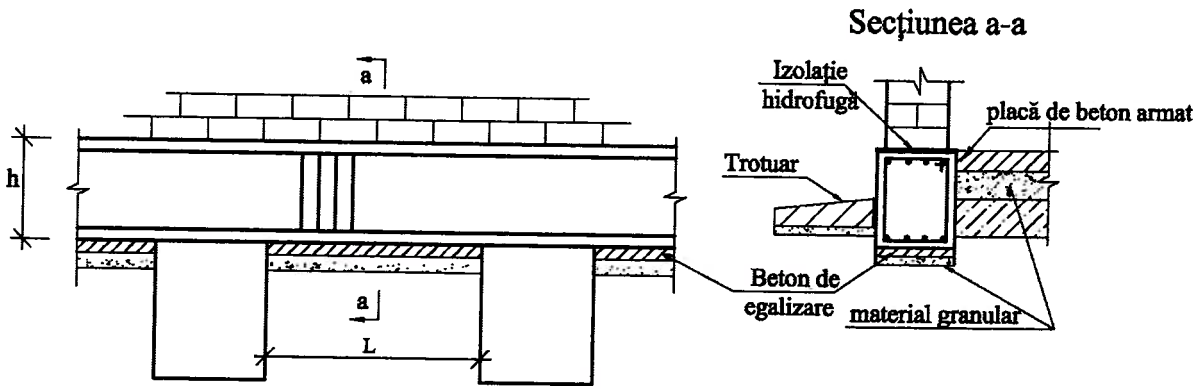


Figura II.30 - Fundaţii cu descărcări pe reazeme izolate

(2) Pământuri sensibile la umezire

Normativul NP 125 cuprinde reguli şi măsuri specifice referitoare la fundarea construcţiilor pe terenuri alcătuite din pământuri a căror structură şi comportare mecanică se modifică substanţial şi ireversibil în contact cu apa, denumite generic pământuri sensibile la umezire - PSU.
Prevederile acestui normativ se aplică la proiectarea, execuţia şi exploatarea fundaţiilor de suprafaţă amplasate pe PSU.

(2.1) Alcătuirea constructivă a fundaţiilor

Fundaţiile se realizează, după caz, conform Figurilor II.28 şi II.29.

(2.2) În NP 125 sunt precizate măsurile constructive speciale (specifice) care trebuie să fie respectate, după caz, la fundarea pe PSU.

II.7.7.5 Dimensionarea fundaţiilor

(1) Lăţimea bazei fundaţiei, *B*, se stabileşte funcţie de calculul terenului de fundare la eforturile transmise de fundaţie conform prevederilor din Partea I a prezentului normativ.

(2) Fundaţiile supuse la solicitări excentrice provin, de regulă, din poziţionarea excentrică a fundaţiei sub peretele structural, de exemplu fundaţiile zidurilor de calcan amplasate la rosturi de tasare sau seismice, sau pe limita de proprietate (Figurile II.31 şi II.32). Aceste fundaţii se dimensionează astfel încât rezultanta tuturor forţelor axiale, *N*, să se menţină în treimea mijlocie a bazei, pentru ca întreaga lăţime să fie activă la transmiterea presiunilor pe teren.

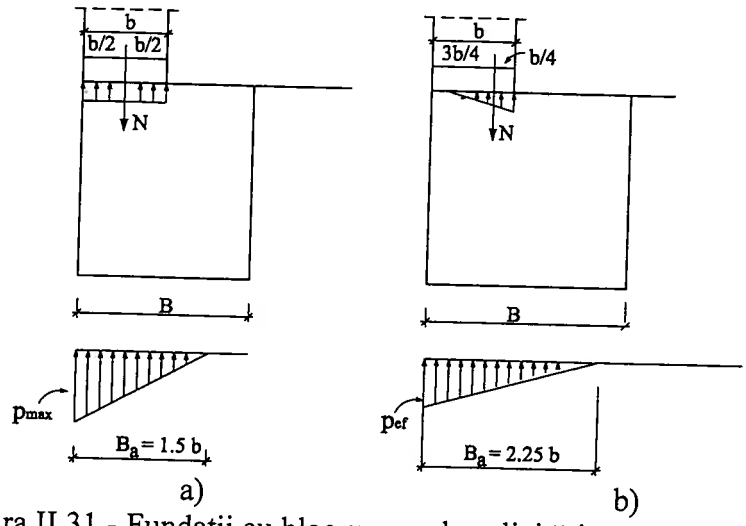


Figura II.31 - Fundaţii cu bloc supuse la solicitări excentrice

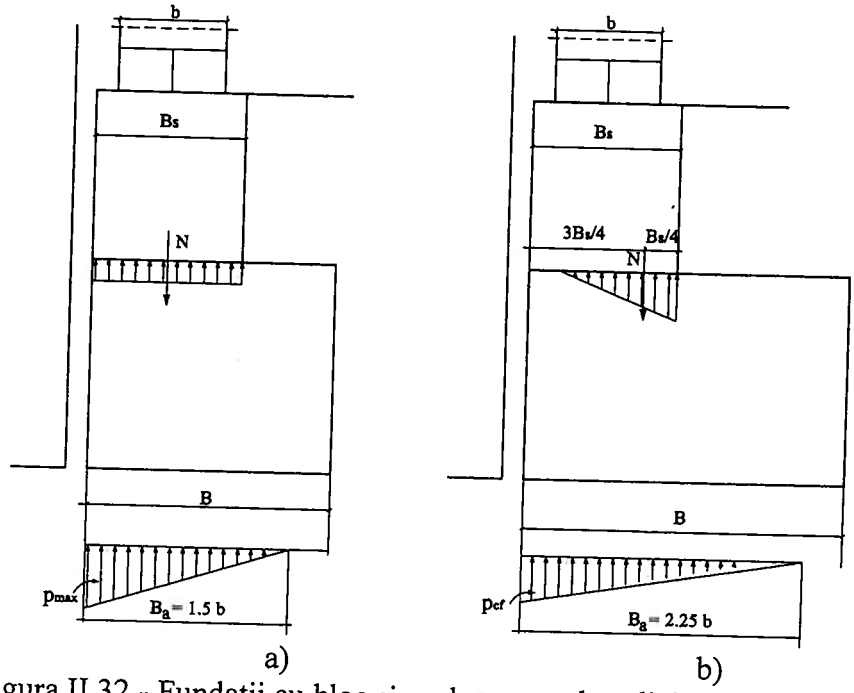


Figura II.32 - Fundaţii cu bloc şi soclu supuse la solicitări excentrice

Când acest lucru nu poate fi realizat, iar lăţimea activă $B_a = 1{,}5\ b$ (Figura II.31-a; FiguraII.32-a) nu satisface din punct de vedere al presiunilor efective acceptabile la teren, se ţine seama de efectul favorabil al deformării terenului şi a blocului de fundaţie şi se admite o lăţime activă $B_a = 2{,}25\ b$ (Figura II.31-b; FiguraII.32-b), cu următoarele condiţii:

– peretele care sprijină pe fundaţie trebuie să fie legat de construcţie la partea superioară prin placa planşeului sau centura planşeului, precum şi prin ziduri transversale, suficient de dese (recomandabil la maximum 6,0 m distanţă);

– eforturile care se dezvoltă la interfaţa dintre peretele structural şi fundaţie trebuie să nu depăşească rezistenţele unitare de proiectare ale materialelor din care sunt alcătuite aceste elemente.

(3) În cazul fundaţiilor sub pereţi cu goluri pentru uşi (Figura II.33) se verifică condiţia:

$$L_0 \le H\left(\frac{f_{ctd}}{p_{efectiv}} + \frac{2}{\operatorname{tg}\alpha}\right) \qquad \text{(II.25)}$$

unde f_{ctd} reprezintă rezistenţa unitară de proiectare la întindere a betonului din blocul fundaţiei.

Dacă relaţia (II.25) este îndeplinită, fundaţia poate prelua presiunile de pe deschiderea golului. În acest caz, fundaţia se poate realiza din beton simplu sau se poate realiza o armare minimă. În cazul în care relaţia (II.25) nu este respectată, fundaţia se calculează la încovoiere şi forţă tăietoare ca o grindă pe mediu elastic şi se realizează din beton armat.

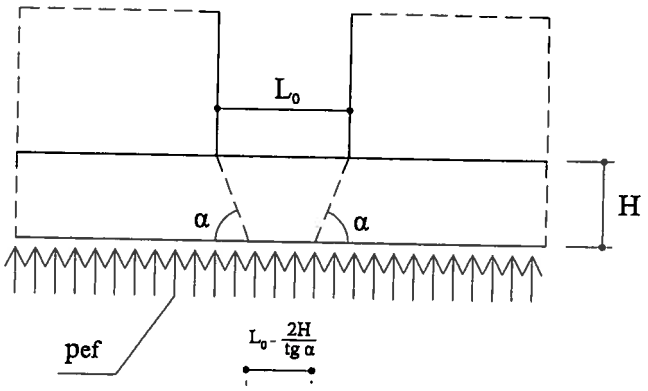


Figura II.33 - Schema de calcul pentru verificarea tălpilor de fundaţii continue realizate din beton simplu sub pereţi cu goluri pentru uşi

(4) Încărcările transmise fundaţiilor se stabilesc conform principiilor prezentate la capitolul II.4. În figura II.34 sunt reprezentate eforturile secţionale ale suprastructurii care sunt luate în considerare la dimensionarea infrastructurii.

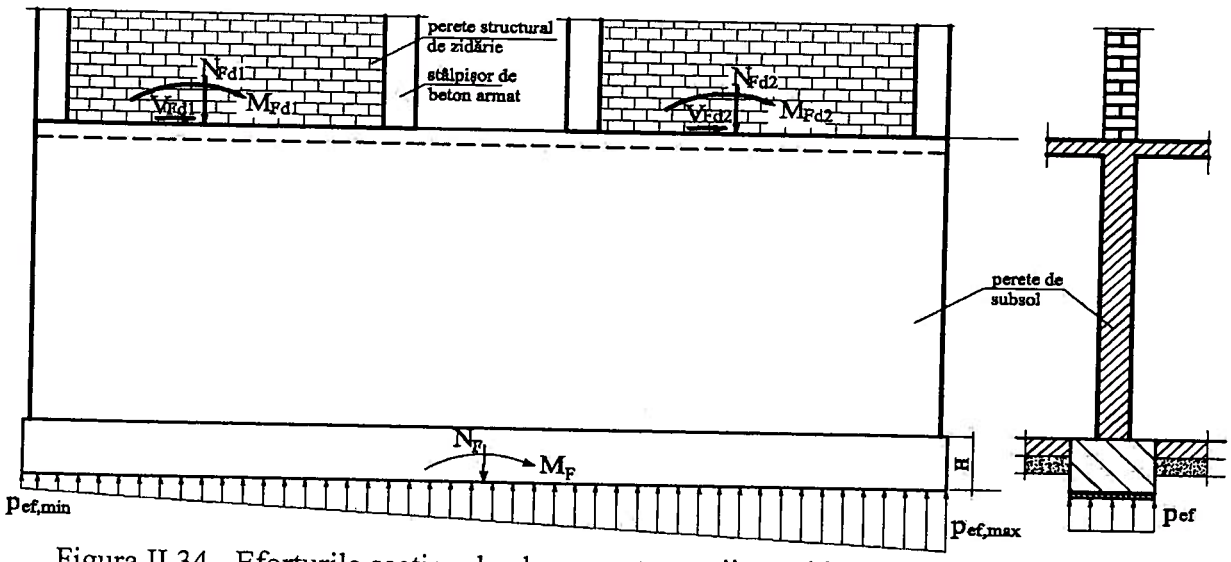


Figura II.34 - Eforturile secţionale ale suprastructurii considerate la dimensionarea infrastructurii

II.7.7.6 Soluţii de fundare la pereţi nestructurali

Pereţii nestructurali reazemă, de regulă, pe placa de beton armat realizată între soclurile fundaţiilor. Placa trebuie aşezată pe teren bun sau umpluturi compactate controlat de cel mult

0,80 m grosime. Dacă umpluturile se pot umezi (prin pierderea apei din instalaţii, etc.), grosimea maximă admisă a acestora se va limita la 0,40 m.

Soluţiile de rezemare pot fi realizate astfel:

a) dacă pereţii nestructurali transmit o încărcare de maxim 4 kN/m şi au cel mult 3 m lungime, placa se realizează de minim 100 mm grosime cu o armătură suplimentară dispusă în lungul peretelui (Figura II.35);
b) dacă pereţii nestructurali transmit o încărcare între 4÷10 kN/m şi au cel mult 3 m lungime, placa se realizează cu o îngroşare locală de minim 200 mm grosime (Figura II.36).

Armăturile suplimentare longitudinale dispuse în placă sub pereţi vor avea diametrul minim de 10 mm.

Situaţiile care nu se încadrează la punctul a) sau b) se rezolvă ca în cazul fundaţiilor pereţilor structurali (fundaţii continue sau cu rezemări izolate).

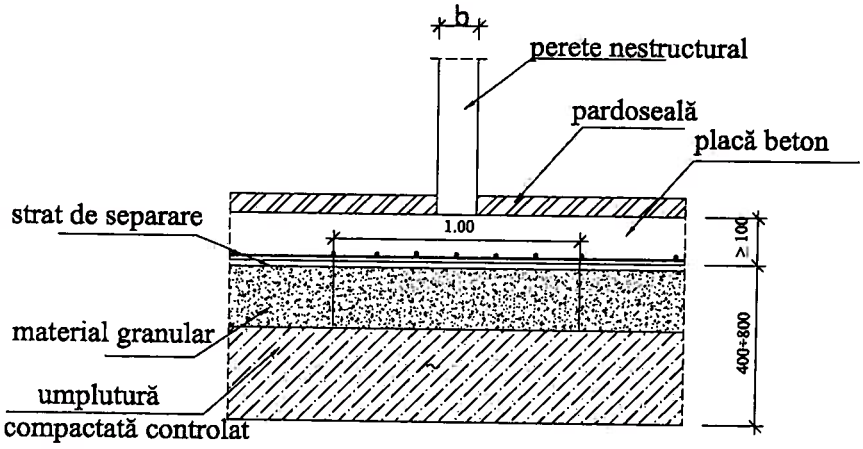


Figura II.35 - Armare suplimentară locală a plăcii pe sol pentru susţinerea unui perete nestructural

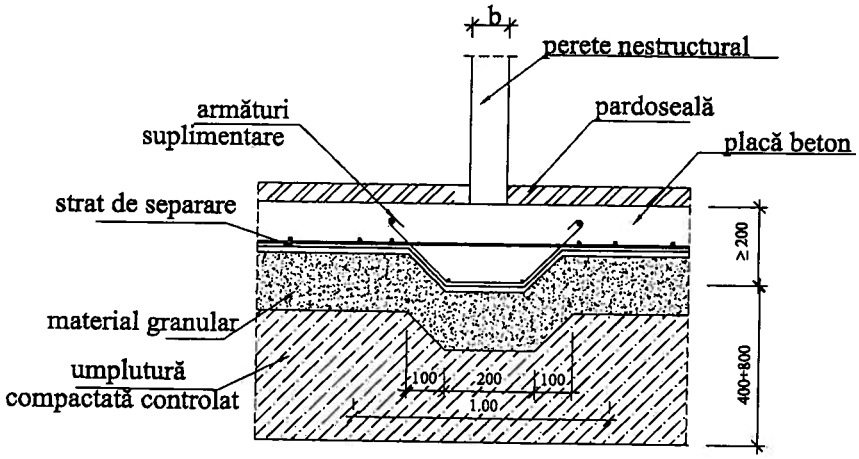


Figura II.36 - Îngroşare şi armare suplimentară a plăcii pe sol sub un perete nestructural

II.7.7.7 Racordarea în trepte a fundaţiilor având cote de fundare diferite

Racordarea în trepte a fundaţiilor este necesară în următoarele situaţii:

- amplasament pe terenuri în pantă sau cu stratificaţie înclinată;

- clădiri cu subsol parţial;
- intersecţii de fundaţii având cote de fundare diferite (exemplu: fundaţie sub perete exterior cu fundaţie sub perete interior, etc.).

Se recomandă respectarea următoarelor condiţii (Figura II.37):

- racordarea între cotele de fundare diferite să se realizeze în trepte;
- linia de pantă a treptelor să respecte condiţia tg $\alpha \leq 0{,}65$;
- înălţimea treptelor se limitează la 0,50 m în pământuri necoezive, respectiv 0,70 m în pământuri coezive;
- cota superioară a blocului de fundaţie se păstrează la acelaşi nivel pe întreaga lungime a zonei de racordare.

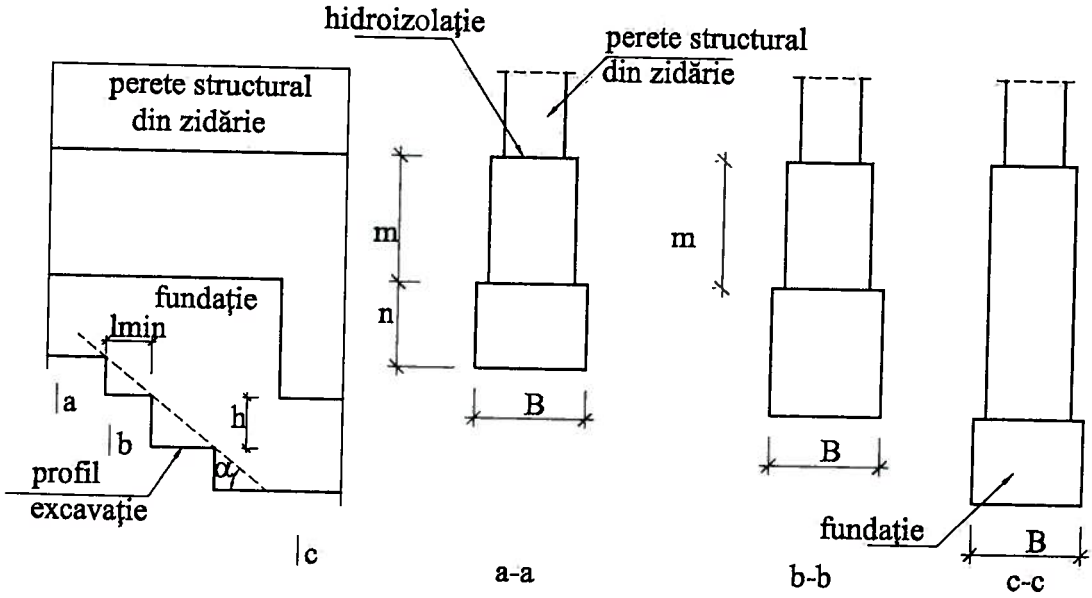


Figura II.37 - Racordarea în trepte a fundaţiilor având cote de fundare diferite

II.7.7. 8 Fundaţii la rosturi de tasare

Rosturile de tasare separă atât suprastructura, cât şi infrastructura a două tronsoane de clădire alăturate.

Lăţimea rostului între fundaţii nu va fi mai mică de 40 mm.

II.8. Proiectarea radierelor de beton armat

II.8.1. Alcătuire generală şi domeniu de aplicare

(1) Fundaţia tip radier reprezintă tipul de fundaţie directă, realizată ca un planşeu întors. Radierul poate fi extins pe toată suprafaţa construcţiei (radier general) care asigură o suprafaţă maximă de rezemare pe teren a construcţiei sau poate fi parţial, sub anumite elemente puternic solicitate ale structurii. Radierul general este soluţia de fundare recomandată în zone seismice.

(2) Radierul poate face parte, împreună cu pereţii de subsol, dintr-o infrastructură, sau poate asigura fundarea unor elemente izolate, stâlpi (de beton armat monolit sau prefabricat, metal, compoziţi sau de lemn) sau pereţi structurali (de beton armat sau de zidărie).

(3) Fundaţiile tip radier se utilizează, de regulă, în următoarele situaţii:

- terenuri cu rezistenţă scăzută care impun suprafeţe mari ale tălpii fundaţiilor;
- terenuri dificile sau neomogene, cu risc de tasări diferenţiate;
- prezenţa apei subterane impune realizarea unei cuve etanşe;
- elementele verticale (stâlpi, pereţi) sunt dispuse la distanţe mici care fac dificilă realizarea (execuţia) fundaţiilor izolate sau continue;
- radierul împreună cu elementele verticale structurale ale substructurii trebuie să realizeze o cutie rigidă şi rezistentă;
- construcţii cu înălţime mare, care transmit încărcări importante la teren.

(4) Radierul se poate realiza în diverse soluţii constructive, cum ar fi:

a) radier tip dală groasă, în care elementele verticale (stâlpi sau pereţi structurali) sunt rezemate direct pe acesta:

- radier cu grosime constantă tip dală groasă (Figura II.38);

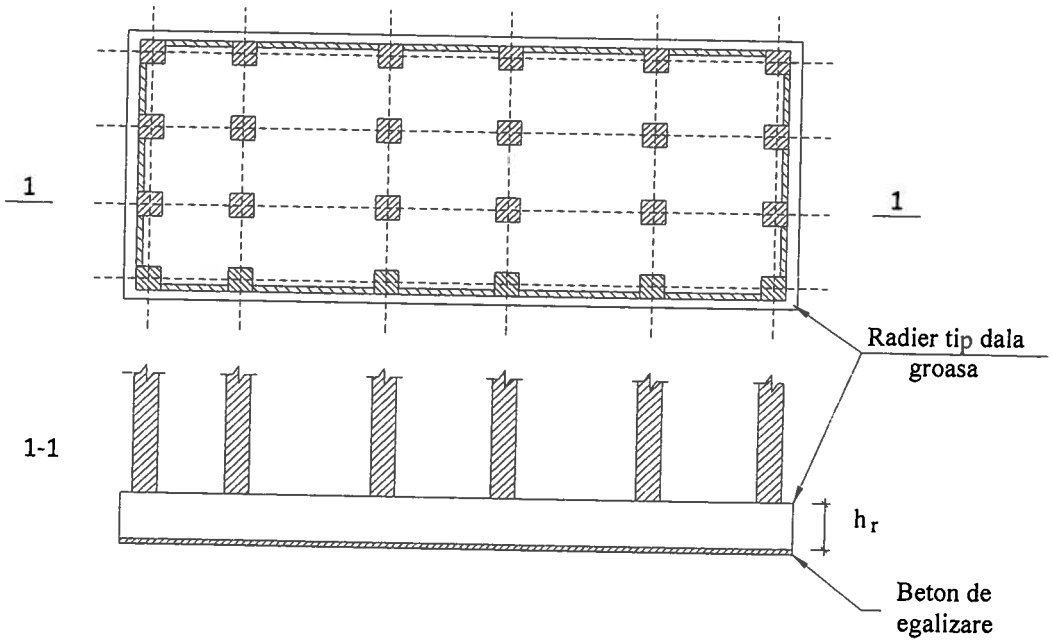


Figura II.38 – Radier cu grosime constantă tip dală groasă

- radier cu grosime variabilă (Figura II.39); soluţia poate fi adoptată în cazul unei construcţii cu pereţi structurali din beton armat care transferă eforturi secţionale importante într-o zonă centrală a acestuia;

b) radier tip planşeu ciupercă (Figura II.40);

c) radier tip placă şi grinzi (drepte sau întoarse) dispuse pe una sau două direcţii (Figura II.41); de obicei, grinzile au secţiune constantă, iar în cazul unor încărcări mari se pot realiza grinzi cu vute;

d) radier casetat alcătuit din două planşee solidarizate între ele prin intermediul unor grinzi dispuse pe două direcţii (Figura II.42).

(5) Radierul poate fi folosit şi la construcţii situate sub nivelul apei subterane. În acest caz subsolul împreună cu radierul se realizează ca o cuvă etanşă. Detaliile de alcătuire a hidroizolaţiilor pentru diverse situaţii constructive nu fac obiectul prezentului normativ.

În cazul construcţiilor situate sub nivelul apei subterane, în calcul se va ţine cont şi de subpresiunea apei.

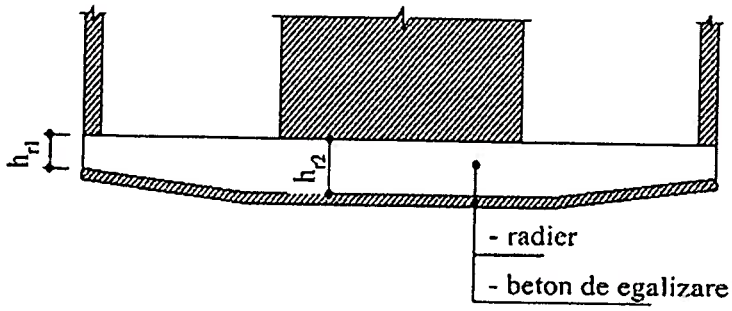


Figura II.39 – Radier cu grosime variabilă

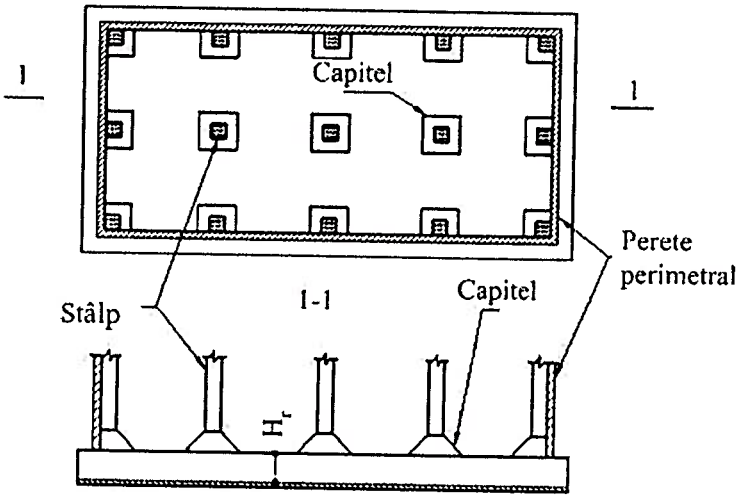


Figura II.40 – Radier tip planşeu ciupercă

(6) Suprafaţa interioară a pereţilor structurali perimetrali şi a radierului poate fi tratată cu materiale specifice pentru a asigura impermeabilitatea necesară.

II.8.2. Elemente de proiectare a radierelor

(1) Eforturile secţionale pentru proiectarea radierului se stabilesc în urma calculului infrastructurii, care poate avea grade diferite de complexitate. În cazurile curente de proiectare, când se urmăreşte ca mecanismul de plastificare al structurii în ansamblu să aibă zonele plastice localizate în suprastructură, evaluarea eforturilor de proiectare ale radierului se va face conform relaţiei (II.1) în cazul rezemării unor elemente izolate şi conform relaţiei (II.2) în cazul în care radierul face parte dintr-o infrastructură, comună mai multor elemente.

(2) Proiectarea radierelor trebuie să ţină seama de compatibilitatea deformaţiilor terenului cu cele ale elementelor structurale.

Calculul eforturilor secţionale (M, V) în secţiunile caracteristice ale radierului se efectuează, de regulă, cu programe de calcul care permit modelarea fenomenului de interacţiune fundaţie-teren.

Dacă în radier apar eforturi axiale de compresiune sau întindere ca efect al conlucrării acestuia cu substructura, la dimensionarea secţiunilor de beton şi a armăturii pentru moment încovoietor şi forţă tăietoare se va considera şi efectul acestora.

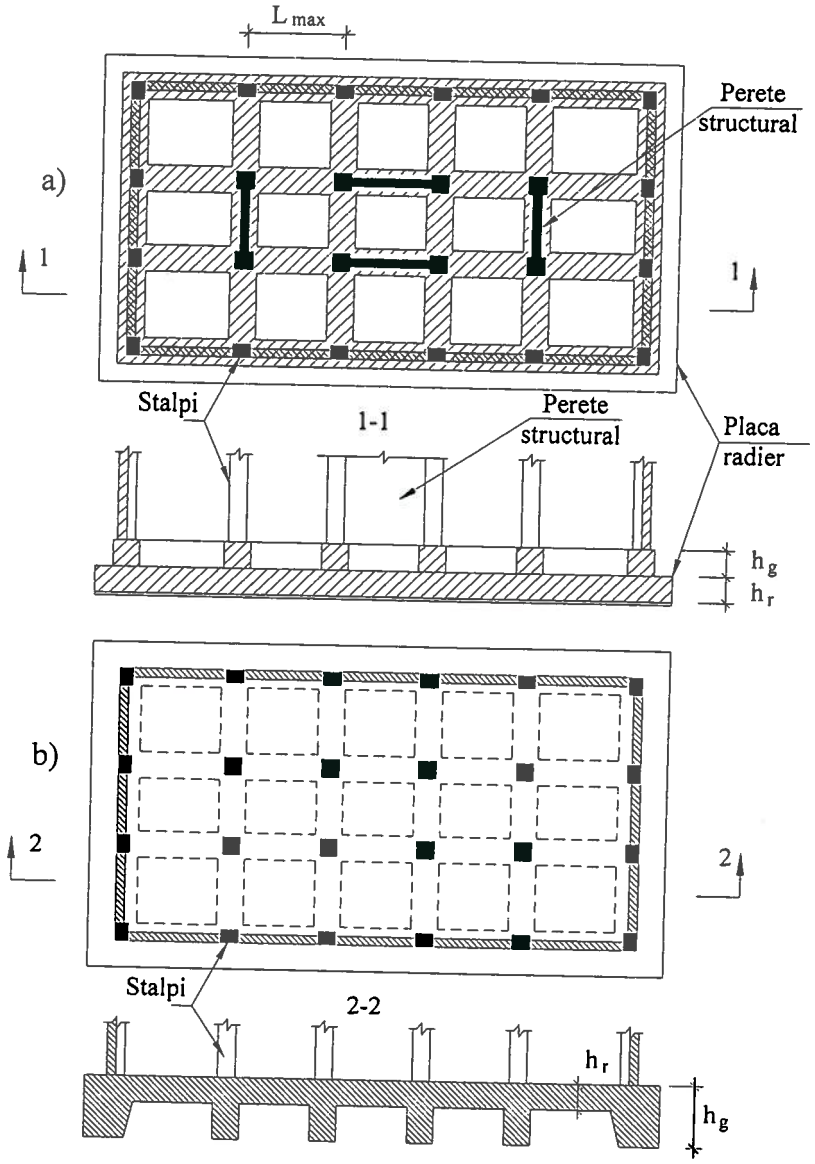


Figura II.41 – Radier tip placă şi grinzi

(3) Metodele pentru calculul eforturilor în radiere sunt date în Anexa L a prezentului normativ.

(4) Armarea radierelor

(a) Armături longitudinale. Pentru preluarea momentelor încovoietoare pozitive şi negative radierele se armează cu reţele orizontale de armătură, dispuse pe feţele plăcii. De asemenea, poate fi necesară şi o armare pe zona mediană a plăcii pentru preluarea solicitărilor din contracţie, în special atunci când radierul are grosimea mai mare sau egală cu 600 mm. Armătura intermediară pentru contracţie se dispune, astfel, încât distanţa maximă între plasele de armătură să nu depăşească 500 mm, şi se determină prin calcul.

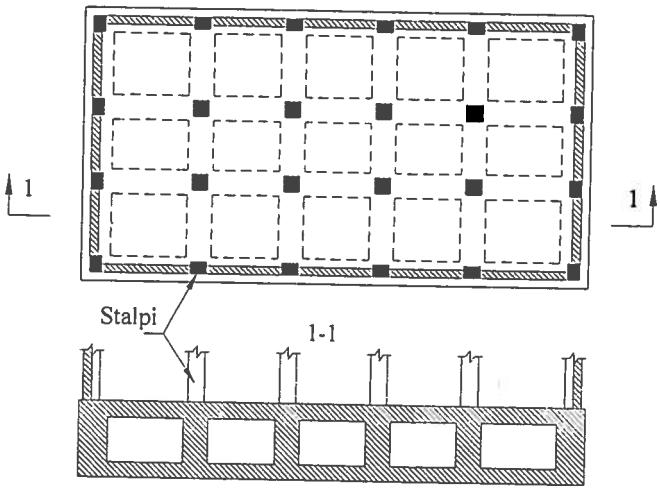


Figura II.42 – Radier casetat

(b) Armături transversale. Se prevăd armături pentru forţă tăietoare sau pentru străpungere în condiţiile în care nu se respectă relaţiile din SR EN 1992-1-1, şi anume:

- pentru calculul la forţă tăietoare:

$$v_{Fd} \leq v_{Rd,c} \tag{II.26}$$

în care lăţimea elementului se va lua egală cu un metru (1,0 m),

- pentru calculul la străpungere:

$$v_{Fd} = \beta \frac{N_{Fd}}{u_i d} \leq v_{Rd,c} \tag{II.27}$$

în care

N_{Fd} este forţa axială de străpungere în situaţia de încarcare considerată la proiectare

u_i este perimetrul conturului de calcul considerat

β coeficient care ţine seama de influenţa momentului încovoietor

d înălţimea utilă medie a dalei, care poate fi luată egală cu $(d_x + d_y)/2$, în care d_x şi d_y reprezintă înălţimile utile în direcţiile x şi y ale secţiunii de calcul

$v_{Rd,c}$ este rezistenţa betonului simplu la forţă tăietoare

Din valoarea forţei axiale de străpungere se poate scădea rezultanta presiunilor pe teren de pe aria mărginită de conturul u_i.

Daca sunt necesare armături se vor aplica prevederile de la II.6.1.1(1) pct.d) din prezentul normativ.

Armăturile transversale pot fi armături înclinate, minim trei bare $\Phi 14$ pe fiecare direcţie, sau armături verticale. Acestea se dispun conform pct. 9.4.3 din SR EN 1992-1-1.

II.8.3. Elemente constructive

(1) Grosimea minimă a radierelor se va lua 1/10 din deschiderea maximă interax, recomandabil 1/8 şi nu mai puţin de 400 mm.

(2) Este posibil ca pe anumite zone, din motive tehnologice (başe, rigole, etc.), înălţimea radierului să se reducă, micşorându-se capacitatea betonului simplu la forţă tăietoare. În acest caz se vor prevedea local etrieri şi armătură de bordaj a golurilor.

(3) În cazul în care porţiuni din radier se realizează la cote diferite, trecerea de la o cotă la alta se va face prin trepte de beton simplu respectând condiţiile pentru fundaţii cu bloc de beton simplu.

(4) Coeficienţii minimi de armare pentru placa radierului sunt 0,0020 pentru fiecare faţă şi direcţie şi 0,00075 pentru armătura intermediară. Distanţa între axele barelor se va lua între 150 mm şi 400 mm. Diametrul minim este 14 mm pentru barele reţelelor de pe cele două feţe şi minim 12 mm pentru barele intermediare.

Înnădirea barelor se face prin petrecere sau prin sudare pentru barele cu diametre mari (Φ=25÷40).

II.8.4. Rosturi de turnare şi măsuri prevăzute în proiectare referitor la rezistenţa şi tehnologia de execuţie ale radierelor

(1) Calculul efortului de lunecare *(L)* în rost (Figura II.43) se face cu relaţia:

$$L = \frac{M_1}{Z_1} - \frac{M_2}{Z_2} \qquad \text{(II.28)}$$

(2) Rosturi verticale de turnare (Figura II.43, b)

Rezistenţa la lunecare în planurile rosturilor de turnare se realizează prin armătura orizontală care traversează rostul şi prin rugozitatea feţelor rosturilor.

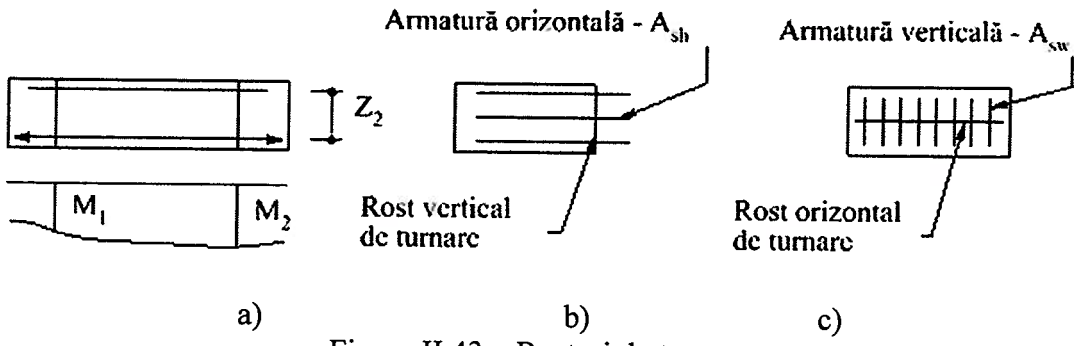


Figura II.43 – Rosturi de turnare

Pentru realizarea acestor rosturi se va utiliza tablă expandată, cofraje speciale cu amprente, etc. – conform prevederilor NE 012/2 – amplasate vertical la faţa întreruptă a elementului şi rigidizate pentru a rezista la împingerea betonului proaspăt.

Poziţionarea rosturilor de turnare va asigura împărţirea radierului în volume de beton pentru care pot fi asigurate condiţiile optime şi sigure pentru lucrările de preparare a betonului, transportul auto, turnarea şi vibrarea acestuia în vederea realizării monolitismului total, a continuităţii, precum şi pentru etanşeizarea contra infiltrării apelor freatice. Poziţia rosturilor va evita secţiunile cu solicitări maxime.

Turnarea betonului se va face continuu, în straturi orizontale de aproximativ 400 mm grosime, iar intervalul de timp între turnarea a două straturi suprapuse (pe întreaga suprafaţă a acestora) va fi mai scurt decât durata prizei celor două straturi suprapuse.

Turnarea betonului în volume prestabilite asigură consumarea, practic totală, într-un anumit interval de timp a deformaţiilor din fenomenul de exotermie (degajarea de căldură din procesul chimic de hidratare a cimentului). În acest sens, se vor respecta prevederile NE 012/2.

(3) Rosturi orizontale de turnare (Figura II.43, c).

Rezistenţa la lunecare în planurile rosturilor de betonare va fi realizată de armătura verticală care traversează rostul şi de rugozitatea feţelor rosturilor. Această armătură este constituită, de regulă, de caprele pe care reazemă plasele de armătură.

(4) Rosturi orizontale între faţa superioară a radierului şi elementul structural care reazemă pe radier. În această privinţă sunt prezentate trei situaţii:

(a) În cazul pereţilor de beton armat, armătura de conectare a radierului cu peretele substructurii (marca 1 în figura II.44) se determină conform CR 2-1-1.1 şi SR EN 1992-1-1.

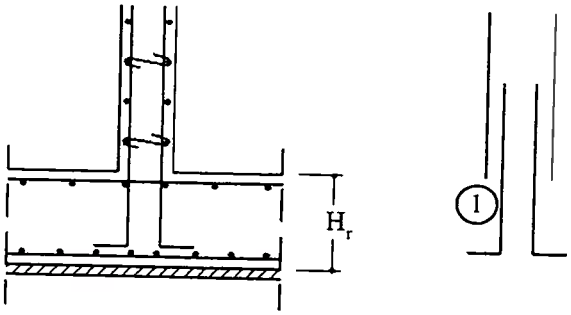


Figura II.44 – Rost orizontal între radier şi pereţi structurali de beton armat

(b) În cazul stâlpilor din oţel rezemaţi pe radier se recomandă adoptarea de detalii care evită preluarea lunecării prin forfecarea şuruburilor de ancoraj (de exemplu prin plasarea stâlpului într-o alveolă de beton simplu ca în figura II.45 şi prevederea unor elemente sudate sub placa de bază a stâlpului, sau plasarea stâlpului într-o alveolă de beton armat, caz în care consola de forfecare nu mai este necesară, sau înglobarea bazei stâlpului în radier pe o adâncime care să asigure ancorarea directă, fără a fi necesare şuruburi de ancoraj).

(c) În cazul stâlpilor de beton armat efortul de lunecare va fi preluat de mustăţile de armătură ale stâlpului.

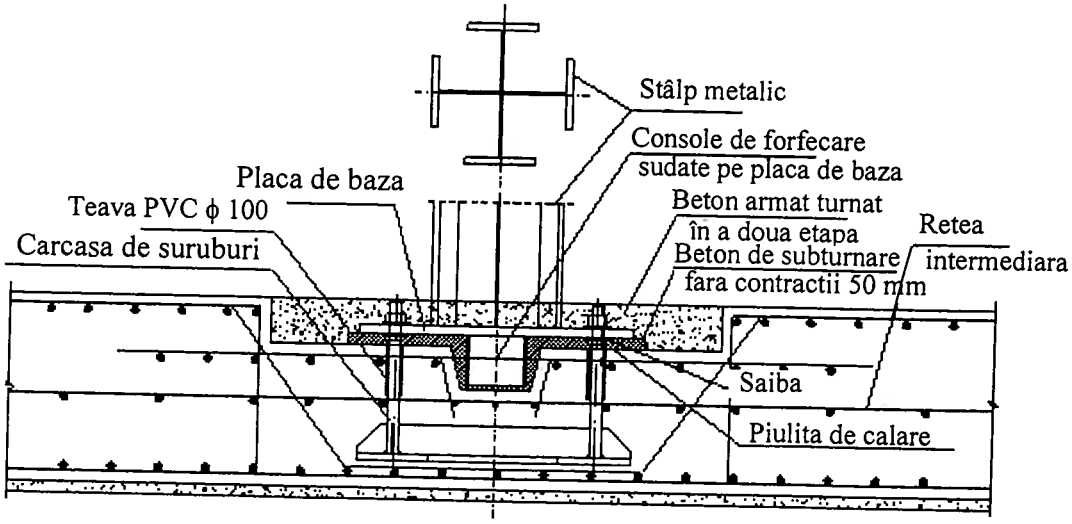


Figura II.45 – Exemplu de rost orizontal între radier şi stâlpi de oţel

(d) În cazul stâlpilor compoziţi (Figura II.46) efortul de lunecare va fi preluat de mustăţile de armătură ale stâlpului de beton. În acest caz, este recomandabilă, însă, înglobarea armăturii rigide în radier sau folosirea detaliului din Figura II.45.

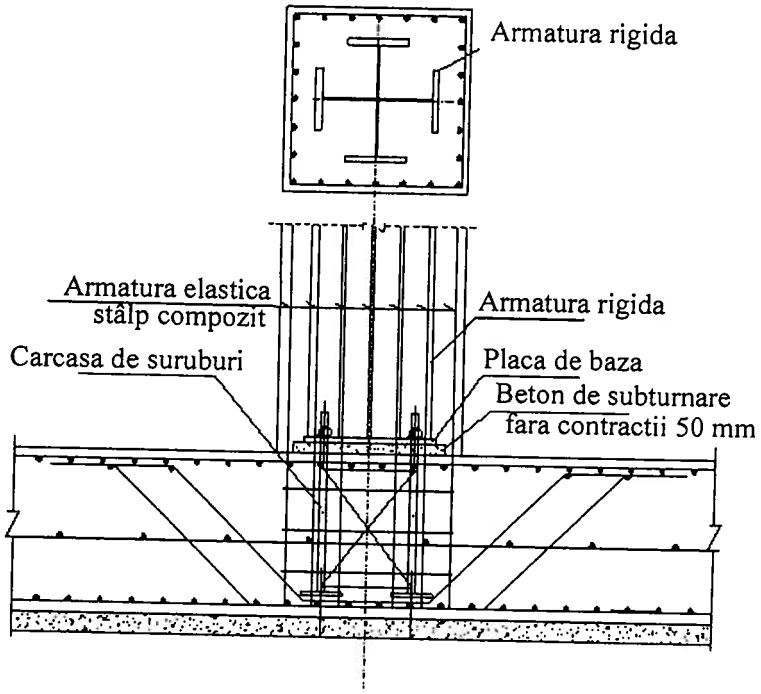


Figura II.46 – Exemplu de rost orizontal între radier şi stâlpi compoziţi

(e) În cazul stâlpilor de beton armat prefabricat se pot adopta detalii ca cele din Figura II.9 a şi b la care efortul de lunecare va fi preluat de mustăţi de armătură din radier, care asigură îmbinarea stâlpului.

II.9. Infrastructuri

II.9.1. Probleme generale

(1) Infrastructura cuprinde elementele substructurii şi fundaţiile construcţiei. Aceasta poate cuprinde, în anumite cazuri, şi niveluri situate deasupra cotei ± 0,00 (Figura II.47).

Fundaţiile de suprafată, considerate ca elemente care transmit eforturile la terenul de fundare, sunt tratate la II.3 ÷ II.8. Prevederile privind fundaţiile, prezentate în continuare, consideră efectele determinate de conlucrarea acestora în ansamblul infrastructurii.

(2) Clasificarea infrastructurilor după modul de comportare la acţiuni seismice

a) Infrastructuri cu comportare elastică, la construcţiile proiectate să dezvolte deformaţii plastice în cazul acţiunilor seismice exclusiv în suprastructură (Figura II.48). În acest caz rezistenţa infrastructurii este calibrată cu eforturile transmise de mecanismul de plastificare din suprastructură (care pot fi determinate simplificat conform II.4.2.(7)). În figura II.48 forţele F_h şi F_b reprezintă particularizarea efectelor acţiunii seismice E_{Fd}, respectiv $E_{F,E}$, din relaţia (II.2). Deşi infrastructura este proiectată să lucreze în domeniul elastic, întrucât răspunsul seismic al fundaţiilor prezintă un grad de incertitudine mai mare decât în cazul suprastructurii, se recomandă ca la proiectare să se prevadă măsuri pentru a asigura elementelor infrastructurii o capacitate minimă de deformare în domeniul postelastic.

Adoptarea regulilor constructive date în P 100-1 pentru structurile cu ductilitate medie (DCM) este una dintre soluţiile recomandabile.

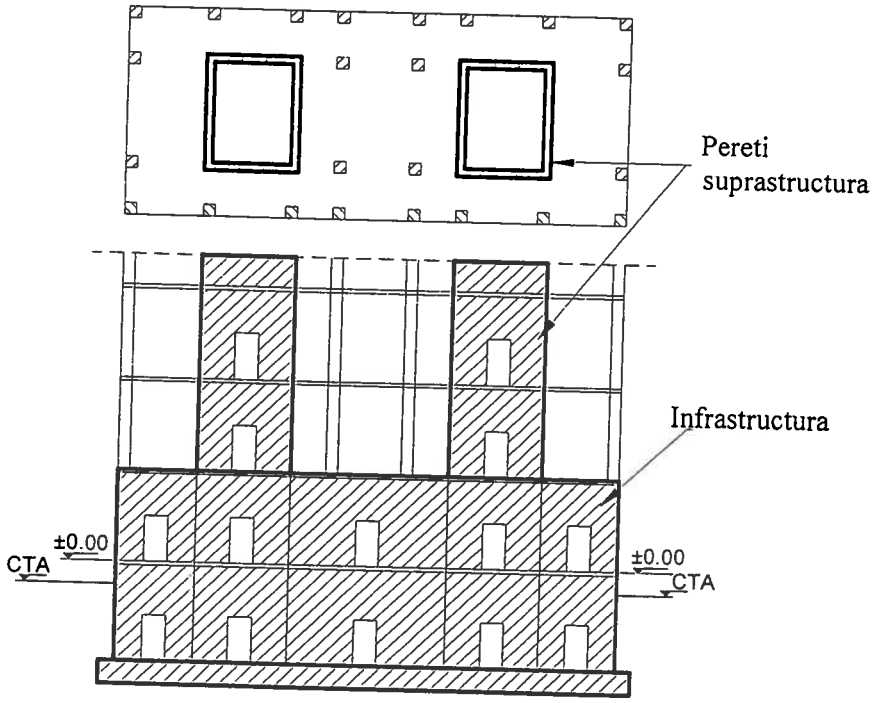


Figura II.47 – Exemplu de infrastructură care se întinde şi deasupra cotei ± 0,00

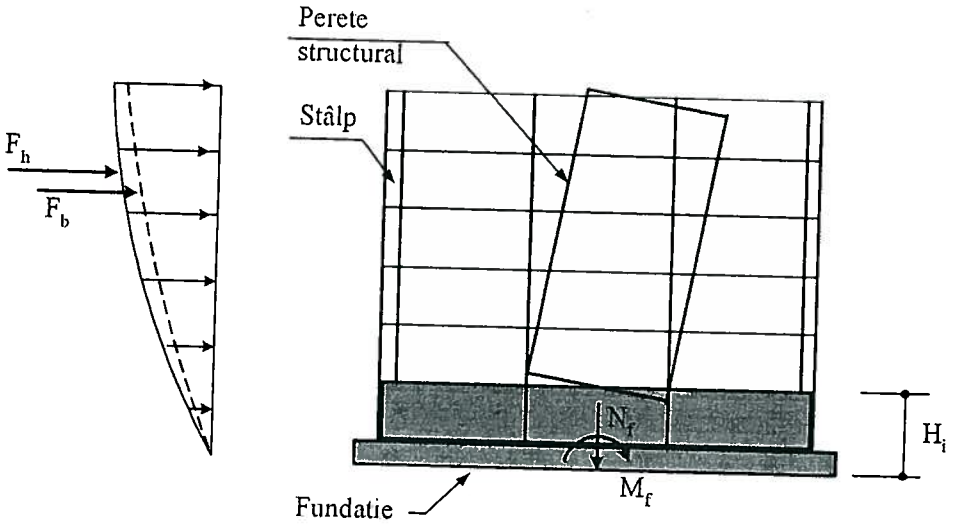


Figura II.48 – Infrastructură cu comportare elastică

b) Infrastructuri ductile la construcţiile în care, prin ierahizarea capacităţilor de rezistenţă, deformaţiile plastice se dezvoltă şi în substructură (Figura II.49). Zonele potenţial plastice ale infrastructurii se proiectează, astfel, încât să prezinte o comportare favorabilă în domeniul postelastic (deformaţii mari fără degradare de rezistenţă, etc.). Zonele de intersecţie între elementele verticale şi grinzile de fundare sau pereţii de subsol se tratează conform paragrafului 5.8.2 din P 100-1.

La acţiuni gravitaţionale nu se admite ca rezistenţa terenului de fundare, a fundaţiilor şi a elementelor substructurii să fie degradată, adică să fie micşorată ca urmare a deformaţiilor plastice dezvoltate în infrastructura ductilă.

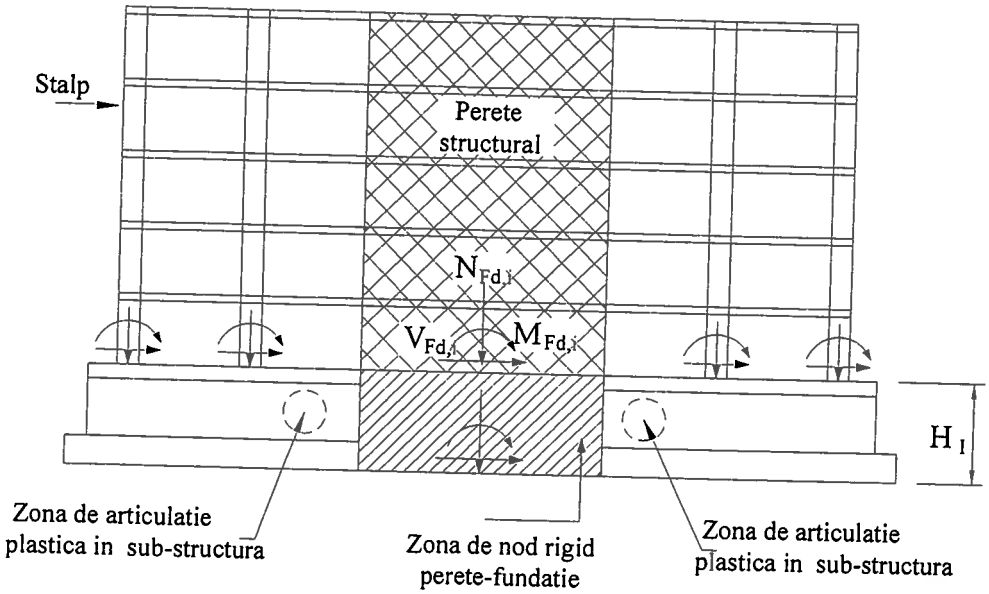


Figura II.49 - Infrastructură ductilă

Mecanismele de disipare a energiei induse de cutremur, bazate pe dezvoltarea de articulaţii plastice în elementele infrastructurii, vor fi adoptate doar cazul în care conduc la comportări structurale avantajoase.

c) Infrastructuri cu comportare elastică, care se pot roti pe terenul de fundare, eventual cu plastificarea terenului. Această soluţie este indicată în situaţiile în care nu sunt necesare armături verticale la baza pereţilor pentru preluarea momentelor de răsturnare (de exemplu la clădiri cu pereţi deşi de beton armat cu puţine niveluri, la clădiri cu pereţi de zidărie simplă) sau atunci când în suprastructură nu se poate dezvolta un mecanism plastic (silozuri, rezervoare, etc.).

(3) Prevederile privind condiţiile de solicitare a terenului de fundare sunt date în Partea I a prezentului normativ.

II.9.2 Tipuri de infrastructuri

În prezentul paragraf se prezintă, cu caracter exemplificativ, câteva din tipurile caracteristice de soluţii de infrastructură cu fundare directă.

II.9.2.1 Infrastructuri alcătuite doar din fundaţii

(1) Fundaţii izolate pentru stâlpi sau pereţi individuali de zidărie sau beton armat (vezi II.6). Fundaţiile vor avea dimensiunile necesare pentru transmiterea la teren a eforturilor de la baza elementelor suprastructurii, conform II.4.2.

(2) Fundaţii comune pentru mai mulţi stâlpi sau pereţi structurali de zidărie sau de beton armat (vezi II.7). Fundaţiile vor fi alcătuite ca grinzi sau reţele de grinzi. În funcţie de scopul propus, proiectarea va urmări evitarea deformaţiilor plastice în grinzi, sau dimpotrivă, aceste elemente se vor proiecta ca disipatori de energie.

II.9.2.2. Infrastructuri alcătuite din unul sau mai multe subsoluri şi din fundaţii

(1) Infrastructuri care realizează un efect de încastrare (efect de „menghină") al elementelor verticale prin intermediul planşeului peste subsol. Acest tip de infrastructură rezultă atunci

când, din condiţii de funcţionalitate a subsolului, elementul vertical din suprastructură se continuă cu aceeaşi secţiune şi în infrastructură, dar în infrastructură există alţi pereţi, de regulă perimetrali. Probleme specifice acestui tip de infrastructură sunt tratate la II.9.6.

(2) Infrastructuri alcătuite ca o cutie închisă. Cutia este realizată de ansamblul pereţilor de subsol, de contur şi intermediari şi de diafragmele orizontale constituite din planşeele subsolurilor şi de placa de la nivelul terenului, proiectată, de regulă, ca radier general. Acest tip de infrastructură trebuie să fie suficient de rezistent şi rigid pentru a asigura condiţia de încastrare a elementelor verticale ale suprastructurii la nivelul planşeului peste primul subsol.

II.9.3. Determinarea eforturilor pentru calculul infrastructurii

Eforturile transmise infrastructurilor se stabilesc conform prevederilor de la II.4.

II.9.4. Precizări privind calculul eforturilor în elementele infrastructurii

(1) Eforturile în elementele infrastructurii construcţiilor se determină pentru încărcările precizate la II.9.3 ţinând seama de interacţiunea cu terenul de fundare şi terenul înconjurător.

(2) La proiectarea infrastructurilor se vor considera şi eforturile care apar în faze intermediare de execuţie a construcţiei (Figura II.50). Se recomandă ca, prin măsuri adecvate de etapizare a execuţiei şi pentru alte cazuri precizate în proiect, solicitările infrastructurii în fazele intermediare să fie inferioare solicitărilor rezultate din calculul ansamblului construcţiei.

(3) Atunci când condiţiile de exploatare ale construcţiei, condiţiile de teren de fundare, tasările diferenţiale, etc. determină şi alte situaţii de încărcare semnificative, acestea vor fi luate în considerare la proiectarea elementelor structurale.

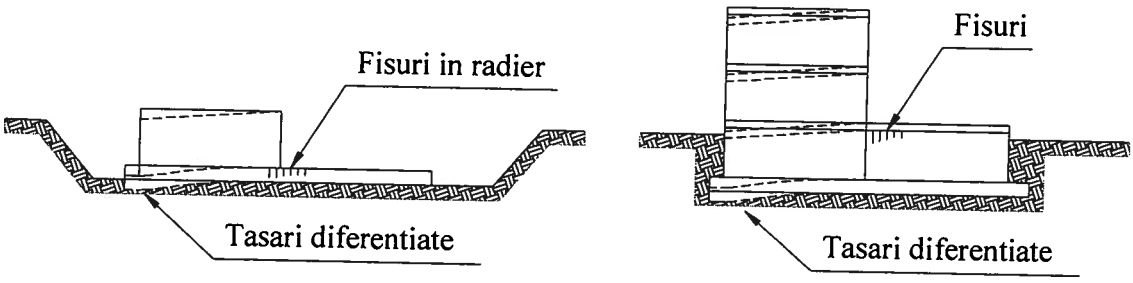


Figura II.50 – Eforturi din tasări în diferite etape ale execuţiei

(4) Modelarea pentru calcul a infrastructurii

Modelarea pentru un calcul riguros implică considerarea ansamblului spaţial suprastructură, infrastructură şi teren de fundare, cu proprietăţi definite prin legi constitutive, cât mai apropiate de comportarea reală a celor trei componente. Acţiunile seimice vor fi modelate fie prin forţe orizontale de proiectare, fie prin intermediul accelerogramelor.

Pentru un calcul simplificat sunt recomandate următoarele modelări ale infrastructurii:

- infrastructurile alcătuite din pereţi de beton armat, planşeu/planşee şi fundaţii tip radier general se pot modela, în ansamblu, prin metoda elementelor finite, calculul fiind abordabil cu programe specializate; terenul de fundare se poate modela ca un mediu elastic tip Winkler;
- infrastructurile alcătuite din pereţi de beton armat, planşeu peste subsol şi fundaţii continue sub pereţi se pot modela ca un sistem de grinzi de fundare rezemate pe mediu elastic tip Winkler;

- infrastructurile alcătuite din grinzi de fundare şi fundaţii izolate pot fi modelate în calcul ca un sistem de bare cu reazeme elastice (încastrări parţiale).

(5) Modelarea terenului de fundare pentru calcul infrastructurilor

Terenul de fundare va fi modelat pentru calcul conform prevederilor din Partea I a prezentului normativ.

II.9.5. Dimensionarea elementelor infrastructurii

Elementele de beton armat ale infrastructurilor se dimensionează în concordanţă cu prevederile generale din SR EN 1992-1-1 şi Anexa Naţională.

II.9.5.1 Verificarea planşeelor

(1) Planşeele care conlucrează în ansamblul infrastructurilor sunt solicitate cu încărcări semnificative în planul lor (comportare specifică de diafragmă orizontală) şi cu încărcări normale pe plan (comportare de planşeu).

(2) Diafragmele orizontale se verifică şi la eforturile locale în zonele de intersecţie cu elementele structurale verticale (vezi II.9.5.3.(2)).

În calcul se va considera efectul combinat al solicitărilor specifice planşeelor şi al diafragmelor orizontale.

Armăturile de centură se dimensionează considerând valoarea maximă a forţei tăietoare din pereţii structurali (Figura II.51).

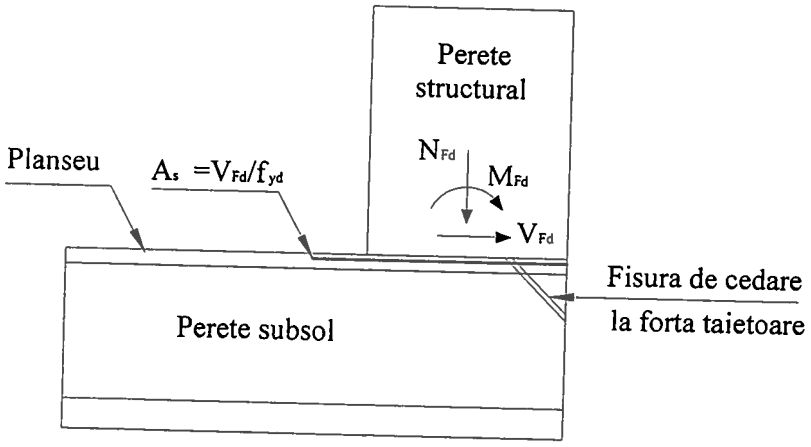


Figura II.51 – Determinarea armăturii de centură la baza pereţilor

II.9.5.2 Verificarea pereţilor

(1) La verificarea pereţilor se vor considera efectele încărcărilor aplicate direct acestora (împingerea pământului, presiunea apelor subterane, etc.), precum şi solicitările determinate de participarea la preluarea eforturilor infrastructurii.

Calculul secţiunilor de beton va respecta prevederile din CR 2-1-1.1.

(2) Pereţii se vor calcula ca grinzi pereţi în situaţiile în care comportarea pereţilor infrastructurilor este asimilabilă acestora.

II.9.5.3 Verificarea pereţilor în zonele de discontinuitate

(1) Intersecţii de pereţi structurali ai infrastructurii cu rezemări indirecte

Intersecţiile de pereţi cu formă în plan *L*, *T*, etc., de regulă fără elemente verticale încărcate axial, pot realiza rezemări indirecte care impun şi verificări ale armăturilor de suspendare.

Reacţiunea maximă transmisă prin intersecţia de pereţi determină armătura de suspendare necesară (Figura II.52).

Aria de armătură de suspendare A_s este:

$$A_s = \frac{V_{Fd}}{f_{yd}} \qquad \text{(II.29)}$$

unde:

V_{Fd} - forţa tăietoare transmisă între pereţi cu planuri mediane intersectate

f_{yd} - rezistenţa de calcul a armăturii de suspendare.

Armătura de suspendare se ancorează în zona de dezvoltare a diagonalelor comprimate din beton. Secţiunea de beton a pereţilor se verifică similar ca secţiunile curente.

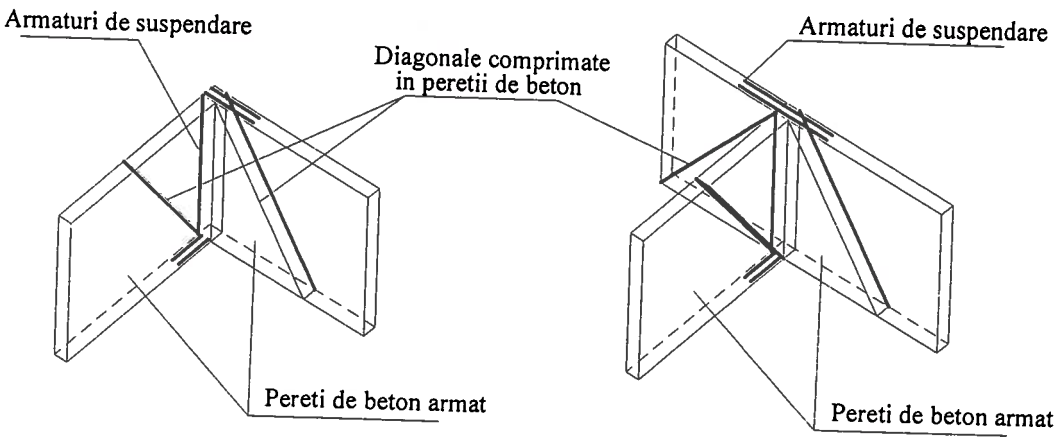


Figura II.52 – Scheme pentru determinarea armăturii de suspendare din intersecţii de pereţi

(2) Intersecţii de pereţi şi planşee la infrastructuri (secţiuni prefisurate)

Verificarea intersecţiilor dintre pereţi şi planşee la forţă tăietoare se va realiza la forţa de lunecare maximă transmisă prin rostul de turnare, considerat ca secţiune prefisurată. Forţa de lunecare rezultă din verificarea ansamblului infrastructurii (pereţi, planşee, fundaţii) la încovoiere cu forţă tăietoare (Figura II.53).

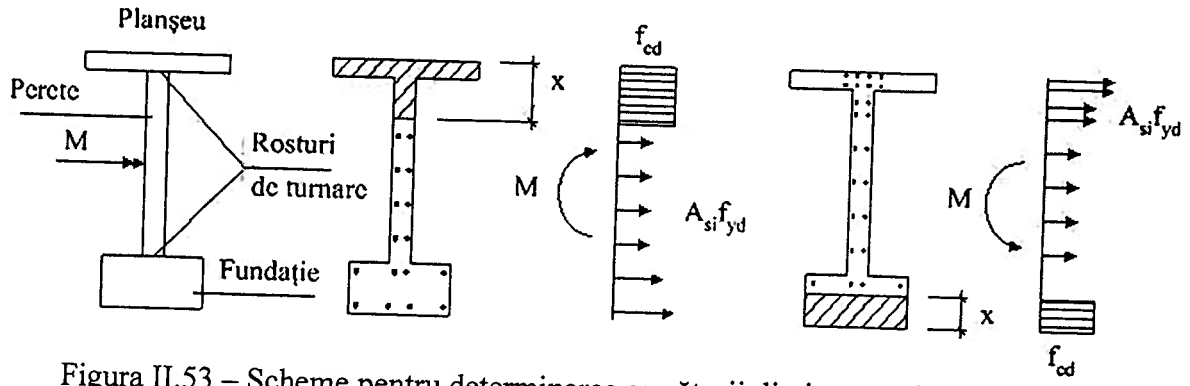


Figura II.53 – Scheme pentru determinarea armăturii din intersecţia perete-planşeu

Forţa de lunecare unitară se poate aproxima ca fiind constantă între secţiunea de moment încovoietor maxim şi secţiunea de moment nul sau secţiunile de aplicare a forţelor concentrate semnificative.

(3) Verificarea fundaţiilor

La verificarea fundaţiilor se vor considera eforturile secţionale (moment încovoietor, forţă tăietoare, moment de torsiune şi forţă axială) determinate de participarea acestora la infrastructură şi de transmiterea încărcărilor la terenul de fundare.

Verificarea secţiunilor de beton şi armătură se face conform prevederilor din SR EN 1992-1-1 şi Anexa Naţională.

II.9.6. Transmiterea eforturilor la infrastructură prin intermediul planşeelor - "efectul de menghină"

II.9.6.1 Prevederi generale

(1) Transmiterea eforturilor (*M*, *V*) la infrastructură se realizează prin efect de menghină dacă elementele verticale ale suprastructurii, care transmit forţele orizontale, intersectează cel puţin două planşee ale infrastructurii, rigide şi rezistente, cu deplasări neglijabile în plan orizontal (Figura II.54 a şi b).

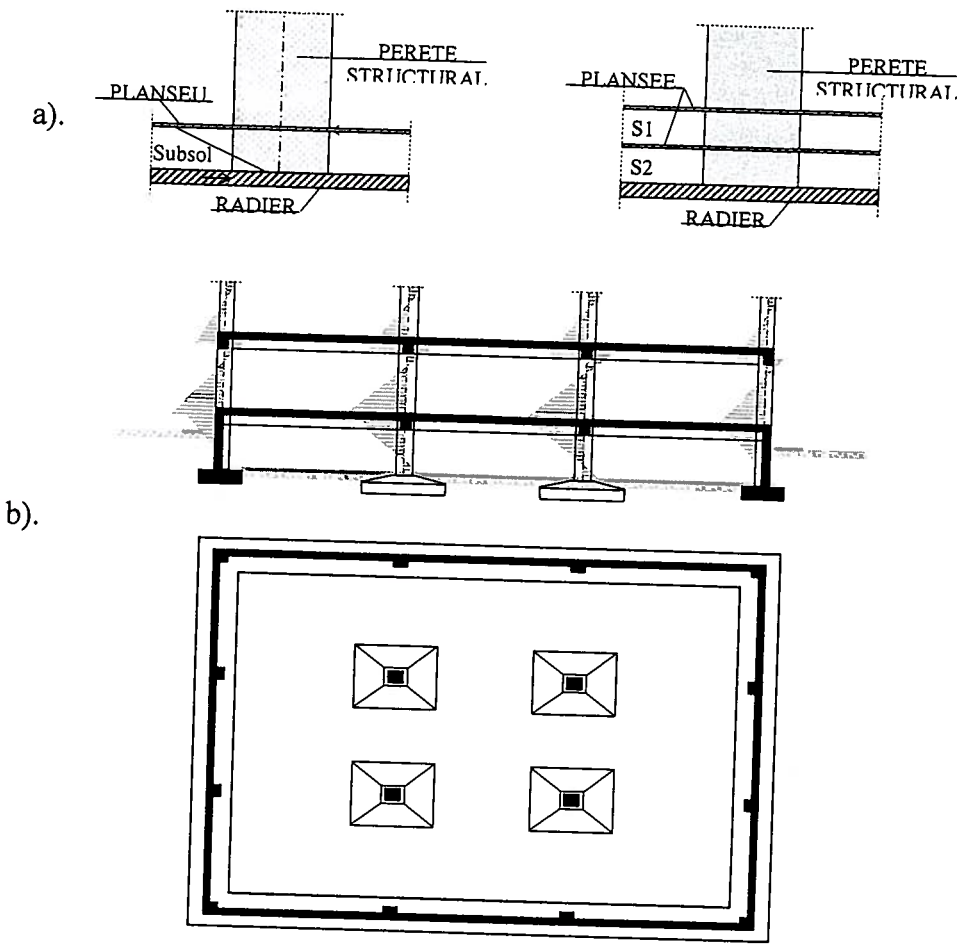


Figura II.54 – Efectul de menghină

(2) Fixarea elementelor verticale prin efectul de menghină (Figura II.55) se realizează dacă sunt îndeplinite următoarele condiţii:

a) conectarea dintre elementul vertical şi planşeul superior poate asigura transmiterea forţei de legătură (lunecare);

b) planşeul superior poate prelua forţa transmisă prin efectul de încastrare – condiţia de rezistenţă la forţă tăietoare şi moment încovoietor a diafragmei orizontale superioare;

c) rezistenţă suficientă la forţă tăietoare a elementului vertical pe porţiunea dintre elementele care realizează efectul de menghină;

d) preluarea forţei orizontale de către planşeul inferior sau de către fundaţia elementului vertical;

e) existenţa unor elemente verticale rigide (pereţi ai infrastructurii) care să poată prelua reacţiunile planşeelor şi să le transmită terenului de fundare (fundaţii suficient lestate, etc.).

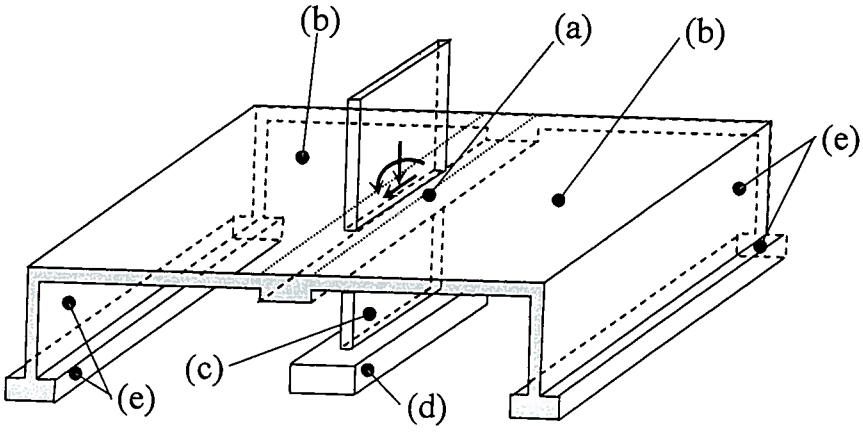


Figura II.55 – Fixarea elementelor verticale prin efectul de menghină

II.9.6.2 Elemente de calcul, dimensionare şi verificare

(1) Transmiterea forţei de lunecare la planşeul superior (Figura II.56)

Valoarea de calcul a forţei de lunecare (forţa transmisă planşeului superior, L_s) este:

$$L_s = V_{Rd} + V_{inf} \tag{II.30}$$

unde:

V_{Rd} - forţa tăietoare în elementul vertical al suprastructurii, asociată mecanismului de plastificare la acţiuni seismice;

V_{inf} - forţa tăietoare care se dezvoltă în elementul vertical sub planşeu; valoarea de calcul se poate determina acoperitor cu relaţia:

$$V_{inf} = \frac{1,2\, M_{Rd}}{H_s} \tag{II.31}$$

Valoarea forţei tăietoare care se dezvoltă în elementul vertical, sub planşeul superior este dependentă de gradul de încastrare asigurat de fundaţie (Figurile II.56 a şi b) şi de schema de rezemare asigurată de planşeele subsolurilor, în interacţiune cu restul pereţilor substructurii.

(2) Verificarea secţiunilor de conectare la lunecare

Efortul tangenţial mediu v_{med} pe suprafaţa de lunecare se limitează la:

$$v_{med} = \frac{L_s}{A_{wf}} \leq 2 f_{ctd} \tag{II.32}$$

unde:

L_s - forţa de lunecare calculată cu relaţia (II.30);

A_{wf} - suprafaţa secţiunii de forfecare (lunecare) dintre elementul vertical şi planşeu;

f_{ctd} - rezistenţa de calcul la întindere a betonului.

Verificarea la lunecare va lua în considerare efectele determinate de prezenţa golurilor din planşee, prin reducerea corespunzătoare a secţiunilor de forfecare în zona de conectare şi în verificarea planşeelor ca diafragme orizontale. Dacă suprafaţa de contact perete - planşeu este insuficientă se poate realiza o centură de beton armat prin îngroşarea peretelui pe înălţimea planşeului.

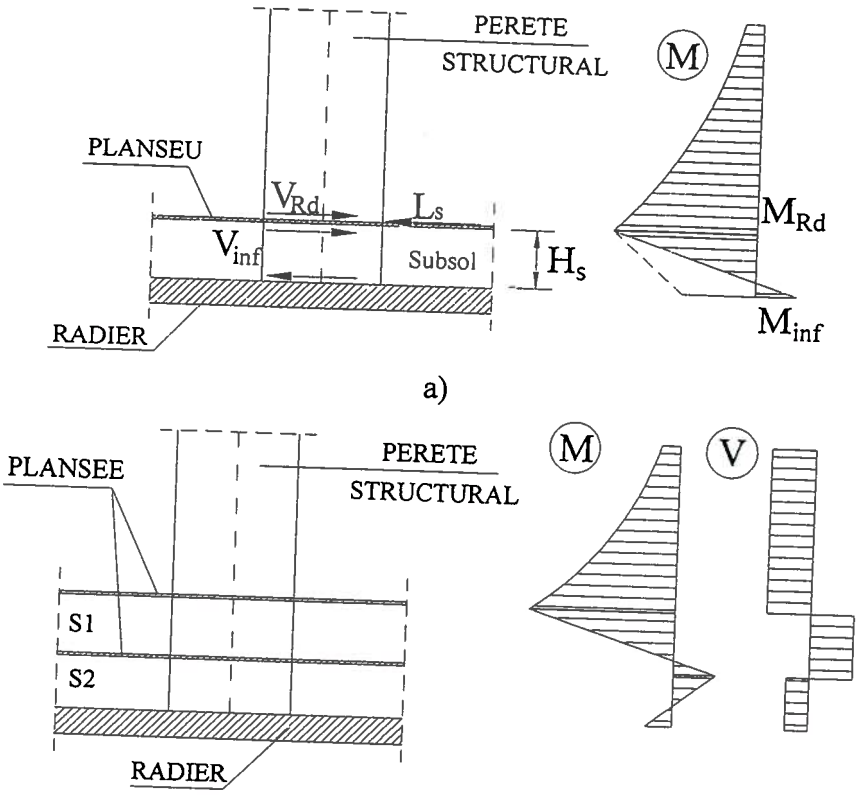


Figura II.56 - Transmiterea forţei de lunecare la planşeul superior

(3) Armătura în zona de conectare

Armătura de conectare din planşeu se va calcula şi dispune în concordanţă cu prevederile din SR EN 1992-1-1 şi CR 2-1-1.1

(4) Rezemarea elementului vertical la partea inferioară.

Blocarea deplasărilor şi preluarea reacţiunilor de la partea inferioară se poate asigura de către fundaţii (independente, reţele de grinzi sau radier) sau de o diafragmă orizontală (planşeu intermediar de subsol).

Forţa tăietoare din elementul vertical (perete, stâlp) pentru determinarea reacţiunii aplicate fundaţiei sau diafragmei orizontale de la partea inferioară se consideră cea rezultată utilizând relaţia (II.31).

În cazul fundaţiilor independente, dacă forţa orizontală (V_{inf}) nu respectă relaţia (II.33), atunci fundaţia trebuie fixată în plan orizontal prin legături cu diafragme orizontale sau grinzi ("centuri") de fundare.

$$V_{inf} \leq 0{,}3\, N^{min}_{fundatie} \qquad \text{(II.33)}$$

în care $N^{min}_{fundatie}$ este efortul axial minim pe fundaţie din gruparea seismică de încărcări.

(5) Verificarea elementului vertical (stâlp, perete) pe înălţimea infrastructurii se face conform SR EN 1992-1-1.

II.9.7 Elemente specifice de alcătuire ale infrastructurilor

(1) Pereţii din infrastructură vor avea grosimea minimă de 250 mm pentru pereţii de contur şi 200 mm pentru pereţii interiori.

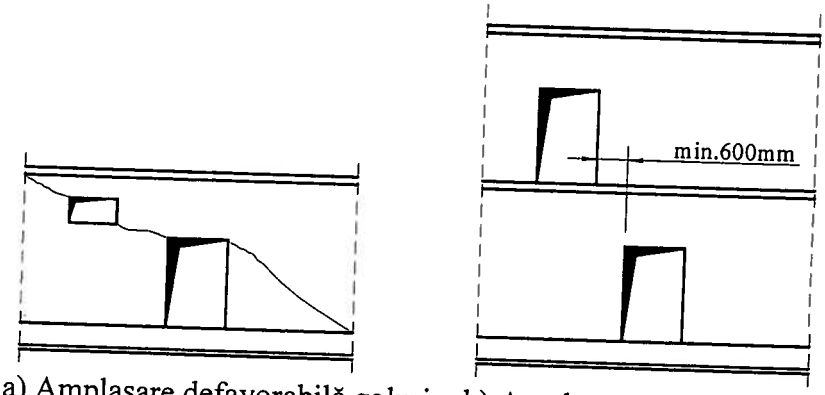
(2) Pereţii din infrastructură vor avea grosimea mai mare sau egală cu grosimea pereţilor corespunzători din suprastructură.

(3) Armarea pereţilor de subsol va respecta condiţiile minime din CR 2-1-1.1.

(4) Golurile din pereţii infrastructurii vor avea dimensiuni minime şi vor fi dispuse, pe cât posibil, în zone cu solicitări reduse. Astfel, în cazul pereţilor de subsol cu proporţii de pereţi scurţi se va căuta plasarea golurilor în afara traseelor diagonalelor comprimate.

Se vor evita alcătuirile care pot duce la ruperi la forţă tăietoare în secţiuni înclinate (Figura II.57 a).

Poziţia acestor goluri va fi corelată cu poziţia golurilor din suprastructură, astfel, încât să nu ducă la situaţii de solicitare dezavantajoase. De exemplu, în cazul golurilor de uşi, dacă golurile nu sunt suprapuse, decalarea va fi minim 600 mm (Figura II.57 b). Sunt de preferat golurile rotunde sau cu colţuri teşite în locul celor rectangulare. Golurile vor fi bordate cu o armătură egală cu cel puţin aria armăturilor întrerupte de prezenţa golurilor (Figura II.58).



a) Amplasare defavorabilă goluri b) Amplasarea pe verticală goluri

Figura II.57 – Amplasare goluri în pereţii de subsol

(5) Planşeul peste subsol va avea grosimea minimă de 150 mm. Armarea minimă pe fiecare faţă şi direcţie va reprezenta un coeficient de 0,0025 şi minim 6 bare $\Phi = 8$ mm.

Armătura plăcii va conţine, pe lângă armăturile necesare pentru preluarea încărcărilor normale pe planul acesteia, armăturile rezultate din încovoierea de ansamblu a infrastructurii, precum şi armăturile necesare pentru preluarea forţelor din planul planşeului (armături de suspendare, etc.).

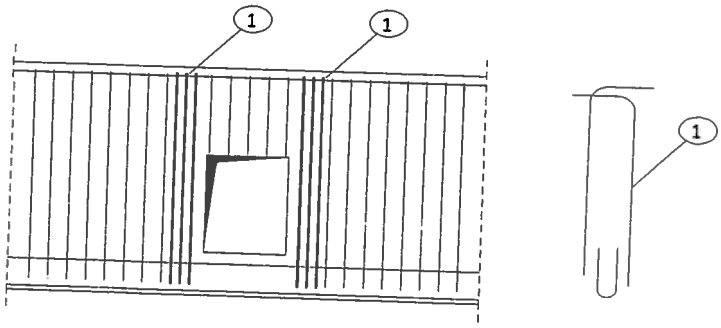


Figura II.58 – Exemplu de bordare goluri

ANEXA A
Adâncimea de încastrare echivalentă. Principii de calcul pentru fundaţiile parţial încastrate

A.1 Determinarea adâncimii de încastrare echivalentă

(1) Adâncimea de încastrare echivalentă, D_e, se poate calcula pornind de la rezultatele obţinute prin încercări cu presiometrul Ménard:

$$D_e = \frac{1}{p^*_{le}} \int_d^D p^*_{le}(z)\,dz \qquad \text{(A.1)}$$

unde:

$p^*_{l;e}$ presiunea limită netă echivalentă:

$p^*_{l;e} = (\prod p^*_{l;k;i})^{1/n}$

unde:

$p^*_{l;k;i}$ presiunile limită nete reprezentative determinate la diferite adâncimi, i, sub nivelul bazei fundaţiei, pe o adâncime de min. 1,5B.

Nota 1 – În cazul în care pe adâncimea de min. 1,5B terenul este format dintr-un singur strat geologic sau formaţiuni geologice similare, având presiuni limită nete comparabile, profilul presiometric reprezentativ este definit printr-o variaţie liniară a presiunii limită netă cu adâncimea.

Nota 2 - În cazul în care pe adâncimea de min. 1,5B terenul nu este format dintr-un singur strat geologic sau formaţiuni geologice similare iar presiunile limită nete nu au valori comparabile, profilul presiometric reprezentativ trebuie să ţină cont de profilul presiometric măsurat, cu eliminarea valorilor singulare considerate prea mari.

$p^*_{l;k}$ presiunea limită netă reprezentativă:

$p^*_{l;k} = p_{l;k} - p_0$

unde:

$p_{l;k}$ presiunea limită reprezentativă la adâncimea încercării

p_0 presiunea orizontală în stare de repaus la adâncimea încercării:

$p_0 = K_0 q' + u$

unde:

K_0 valoarea estimată a coeficientului de presiune în stare de repaus

q' valoarea efortului vertical efectiv

u valoarea presiunii apei din pori.

A.2 Calculul fundaţiilor parţial încastrate

A.2.1 Principii generale

(1) Fundaţiile de suprafaţă pot fi considerate parţial încastrate în cazul când $1,5 < D_e/B \leq 5$.

(2) Fundaţiile de suprafaţă parţial încastrate sunt fundaţiile la care încărcările transmise de structură sunt preluate atât prin baza fundaţiei cât şi prin suprafaţa laterală în contact cu terenul.

(3) În figura A.1 este prezentată schema de calcul pentru o fundaţie parţial încastrată.

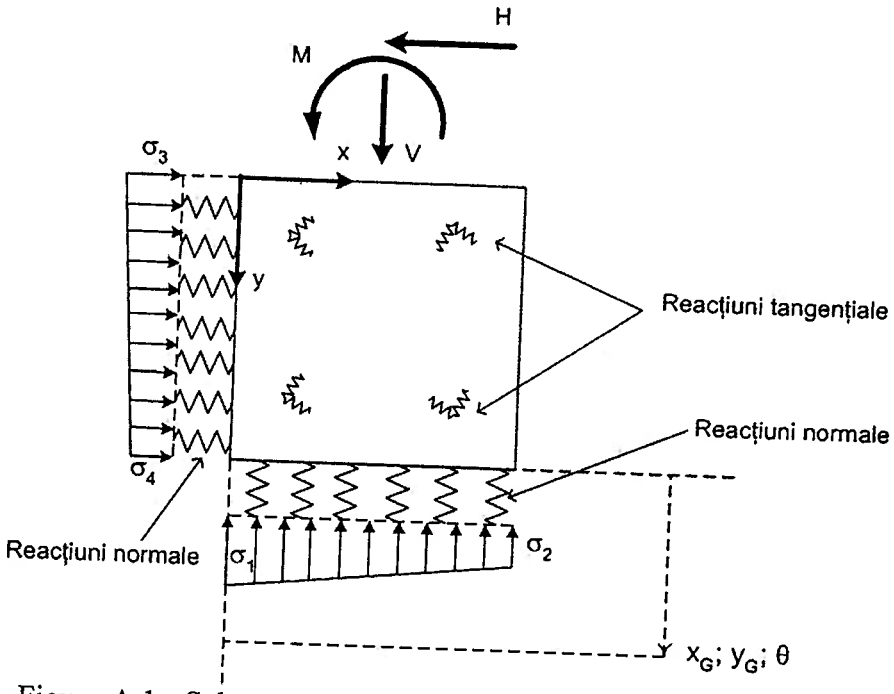


Figura A.1 - Schema de calcul pentru o fundaţie parţial încastrată

(4) Se admite că terenul se opune deplasărilor fundaţiei prin reacţiuni normale şi reacţiuni tangenţiale.

(5) Pentru calculul la SLU, coeficienţii parţiali de rezistenţă, γ_R, au valoarea egală cu 2,0.

(6) Pentru calculul la SLE se va verifica îndeplinirea condiţiilor:

(6.1) Valorile calculate ale deplasărilor fundaţiei (tasare, rotire) sunt mai mici decât valorile limită impuse de structură.

(6.2) Valorile reacţiunilor normale şi tangenţiale mobilizate nu depăşesc cca. 30% din valorile de calcul ale rezistenţelor.

(6.3) Criteriile privind aria comprimată a bazei fundaţiei (conform I.6.1.2) sunt îndeplinite.

A.2.2 Reacţiunile normale verticale la baza fundaţiei

(1) Diagrama presiunilor transmise terenului se determină ţinând seama de ipotezele următoare:
- rezistenţa la întindere pentru pământuri este nulă;
- eforturile sunt proporţionale cu deplasările.

(2) Conditiile de verificare la SLU sunt îndeplinite.

A.2.3 Reacţiunile normale frontale orizontale perpendiculare pe direcţia deplasării fundaţiei

(1) Diagrama presiunilor transmise terenului se determină ţinând seama de ipotezele următoare:
- rezistenţa la întindere pentru pământuri este nulă;
- eforturile sunt proportionale cu deplasările.

(2) Presiunile normale frontale orizontale mobilizate în pământul aflat în faţa şi în spatele fundaţiei sunt limitate la valorile de calcul ale rezistenţei pasive, respectiv împingerii active.

(3) Mobilizarea rezistenţei pasive şi a împingerii active depinde de tipul de interacţiune dintre fundaţie şi teren.

A.2.4 Reacţiunile tangenţiale

A.2.4.1 Frecarea pe baza fundaţiei

(1) Frecarea care se opune lunecării fundaţiei şi care se mobilizează pe baza fundaţiei se determină ţinând seama de ipotezele următoare:
- legea de mobilizare a frecării unitare în funcţie de deplasarea orizontală a fundaţiei este de tip elasto-plastic;
- frecarea totală se determină corespunzător ariei comprimate, A_C, a bazei fundaţiei, definită conform I.6.1.2.

A.2.4.2 Frecarea laterală verticală

(1) Frecarea laterală verticală care se mobilizează pe laturile verticale ale fundaţiei se determină ţinând seama de ipotezele următoare:

(1.1) Frecarea se mobilizează doar pe suprafeţele pe care se exercită presiuni normale.
Adâncimea de la care se poate conta pe mobilizarea frecării laterale verticale se determină cu prudenţă, ţinând cont şi de condiţiile de execuţie a fundaţiei.

(1.2) Legea de mobilizare a frecării unitare în funcţie de deplasarea verticală a fundaţiei este de tip elasto-plastic.
Valoarea frecării laterale verticale mobilizabile depinde de condiţiile de execuţie a fundaţiei.

A.2.4.3 Frecarea laterală orizontală

(1) Frecarea laterală orizontală se mobilizează pe laturile verticale ale fundaţiei paralele cu direcţia deplasării fundaţiei.

(2) Frecarea laterală orizontală se determină ţinând seama de ipotezele enunţate la A.2.4.2.

A.2.5 Determinarea deplasărilor fundaţiei

(1) Sistemul de încărcări aplicat pe fundaţie, V, H, M, produce deplasări verticale şi orizontale şi rotire.

(2) Pentru determinarea valorilor deplasărilor fundaţiei considerată rigidă este necesar să se determine coordonatele centrului de rotaţie, G (x_G; y_G; θ) (Figura A.1).

ANEXA C (normativă)
Adâncimea de îngheţ

C1. Valorile de referinţă pentru adâncimea de îngheţ sunt indicate în STAS 6054.

C2. Adâncimea minimă de fundare se stabileşte conform tabelului C.1 în funcţie de natura terenului de fundare, adâncimea de îngheţ şi nivelul apei subterane.

Tabelul C.1

Terenul de fundare	**Adâncimea de îngheţ $H_î$**	**Adâncimea apei subterane faţă de cota terenului natural**	**Adâncimea minimă de fundare**	
			Terenuri supuse acţiunii îngheţului	**Terenuri ferite de îngheţ*)**
	(cm)	(m)	(cm)	
Roci stâncoase	oricare	oricare	30 ÷ 40	20
Pietrişuri curate, nisipuri mari şi mijlocii curate	oricare	$H \geq 2{,}00$	$H_î$	40
		$H < 2{,}00$	$H_î + 10$	40
Pietriş sau nisip argilos, argilă grasă	$H_î \leq 70$	$H \geq 2{,}00$	80	50
		$H < 2{,}00$	90	50
	$H_î > 70$	$H \geq 2{,}00$	$H_î + 10$	50
		$H < 2{,}00$	$H_î + 20$	50
Nisip fin prăfos, praf argilos, argilă prăfoasă şi nisipoasă	$H_î \leq 70$	$H \geq 2{,}50$	80	50
		$H < 2{,}50$	90	50
	$H_î > 70$	$H \geq 2{,}50$	$H_î + 10$	50
		$H < 2{,}50$	$H_î + 20$	50

Notă *) – Valorile indicate pentru cazul terenurilor ferite de îngheţ se măsoară de la cota inferioară a pardoselii.

C.3 Zonarea teritoriului României în funcţie de adâncimile maxime de îngheţ, conform STAS 6054, este prezentată în figura C.1.

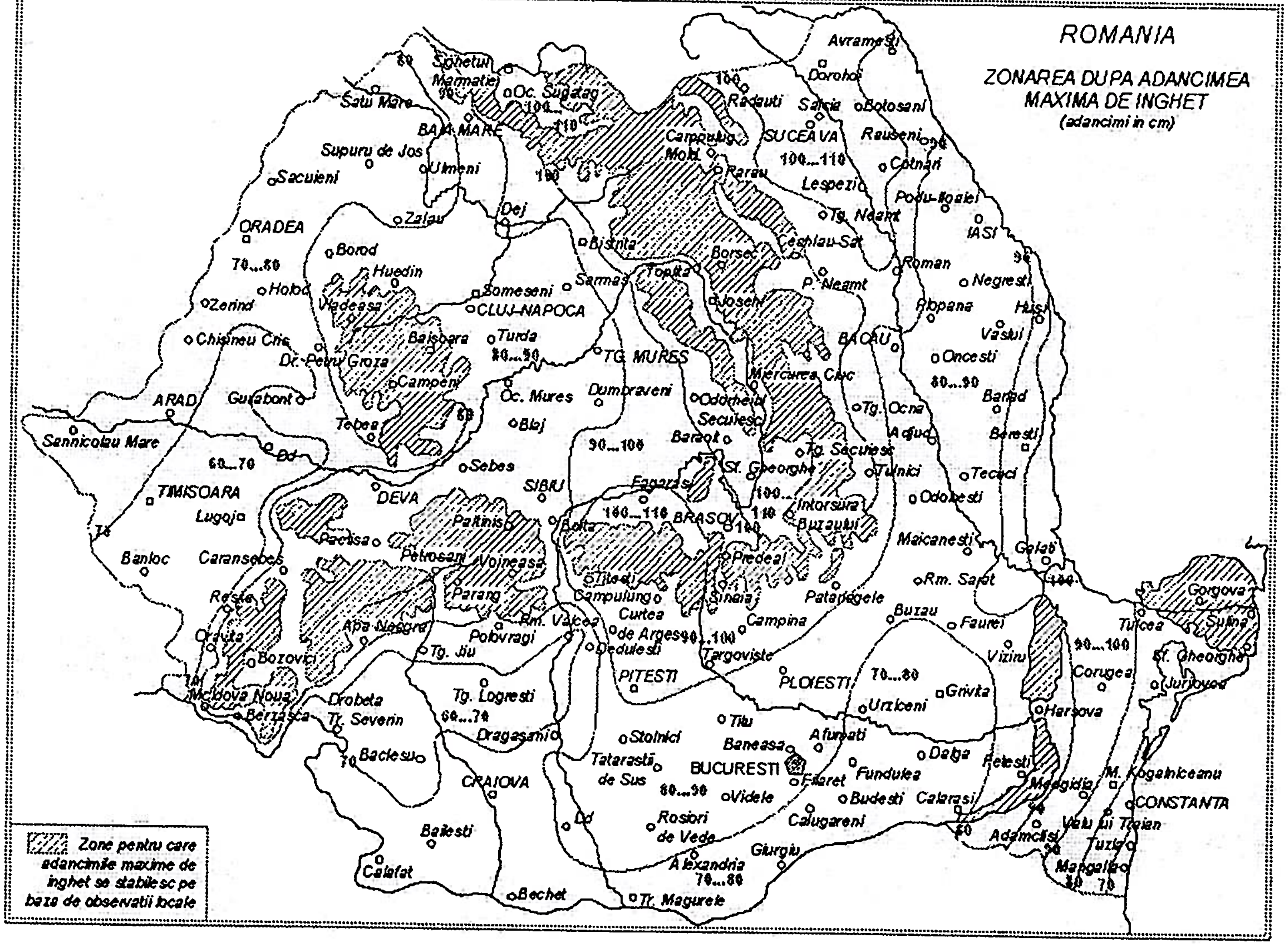


Figura C.1 - Zonarea teritoriului României în funcţie de adâncimile maxime de îngheţ

ANEXA D
Presiuni convenţionale

D.1 Presiunile convenţionale, p_{conv}, se determină luând în considerare valorile de bază $\bar{p}_{conv}$ din tabelele D.1 ÷ D.5, care se corectează conform prevederilor de la pct. D.2.

Notă - Pentru pământurile sensibile la umezire stabilirea valorilor presiunii convenţionale se face pe baza prescripţiilor specifice.

Tabelul D.1

Denumirea terenului de fundare		$\bar{p}_{conv}$ [kPa]
Roci stâncoase		1000 ÷ 6 000
Roci semi-stâncoase	Marne, marne argiloase şi argile marnoase compacte	350 ÷ 1100
	Şisturi argiloase, argile şistoase şi nisipuri cimentate	600 ÷ 850

Notă - În intervalul indicat, valorile de bază se aleg ţinând seama de compactitatea şi starea de degradare a rocii stâncoase sau semistâncoase. Ele nu variază cu adâncimea de fundare şi dimensiunile bazei fundaţiei.

Tabelul D.2

Denumirea terenului de fundare		$\bar{p}_{conv}$ [kPa]
Pământuri foarte grosiere	Blocuri şi bolovănişuri cu interspaţiile umplute cu nisip şi pietriş	750
	Blocuri cu interspaţiile umplute cu pământuri argiloase	350 ÷ 600[1)]
Pământuri grosiere	Pietrişuri curate (din fragmente de roci cristaline)	600
	Pietrişuri cu nisip	550
	Pietrişuri din fragmente de roci sedimentare	350
	Pietrişuri cu nisip argilos	350 ÷ 500[1)]

Nota [1)] - În intervalul indicat, valorile de bază se aleg ţinând seama de consistenţa pământului argilos aflat în interspaţii, interpolând între valorile minime pentru $I_C = 0,5$ şi maxime corespunzătoare lui $I_C = 1$.

Tabelul D.3

Denumirea terenului de fundare			Gradul de îndesare	
			Îndesat[1)]	Îndesare medie[1)]
			$\bar{p}_{conv}$ [kPa]	
Pământuri grosiere	Nisip mare		700	600
	Nisip mijlociu		600	500
	Nisip fin	uscat sau umed	500	350
		foarte umed sau saturat	350	250
	Nisip fin prăfos	uscat	350	300
		umed	250	200
		foarte umed sau saturat	200	150

Nota [1)] - În cazul în care nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea gradului de îndesare se poate face pe baza penetrării dinamice în foraj sau a penetrării statice.

D.2 Valorile de bază din tabelele D.1 ÷ D.5 corespund presiunilor convenţionale pentru fundaţii având lăţimea tălpii B = 1,0 m şi adâncimea de fundare faţă de nivelul terenului sistematizat D = 2,0 m.

Pentru alte lăţimi ale tălpii sau alte adâncimi de fundare presiunea convenţională se calculează cu relaţia:

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_B + C_D \qquad \text{(D.1)}$$

unde:

$\bar{p}_{conv}$ valoarea de bază a presiunii convenţionale pe teren, conform tabelelor D.1 ÷ D.5;

C_B corecţia de lăţime;

C_D corecţia de adâncime.

Tabelul D.4

	Denumirea terenului de fundare	Indicele porilor, e[1)]	Indicele de consistenţă, I_C[1,2)]		
			0,5	0,75	1
		$\bar{p}_{conv}$ [kPa]			
Pământuri fine	Cu plasticitate redusă ($I_P \leq 10\%$): nisipuri argiloase, prafuri nisipoase şi prafuri, având $e < 0,7$				
	$I_C \geq 0,75$	0,5		325	350
		0,7		285	300
	$0,5 < I_C < 0,75$	0,5	300	325	
		0,7	275	285	
	Cu plasticitatea mijlocie ($10\% < I_P \leq 20\%$): nisipuri argiloase, prafuri nisipoase-argiloase, având $e < 1,0$				
	$I_C \geq 0,75$	0,5		325	350
		0,7		285	300
		1,0		225	250
	$0,5 < I_C < 0,75$	0,5	300	325	
		0,7	275	285	
		1,0	200	225	
	Cu plasticitate mare ($I_P > 20\%$): argile nisipoase, argile prăfoase şi argile, având $e < 1,1$				
	$I_C \geq 0,75$	0,5		600	650
		0,6		485	525
		0,8		325	350
		1,1		260	300
	$0,5 < I_C < 0,75$	0,5	550	600	
		0,6	450	485	
		0,8	300	325	
		1,1	225	260	

Nota [1)] - La pământuri coezive având valori intermediare ale indicelui porilor e şi indicelui de consistenţă I_C se admite interpolarea liniară a valorii presiunii convenţionale de calcul după I_C şi e succesiv.

Nota [2)] - În cazul în care nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, aprecierea consistenţei se poate face pe baza penetrării dinamice în foraj sau a penetrării statice.

D.2.1 Corecţia de lăţime, C_B

• Pentru $B \leq 5$ m corecţia de lăţime se determină cu relaţia:

$$C_B = \bar{p}_{conv} K_1 (B - 1) \qquad \text{(D.2)}$$

unde:

$K_1 = 0,10$ pentru pământuri necoezive (cu excepţia nisipurilor prăfoase);

$K_1 = 0,05$ pentru nisipuri prăfoase şi pământuri coezive.

• Pentru $B > 5$ m corecţia de lăţime este:

$C_B = 0{,}4\,\bar{p}_{conv}$ pentru pământuri necoezive, cu excepţia nisipurilor prăfoase;
$C_B = 0{,}2\,\bar{p}_{conv}$ pentru nisipuri prăfoase şi pământuri coezive.

D.2.2 Corecţia de adâncime, C_D

• Pentru $D \leq 2$ m:

$C_D = \bar{p}_{conv}\,(D - 2) / 4$

• Pentru $D > 2$ m:

$C_D = \bar{\gamma}(D - 2)$
unde:
$\bar{\gamma}$ - greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra nivelului tălpii fundaţiei (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor).

Tabelul D.5

Denumirea terenului de fundare	**Pământuri nisipoase şi zguri (cu excepţia nisipurilor prăfoase)**		**Nisipuri prăfoase, pământuri coezive, cenuşi, etc.**	
	Gradul de saturaţie, S_r			
	≤ 0,5	**≥ 0,8**	**≤ 0,5**	**≥ 0,8**
	$\bar{p}_{conv}$ [kPa]			
Umpluturi compactate realizate pe baza documentaţiilor de execuţie şi controlate calitativ.	250	200	180	150
Umpluturi de provenienţă cunoscută, conţinând materii organice sub 6 %, realizate organizat sau având o vechime mai mare de 10-12 ani şi necompactate iniţial.	180	150	120	100

Notă - Pentru valori $0{,}5 \leq S_r \leq 0{,}8$ valorile presiunii convenţionale se determină prin interpolare liniară.

ANEXA E
Calculul presiunilor pe teren pentru fundaţiile solicitate excentric

E.1 Fundaţii cu baza de formă dreptunghiulară

(1) Presiunile pe terenul de fundare sunt determinate în ipoteza distribuţiei liniare.

Valorile presiunilor la baza fundaţiei se determină cu relaţia:

$$p_{ef(1...4)} = \frac{V_d}{LB} \pm \frac{6M_B}{L^2B} \pm \frac{6M_L}{LB^2} \qquad (E.1)$$

unde:

V_d, M_B, M_L valorile de calcul ale solicitărilor la nivelul bazei fundaţiei

$p_{ef(1...4)}$ valorile presiunilor la colţurile bazei fundaţiei.

Presiunea maximă pe teren se determină cu relaţia:

$$p_{ef\,max} = \omega \frac{V_d}{LB} \qquad (E.2)$$

unde:

ω coeficient care depinde de excentricităţile relative: e_L / L, respectiv, e_B / B

unde:

$e_L = M_B / V_d$

$e_B = M_L / V_d$

Valorile coeficientului ω se determină din tabelul E.1.

E.2 Fundaţii cu baza de formă circulară

(1) Presiunile pe terenul de fundare sunt determinate în ipoteza distribuţiei liniare.

Presiunea efectivă maximă pe teren se determină cu relaţia:

$$p_{ef\,max} = \omega\, p_{ef\,med} \qquad (E.3)$$

unde:

ω coeficient care depinde de excentricitea relativă, e / r

unde:

$e = M / V_d$; V_d şi M valorile de calcul ale solicitărilor la nivelul bazei fundaţiei

r - raza bazei fundaţiei

$p_{ef\,med}$ presiunea efectivă medie pe teren

$p_{ef\,med} = V_d / A$

unde:

A - aria bazei fundaţiei.

Tabelul E.1

	e_B/B																
e_L/L	**0,00**	**0,02**	**0,04**	**0,06**	**0,08**	**0,10**	**0,12**	**0,14**	**0,16**	**0,18**	**0,20**	**0..22**	**0,24**	**0,26**	**0,28**	**0,30**	**0,32**
0,00	1,00	1,12	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,22	2,38	2,56	2,78	3,03	3,33	3,70
0,02	1,12	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,36	2,53	2,72	2,95	3,22	3,54	3,93
0,04	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,35	2,50	2,68	2,89	3,13	3,41	3,75	4,17
0,06	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,49	2,66	2,84	3,06	3,32	3,62	3,98	4,43
0,08	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,64	2,82	3,02	3,25	3,52	3,84	4,23	4,70
0,10	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,20	2,34	2,48	2,63	2,80	2,99	3,20	3,46	3,74	4,08	4,49	4,99
0,12	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,63	2,80	2,98	3,18	3,41	3,68	3,98	4,35	4,78	
0,14	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,63	2,79	2,97	3,17	3,39	3,64	3,92	4,24	4,63	5,09	
0,16	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,63	2,80	2,97	3,17	3,38	3,62	3,88	4,18	4,53	4,94	5,43	
0,18	2,08	2,21	2,35	2,49	2,64	2,80	2,98	3,17	3,38	3,61	3,86	4,15	4,47	4,84	5,28		
0,20	2,22	2,36	2,50	2,66	2,82	2,99	3,18	3,39	3,62	3,86	4,14	4,44	4,79	5,19			
0,22	2,38	2,53	2,68	2,84	3,02	3,20	3,41	3,64	3,88	4,15	4,44	4,77	5,15				
0,24	2,56	2,72	2,88	3,06	3,25	3,46	3,68	3,92	4,18	4,47	4,79	5,15					
0,26	2,78	2,95	3,13	3,32	3,52	3,74	3,98	4,24	4,53	4,84	5,19						
0,28	3,03	3,22	3,41	3,62	3,84	4,08	4,35	4,63	4,94	5,28							
0,30	3,33	3,54	3,75	3,98	4,23	4,49	4,78	5,09	5,43								
0,32	3,70	3,93	4,17	4,43	4,70	4,99	5,30										

Valorile coeficientului ω se determină din tabelul E.2.

Tabelul E.2

e / r	$\omega = p_{ef\ max} / p_{ef\ med}$
0.000	1.00
0.050	1.20
0.100	1.40
0.150	1.60
0.200	1.80

Tabelul E.2 (continuare)

e / r	$\omega = p_{ef\ max} / p_{ef\ med}$
0.250	2.00
0.300	2.23
0.350	2.48
0.400	2.76
0.450	3.11

Tabelul E.2 (continuare)

e / r	$\omega = p_{ef\ max} / p_{ef\ med}$
0.500	3.55
0.550	4.15
0.589	4.72

ANEXA F (normativă)
Calculul la starea limită ultimă. Capacitatea portantă

F.1 Calculul capacităţii portante în condiţii nedrenate

(1) Calculul capacităţii portante în condiţii nedrenate se poate face cu relaţia [D.1 din SR EN 1997-1]:

$$R_d = A' (\pi+2)\, c_{u;d}\, b_c\, s_c\, i_c + q \qquad \text{(F.1)}$$

unde:

R_d valoarea de calcul a capacităţii portante

A' aria redusă a bazei fundaţiei

$A' = L' B'$

unde:

L', B' se determină conform pct. I.6.1.3

$c_{u;d}$ valoarea de calcul a coeziunii nedrenate

b_c factor adimensional pentru înclinarea bazei fundaţiei:

$b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$;

α este înclinarea (în radiani) bazei fundaţiei faţă de orizontală (Figura I.5)

s_c factor adimensional pentru forma bazei fundaţiei:

$s_c = 1 + 0{,}2\,(B'/L')$ pentru o fundaţie rectangulară

$s_c = 1{,}2$ pentru o fundaţie pătrată sau circulară

i_c factor adimensional pentru înclinarea încărcării V produsă de încărcarea orizontală H

$i_c = \frac{1}{2}\left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_{u;d}}}\right)$ pentru $H \le A'\, c_{u;d}$

q suprasarcina totală la nivelul bazei fundaţiei.

F.2 Calculul capacităţii portante în condiţii drenate

(1) Pentru cazul general prezentat în figura I.5, calculul capacităţii portante în condiţii drenate se poate face cu relaţia [D.2 din SR EN 1997-1]:

$$R_d = A' (c'_d\, N_c\, b_c s_c\, i_c + q'\, N_q\, b_q s_q\, i_q + 0{,}5\, \gamma' B'\, N_\gamma\, b_\gamma\, s_\gamma\, i_\gamma) \qquad \text{(F.2)}$$

unde:

c'_d valoarea de calcul a coeziunii efective

N_c, N_q, N_γ factori adimensionali pentru capacitate portantă

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

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

$N_\gamma = 2\,(N_q - 1) \tan \delta$, în care $\delta = \varphi'_d/2$

unde:

φ'_d valoarea de calcul a unghiului de frecare internă în termeni de eforturi efective

b_c, b_q, b_γ factori adimensionali pentru înclinarea bazei fundaţiei

$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi'_d)^2$

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi'_d)$

s_c, s_q, s_γ factori adimensionali pentru forma bazei fundaţiei:

rectangulară

$$s_q = 1 + (B'/L')\sin\varphi'_d$$
$$s_\gamma = 1 - 0{,}3\,(B'/L')$$
$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$$

pătrată sau circulară

$$s_q = 1 + \sin\varphi'_d$$
$$s_\gamma = 0{,}7$$
$$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$$

i_c, i_q, i_γ factori adimensionali pentru înclinarea încărcării V produsă de încărcarea orizontală H

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan\varphi'_d)$$
$$i_q = [1 - H/(V + A'\,c'_d \cot\varphi'_d)]^m$$
$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'\,c'_d \cot\varphi'_d)]^{m+1}$$

unde:

$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$ când H acţionează în direcţia lui B'

$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B']$ când H acţionează pe direcţia lui L'

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

unde: θ este unghiul dintre direcţia pe care acţionează H şi direcţia lui L'

q' suprasarcina efectivă la nivelul bazei fundaţiei

γ' valoarea de calcul a greutăţii volumice efective a pământului sub baza fundaţiei.

(2) Valorile factorilor adimensionali pentru capacitate portantă sunt date în tabelul F.1.

Tabelul F.1

φ'_d [°]	N_c	N_q	N_γ
0,0	5.1	1.0	0.0
2,5	5.8	1.3	0.0
5,0	6.5	1.6	0.0
7,5	7.3	2.0	0.1
10,0	8.3	2.5	0.3
12,5	9.5	3.1	0.5
15,0	11.0	3.9	0.8
17,5	12.7	5.0	1.2
20,0	14.8	6.4	1.9
22,5	17.5	8.2	2.9

Tabelul F.1 (continuare)

φ'_d [°]	N_c	N_q	N_γ
25,0	20.7	10.7	4.3
27,5	24.8	13.9	6.3
30,0	30.1	18.4	9.3
32,5	37.0	24.6	13.7
35,0	46.1	33.3	20.4
37,5	58.4	45.8	30.4
40,0	75.3	64.2	46.0
42,5	99.2	91.9	70.7
45,0	133.9	134.9	110.9

Notă - Pentru valori intermediare ale unghiului de frecare internă, φ'_d, se admite interpolarea liniară.

ANEXA G
Valori orientative pentru coeficientul de frecare

(1) Coeficientul de frecare pe baza fundaţiei de beton, μ, se determină prin încercări de teren sau de laborator.

(2) În lipsa unor valori obţinute experimental, se pot adopta valorile indicate în tabelul G.1.

Tabelul G.1

Denumirea pământului		μ
Argile	$0,25 < I_C < 0,5$	0,20
	$0,5 \leq I_C < 0,75$	0,25
	$I_C \geq 0,75$	0,30
Argile nisipoase, nisipuri argiloase şi pământuri prăfoase		0,30
Nisipuri fine		0,40
Nisipuri mijlocii şi mari		0,45
Pietrişuri şi bolovănişuri		0,50
Terenuri stâncoase		0,60

ANEXA H (normativă)
Calculul la starea limită de serviciu (exploatare)

H.1 Valorile limită orientative ale deformaţiilor structurilor şi ale deplasărilor fundaţiilor

Valorile limită orientative ale deformaţiilor / deplasărilor fundaţiilor pentru construcţii fără restricţii de tasări, neadaptate în mod special la tasări diferenţiale, sunt date în tabelul H.1.

H.2 Calculul tasării absolute

(1) Deformaţiile terenului calculate pe baza prezentelor prescripţii reprezintă deformaţii finale rezultate din suma tasării instantanee şi a tasării din consolidarea primară. În cazul în care este necesară evaluarea independentă a acestor componente, ca şi în situaţiile în care apare posibilă producerea unor tasări importante din consolidarea secundară, se folosesc metode de calcul corespunzătoare.

(2) Necesitatea calculului evoluţiei în timp a tasării din consolidare primară se apreciază în funcţie de grosimea straturilor coezive saturate (având $S_r > 0,9$) cuprinse în zona activă a fundaţiei, de posibilitatea de drenare a acestor straturi, de valorile coeficientului de consolidare, c_v, precum şi de viteza de creştere a presiunii pe teren în faza de execuţie şi de exploatare a construcţiei.

(3) Capacitatea pământurilor de a suferi tasări din consolidare secundară se apreciază în funcţie de valoarea coeficientului de consolidare secundară, c_α, având în vedere precizările din tabelul H.2.

(4) În calculul tasărilor probabile ale terenului de fundare trebuie luate în considerare:
- influenţa construcţiilor învecinate;
- supraîncărcarea terenului din imediata vecinătate a fundaţiilor (umpluturi, platforme, etc.).

Tabelul H

	Tipul construcţiei/structurii	Deplasare/ Deformaţie [-]	Valoare limită	Tasare [mm]	Valoare limită
1	Construcţii civile şi industriale cu structura de rezistenţă în cadre				
	a) Cadre de b.a. fără umplutură de zidărie sau panouri	tasare relativă	0,002	tasare absolută maximă, s_{max}	80
	b) Cadre metalice fără umplutură de zidărie sau panouri		0,004		120
	c) Cadre de b.a. cu umplutură de zidărie		0,001		80
	d) Cadre metalice cu umplutură de zidărie sau panouri		0,002		120
2	Construcţii în structura cărora nu apar eforturi suplimentare datorită tasărilor neuniforme		0,006		150
3	Construcţii multietajate cu structura de rezistenţă pe pereţi portanţi				
	a) panouri mari	încovoiere relativă, f	0,0007	tasare medie, s_m	100
	b) zidărie din blocuri sau cărămidă, fără armare		0,0010		100
	c) zidărie din blocuri sau cărămidă armată		0,0012		150
	d) independent de materialul zidurilor	înclinare transversală, $\mathrm{tg}\theta_{tr}$	0,0050	-	-
4	Silozuri din beton armat				
	a) turnul elevatoarelor şi grupurile de celule de b.a. monolit şi radier comun	înclinare longitudinală sau transversală, $\mathrm{tg}\theta$	0,003	tasare medie, s_m	400
	b) turnul elevatoarelor şi grupurile de celule de b.a.prefabricat şi radier comun		0,003		300
	c) turnul elevatoarelor pe radier independent	înclinare transversală, $\mathrm{tg}\theta_{tr}$	0,003		250
		înclinare longitudinală, $\mathrm{tg}\theta_{lg}$	0,004		250
	d) grupuri de celule de b.a. monolit pe radier independent	înclinare longitudinală sau transversală, $\mathrm{tg}\theta$	0,004		400
	e) grupuri de celule de b.a.prefabricat pe radier independent		0,004		300
5	Coşuri de fum cu înălţimea H (m)				
	a) $H < 100$	înclinare, $\mathrm{tg}\theta$	0,005	tasare medie, s_m	400
	b) $100 \leq H \leq 200$		1/2H		300
	c) $200 < H \leq 300$				200
	d) $H > 300$				100
6	Construcţii înalte, rigide, H<100m		0,004		200

Tabelul H.2

Coeficientul de consolidare secundară, c_α	Compresibilitatea secundară
< 0,004	foarte mică
0,004 ÷ 0,008	mică
0,008 ÷ 0,016	medie
0,016 ÷ 0,032	mare
> 0,032	foarte mare

H.2.1 Calculul tasării absolute prin metoda însumării pe straturi elementare

(1) Schema de calcul şi notaţiile folosite sunt prezentate în figura H.1.

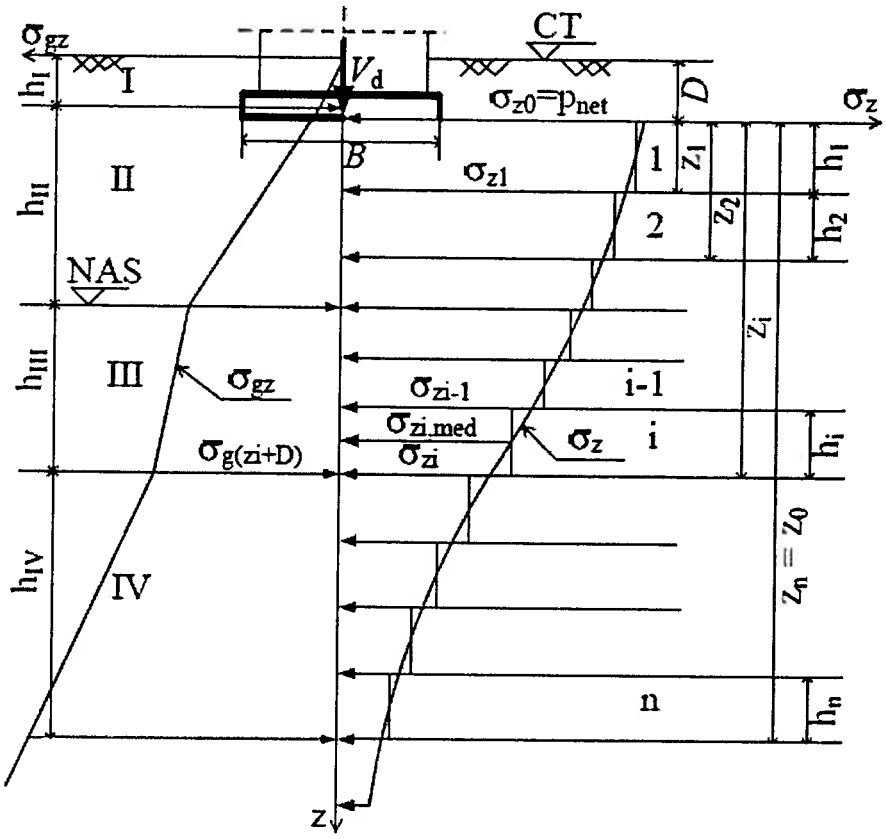


Figura H.1 - Schema de calcul al tasării absolute

(2) Presiunea netă medie, p_{net}, la baza fundaţiei se calculează:

$$p_{net} = p_{ef\,med} - \gamma D \qquad \text{(H.1)}$$

unde:

$p_{ef\,med}$ presiunea efectivă medie la baza fundaţiei:

$p_{ef\,med} = V_d / A$

unde:

V_d încărcarea de calcul totală la baza fundaţiei (încărcarea de calcul transmisă de construcţie, Q, la care se adaugă greutatea fundaţiei şi a umpluturii de pământ care stă pe fundaţie)

A aria bazei fundaţiei

γ greutatea volumică medie a pământului situat deasupra nivelului bazei fundaţiei

D adâncimea de fundare

Notă – În cazul gropilor de fundare cu lăţimi mari (B > 10 m) executate în terenuri coezive, când există posibilitatea ca fundul săpăturii să se umfle după excavare, efortul unitar net mediu pe talpa fundaţiei se acceptă $p_{net} = p_{ef\,med}$ fără a considera efectul de descărcare al greutăţii pământului excavat. În acest caz, pentru calculul tasărilor în domeniul de presiuni $p_{ef} < \gamma D$, se pot utiliza valorile modulului de deformaţie liniară la descărcare.

(3) Pământul situat sub nivelul tălpii de fundare se împarte în straturi elementare, până la adâncimea corespunzătoare limitei inferioare a zonei active; fiecare strat elementar se constituie din pământ omogen şi trebuie să aibă grosimea mai mică decât 0,4B.

(4) Pe verticala centrului fundaţiei, la limitele de separaţie ale straturilor elementare, se calculează eforturile unitare verticale datorate presiunii nete transmise la baza fundaţiei:

$$\sigma_z = \alpha_0 \, p_{net} \qquad \text{(H.2)}$$

unde:

σ_z efort unitar vertical la adâncimea z

α_0 coeficient de distribuţie al eforturilor verticale, în centrul fundaţiei, pentru presiuni uniform distribuite, dat în tabelul H.3, în funcţie de L/B şi z/B

unde:

L latura mare a bazei fundaţiei

B latura mică a bazei fundaţiei

z adâncimea planului de separaţie al stratului elementar faţă de nivelul bazei fundaţiei.

Tabelul H.3

z/B	**Forma bazei fundaţiei**				
	Cerc	**Dreptunghi**			
		L/B			
		1	**2**	**3**	**≥ 10**
	α_0				
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	0,95	0,96	0,96	0,98	0,98
0,4	0,76	0,80	0,87	0,88	0,88
0,6	0,55	0,61	0,73	0,75	0,75
0,8	0,39	0,45	0,53	0,63	0,64
1,0	0,29	0,34	0,48	0,53	0,55
1,2	0,22	0,26	0,39	0,44	0,48
1,4	0,17	0,20	0,32	0,38	0,42
1,6	0,13	0,16	0,27	0,32	0,37
2,0	0,09	0,11	0,19	0,24	0,31
3,0	0,04	0,05	0,10	0,13	0,21
4,0	0,02	0,03	0,06	0,08	0,16
5,0	0,02	0,02	0,04	0,05	0,13
6,0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,10

(5) Zona activă în cuprinsul căreia se calculează tasarea straturilor se limitează la adâncimea z_0 sub baza fundaţiei la care valoarea efortului unitar vertical σ_z devine mai mic sau egal cu 20% din presiunea geologică σ_{gz} la adâncimea respectivă:

$$\sigma_z \leq 0{,}2 \, \sigma_{gz} \qquad \text{(H.3)}$$

(5.1) În situaţia în care limita inferioară a zonei active se află în cuprinsul unui strat având modulul de deformaţie liniară mult mai redus decât al straturilor superioare, sau având $E_s \leq$ 5.000 kPa, adâncimea z_0 se majorează prin includerea acestui strat, sau până la îndeplinirea condiţiei:

$$\sigma_z \leq 0{,}1 \, \sigma_{gz} \qquad \text{(H.4)}$$

(5.2) În cazul în care în cuprinsul zonei active apare un strat practic incompresibil (E_s > 100.000 kPa) şi există siguranţa că în cuprinsul acestuia, până la adâncimea corespunzătoare atingerii

condiţiei (H.3), nu apar orizonturi mai compresibile, adâncimea zonei active se limitează la suprafaţa acestui strat.

(6) Tasarea absolută posibilă a fundaţiei se calculează:

$$s = 10^3 \cdot \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{zi}^{med} \cdot h_i}{E_{si}} \text{ [mm]} \qquad \text{(H.5)}$$

unde:

s tasarea absolută probabilă a fundaţiei

β coeficient de corecţie: $\beta = 0{,}8$

σ_{zi}^{med} efortul vertical mediu în stratul elementar i:

$$\sigma_{zi}^{med} = \frac{\sigma_{zi}^{sup} + \sigma_{zi}^{inf}}{2}$$

unde:

$\sigma_{zi}^{sup}, \sigma_{zi}^{inf}$ eforturile unitare verticale la limita superioară, respectiv limita inferioară a stratului elementar i

h_i grosimea stratului elementar i [m]

E_{si} modulul de deformaţie liniară al stratului elementar i [kPa]

n numărul de straturi elementare cuprinse în limita zonei active.

Nota 1 - Pentru fundaţiile de formă specială în plan, la care distribuţia presiunilor pe talpă se admite să se considere uniformă, eforturile σ_z la limitele straturilor elementare se pot determina conform H.2.2.

Nota 2 - Pentru distribuţii de presiuni pe talpă diferite de cea uniformă, calculul eforturilor σ_z se efectuează cu metode corespunzătoare.

H.2.2 Metoda punctelor de colţ

(1) Pentru calculul tasării suplimentare într-un punct al unei fundaţii, sub influenţa încărcărilor transmise de fundaţiile învecinate şi a supraîncărcării terenului în vecinătatea fundaţiei respective, eforturile σ_z corespunzătoare se determină prin metoda punctelor de colţ.

(2) Efortul σ_z la adâncimea z a unui punct aflat pe verticala colţului unei suprafeţe dreptunghiulare încărcată cu presiunea netă uniform distribuită, p_{net}, se calculează:

$$\sigma_z = \alpha_C \, p_{net} \qquad \text{(H.6)}$$

unde:

α_C coeficientul de distribuţie al eforturilor verticale la colţul suprafeţei încărcate, dat în tabelul H.4 în funcţie de rapoartele L/B şi z/B.

(3) Prin suprapunerea efectelor se poate determina efortul σ_z pe verticala unui punct P aflat la o distanţă oarecare faţă de o fundaţie de suprafaţă dreptunghiulară, ABCD, care transmite terenului presiunea suplimentară uniform distribuită, p_{net} (conform notaţiilor din figura H.2):

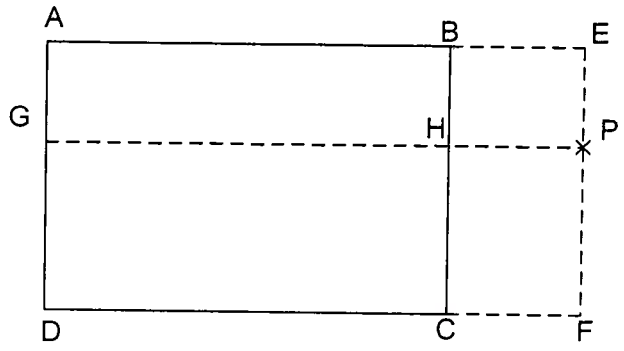


Figura H.2 – Schema de calcul a efortului σ_z prin metoda punctelor de colţ

Tabelul H.4

z/B	Fundaţii în formă de dreptunghi cu raportul laturilor *L/B*			
	1	2	3	≥ 10
	α_C			
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2486	0,2491	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2439	0,2442	0,2443
0,6	0,2229	0,2329	0,2339	0,2342
0,8	0,1999	0,2176	0,2196	0,2202
1,0	0,1752	0,1999	0,2034	0,2046
1,2	0,1516	0,1818	0,1870	0,1888
1,4	0,1308	0,1644	0,1712	0,1740
1,6	0,1123	0,1482	0,1567	0,1604
2,0	0,0840	0,1202	0,1314	0,1374
3,0	0,0447	0,0732	0,0870	0,0987
4,0	0,0270	0,0474	0,0603	0,0758
5,0	0,0179	0,0328	0,0435	0,0610
6,0	0,0127	0,0238	0,0325	0,0506

Notă - Pentru valori intermediare ale rapoartelor *z/B* şi *L/B* se admite interpolarea liniară a valorilor α_C.

$$\sigma_z = p_{net}(\alpha_{C1} + \alpha_{C2} - \alpha_{C3} - \alpha_{C4}) \quad \text{(H.7)}$$

unde:

α_{C1} coeficientul de distribuţie al eforturilor pentru dreptunghiul AEPG

α_{C2} idem, pentru dreptunghiul GPFD

α_{C3} idem, pentru dreptunghiul BEPH

α_{C4} idem, pentru dreptunghiul HPFC.

(4) Pentru fundaţiile de formă specială în plan, la care distribuţia presiunilor pe talpă se admite să se considere uniformă, eforturile σ_z pe verticala diferitelor puncte ale fundaţiei se pot determina cu ajutorul metodei punctelor de colţ, prin aproximarea formei reale a fundaţiei cu un număr de suprafeţe dreptunghiulare şi suprapunerea efectelor.

H.2.3 Calculul tasării absolute prin metoda stratului liniar deformabil de grosime finită

(1) În cazul în care în limita zonei active apare un strat practic incompresibil (E_s > 100.000 kPa) sau atunci când fundaţia are lăţimea (sau diametrul) B > 10 m, iar stratul care constituie zona

activă se caracterizează prin valori E_s > 10.000 kPa, tasarea absolută probabilă a fundaţiei se calculează prin metoda stratului liniar deformabil de grosime finită.

(2) Tasarea absolută probabilă a fundaţiei se calculează:

$$s = 10^3 \cdot m \cdot p_{net} \cdot B \cdot \sum \frac{K_i - K_{i-1}}{E_{si}} \cdot (1 - \nu_{si}^2) \text{ [mm]} \qquad \text{(H.8)}$$

unde:

m — coeficient de corecţie prin care se ţine seama de grosimea stratului deformabil, z_0, dat în tabelul H.5

K_i, K_{i-1} — coeficienţi adimensionali daţi în tabelul H.6, stabiliţi pentru nivelul inferior, respectiv superior al stratului *i*

E_{si} — modulul de deformaţie liniară a stratului *i* [kPa]

ν_{si} — coeficientul lui Poisson al stratului *i*.

Notă - Calculul tasării se extinde asupra zonei active, care se împarte în straturi cu caracteristici geotehnice de deformabilitate distincte. În cazul în care zona activă este constituită dintr-un strat omogen, coeficienţii K_i şi K_{i-1} se stabilesc numai pentru adâncimea $z = z_0$ şi, respectiv, la nivelul tălpii fundaţiei: $z = 0$ (calculul efectuându-se, deci, pentru un singur strat).

Tabelul H.5

z_0/B	m
0,00 ÷ 0,25	1,5
0,26 ÷ 0,50	1,4
0,51 ÷ 1,00	1,3
1,01 ÷ 1,50	1,2
1,51 ÷ 2,50	1,1
> 2,50	1,0

H.3 Deplasări şi deformaţii posibile

H.3.1 Calculul tasării medii

(1) Tasarea medie probabilă a construcţiei se calculează efectuând media aritmetică a tasărilor absolute posibile a cel puţin 3 fundaţii izolate ale construcţiei.

(2) Cu cât suprafaţa construcţiei este mai mare, cu atât numărul valorilor tasărilor absolute posibile pe baza cărora se calculează tasarea medie trebuie să fie mai mare.

H.3.2 Calculul tasării relative

Tasarea relativă posibilă se calculează ca diferenţa între tasările absolute posibile a două fundaţii învecinate raportată la distanţa între ele, luând în considerare cea mai defavorabilă situaţie de încărcare.

Tabelul H.6

z/*B*	Fundaţii circulare	Fundaţii în formă de dreptunghi cu raportul laturilor *L/B*					
		1	1,5	2	3	5	≥ 10 (fundaţii continue)
	K						
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,045	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,052
0,2	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,3	0,135	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,156
0,4	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
0,5	0,233	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,260
0,6	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
0,7	0,308	0,342	0,349	0,349	0,349	0,349	0,362
0,8	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,397	0,412
0,9	0,382	0,415	0,437	0,442	0,442	0,442	0,462
1,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511
1,1	0,437	0,474	0,511	0,524	0,525	0,525	0,560
1,2	0,461	0,499	0,543	0,561	0,566	0,566	0,605
1,3	0,482	0,522	0,573	0,595	0,604	0,604	0,648
1,4	0,501	0,542	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687
1,5	0,517	0,560	0,625	0,655	0,674	0,674	0,726
1,6	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,708	0,763
1,7	0,546	0,592	0,668	0,707	0,736	0,741	0,798
1,8	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831
1,9	0,569	0,618	0,708	0,752	0,791	0,808	0,862
2,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,892
2,1	0,588	0,641	0,737	0,791	0,839	0,853	0,921
2,2	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,949
2,3	0,604	0,660	0,764	0,824	0,888	0,908	0,976
2,4	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001
2,5	0,618	0,676	0,787	0,855	0,921	0,955	1,025
2,6	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	1,050
2,7	0,630	0,690	0,808	0,881	0,955	0,998	1,073
2,8	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095
2,9	0,640	0,703	0,827	0,904	0,986	1,038	1,117
3,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138
3,1	0,649	0,714	0,843	0,924	1,014	1,074	1,158
3,2	0,653	0,719	0,850	0,934	1,027	1,091	1,178
3,3	0,657	0,724	0,857	0,943	1,040	1,107	1,197
3,4	0,661	0,728	0,863	0,951	1,051	1,123	1,215
3,5	0,664	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233
4,0	0,679	0,751	0,897	0,995	1,111	1,205	1,316
4,5	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390
5,0	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,456

Nota - Pentru valori intermediare ale rapoartelor *z/B* şi *L/B* se admite interpolarea liniară a valorilor coeficientului K.

H.3.3 Calculul înclinării fundaţiei dreptunghiulare

Înclinarea posibilă a unei fundaţii rigide dreptunghiulare, încărcată excentric, se determină:

(1) Înclinarea longitudinală

$$\mathrm{tg}\theta_{lg} = \frac{1 - \nu_{sm}^2}{E_{sm}} K_1 \frac{V_d\, e_L}{(L/2)^3} \qquad \text{(H.9)}$$

(2) Înclinarea transversală

$$\mathrm{tg}\theta_{tr} = \frac{1 - \nu_{sm}^2}{E_{sm}} K_2 \frac{V_d\, e_B}{(B/2)^3} \qquad \text{(H.10)}$$

unde:

V_d	încărcarea verticală de calcul ce solicită excentric fundaţia
e_L	excentricitatea punctului de aplicare a forţei N măsurată din centrul bazei, paralel cu L
e_B	excentricitatea punctului de aplicare a forţei N măsurată din centrul bazei, paralel cu B
E_{sm}, ν_{sm}	valorile medii ale modulului de deformaţie liniară şi coeficientului lui Poisson, pentru întreaga zonă activă
K_1, K_2	coeficienţi adimensionali determinaţi în funcţie de raportul $n = L/B$, după graficele din figura H.3.

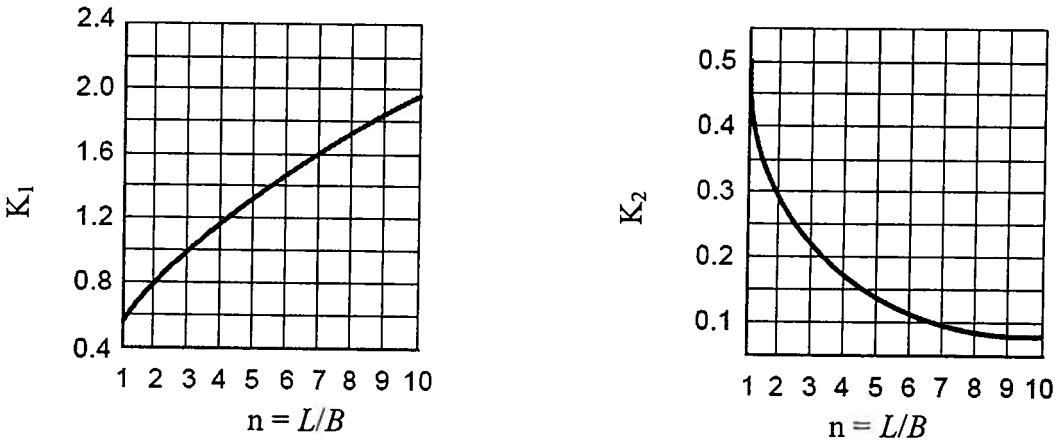


Figura H.3 - Graficele de variaţie ale coeficienţilor adimensionali K_1, K_2

H.3.4 Calculul înclinării fundaţiei circulare

(1) Înclinarea posibilă a unei fundaţii rigide circulară, încărcată excentric, se determină:

$$\mathrm{tg}\theta = \frac{1 - \nu_{sm}^2}{E_{sm}} \cdot \frac{3 V_d\, e}{4\, r^3} \qquad \text{(H.11)}$$

unde:

e	excentricitatea punctului de aplicare a forţei V_d măsurată din centrul bazei
r	raza bazei fundaţiei

(2) Înclinarea unei fundaţii având în plan formă poligonală se calculează cu aceeaşi relaţie, considerând raza egală cu:

$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ unde A este aria bazei fundaţiei poligonale.

H.3.5 Calculul înclinării fundaţiei continue

Înclinarea posibilă a unei fundaţii continue de lăţime B, încărcată excentric, se determină:

$$\text{tg}\,\theta = \frac{1 - \nu_{sm}^2}{E_{sm}} \cdot \frac{0{,}04 V_d\, e}{(B/2)^3} \qquad \text{(H.12)}$$

unde:

e excentricitatea punctului de aplicare a forţei V_d, măsurată faţă de axa longitudinală a bazei fundaţiei continue.

H.3.6 Calculul înclinării fundaţiei sub influenţa fundaţiilor vecine

Înclinarea posibilă a fundaţiei produsă în urma influenţei fundaţiilor vecine, se calculează:

$$\text{tg}\theta = (s_1 - s_2) / B \qquad \text{(H.13a)}$$

sau

$$\text{tg}\theta = (s_1 - s_2) / L \qquad \text{(H.13b)}$$

unde:

s_1, s_2 tasările absolute posibile pentru verticalele fiecărei margini a fundaţiei

B, L latura bazei fundaţiei după direcţia înclinării.

H.3.7 Calculul încovoierii relative a fundaţiei continue

Încovoierea relativă posibilă a fundaţiei continue se determină:

$$f = (2\, s_3 - s_1 - s_2) / 2\, l \qquad \text{(H.14)}$$

unde:

s_1, s_2 tasările absolute posibile ale capetelor porţiunii încovoiate care se analizează

s_3 tasarea absolută posibilă maximă sau minimă pentru porţiunea încovoiate care se analizează

l distanţa între punctele având tasările posibile s_1 şi s_2.

H.4 Verificarea criteriului privind deplasările şi / sau deformaţiile

(1) Verificarea la starea limită de exploatare trebuie să urmărească îndeplinirea condiţiei exprimata prin relaţia (I.12).

(2) Relaţia (I.12) se poate scrie sub forma:

$$\Delta_s \le \overline{\Delta}_s$$

sau

$$\Delta_t \le \overline{\Delta}_t \qquad \text{(H.15)}$$

unde:

Δ_s, Δ_t deplasări sau deformaţii posibile, calculate conform H.2 şi H.3

$\overline{\Delta}_s$ valori limită ale deplasărilor fundaţiilor şi deformaţiilor structurilor, stabilite prin

proiectul structurii sau determinate conform tabelului H.1

$\bar{\Delta}_t$ valori limită ale deplasărilor fundaţiilor şi deformaţiilor structurilor admise din punct de vedere tehnologic, specificate în proiectul tehnologic, în cazul construcţiilor cu restricţii de deformaţii în exploatare normală (CRE - conform tabelului I.4).

H.5 Verificarea criteriului privind limitarea încărcărilor transmise la teren

(1) Condiţia de verificare a criteriului privind limitarea încărcărilor transmise la teren se exprimă prin relaţia (I.26).

(2) Calculul la starea limită de exploatare se face, după caz, pentru acţiunile sau combinaţiile de acţiuni din grupările caracteristică, cvasipermanentă şi frecventă, definite conform CR 0.

(3) Calculul presiunii plastice, p_{pl}

Pentru fundaţiile cu baza de formă dreptunghiulară, presiunea plastică se calculează:

(3.1) Construcţii fără subsol

$$p_{pl} = m_1(\bar{\gamma}\, B\, N_1 + q\, N_2 + c\, N_3) \qquad \text{(H.16)}$$

(3.2) Construcţii cu subsol

$$p_{pl} = m_1[\bar{\gamma}\, B\, N_1 + (2q_e + q_i)\, N_2 /3 + c\, N_3] \qquad \text{(H.17)}$$

unde:

m_1 coeficient adimensional al condiţiilor de lucru, conform tabelului H.7

$\bar{\gamma}$ media ponderată a greutăţilor volumice de calcul ale straturilor de sub fundaţie cuprinse pe o adâncime de $B/4$ măsurată de la baza fundaţiei

B latura mică a bazei fundaţiei

q suprasarcina de calcul la adâncimea de fundare, lateral faţă de fundaţie

q_e, q_i suprasarcina de calcul la adâncimea de fundare, la exteriorul şi, respectiv, interiorul subsolului

c valoarea de calcul a coeziunii pământului de sub baza fundaţiei

N_1, N_2, N_3 coeficienţi adimensionali de capacitate portantă, definiţi în funcţie de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a pământului de sub baza fundaţiei; valorile N_1, N_2, N_3 sunt date în tabelul H.8.

Nota 1 - Se admite determinarea presiunii p_{pl} cu relaţiile de mai sus şi pentru fundaţiile de formă specială în plan. Pentru fundaţii cu baza circulară sau poligonală, latura echivalentă B se calculează cu relaţia $B = \sqrt{F}$ unde F este aria bazei fundaţiei de formă dată.

Nota 2 - La stabilirea suprasarcinilor de calcul (q, q_e, q_i) se iau în considerare greutatea pământului situat deasupra nivelului bazei fundaţiei, precum şi alte sarcini cu caracter permanent.

Nota 3 - Pentru stările limită de exploatare coeficienţii parţiali de rezistenţă pentru pământuri, γ_M, au valoarea egală cu 1,0.

Tabelul H.7

	Denumirea terenului de fundare	m_l
1	Bolovănişuri cu interspaţiile umplute cu nisip, pietrişuri cu excepţia nisipurilor fine şi prăfoase	2,0
2	Nisipuri fine:	
	- uscate sau umede ($S_r \leq 0,8$)	1,7
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0,8$)	1,6
3	Nisipuri prăfoase:	
	- uscate sau umede ($S_r \leq 0,8$)	1,5
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0,8$)	1,3
4	Bolovănişuri şi pietrişuri cu interspaţiile umplute cu pământuri coezive cu $I_C \leq 0,5$	1,3
5	Pământuri coezive cu $I_C \geq 0,5$	1,4
6	Bolovănişuri şi pietrişuri cu interspaţiile umplute cu pământuri coezive cu $I_C < 0,5$	1,1
7	Pământuri coezive cu $I_C < 0,5$	1,1

Tabelul H.8

φ' [°]	N_1	N_2	N_3
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,06	5,66
22	0,61	3,44	6,04

Tabelul H.8 (continuare)

φ' [°]	N_1	N_2	N_3
24°	0,72	3,87	6,45
26°	0,84	4,37	6,90
28°	0,98	4,93	7,40
30°	1,15	5,59	7,95
32°	1,34	6,35	8,55
34°	1,55	7,21	9,21
36°	1,81	8,25	9,98
38°	2,11	9,44	10,80
40°	2,46	10,84	11,73
42°	2,87	12,50	12,77
44°	3,37	14,48	13,96
45°	3,66	15,64	14,64

ANEXA J
Parametrii geotehnici de compresibilitate

(1) Parametrii geotehnici de compresibilitate ale straturilor de pământ care intervin în calculul deformaţiilor posibile ale terenului de fundare sunt:

- modulul de deformaţie liniară, E_s;
- coeficientul de contracţie transversală (coeficientul lui Poisson), ν_s.

(2) Parametrii geotehnici de compresibilitate se obţin prin:

(2.1) Incercări pe teren

(2.2) Incercări în laborator

(2.3) Calcul invers

(2.4) Utilizarea unor valori orientative.

J.1 Modulul de deformaţie liniară

J.1.1 Încercări pe teren

J.1.1.1 Încercări directe

(1) Încercarea de încărcare cu placa (PLT) este descrisă în anexa K din SR EN 1997-2.

J.1.1.2 Încercări indirecte

(1) Încercările de penetrare cu conul şi piezoconul sunt descrise în anexa D din SR EN 1997-2.

(2) Încercarea presiometrică (PMT) este descrisă în anexa E din SR EN 1997-2.

(3) Încercarea de penetrare dinamică (DP) este descrisă în anexa G din SR EN 1997-2.

(4) Încercarea prin sondare cu greutăţi (WST) este descrisă în anexa H din SR EN 1997-2.

(5) Încercarea cu dilatometrul plat (DMT) este descrisă în anexa J din SR EN 1997-2.

J.1.2 Încercari în laborator

(1) În lipsa încercărilor de teren, pentru calculul deformaţiilor în faze preliminare de proiectare a construcţiilor speciale, CS, cât şi pentru calculele definitive ale construcţiilor obişnuite, CO, se admite utilizarea valorilor modulului de deformaţie edometric, E_{oed}.

(2) Modulul de deformaţie liniară se calculează pe baza valorilor modulului edometric:

$$E_s = E_{oed} M_0 \qquad \text{(J.1)}$$

unde:

E_{oed} valoarea modulului de deformaţie edometric, determinată în intervalul de eforturi cuprins între efortul geologic corespunzator adâncimii de recoltare a probei, σ_{gz} şi efortul unitar vertical total la aceeaşi adâncime, $\sigma_{gz} + \sigma_z$;

M_0 coeficient de corecţie pentru trecerea de la modulul de deformaţie edometric la modulul de deformaţie liniară; valoarea coeficientului M_0 se determină experimental sau se pot adopta valorile orientative indicate în tabelul J.1; pentru pământuri prăfoase şi argiloase având $I_C < 0{,}5$ sau $e > 1{,}10$ se acceptă $M_0 = 1$ dacă nu se dispune de date experimentale.

Tabelul J.1

Denumirea pământului	I_C	Indicele porilor, e			
		0,41 ÷ 0,60	0,61 ÷ 0,80	0,81 ÷ 1,00	1,01 ÷ 1,10
		M_0			
Nisipuri	-	1,0	1,0	-	-
Nisip argilos, praf nisipos, argilă nisipoasă	0,00 ÷ 1,00	1,6	1,3	1,0	-
Praf, praf argilos, argilă prăfoasă	0,76 ÷ 1,00	2,3	1,7	1,3	1,1
	0,50 ÷ 0,75	1,9	1,5	1,2	1,0
Argilă, argilă grasă	0,76 ÷ 1,00	1,8	1,5	1,3	1,2
	0,50 ÷ 0,75	1,5	1,3	1,1	1,0

J.1.3 Calcul invers

(1) În cazul amplasamentelor cu stratificaţie uniformă, dacă se dispune de valori măsurate ale tasărilor la construcţii existente, modulul de deformaţie liniară se poate stabili prin calcul invers.

(2) Aceste valori pot fi utilizate în calculul tasărilor probabile ale unor construcţii proiectate, cu condiţia verificării uniformităţii caracteristicilor fiecărui strat prin sondaje executate pe amplasamentul fiecărei noi construcţii.

J.1.4 Utilizarea unor valori orientative

În lipsa datelor din teren şi/sau de laborator, la calculul deformaţiilor pentru predimensionare se admite utilizarea valorilor orientative date în tabelul J.2.

Tabelul J.2

Caracterizarea pământurilor	Indicele porilor, e						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
	Valori orientative ale modulului E_s [kPa]						
Pământuri necoezive							
Nisipuri cu pietriş	50000	40000	30000				
Nisipuri fine	48000	38000	28000	18000			
Nisipuri prăfoase	39000	28000	18000	11000			

Tabelul J.2 (continuare)

Origine	Denumire pământ	I_C	Pământuri coezive având $S_r \geq 0,8$ şi maximum 5% materii organice						
			Indicele porilor, e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
			Valori orientative ale modulului E_s [kPa]						
Aluviale, deluviale, lacustre	Praf nisipos	0,25÷1	32000	24000	16000	10000	7000		
	Praf, praf argilos, argilă prăfoasă, argilă nisipoasă	0,75÷1	34000	27000	22000	17000	14000	11000	
		0,50÷0.75	32000	25000	19000	14000	11000	8000	
	Argilă, argilă grasă	0,75÷1		28000	24000	21000	18000	15000	12000
		0,50÷0,75			21000	18000	15000	12000	9000
Fluvio - glaciare	Praf nisipos	0,25÷1	33000	24000	17000	11000	7000		
	Praf, praf argilos, argilă prăfoasă, argilă nisipoasă	0,75÷1	40000	33000	27000	21000			
		0,50÷0,75	35000	28000	22000	17000	14000		

J.2 Coeficientul de contracţie transversală (coeficientul lui Poisson)

În lipsa unor valori obtinute experimental, se pot adopta valorile indicate în tabelul J.3.

Tabelul J.3

Denumirea pământurilor	ν_s
Bolovănişuri şi pietrişuri	0,27
Nisipuri (inclusiv nisipuri prăfoase şi nisipuri argiloase)	0,30
Praf, praf argilos, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă	0,35
Argilă, argilă grasă	0,42

J.3 Cazul terenului stratificat

J.3.1 Modulul de deformaţie liniară

În cazul terenului stratificat, modulul de deformaţie liniară se calculează:

$$E_{sm} = m\, p_{net}\, B\, (K_1 - K_0)\, (1 - \nu_{sm}^2) / s \qquad \text{(J.2)}$$

unde:

m coeficient de corecţie prin care se ţine seama de adâncimea zonei active z_0 (tabelul H.5)

p_{net} presiunea netă la baza fundaţiei definită prin relaţia (H.1)

B latura mică a bazei fundaţiei

K_1, K_0 coeficienţi adimensionali indicaţi în tabelul H.6, stabiliţi pentru adâncimile $z = z_0$ şi $z = 0$

s tasarea absolută posibilă a fundaţiei

ν_{sm} valoarea medie a coeficientului lui Poisson.

J.3.2 Coeficientul lui Poisson

În cazul terenului stratificat, coeficientul lui Poisson se calculează:

$$\nu_{sm} = (\sum \nu_{si}\, h_i) \,/\, \sum h_i \qquad \text{(J.3)}$$

unde: ν_{si} coeficientul lui Poisson pentru stratul i

h_i grosimea stratului i.

ANEXA K
Metode de calcul pentru fundaţiile continue sub stâlpi

K.1 Metode simplificate

Metodele simplificate sunt metodele în care conlucrarea între fundaţie şi teren nu este luată în considerare iar diagrama de presiuni pe talpă se admite a fi cunoscută.

K.1.1 Metoda grinzii continue cu reazeme fixe

(1) Fundaţia se asimilează cu o grindă continuă având reazeme fixe în dreptul stâlpilor (Figura K.1).

(2) Se acceptă ipoteza distribuţiei liniare a presiunilor pe teren, calculată cu:

$$p_{\max,\min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \qquad \text{(K.1)}$$

unde:

$$N = \sum_{1}^{n} N_i \qquad \text{(K.2)}$$

unde: N_i - forţa axială în stâlpul *i*

$$M = \sum_{1}^{n} N_i d_i + \sum_{1}^{n} M_i \qquad \text{(K.3)}$$

unde: M_i - moment încovoietor în stâlpul *i*;

d_i – distanţa de la centrul de greutate al tălpii la axul stâlpului *i*.

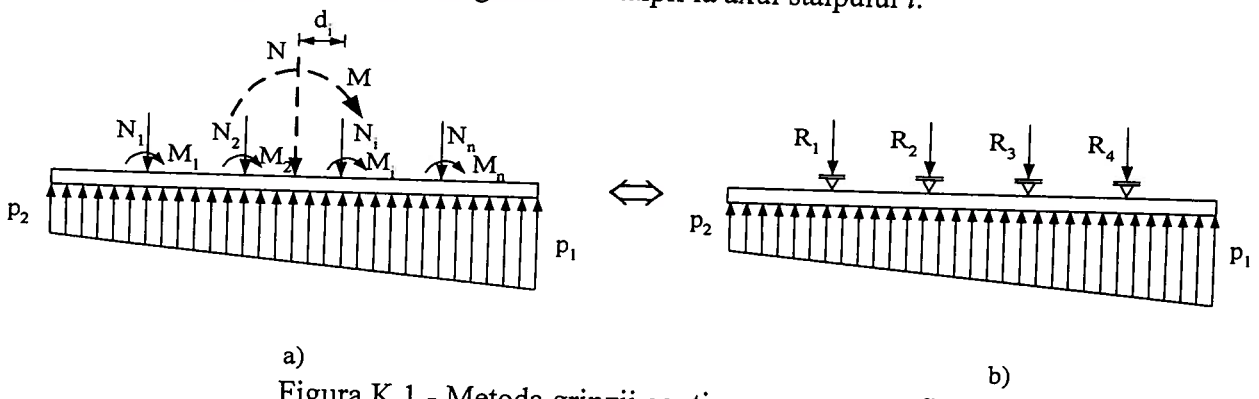


Figura K.1 - Metoda grinzii continue cu reazeme fixe

(3) Pentru o lăţime *B* constantă a grinzii, încărcarea pe unitatea de lungime este:

$$\bar{p}_{1,2} = \frac{N}{L} \pm \frac{6M}{L^2} \qquad \text{(K.4)}$$

(4) Fundaţia este considerată o grindă continuă cu reazeme fixe, acţionată de jos în sus cu încărcarea variabilă liniar între $\bar{p}_1$ şi $\bar{p}_2$ şi rezemată pe stâlpi. Prin calcul static se determină reacţiunile R_i în reazeme, adică în stâlpi.

K.2 Metode exacte

(1) Metodele exacte sunt metodele care iau în considerare interacţiunea dintre fundaţie şi teren.

(2) Metodele exacte se diferenţiază în funcţie de modelul adoptat pentru teren.

K.3 Metode bazate pe modelul mediului discret (modelul Winkler)

(1) Modelul Winkler asimilează terenul cu un mediu discret reprezentat prin resoarte independente.

(2) Resoartele permit determinarea deformaţiei terenului aflat sub fundaţie, dar nu şi în afara bazei acesteia.

(3) Relaţia caracteristică pentru modelul Winkler este:

$$p = z\, k_s \qquad \text{(K.5)}$$

unde:

p presiunea într-un punct al suprafeţei de contact dintre fundaţie şi teren

z deformaţia pe verticală în acel punct

k_s factor de proporţionalitate între presiune şi deformaţie, care caracterizează rigiditatea resortului, denumit coeficient de pat.

K.3.1 Calculul coeficientului de pat k_s

K.3.1.1 Pe baza încercării de încărcare cu placa (Figura K.2)

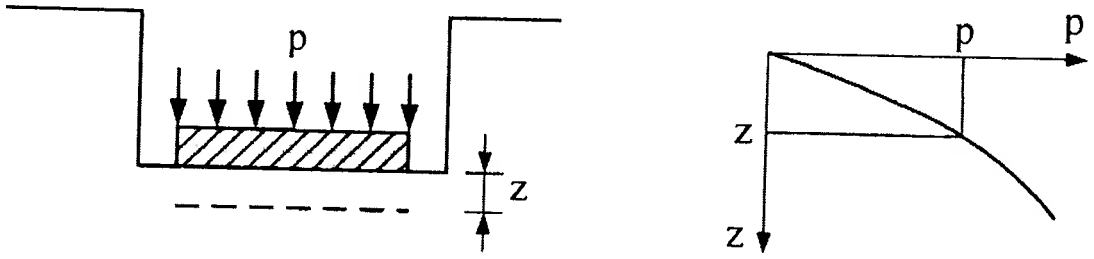


Figura K.2 - Încercarea de încărcare cu placa pe teren

(1) Pentru un punct de coordonate (p, z) aparţinând diagramei de încărcare – tasare, în zona de comportare cvasi-liniară, coeficientul de pat se obţine:

$$k'_s = \frac{p}{z} \qquad \text{(K.6)}$$

unde:

k'_s coeficientul de pat obţinut printr-o încercare cu placa de latură B_p.

(2) Pentru acelaşi teren, diagrama de încărcare – tasare depinde de dimensiunile şi rigiditatea plăcii.

(3) Coeficientul de pat k_s de utilizat în cazul unei fundaţii de latură B se determină în funcţie de k'_s:

$$k_s = \alpha\, k'_s \qquad \text{(K.7)}$$

unde:

α coeficient de corelare definit în funcţie de tipul de pământ:

$\alpha = \frac{B_p}{B}$ pentru pământuri coezive

$\alpha = \left[\frac{(B_p + 0{,}3)}{2B}\right]^2$ pentru pământuri necoezive

unde:

B_p latura plăcii de formă pătrată; B_p = 0,30m
B lăţimea bazei fundaţiei.

K.3.1.2 Pe baza parametrilor geotehnici de compresibilitate

(1) Coeficientul de pat, k_s, se determină în funcţie de E_s şi ν_s:

$$k_s = k_m \frac{1}{\alpha} \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)} \qquad \text{(K.8)}$$

unde:

k_m coeficient funcţie de raportul dintre lungimea şi lăţimea bazei fundaţiei (Tabelul K.1).

(2) Coeficientul de pat, k_s , se determină în funcţie de modulul edometric, E_{oed}:

$$k_s B = 2 E_{oed} \qquad \text{(K.9)}$$

K.3.1.3 Pe baza valorilor orientative, k_s, date în tabelul K.2 pentru B =1m şi încărcări statice.

Tabelul K.1

$\alpha = L/B$	k_m
1.00	0.5283
1.25	0.4740
1.50	0.4357
1.75	0.4070
2.00	0.3845
2.25	0.3663
2.50	0.3512
2.75	0.3385
3.00	0.3275
3.50	0.3093
4.00	0.2953
4.50	0.2836
5.00	0.2739

Tabelul K.1(continuare)

$\alpha = L/B$	k_m
6.00	0.2584
7.00	0.2465
8.00	0.2370
9.00	0.2292
10.00	0.2226
20.00	0.1868
30.00	0.1705
40.00	0.1606
50.00	0.1537
60.00	0.1481
70.00	0.1442
80.00	0.1407
90.00	0.1378
100.00	0.1353

Tabelul K.2

Pământuri grosiere	I_D		
	0÷0,33	**0,34÷0,66**	**0,67÷1,00**
k_s (kN/m^3)	14000÷25000	25000÷72000	72000÷130000

Pământuri fine	I_C			
	0÷0,25	**0,25÷0,50**	**0,50÷0,75**	**0,75÷1,00**
k_s (kN/m^3)	-	7000÷34000	34000÷63000	63000÷100000

K.3.1.4 Prin calcul invers

În cazul în care se dispune de valori măsurate ale modulilor de deformaţie liniară, E_s, pentru toate stratele de pământ aflate în limita zonei active a fundaţiei (definită conform anexei H), valoarea coeficientului de pat, k_s , se obţine:

$$k_s = \frac{p_{ef}}{s} \qquad \text{(K.10)}$$

unde:

p_{ef} presiunea efectivă medie la baza fundaţiei

s tasarea absolută probabilă a fundaţiei (calculată conform anexei H).

K.3.2 Metode analitice de calcul

K.3.2.1. Grinda continuă pe o singură direcţie

K.3.2.1.1 Grinda de lungime infinită încărcată cu o forţă concentrată, P (Figura K.3).

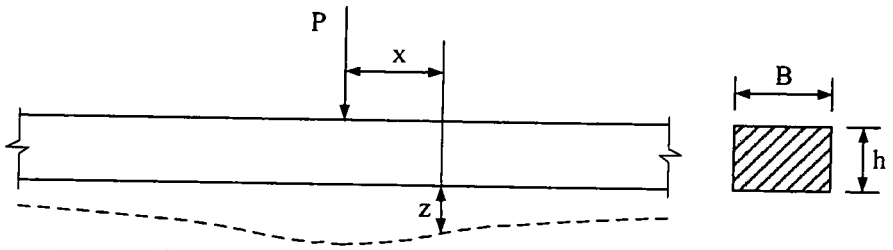


Figura K.3 - Grinda de lungime infinită încărcată cu o forţă concentrată

(1) Ecuaţia diferenţială a fibrei medii deformate a grinzii solicitată la încovoiere se scrie:

$$EI\frac{d^4z}{dx^4} = \bar{p} \qquad \text{(K.11)}$$

unde:

$\bar{p}$ încărcarea pe unitatea de lungime

EI rigiditatea grinzii.

(2) Între $\bar{p}$ şi presiunea de contact la nivelul tălpii de fundare se poate scrie relaţia:

$$\bar{p} = p\,B \qquad \text{(K.12)}$$

unde:

B lăţimea grinzii.

(3) Înlocuind ecuaţia (K.12) în ecuaţia (K.11):

$$EI\frac{d^4z}{dx^4} + p\,B = 0 \qquad \text{(K.13)}$$

(4) Înlocuind ecuaţia (K.5) în ecuaţia (K.13):

$$EI\frac{d^4z}{dx^4} + k_s z\,B = 0 \qquad \text{(K.14a)}$$

$$\frac{d^4z}{dx^4} + \frac{k_s\,B}{EI}z = 0 \qquad \text{(K.14b)}$$

$$\frac{d^4z}{dx^4} + \frac{4k_s\,B}{4EI}z = 0 \qquad \text{(K.14c)}$$

Se introduce notaţia: $\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s B}{4EI}}$, unde λ se măsoară în m^{-1}.

(5) Ecuaţia (K.14c) devine:

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + 4\lambda^4 z = 0 \qquad \text{(K.15)}$$

(6) Soluţia generală a ecuaţiei (K.15) este:

$$z = e^{\lambda x}(C_1 \cos\lambda x + C_2 \sin\lambda x) + e^{-\lambda x}(C_3 \cos\lambda x + C_4 \sin\lambda x) \qquad \text{(K.16)}$$

(7) Constantele de integrare C_i, i=1÷4, se determină din condiţiile de margine:

- pentru $x = \pm\infty$: $M = 0$, $T = 0 \Rightarrow C_1 = C_2 = 0$
- pentru $x = 0$: $\frac{dz}{dx} = 0 \Rightarrow C_3 = C_4$
- pentru $x = 0$: $T = \frac{P}{2} \Rightarrow C_3 = C_4 = \frac{P}{8EI\lambda^3} = \frac{P\lambda}{8EI\lambda^4} = \frac{P\lambda}{8EI\frac{k_s B}{4EI}} = \frac{P\lambda}{2k_s B}$

(8) Ecuaţia (K.16) devine:

$$z = \frac{P\lambda}{2k_s B} e^{-\lambda x}(\cos\lambda x + \sin\lambda x) = \frac{P\lambda}{2k_s B} f_1(\lambda x) \qquad \text{(K.17)}$$

unde: $f_1(\lambda x) = e^{-\lambda x}(\cos\lambda x + \sin\lambda x)$

$$\frac{dz}{dx} = \theta = -\frac{P\lambda^2}{k_s B} e^{-\lambda x} \sin\lambda x = -\frac{P\lambda^2}{k_s B} f_2(\lambda x) \qquad \text{(K.18)}$$

unde: $f_2(\lambda x) = e^{-\lambda x} \sin\lambda x$

(9) Se introduce notaţia $l_e = 1/\lambda$, unde l_e este lungimea elastică.

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -\frac{P\lambda^3}{k_s B} e^{-\lambda x}(\cos\lambda x - \sin\lambda x) = -\frac{P\lambda^4}{k_s B\lambda} e^{-\lambda x}(\cos\lambda x - \sin\lambda x)$$

$$= -\frac{P\frac{k_s B}{4EI}}{k_s B\lambda} e^{-\lambda x}(\cos\lambda x - \sin\lambda x) \qquad \text{(K.19)}$$

$$M = -Pl_e \frac{1}{4} e^{-\lambda x}(\cos\lambda x - \sin\lambda x) = \frac{1}{4} Pl_e f_3(\lambda x)$$

unde: $f_3(\lambda x) = e^{-\lambda x}(\cos\lambda x - \sin\lambda x)$

$$\frac{d^3 z}{dx^3} = -\frac{T}{EI} = -\frac{2P\lambda^4}{k_s B} e^{-\lambda x} \cos\lambda x = -\frac{2P\frac{k_s B}{4EI}}{k_s B\lambda} e^{-\lambda x} \cos\lambda x$$

$$T = -P\frac{1}{2} e^{-\lambda x} \cos\lambda x = -\frac{1}{2} P f_4(\lambda x) \qquad \text{(K.20)}$$

unde: $f_4(\lambda x) = e^{-\lambda x} \cos\lambda x$

(10) Valorile funcţiilor $f_1(\lambda x)$, $f_2(\lambda x)$, $f_3(\lambda x)$, $f_4(\lambda x)$ sunt date în tabelele K.3÷K.6.

Tabelul K.3

λx	f_1	λx	f_1	λx	f_1	λx	f_1	λx	f_1
0.000	1.000	1.040	0.484	2.080	0.048	3.120	-0.043	4.160	-0.021
0.040	0.998	1.080	0.460	2.120	0.040	3.160	-0.043	4.200	-0.020
0.080	0.994	1.120	0.436	2.160	0.032	3.200	-0.043	4.240	-0.019
0.120	0.987	1.160	0.413	2.200	0.024	3.240	-0.043	4.280	-0.018
0.160	0.977	1.200	0.390	2.240	0.017	3.280	-0.042	4.320	-0.017
0.200	0.965	1.240	0.368	2.280	0.011	3.320	-0.042	4.360	-0.016
0.240	0.951	1.280	0.346	2.320	0.005	3.360	-0.041	4.400	-0.015
0.280	0.935	1.320	0.325	2.360	-0.001	3.400	-0.041	4.440	-0.015
0.320	0.918	1.360	0.305	2.400	-0.006	3.440	-0.040	4.480	-0.014
0.360	0.899	1.400	0.285	2.440	-0.010	3.480	-0.039	4.520	-0.013
0.400	0.878	1.440	0.266	2.480	-0.015	3.520	-0.038	4.560	-0.012
0.440	0.857	1.480	0.247	2.520	-0.019	3.560	-0.038	4.600	-0.011
0.480	0.835	1.520	0.230	2.560	-0.022	3.600	-0.037	4.640	-0.010
0.520	0.811	1.560	0.212	2.600	-0.025	3.640	-0.036	4.680	-0.010
0.560	0.787	1.600	0.196	2.640	-0.028	3.680	-0.035	4.720	-0.009
0.600	0.763	1.640	0.180	2.680	-0.031	3.720	-0.034	4.760	-0.008
0.640	0.738	1.680	0.165	2.720	-0.033	3.760	-0.032	4.800	-0.007
0.680	0.712	1.720	0.150	2.760	-0.035	3.800	-0.031	4.840	-0.007
0.720	0.687	1.760	0.137	2.800	-0.037	3.840	-0.030	4.880	-0.006
0.760	0.661	1.800	0.123	2.840	-0.038	3.880	-0.029	4.920	-0.006
0.800	0.635	1.840	0.111	2.880	-0.040	3.920	-0.028	4.960	-0.005
0.840	0.610	1.880	0.099	2.920	-0.041	3.960	-0.027	5.000	-0.005
0.880	0.584	1.920	0.088	2.960	-0.042	4.000	-0.026		
0.920	0.558	1.960	0.077	3.000	-0.042	4.040	-0.025		
0.960	0.533	2.000	0.067	3.040	-0.043	4.080	-0.024		
1.000	0.508	2.040	0.057	3.080	-0.043	4.120	-0.023		

(11) În figura K.4 este prezentată variaţia funcţiilor $f_1(\lambda x)$, $f_2(\lambda x)$, $f_3(\lambda x)$ şi $f_4(\lambda x)$ cu argumentul λx, funcţii ce pot fi utilizate pentru calculul lui z, θ, M şi respectiv T.

Notă. Deoarece diagrama de forţă tăietoare este antisimetrică faţă de punctul de aplicaţie al forţei, valorile funcţiei f_4 vor fi luate cu semnul prezentat în tabel atunci când forţa este situată la stânga secţiunii de calcul şi cu semn schimbat când forţa este la dreapta secţiunii de calcul.

(12) În figura K.5 sunt date diagramele de săgeată, rotire, moment încovoietor şi forţă tăietoare pentru grinda de lungime infinită acţionată de forţă concentrată.

Tabelul K.4

λx	f_2	λx	f_2	λx	f_2	λx	f_2	λx	f_2
0.000	0.000	1.040	0.305	2.080	0.109	3.120	0.001	4.160	-0.013
0.040	0.038	1.080	0.300	2.120	0.102	3.160	-0.001	4.200	-0.013
0.080	0.074	1.120	0.294	2.160	0.096	3.200	-0.002	4.240	-0.013
0.120	0.106	1.160	0.287	2.200	0.090	3.240	-0.004	4.280	-0.013
0.160	0.136	1.200	0.281	2.240	0.083	3.280	-0.005	4.320	-0.012
0.200	0.163	1.240	0.274	2.280	0.078	3.320	-0.006	4.360	-0.012
0.240	0.187	1.280	0.266	2.320	0.072	3.360	-0.008	4.400	-0.012
0.280	0.209	1.320	0.259	2.360	0.067	3.400	-0.009	4.440	-0.011
0.320	0.228	1.360	0.251	2.400	0.061	3.440	-0.009	4.480	-0.011
0.360	0.246	1.400	0.243	2.440	0.056	3.480	-0.010	4.520	-0.011
0.400	0.261	1.440	0.235	2.480	0.051	3.520	-0.011	4.560	-0.010
0.440	0.274	1.480	0.227	2.520	0.047	3.560	-0.012	4.600	-0.010
0.480	0.286	1.520	0.218	2.560	0.042	3.600	-0.012	4.640	-0.010
0.520	0.295	1.560	0.210	2.600	0.038	3.640	-0.013	4.680	-0.009
0.560	0.303	1.600	0.202	2.640	0.034	3.680	-0.013	4.720	-0.009
0.600	0.310	1.640	0.194	2.680	0.031	3.720	-0.013	4.760	-0.009
0.640	0.315	1.680	0.185	2.720	0.027	3.760	-0.013	4.800	-0.008
0.680	0.319	1.720	0.177	2.760	0.024	3.800	-0.014	4.840	-0.008
0.720	0.321	1.760	0.169	2.800	0.020	3.840	-0.014	4.880	-0.007
0.760	0.322	1.800	0.161	2.840	0.017	3.880	-0.014	4.920	-0.007
0.800	0.322	1.840	0.153	2.880	0.015	3.920	-0.014	4.960	-0.007
0.840	0.321	1.880	0.145	2.920	0.012	3.960	-0.014	5.000	-0.006
0.880	0.320	1.920	0.138	2.960	0.009	4.000	-0.014		
0.920	0.317	1.960	0.130	3.000	0.007	4.040	-0.014		
0.960	0.314	2.000	0.123	3.040	0.005	4.080	-0.014		
1.000	0.310	2.040	0.116	3.080	0.003	4.120	-0.013		

Tabelul K.5

λx	f_3	λx	f_3	λx	f_3	λx	f_3	λx	f_3
0.000	1.000	1.040	-0.126	2.080	-0.170	3.120	-0.045	4.160	0.005
0.040	0.922	1.080	-0.139	2.120	-0.165	3.160	-0.042	4.200	0.006
0.080	0.846	1.120	-0.152	2.160	-0.160	3.200	-0.038	4.240	0.006
0.120	0.774	1.160	-0.162	2.200	-0.155	3.240	-0.035	4.280	0.007
0.160	0.705	1.200	-0.172	2.240	-0.150	3.280	-0.032	4.320	0.007
0.200	0.640	1.240	-0.180	2.280	-0.144	3.320	-0.029	4.360	0.008
0.240	0.577	1.280	-0.187	2.320	-0.139	3.360	-0.026	4.400	0.008
0.280	0.517	1.320	-0.192	2.360	-0.134	3.400	-0.024	4.440	0.008
0.320	0.461	1.360	-0.197	2.400	-0.128	3.440	-0.021	4.480	0.008
0.360	0.407	1.400	-0.201	2.440	-0.123	3.480	-0.019	4.520	0.009
0.400	0.356	1.440	-0.204	2.480	-0.118	3.520	-0.017	4.560	0.009
0.440	0.308	1.480	-0.206	2.520	-0.112	3.560	-0.014	4.600	0.009
0.480	0.263	1.520	-0.207	2.560	-0.107	3.600	-0.012	4.640	0.009
0.520	0.221	1.560	-0.208	2.600	-0.102	3.640	-0.011	4.680	0.009
0.560	0.181	1.600	-0.208	2.640	-0.097	3.680	-0.009	4.720	0.009
0.600	0.143	1.640	-0.207	2.680	-0.092	3.720	-0.007	4.760	0.009
0.640	0.108	1.680	-0.206	2.720	-0.087	3.760	-0.005	4.800	0.009

0.680	0.075	1.720	-0.204	2.760	-0.082	3.800	-0.004	4.840	0.009
0.720	0.045	1.760	-0.201	2.800	-0.078	3.840	-0.003	4.880	0.009
0.760	0.017	1.800	-0.199	2.840	-0.073	3.880	-0.001	4.920	0.009
0.800	-0.009	1.840	-0.195	2.880	-0.069	3.920	0.000	4.960	0.009
0.840	-0.033	1.880	-0.192	2.920	-0.064	3.960	0.001	5.000	0.008
0.880	-0.055	1.920	-0.188	2.960	-0.060	4.000	0.002		
0.920	-0.076	1.960	-0.184	3.000	-0.056	4.040	0.003		
0.960	-0.094	2.000	-0.179	3.040	-0.052	4.080	0.004		
1.000	-0.111	2.040	-0.175	3.080	-0.049	4.120	0.004		

Tabelul K.6

λx	f_4	λx	f_4	λx	f_4	λx	f_4	λx	f_4
0.000	1.000	1.040	0.179	2.080	-0.061	3.120	-0.044	4.160	-0.008
0.040	0.960	1.080	0.160	2.120	-0.063	3.160	-0.042	4.200	-0.007
0.080	0.920	1.120	0.142	2.160	-0.064	3.200	-0.041	4.240	-0.007
0.120	0.881	1.160	0.125	2.200	-0.065	3.240	-0.039	4.280	-0.006
0.160	0.841	1.200	0.109	2.240	-0.066	3.280	-0.037	4.320	-0.005
0.200	0.802	1.240	0.094	2.280	-0.067	3.320	-0.036	4.360	-0.004
0.240	0.764	1.280	0.080	2.320	-0.067	3.360	-0.034	4.400	-0.004
0.280	0.726	1.320	0.066	2.360	-0.067	3.400	-0.032	4.440	-0.003
0.320	0.689	1.360	0.054	2.400	-0.067	3.440	-0.031	4.480	-0.003
0.360	0.653	1.400	0.042	2.440	-0.067	3.480	-0.029	4.520	-0.002
0.400	0.617	1.440	0.031	2.480	-0.066	3.520	-0.028	4.560	-0.002
0.440	0.583	1.480	0.021	2.520	-0.065	3.560	-0.026	4.600	-0.001
0.480	0.549	1.520	0.011	2.560	-0.065	3.600	-0.025	4.640	-0.001
0.520	0.516	1.560	0.002	2.600	-0.064	3.640	-0.023	4.680	0.000
0.560	0.484	1.600	-0.006	2.640	-0.063	3.680	-0.022	4.720	0.000
0.600	0.453	1.640	-0.013	2.680	-0.061	3.720	-0.020	4.760	0.000
0.640	0.423	1.680	-0.020	2.720	-0.060	3.760	-0.019	4.800	0.001
0.680	0.394	1.720	-0.027	2.760	-0.059	3.800	-0.018	4.840	0.001
0.720	0.366	1.760	-0.032	2.800	-0.057	3.840	-0.016	4.880	0.001
0.760	0.339	1.800	-0.038	2.840	-0.056	3.880	-0.015	4.920	0.002
0.800	0.313	1.840	-0.042	2.880	-0.054	3.920	-0.014	4.960	0.002
0.840	0.288	1.880	-0.046	2.920	-0.053	3.960	-0.013	5.000	0.002
0.880	0.264	1.920	-0.050	2.960	-0.051	4.000	-0.012		
0.920	0.241	1.960	-0.053	3.000	-0.049	4.040	-0.011		
0.960	0.220	2.000	-0.056	3.040	-0.048	4.080	-0.010		
1.000	0.199	2.040	-0.059	3.080	-0.046	4.120	-0.009		

K.3.2.1.2 Grindă de lungime infinită acţionată de mai multe forţe concentrate

În situaţia în care grinda este acţionată de mai multe forţe concentrate, P_i, i=1÷n, determinarea valorilor pentru z, θ, M, T într-o secţiune dată se face prin suprapunerea efectelor (Figura K.6).

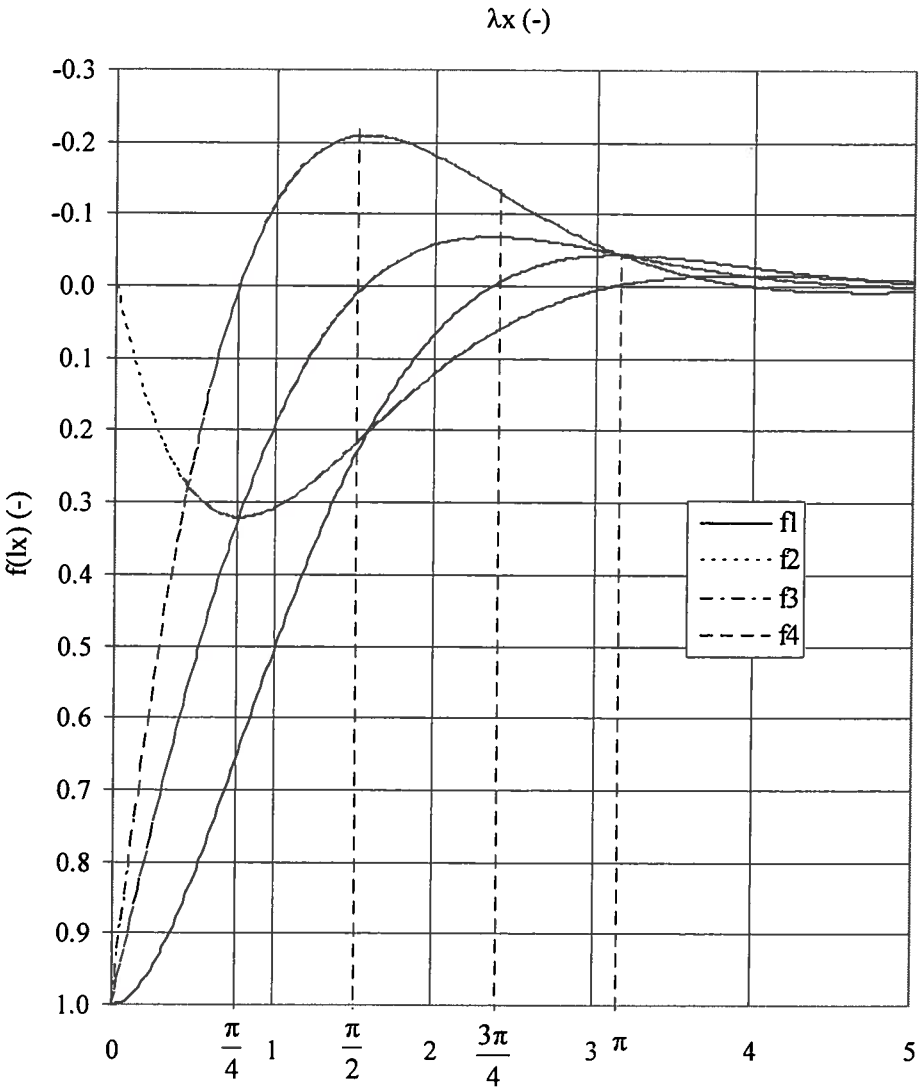


Figura K.4 - Graficele de variaţie ale funcţiilor $f_1(\lambda x)$, $f_2(\lambda x)$, $f_3(\lambda x)$ şi $f_4(\lambda x)$.

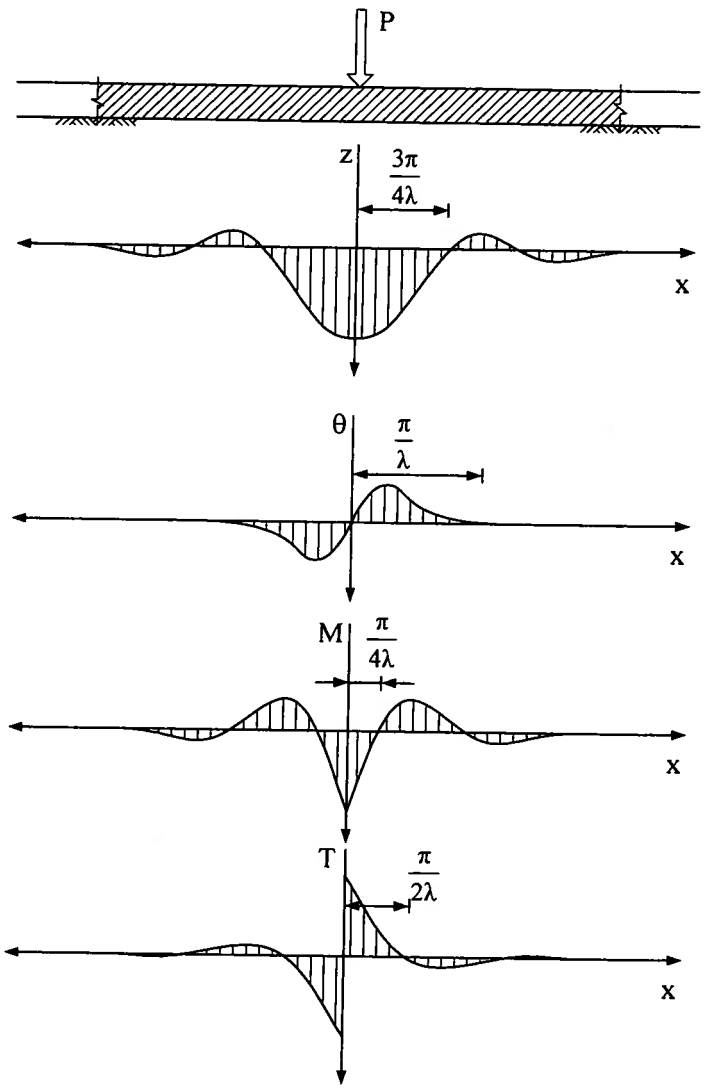


Figura K.5 - Diagramele de săgeată, rotire, moment încovoietor şi forţă tăietoare pentru grinda de lungime infinită acţionată de forţă concentrată

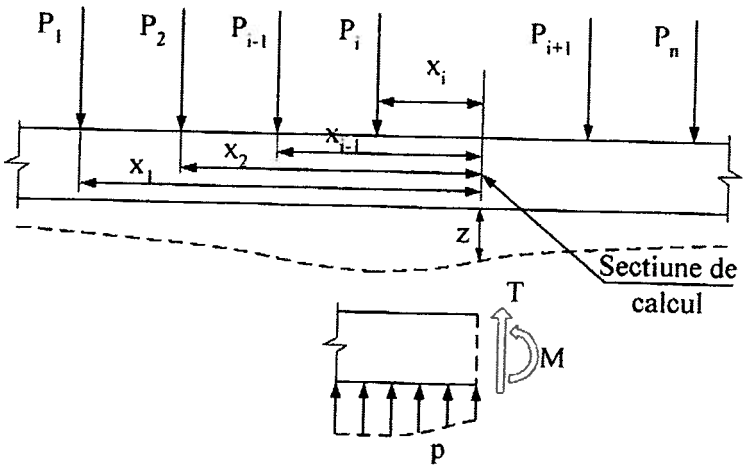


Figura K.6 – Schema de calcul pentru grinda acţionată de mai multe forţe concentrate P_i

$$z = \frac{\lambda}{2k_s B}\sum_{1}^{n} P_i f_1(\lambda x_i) \tag{K.21}$$

$$\theta = \frac{\lambda^2}{k_s B}\sum_{1}^{n} P_i f_2(\lambda x_i) \tag{K.22}$$

$$M = \frac{1}{4} l_e \sum_{1}^{n} P_i f_3(\lambda x_i) \tag{K.23}$$

$$T = -\frac{1}{2}\sum_{1}^{n} P_i f_4(\lambda x_i) \tag{K.24}$$

K.3.2.1.3 Grindă de lungime infinită acţionată de un moment încovoietor

(1) Momentul încovoietor M_0 este înlocuit în calcul prin cuplul $P\Delta x$ (Figura K.7).

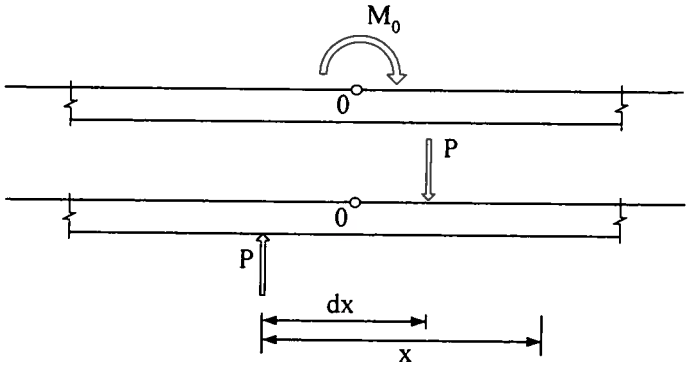


Figura K.7 - Grinda de lungime infinită încărcată cu un moment încovoietor

(2) Pentru determinarea tasării grinzii într-o secţiune situată la distanţa x faţă de punctul de aplicare al cuplului se utilizează relaţia (K.17) în cazul a două forţe concentrate:

$$z = -\frac{P\lambda}{2k_s B} f_1(\lambda x) + \frac{P\lambda}{2k_s B} f_1[\lambda(x - dx)] = -\frac{\lambda}{2k_s B} P\{f_1(\lambda x) - f_1[\lambda(x - dx)]\}\frac{dx}{dx} =$$
$$\frac{M_0\lambda}{2k_s B}\frac{f_1(\lambda x) - f_1[\lambda(x - dx)]}{dx} = \frac{M_0\lambda}{2k_s B}\frac{df_1}{dx} = \frac{M_0\lambda^2}{2k_s B} e^{-\lambda x}\sin\lambda x = \frac{M_0\lambda^2}{2k_s B} f_2(\lambda x) \tag{K.25}$$

(3) Astfel, pentru calculul săgeţii în cazul grinzii infinite acţionată de un moment încovoietor M_0 este utilizată funcţia $f_2(\lambda x)$ care descrie rotirea în cazul grinzii infinite acţionate de o forţă concentrată *P*. Aceasta înseamnă că pentru θ, M şi T se vor utiliza, prin permutare, funcţiile f_1, f_3 şi f_4 după corespondenţa descrisă în tabelul K.7.

Tabelul K.7

	Funcţii utilizate în cazul grinzii acţionate de:	
	P	**M_0**
z	f_1	f_2
θ	f_2	f_3
M	f_3	f_4
T	f_4	f_1

K.3.2.1.4 Grinda de lungime finită

(1) Pentru folosirea funcţiilor determinate în cazul grinzii de lungime infinită, grinda de lungime finită se calculează prin metoda forţelor fictive.

(2) Se consideră grinda de lungime finită care este transformată în grindă infinită prin prelungirea fictivă a capetelor A şi B (Figura K.8).

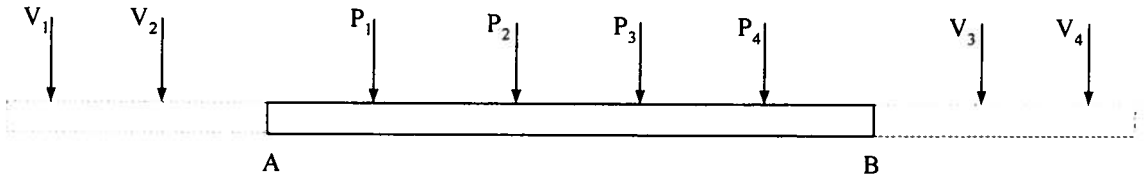


Figura K.8 – Schema de calcul pentru grinda de lungime finită

(3) Asupra grinzii de fundare considerată ca grindă infinită acţionează sistemul de încărcări P_i, i=1÷n, împreună cu forţele fictive V_i, i=1÷4, amplasate de o parte şi de cealaltă a grinzii cu valori astfel determinate încât starea de eforturi şi deformaţii în grinda de lungime finită să nu se modifice.

(4) Pentru determinarea forţelor fictive se impun condiţiile pentru capetele libere ale grinzii, şi anume: M_A=0, T_A=0, M_B=0, T_B=0.

(5) Utilizând funcţiile $f_3(\lambda x_i)$ şi $f_4(\lambda x_i)$ definite anterior şi impunând condiţiile pentru capetele libere ale grinzii se obţin patru ecuaţii liniare pentru determinarea valorilor forţelor fictive.

(6) Pentru simplificarea calculelor se alege distanţa de la forţa V_1 la capătul A al grinzii astfel încât momentul încovoietor să fie egal cu zero, iar punctul de aplicaţie pentru V_2 astfel încât forţa tăietoare corespunzătoare în secţiunea A să fie egală cu zero.
În acelaşi mod se procedează şi cu forţele V_3 şi V_4 cu privire la momentul şi forţa tăietoare în capătul B al grinzii.

(7) Din tabelele pentru funcţiile $f_3(\lambda x_i)$ şi $f_4(\lambda x_i)$ rezultă că, pentru ca forţele fictive care apar într-o ecuaţie să se anuleze alternativ, distanţele de la capetele grinzii finite la punctele de aplicaţie ale forţelor fictive să fie alese după cum urmează:

$$x = \frac{\pi}{4\lambda} \text{ pentru care } f_3\left(\frac{\pi}{4}\right) = 0 \qquad \text{(K.26a)}$$

$$x = \frac{\pi}{2\lambda} \text{ pentru care } f_4\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0 \qquad \text{(K.26b)}$$

(8) Forţele V_i, i=1÷4, astfel obţinute, se introduc în schema de încărcare a grinzii finite iar calculul deformaţiilor şi al eforturilor secţionale se poate face utilizând tabelele şi diagramele pentru grinda infinită.

K.3.2.2 Grinzi continue pe două direcţii

K.3.2.2.1 Ipoteza nodurilor articulate

(1) În ipoteza nodurilor articulate urmează a se repartiza pe cele două direcţii doar forţa concentrată V_i ce acţionează în nodul *i*.

(2) M_{ix} şi M_{iy} se transmit integral grinzilor pe care acţionează (Figura K.9).

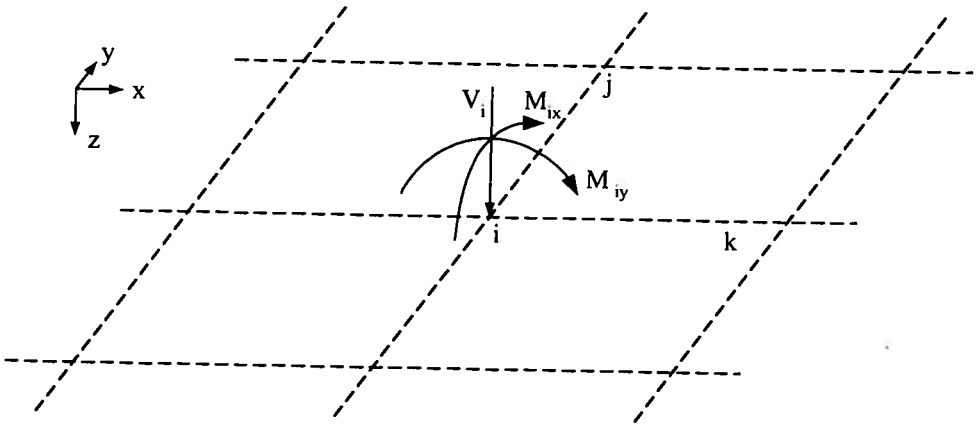


Figura K.9 - Schema de calcul pentru grinzi continue pe două direcţii

(3) Se scrie condiţia de echilibru:

$$V_i = V_{ix} + V_{iy} \tag{K.27}$$

(4) Se scrie condiţia de continuitate exprimată prin condiţia de egalitate a tasărilor (deplasărilor verticale) în nodul *i*, z_i:

$$z_{ix} = z_{iy} \tag{K.28}$$

(5) Condiţia de echilibru (relaţia K.27) şi condiţia de continuitate (relaţia K.28) exprimate pentru fiecare nod (i=1÷n) formează sistemul de 2n ecuaţii cu 2n necunoscute prin rezolvarea căruia se determină încărcările în noduri.

(6) După determinarea încărcărilor pe noduri, fiecare din grinzile reţelei se calculează ca o grindă continuă pe o singură direcţie, determinând diagramele M şi T necesare pentru dimensionarea acestora.

K.3.2.2.2 Ipoteza nodurilor încastrate

(1) În ipoteza nodurilor încastrate urmează a se repartiza pe cele două direcţii atât forţa concentrată V_i cât şi momentele M_{ix} şi M_{iy} (Figura K.9).

(2) Momentele încovoietoare se descompun în momente care determină încovoierea grinzii pe care acţionează şi momente care produc torsiunea grinzii pe direcţie transversală.

(3) Condiţiile de echilibru pentru nodul *i* sunt:

$$\begin{cases} V_i = V_{ix} + V_{iy} \\ M_{ix} = M_{ix\_incovoiere} + M_{iy\_torsiune} \\ M_{iy} = M_{iy\_incovoiere} + M_{ix\_torsiune} \end{cases} \tag{K.29}$$

(4) Rezultă 3n ecuaţii cu 6n necunoscute.

(5) Celelalte 3n ecuaţii se obţin din condiţiile de continuitate care exprimă egalitatea tasărilor (deplasărilor verticale) şi a rotirilor:

- tasarea grinzii longitudinale (direcţia x) în nodul *i* trebuie să fie egală cu tasarea grinzii transversale (direcţia y) în nodul *i*;
- rotirea din încovoiere a grinzii longitudinale (direcţia x) în nodul *i* trebuie să fie egală cu rotirea din torsiune a grinzii transversale (direcţia y) în nodul *i*;
- rotirea din torsiune a grinzii longitudinale (direcţia x) în nodul *i* trebuie să fie egală cu rotirea din încovoiere a grinzii transversale (direcţia y) în nodul *i*.

K.3.3 Metode numerice de calcul

K.3.3.1 Metoda diferenţelor finite

(1) Metoda se poate aplica la grinzi continue pentru orice număr de stâlpi care aduc la fundaţie forţe axiale şi momente încovoietoare concentrate.

(2) Panta fibrei medii deformate a grinzii în secţiunea curentă *i* (Figura K.10) se poate exprima în diferenţe finite:

$$\left(\frac{dz}{dx}\right)_i \Rightarrow \left(\frac{\Delta z}{\Delta x}\right)_i = \left(\frac{z_{i+1} - z_i}{\Delta x}\right)_i \qquad \text{(K.30)}$$

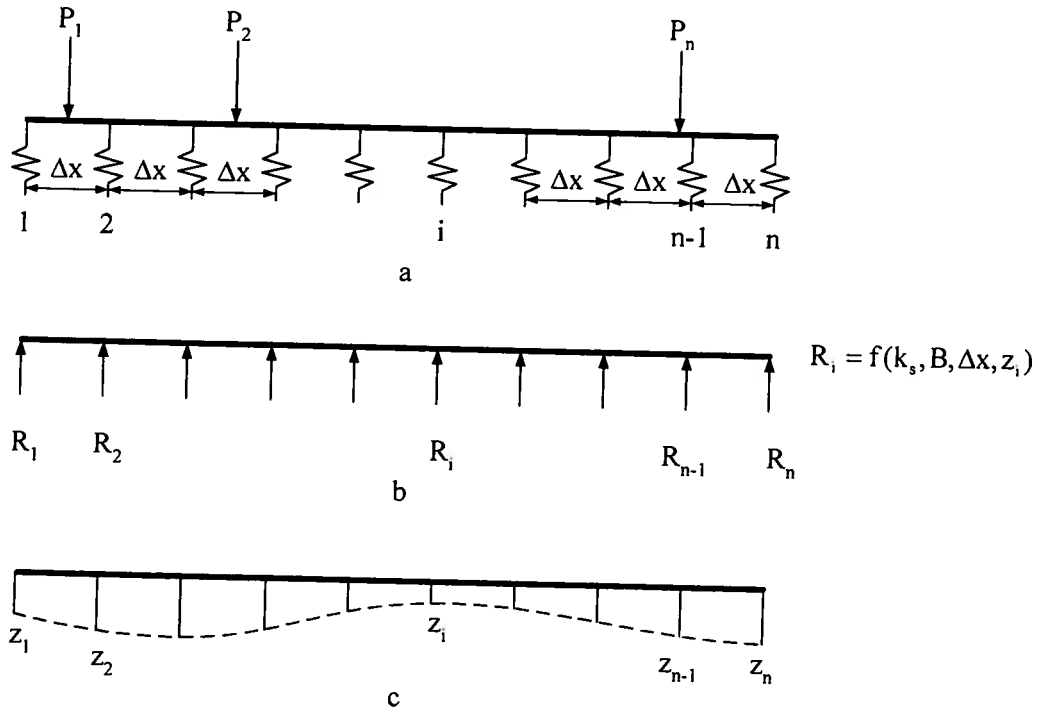


Figura K.10 - Schema de calcul prin metoda diferenţelor finite

(3) Pentru aceeaşi secţiune *i* se determină valoarea celei de-a doua derivate a tasării obţinându-se:

$$\frac{d^2z}{dx^2} = d\left(\frac{dz}{dx}\right) = \frac{\Delta\left(\frac{\Delta z}{\Delta x}\right)}{\Delta x} = \frac{\Delta^2 z}{\Delta x^2} = \frac{1}{\Delta x}\cdot\left(\frac{z_{i+1}-z_i}{\Delta x} - \frac{z_i - z_{i-1}}{\Delta x}\right) \qquad \text{(K.31)}$$

$$\frac{d^2z}{dx^2} = \frac{z_{i+1} - 2z_i + z_{i-1}}{\Delta x^2}$$

(4) Pentru cazul general (*n* secţiuni de calcul) expresiile derivatelor de ordinul II şi III se scriu sub forma:

$$z'' = \frac{d^2z}{dx^2} = \frac{z_{n+1} - 2z_n + z_{n-1}}{(\Delta x)^2}$$

$$z''' = \frac{d^3z}{dx^3} = \frac{z_{n+2} - 2z_{n+1} + 2z_{n-1} - z_{n-2}}{2(\Delta x)^3} \qquad \text{(K.32)}$$

(5) Relaţiile (K.32) permit determinarea valorilor eforturilor secţionale, M şi T:

$$\frac{EI}{(\Delta x)^2}(z_{n+1} - 2z_n + z_{n-1}) = M_n$$

$$\frac{EI}{(\Delta x)^3}(z_{n+2} - 2z_{n+1} + 2z_{n-1} - z_{n-2}) = T_n \qquad \text{(K.33)}$$

(6) Pentru rezolvare este recomandat ca numărul de intervale Δx sa fie limitat la 10 (un număr de intervale mai mic decât 10 conduce la rezultate greşite iar unul mai mare decât 10 va mări volumul de calcul dar nu şi precizia soluţiei rezultate).
Din considerente legate de rezolvarea numerică se recomandă ca Δx să fie constant.

(7) Metoda diferenţelor finite aplicată la grinzi continue de fundare rezemate pe un mediu Winkler necesită scrierea relaţiilor care exprimă momentul încovoietor în fiecare secţiune *i*, moment încovoietor egal cu zero la capetele grinzii şi, respectiv, a relaţiei care exprimă egalitatea între forţele ce acţionează pe direcţie verticală.

K.3.3.2 Metoda elementelor finite

(1) Pentru fiecare nod al structurii analizate, discretizată în elemente finite, se scrie relaţia care exprimă egalitatea între forţele nodale externe, P_i şi forţele care acţionează pe elemente, F_i, prin intermediul constantei A_i:

$$P_i = A_i \cdot F_i \qquad \text{(K.34)}$$

(2) Pentru toate nodurile structurii analizate se scrie relaţia matriceală:

$$P = A \cdot F \qquad \text{(K.35)}$$

(3) Pentru deformaţiile elementelor, e, (definite de două noduri) şi deplasările nodale externe, X, se scriu relaţiile matriceale:

$$e = B \cdot X \qquad \text{(K.36)}$$

unde:
e şi X pot reprezenta rotaţii (exprimate în radiani) sau translaţii
B reprezintă matricea A transpusă, A^T

(4) Între forţele care acţionează pe elemente şi deformaţiile acestora se scrie relaţia matriceală:

$$F = S \cdot e \tag{K.37}$$

(5) Pentru obţinerea deplasărilor nodale externe se utilizează exprimarea matriceală de forma:

$$X = \left(ASA^T\right)^{-1} P \tag{K.38}$$

unde: ASA^T poartă numele de matrice globală.

K.4 Metode bazate pe modelul mediului continu (modelul Boussinesq)

Modelul Boussinesq este un semispaţiu elastic caracterizat prin modulul de deformaţie liniară, E_s şi coeficientul lui Poisson, ν_s.

K.4.1 Metoda analitica de calcul Jemocikin

(1) Metoda Jemocikin se aplică în cazul grinzilor continue având raportul $L/B \geq 7$ care se consideră nedeformabile în direcţie transversală (Figura K.11).

(2) Presiunea pe lăţimea B se consideră a fi uniform repartizată.

(3) Pentru determinarea presiunilor de contact fundaţie-teren se consideră o distribuţie continuă conform diagramei prezentată în figura K.12.

(4) Diagrama reală de presiuni pe teren se aproximează printr-o diagramă în trepte, împărţind suprafaţa de fundare în suprafeţe dreptunghiulare cu lăţimea B şi lungimea l, în lungul suprafeţei de fundare (Figura K.12).

(5) R este rezultanta presiunilor uniform distribuite aferente suprafeţei $B\ l$.

(6) Sistemul fundaţie - teren se substituie cu sistemul echivalent al unei grinzi flexibile rezemată pe terenul deformabil prin intermediul unor bare rigide verticale, articulate la capete şi dispuse în centrul de greutate al suprafeţelor dreptunghiulare de dimensiuni în plan $B\ l$ (Figura K.13).
În acest mod, se înlocuieşte contactul continuu dintre fundaţie şi teren prin contacte în punctele izolate de egală interdistanţă l.
Cu cât numărul de puncte de contact este mai mare, cu atât calculul aproximează mai bine diagrama continuă de presiuni de contact fundaţie - teren.

(7) Considerând presiunea, p_i, pe suprafaţa dreptunghiulară, i, de arie $B\ l$, ca fiind uniform distribuită, forţa axială în bara rigidă din punctul analizat are valoarea:

$$R_i = p_i\, B\, l \tag{K.39}$$

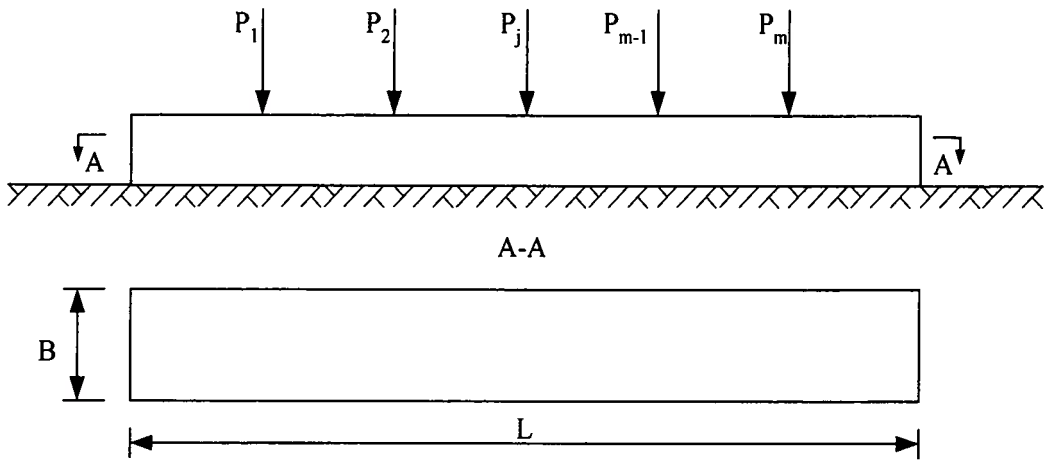


Figura K.11 - Grinda continuă considerată nedeformabilă în direcţie transversală

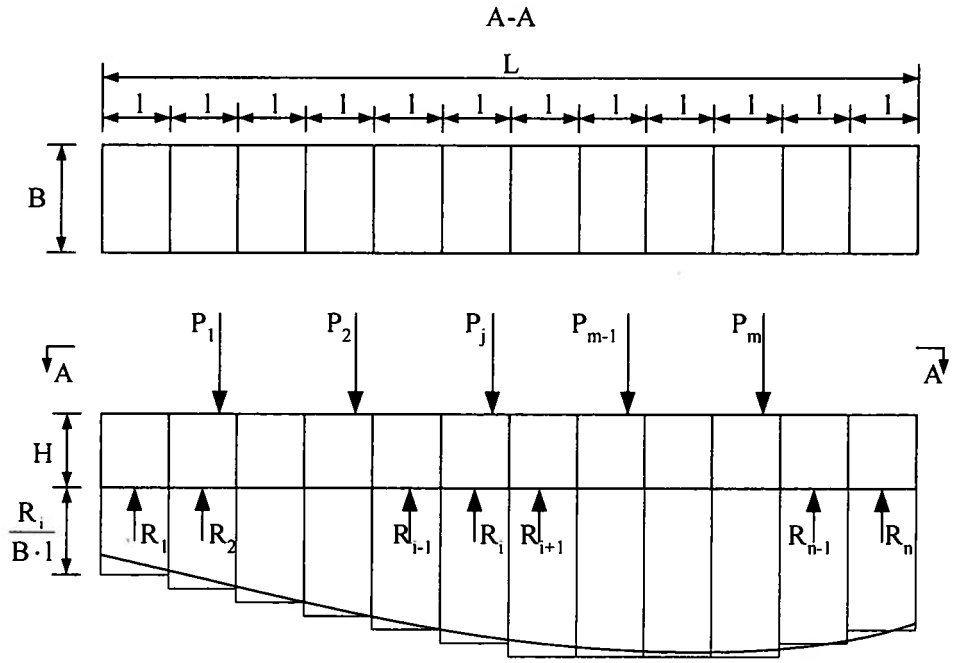


Figura K.12 – Schema de discretizare a grinzii continue în suprafeţe dreptunghiulare cu lăţimea B şi lungimea *l*

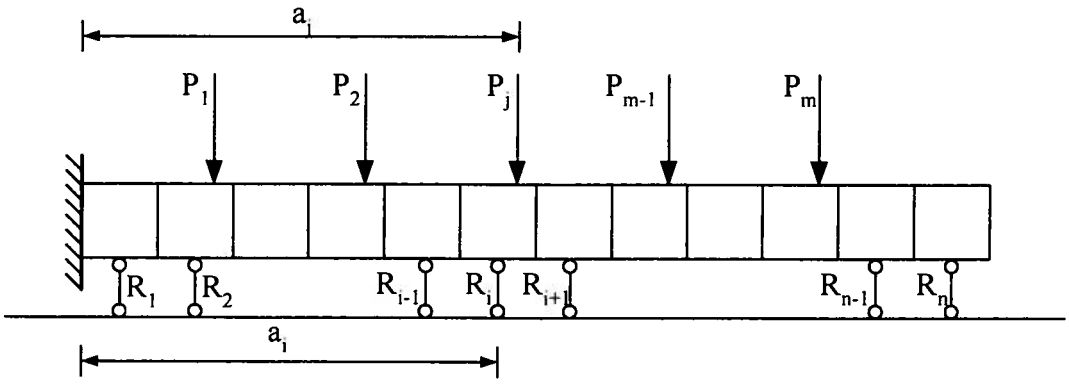


Figura K.13 - Sistemul echivalent de calcul al grinzii flexibile rezemată pe terenul deformabil prin intermediul unor bare rigide verticale

(8) Ca sistem static determinat de bază se consideră grinda încastrată la un capăt. Încastrarea se anulează printr-o rotire, θ_0 şi o deplasare verticală, z_0 (se iau în consideraţie doar forţe şi deplasări verticale) (Figura K.14).

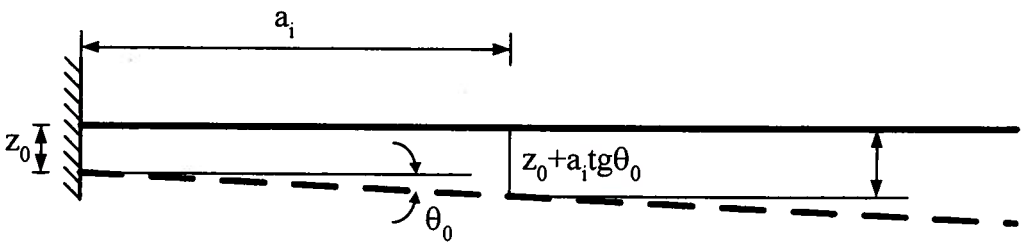


Figura K.14 - Sistemul static determinat de bază - grinda încastrată

(9) Condiţiile de anulare a deplasărilor totale în punctele de aplicaţie ale forţelor R_i se exprimă prin sistemul de n ecuaţii la care se adaugă şi cele 2 ecuaţii de echilibru static:

$$
\begin{aligned}
&R_1\delta_{11} + R_2\delta_{12} + R_3\delta_{13} + \ldots + R_n\delta_{1n} + \delta_{1p} - z_0 - a_1 tg\theta_0 = 0\\
&R_1\delta_{21} + R_2\delta_{22} + R_3\delta_{23} + \ldots + R_n\delta_{2n} + \delta_{2p} - z_0 - a_2 tg\theta_0 = 0\\
&R_1\delta_{31} + R_2\delta_{32} + R_3\delta_{33} + \ldots + R_n\delta_{3n} + \delta_{3p} - z_0 - a_3 tg\theta_0 = 0\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&R_1\delta_{n1} + R_2\delta_{n2} + R_3\delta_{n3} + \ldots + R_n\delta_{nn} + \delta_{np} - z_0 - a_n tg\theta_0 = 0\\
&\sum_1^n R_i = \sum_1^m P_j\\
&\sum_1^n R_i a_i = \sum_1^m P_j a_j
\end{aligned}
\qquad (K.40)
$$

(10) Coeficienţii necunoscutelor R_i, δ_{ik}, reprezintă deplasările punctului i în urma aplicării unei forţe unitare în punctul k:

$\delta_{ik} = z_{ik\_fundaţie} + z_{ik\_teren}$

(11) Determinarea forţelor R_i, i=1÷n, se face considerând separat deplasarea verticală a capetelor superioare, articulate la baza fundaţiei ($z_{i\_fundaţie}$) şi deplasarea verticală a capetelor inferioare ale barelor, articulate la teren (z_{i_teren}).

(12) Se calculează deplasarea grinzii în punctul i, produsă de forţa $R_k = 1$ aplicată în punctul k, $z_{ik\_fundaţie}$ (Figura K.15)

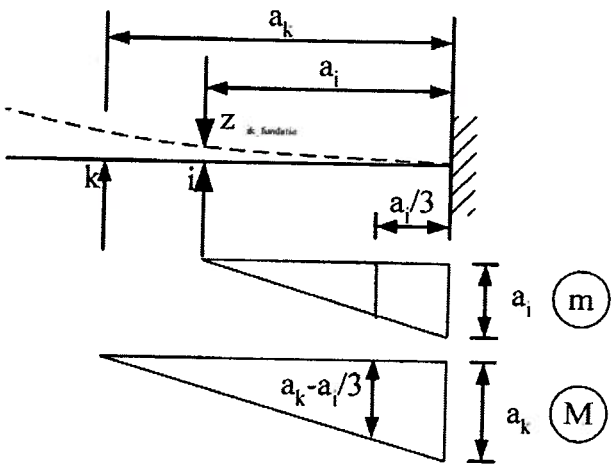


Figura K.15 - Schema de calcul a deplasărilor $z_{ik\_fundație}$

Utilizând relaţiile din Statica construcţiilor, se obţine (conform notaţiilor din figura K.15):

$$\frac{EI}{1-\nu^2}\cdot z_{ik\_fundatie} = \frac{a_i^2}{2}\left(a_k - \frac{a_i}{3}\right) \qquad \text{(K.41)}$$

sau

$$z_{ik\_fundatie} = \frac{l^3}{6}\frac{1-\nu^2}{EI}\left(\frac{a_i}{l}\right)^2\left(\frac{3a_k}{l} - \frac{a_i}{l}\right) \qquad \text{(K.41')}$$

Se notează: $\Pi = \left(\frac{a_i}{l}\right)^2\left(\frac{3a_k}{l} - \frac{a_i}{l}\right)$

Pentru situaţia în care rapoartele a_i / l respectiv a_k / l sunt multipli întregi de 0,5, valorile Π sunt date în tabelul K.8.

Tabelul K.8

a_k/l \ a_i/l	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
0,5	0,250	0,625	1,000	1,375	1,750	2,125	2,500	2,875	3,250	3,625
1,0	-	2,000	3,500	5,000	6,500	8,000	9,500	11,000	12,500	14,000
1,5	-	-	6,750	10,125	13,500	16,875	20,250	23,625	27,000	30,375
2,0	-	-	-	16,000	22,000	28,000	34,000	40,000	46,000	52,000
2,5	-	-	-	-	31,250	40,625	50,000	59,375	68,750	78,125
3,0	-	-	-	-	-	54,000	67,500	81,000	94,500	108,000
3,5	-	-	-	-	-	-	87,750	104,125	122,500	140,000
4,0	-	-	-	-	-	-	-	128,250	152,000	176,000
4,5	-	-	-	-	-	-	-	-	182,250	212,625
5,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	250,000

(13) Se calculează deplasarea verticală în punctul *i*, produsă de o forţă unitară aplicată în punctul *k* la o distanţă x de punctul *i* ca rezultantă a unei încărcari uniform distribuite pe lungimea *l* ($\overline{p}_k = 1/l$), z_{ik_teren} (Figura K.16)

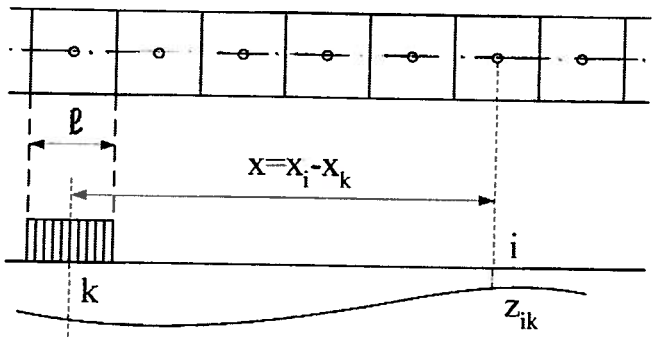


Figura K.16 - Schema de calcul a deplasărilor z_{ik_teren}

Utilizând relaţiile din Teoria elasticităţii, se obţine:

$$z_{ik\_teren} = \frac{1}{\pi}\frac{1-\nu_s^2}{E_s l}\left[F\left(\frac{x_{ik}}{l}\right) + C\left(\frac{x_{ik}}{l}\right)\right] \qquad \text{(K.42)}$$

În tabelul K.9 sunt date valorile F_{ik} şi C pentru valori x / *l* variind între 0,5 şi 10.

Tabelul K.9

x / *l*	F_{ik}	C
0,5	-2,00000	2,00000
1,0	-3,29583	3,38629
1,5	-4,15658	4,19721
2,0	-4,75136	4,77258
2,5	-5,20536	5,21887
3,0	-5,57421	5,58351
3,5	-5,88499	5,89182
4,0	-6,15357	6,15888
4,5	-6,39032	6,39443
5,0	-6,60181	6,60517

Tabelul K.9 (continuare)

x / *l*	F_{ik}	C
5,5	-6,79299	6,79577
6,0	-6,96746	6,96980
6,5	-7,12802	7,12988
7,0	-7,27647	7,27812
7,5	-7,41455	7,41609
8,0	-7,54396	7,54517
8,5	-7,66517	7,66643
9,0	-7,77951	7,78073
9,5	-7,88806	7,88886
10	-7,99082	7,99146

(14) Înlocuind valorile δ_{ik} în sistemul de ecuaţii (K.40) se pot determina valorile R_i, i=1÷n, cu ajutorul cărora se determină diagramele de forţă tăietoare şi moment încovoietor.

ANEXA L
Metode de calcul pentru radiere

L.1 Principii generale

(1) În calculul radierelor trebuie luaţi în considerare numeroşi factori între care cei mai importanţi sunt rigiditatea şi geometria radierului, mărimea şi distribuţia încărcărilor, caracteristicile de deformabilitate şi de rezistenţă ale terenului, precum şi etapele de execuţie.

(2) Calculul urmăreşte determinarea presiunilor de contact şi a deformaţiilor precum şi a momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare.

(3) În calcule, radierul poate fi considerat ca rigid sau flexibil. Principalele criterii de apreciere a rigidităţii relative a radierelor prin raport cu terenul de fundare sunt prezentate în continuare.

(3.1) Pentru radierele generale având forma dreptunghiulară în plan (L B) şi grosimea uniformă (h), indicele de rigiditate, K_G, se determină cu expresia:

$$K_G = \frac{12 \cdot \pi(1-\nu^2)}{1-\nu_s^2} \cdot \frac{E_s}{E} \cdot \left(\frac{L}{2h}\right)^2 \cdot \frac{B}{2h} \qquad \text{(L.1)}$$

Radierul poate fi considerat rigid dacă este îndeplinită condiţia:

$$K_G \leq \frac{8}{\sqrt{\frac{L}{B}}} \qquad \text{(L.2)}$$

(3.2) În cazul radierelor încărcate de forţe concentrate din stâlpi dispuşi echidistant pe ambele direcţii iar încărcările din stâlpi nu diferă cu mai mult de 20% între ele, se defineşte coeficientul de flexibilitate, λ:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s b_f}{4EI_f}} \qquad \text{(L.3)}$$

unde:

b_f; I_f lăţimea, respectiv momentul de inerţie ale unei fâşii de radier considerată între mijloacele a două deschideri consecutive între stâlpi (Figura L.1);
lăţimea b_f este egală cu distanţa dintre două axe consecutive ale stâlpilor.

Radierul poate fi considerat flexibil dacă este îndeplinită condiţia:

$b_f \geq 1.75/\lambda$

(3.3) În cazul în care structura de rezistenţă a construcţiei este realizată din cadre (stâlpi şi grinzi) şi din pereţi portanţi (diafragme) iar fundaţia este de tip radier general, se defineşte rigiditatea relativă, K_R, care permite evidenţierea conlucrării dintre structură, radier şi terenul de fundare:

$$K_R = \frac{E' I_C}{E_s B^3} \qquad \text{(L.4a)}$$

unde:

$E' I_C$ rigiditatea construcţiei şi a radierului:

$$E'I_C = E'I_F + \sum E'I_{ca} + E'\frac{t_d h_d^3}{12} \qquad \text{(L.4b)}$$

unde:

$E'I_F$ rigiditatea radierului

$\sum E'I_{ca}$ rigiditatea cadrelor

t_d; h_d grosimea şi înălţimea diafragmelor

Radierul poate fi considerat rigid dacă este îndeplinită condiţia:

$K_R \geq 0{,}5$

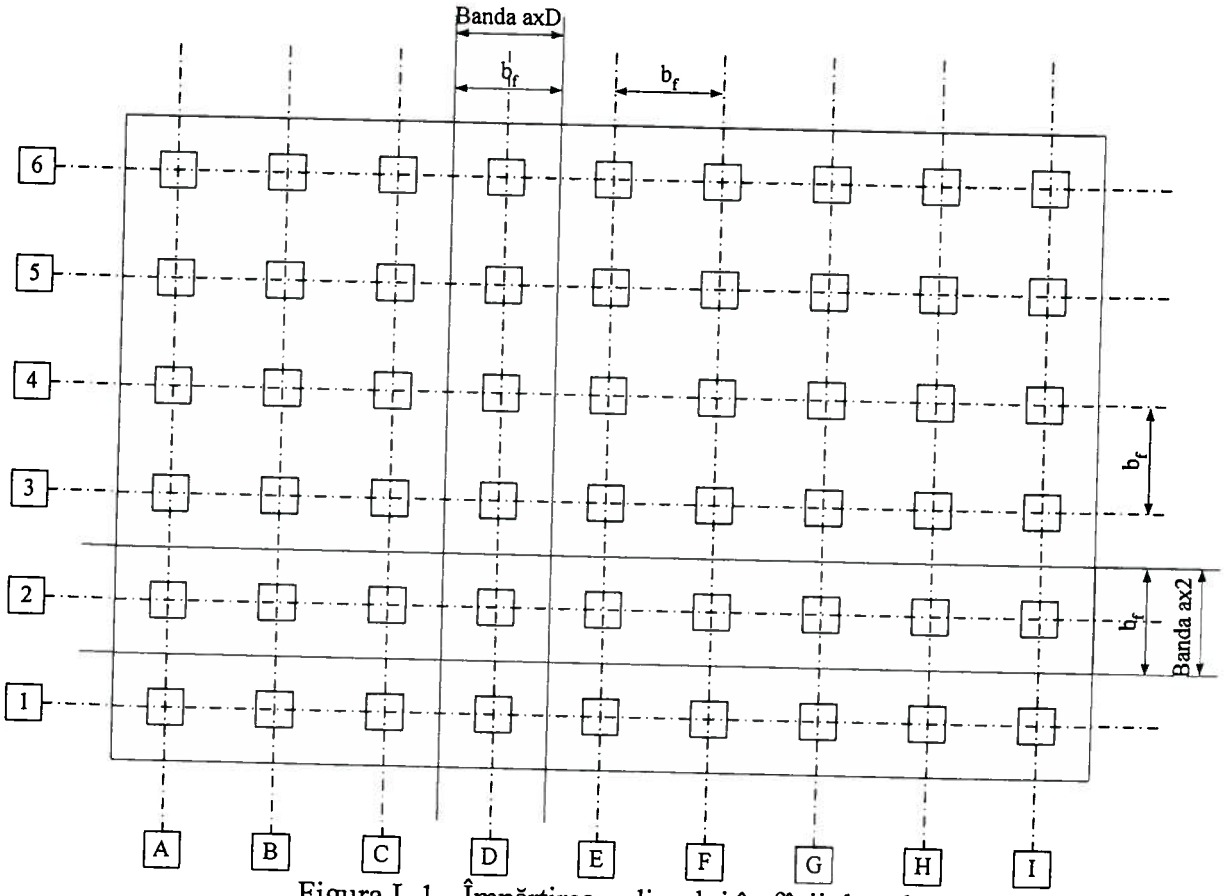


Figura L.1 - Împărţirea radierului în fâşii de calcul

L.2 Metode simplificate

(1) Metodele simplificate sunt metodele în care conlucrarea între fundaţie şi teren nu este luată în considerare iar diagrama de presiuni pe talpă se admite a fi cunoscută.

(2) Metodele simplificate se folosesc pentru calculul radierelor rigide.

L.2.1 Metoda reducerii încărcărilor în centrul de greutate al radierului (Figura L.2)

(1) Se determină centrul de greutate al suprafeţei radierului.

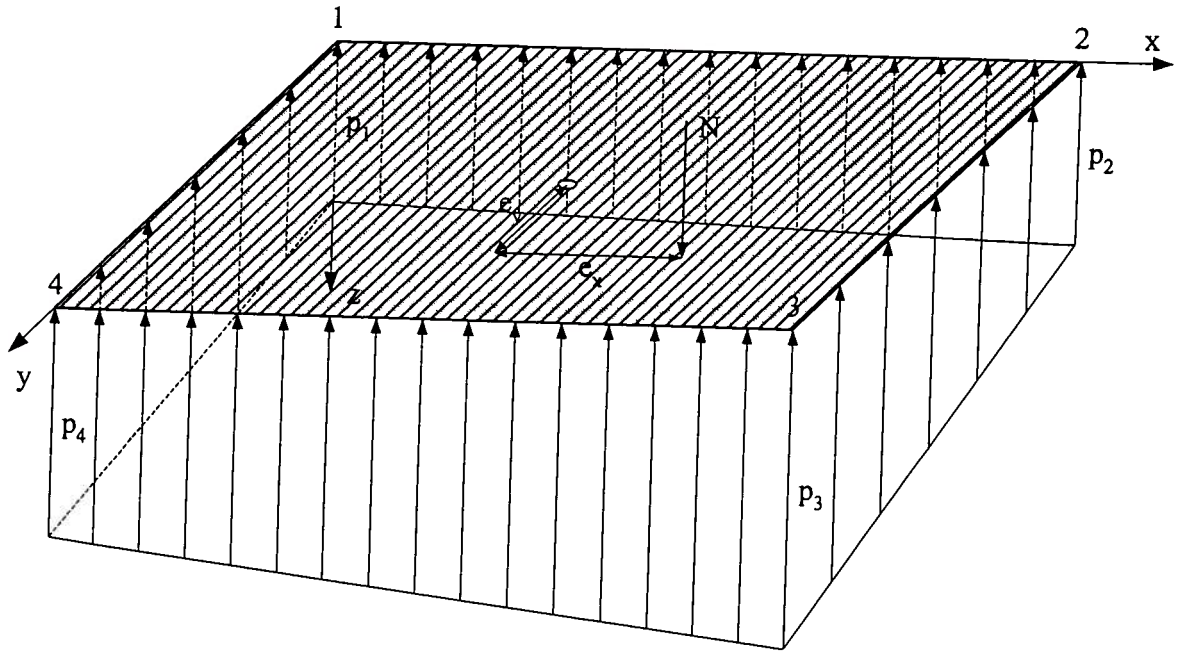


Figura L.2 - Metoda reducerii încărcărilor

(2) Se calculează presiunile pe talpa radierului:

$$p_{(1\div4)} = \frac{\sum N}{A} \pm \sum N \frac{e_y}{I_x} y \pm \sum N \frac{e_x}{I_y} x \qquad \text{(L.5)}$$

(3) Se examinează radierul ca un întreg pe fiecare dintre cele două direcţii paralele cu axele x şi y:

- forţa tăietoare totală acţionând în orice secţiune dusă prin radier este egală cu suma aritmetică a tuturor încărcărilor şi presiunilor de contact la stânga secţiunii considerate;
- momentul încovoietor total acţionând în aceeaşi secţiune este egal cu suma momentelor aceloraşi încărcări şi presiuni faţă de secţiunea considerată.

(4) Metoda nu permite determinarea distribuţiei forţei tăietoare totale şi momentului încovoietor total în lungul secţiunii. Se impune, în consecinţă, introducerea unor simplificări.

L.2.2 Metoda împărţirii radierului în fâşii de calcul (Figura L.1)

(1) Atunci când încărcările din stâlpi şi distanţele dintre stâlpi nu diferă între ele cu mai mult de 20%, radierul poate fi împărţit în fâşii de calcul independente.

(2) Fiecare fâşie de calcul este încărcată de forţele corespunzătoare stâlpilor ce reazemă pe fâşia respectivă.

(3) Se determină diagrama presiunilor de contact, admiţându-se o lege de variaţie liniară de tip Navier.

(4) Valorile obţinute ale momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare în secţiunile semnificative pot fi folosite pentru armarea radierului, deşi poziţia rezultantei încărcărilor din stâlpi nu coincide cu poziţia centrului de greutate al rezultantei presiunilor de contact.

L.3 Metode exacte

(1) Metodele exacte sunt metodele care iau în considerare interacţiunea dintre fundaţie şi teren.
(2) Metodele exacte se diferenţiază în funcţie de modelul adoptat pentru teren.

(3) Există 3 categorii de modele:

(3.1) Modelul mediului discret – modelul Winkler: se înlocuieşte terenul de fundare de sub radier, strict în gabaritul acestuia, cu resoarte independente.

(3.2) Modelul mediului continuu – modelul Boussinesq: terenul de fundare este un mediu continuu, elastic, omogen şi izotrop; se consideră comportarea globală fundaţie – teren pe întreaga zonă de influenta a radierului.

(3.3) Modelul hibrid: se înlocuieşte terenul de fundare cu resoarte definite de legi de constitutive care modeleaza comportarea mediului continuu.

L.4 Metode bazate pe modelul Winkler

L.4.1 Metoda analitica de calcul Hetenyi

(1) Metoda Hetenyi se foloseste pentru calculul radierelor flexibile.

(2) Efectul unei forţe concentrate, N, pe un radier flexibil se amortizează relativ rapid, resimţindu-se asupra unei arii reduse din jurul ei. Suprapunând zonele de influenţă se poate determina efectul într-un punct al tuturor încărcărilor concentrate transmise de stâlpi.

Nota 1- Deoarece zonele de influenţă nu sunt foarte mari, în marea majoritate a situaţiilor este suficient să se considere o distanţă definită de două rânduri de stâlpi faţă de punctul considerat.

Nota 2 - Calculul se efectueaza în coordonate polare.

(3) Se calculează rigiditatea cilindrică, D:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \tag{L.6}$$

unde:

E; ν caracteristicile de deformabilitate ale betonului
h înălţimea radierului în secţiunile critice la forţă tăietoare

(4) Se calculează raza rigidităţii relative, L:

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{k_s}} \tag{L.7}$$

unde:

k_s coeficientul de pat

(5) Zona de influenţă a încărcării din stâlp se consideră egală cu 4L.

(6) Se calculează momentele pe direcţie radială, M_r şi tangenţială, M_t şi săgeata, z a radierului:

$$M_r = -\frac{N}{4}\left[Z_4\left(\frac{r}{L}\right) - (1-\nu)\frac{Z'_3\left(\frac{r}{L}\right)}{\frac{r}{L}}\right] \tag{L.8}$$

$$M_r = -\frac{N}{4}\left[\nu Z_4\left(\frac{r}{L}\right) - (1-\nu)\frac{Z'_3\left(\frac{r}{L}\right)}{\frac{r}{L}}\right] \tag{L.9}$$

$$z = \frac{NL^2}{4D} Z_3\left(\frac{r}{L}\right) \tag{L.10}$$

unde:

r distanţa de la punctul considerat la punctul de aplicare a încărcării

Z3, Z'3, Z4, Z'4 funcţii de r/L ale căror grafice de variaţie sunt prezentate în figura L.3

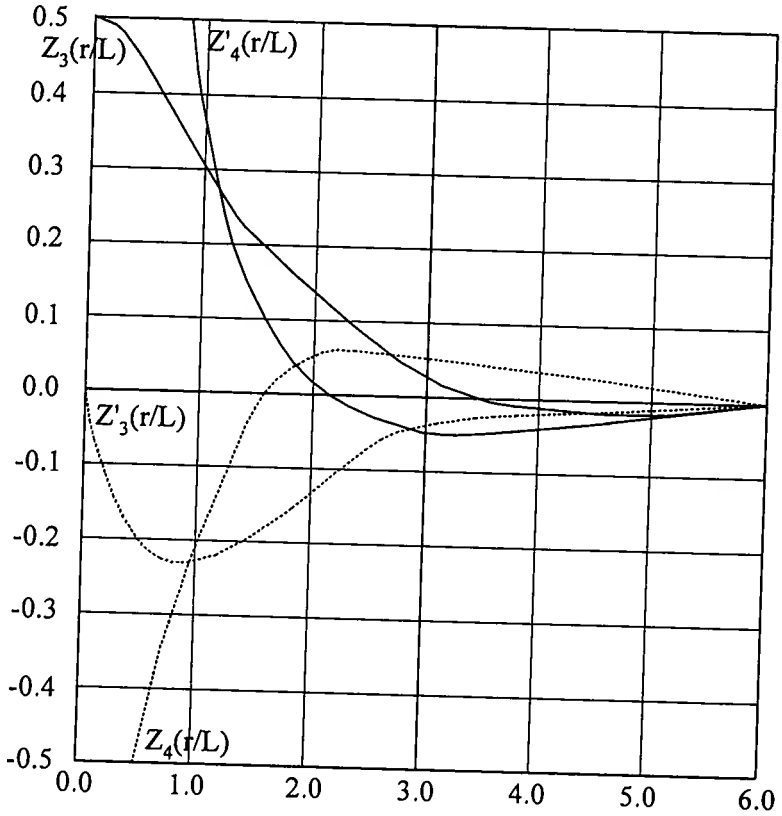


Figura L.3 - Graficele de variaţie ale funcţiilor Z3, Z'3, Z4, Z'4

(7) Forţa tăietoare pe unitatea de lăţime de radier se determină:

$$Q = -\frac{N}{4L} Z'_4\left(\frac{r}{L}\right) \tag{L.11}$$

(8) Se trec momentele din coordonate polare în coordonate carteziene:

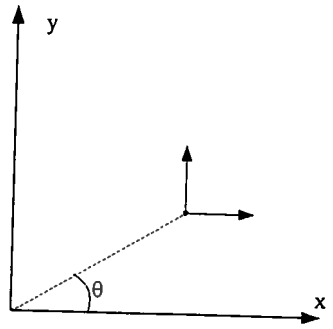


Figura L.4 – Sistemele de coordonate

$$M_x = M_r \cos^2\theta + M_t \sin^2\theta$$
$$M_y = M_r \sin^2\theta + M_t \cos^2\theta \qquad \text{(L.12)}$$

unde:
θ este unghiul definit în figura L.4.

(9) Când marginea radierului se găseşte în zona de influenţă, se aplică următoarele corecţii:
-se calculează momentele încovoietoare şi forţele tăietoare perpendicular pe marginea radierului în ipoteza că radierul ar fi infinit de mare;
-se aplică pe margine, ca încărcări, momente încovoietoare şi forţe tăietoare egale şi de semn contrar cu cele calculate;
-se utilizează mai departe ipoteza grinzilor pe mediu Winkler.

(10) Momentele încovoietoare şi forţele tăietoare pentru fiecare stâlp se suprapun şi se obţin valorile finale totale ale momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare.

L.4.2 Metode numerice de calcul

L.4.2.1 Metoda diferenţelor finite

(1) Presiunile de contact cu terenul şi eforturile secţionale în radierele flexibile pot fi determinate ţinând seama de ecuaţia diferenţială a suprafeţei mediane deformate:

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = \frac{q - k_s z}{D} \qquad \text{(L.13a)}$$

(2) Suprafaţa mediană a radierului sub forma unei reţele pătratice de latura *d*.

(3) În cazul radierului cu baza dreptunghiulară, ecuaţiile diferenţiale exprimate în diferenţe finite care aproximează, în fiecare nod, suprafaţa mediană deformată definită de relaţia (L.13a), se stabilesc având în vedere poziţia nodului de calcul în reţeaua de discretizare.

(4) Coeficienţii deplasărilor fiecărui nod în funcţie de poziţia faţă de nodul de calcul, notaţi cu indici după punctele cardinale conform figurii L.5a, sunt prezentaţi în figurile L.5b ÷ L.5g.

(5) Relaţia (L.13a) scrisă în diferenţe finite, exprimată pentru fiecare nod de calcul caracteristic (cazurile b, c, d, e, f şi g), devine:

Cazul b:

$$20z_a - 8(z_n + z_e + z_s + z_v) + 2(z_{ne} + z_{se} + z_{sv} + z_{nv}) + z_{nn} + z_{ee} + z_{ss} + z_{vv} =$$
$$= \frac{qd^4 + Qd^2}{D} \qquad \text{(L.13b)}$$

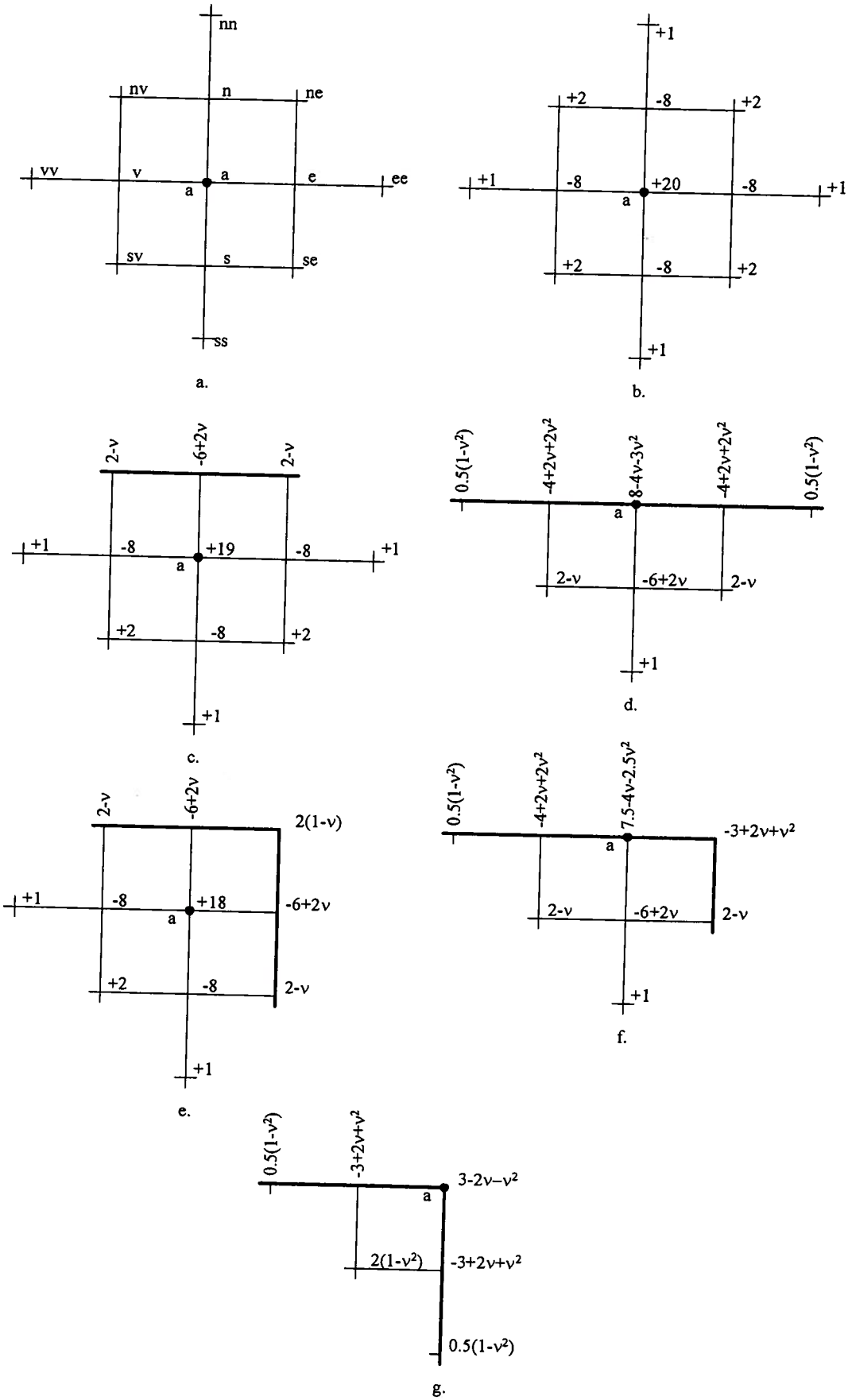


Figura L.5 - Coeficienţii deplasărilor nodurilor de calcul caracteristice

Cazul c:

$$19z_a - 8(z_e + z_s + z_v) + (-6 + 2\nu)z_n + 2(z_{se} + z_{sv}) + (2 - \nu)(z_{nv} + z_{ne}) +$$
$$+ z_{ee} + z_{ss} + z_{vv} = \frac{qd^4 + Qd^2}{D} \qquad \text{(L.13c)}$$

Cazul d:

$$(8 - 4\nu - 3\nu^2)z_a + (-4 + 2\nu + 2\nu^2)(z_e + z_v) + (-6 + 2\nu)z_s + (2 - \nu)(z_{se} + z_{sv}) +$$
$$+ z_{ss} = \frac{qd^4 + Qd^2}{D} \qquad \text{(L.13.d)}$$

Cazul e:

$$18z_a + (-6 + 2\nu)(z_n + z_e) - 8(z_s + z_v) + 2(1 - \nu)z_{ne} + (2 - \nu)(z_{se} + z_{nv}) + 2z_{sv} +$$
$$+ z_{ss} + z_{vv} = \frac{qd^4 + Qd^2}{D} \qquad \text{(L.13e)}$$

Cazul f:

$$(7.5 - 4\nu - 2.5\nu^2)z_a + (-3 + 2\nu + \nu^2)z_v + (-6 + 2\nu)z_s + (-4 + 2\nu + 2\nu^2)z_e +$$
$$+ (2 - \nu)(z_{se} + z_{sv}) + z_{ss} + 0.5(1 - \nu^2)z_{vv} = \frac{qd^4 + Qd^2}{D} \qquad \text{(L.13f)}$$

Cazul g:

$$(3 - 2\nu - \nu^2)(-z_a + z_s + z_v) + 2(1 - \nu^2)z_{sv} + 0.5(1 - \nu^2)(z_{ss} + z_{vv}) = \frac{qd^4 + Qd^2}{D} \qquad \text{(L.13g)}$$

În relaţiile (L.13b)÷(L.13g) prin q se înţelege reacţiunea terenului pe unitatea de arie iar Q este forţa concentrată în punctul a.

(6) Exprimându-se ecuaţiile diferenţiale pentru toate nodurile reţelei se obţine un sistem de ecuaţii care, prin rezolvare, conduce la obţinerea tasărilor în fiecare nod.

(7) După ce se află tasările, se poate calcula momentul încovoietor pe fiecare direcţie utilizând relaţiile din Teoria Elasticităţii:

$$M_x = M'_x + \nu M'_y \qquad \text{(L.14)}$$

unde:

M_x momentul încovoitor pe o fâşie unitară pe direcţia x
M'_x momentul încovoietor pe direcţia x, fără influenţa momentului pe direcţia y
M'_y momentul încovoietor pe direcţia y, fără influenţa momentului pe direcţia x

(8) Considerând o fâşie pe direcţia e-v, se poate exprima momentul încovoietor pentru un punct interior:

$$M_{e-v} = -\frac{D}{d^2}[(z_e + z_v - 2z_a) + \nu(z_n + z_s - 2z_a)] \qquad \text{(L.15)}$$

(9) Precizia utilizării metodei diferenţelor finite depinde de desimea reţelei de noduri considerate.

L.4.2.2 Metoda reţelei finite

(1) Radierul este discretizat într-un număr de grinzi cu rezistenţă la încovoiere şi torsiune (Figura L.6).

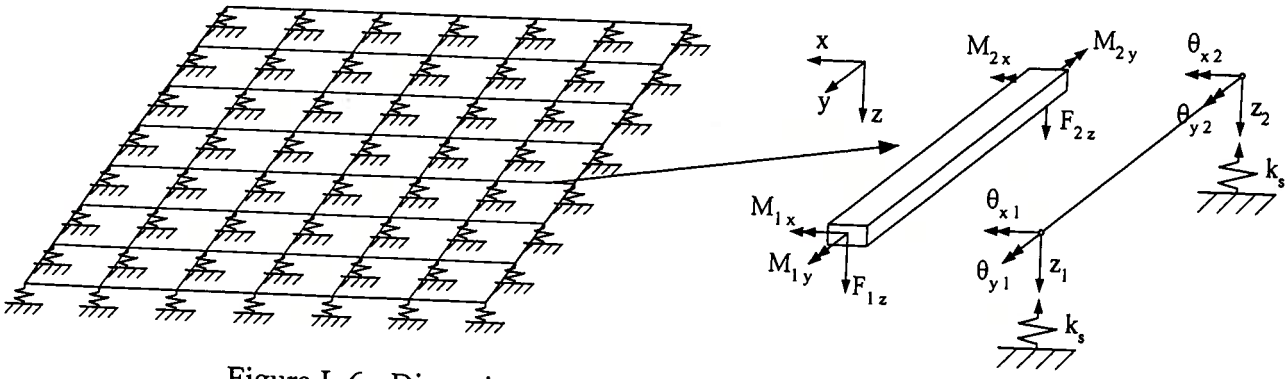


Figura L.6 - Discretizarea radierului prin metoda reţelei finite

(2) Rezistenţa la torsiune este definită prin modulul de forfecare G.

(3) În terminologia elementelor finite, metoda reţelei finite foloseşte elemente neconforme deoarece compatibilitatea între deformaţiile elementelor este asigurată numai în noduri.

L.4.2.3 Metoda elementelor finite

(1) Radierul este modelat printr-un set de elemente interconectate la noduri, în timp ce pământul se modelează prin resoarte izolate.

(2) Discretizarea poate să cuprindă radierul şi restul structurii. Nodurilor structurii li se atribuie un număr de grade de libertate în funcţie de tipul analizei.

(3) Figura L.7 prezintă un exemplu de analiză în care radierul este discretizat printr-un element de tip placă, iar pământul printr-un mediu Winkler. În acest caz gradele de libertate sunt o translaţie pe direcţie verticală (tasarea) şi două rotaţii (după axele din plan).

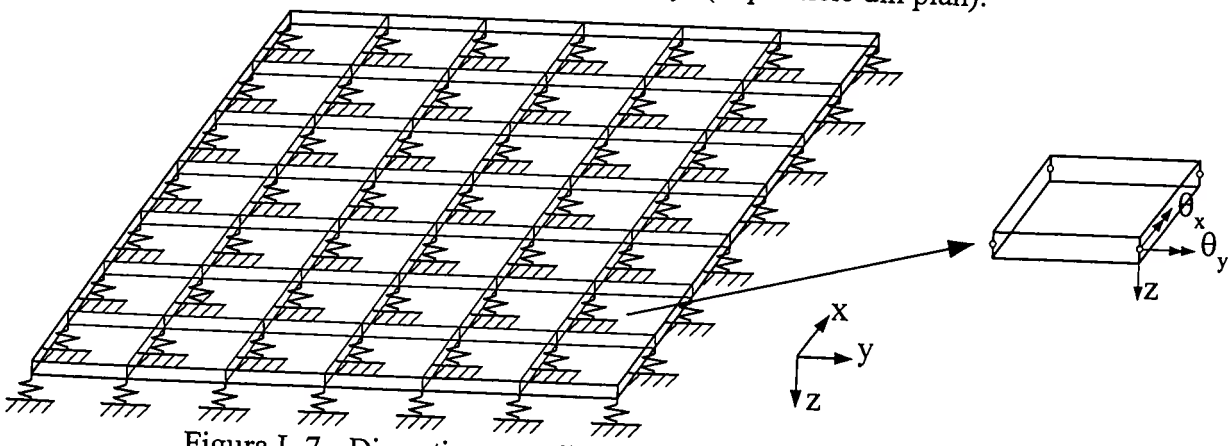


Figura L.7 - Discretizarea radierului prin metoda elementelor finite

L.5 Metoda bazată pe modelul Boussinesq

(1) Schema generală de calcul este prezentată în figura L.8.

(2) Se porneşte de la ecuaţia diferenţială a suprafeţei mediane deformate:

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 z}{\partial x^2\cdot\partial y^2}+\frac{\partial^4 z}{\partial y^4}=\frac{q(xy)-p(xy)}{D} \qquad (L.16)$$

(3) Rezolvarea ecuaţiei (L.16) se bazează pe metoda elementelor finite.

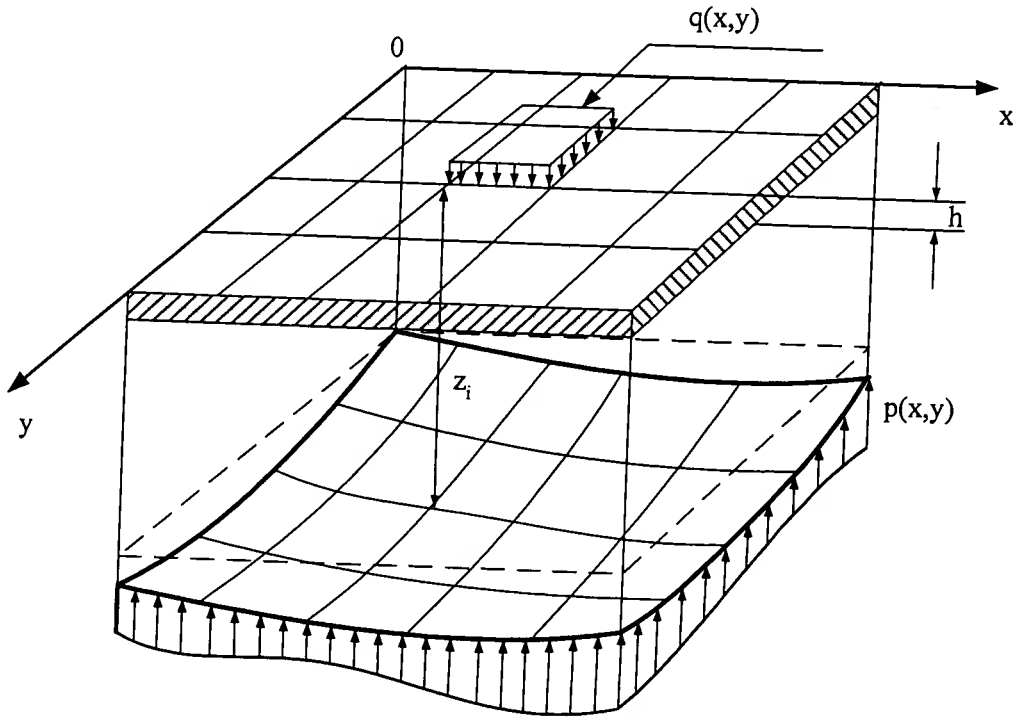


Figura L.8 - Schema generală de calcul pentru modelul Boussinesq

L.6 Metodă bazată pe modelul hibrid

(1) Metoda se foloseşte pentru calculul radierelor rigide (Figura L.9).

(2) Sub acţiunea unei încărcări verticale excentrice, N, tasarea (deplasarea verticală), z(x,y), este:

$$z(x,y) = z_0 + \theta_y x + \theta_x y \qquad (L.17)$$

(3) Presiunile de contact dintre baza radierului şi teren se obţin în modul următor:

(3.1) Se împarte baza radierului în n suprafeţe dreptunghiulare mici, A_i, pe care acţionează presiunea distribuită, p_i, pentru i=1÷n.

Notă - Aproximarea diagramei de presiuni pe teren este cu atât mai bună cu cât numărul suprafeţelor dreptunghiulare prin care se discretizează baza radierului este mai mare.

(3.2) Tasarea z(x,y) se calculează utilizând expresia generală din Teoria Elasticităţii:

$$z(x,y)=\iint p(\xi,\eta)\cdot\alpha(\xi-x,\eta-y)d\xi d\eta \qquad (L.18)$$

(3.3) Punând condiţia ca toate tasările, z_i, să fie egale cu unitatea se alcătuieşte sistemul de ecuaţii (L.19):

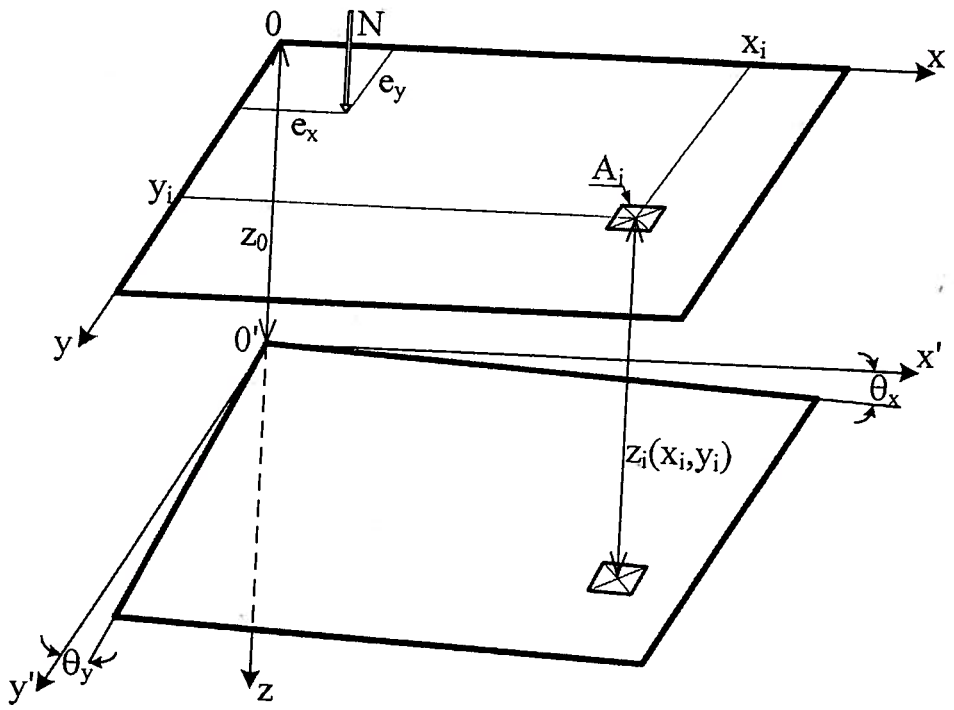


Figura L.9 - Schema generală de calcul pentru modelul hibrid

$$
\begin{aligned}
z_1 &= 1 = p_1^1 A_1 \alpha_{11} + \ldots + p_i^1 A_i \alpha_{1i} + \ldots + p_j^1 A_j \alpha_{1j} + \ldots + p_n^1 A_n \alpha_{1n} \\
z_i &= 1 = p_1^1 A_1 \alpha_{i1} + \ldots + p_i^1 A_i \alpha_{ii} + \ldots + p_j^1 A_j \alpha_{ij} + \ldots + p_n^1 A_n \alpha_{in} \\
z_j &= 1 = p_1^1 A_1 \alpha_{j1} + \ldots + p_i^1 A_i \alpha_{ji} + \ldots + p_j^1 A_j \alpha_{jj} + \ldots + p_n^1 A_n \alpha_{jn} \\
z_n &= 1 = p_1^1 A_1 \alpha_{n1} + \ldots + p_i^1 A_i \alpha_{ni} + \ldots + p_j^1 A_j \alpha_{nj} + \ldots + p_n^1 A_n \alpha_{nn}
\end{aligned}
\tag{L.19}
$$

unde:

$$
\alpha_{ij} = \frac{1-\nu_s^2}{\pi E_s} \cdot \frac{1}{\sqrt{(x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2}} \; ; i \neq j
$$

$$
\alpha_{ii} = \frac{1-\nu_s^2}{\pi E_s} \cdot \frac{\omega(L_i / B_i)}{B_i} \tag{L.20}
$$

unde:

x_i, y_i şi x_j, y_j sunt coordonatele punctelor *i* şi *j*

L_i şi B_i reprezintă laturile lungă, respectiv scurtă ale dreptunghiului de suprafaţă A_i

ω este coeficientul de formă dat în tabelul L.1 în funcţie de raportul L_i / B_i.

Tabelul L.1

L_i / B_i	1	2	3	4	5
ω	3,525	2,406	1,867	1,542	1,322

(3.4) Valorile presiunilor, p_i^1, rezultate din rezolvarea sistemului (L.19) sunt mai mari pe conturul radierului şi mai reduse spre mijlocul suprafeţei de fundare.

(4) Soluţia { p_i^1 } sistemului (L.19) reprezintă rigiditatile resoartelor de tip Winkler, $\{k_{si}\}$:

$$k_{si} = \frac{p_i}{z_i = 1} = p_i \qquad \text{(L.21)}$$

(5) Cu valorile $\{k_{si}\}$ se scriu, ţinând seama de relaţia (L.17), condiţiile de echilibru static al radierului:

$$\begin{aligned}
\sum p_i A_i &= \sum k_{si} z_i A_i = N = z_0 \sum k_{si} A_i + \theta_y \sum k_{si} x_i A_i + \theta_x \sum k_{si} y_i A_i \\
\sum p_i A_i x_i &= \sum k_{si} z_i A_i x_i = N e_x = z_0 \sum k_{si} x_i A_i + \theta_y \sum k_{si} x_i^2 A_i + \theta_x \sum k_{si} y_i x_i A_i \\
\sum p_i A_i y_i &= \sum k_{si} z_i A_i y_i = N e_y = z_0 \sum k_{si} y_i A_i + \theta_y \sum k_{si} x_i y_i A_i + \theta_x \sum k_{si} y_i^2 A_i
\end{aligned} \qquad \text{(L.22)}$$

(6) Din rezolvarea sistemului (L.22) rezultă valorile z_0^0, θ_x^0 şi θ_y^0 care, introduse în relaţia (L.17), permit calculul presiunilor, p_i, în orice punct, i, cunoscând valoarea $k_{si} = p_i^1$ şi tasarea locală, z_i, cu relaţia (L.21).

(7) Presiunea limită la care în pământ se produce cedarea se determină în funcţie de poziţia punctului de aplicare a încărcării N.

(7.1) Încărcare centrică

Încărcarea totală critică, N_{cr}:

$$N_{cr} = p_{cr} A \qquad \text{(L.23)}$$

unde:

p_{cr} presiunea critică definită în Anexa F a prezentului normativ
A aria totală a bazei radierului.

(7.2) Încărcare excentrică

(1) Se admite că presiunea limită de cedare locală, în zona interioară a bazei radierului, p_{lim}, variază liniar între p_{pl} pe conturul radierului şi p_v, presiunea corespunzătoare centrului de greutate al bazei radierului.

Presiunea p_v se calculează:

$$p_v = 3p_{pl} - 2p_{cr} \qquad \text{(L.24)}$$

unde:

p_{pl} presiunea plastică definită în Anexa H a prezentului normativ.

(2) Pentru a ţine seama de faptul că presiunile repartizate de radier nu pot depăşi presiunile limită de cedare locală a terenului, rezolvarea sistemului de ecuaţii (L.22) se face în mod iterativ:

(2.1) Utilizand valorile z_0^0, θ_x^0 şi θ_y^0 obţinute în prima etapă de rezolvare a sistemului (L.22) se stabilesc tasarile, z_i şi presiunile p_i, în punctele i, i=1÷n.

Valorile presiunilor, p_i, se pot situa în unul din următoarele cazuri:

$0 < p_i \le p_{c,i}$ (L.25a)
$p_i > p_{c,i}$ (L.25b)
$p_i < 0$ (L.25c)

unde:

p_i presiunea corespunzătoare ariei A_i
$p_{c,i} = 0{,}9 p_{lim,i}$

$p_{lim,i}$ presiunea limită corespunzătoare ariei A_i, determinată prin interpolare liniară între valoarea p_{pl} şi p_v, în funcţie de poziţia centrului ariei A_i şi punctul de aplicare al forţei N.

(2.2) Se fac urmatoarele corecţii:

a). Pentru toate suprafeţele A_i la care s-a îndeplinit condiţia (L.25b):
- se introduce $p_i = p_{c,i}$, în toţi termenii sistemului de ecuaţii (L.22);
- se calculează valorile k_{si} în funcţie de $p_{c,i}$.

b). Pentru toate suprafeţele A_i la care este îndeplinită condiţia (L.25c) se anulează termenii corespunzători din sistemul (L.22).

c) Se corectează încărcarea N la valoarea N' în cele trei ecuaţii din sistemul (L.22):

$N' = N - S_i$

unde:

$S_i = \Sigma p_{c,i} A_i$

(2.3) Cu aceste corecţii se rezolvă din nou sistemul de ecuaţii (L.22) şi se obtin valorile z_o^1, θ_x^1 şi θ_y^1 corespunzatoare etapei a 2-a de calcul.

(2.4) Se reiau procedurile prezentate la pct. (2.1), (2.2) şi (2.3) până când, pentru toate suprafeţele „active" A_i, se îndeplineşte condiţia (L.25a).

(3) Cunoscând distribuţia finală a presiunilor la contactul radier - teren, se pot calcula eforturile secţionale (M, T) în secţiunile caracteristice ale radierului.

(4) Dacă încărcarea N este mare şi / sau cu excentricităţi mari, condiţia (L.25a) nu va putea fi îndeplinită pe un număr suficient de suprafeţe A_i astfel încât:

a) nu se poate obţine condiţia de echilibru global;

b) aria efectivă (redusă) a bazei fundaţiei, A', devine mai mică de 50% din aria totală, A.

În ambele situaţii se produce pierderea generală de stabilitate a terenului de fundare aflat sub radier prin refulare laterală, fenomen însoţit de tasări şi rotiri excesive ale fundaţiei.

ANEXA M (normativă)
REFERINŢE NORMATIVE

1. Standarde		
Nr. crt.	**Standard**	**Denumire**
1.	SR EN 1990:2004	Eurocod 0: Bazele proiectării structurilor
2.	SR EN 1990:2004/NA:2006	Eurocod 0: Bazele proiectării structurilor. Anexa naţională
3.	SR EN 1991-1-1:2004	Eurocod 1: Acţiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acţiuni generale. Greutăţi specifice, greutăţi proprii, încărcări utile pentru clădiri
4.	SR EN 1990:2004/AC:2009	Eurocod 1: Acţiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acţiuni generale. Greutăţi specifice, greutăţi proprii, încărcări utile pentru clădiri
5.	SR EN 1991-1-1:2004/NA:2006	Eurocod 1: Acţiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acţiuni generale. Greutăţi specifice, greutăţi proprii, încărcări utile pentru clădiri. Anexa naţionlă
6.	SR EN 1992-1-1:2004	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
7.	SR EN 1992-1-1:2004/ NB:2008	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţionlă
8.	SR EN 1992-1-1:2004/AC:2012	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
9.	SR EN 1992-1-1:2004/ NB:2008/A91:2009	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţionlă
10.	SR EN 1993-1-1:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
11.	SR EN 1993-1-1:2006/NA:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
12.	SR EN 1993-1-1:2006/AC:2009	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
13.	SR EN 1997-1:2004	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale.
14.	SR EN 1997-1:2004/NB:2007	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexa naţională
15.	SR EN 1997-1:2004/AC:2009	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale.
16.	SR EN 1997-2:2007	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea şi încercarea terenului
17.	SR EN 1997-2:2007/NB:2009	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea şi încercarea terenului. Anexa naţională
18.	SR EN 1997-2:2007/AC:2010	Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea şi încercarea terenului

19.	SR EN 1998-5:2004	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 5: Fundaţii, structuri de susţinere şi aspecte geotehnice
20.	SR EN 1998-5:2004/NA:2007	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 5: Fundaţii, structuri de susţinere şi aspecte geotehnice. Anexa naţională
21.	STAS 6054-77	Teren de fundare. Adâncimi maxime de îngheţ

2. Reglementări tehnice

Nr. crt.	Reglementare tehnică	Act normativ prin care se aprobă/publicaţia
1.	Cod de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri, indicativ P 100-1/2013	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi administraţiei publice nr. 2465/2013, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I, nr. 558 şi nr. 558 bis din 3 septembrie 2013
2.	Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat, indicativ CR 2-1-1.1/2013	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi administraţiei publice nr.2361/2013, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I, nr. 583 şi nr. 583 bis din 13 septembrie 2013
3.	Cod de proiectare pentru structuri din zidărie, indicativ CR 6 - 2013	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi administraţiei publice nr.2464/2013, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I, nr. 582 şi nr. 582 bis din 13 septembrie 2013
4.	Cod de proiectare. Bazele proiectării construcţiilor, indicativ CR 0 - 2012	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 1530/2012, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I, nr.647 şi nr. nr.647 bis din 11 septembrie 2012, cu completările ulterioare
5.	Specificaţie tehnică privind produse din oţel utilizate ca armături: cerinţe şi criterii de performanţă, indicativ ST 009:2011	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 683/2012, publicat în Monitorul Oficial, Partea I, nr. 337 din 18 mai 2012
6.	Normativ privind documentaţiile geotehnice pentru construcţii, indicativ NP 074 - 2014	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi administraţiei publice nr. 1330/2014 publicat în Monitorul Oficial al României Partea I, nr. 597 şi nr.597 bis din 11 august 2014
7.	Normativ privind determinarea valorilor caracteristice şi de calcul ale parametrilor geotehnici, indicativ NP 122:2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 2690/2010 publicat în Monitorul Oficial al României Partea I, nr. 158 şi 158 bis din 4 martie 2011
8.	Normativ privind fundarea construcţiilor pe pământuri sensibile la umezire, indicativ NP 125:2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 2688/2010 publicat în Monitorul Oficial al României Partea I, nr. 158 şi 158 bis din 4 martie 2011
9.	Normativ privind fundarea construcţiilor pe pământuri cu umflături şi contracţii mari, indicativ NP 126:2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr.115/2012 publicat în Monitorul Oficial al României Partea I nr. 397 şi 397 bis din 13 iunie 2012

10.	Normativ pentru producerea betonului şi executarea lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat - Partea 1: Producerea betonului, indicativ NE 012/1:2007	Ordinul ministrului dezvoltării lucrărilor publice şi locuinţei nr.577/2008 din 29 aprilie 2008, publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I nr. 374 din 16 mai 2008
11.	Normativ pentru producerea şi executarea lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat - Partea 2: Executarea lucrărilor din beton, indicativ NE 012/2:2010	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 2514/2010, publicat în Monitorul Oficial, Partea I nr.853 şi nr. 853 bis din 20 decembrie 2010