

Vasile - Florin Chiorean

ZIDURI DE SPRIJIN

Îndrumător de proiectare



UTPRESS

Cluj-Napoca, 2025

ISBN 978-606-737-774-3

Vasile – Florin CHIOREAN

ZIDURI DE SPRIJIN

Îndrumător de proiectare



U.T.PRESS

Cluj - Napoca, 2025

ISBN 978-606-737-774-3



Editura U.T.PRESS
Str. Observatorului nr. 34
400775 Cluj-Napoca
Tel.: 0264-401.999
e-mail: utpress@biblio.utcluj.ro
www.utcluj.ro/editura

Recenzia: Conf.dr.ing. Vasile Stelian Fărcaș
Conf.dr.ing. Horea Constantinescu
Șf.l.dr.ing. Olimpiu Cristian Mureșan

Pregătire format electronic on-line: Gabriela Groza

Copyright © 2025 Editura U.T.PRESS
Reproducerea integrală sau parțială a textului sau ilustrațiilor din această carte este posibilă
numai cu acordul prealabil scris al editurii U.T.PRESS.

ISBN 978-606-737-774-3

P R E F A Ț Ă

Lucrarea se adresează în primul rând studenților din cadrul specializărilor Facultății de Construcții (U.T.C.N.), oferindu-le o bază teoretică și practică solidă pentru înțelegerea principiilor de proiectare a zidurilor de sprijin. Lucrarea a fost concepută ca un instrument de lucru, dar și ca un ghid de învățare activă, încurajând dezvoltarea unei gândiri ingineresti analitice, esențială pentru viitorii specialiști în domeniu.

Lucrarea este structurată în două mari capitole, după un fir logic care pornește de la principii generale și ajunge la exemple de calcul. Pe parcursul lucrării sunt incluse scheme explicative, recomandări utile în activitatea de proiectare și exemple aplicative, toate având scopul de a sprijini învățarea activă și formarea unei gândiri ingineresti riguroase.

Capitolul 1 tratează principiile fundamentale de proiectare, cu accent pe analiza stărilor limită ultime, conform cerințelor moderne ale normativelor europene. Capitolul 2 abordează aplicarea acestor principii în practică, incluzând tipologia zidurilor de sprijin, principii de conformare și predimensionare, evaluarea încărcărilor și verificările decisive. Capitolul se încheie cu o serie de exemple numerice, menite să sprijine învățarea aplicativă și să faciliteze înțelegerea procesului de dimensionare.

Exprim întreaga mea recunoștință tuturor celor care au contribuit la conturarea acestei lucrări prin sugestii, observații critice și încurajări și îmi exprim speranța ca acest material să contribuie la formarea profesională a studenților și să le ofere o resursă practică valoroasă atât în perioada studiilor, cât și în activitatea lor viitoare ca ingineri constructori.

Cluj-Napoca, 2025

CUPRINS

CAP. 1. PRINCIPII DE PROIECTARE A ZIDURILOR DE SPRIJIN.....	4
1.1 STĂRI LIMITĂ.....	4
1.2 STĂRI LIMITĂ ULTIME (SLU)	5
1.3 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ GEO	6
1.4 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ STR	7
1.5 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ EQU	7
1.6 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ HYD	8
1.7 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ UPL	9
1.8 PRINCIPII DE DIMENSIONARE SLU	9
1.9 STAREA LIMITĂ DE SERVICIU (SLS)	15
CAP. 2. PROIECTAREA ZIDURILOR DE SPRIJIN.....	18
2.1 NOȚIUNI PRINCIPIALE.....	18
2.2 CONFORMAREA ZIDURILOR DE SPRIJIN.....	19
2.2.1 Conformarea zidului de sprijin din zidărie de piatră	20
2.2.2 Conformarea zidului de sprijin din beton simplu.....	24
2.2.3 Conformarea zidului de sprijin din gabioane.....	27
2.2.4 Conformarea zidului de sprijin din beton armat.....	32
2.3 PREDIMENSIONAREA ZIDURILOR DE SPRIJIN.....	39
2.3.1 Predimensionarea zidului de sprijin din zidărie de piatră.....	41
2.3.2 Predimensionarea zidului de sprijin din beton simplu.....	44
2.3.3 Predimensionarea zidului de sprijin din gabioane.....	46
2.3.4 Predimensionarea zidului de sprijin din beton armat.....	49
2.4 EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR.....	50
2.4.1 Evaluarea greutății proprii.....	51
2.4.2 Evaluarea împingerii active a pământului.....	53
2.5 VERIFICĂRILE SLU ALE ZIDULUI DE SPRIJIN.....	62
2.5.1 Verificarea la Lunecare.....	63
2.5.2 Verificarea la Capacitate Portantă.....	71
2.5.3 Verificarea la Răsturnare.....	80

2.5.4 Verificarea la Secțiuni Periculoase.....	86
2.6 VERIFICĂRILE SLS ALE ZIDULUI DE SPRIJIN.....	109
2.7 EXEMPLE DE DIMENSIONARE SLU.....	111
2.7.1 Zid de sprijin de debleu din zidărie de piatră (exemplu 1).....	111
2.7.2 Zid de sprijin de debleu din beton armat (exemplu 2).....	123
2.7.3 Zid de sprijin de debleu din beton simplu (exemplu 3).....	136
2.7.4 Zid de sprijin de debleu din gabioane (exemplu 4).....	145
BIBLIOGRAFIE.....	159

CAP. 1. PRINCIPII DE PROIECTARE A ZIDURILOR DE SPRIJIN

1.1 STĂRI LIMITĂ

Procesul de dimensionare și de proiectare a zidurilor de sprijin a suferit un proces de evoluție cu diverse schimbări succesive de-a lungul timpului. Metodele de calcul au evoluat spre abordări mai mult sau mai puțin exacte, având anumite asumptii (simplificări) specifice fiecărei metode de calcul. Metodele de calcul se pot împărți în două mari categorii: metode bazate pe principiul echilibrului limită, respectiv metode bazate pe o interdependență între eforturi unitare și deformații: metoda coeficientului de reacțiune (MCR) sau metode numerice (metoda elementelor finite).

În ceea ce privește proiectarea curentă a zidurilor de sprijin, în conformitate cu normativele SR EN 1997-1 "Proiectarea geotehnică. Reguli generale" și NP 124:2010 "Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere", metodele de proiectare sunt metode bazate pe principiul echilibrului limită.

Tot procesul de dimensionare este construit pe baza conceptului de "stare limită" asociată. O stare limită reprezintă o situație specifică asociată zidului de sprijin, care dacă este depășită, structura nu mai îndeplinește cerințele impuse obiectului în cauză. Astfel spus, printr-o stare limită asociată unui zid de sprijin se descrie din punct de vedere tehnic o situație limită a cerințelor de funcționalitate impuse. Depășirea unei stări limită implică neconformitatea zidului de sprijin, sau se poate spune simplificat, cedarea zidului de sprijin.

Stările limită se pot împărți în două mari categorii:

- Stări limită ultime (SLU)
- Stări limită de serviciu (SLS) sau stări limită de exploatare (SLE)

Starea limită ultimă (SLU) este o stare limită care descrie colapsul zidului de sprijin. Această stare limită descrie un echilibru limită aferent unui fenomen de cedare care va conduce la colapsul zidului de sprijin. Depășirea stării limită ultime implică declanșarea unui fenomen mecanic aferent colapsului zidului de sprijin și scoaterea din uz a acestuia.

Starea limită de serviciu (SLS) reprezintă o fază (etapă) premergătoare stării limite ultime, ce descrie neîndeplinirea cerințelor impuse și a limitărilor specifice funcționalității elementului de construcție aflat în exploatare (zidului de sprijini). Starea limită de serviciu nu descrie colapsul, ci se referă la funcționalitatea și aspectul zidului de sprijin, confortul vizual și atribuirea senzație de siguranță indusă prin modul în care zidul de sprijin se comportă în timpul duratei de viață.

1.2 STĂRI LIMITĂ ULTIME (SLU)

Starea limită ultimă se consideră atinsă atunci când acțiunile destabilizatoare sau efectul acestora ($E_{d.dst}$) este mai mare sau egal decât acțiunile stabilizatoare sau efectul acestora ($E_{d.stb}$). Toate aceste acțiuni sau efectele acestora se vor evalua prin aplicarea unor coeficienți parțiali de siguranță. Astfel, se implementează un nivel de asigurare la nivelul procesului de dimensionare / proiectare. Verificarea aplicată în SLU se poate face astfel:

$$E_{d.dst} \leq E_{d.stb} \quad (1.1)$$

În situația descrierii colapsului unui zid de sprijin prin intermediul unor stări limită ultime asociate, trebuie punctat faptul că fenomenul mecanic asociat colapsului unui zid de sprijin este un fenomen complex ce implică noțiuni de mecanica pământului cu provocări multiple în procesul de cuantificare matematică.

În ceea ce privește colapsul zidurilor de sprijin, este necesar a se avea în vedere următoarele fenomene:

- pierderea stabilității locale sau generale,
- cedarea unui element structural sau cedarea legăturii dintre elemente structurale componente (pierderea conlucrării structurale),
- cedarea survenită în teren prin pierderea capacității portante a terenului de sub talpa fundației zidului de sprijin sau cedarea la forfecare a pământului de sub fundația zidului de sprijin și generarea lunecării zidului de sprijin,
- cedarea combinată în teren și în elementele structurale ale zidului de sprijin,
- mișcări ale zidului de sprijin care pot produce prăbușirea sau pot afecta aspectul sau utilizarea eficientă a lucrării propriu-zise sau a obiectivelor din vecinătate,
- răsturnarea zidului de sprijin fără cedarea terenului sau a elementelor structurale,
- modificări inacceptabile ale regimului de curgere a apei subterane cu transport inacceptabil de particule fine de pământ prin sau pe sub zidul de sprijin,
- cedări prin eroziune regresivă

Toate elemente mai sus menționate trebuie să fie luate în considerare pentru dimensionarea zidurilor de sprijin în vederea evitării colapsului. După cum se poate observa, fenomenul de colaps a zidului de sprijin poate să aibă diverși factori declanșatori, respectiv colapsul se poate obține în urma apariției mai multor fenomene fizico-mecanice. Datorită multitudinii factorilor declanșatori ai colapsului, în cadrul proiectării structurilor geotehnice (incluzând zidurile de sprijin) se vor utiliza mai multe tipuri de stări limite ultime. Stările limită ultime asociate structurilor geotehnice sunt următoarele:

- SLU GEO
- SLU STR
- SLU EQU
- SLU HYD
- SLU UPL

1.3 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ GEO

Starea limită ultimă GEO (SLU GEO) descrie colapsul zidului de sprijin datorită cedării terenului sau deformării excesive a acestuia. În cadrul zidurilor de sprijin, cedarea terenului poate conduce la colapsul zidului de sprijin prin cedarea la lunecare a terenului de sub fundația zidului de sprijin, (conf. Fig. 1.1 : a și c) cedarea la capacitate portantă a terenului de fundare (conf. Fig. 1.1: b și d), pierderea stabilității locale sau globale (conf. Fig. 1.2), etc.

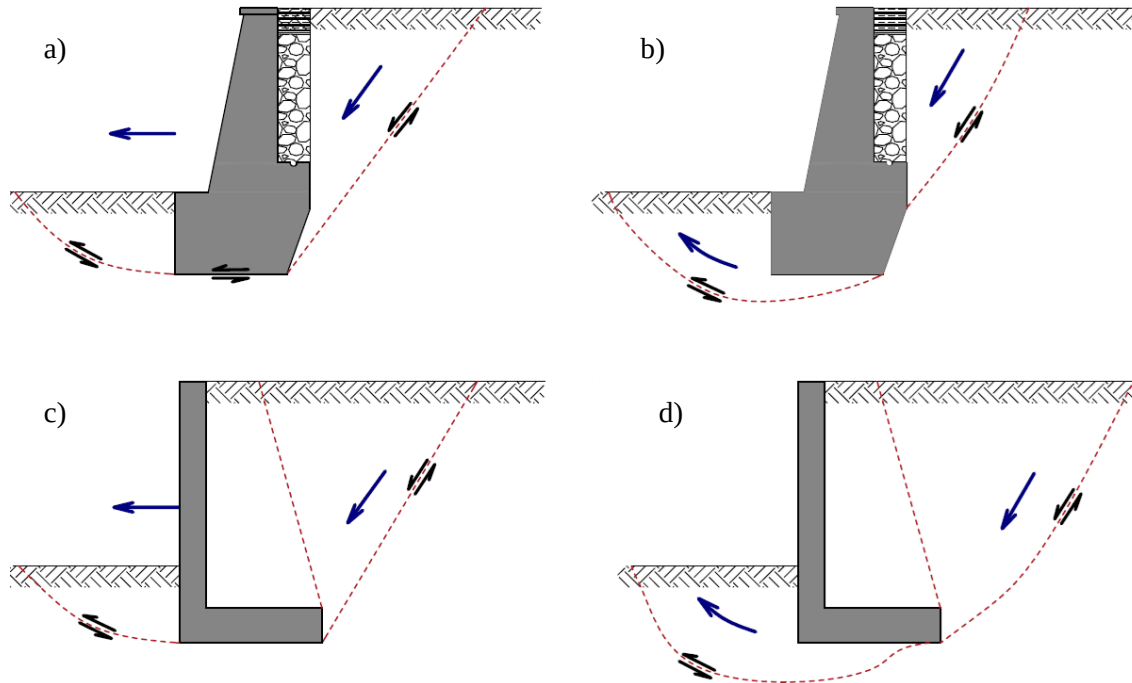


Fig. 1.1 Cedări posibile de tip SLU GEO la ziduri de sprijin

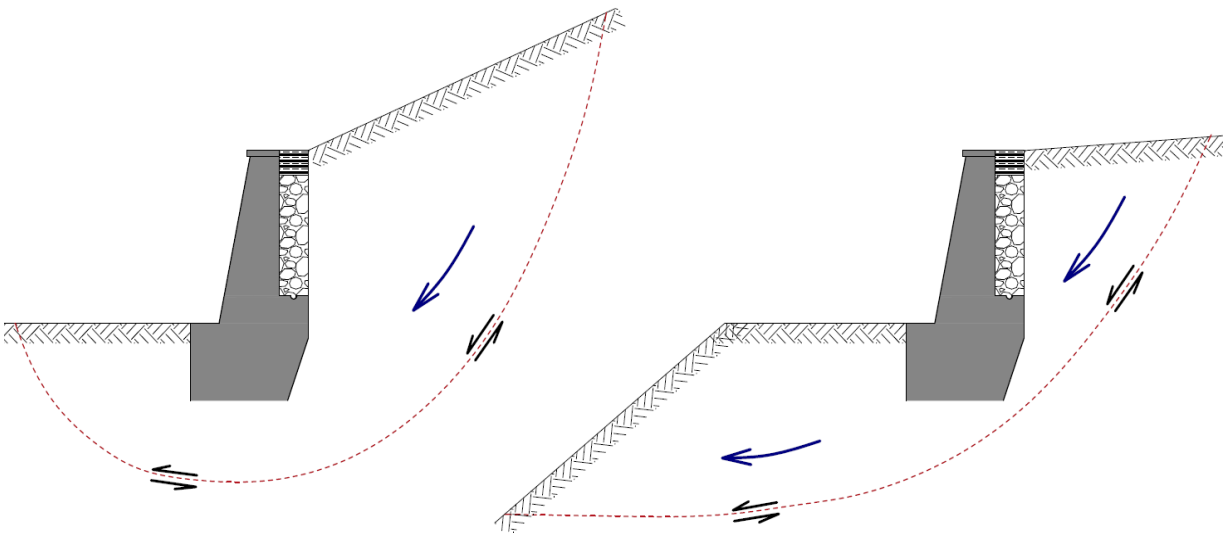


Fig. 1.2 Cedări posibile de tip SLU GEO la ziduri de sprijin prin pierderea stabilității

O cedare aferentă SLU GEO implică atingerea rezistenței la forfecare a pământului de-a lungul unei suprafețe continue sau cvasi-continue, generându-se astfel colapsul.

1.4 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ STR

Starea limită ultimă STR (SLU STR) descrie colapsul zidului de sprijin datorită cedării structurale a zidului de sprijin sau a unor elemente structurale componente ale zidului de sprijin. Acest fenomen poate să apară prin cedări structurale datorate solicitărilor mobilizate în cadrul elementelor zidului de sprijin. În cadrul zidurilor de sprijin, cedările structurale predominante pot fi cedări la moment încovoietor, la forță tăietoare în combinație cu efectul solicitărilor axiale (conf. Fig. 1.3).

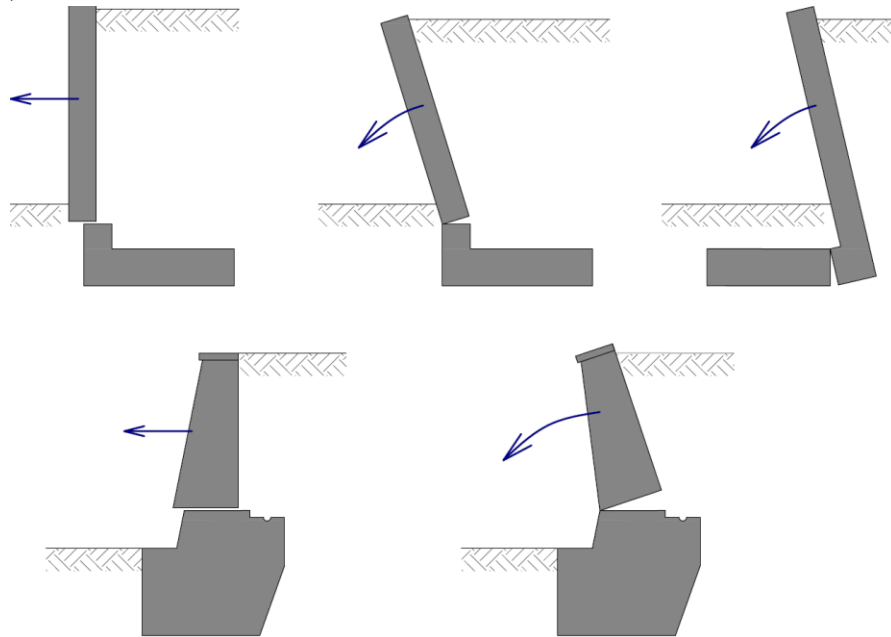


Fig. 1.3 Cedări posibile de tip SLU STR la ziduri de sprijin

1.5 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ EQU

Starea limită ultimă EQU (SLU EQU) descrie colapsul zidului de sprijin datorită pierderii echilibrului static. Această abordare implică considerarea zidului de sprijin cu toate elementele componente ca un corp solid rigid (CSR), rezemat pe un mediu rigid nedeformabil fiind aplicate în mod specific condițiile de echilibru static. Efectul acțiunilor asupra zidului de sprijin se va echivala la nivelul punctului ce reprezintă în mod convențional centrul instantaneu de rotație (CIR). Pierderea echilibrului static implică mobilizarea unui efect destabilizator superior față de efectul stabilizator datorat acțiunilor, evaluat în punctul definit generic CIR (conf. Fig. 1.4). Trebuie punctat faptul că verificarea la răsturnare este relevantă în practica curentă pentru situațiile aferente fundării zidului de sprijin pe teren stâncos, pe rocă sau pe terenuri cu compresibilitate redusă, respectiv cu modul de deformație liniară mai mare de 50 000 kPa.

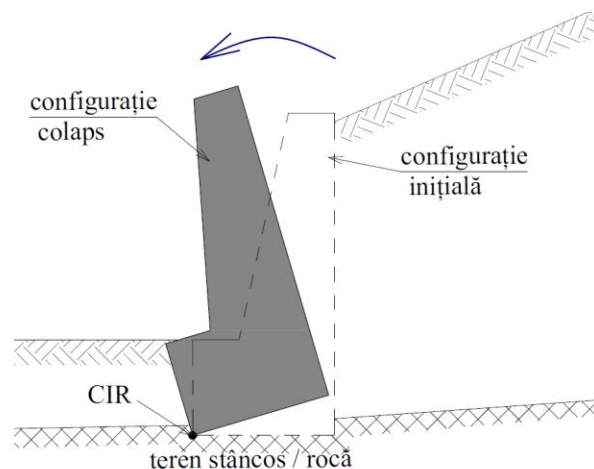


Fig. 1.4 Cedare posibilă de tip SLU EQU (zid de sprijin)

1.6 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ HYD

Starea limită ultimă HYD (SLU HYD) descrie colapsul zidului de sprijin datorită cedării hidraulice a terenului, a eroziunii interne, a eroziunii regresive în teren sau a sufoziunii datorită fenomenului de infiltrație a apei în pământ sub efectul gradientilor hidraulici. Acest fenomen este posibil în cazul zidurilor de sprijin a căror execuție interceptează un curent hidraulic subteran, iar zidul de sprijin poate juca un rol de barieră hidraulică, modificând astfel regimul de curgere a apelor subterane (conf. Fig. 1.5). Evitarea unor astfel de situații se poate face prin prevederea unui sistem drenant inclus în cadrul zidului de sprijin. Acest sistem de drenare se va dimensiona astfel încât modificarea gradientului hidraulic să nu genereze fenomene de infiltrații, cu viteze de filtrație a apei superioare valorii critice.

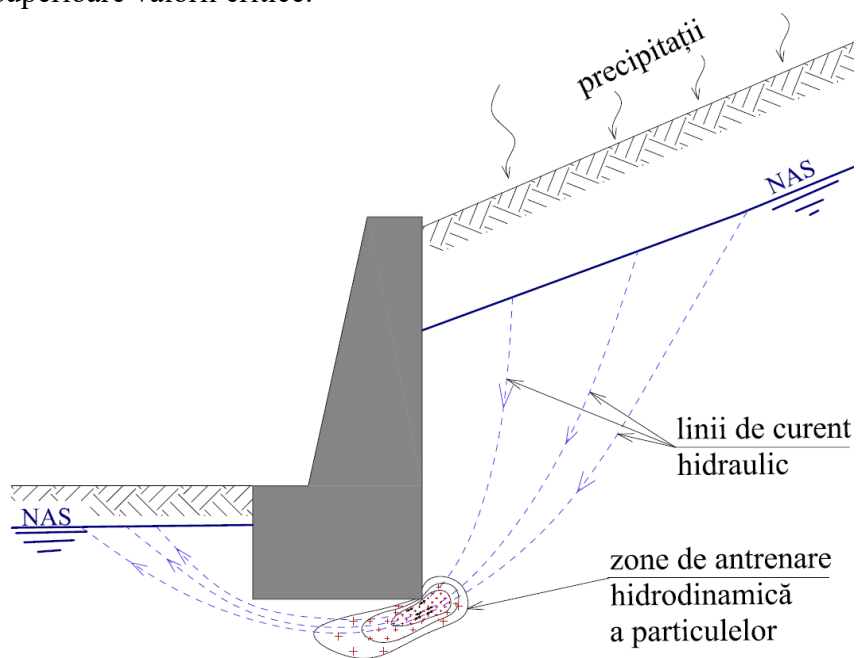


Fig. 1.5 Cedare posibilă de tip SLU HYD (zid de sprijin)

Verificările aferente unei astfel de situații, se pot implementa condiții de limitare atât la nivelul gradientilor hidraulici, cât și la nivelul vitezelor de filtrație a apei prin pământ. În aceste situații permeabilitatea pământului joacă un rol esențial în cadrul analizelor, iar determinarea judicioasă a coeficientului de permeabilitate reprezintă o etapă importantă într-o astfel de analiză.

1.7 STAREA LIMITĂ ULTIMĂ UPL

Starea limită ultimă UPL (SLU UPL) descrie colapsul zidului de sprijin datorită acțiunii subpresiunii apei (presiunii hidrostatice) sau datorită altor acțiuni verticale. Cedarea de tip UPL implică colapsul prin ridicarea structurii geotehnice pe direcție verticală sub efectul presiunii hidrostatice a apei conform legii lui Arhimede.

În cadrul zidurilor de sprijin curente, colapsul descris printr-o stare limită de tip UPL este extrem de rar întâlnit, întrucât greutatea proprie a zidului de sprijin este superioară forței Arhimedice de ridicare. Această stare limită ultimă are însă o importanță deosebită în cadrul excavațiilor pe amplasamente unde există un strat acvifer sub presiune (acvifer captiv) prin fenomenul de expulzare a fundului săpăturii.

1.8 PRINCIPII DE DIMENSIONARE SLU

În cadrul verificărilor SLU, în urma calculelor se va evalua valoarea de calcul a acțiunilor destabilizatoare sau efectul acestora ($E_{d.dst}$), respectiv valoarea de calcul a acțiunilor stabilizatoare sau efectul acestora ($E_{d.stb}$). Implementarea siguranței în faza de dimensionare și proiectare necesită o oarecare supraevaluare a $E_{d.dst}$, respectiv o oarecare subevaluare a $E_{d.stb}$. Se va asigura astfel o marjă de siguranță prin această supraevaluare și subevaluare realizată în mod controlat.

Evaluarea valorilor de proiectare $E_{d.dst}$ și $E_{d.stb}$ se va face prin aplicarea coeficienților parțiali de siguranță la nivel de :

- **Acțiuni**
- **Parametrii geotehnici (de material)**
- **Rezistențe**

► **Aplicarea coeficienților parțiali de siguranță acțiunilor**

Aplicarea coeficienților parțiali de siguranță acțiunilor are drept scop stabilirea unor valori de calcul a acțiunilor (F_d) în raport cu valoarea caracteristică a acestora ($F_{k.rep}$). Acest lucru se realizează prin aplicarea unui coeficient parțial de siguranță (γ_F) valorii caracteristice astfel:

$$F_d = F_{k.rep} \cdot \gamma_F \quad (1.2)$$

În funcție de tipul acțiunii și de efectul acesteia, coeficientul parțial de siguranță (γ_F) poate fi considerat astfel:

$\gamma_F = \gamma_{Gf} \rightarrow$ coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile

$\gamma_F = \gamma_{Gn} \rightarrow$ coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile

$\gamma_F = \gamma_{Qf} \rightarrow$ coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile
 $\gamma_F = \gamma_{Qn} \rightarrow$ coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile

Cumulul coeficienților parțiali de siguranță pentru acțiuni se notează principal cu "A", reprezentând practic un pachet ce conține valorile acestor coeficienți parțiali de siguranță.

► **Aplicarea coeficienților parțiali de siguranță parametrilor geotehnici (materialului)**

Aplicarea coeficienților parțiali de siguranță parametrilor geotehnici urmăresc stabilirea unor valori de calcul a parametrilor geotehnici (X_d) în raport cu valorile caracteristice ale acestora (X_k). Acest lucru se poate realiza prin aplicare unor coeficienți parțiali de siguranță (γ_M) valorii caracteristice, astfel:

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (1.3)$$

În funcție de parametrul geotehnic la care se aplică coeficientul parțial de siguranță, relația anterioară va avea următoarele forme adaptate:

- Unghiul de frecare internă efectivă a pământului

$$\phi'_d = \arctg \left[\frac{\tg(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}} \right] \quad (1.4)$$

Unde : ϕ'_d reprezintă valoarea de calcul a unghiului de frecare internă efectivă a pământului, ϕ'_k reprezintă valoarea caracteristică a unghiului de frecare internă efectivă a pământului și $\gamma_{\phi'}$ reprezintă coeficientul parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului.

- Coeziunea efectivă a pământului

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}} \quad (1.5)$$

Unde: c'_d reprezintă valoarea de calcul a coeziunii efective a pământului, c'_k reprezintă valoarea caracteristică a coeziunii efective a pământului și $\gamma_{c'}$ reprezintă coeficientul parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului.

- Greutatea volumică a pământului

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} \quad (1.6)$$

Unde: γ_d reprezintă valoarea de calcul a greutateii volumice a pământului, γ_k reprezintă valoarea caracteristică a greutateii volumice a pământului și γ_γ reprezintă coeficientul parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului.

- Coeziunea nedrenată a pământului

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}} \quad (1.7)$$

Unde: c_{ud} reprezintă valoarea de calcul a coeziunii nedrenate a pământului, c_{uk} reprezintă valoarea caracteristică a coeziunii nedrenate a pământului și γ_{cu} reprezintă coeficientul parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului

Cumulul coeficienților parțiali de siguranță pentru parametrii geotehnici (de material) se notează cu "M", reprezentând practic un pachet ce conține valorile acestor coeficienți parțiali de siguranță.

► **Aplicarea coeficienților parțiali de siguranță rezistențelor**

Aplicarea coeficienților parțiali de siguranță rezistențelor urmăresc stabilirea unor valori de calcul ale rezistențelor (R_d) în raport cu valorile caracteristice aferente (R_k). Acest lucru se poate realiza prin aplicare unor coeficienți parțiali de siguranță (γ_R) valorii caracteristice astfel:

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (1.8)$$

În funcție de tipul rezistenței, coeficientul parțial de siguranță (γ_R) poate fi considerat astfel:

$\gamma_R = \gamma_{RH} \rightarrow$ coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la lunecare.

$\gamma_R = \gamma_{RV} \rightarrow$ coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la capacitate portantă.

Cumulul coeficienților parțiali de siguranță pentru rezistențe se notează principal cu "R", reprezentând practic un pachet ce conține valorile acestor coeficienți parțiali de siguranță.

● **Dimensionarea SLU GEO și SLU STR**

Conform normativelor SR EN 1997-1 și NP 124:2010 dimensionarea la SLU GEO și SLU STR impune utilizarea unor abordări de calcul sau situații de proiectare (cazuri de proiectare) diferite. Prin adoptarea abordărilor de calcul se urmărește acoperirea tuturor situațiilor care pot să apară pe parcursul execuției și pe toată durata de viață a zidului de sprijin.

O abordare de calcul implică aplicarea unor seturi specifice de coeficienți parțiali de siguranță acțiunilor, parametrilor geotehnici și rezistențelor. Diferențierea între abordările de calcul se face prin modul de aplicare a coeficienților parțiali de siguranță. Modul diferit de aplicare a acestor coeficienți parțiali de siguranță constă în stabilirea unor seturi de valori diferite aplicate în mod combinat acțiunilor (A), parametrilor geotehnici de material (M) și rezistențelor (R).

Conform SR EN 1997-1 sunt indicate 3 abordări de calcul (cazuri de proiectare) : abordarea de calcul 1 (AC 1), abordarea de calcul 2 (AC 2) și abordarea de calcul 3 (AC 3). Abordarea de calcul 1 are la rândul ei 2 combinații de seturi de coeficienți parțiali de siguranță respectiv abordarea de calcul 1 combinația 1 (AC 1.1) și abordarea de calcul 1 combinația 2 (AC 1.2).

Fiecare abordare de calcul impune aplicarea unor seturi specifice de valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru acțiuni (A), pentru parametrii geotehnici (M) și pentru rezistențe (R) :

$$A \cdot M \cdot R \quad (1.9)$$

Unde "·" se va citi ca și "în combinație cu".

Combinarea seturilor coeficienților parțiali de siguranță conform abordărilor de calcul (cazurilor de proiectare) este următoarea:

Abordarea de calcul 1

AC 1.1 : $A1 \cdot M1 \cdot R1$

AC 1.2 : $A2 \cdot M2 \cdot R1$

Abordarea de calcul 2

AC 2 : $A1 \cdot M1 \cdot R2$

Abordarea de calcul 3

AC 3 : $A1/A2 \cdot M2 \cdot R3$

unde setul de coeficienți parțiali de siguranță $A1$ (*) se aplică acțiunilor structurale, care provin de la suprastraturi, iar setul de coeficienți parțiali de siguranță $A2$ (**) se aplică acțiunilor geotehnice.

Valorile coeficienților parțiali de siguranță aplicați acțiunilor conform pachetelor menționate în cadrul cazurilor de proiectare sunt indicate în cadrul normativului SR EN 1997-1 și în anexa națională astfel:

Pachetul A1:

$\gamma_{Gf} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1.35$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii)

Pachetul A2:

$\gamma_{Gf} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.3$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii)

Valorile coeficienților parțiali de siguranță aplicați parametrilor geotehnici (de material) conform pachetelor menționate în cadrul cazurilor de proiectare sunt indicate în cadrul normativului SR EN 1997-1 și în anexa națională astfel:

Pachetul M1:

$\gamma_{\phi} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_{cu} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului)

$\gamma_{\gamma} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

Pachetul M2:

$\gamma_\phi = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_{cu} = 1.40$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului)

$\gamma_\gamma = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

Valorile coeficienților parțiali de siguranță aplicați rezistențelor (pentru lucrări de susținere) conform pachetelor menționate în cadrul cazurilor de proiectare sunt indicate în cadrul normativului SR EN 1997-1 și în anexa națională astfel:

Pachetul R1:

$\gamma_{RH} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la lunecare)

$\gamma_{Rv} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la capacitate portanta)

Pachetul R2:

$\gamma_{RH} = 1.10$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la lunecare)

$\gamma_{Rv} = 1.40$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la capacitate portanta)

Pachetul R3:

$\gamma_{RH} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la lunecare)

$\gamma_{Rv} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la capacitate portanta)

Conform anexei naționale, dimensionarea zidurilor de sprijin în SLU GEO și SLU STR se va realiza în abordările de calcul 1 (cu cele 2 combinații) și abordarea de calcul 3. Altfel spus nu se va utiliza în țara noastră abordarea de calcul 2. Rămân astfel 2 combinații de seturi de coeficienți parțiali de siguranță în care se va dimensiona zidul de sprijin astfel:

-Abordarea de calcul 1 combinația 1 (**AC 1.1 : A1 "+" M1 "+" R1**) are drept scop urmărirea atingerii siguranței față de abaterile nefavorabile în raport cu acțiunile sau efectul acțiunilor .

-Abordarea de calcul 1 combinația 2 (**AC 1.2 : A2 "+" M2 "+" R1**) are drept scop urmărirea atingerii siguranței în raport cu incertitudinile generate de parametrii geotehnici (parametrii de material).

-Abordarea de calcul 3 (**AC 3 : A1*/A2** "+" M2"+" R3**) are drept scop urmărirea atingerii siguranței prin aplicarea diferită a acțiunilor și luând în considerare incertitudinile generate de parametrii geotehnici (parametrii de material).

● Zidurile de sprijin se vor dimensiona SLU GEO și SLU STR la toate abordările de calcul indicate prin anexa națională (**AC 1.1 : A1 "+" M1 "+" R1, AC 1.2 : A2 "+" M2 "+" R1** și **AC 3 : A1*/A2** "+" M2"+" R3**).

● **Dimensionarea SLU EQU**

Conform normativelor SR EN 1997-1 și NP 124:2010 dimensionarea la SLU EQU impune utilizarea unor seturi specifice de coeficienți parțiali de siguranță :

Pachetul de coeficienți parțiali de siguranță pentru acțiuni (A):

- $\gamma_{Gf} = 0.9$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)
- $\gamma_{Gn} = 1.1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)
- $\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)
- $\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii)

Pachetul de coeficienți parțiali de siguranță pentru parametrii geotehnici de material (M):

- $\gamma_{\phi} = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)
- $\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)
- $\gamma_{cu} = 1.40$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului)
- $\gamma_{\gamma} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

● **Dimensionarea SLU HYD**

Conform normativelor SR EN 1997-1 și NP 124:2010 dimensionarea la SLU HYD impune utilizarea unor seturi specifice de coeficienți parțiali de siguranță.

Pachetul de coeficienți parțiali de siguranță pentru acțiuni (A)

- $\gamma_{Gf} = 0.9$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)
- $\gamma_{Gn} = 1.35$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)
- $\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)
- $\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii)

● **Dimensionarea SLU UPL**

Conform normativelor SR EN 1997-1 și NP 124:2010 dimensionarea la SLU HPL impune utilizarea unor seturi specifice de coeficienți parțiali de siguranță:

Pachetul de coeficienți parțiali de siguranță pentru acțiuni (A)

- $\gamma_{Gf} = 0.9$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)
- $\gamma_{Gn} = 1.0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)
- $\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)
- $\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii)

Pachetul de coeficienți parțiali de siguranță pentru parametrii geotehnici de material (M):

- $\gamma_{\phi} = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)
- $\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)
- $\gamma_{cu} = 1.40$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului)

1.9 STAREA LIMITĂ DE SERVICIU (SLS)

Starea limită de serviciu sau starea limită de exploatare face referire la condițiile care conduc la pierderea funcționalității zidului de sprijin. Această pierdere a funcționalității survine ca urmare a unei deformații neconforme a terenului de fundare sau a structurii zidului de sprijin.

Pierderea funcționalității sau cedarea la SLS apare atunci când deformațiile survenite în timpul duratei de viață a zidului de sprijin depășesc anumite limite definite de cerințele de funcționalitate. În principiu, verificarea SLS se face comparând două elemente :

- E_d : valoarea de calcul e efectului acțiunilor
- C_d : valoarea de calcul limită a efectului acțiunilor

$$E_d \leq C_d \quad (1.10)$$

Evaluarea E_d , se va face în urma unui calcul în care toți coeficienții parțiali de siguranță sunt unitari ($=1$). Verificarea la SLS se face în termeni de deformații ale zidului de sprijin (tasări, deplasări orizontale, rotiri, etc.) dar acest lucru nu este general valid.

O altă alternativă în ceea ce privește verificarea SLS constă în menținerea presiunilor la nivelul tălpii fundației sub o valoarea limită aferentă mobilizării unor deformații sensibile în terenul de fundare. Astfel, presiunea efectivă maximă la nivelul tălpii fundației ($p_{max,k}$) trebuie să fie mai mică decât presiunea plastică a terenului de fundare (p_{pl}).

$$p_{max,k} \leq p_{pl} \quad (1.11)$$

Presiunea $p_{max,k}$ se va determina în urma unui calcul cu coeficienți parțiali de siguranță unitari, iar presiunea p_{pl} se va determina conform anexa H din cadrul normativului NP 112:2014.

Un calcul mai detaliat cu includerea deplasărilor, trebuie realizat în următoarele situații:

- Când există construcții sau anumite rețele de utilități cu un grad ridicat de sensibilitate la deplasări în zona de influență a zidului de sprijin.
- În lipsa unor experiențe comparabile concludente.
- În situația aferentă includerii zidului de sprijin într-un complex ce încorporează anumite activități cu caracter special, sensibile la deformații (activități de producție industrială mecanizată / robotizată).
- În situația aferentă unor condiții geotehnice cu caracter problematic coroborate cu dimensiunile zidului de sprijin precum:
 - o Zid de sprijin cu înălțimea mai mare de 6.00 m ce sprijină un masiv de pământ coeziv cu plasticitate redusă.
 - o Zid de sprijin cu înălțimea mai mare de 3.00 m ce sprijină un masiv de pământ coeziv cu plasticitate ridicată.
 - o Zid de sprijin cu înălțimea mai mare de 2.00 m rezemat pe un teren de fundare de tip argilă moale.

Un calcul adecvat de evaluarea a deplasărilor trebuie să ia în considerare elemente precum: presiune geologică, rigiditatea pământului, rigiditatea elementelor structurale din cadrul zidului de sprijin și succesiunea etapelor de execuție (cu modificările aferente aduse stării de tensiune din masivul de pământ).

Abordarea principală a verificării de tip SLS trebuie să pornească de la evaluarea formei deformată a zidului de sprijin în starea de echilibru. În cazul zidurilor de sprijin de greutate, forma deformată aferentă configurației de echilibru poate fi asimilată în mod simplificat cu deplasările unui corp solid rigid, conf. Fig. 1.6. În aceste condiții, zidul de sprijin va înregistra o deplasare complexă cu magnitudini diferite ale deplasărilor punctelor din cadrul zidului de sprijin. Astfel, deplasările la nivelul fundației ($O \rightarrow O''$) vor avea valori diferite în raport cu valorile deplasărilor înregistrate de elevația zidului de sprijin ($A \rightarrow A''$), conf. Fig. 1.6.

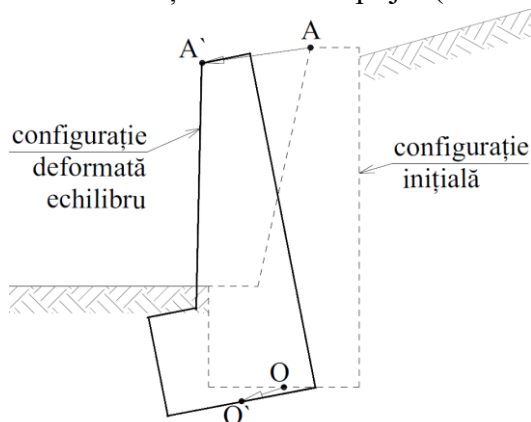


Fig. 1.6 Formă deformată exagerată zid de sprijin de greutate (starea de echilibru)

În condițiile considerării zidului de sprijin cu elementele componente ca un corp solid rigid, forma deformată aferentă atingerii condiției de echilibru poate fi descompusă în deplasări elementare ce pot fi înregistrate de un corp solid rigid. Continuând pe același principiu, deplasările totale înregistrate de zidul de sprijin se pot compune din deplasările orizontale (Δh), deplasările verticale sau tasările zidului de sprijin (Δv sau s) și rotirea zidului de sprijin (θ) considerată în mod simplificat în jurul centrului de greutate a tălpii fundației, conf. Fig. 1.7. Într-o astfel de abordare prin determinarea celor 3 tipuri de deplasări aferente unui corp solid rigid și compunerea acestora se poate determina deplasarea totală și maximă a unui zid de sprijin (considerând valid principiul suprapunerii efectelor). Modul de determinare a deplasărilor unui zid de sprijin, reprezintă o chestiune complexă din punct de vedere tehnic, existând mai multe metode de determinare: de la metode simpliste (semi-empirice), până la metode complexe (metode numerice ce utilizează modele de comportament neliniar al terenului).

În cadrul zidurilor de sprijin din beton armat, pe lângă deplasările specifice unui corp solid rigid, pot să apară și deplasări relative specifice elementelor flexibile de tip console. În cazul zidurilor de sprijin din gabioane pot să apară deplasări relative transversale datorită comportamentului mecanic al gabioanelor.

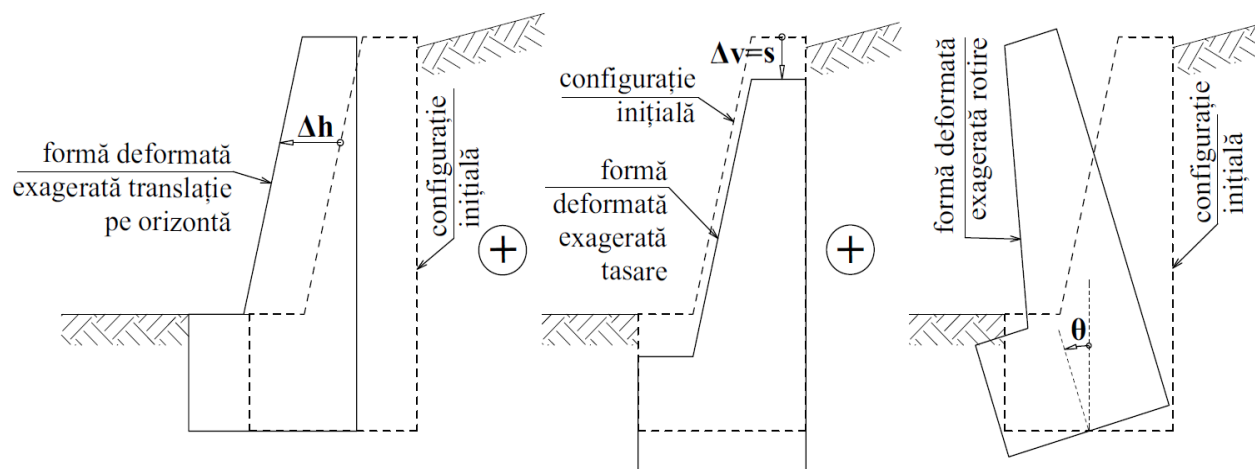


Fig. 1.7 Compunerea formei deformate de echilibru în deplasări de corp solid rigid

Indiferent de tipul de zid de sprijin și de metoda de calculul adoptată, verificarea de tip SLS și implicit determinarea deformațiilor zidurilor de sprijin se va realiza în urma unei analize în care toți coeficienții parțiali de siguranță sunt unitari ($=1$).

CAP. 2. PROIECTAREA ZIDURILOR DE SPRIJIN

2.1 NOȚIUNI PRINCIPIALE

Zidurile de sprijin reprezintă structuri de sprijin care asigură saltul brusc al cotei de nivel (variație bruscă a cotei de nivel) în condiții de stabilitate locală și globală. În principiu, aceste structuri de sprijin apar în situația aferentă unei sistematizări a terenului natural. În situația în care cota terenului sistematizat (CTS) este inferioară cotei terenului natural (CTN), zidul de sprijin "se va executa în săpătură", zidul va fi denumit generic zid de sprijin în debleu. În cazul în care cota terenului sistematizat (CTS) este superioară cotei terenului natural (CTN), zidul de sprijin "se va executa în umplutură", zidul va fi denumit generic zid de sprijin în rambleu.

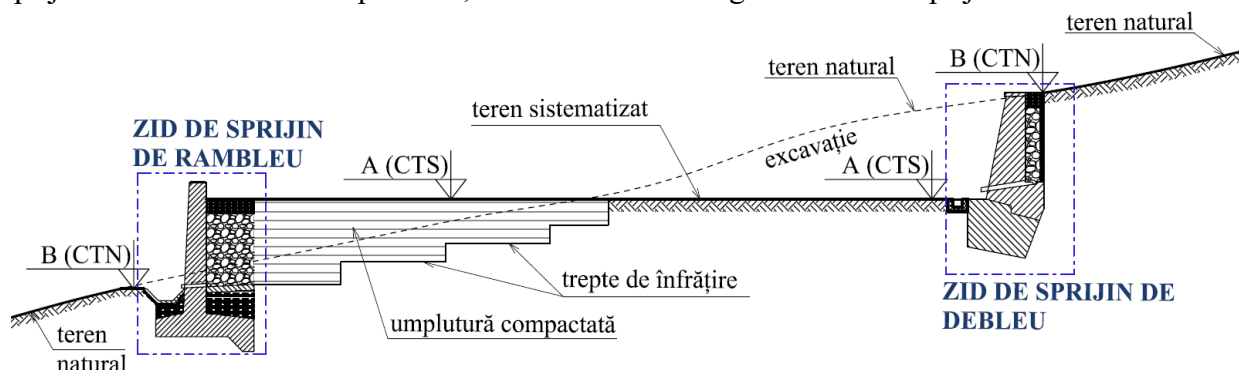


Fig.2.1. Utilizarea zidurilor de sprijin de debleu / rambleu.

În ceea ce privesc soluțiile constructive de realizarea a zidurilor de sprijin, în principiu zidurile de sprijin abordate în mod curent sunt ziduri de sprijin de greutate.

Zidurile de sprijin de greutate, preiau încărcările transmise de masivul de pământ (în general împingerea pământului) și asigură stabilitatea amplasamentului îndeplinind condițiile de echilibru static prin greutatea proprie. Aceste ziduri de sprijin sunt în principiu realizate din beton simplu, zidărie de piatră, beton armat sau gabioane.

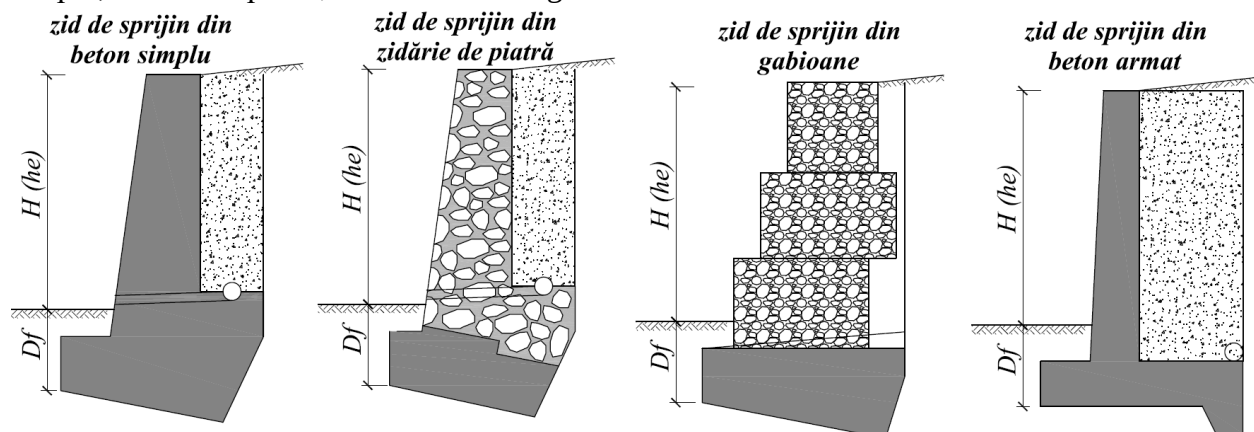


Fig.2.2. Soluții principale zid de sprijin

Zidurile de sprijin din beton simplu și zidărie de piatră se realizează tronsonat, execuția tronsoanelor fiind realizată în mod alternant (sărit). În spatele zidurilor de sprijin se va dispune un dren în vederea captării și evacuării apelor se infiltrații superficiale. Aceste fenomene de infiltrații superficiale apar inevitabil, datorită fenomenelor meteorologice episodice ce implică precipitații abundente. Zidurile de sprijin de gabioane nu necesită prevederea unui dren, întrucât gabioanele sunt permeabile prin natura lor (cuști metalice, cu laturile din plasă, umplute cu piatră brută zidită sau cu piatră spartă de granulație mare). Zidurile de sprijin de gabioane se pretează în terenuri stabilo-omogene cu rol de susținere a taluzurilor și mai ales în situația malurilor de râuri în condițiile în care gabioanele permit reglarea biunivoca a nivelului apei subterane, ne-reprezentând un obstacol de tip barieră hidrolică.

Zidurile de sprijin din beton armat mai pot fi denumite generic drept ziduri elastice. Zidurile de sprijin elastice preiau încărcările transmise de masivul de pământ (în general împingerea pământului) și asigură stabilitatea amplasamentului îndeplinind condițiile de echilibru static pe lângă greutatea proprie și prin intermediul solicitărilor structurale interne (momente încovoietoare și forțe tăietoare în principiu), înregistrând deformații relative ce implică modificarea formei (încovoiere).

Pe lângă aceste tipuri de ziduri de sprijin, se mai pot folosi în practică și ziduri din elemente prefabricate de tip "căsoaie" sau ziduri de sprijin realizate din saci ce geotextil ("geobags"), etc..

2.2 CONFORMAREA ZIDURILOR DE SPRIJIN

Un factor predominant în ceea ce privește o conformare eficientă este experiența anterioară a proiectantului. Conformarea zidurilor de sprijin urmărește respectarea unor principii necesare pentru a asigura funcționalitatea adecvată și un comportament mecanic adecvat. În acest sens se va urmări adoptarea unor măsuri cu aport clar asupra funcționalității și durabilității zidurilor de sprijin. Seturile de măsuri adoptate variază și se adaptează în funcție de tipul zidului de sprijin, de condițiile geotehnice și hidrogeologice specifice amplasamentului și pot fi sensibil influențate de o serie de alți factori. În principiu, un factor predominant în ceea ce privește o conformare și o dimensionare eficientă este experiența anterioară a proiectantului.

Stabilirea înălțimii sprijinite (H sau h_e) reprezintă prima etapă în conformarea unui zid de sprijin. Înălțimea sprijinită pentru zidurile de sprijin reprezintă diferența dintre cota de nivel a terenului natural (CTN) aferentă poziționării zidului de sprijin și cota terenului sistematizat (CTS) a platformei rezultate prin sistematizare (conf. Fig.2.1).

Această distanță (H sau h_e) rezultă în urma planului de sistematizare a terenului și a ridicării topografice a terenului, extinsă local în exteriorul platformei (zona de amonte și zona din aval). Înălțimea sprijinită (H sau h_e) poate varia pe lungimea unui zid de sprijin fapt ce poate conduce la modificarea geometrică a unor tronsoane de zid de sprijin. Uzual, în practica curentă, cotele de nivel CTS și CTN se pot nota în coordonate globale raportate la nivelul Mării Negre

(rMN) - stereo 1970. În vederea simplificării notațiilor în cele ce urmează s-a notat cota terenului sistematizat la nivelul platformei excavate ca și cota ± 0.00 .

Un alt element geometric important este panta terenului sprijinit. Această pantă a suprafeței terenului se va obține în urma ridicării topografice, sau în urma planului de sistematizare rezultând ca o pantă medie a suprafeței terenului pe o distanță orizontală de minim $3 \cdot H$ în zona din amonte a zidului de sprijin, pe direcția perpendiculară cu aliniamentul zidului de sprijin (poziția în plan a zidului de sprijin). Panta terenului se va exprima printr-un unghi pe care îl face suprafața terenului cu planul orizontal, notat cu β .

Un alt element principal în vederea conformării zidurilor de sprijin este asigurarea evacuării apelor de infiltrații. Acest lucru este necesar întrucât marea majoritate a zidurilor de sprijin reprezintă bariere hidraulice interpușe fenomenelor naturale de infiltrații a apei prin pământ. În vederea evitării acumulării apelor de infiltrații în spatele zidurilor de sprijin și generarea unor acțiuni cu efect destabilizator suplimentare (presiunea hidrostatică a apei plus reducerea consistenței pământurilor argiloase) trebuie dispus un sistem de drenare, captare, evacuare și conducere a apelor de infiltrații spre debușee sigure. Apele de infiltrații din cadrul masivului de pământ pot avea origine diferită. Acestea vor pot fi apele de infiltrații superficiale (pe adâncimi de cca. 2.00 m) care apar datorită fenomenelor meteorologice ciclice ce implică perioade bogate în precipitații. Pe anumite amplasamente pot exista fenomene de infiltrații permanente în cadrul masivului de pământ, evidențiate prin intermediul izvoarelor de coastă, respectiv apariția unor zone pe taluzul excavat în care apa de infiltrații iese la suprafață (interceptarea unui curent acvifer).

2.2.1 Conformarea zidului de sprijin din zidărie de piatră

Zidul de sprijin realizat din zidărie de piatră este un zid de sprijin de greutate. Zidul are în componență două elemente principale : fundația zidului și elevația (conf. Fig.2.3). Fundația zidului se poate realiza din beton simplu. Se recomandă ca talpa fundației se realizează înclinată în raport cu planul orizontal cu unghiul ε , ($13^\circ \geq \varepsilon \geq 0^\circ$). Talpa fundației reprezintă fața fundației prin intermediul căruia se transmit presiuni terenului de fundare, iar lățimea tălpii fundației este notată principal cu B . Poziția tălpii fundației se va stabili astfel încât să fie respectate condițiile specifice adâncimii de fundare (D_f). Între fundația zidului de sprijin și elevația acestuia se va prevedea un rost de execuție (conf. Fig.2.3). Rostul fundație-elevație constituie o suprafață frântă în plan, fiind dispuse local pietre în relief, în vederea evitării mobilizării unei cedări locale în zona de rost (lunecarea la nivelul rostului fundație-elevație). Elevația zidului de sprijin se va realiza din zidărie de piatră brută cu mortar de ciment. Piatra brută folosită trebuie să fie negelivă (să nu sufere degradări structurale în urma unor cicluri repetate de îngheț-dezghet).

În Fig.2.3 este prezentată o secțiune transversală printr-un zid de sprijin de din zidărie de piatră, iar în Fig.2.4 este prezentată o vedere longitudinală a unui zid de sprijin din zidărie de piatră.

Fața văzută a elevației se numește parament și poate fi tratată special în vederea aplicării unei tencuieli locale sau în vederea tratării rosturilor dintre blocurile din piatră (conf.

Fig.2.3, Fig.2.4). Pe parament se pot aplica diferite soluții de acoperire, conform unui plan de sistematizare pus la dispoziție de arhitect sau peisagist. Paramentul nu se va realiza vertical, existând o pantă ($m:1$) în raport cu planul vertical. Partea superioară a elevației se numește coronament (conf. Fig.2.3, Fig.2.4). Coronamentul zidurilor de sprijin din zidărie de piatră pot avea pe lângă rolul estetic și un rol de protecție a zidăriei de piatră împotriva intemperiilor climatice și o uniformizarea la partea superioară a zidăriei realizate din piatră brută. Astfel se pot realiza prin supra-betonări locale, zidărie mai ordonată cu un strat de mortar superior, etc.

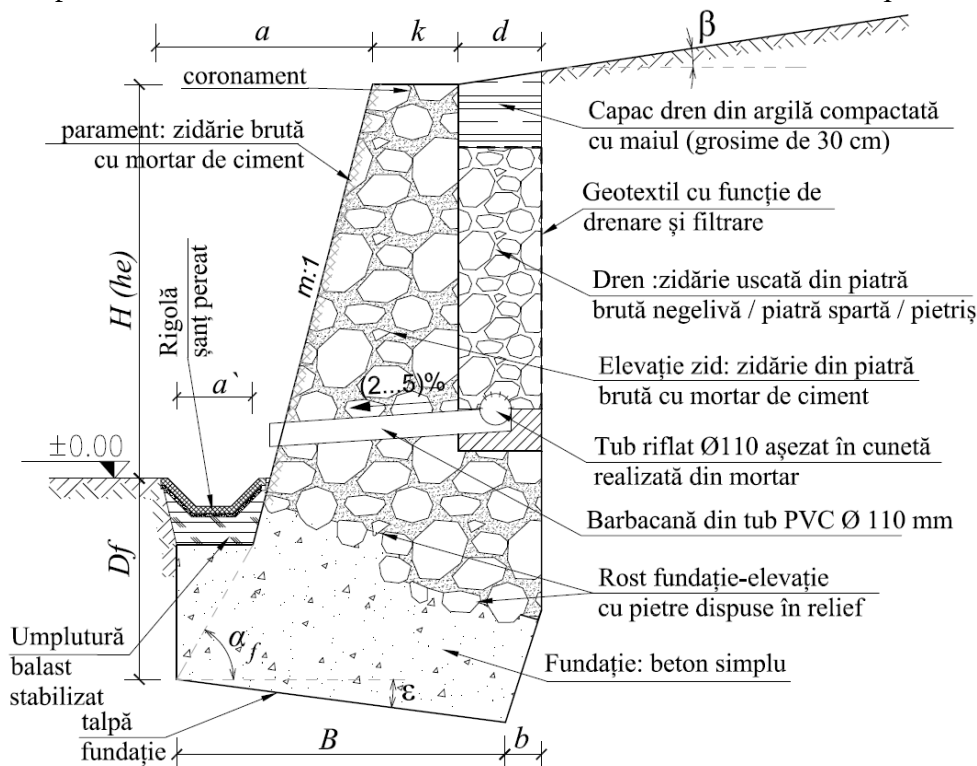


Fig.2.3. Secțiune transversală zid de sprijin din zidărie de piatră

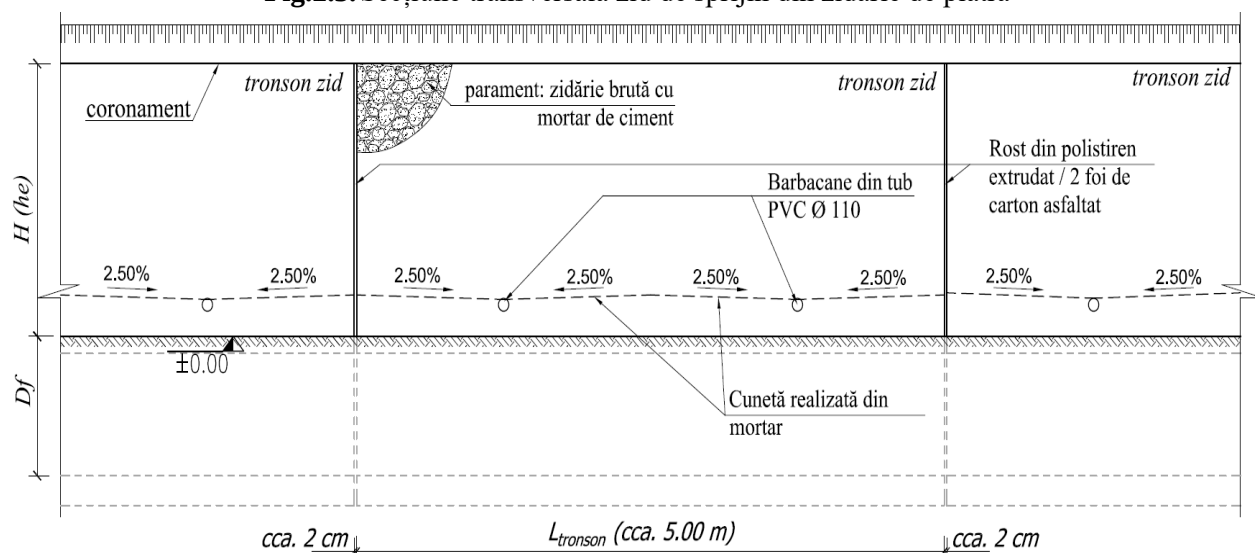


Fig.2.4. Vedere longitudinală- zid de sprijin din zidărie de piatră

Deoarece fundația zidului este realizată din beton simplu cu capacități limitate de a prelua tensiunile de întindere este necesar asigurarea unui comportament de tip "rigid" pentru fundația zidului de sprijin. În acest sens, configurația geometrică trebuie să asigure transmiterea solicitărilor de la elevația zidului de sprijin la talpa fundației fără generarea unor tensiuni de întindere în corpul fundației. Acest lucru se poate asigura dacă valoarea unghiului α_f (conf. Fig.2.3) îndeplinește condiția de rigiditate. Condiția de rigiditate se realizează prin adoptarea unei valori a unghiului α_f care să îndeplinească relația:

$$tg(\alpha_f) \geq tg(\alpha)_{adm} \quad (2.12)$$

Unde $tg(\alpha)_{adm}$ reprezintă valoarea minimă a tangentei unghiului α_f . Valoarea $tg(\alpha)_{adm}$ depinde de intensitatea reacțiunilor de contact cu care terenul acționează la nivelul tălpii fundației și este dată în NP 112:2014, conform Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Valori $tg(\alpha)_{adm}$ - conform NP 112:2014

<i>Presiunea efectivă transmisă terenului de fundare (kPa)</i>	<i>$tg(\alpha)_{adm}$</i>
200	1.05
250	1.15
300	1.30
350	1.40
400	1.50
600	1.85

Execuția zidului de sprijin se realizează pe tronsoane de execuție. Lungimea unui tronson ($L_{tronson}$) de zid executat se recomandă să fie cca. 5.00 m (conf. Fig.2.4). Execuția tronsoanelor se recomandă a se face în mod alternat (sărit). Acest lucru are la bază ideea limitării lungimii excavației (frontului de lucru) la baza taluzului, în vederea reducerii riscului apariției unui fenomen de instabilitate a terenului. La nivelul rostului dintre două tronsoane de zid alăturate se recomandă tratarea rostului astfel încât între tronsonalele învecinate să nu existe conlucrare structurală (fiecare tronson să lucreze independent). În acest sens rostul dintre două tronsoane de zid de sprijin se poate realiza fie din polistiren extrudat, fie din foi de carton bitumat / membrană bituminoasă sau din orice soluție care nu implică conlucrare structurală.

În vederea evitării acumulării apelor de infiltrații în spatele elevației, este necesar a se dispune un sistem de drenare, captare și evacuare a apelor subterane. În acest sens, în spatele elevației se va dispune un dren care la partea superioară va avea un capac (conf. Fig.2.3). Capacul drenului se poate realiza dintr-un material impermeabil sau cu permeabilitate redusă și are rolul de a împiedica încărcarea drenului cu apele de suprafață (șiroiri locale apărute în perioadele cu precipitații abundente). În acest sens se preferă ca apele de suprafață apărute în perioadele cu precipitații abundente să fie preluate de șanțuri de gardă dacă este posibil, sau dacă nu este posibil să se scurgă pur și simplu peste elevație. Capacul drenului se poate realiza ca un dop de argilă compactată cu maiul cu grosime cca. 30 cm.

Drenul trebuie realizat dintr-un material mult mai permeabil decât pământul sprijinit, putând fi realizat din zidărie uscată de piatră brută negelivă, pietriș, piatră spartă sau refuz de ciur (sort 31-70 mm). Amplasamentul în care se realizează zidul de sprijin poate juca un rol important

în alegerea materialului din care se realizează drenul, întrucât se pot utiliza și materiale locale. Lățimea minimă a drenului este de 30 cm. În vederea asigurării durabilității și a funcționării adecvate a drenului, este necesar adoptarea unor măsuri anti-colmatare.

Aceste măsuri sunt necesare întrucât apa de infiltrație poate conține părți fine (impurități) care se pot depune în porii materialului drenant și astfel în timp se poate reduce permeabilitatea drenului și odată cu asta capacitatea acestuia de a drena apele (colmatarea drenului). Acest fenomen se poate evita dacă se asigură filtrarea apei în zona exterioară a drenului. Una dintre măsurile posibile este aplicarea la fața exterioară a drenului a unui geotextil cu funcție de drenare și filtrare (conf. Fig.2.3). În acest caz, geotextilul va "îmbrăca" corpul drenului fiind indicată întoarcerea acestuia și pe fața superioară a drenului, sub capacul din argilă compactată. O altă măsură posibilă este realizarea drenului în sistem filtru invers. În acest fel apele de infiltrații din masivul de pământ captate de dren se vor filtra, fiind astfel descărcate de impurități, prin intermediul fie a stratului de material granular fin, fie prin intermediul geotextilului.

Apa drenată de corpul drenului se va colecta într-un tub drenant și se va evacua în fața elevației prin intermediul unor barbacane (conf. Fig.2.3, Fig.2.4). Astfel la partea inferioară a drenului, apa se va colecta într-un tub drenant așezat pe o cunetă de pantă. Tubul drenant un tub cu pereți perforați care permite colectarea apei din exterior. Existe multe opțiuni în comerț pentru un element cu o astfel de funcționalitate, fiind frecvent întâlnite tuburile riflate cu diametre de cca. 110 ... 160 mm. Acest tub este așezat pe o cunetă realizată din mortar sau beton. Acesta cunetă trebuie să asigure o pantă pe direcție longitudinală (cca. 2.50 %) spre zonele de cotă minimă de nivel (conf. Fig.2.3, Fig.2.4).

În zonele cu cotă minimă apa colectată se poate evacua în fața zidului prin intermediul unor tuburi care se vor dispune din loc în loc în cadrul elevației, denumite barbacane (conf. Fig.2.3, Fig.2.4). Aceste tuburi vor avea o pantă de cca. (2...5)% spre paramentul elevației și se pot realiza din tuburi din PVC cu pereți continui cu diametru de cca. 110 ... 160 mm. Distanța dintre barbane se recomandă să nu depășească 2.50 ... 3.00 m. Dintre tot sistemul de drenare, captare și evacuare a apelor de infiltrații, singurul element vizibil este diametrul barbacanei la ieșirea din elevație. Eficacitatea sistemului de drenare, colectare și evacuare a apelor de infiltrații din spatele zidului este confirmată prin existența unui firicel de apă (sau picurarea apei) care iese din barbacane și "pătează" local paramentul zidului de sprijin la zona inferioară.

Apele evacuate prin intermediul barbacanelor, se recomandă (dacă este posibil) să se colecteze printr-o rigolă sau șanț dispus în fața elevației (Fig.2.3). Astfel apele nu vor stagna pe amplasament asigurându-se evacuarea acestora și descărcarea la debusee sigure. Rigola sau șanțul este necesar să asigure o poantă continuă spre zone de descărcare pe toată lungimea zidului de sprijin.

În unele situații în care apar cantități însemnate de precipitații, înregistrate într-un interval de timp scurt, formarea unor șiroiri locale pe versant pot genera volume de apă ce se vor deversa peste zidul de sprijin, fiind colectate la rândul lor în rigolă/șanțul din fața zidului. Dacă rigola/șanțul se va realiza pe umplutura dispusă peste fundația zidului, este necesar ca această umplutură să fie compactată sau realizată din pământ stabilizat, conf. Fig.2.3.

În situația în care lungimea totală a zidului de sprijin este relativ redusă se poate renunța la barbacane, dar în acest caz cuneta și tubul drenant va asigura o pantă unitară pe toată lungimea zidului, iar la marginile zidului tubul drenant se va conecta la o rețea de canalizare pluvială asigurându-se astfel descărcarea drenului la debușee sigure.

În situația în care nu se dispune o rigolă sau șanț în fața zidului, se recomandă ca sistematizarea și amenajarea terenului să includă o pantă a terenului sistematizat în vederea evitării stagnării apelor în fața zidului.

2.2.2 Conformarea zidului de sprijin din beton simplu

Zidul de sprijin realizat din beton simplu este un zid de sprijin de greutate. Zidul are în componență două elemente principale: fundația zidului și elevația (conf. Fig.2.5). Fundația zidului se poate realiza din beton simplu. Alegerea clasei de beton se va face în funcție de clasa de expunere conform NE 012-1 din 2022. Talpa fundației se realizează înclinată în raport cu planul orizontal cu unghiul ε , ($13^\circ \geq \varepsilon \geq 0^\circ$).

Între fundația zidului de sprijin și elevația acestuia se va prevedea un rost de execuție / rost de turnare (conf. Fig.2.5). Rostul de turnare fundație-elevație constituie o suprafață frântă în plan, în vederea evitării mobilizării unei cedări locale în zona de rost (lunecarea la nivelul rostului fundație-elevație). Fața văzută a elevației se numește parament și poate fi tratată special întrucât pe parament se pot aplica diferite soluții vizuale, conform unui plan de sistematizare pus la dispoziție de arhitect sau peisagist. Paramentul se va realiza înclinat, existând pantă ($m:1$) în raport cu planul vertical.

În Fig.2.5 este prezentată o secțiune transversală, principală printr-un zid de sprijin din beton simplu, iar în Fig.2.7 este prezentată o vedere axonometrică a unui tronson de zid de sprijin din beton simplu.

Partea superioară a elevației se numește coronament (conf. Fig.2.5, Fig.2.6, Fig.2.7). Coronamentul zidurilor de sprijin din beton simplu pot avea pe lângă rolul estetic și un rol de protecție a elevației împotriva intemperiilor. Astfel se pot realiza supra-betonări locale sau aplicarea unor diverse tipuri de elemente de protecție sau estetice (Fig.2.5).

Întrucât fundația zidului este realizată din beton simplu cu capacități limitate de a prelua tensiunile de întindere este necesar asigurarea unui comportament de tip "rigid" pentru fundația zidului de sprijin. În acest sens, configurația geometrică trebuie să asigure o transmitere a solicitărilor de la elevația zidului de sprijin la talpa fundației fără generarea unor tensiuni de întindere în corpul fundației. Acest lucru se poate asigura dacă valoarea unghiului α_f (conf. Fig.2.5) este suficient de mare. Condiția de rigiditate aplicată urmărește valoarea unghiului α_f fiind exprimată matematic sub forma de tangente de unghiuri conform ecuație (2.12) și conform Tabel 2.1. Execuția zidului de sprijin din beton simplu se realizează pe tronsoane de execuție (conf. Fig.2.6 și Fig.2.7). Lungimea unui tronson ($L_{tronson}$) de zid se recomandă să fie de cca. 5.00 m. Execuția tronsoanelor se recomandă a se face în mod alternat (sărit). Acest lucru are la bază ideea limitării lungimii excavației (frontului de lucru) la baza taluzului, în vederea reducerii

riscului apariției unui fenomen de instabilitate a terenului. La nivelul rostului dintre două tronsoane de zid alăturate se recomandă tratarea rostului astfel încât între tronsonalele învecinate să nu existe conlucrare structurală (fiecare tronson să lucreze independent). În acest sens rostul dintre două tronsoane de zid de sprijin se poate realiza fie din polistiren extrudat, fie din foi de carton bitumat / membrană bituminoasă sau din orice soluție care nu implică conlucrare structurală.

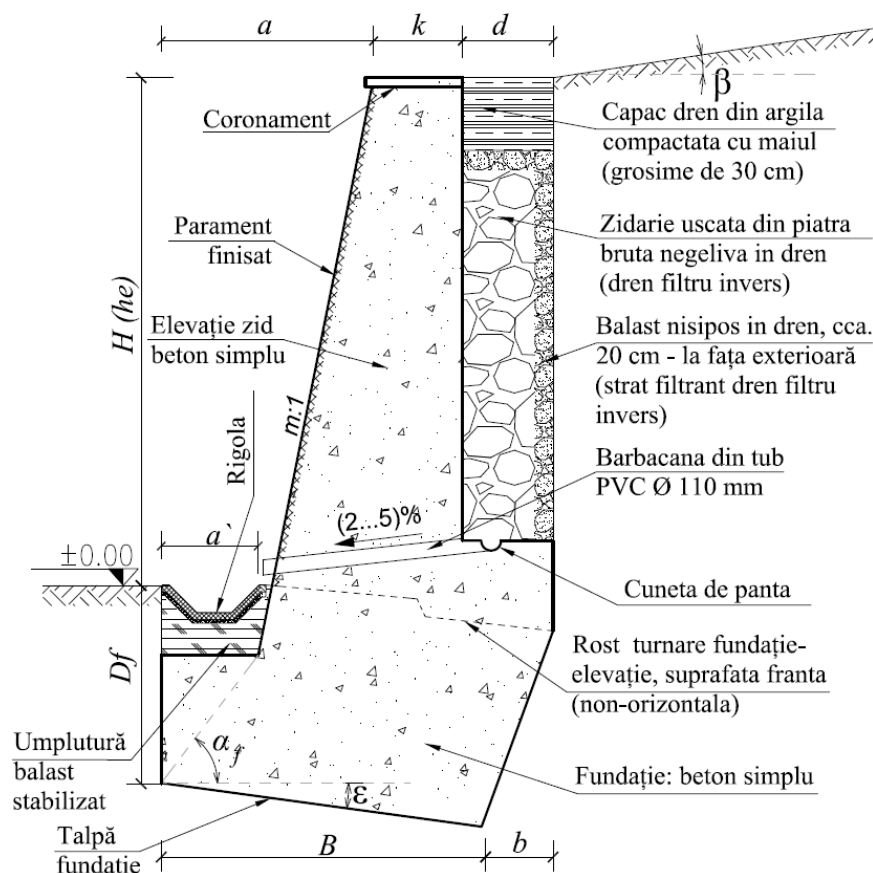


Fig.2.5. Secțiune transversală zid de sprijin din beton simplu

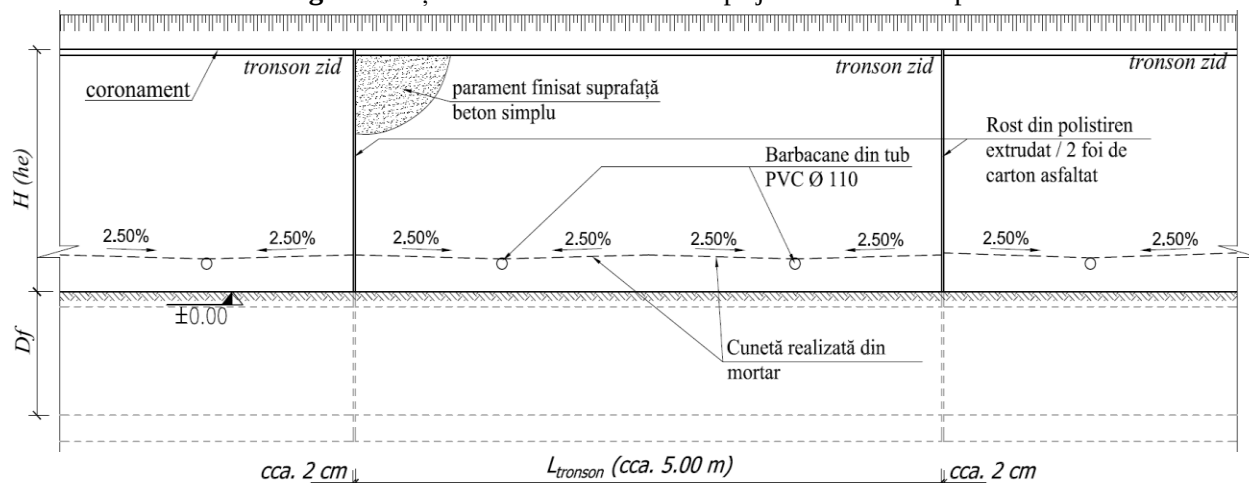


Fig.2.6. Vedere longitudinală zid de sprijin din beton simplu

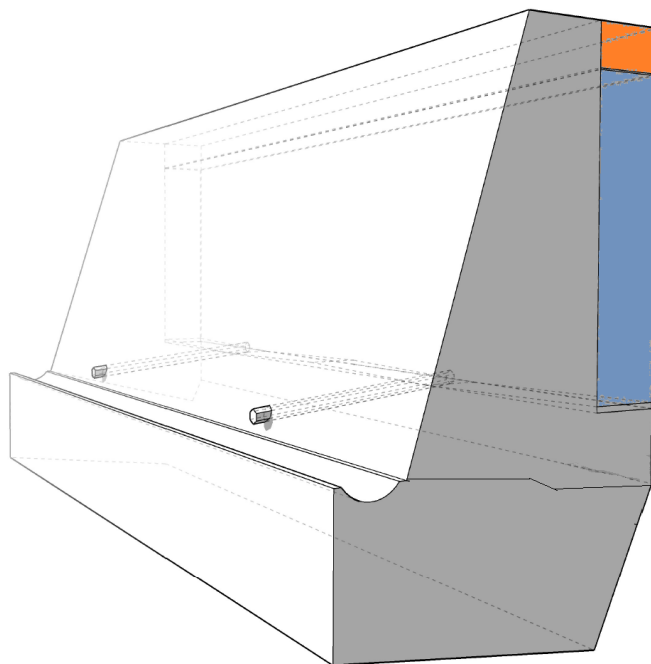


Fig.2.7. Vedere axonometrică tronson zid de sprijin din beton simplu

În vederea evitării acumulării apelor de infiltrații în spatele elevației, este necesar a se dispune un sistem de drenare, captare și evacuare a apelor subterane. Pentru aceasta, în spatele elevației se va dispune un dren care la partea superioară va avea un capac (conf. Fig.2.5). Capacul drenului se poate realiza dintr-un material impermeabil sau cu permeabilitate redusă și are rolul de a împiedica încărcarea drenului cu apele de suprafață (șiroiri locale apărute în perioadele cu precipitații abundente). Capacul drenului se poate realiza ca un dop de argilă compactată cu maiul cu grosime cca. 30 cm.

Drenul ($d \geq 30 \text{ cm}$) trebuie realizat dintr-un material mult mai permeabil decât pământul sprijinit, putând fi vorba de zidărie uscată de piatră brută negelivă, pietriș, piatră spartă sau refuz de ciur (sort 31-70 mm).

Din condiții de sustenabilitate, amplasamentul în care se realizează zidul de sprijin poate juca un rol important în alegerea materialului din care se realizează drenul, întrucât se recomandă utilizarea unor materiale drenante locale. În vederea asigurării durabilității și a funcționării adecvate a drenului, este necesar adoptarea unor măsuri anti-colmatare. Aceste măsuri sunt necesare întrucât apa de infiltrație poate conține impurități care se pot depune în porii materialului drenant și astfel, în timp, se poate reduce permeabilitatea drenului și odată cu asta capacitatea acestuia de a drena apele de infiltrații (colmatarea drenului). Acest fenomen se poate evita dacă se asigură filtrarea apei de infiltrații în zona exterioră, din amonte a drenului. Una dintre măsurile posibile este aplicarea la fața exterioră a drenului a unui geotextil cu funcție de drenare și filtrare (conf. Fig.2.3). Geotextilul va "îmbrăca" corpul drenului fiind indicată întoarcerea acestuia și pe fața superioară a drenului, sub capacul din argilă compactată. O altă măsură este realizarea drenului în sistem filtru invers din nisip. Acest sistem implică utilizarea unui material granular mai fin (nisip sau balast nisipos) la fața din amonte a drenului. În acest fel

apele de infiltrații din masivul de pământ captate de dren se vor filtra, fiind astfel descărcare de impurități, prin intermediul stratului de material granular fin sau prin intermediul geotextilului. În Fig.2.5 este reprezentat principal un dren de tip filtru invers, fiind dispus la fața exterioară a drenului un strat filtrant de balast nisipos de cu o grosime orientativă de cca. 20 cm.

Apa drenată de corpul drenului se va colecta într-un tub drenant așezat pe o cunetă de pantă și se va evacua în fața elevației prin intermediul unor barbacane (conf. Fig.2.5, Fig.2.7, Fig.2.4). Cuneta de pantă trebuie să asigure o pantă pe direcție longitudinală (cca. 2.50 %) spre puncte locale de cotă minimă de nivel (Fig.2.7).

În zonele cu cotă minimă a cunetei și a tubului drenant apa colectată se poate evacua în fața zidului prin intermediul unor tuburi care se vor dispune din loc în loc în cadrul elevației, denumite barbacane (conf. Fig.2.5 și Fig.2.7). Aceste tuburi vor avea o pantă de cca. 2... 5 % spre paramentul elevației și se pot realiza din tuburi din PVC cu pereți continui cu diametru de cca. 110 ... 160 mm. Distanța dintre barbane se recomandă să nu depășească 2.50 ... 3.00 m. Dintre tot sistemul de drenare, captare și evacuare a apelor de infiltrații, singurul element vizibil este barbacana la ieșirea din elevație. Eficacitatea sistemului de drenare, colectare și evacuare a apelor de infiltrații din spatele zidului este confirmată prin existența unui firicel de apă (sau picurarea apei) care iese din barbacane și "pătează" local paramentul zidului de sprijin la zona inferioară.

Apele evacuate prin intermediul barbacanelor, se recomandă să se colecteze într-o rigolă sau șanț dispus în fața elevației (Fig.2.5). Astfel apele nu vor stagna pe amplasament asigurându-se evacuarea acestora și descărcarea la debusee sigure.

În perioadele cu precipitații abundente înregistrate într-un interval de timp scurt, formarea unor șiroiri locale pe versant pot genera volume de apă ce se vor deversa peste elevația zidului de sprijin, fiind colectate la rândul lor în rigolă/șanțul din fața zidului. Dacă rigola/șanțul se va realiza pe umplutura dispusă peste fundația zidului, este necesar ca această umplutură să fie realizată din balast stabilizat, conf. Fig.2.5.

În situația în care lungimea totală a zidului de sprijin este relativ redusă se poate renunța la barbacane, dar în acest caz cuneta și tubul drenant vor fi dispuse cu o pantă unitară pe toată lungimea zidului, iar la marginile zidului tubul drenant se va colecta într-o rețea de canalizare pluvială asigurând-se astfel descărcarea drenului la debusee sigure.

În situația în care nu se dispune o rigolă sau șanț în fața zidului, se recomandă ca sistematizarea și amenajarea terenului să includă o pantă a terenului sistematizat în vederea evitării stagnerii apelor în fața zidului.

2.2.3 Conformarea zidului de sprijin din gabioane

În Fig.2.8 și Fig.2.9 este prezentată o secțiune transversală, printr-un zid de sprijin din gabioane, iar în Fig.2.10 este prezentată o vedere longitudinală a unui zid de sprijin de din gabioane.

Un gabion reprezintă o cutie realizată din bare de oțel beton în zonele de muchii iar fețele sunt realizate din plasă de sârmă în diverse soluții constructive. Elemente componente din oțel se recomandă să fie tratate anticoroziv în vederea creșterii durabilității. Această cutie este umplută cu material grosier de tipul zidărie uscată din piatră brută negelivă, piatră spartă sau bolovani de râu. Printr-o așezare judicioasă a acestor gabioane se pot realiza ziduri de sprijin de diverse forme și aspecte.

Zidul de sprijin din gabioane are în componență două elemente principale : fundația zidului și elevația (conf. Fig.2.8, Fig.2.10, Fig.2.9). Fundația zidului se poate realiza din beton simplu. Talpa fundației se realizează înclinată în raport cu planul orizontal cu unghiul ε , ($13^\circ \geq \varepsilon \geq 0^\circ$). Talpa fundației reprezintă fața fundației prin intermediul căruia se transmit presiuni terenului de fundare, iar lățimea tălpii fundației este notată principal cu B .

Deoarece fundația zidului este realizată din beton simplu cu capacități limitate de a prelua tensiunile de întindere este necesar asigurarea unui comportament de tip "rigid" pentru fundația zidului de sprijin. În acest sens configurația geometrică trebuie să asigure o transmitere a solicitărilor de la elevația zidului de sprijin la talpa fundației fără generarea unor tensiuni de întindere în corpul fundației. Acest lucru se poate asigura dacă valoarea unghiului α_f (conf. Fig.2.8, Fig.2.9) este suficient de mare. Condiția de rigiditate aplicată urmărește valoarea unghiului α_f fiind exprimată matematic sub forma de tangente de unghiuri conform ecuație (2.12) și conform Tabel 2.1 .

Elevația zidului de sprijin din gabioane se va realiza din gabioane așezate (zidite) astfel încât înălțimea rezultată a gabioanelor zidite să acopere înălțimea liberă sprijinită (H). Se recomandă evitarea adoptării unui parament vertical realizat în urma așezării gabioanelor, întrucât în timp, pot să apară deformății plastice locale (burdușiri locale) pe fețele gabioanelor. În situația în care înălțimea H nu este multiplu de 1.00 m, se pot adopta mai multe variante de așezare a gabioanelor în vederea acoperirii acestei înălțimi.

O variantă a modului de așezare a gabioanelor este exemplificată în Fig.2.8. În această situație gabioanele se așază pe fundația zidului de sprijin de la cota terenului sistematizat (± 0.00) în sus, iar înălțimea rezultată prin însumarea înălțimilor gabioanelor depășește înălțimea taluzului sprijinit (H). Astfel, elevația zidului de sprijin din gabioane va depăși suprafața terenului (Fig.2.8). În această situație partea superioară a fundației este situată aproximativ la aceeași cotă cu cota terenului sistematizat (± 0.00), conf. Fig.2.8. În cazul în care înălțimea rezultată prin însumarea înălțimilor gabioanelor este inferioară înălțimii taluzului sprijinit (H), terenul din spatele elevației se poate amenaja printr-un taluz (pantă orientativă de 2:3), în vederea asigurării unei racordări a terenului de la partea superioară a elevației la profilul masivului sprijinit, conf. Fig.2.9. Această abordare este aplicabilă dacă diferența dintre înălțimea sprijinită (H) și suma înălțimilor gabioanelor este mai mică sau egală cu 0.50 m. Într-o astfel de situație trebuie să fie posibilă amenajarea unui taluz sistematizat pe înălțimea rezultată dintre H și suma înălțimilor gabioanelor din punct de vedere al restricțiilor impuse de limitele de proprietate.

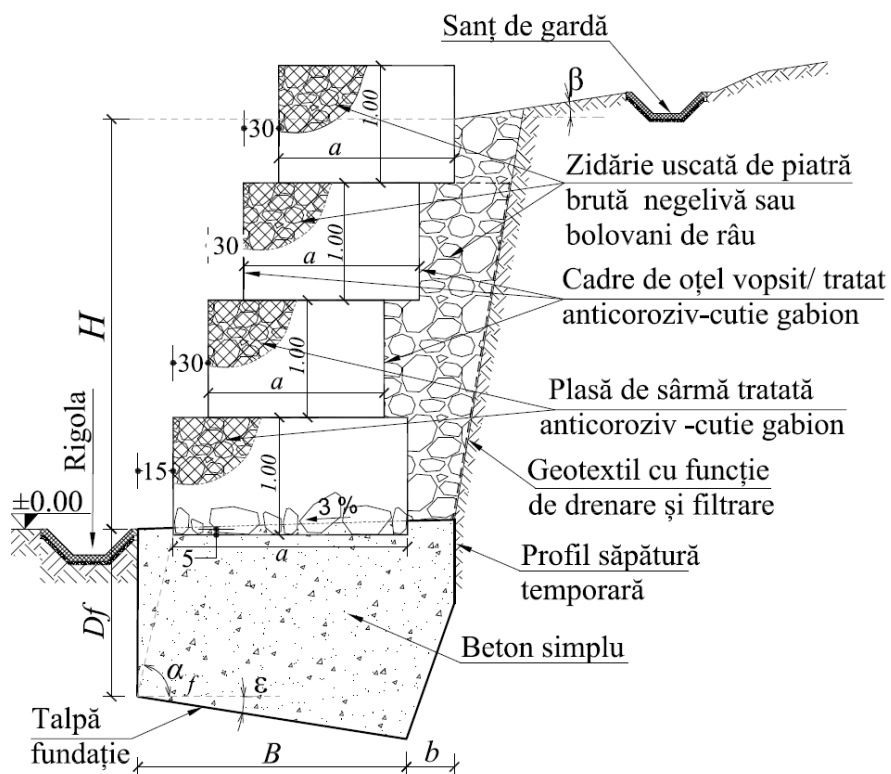


Fig.2.8. Secțiune transversală zid de sprijin din gabioane (tip 1)

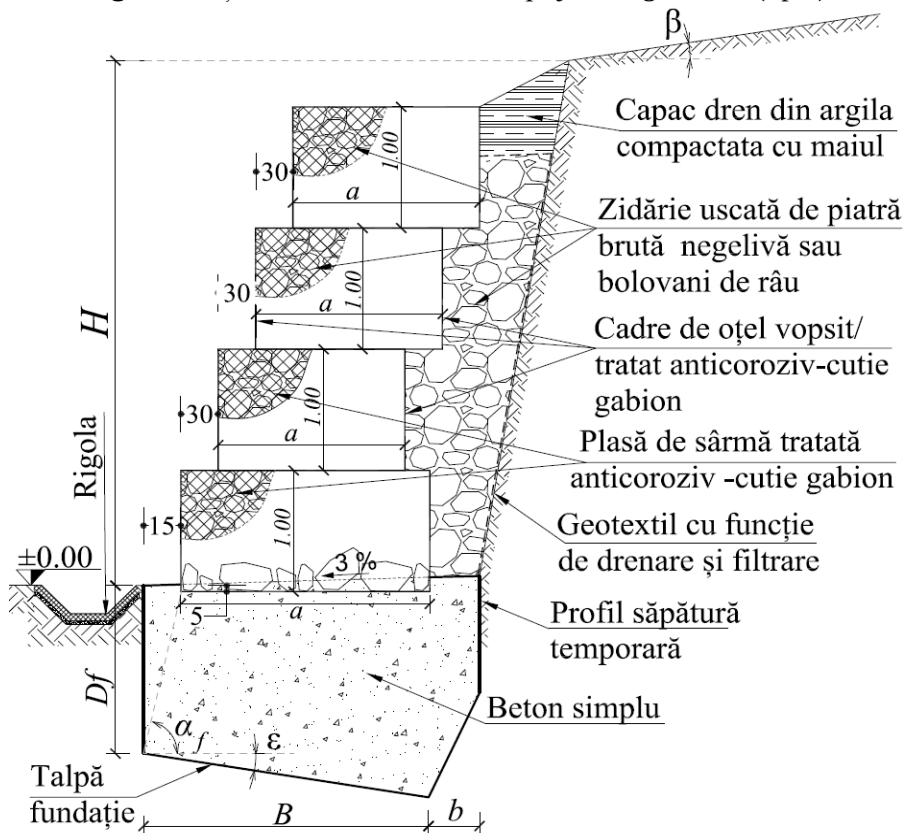


Fig.2.9. Secțiune transversală zid de sprijin din gabioane (tip 2)

În condițiile în care gabioanele sunt elemente drenante (cutii metalice umplute cu piatră brută), apa poate trece prin corpul acestora nefiind nevoie de dispunerea unui sistem de drenare a apelor de infiltrații în spatele elevației zidului de sprijin realizat din gabioane.

Pe măsura realizării gabioanelor (de la nivelul fundației în sus) se va umple spațiul rezultat între gabion și masivul de pământ sprijinit cu o umplutură drenantă din piatră spartă sau piatră brută. Astfel, apele de infiltrații din versant se vor capta prin corpul umpluturii drenate și a gabioanelor.

La nivelul suprafeței excavate (profilului de săpătură temporară) se poate dispune un geotextil cu rol de drenare și se filtrare a apelor de infiltrații interceptate, conf. Fig.2.8 și Fig.2.9. Pentru asigurarea scurgerii apei se recomandă ca partea superioară a fundației să se execute cu o pantă spre aval de cca. (2...3)%, conf. Fig.2.8 și Fig.2.9. În situația în care partea superioară a fundației este situată la nivelul cotei terenului sistematizat (Fig.2.8) se poate dispune o rigolă sau un șanț pereat lipit de fundație pentru preluarea, evacuarea și descărcarea la debușee sigure a apelor drenate de corpul zidului de sprijin din gabioane. În situația în care nu se dispune o rigolă sau șanț în fața zidului, se recomandă ca sistematizarea și amenajarea terenului să includă o oarecare pantă a terenului sistematizat în vederea evitării stagnării apelor în fața zidului.

Rostul dintre fundația zidului de sprijin realizată din beton simplu și elevația zidului de gabioane se va trata și realiza în vederea evitării cedării în rost (lunecare). În acest sens după turnarea betonului în fundație, prima cutie de gabion se va introduce în betonul crud cca. 5 cm, realizându-se astfel priza dintre betonul din fundație și primele pietre din interiorul gabionului. După ce betonul din cadrul fundației zidului va face priză gabionul se va completa cu pietre, după care se va închide și se va trece la realizarea umpluturii din spatele acestuia.

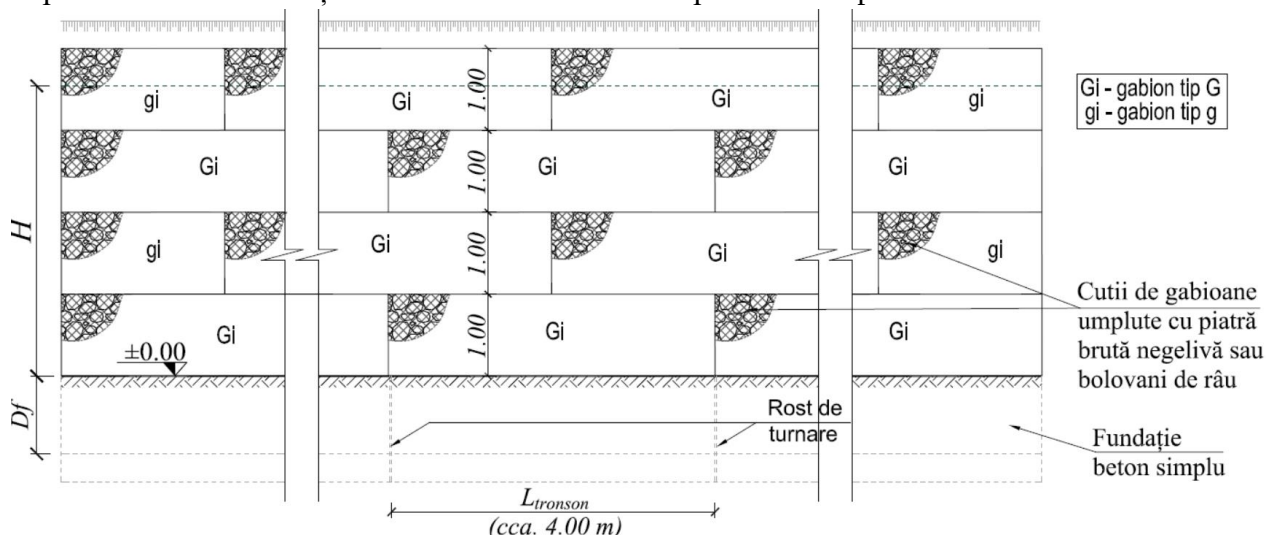


Fig.2.10. Vedere longitudinală, zid de sprijin din gabioane

În elevație, gabioanele se vor dispune inter-țesute (similar cu dispunerea cărămizilor în cadrul zidăriei portante), conform Fig.2.10. Fundația zidului de sprijin se va executa pe tronsoane în mod alternant. Tronsoanele se vor executa cu lungime de cca. 4.00 m. Excavația locală pe lungimea tronsoanelor fundației nu se va ține deschisă, betonul din fundație se va turna bine

vibrat și aderent la pereții excavației locale. În urma procesului de execuție alternant a fundației, va rezulta fundația compusă din tronsoane succesive delimitate prin rosturile de turnare formate. Între gabioanele suprapuse se vor realiza legături între cutiile metalice prin legături realizate din sârmă zincată sau tratată anticoroziv.

În anumite situații, fundația zidului de sprijin de gabioane se poate realiza de asemenea din gabioane, dispuse fie direct pe terenul natural fie pe un teren îmbunătățit cu piatră spartă sau cu blocaj de piatră. În practica curentă, zidurile de sprijin din gabioane au o comportare bună în lucrările de sistematizare a cursurilor de apă. Acest aspect derivă din capacitatea mare de drenare a versanților sprijiniți prin intermediul zidurilor de sprijin din gabioane, respectiv datorită comportării acestor ziduri de sprijin ca protecție a malurilor sub efectul unor debite mari de apă cu acțiune temporară (viituri). Un alt aspect important este capacitatea acestor ziduri de sprijin de a încorpora vegetație, respectiv în multe situații în vecinătatea cursurilor de apă, zidurile de sprijin din gabioane, formează un tip de simbioză naturală cu diferite specii de arbori (răchită și salcie) care prin intermediul rădăcinilor armează în mod natural malul râurilor, conducând astfel la o stabilitate crescută și la o rezistență sporită a malurilor la acțiunea viiturilor.

Gabioanele sunt executate din cutii prismatice (forma de paralelipiped dreptunghic) cu 3 dimensiuni spațiale : înălțime (uzual 1 m), lățime (notată cu a conf. Fig.2.8 și Fig.2.9) și lungime (4 m respectiv 2 m , conf. Fig.2.10, Fig.2.12, Fig.2.11). Întrucât zidul de sprijin va avea o lungime finită, în vederea închiderii gabioanelor în elevația zidului, în zone de capete sunt necesare gabioane cu lungime înjumătățită. În acest sens gabioanele cu lungimea redusă (înjumătățită) sunt notate cu g_i (gabioane de tip g), iar gabioanele cu lungime normală (din zona intermediară) sunt notate cu G_i (gabioane de tip G), conf. Fig.2.10 .

În vederea creșterii rigidității cutiei gabionului, pe lungimea acestuia se pot dispune cadre suplimentare de rigidizare realizate din bare de oțel tratat anticoroziv, respectiv se pot dispune legături locale din sârmă zincată sau tratată anticoroziv pe direcția lățimii gabionului (a), conf. Fig.2.11). Cutiile gabioanelor se vor confecționa astfel încât fața superioară să fie rabatabilă (joacă rol de capac). În acest fel gabioanele se vor umple cu piatră prin intermediul feței superioare, iar după umplere acestea se vor închide prin cusături continue de sârmă (conf. Fig.2.11 și Fig.2.12).

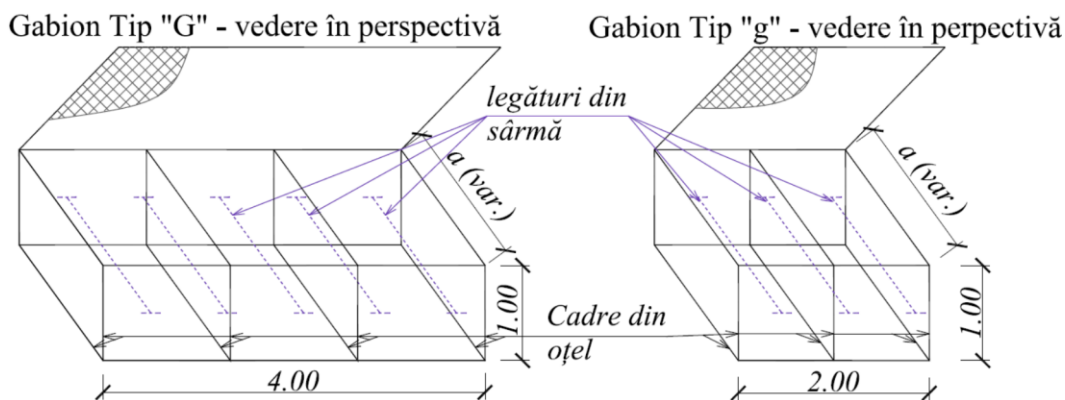


Fig.2.11. Vedere în perspectivă gabioane

Confecționarea gabioanelor (cutiilor, cuștilor metalice) se va realiza utilizându-se bare metalice vopsite anticoroziv pe zonele de muchii, iar fețele se vor realiza din plasă de sârmă zincată sau tratată anticoroziv (conf. Fig.2.12). Plasa se va lega de barele de oțel prin cusături continue din sârmă zincată sau tratată anti-coroziv (conf. Fig.2.12).

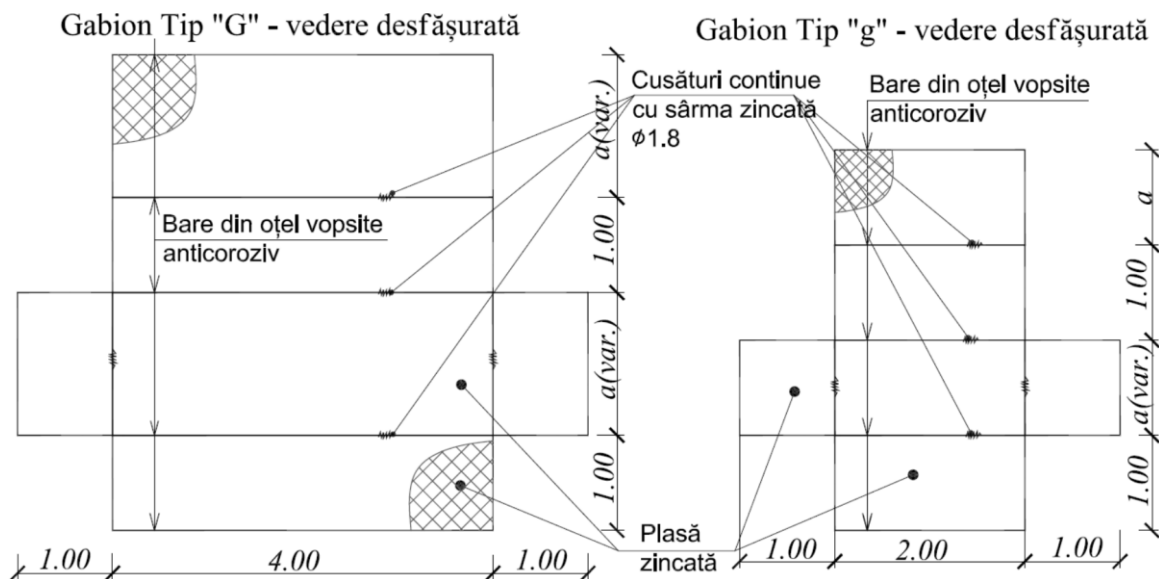


Fig.2.12. Vedere desfășurată gabioane

2.2.4 Conformarea zidului de sprijin din beton armat

În Fig.2.13 este prezentată o secțiune transversală, printr-un zid de sprijin din beton armat în care evacuarea apelor drenate se face prin intermediul barbacanelor, iar în Fig.2.14 este prezentată o vedere longitudinală a unui astfel de zid de sprijin. În Fig.2.15 este reprezentată o secțiune transversală printr-un zid de sprijin din beton armat la care evacuarea apelor drenate nu se realizează prin intermediul barbacanelor, fiind evacuată la marginile zidului (ziduri de lungime redusă).

Zidul de sprijin realizat din beton armat se compune din două elemente: fundația zidului și elevația (conf. Fig.2.13 și Fig.2.15). Fundația zidului se va realiza din beton armat (cu grosimea h_f), putând avea talpa fundației orizontală și un pinten dispus de obicei în zona de amonte a zidului de sprijin (conf. Fig.2.13 și Fig.2.15). Pintenul va genera formarea unui plan de alunecare înclinat în raport cu planul orizontal, iar unghiul pe care acest plan de alunecare îl face cu planul orizontal se notează cu ε , ($13^\circ \geq \varepsilon \geq 0^\circ$). Talpa fundației reprezintă suprafața fundației prin intermediul căruia se transmit presiuni terenului de fundare, lățimea tălpii fundației este notată cu B .

Elevația zidului de sprijin se va realiza din beton armat, iar fața văzută a elevației se denumeste parament. Pe parament se pot aplica anumite protecții în vederea împiedicării agenților din mediul exterior ce pot ataca chimic betonul armat. Paramentul se poate realiza atât vertical, cât și cu o anumită înclinație, respectiv cu o oarecare pantă ($m:1$) în raport cu planul vertical.

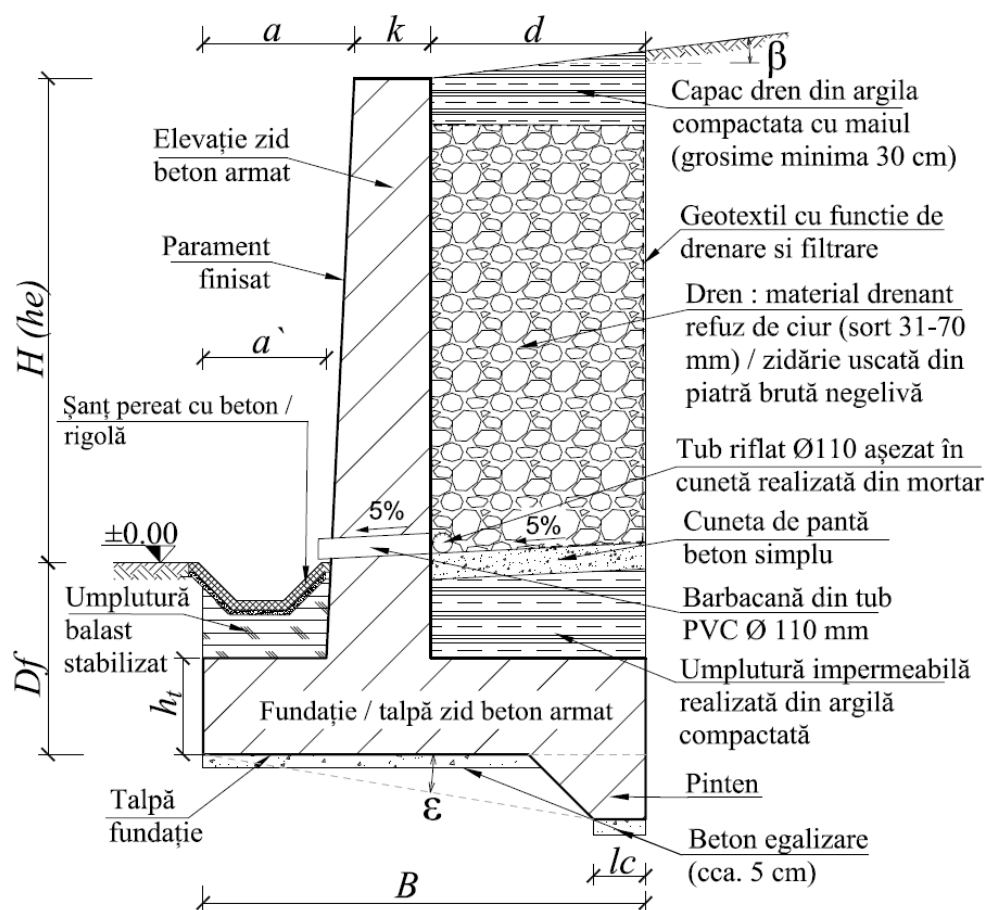


Fig.2.13. Secțiune transversală zid de sprijin din beton armat (1)

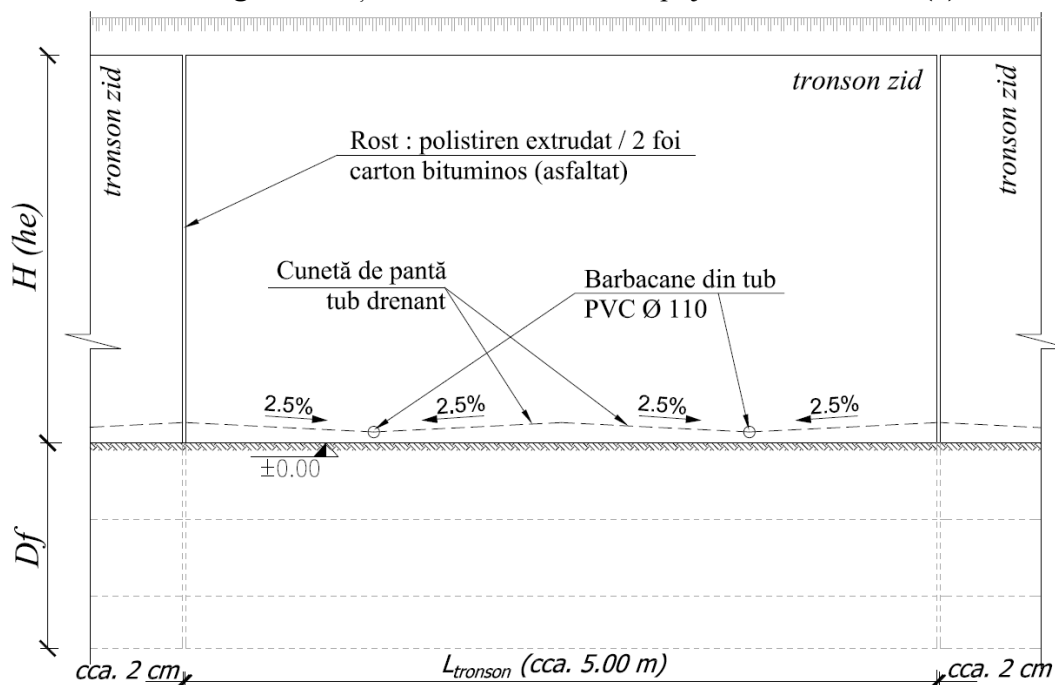


Fig.2.14. Vedere longitudinală zid de sprijin din beton armat cu barbacane

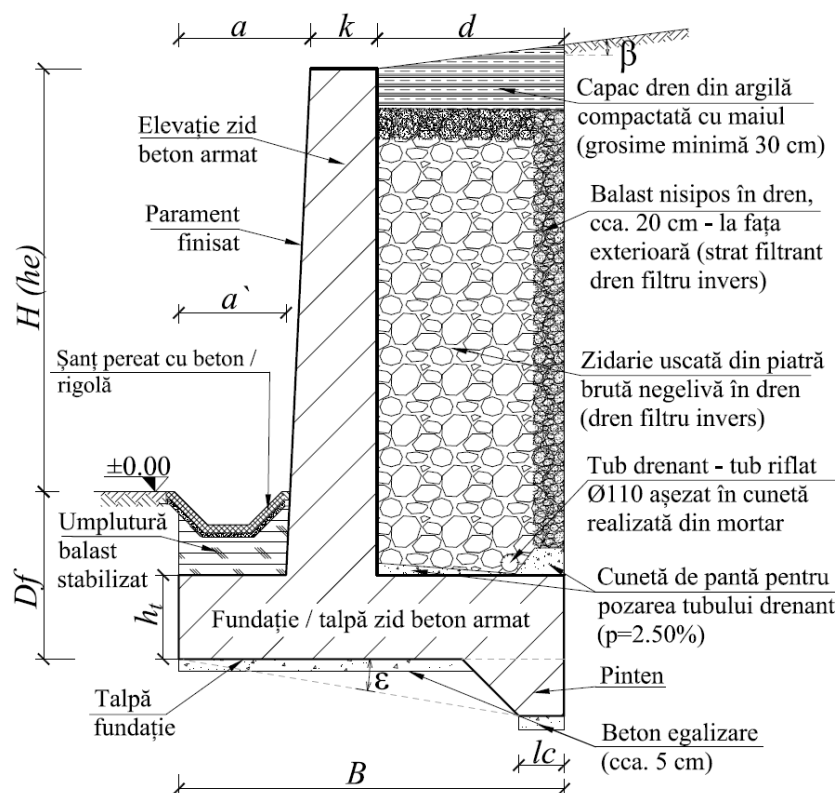


Fig.2.15. Secțiune transversală zid de sprijin din beton armat fără barbacane

Pentru a se asigura conlucrarea dintre fundația zidului și elevația acestuia la nivelul rostului de turnare dintre fundația zidului și elevația acestuia se vor prevedea armături de conlucrare, denumite mustăți.

Execuția zidului de sprijin se realizează pe tronsoane de execuție. Lungimea unui tronson ($L_{tronson}$) de zid executat se recomandă să fie de cca. 5.00 m (conf. Fig.2.14). Execuția tronsoanelor se recomandă a se face în mod alternat. Acest lucru are la bază ideea limitării lungimii excavației (frontului de lucru), pentru reducerea riscului apariției unui fenomen de instabilitate a terenului. La nivelul rostului dintre două tronsoane de zid alăturate se recomandă tratarea rostului astfel încât între tronsonalele învecinate să nu existe conlucrare structurală (fiecare tronson să lucreze independent). Rostul dintre două tronsoane de zid de sprijin se poate realiza fie din polistiren extrudat, fie din foi de carton bitumat / membrană bituminoasă sau din orice soluție care nu implică conlucrare structurală.

În vederea evitării acumulării apelor de infiltrații în spatele elevației, este necesar a se dispune un sistem de drenare, captare și evacuare a apelor subterane de infiltrație din cadrul masivului de pământ sprijinit. Pentru aceasta, în spatele elevației se va dispune un dren care la partea superioară va avea un capac (conf. Fig.2.13 și Fig.2.15).

Capacul drenului se poate realiza dintr-un material impermeabil sau cu permeabilitate redusă și are rolul de a împiedica încărcarea drenului cu apele de suprafață (șiroiri locale apărute în perioadele cu precipitații abundente). Este de preferat ca apele din scurgerile de suprafață apărute în perioadele cu precipitații abundente să fie preluate de șanțuri de gardă dacă este

posibil, sau daca nu este posibil să se scurgă peste elevație. Capacul drenului se poate realiza ca un dop de argilă compactată cu maiul cu grosime cca. 30 cm.

Drenul trebuie realizat dintr-un material mult mai permeabil decât pământul sprijinit, cum ar fi de zidărie uscată de piatră brută negelivă, pietriș, piatră spartă sau refuz de ciur (sort 31-70 mm). Din condiții de sustenabilitate, amplasamentul în care se realizează zidul de sprijin poate juca un rol important în alegerea materialului din care se realizează drenul, întrucât se recomandă utilizarea unor materiale locale la executarea drenului. În vederea asigurării durabilității și a funcționării adecvate a drenului, este necesar adoptarea unor măsuri anti-colmatare. Una dintre măsurile posibile este aplicarea la fața exterioară a drenului a unui geotextil cu funcție de drenare și filtrare (conf. Fig.2.13). În acest caz, geotextilul va "îmbrăca" corpul drenului fiind indicată întoarcerea acestuia și pe fața superioară a drenului, sub capacul din argilă compactată. O altă măsură posibilă este realizarea drenului în sistem filtru invers din nisip (conf. Fig.2.15). Acest sistem implică utilizarea unui material granular mai fin (nisip sau balast nisipos) la fața din amonte a drenului. În acest fel apele de infiltrații din masivul de pământ captate de dren se vor filtra, fiind astfel descărcate de impurități, prin intermediul fie a stratului de material granular fin, fie prin intermediul geotextilului.

Apa drenată de corpul drenului se va colecta într-un tub drenant și se va evacua în fața elevației. Tubul drenant este un tub cu pereți perforați care permite colectarea apei din exterior. Există multe opțiuni în comerț pentru un element cu o astfel de funcționalitate, fiind frecvent întâlnite tuburile riflate cu diametre de cca. 110 ... 160 mm. Evacuarea apelor drenate și colectate de tubul drenant se poate face în fața elevației prin intermediul unor barbacane (conf. Fig.2.13). Barbacanele sunt tuburi cu pereți plini ce sunt dispuse în cadrul elevației la o cotă superioară în raport cu cota terenului sistematizat (cota ± 0.00). De la fața superioară a fundației până la cota barbacanelor se va dispune o umplutură impermeabilă realizată din argilă compactată cu maiul peste care se va realiza o cunetă de pantă (Fig.2.13). Cuneta de pantă va asigura scurgerea apelor în plan transversal spre zona de aval (spre elevație) cu o pantă de cca. 5 % și o scurgerea a apelor în plan longitudinal cu o pantă de cca. 2.5 % spre zone de cotă minimă unde se vor dispune barbacanele (conf. Fig.2.13 și Fig.2.14). În anumite situații se poate înlocui umplutura impermeabilă realizată din argilă compactată cu beton simplu. Tubul drenant (tub riflat) se va poziționa lipit de elevație, dispus peste cuneta de pantă. În zonele cu cotă minimă a cunetei de pantă și a tubului drenant, apa colectată se poate evacua în fața zidului prin intermediul unor tuburi care se vor dispune din loc în loc în cadrul elevației, denumite barbacane (conf. Fig.2.13 și Fig.2.14). Barbacanele vor avea o pantă de cca. 2.... 5 % spre paramentul elevației și se pot realiza din tuburi din PVC cu pereți continui cu diametru de cca. 110 ... 160 mm. Distanța dintre barbane se recomandă să nu depășească 2.50 ... 3.00 m. Apele evacuate prin intermediul barbacanelor, se recomandă să se colecteze printr-o rigolă sau șanț dispus în fața elevației (Fig.2.13). Astfel apele nu vor stagna pe amplasament asigurându-se evacuarea acestora și descărcarea la debuşee sigure. Rigola sau șanțul se vor realiza cu pantă continuă spre zone de descărcare pe toată lungimea zidului. În situația în care rigola se dispune peste fundația zidului de sprijin între fundație și rigolă se va realiza o umplutură realizată din pământ stabilizat.

În situația în care lungimea zidului este apele drenate se pot evacua la marginile zidului de sprijin. Astfel tubul drenant se poate dispune pe o cunetă de pantă realizată direct pe fundația zidului, nefiind necesară dispunerea barbacanelor în cadrul elevației (conf. Fig.2.15). În această situație cuneta, va avea o pantă pe direcția longitudinală de cca. 2.50 % asigurându-se scurgerea apelor spre marginile zidului. Pe aceste zone de margine (zona de timpan a zidului) se va asigura deversarea tubului drenant în cămine de colectare sau în canalizarea pluvială în vederea descărcării drenului la debușee sigure.

În situația în care nu se dispune o rigolă sau șanț în fața zidului, se recomandă ca sistematizarea și amenajarea terenului să includă o pantă a terenului sistematizat în vederea evitării stagnării apelor în fața zidului.

Zidurile de sprijin din beton armat se pot realiza atât monolit, cofrate, armate și turnate în situ (la fața locului) dar și în soluție prefabricată, realizat în fabrici de prefabricate, transportat, manipulat și pozat pe șantier. În situația în care zidul de sprijin de beton armat se realizează în sistem monolit, se recomandă dispunerea unui beton de egalizare (beton simplu cu grosime de cca. 5.00 cm) sub talpa fundației. În cazul zidurilor de sprijin de beton armat prefabricate, betonul de egalizare poate să lipsească în condițiile în care zidul se va realiza în condiții controlate în cadrul fabricilor de prefabricate (ateliere, etc.).

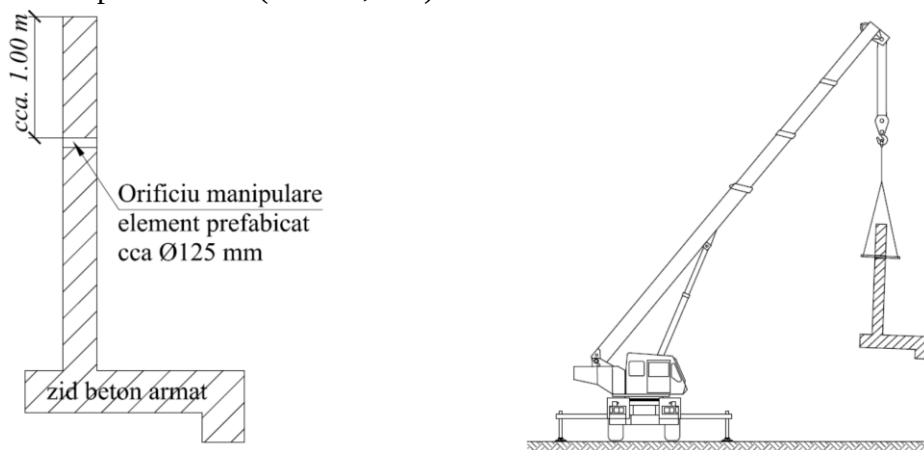


Fig.2.16. Manipularea și pozarea elementelor prefabricate de zid de sprijin de beton armat

În cazul zidului de sprijin de beton armat prefabricat trebuie să se țină cont de aspecte specifice manipulării și transportului. Se recomandă astfel, ca lungimea tronsoanelor să fie redusă (cca. 1.00 m) pentru a se putea asigura transportul, manipularea și pozarea pe amplasament corespunzătoare. Pentru a se facilita manipularea, se recomandă dispunerea unor orificii de manipulare în cadrul elevației zidului de sprijin prefabricat la cca. 1.00 m de partea superioară a elevației (conf. Fig.2.16). Prin intermediul acestor orificii se vor manipula elementele de zid de sprijin din beton armat pe șantier (conf. Fig.2.16).

Modul de conformare a zidurilor de sprijin din beton armat se poate realiza și cu modificarea rapoartelor geometrice exprimate în Fig.2.13 și Fig.2.15. În anumite situații, pintenul se poate dispune în dreptul elevației, iar lățimea drenului (d) se poate reduce (nu mai mult de 30

cm) conf. Fig.2.17. Această măsură ajută la reducerea volumului de săpătură realizat în taluzul sprijinit, necesară în anumite situații când apar restricții impuse de limita de proprietate.

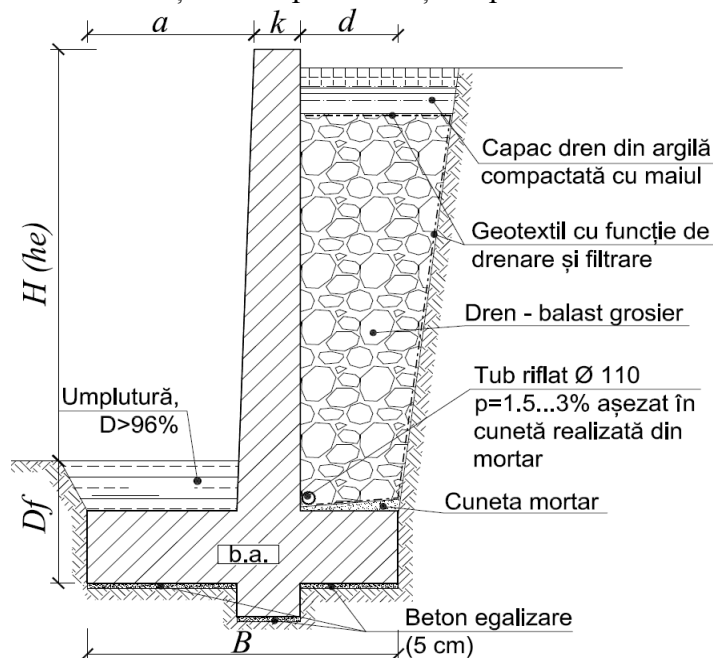


Fig.2.17. Secțiune transversală principală zid de sprijin din beton armat cu pinten sub elevație

Trebuie punctat faptul că, zidurile de sprijin din beton armat se pot utiliza pentru înălțimi sprijinite (H) relativ mari (cca. 6.00 m). O altă observație privind o conlucrare structurală adecvată dintre fundația și elevația zidului de sprijin de beton armat constă în adoptarea unei grosimi a fundației (h_f) mai mare sau egală cu grosimea elevației în zona de intersectate cu fundația. Acest aspect derivă din principiul ca elevația să se încastreze în fundație.

În ceea ce privește alegerea clasei de beton utilizată în cadrul zidurilor de sprijin (în special zidurile din beton armat) trebuie luat în considerare că în conformitate cu normativul NP 112-2014 : "Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață", clasa minimă de beton utilizabilă pentru elementele de beton simplu este C 8/10, respectiv pentru elementele de beton armat este C 16/20. În cazul betoanelor din cadrul elementelor nestructurale: strat de egalizare, umpluturi, cunete de pantă, etc. clasa minimă de beton recomandată de NP 112-2014 este de C 4/5.

La baza alegerii clasei de beton a zidurilor de sprijin din beton armat este criteriul de durabilitate. Pentru evaluarea condițiilor de mediu interne și externe din punct de vedere al agresivității se va încadra zidul de sprijin în anumite clase de expunere (conform NE 012/1-2022 : Normativ pentru producerea și executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat — Partea 1: Producerea betonului), conf. Tabel 2.2.

Pentru alegerea clasei sau a claselor de expunere ce descriu zidul de sprijin este necesară corelarea informațiilor furnizate de studiul geotehnic (buletin de analiză a agresivității apei subterane), condițiile externe ce descriu condițiile mediului la care este expus zidul de sprijin pe durata de viață, condițiile climatice și geografice ce descriu amplasamentul, etc.

Tabel 2.2 Clasele de expunere ale betonului (conf. NE 012/1-2022)

Clasa de expunere	Descrierea mediului în care se găsește betonul
X0	Beton simplu și fără piese metalice înglobate. Toate expunerile, cu excepția cazurilor de îngheț - dezgheț, de abraziune și de atac chimic. Beton foarte uscat pentru elemente de beton armat sau cu piese metalice înglobate
XC1	Beton uscat sau permanent umed
XC2	Beton umed, rareori uscat
XC3	Beton cu umiditate moderată
XC4	Beton cu alternanță umed-uscat
XF2	Saturație moderată cu apă, cu agenți de dezghețare
XF3	Saturație puternică cu apă, fără agenți de dezghețare
XF4	Saturație puternică cu apă, cu agenți de dezghețare sau apă de mare/ape naturale conținând cloruri
XA1	Mediu înconjurător cu agresivitate chimică slabă
XA2	Mediu înconjurător cu agresivitate chimică moderată
XA3	Mediu înconjurător cu agresivitate chimică intensă
XM1	Solicitare moderată de uzură
XM2	Solicitare intensă de uzură
XM3	Solicitare foarte intensă de uzură

Tabel 2.3 Clasa minimă de beton asociată clasei de expunere pentru elemente de beton armat (conf. NE 012/1-2022)

Clasă minimă de beton	Clasă de expunere	Descrierea acțiunii factorului agresiv
C 12/15	X0	Fără risc de coroziune sau atac chimic
C 20/25	XC1	Risc privind coroziunea oțelului indusă prin carbonatare
C 25/30	XC2	
C 30/37	XC3	
C 30/37	XC4	
C 30/37	XD1	Risc privind coroziunea oțelului din cloruri din alte surse decât apa de mare
C 30/37	XD2	
C 35/45	XD3	
C 35/45	XS1	Risc privind coroziunea oțelului din cloruri din apa de mare
C 35/45	XS2	
C 35/45	XS3	
C 30/37	XF1	Atac datorat acțiunilor ciclice de îngheț - dezgheț
C 30/37 sau C 35/45 (*)	XF2	
C 30/37 sau C 35/45 (*)	XF3	
C 30/37	XF4	
C 30/37	XA1	Atac chimic
C 35/45	XA2	
C 35/45	XA3	
C 30/37	XM1	Atac mecanic
C 30/37 sau C 35/45	XM2	
C 35/45	XM3	

(*) Clasa minimă de beton se stabilește în funcție de rețeta betonului, respectiv în funcție de conținutul minim de aer antrenat (%), de raportul maxim apă/ciment și de dozajul minim de ciment (kg/m³).

Clasa minimă de beton utilizată în cadrul zidurilor de sprijin din beton armat se va adopta în funcție de situația maxim defavorabilă generată de clasele de expunere care acționează asupra zidului de sprijin în cauză. Conform cu normativul NE 012/1-2022, clasele minime de beton în funcție de clasa de expunere sunt indicate în Tabel 2.3. Trebuie luat în considerare faptul că în anumite situații (date de agresivitatea chimică a mediului exterior) se poate reduce clasa minimă de beton indicată prin adoptarea unor măsuri de protecție împotriva agenților chimici agresivi prin aplicarea unor măsuri de protejare pe fețele expuse ale elementului de beton armat. Totuși este de menționat faptul că trebuie acordată o atenție deosebită privind modul de aplicare, a defectelor ce pot să apară pe durata de viață a zidului de sprijin, a comportării și a posibilelor degradări ale acestor măsuri de protecție în timp.

În ceea ce privește armătura utilizată în cazul zidurilor de beton armat, tipul de oțel folosit trebuie să fie de clasă B sau C (oțeluri cu comportament ductil). Oțelurile cu ductilitate redusă sau ne-ductile se pot utiliza în cazuri specifice, cazuri în care prin procesul de dimensionare se poate asigura o comportare elastică a elementelor structurale pe toată durata de viață a zidului de sprijin (menținerea tensiunilor la nivelul barelor de armătură suficient de reduse pentru a asigura o comportare de tip elastic).

2.3 PREDIMENSIONAREA ZIDURILOR DE SPRIJIN

Predimensionarea reprezintă stabilirea dimensiunilor geometrice inițiale / înainte de orice verificare. Un factor predominant este experiența anterioară și respectarea principiilor care conduc la o funcționalitate bună a zidului de sprijin. Condițiile generale aplicabile tuturor tipurilor de zid de sprijin sunt următoarele:

● Stabilirea adâncimii de fundare (D_f)

Adâncimea de fundare (D_f) reprezintă adâncimea prismului de minimă rezistență la refulare laterală a terenului de fundare de sub talpa fundației zidului de sprijin. Altfel spus, pentru zidurile de sprijin, adâncimea de fundare (D_f) se poate defini ca fiind distanța minimă de la talpa fundației zidului până la primul gol de aer, conf. Fig.2.3, Fig.2.5, Fig.2.8, Fig.2.9, Fig.2.20, Fig.2.13, Fig.2.15 și Fig.2.17.

În vederea asigurării unui comportament mecanic adecvat a zidului de sprijin, adâncimea de fundare trebuie să respecte anumite condiții.

O primă condiție impune faptul ca pământul de sub talpa fundație nu trebuie să înghețe niciodată pe durata de viață a zidului de sprijin. În acest caz, talpa fundație trebuie să fie situată sub adâncimea maximă de îngheț (H_i).

$$1) \quad D_f \geq H_i + (10...20)cm \quad (2.13)$$

Adâncimea maximă pe care poate să apară înghețul în pământ (H_i), este indicată în Fig.2.18, conform normativului NP 112-2014 : "Normativ privind proiectarea fundațiilor de

suprafața”. În cazul în care zidul de sprijin se va amplasa într-o locație ce aparține unei zone necartate (Fig.2.18), H_i se va stabili pe baza observațiilor locale.

O a doua condiție este fundarea zidului de sprijin pe un teren bun de fundare :

$$2) D_f \geq C.T.B.F. + (10...20)cm \quad (2.14)$$

Unde $C.T.B.F.$ reprezintă cota terenului bun de fundare, respectiv, distanța de la suprafața terenului până la nivelul stratului de pământ ce se poate încadra ca și teren favorabil de fundare. Această încadrare (teren bun sau mediu de fundare) se va face conform normativului NP 074-2022 : ”Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții”.

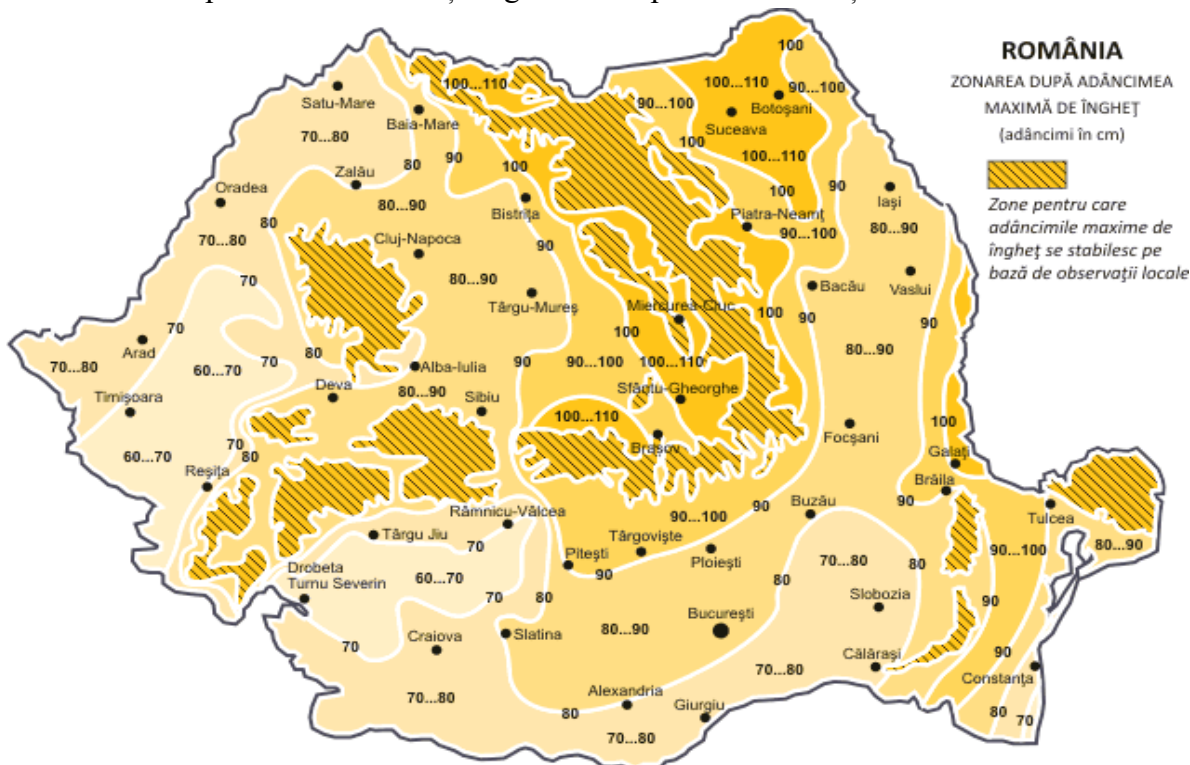


Fig.2.18. Harta adâncimii maxime de îngheț în România, conf. NP 112:2014 .

În cazul zidurilor de sprijin dispuse în zona albiei râurilor (din cadrul lucrărilor de amenajare și/sau regularizare a debitului râurilor), adâncimea de fundare trebuie să depășească adâncimea de afuiere, determinată conform NP 067-2002 și PD 95-2002.

În cazul zidurilor de sprijin dispuse pe amplasamente cu potențial alunecător, adâncimea de fundare se va alege astfel încât talpa fundației zidului de sprijin să fie mai jos decât poziția unuia din planurile posibile de alunecare cu cca. 1.50 ... 2.00 m.

În cazul zidurilor de sprijin dispuse pe amplasamente unde terenul de fundare este un pământ cu umflări și contracții mari (PUCM), adâncimea de fundare se va stabili astfel încât talpa fundației să fie dispusă sub zona de variație sezonieră a umidității (ZVSU), conform normativului NP 126:2010 ($D_f \geq 1.50 m... 2.00 m$).

Se recomandă asigurarea unei adâncimi de fundare minim necesare în cazul zidurilor de sprijin de debleu, în vederea limitării adâncimii excavației la baza unui versant, respectiv în

vederea reducerii riscului apariției și declanșării unui fenomen de instabilitate local sau global (alunecare de teren).

• Înclinarea tălpii fundației (ε)

O altă recomandare privind conformarea geometrică preliminară a zidurilor de sprijin costă în asigurarea unei anumite înclinații a tălpii fundației zidului de sprijin. În acest sens, talpa fundației se va înclina cu un unghi ε în raport cu planul orizontal. Înclinarea tălpii fundației se va face astfel încât să se asigure o contra-pantă în raport cu direcția și sensul acțiunii împingerii active a pământului generată de masivul de pământ sprijinit conform Fig.2.3, Fig.2.5, Fig.2.8, Fig.2.9, Fig.2.20. Asigurarea unei înclinații a tălpii fundației zidului de sprijin de tip contra-pantă în raport cu direcția și sensul acțiunii împingerii active a pământului are drept scop împiedicarea lunecării zidului de sprijin. În cazul zidurilor de sprijin din beton armat, înclinarea tălpii fundației se poate asigura prin prevederea unui pinten la nivelul tălpii fundației, conform Fig.2.13 și Fig.2.15. Se recomandă evitarea unei înclinații a tălpii fundației zidului de sprijin după direcția acțiunii împingerii active a pământului în vederea evitării asigurării unei situații avantajoase lunecării zidului de sprijin ($\varepsilon \geq 0^\circ$).

În consecință, valoarea unghiului ε se recomandă a fi limitată de condiția:

$$0^\circ \leq \varepsilon \leq 13^\circ \quad (2.15)$$

Pe lângă condițiile general aplicabile expuse anterior, conformarea și pre-dimensionarea zidurilor de sprijin vor urma anumite specificații în funcție de tipul zidului respectiv și în funcție de soluția de realizare a zidului de sprijin.

2.3.1 Predimensionarea zidului de sprijin din zidărie de piatră

Principiile pe care se realizează judecata pre-dimensionării sunt cele referitoare la condițiile adâncimii de fundare (D_f), a înclinării tălpii fundației (unghiul ε), respectiv a unghiului α_f .

Întrucât în etapa de predimensionare nu se poate cunoaște valoarea presiunii efective transmise terenului de fundare, se recomandă adoptarea unei valori $tg(\alpha)_{adm}$ de 1.30, rezultând astfel condiția aplicată unghiului α_f :

$$tg(\alpha_f) \geq 1.30 \quad (2.16)$$

Stabilirea dimensiunilor secțiunii transversale a zidului din zidărie de piatră: B, b, a', a, k, d (lățimea drenului), conf. Fig.2.3, se poate face pe baza recomandărilor din tabelele furnizate de IPTANA. Astfel, pentru un zid de sprijin din zidărie de piatră, dimensiunile: B, b, a', a, k, d (conf. Fig.2.3) se pot alege orientativ pe baza înălțimii totale a zidului ($H+D_f$) și a unghiului de frecare internă a pământului sprijinit (φ'), conform Tabel 2.4, Tabel 2.5 și Tabel 2.6.

După stabilirea dimensiunilor B, b, a', a, k, d și respectându-se condițiile aferente adâncimii de fundare ($D_f \geq H_i + 10...20 \text{ cm} / D_f \geq CTBF + 10...20 \text{ cm}$), a înclinării tălpii fundației ($0^\circ \leq \varepsilon \leq 13^\circ$), respectiv a unghiului α_f ($tg(\alpha_f) \geq 1.3$), se poate definitiva secțiunea transversală a

zidului de sprijin. Se recomandă ca dimensiunile să fie multiplu de 5 cm și să fie respectate proporțiile geometrice (aspectul) evidențiate în Fig.2.3.

Tabel 2.4 Valori orientative dimensiuni zid de sprijin de debleu din zidărie de piatră (parament 3:1)

<i>Zid de sprijin : ZIDĂRIE DE PIATRĂ – DEBLEU : parament 3:1 (m=3)</i>							
$H(he)+Df$	φ°	k	a	a°	B	b	d
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
3	20	0.60	1.50	0.50	2.10	0.60	0.60
	25	0.60	1.50	0.50	2.10	0.60	0.60
	30	0.60	1.50	0.50	2.20	0.50	0.60
	35	0.60	1.50	0.50	2.20	0.50	0.60
4	20	0.80	2.00	0.70	2.80	0.70	0.70
	25	0.70	2.00	0.70	2.70	0.70	0.70
	30	0.60	1.90	0.60	2.60	0.60	0.70
	35	0.60	1.90	0.60	2.60	0.60	0.70
5	20	1.00	2.70	1.00	3.50	1.00	0.80
	25	0.90	2.70	1.00	3.40	1.00	0.80
	30	0.70	2.60	0.90	3.30	0.80	0.80
	35	0.60	2.50	0.80	3.10	0.80	0.80
6	20	1.20	3.00	1.00	4.00	1.00	0.80
	25	1.10	2.90	0.90	3.80	1.00	0.80
	30	0.80	2.80	0.80	3.50	0.90	0.80
	35	0.60	2.80	0.80	3.40	0.80	0.80

Tabel 2.5 Valori orientative dimensiuni zid de sprijin de rambleu din zidărie de piatră (parament 5:1)

<i>Zid de sprijin : ZIDĂRIE DE PIATRĂ – RAMBLEU : parament 5:1 (m=5)</i>							
$H(he)+Df$	φ°	k	a	a°	B	b	d
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
4	20	0.90	1.00	0.45	1.90	0.60	0.60
	25	0.80	1.00	0.45	1.85	0.55	0.60
	30	0.70	1.00	0.45	1.80	0.50	0.60
	35	0.65	1.00	0.45	1.75	0.50	0.60
5	20	1.00	1.40	0.70	2.40	0.70	0.70
	25	0.95	1.35	0.65	2.30	0.70	0.70
	30	0.80	1.30	0.60	2.15	0.65	0.70
	35	0.65	1.20	0.50	1.95	0.60	0.70
6	20	1.10	1.75	0.90	2.80	0.80	0.75
	25	1.00	1.65	0.80	2.60	0.80	0.75
	30	0.85	1.55	0.70	2.40	0.75	0.75
	35	0.75	1.40	0.55	2.20	0.70	0.75
7	20	1.20	2.10	1.10	3.20	0.90	0.80
	25	1.05	1.95	0.95	2.95	0.90	0.80
	30	0.90	1.80	0.80	2.65	0.85	0.80
	35	0.75	1.60	0.60	2.35	0.80	0.80
8	20	1.40	2.45	1.30	3.75	1.00	0.90
	25	1.15	2.25	1.10	3.30	1.00	0.90
	30	1.00	2.05	0.90	3.00	0.95	0.90
	35	0.80	1.80	0.65	2.60	0.90	0.90

<i>Zid de sprijin : ZIDĂRIE DE PIATRĂ – RAMBLEU : parament 5:1 (m=5)</i>							
$H(he)+Df$	φ°	k	a	a°	B	b	d
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
9	20	1.55	2.80	1.50	4.20	1.10	0.95
	25	1.30	2.60	1.30	3.80	1.05	0.95
	30	1.10	2.30	1.00	3.35	1.00	0.95
	35	0.90	2.00	0.70	2.90	0.95	0.95
10	20	1.60	3.10	1.60	4.60	1.10	1.00
	25	1.40	2.85	1.35	4.15	1.10	1.00
	30	1.20	2.55	1.05	3.70	1.05	1.00
	35	1.00	2.25	0.75	3.25	1.00	1.00

Tabel 2.6 Valori orientative dimensiuni zid de sprijin de rambleu din zidărie de piatră (parament 10:1)

<i>Zid de sprijin : ZIDĂRIE DE PIATRĂ – RAMBLEU : parament 10:1 (m=10)</i>							
$H(he)+Df$	φ°	k	a	a°	B	b	d
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
4	20	1.00	0.85	0.55	1.85	0.60	0.60
	25	0.95	0.85	0.55	1.80	0.60	0.60
	30	0.90	0.80	0.50	1.75	0.55	0.60
	35	0.80	0.70	0.45	1.55	0.55	0.60
5	20	1.20	1.10	0.75	2.30	0.70	0.70
	25	1.10	1.05	0.70	2.15	0.70	0.70
	30	1.00	1.00	0.65	2.05	0.65	0.70
	35	0.90	0.90	0.55	1.85	0.65	0.70
6	20	1.45	1.35	0.95	2.80	0.80	0.80
	25	1.35	1.25	0.85	2.60	0.80	0.80
	30	1.15	1.15	0.75	2.35	0.75	0.80
	35	1.00	0.95	0.55	2.05	0.70	0.80
7	20	1.60	1.60	1.10	3.20	0.90	0.90
	25	1.50	1.45	0.95	2.95	0.90	0.90
	30	1.35	1.25	0.75	2.65	0.85	0.90
	35	1.20	1.10	0.60	2.40	0.80	0.90
8	20	1.80	1.90	1.30	3.60	1.00	0.90
	25	1.70	1.70	1.10	3.30	1.00	0.90
	30	1.55	1.50	0.90	3.00	0.95	0.90
	35	1.40	1.25	0.65	2.65	0.90	0.90
9	20	2.00	2.20	1.50	4.10	1.10	1.00
	25	1.80	2.00	1.30	3.70	1.10	1.00
	30	1.70	1.70	1.00	3.35	1.05	1.00
	35	1.50	1.40	0.70	2.90	1.00	1.00
10	20	2.20	2.40	1.65	4.50	1.10	1.00
	25	2.00	2.10	1.35	4.00	1.10	1.00
	30	1.80	1.80	1.05	3.55	1.05	1.00
	35	1.60	1.50	0.75	3.05	1.05	1.00

În general, zidurile de sprijin din zidărie de piatră se recomandă pentru înălțimi sprijinite (H) de până la 6.00...6.50m. Cu toate acestea, factorul principal care determină înălțimea sprijinită maximă îl reprezintă parametrii fizico-mecanici ai pământului din cadrul taluzului sprijinit, iar verificările zidului de sprijin sunt elementele care primează în stabilirea configurației geometrice finale a zidului.

2.3.2 Predimensionarea zidului de sprijin din beton simplu

În ceea ce privește predimensionarea (stabilirea dimensiunilor geometrice inițiale) un factor predominant este experiența anterioară. Principiile pe care se realizează judecata predimensionării sunt cele referitoare la condițiile adâncimii de fundare (Df), a înclinării tălpii fundației (unghiul ε), respectiv a unghiului α_f expuse anterior.

Întrucât în etapa de predimensionare nu se poate cunoaște valoarea presiunii efective transmise terenului de fundare, se recomandă adoptarea unei valori $tg(\alpha)_{adm}$ de 1.30, rezultând astfel condiția aplicată unghiului α_f :

$$tg(\alpha_f) \geq 1.30 \quad (2.17)$$

Stabilirea dimensiunilor secțiunii transversale ale zidului de sprijin din beton simplu: B , b , a' , a , k , d (lățimea drenului), conf. Fig.2.5, se poate face pe baza recomandărilor din tabelele furnizate de IPTANA. Astfel, pentru un zid de sprijin din beton simplu, dimensiunile: B , b , a' , a , k , d (conf. Fig.2.5) se pot alege orientativ pe baza înălțimii totale a zidului ($H+Df$) și a unghiului de frecare internă a pământului sprijinit (φ'), conform Tabel 2.7, Tabel 2.8 și Tabel 2.9.

Tabel 2.7 Valori orientative dimensiuni zid de sprijin de debleu din beton simplu (parament 3:1)

Zid de sprijin : BETON SIMPLU – DEBLEU : parament 3:1 ($m=3$)							
$H(he)+Df$	φ'	k	a	a'	B	b	d
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
3	20	0.60	1.50	0.50	2.10	0.60	0.60
	25	0.60	1.50	0.50	2.10	0.60	0.60
	30	0.60	1.50	0.50	2.20	0.60	0.60
	35	0.60	1.50	0.50	2.20	0.60	0.60
4	20	0.80	2.00	0.70	2.80	0.70	0.70
	25	0.70	2.00	0.70	2.70	0.70	0.70
	30	0.60	1.90	0.60	2.60	0.60	0.70
	35	0.60	1.90	0.60	2.60	0.60	0.70
5	20	1.00	2.70	1.00	3.50	1.00	0.80
	25	0.90	2.70	1.00	3.40	1.00	0.80
	30	0.70	2.60	0.90	3.30	0.80	0.80
	35	0.60	2.50	0.80	3.10	0.80	0.80
6	20	1.20	3.00	1.00	4.80	1.00	0.80
	25	1.10	2.90	0.90	3.80	1.00	0.80
	30	0.80	2.80	0.80	3.50	0.90	0.80
	35	0.60	2.80	0.80	3.40	0.80	0.80

Tabel 2.8 Valori orientative dimensiuni zid de sprijin de rambleu din beton simplu (parament 5:1)

<i>Zid de sprijin : BETON SIMPLU – RAMBLEU : parament 5:1 (m=5)</i>							
$H(he)+Df$	φ°	k	a	a°	B	b	d
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
4	20	0.90	1.00	0.45	1.90	0.60	0.60
	25	0.80	1.00	0.45	1.85	0.55	0.60
	30	0.70	1.00	0.45	1.80	0.50	0.60
	35	0.65	1.00	0.45	1.75	0.50	0.60
5	20	1.00	1.40	0.70	2.40	0.70	0.70
	25	0.95	1.35	0.65	2.30	0.70	0.70
	30	0.80	1.30	0.60	2.15	0.65	0.70
	35	0.65	1.20	0.50	1.95	0.60	0.70
6	20	1.10	1.75	0.90	2.80	0.80	0.75
	25	1.00	1.65	0.80	2.60	0.80	0.75
	30	0.85	1.55	0.70	2.40	0.75	0.75
	35	0.75	1.40	0.55	2.20	0.70	0.75
7	20	1.20	2.10	1.10	3.20	0.90	0.80
	25	1.05	1.95	0.95	2.90	0.90	0.80
	30	0.90	1.80	0.80	2.65	0.85	0.80
	35	0.75	1.60	0.60	2.35	0.80	0.80
8	20	1.40	2.45	1.30	3.75	1.00	0.90
	25	1.15	2.25	1.10	3.30	1.00	0.90
	30	1.00	2.05	0.90	3.00	0.95	0.90
	35	0.80	1.80	0.65	2.60	0.90	0.90
9	20	1.55	2.80	1.50	4.20	1.10	0.95
	25	1.30	2.60	1.30	3.80	1.05	0.95
	30	1.10	2.30	1.00	3.35	1.00	0.95
	35	0.90	2.00	0.70	2.90	0.95	0.95
10	20	1.60	3.10	1.60	4.60	1.10	1.00
	25	1.40	2.85	1.35	4.15	1.10	1.00
	30	1.20	2.55	1.05	3.70	1.05	1.00
	35	1.00	2.25	0.75	3.25	1.00	1.00

Tabel 2.9 Valori orientative dimensiuni zid de sprijin de rambleu din beton simplu (parament 10:1)

<i>Zid de sprijin : BETON SIMPLU – RAMBLEU : parament 10:1 (m=10)</i>							
$H(he)+Df$	φ°	k	a	a°	B	b	d
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
4	20	1.00	0.85	0.55	1.85	0.60	0.60
	25	0.95	0.85	0.55	1.80	0.60	0.60
	30	0.90	0.80	0.50	1.75	0.55	0.60
	35	0.80	0.70	0.45	1.55	0.55	0.60
5	20	1.20	1.10	0.75	2.30	0.70	0.70
	25	1.10	1.05	0.70	2.15	0.70	0.70
	30	1.00	1.00	0.65	2.05	0.65	0.70
	35	0.90	0.90	0.55	1.85	0.65	0.70

Zid de sprijin : BETON SIMPLU – RAMBLEU : parament 10:1 ($m=10$)							
$H(he)+Df$	φ'	k	a	a'	B	b	d
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
6	20	1.45	1.35	0.95	2.80	0.80	0.80
	25	1.35	1.25	0.85	2.60	0.80	0.80
	30	1.15	1.15	0.75	2.35	0.75	0.80
	35	1.00	0.95	0.55	2.05	0.70	0.80
7	20	1.60	1.60	1.10	3.20	0.90	0.90
	25	1.50	1.45	0.95	2.95	0.90	0.90
	30	1.35	1.25	0.75	2.65	0.85	0.90
	35	1.20	1.10	0.60	2.40	0.80	0.90
8	20	1.80	1.90	1.30	3.60	1.00	0.90
	25	1.70	1.70	1.10	3.30	1.00	0.90
	30	1.55	1.50	0.90	3.00	0.95	0.90
	35	1.40	1.25	0.65	2.65	0.90	0.90
9	20	2.00	2.20	1.50	4.10	1.10	1.00
	25	1.80	2.00	1.30	3.70	1.10	1.00
	30	1.70	1.70	1.00	3.35	1.05	1.00
	35	1.50	1.40	0.70	2.90	1.00	1.00
10	20	2.20	2.40	1.65	4.50	1.10	1.00
	25	2.00	2.10	1.35	4.00	1.10	1.00
	30	1.80	1.80	1.05	3.55	1.05	1.00
	35	1.60	1.50	0.75	3.05	1.05	1.00

După stabilirea dimensiunilor B , b , a' , a , k , d și respectându-se condițiile aferente adâncimii de fundare ($Df \geq Hi+10...20\text{ cm}$ și $Df \geq CTBF+10...20\text{ cm}$), a înclinării tălpii fundației ($0^\circ \leq \varepsilon \leq 13^\circ$), respectiv a unghiului α_f ($tg(\alpha_f) \geq 1.3$), se poate realiza secțiunea transversală a zidului din punct de vedere geometric. Se recomandă ca dimensiunile să fie multiplu de 5 cm și să fie respectate proporțiile geometrice (aspectul) evidențiate în Fig.2.5 .

În general, zidurile de sprijin din beton simplu se recomandă pentru înălțimi sprijinite (H) de până la 6.50 m. Cu toate acestea factorul principal care determină înălțimea sprijinită maximă îl reprezintă parametrii fizico-mecanici ai pământului sprijinit și al terenului de fundare.

2.3.3 Predimensionarea zidului de sprijin din gabioane

Dimensiunile gabioanelor s-au standardizat într-o oarecare măsură conform Tabel 2.10 (IPTANA). Gabioanele de tip G s-au împărțit în 3 tipuri : $G\ 1.0$, $G\ 1.5$ și $G\ 2.0$ în funcție de lățimea acestora ($a = 1.00\text{ m} / 1.50\text{ m} / 2.00\text{ m}$). În ceea ce privește gabioanele de tip g , acestea s-au împărțit în 2 tipuri: $g\ 1.0$ și $g\ 1.50$ în funcție de lățimea acestora ($a = 1.00\text{ m} / 1.50\text{ m}$). În cazul zidurilor de sprijin din gabioane în care sunt utilizate gabioane de tip $G\ 2.00$, lungimea

acestui se va închide prin intermediul a două gabioane g 1.0 suprapuse. Dacă se dorește utilizarea unor gabioane de alte dimensiuni este necesar detalierea dimensiunilor și modului de execuție ale acestora.

Tabel 2.10 Dimensiuni gabioane conform IPTANA

Tip gabion	a [m]	Dimensiuni [m]	Volum gabion [m^3]
G 1.0	1.00	1.00 x 1.00 x 4.00	≈ 4.00
G 1.5	1.50	1.00 x 1.50 x 4.00	≈ 6.00
G 2.0	2.00	1.00 x 2.00 x 4.00	≈ 8.00
g 1.0	1.00	1.00 x 1.00 x 2.00	≈ 2.00
g 1.5	1.50	1.00 x 1.50 x 2.00	≈ 3.00

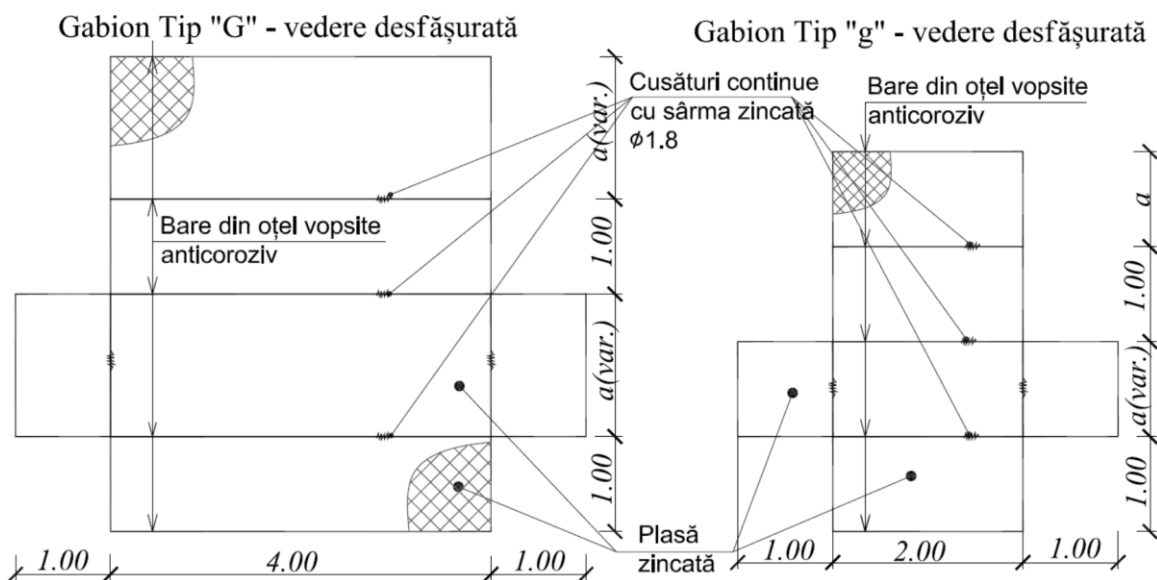


Fig.2.19. Vedere desfășurată gabioane

În ceea ce privește predimensionarea (stabilirea dimensiunilor geometrice inițiale) un factor important este experiența anterioară. Principiile pe care stabilește predimensionarea sunt cele referitoare la condițiile adâncimii de fundare (D_f), a înclinării tălpii fundației (unghiul ε), respectiv a unghiului α_f expuse anterior. Condițiile care trebuie respectate sunt cele aferente adâncimii de fundare ($D_f \geq H_i + 10...20 \text{ cm}$ și $D_f \geq CTBF + 10...20 \text{ cm}$), a înclinării tălpii fundației ($0^\circ \leq \varepsilon \leq 13^\circ$), respectiv a unghiului α_f ($tg(\alpha_f) \geq 1.3$).

După identificarea înălțimii sprijinite (H), în funcție de unghiului de frecare internă a pământului sprijinit (φ) se pot alege numărul și tipul gabioanelor utilizate conform Tabel 2.11 și 0. Modul de așezare a gabioanelor trebuie să se facă astfel încât să se prevadă trepte de cca. 30 cm la nivelul paramentului zidului de sprijin, conf. Fig.2.8 și Fig.2.9. În situația frecvent întâlnită în care H nu este multiplu de 1.00 m se poate acoperi înălțimea sprijinită fie conf. Fig.2.8 – tip 1 sau conf. Fig.2.9 – tip 2 cu specificațiile aferente amintite.

Dimensiunile fundației se recomandă să fie multiplu de 5.00 cm. Paramentul (fața văzută a elevației zidului de sprijin) se recomandă a se realiza din piatră aleasă în vederea asigurării unui aspect vizual adecvat.

Tabel 2.11 Condiții principale de predimensioanare zid de sprijin din gabioane (IPTANA)

H	φ°	Nr. și tip gabioane		
[m]	[°]	$G 1.0$	$G 1.5$	$G 2.0$
2	20	1	1	-
	25	1	1	-
	30	1	1	-
	35	1	1	-
3	20	1	1	1
	25	1	1	1
	30	1	1	1
	35	1	1	1
4	20	-	1	3
	25	-	1	3
	30	-	1	3
	35	1	1	2

Tabel 2.12 Condiții principale de predimensioanare zid de sprijin din gabioane

H	φ°	Zid de sprijin de debleu Nr. și tip gabioane			Zid de sprijin de rambleu Nr. și tip gabioane		
		$G1.0$	$G 1.5$	$G 2.0$	$G1.0$	$G 1.5$	$G 2.0$
2	20	1	1	-	-	2	-
	25	1	1	-	1	1	-
	30	1	1	-	1	1	-
	35	1	1	-	1	1	-
3	20	1	1	1	1	2	-
	25	1	1	1	1	2	-
	30	1	1	1	1	2	-
	35	1	1	1	1	2	-
4	20	-	1	3	-	1	3
	25	-	1	3	1	1	2
	30	-	1	3	1	3	-
	35	1	1	2	1	3	-
5	20	-	-	-	-	1	4
	25	-	-	-	1	1	3
	30	-	-	-	1	2	2
	35	-	-	-	1	2	2

În general, zidurile de sprijin din gabioane se utilizează pentru înălțimi sprijinite (H) de până la 4.00 m. Cu toate acestea factorul principal care determină înălțimea sprijinită maximă îl reprezintă parametrii fizico-mecanici ai pământului din cadrul taluzului sprijinit și a ternului de

fundare, iar verificările zidului de sprijin sunt elemente care primează în stabilirea configurației geometrice finale a zidului.

În anumite situații, când este necesară asigurarea unei anumite greutate proprii a zidului de sprijin din gabioane și datorită anumitor condiții date de parametri fizico-mecanici inferiori ai pământului sprijinit, modul de așezare a gabioanelor în cadrul elevației poate lua o formă ”piramidală” (zid de sprijin din gabioane masiv ca și proporții geometrice). În aceste situații se pot folosi mai multe tipuri de gabioane în cadrul secțiunii transversale, conf. Fig.2.20. Indiferent de modul de dispunere a gabioanelor în secțiune se vor menține treptele de retragere a gabioanelor de cca. 30 cm, respectiv condițiile aferente adâncimii de fundare (D_f), a înclinării tălpii fundației (unghiul ε), respectiv a unghiului α_f , conf. Fig.2.20 .

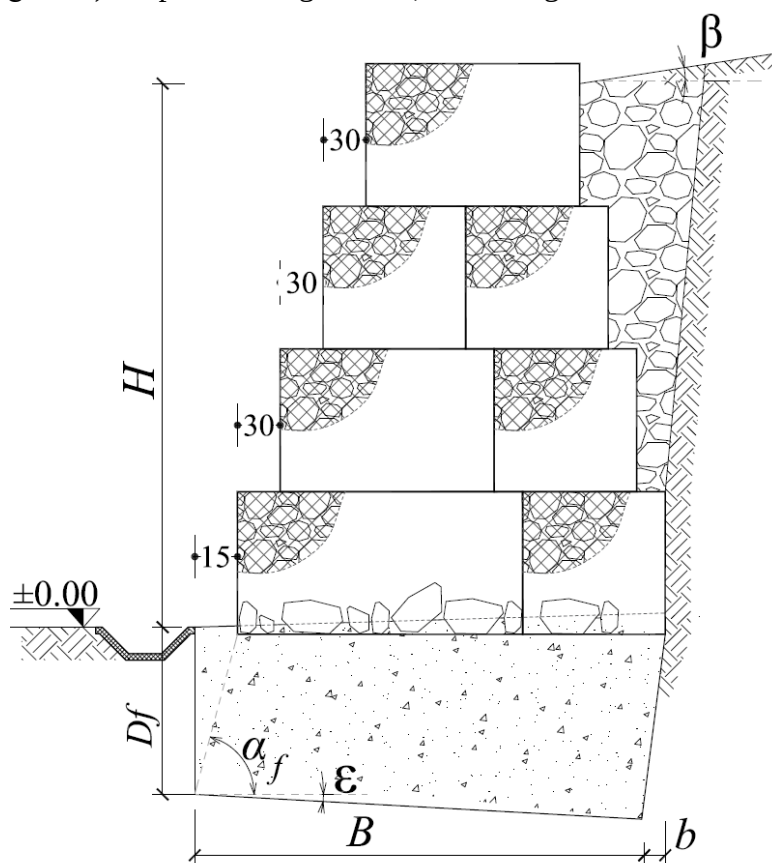


Fig.2.20. Secțiune transversală zid de sprijin masiv din gabioane

2.3.4 Predimensionarea zidului de sprijin din beton armat

În ceea ce privește predimensionarea (stabilirea dimensiunilor geometrice inițiale) un factor predominant este experiența anterioară. Principiile pe care se realizează predimensionarea sunt cele referitoare la adâncimea de fundare ($D_f \geq H_i + 10 \dots 20 \text{ cm}$ și $D_f \geq CTBF + 10 \dots 20 \text{ cm}$), și a înclinării tălpii fundației ($0^\circ \leq \varepsilon \leq 13^\circ$).

Stabilirea dimensiunilor secțiunii transversale a zidului de sprijin din beton armat: B , l_c (lățimea pintenului), a' , a , k , h_t , d (lățimea drenului), conf. Fig.2.13 și Fig.2.15, se poate face pe baza tabelară (în mod orientativ) conform datelor furnizate de IPTANA.

Astfel, pentru un zid din beton armat dimensiunile : B , l_c , a' , a , k , h_t , d (conf. Fig.2.13 și Fig.2.15) se pot alege orientativ pe baza înălțimii totale a zidului de sprijin ($H+D_f$) și a unghiului de frecare internă a pământului sprijinit (φ'), conform Tabel 2.13

Tabel 2.13 Condiții de predimensionare zid de sprijin din beton armat (IPTANA)

$H+D_f$	φ'	Elemente geometrice zid de sprijin							
		H (he)	a	a'	k	d	h_t	B	l_c
[m]	[°]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
2	≥ 20	1.80	0.40	0.35	0.25	0.45	0.35	1.20	0.20
3	≥ 30	2.70	0.60	0.50	0.25	0.80	0.40	1.65	0.25
4	≥ 40	3.60	0.80	0.65	0.25	1.15	0.50	2.20	0.30

După stabilirea dimensiunilor B , l_c , a' , a , k , h_t , d și respectându-se condițiile aferente adâncimii de fundare ($D_f \geq H_i + 10 \dots 20 \text{ cm} / D_f \geq CTBF + 10 \dots 20 \text{ cm}$) și a înclinării tălpii fundației ($0^\circ \leq \varepsilon \leq 13^\circ$), se poate realiza secțiunea transversală a zidului din punct de vedere geometric. Se recomandă ca dimensiunile să fie multiplu de 5 cm.

2.4 EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR

Evaluarea încărcărilor este prima etapă în realizarea oricărei verificări a zidului de sprijin și implică stabilirea și determinarea încărcărilor ce acționează asupra zidului de sprijin, cât și stabilirea naturii și a efectului acestora asupra zidului de sprijin.

O primă categorie de acțiuni o reprezintă greutatea proprie a zidului de sprijin și a tuturor elementelor ce descarcă pe fundația zidului de sprijin. Aceste acțiuni sunt notate cu G_i , (conf. Fig.2.21). Pentru un zid de sprijin de beton armat, greutatea proprie ce descarcă pe talpa zidului de sprijin sunt greutatea proprie a zidului de beton armat (G_z), a drenului/ tuturor elementelor aferente drenului (G_{dr}), respectiv a umpluturii situate deasupra fundației zidului în fața elevației acestuia (G_u). Greutatea proprie totală a zidului de sprijin reprezintă suma greutateilor elementelor componente $G_z + G_{dr} + G_u$, conf. Fig.2.21. Trebuie menționat faptul că modul de calcul și de determinare a greutății proprii se va adapta pentru fiecare tip de zid de sprijin. Greutatea proprie va acționa tot timpul pe direcție verticală în sens gravitațional.

Altă încărcare verticală ce acționează asupra zidului de sprijin este suprasarcina aplicată la nivelul terenului (q_k), dacă această suprasarcină acționează pe zona drenului / umpluturii. Această încărcare echivalează efectul unor încărcări temporare precum traficul auto, prezența unor utilaje agricole sau a unor utilaje de construcții, depozite temporare de materiale de construcții, etc.

În condițiile în care este de așteptat o deplasare a zidului de sprijin dinspre masivul de pământ sprijin spre zona de aval este de așteptat ca la nivelul suprafețelor de contact (zid de sprijin-pământ) să se mobilizeze un tip de împingere a pământului. Între zidul de sprijin și masivul de pământ sprijinit, se va mobiliza împingerea activă a pământului (P_a), conf. Fig.2.21.

De asemenea, între zidul de sprijin și masivul de pământ din zona de aval, pe adâncimea de fundare (D_f), suprafața elementului se va deplasa înspre masivul de pământ, astfel se poate considera mobilizarea împingerii pasive a pământului (P_P) conf. Fig.2.21. Întrucât mobilizarea împingerii pasive are loc la deplasări mult mai mari față de deplasarea necesară pentru mobilizarea împingerii active, și întrucât împingerea pasivă a pământului are o natură favorabilă verificărilor zidului de sprijin, împingerea pasivă se ignoră. În anumite abordări mai puțin conservatoare, susținute de o cunoaștere detaliată a parametrilor geotehnici ai terenului de pe amplasament, este posibilă considerarea împingerii în stare de repaos (P_0) mobilizată asupra zidului pe adâncimea de fundare (D_f) în locul împingerii pasive (P_P), conf. Fig.2.21.

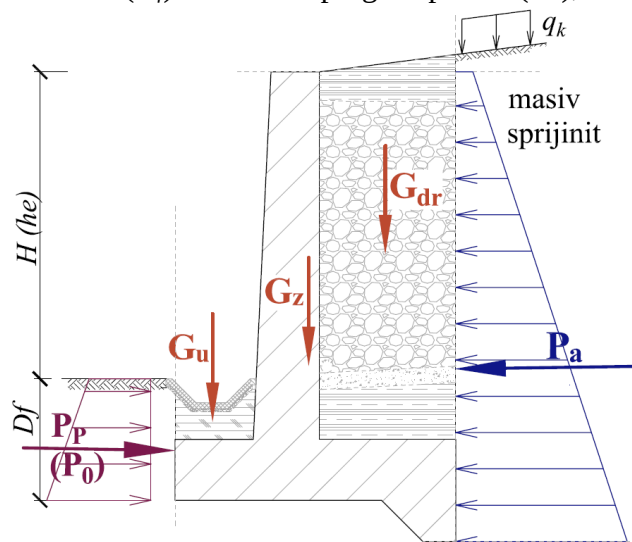


Fig.2.21. Încărcări asupra unui zid de sprijin din beton armat – schemă principală generală

2.4.1 Evaluarea greutății proprii

Greutatea proprie reprezintă o forță verticală ce acționează gravitațional, fiind aplicată în centrul de greutate a corpului pentru care este determinată. Greutatea proprie se determină ca produsul dintre volumul corpului (V_i) și greutatea volumică a materialului din care este alcătuit corpul respectiv (γ_i). Întrucât calculul se face pentru o lungime a zidului de sprijin de 1.00 m, volumul corpului (V_i) se poate determina ca fiind produsul dintre aria secțiunii transversale (A_i) a corpului respectiv și lungimea de 1.00 m (L).

$$G_i = V_i \cdot \gamma_i = (A_i \cdot L) \cdot \gamma_i = (A_i \cdot 1.00m) \cdot \gamma_i \quad (2.18)$$

În cazul elementelor cu formă geometrică de tip poligon neregulat, aria se poate împărți în sub-elemente cu formă geometrică simplă: dreptunghiuri și triunghiuri. Centrul de greutate al elementelor triunghiulare se determină ca fiind intersecția medianelor, iar centrul de greutate al elementelor dreptunghiulare ca intersecția diagonalelor. În cazul unui zid de sprijin din beton armat, aplicarea judecății expuse anterior conduce la schema de încărcare din greutate proprie conform Fig.2.22.

O altă modalitate de determinare a schemei de încărcare din greutate proprie a zidurilor de sprijin general aplicabilă necesită folosirea unor programa de tip AutoCAD. În acest sens se vor defini ca și poligoane închise zonele din secțiunea zidului de sprijin realizate din același material. Pentru fiecare dintre aceste poligoane închise se va aplica comanda ``REGION``, iar apoi comanda ``MASSPROP``. Din datele afișate în urma comenzii ``MASSPROP`` se va folosi aria (A_i) și coordonatele X și Y aferente centrului de greutate al suprafeței (``centroid``). În acest fel se reduce numărul de greutate proprii determinate pentru o secțiune de zid de sprijin cu forme geometrice neregulate conf. Fig.2.23.

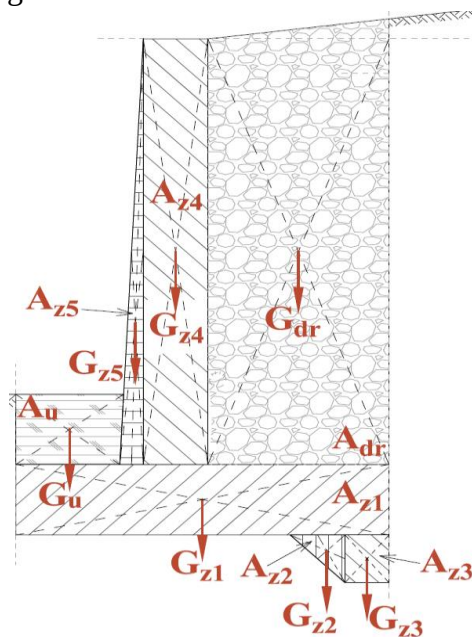


Fig.2.22. Schema de încărcare din greutate proprie zid din beton armat – împărțirea în forme geometrice elementare

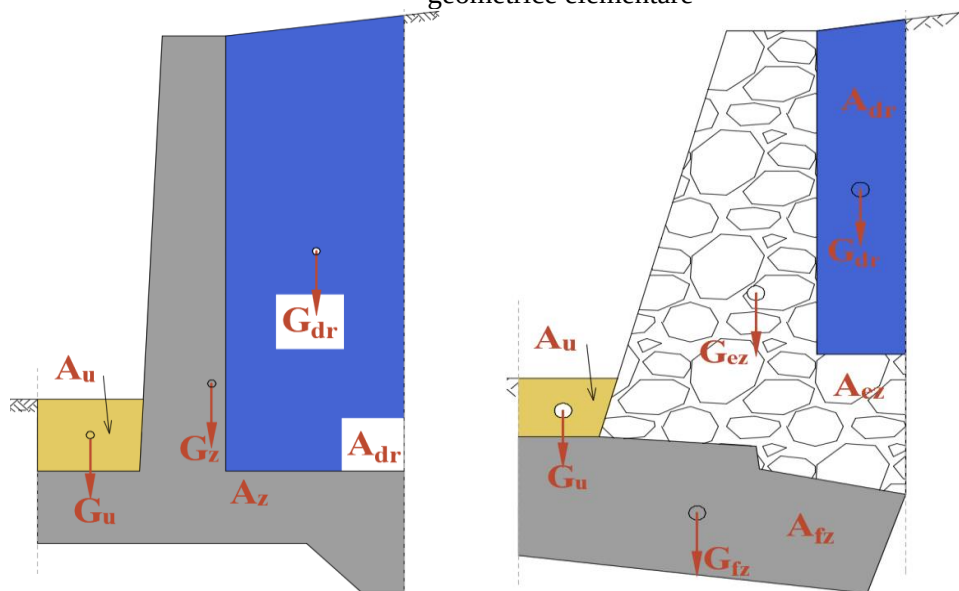


Fig.2.23. Schema de încărcare din greutate proprie zid din beton armat și din zidărie de piatră - abordarea generală (AutoCAD)

2.4.2 Evaluarea împingerii active a pământului

Împingerea activă a pământului reprezintă acțiunea generată de masivul sprijinit asupra zidului de sprijin. Întrucât această acțiune se mobilizează sub forma de presiuni la nivelul unei suprafețe, este necesară determinarea suprafeței pe care se mobilizează împingerea activă a pământului. Această suprafață se formează în urma unui proces complex de interacțiune între zidul de sprijin, elementele componente ale acestuia și masivul de pământ sprijinit. În mod simplificat, această suprafață se formează de la punctul maxim inferior al zidului de sprijin și evoluează vertical până la intersectarea profilului terenului, conf. Fig.2.24.

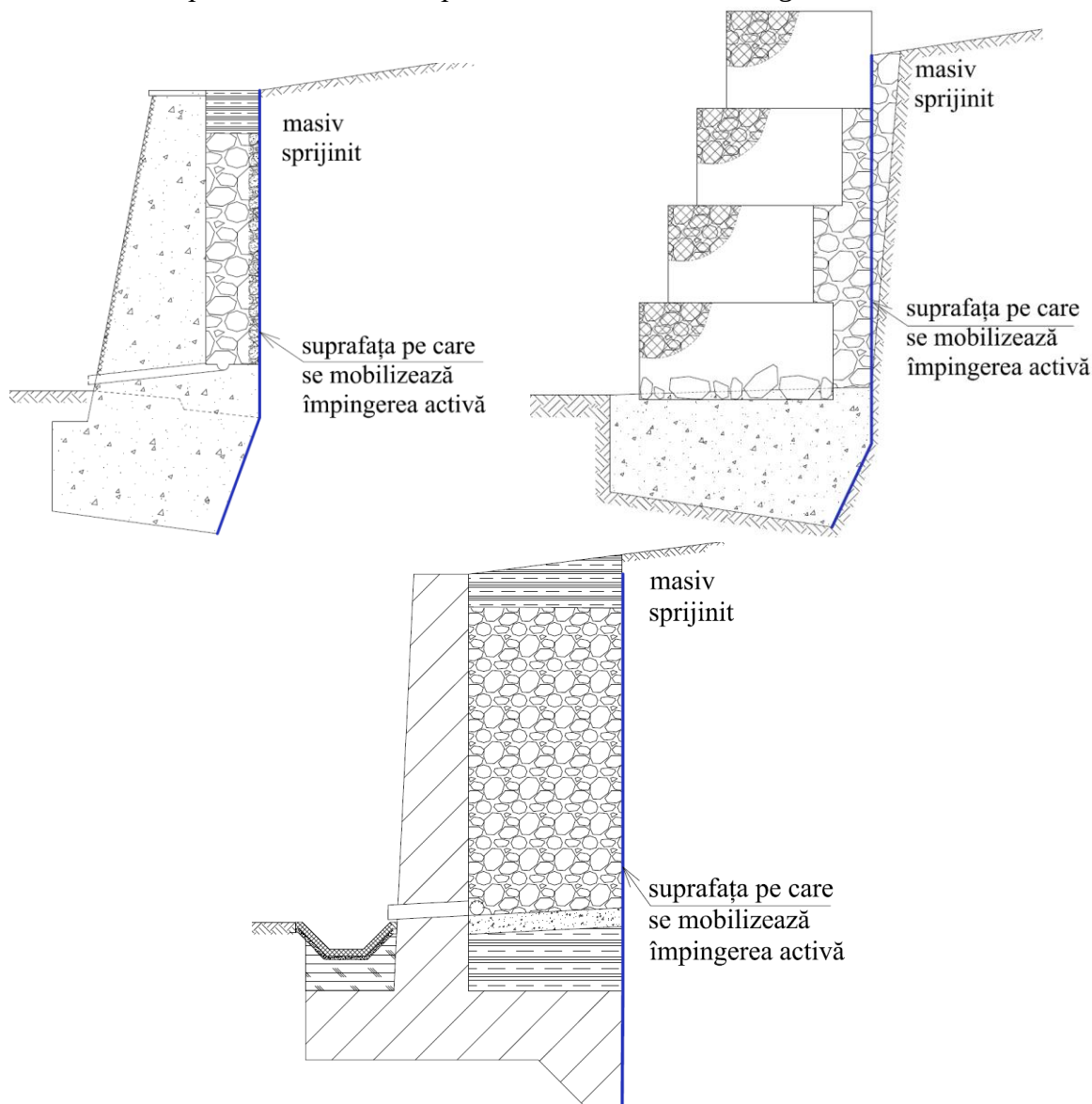


Fig.2.24. Schematizarea simplificată a suprafeței pe care se mobilizează împingerea activă a pământului pe zidurile de sprijin

Pentru determinarea împingerii active a pământului, se poate adopta Teoria Rankine și Teoria Coulomb.

• **Determinarea împingerii active în Teoria Rankine**

Determinarea împingerii active în Teoria Rankine, reprezintă o modalitate simplificată și acoperitoare pentru calculul împingerii active a pământului. Teoria Rankine este aplicabilă în situația unei înclinații orizontale a masivului de pământ sprijinit ($\beta \approx 0^\circ$), în lipsa frecării la nivelul suprafeței pe care se mobilizează împingerea pământului și considându-se o suprafață verticală pe care presiunea activă acționează.

Coefficientul de împingere activă (k_a) în teoria Rankine se va determina pentru fiecare strat de pământ interceptat pe înălțimea zidului în funcție de unghiul de frecare internă efectivă a pământului (φ') :

$$k_a = \frac{1 - \sin(\varphi')}{1 + \sin(\varphi')} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \right]^2 \quad (2.19)$$

Presiunea activă într-un punct se va calcula cu relația generală:

$$p_a = q_k \cdot k_a + \sum (\gamma_i \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} \quad (2.20)$$

sau

$$p_a = q_k \cdot k_a + \sigma_{gz} \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} \quad (2.21)$$

Unde, q_k reprezintă suprasarcina aplicată la nivelul terenului, σ_{gz} reprezintă presiunea geologică în punctul în care se calculează presiunea activă, γ_i reprezintă greutatea volumică a pământului din stratul "i" interceptat până la punctul în care se calculează presiunea activă, h_i grosimea stratului de pământ "i" interceptat până la punctul în care se calculează presiunea activă și c' reprezintă coeziunea efectivă a pământului.

Suprasarcina aplicată la suprafața terenului (q_k) reprezintă în esență o presiune exterioară aplicată suprafeței terenului (conf. Fig.2.25) prin care se echivalează încărcări exterioare ce pot să provină din diferite surse: trafic auto, utilaje agricole, utilaje de construcții, depozite temporare de materiale, etc. Prin această suprasarcină se simbolizează o încărcare cu caracter temporar.

În condițiile unui zid de sprijin din beton simplu, la care suprafața pe care se mobilizează împingerea activă intersectează 2 strate de pământ (conf. Fig.2.25) : stratul 1 având grosimea h_1 și parametrii geotehnici : γ_1 , φ'_1 și c'_1 , respectiv stratul 2 cu grosimea h_2 și parametrii geotehnici : γ_2 , φ'_2 și c'_2 , coeficientul de împingere activă (k_a) se va determina pentru cele 2 straturi astfel:

$$k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'_1}{2} \right) \right]^2$$

$$k_{a2} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'_2}{2} \right) \right]^2 \quad (2.22)$$

Următoarea etapă constă în determinarea diagramei de presiuni active p_a . Pentru fiecare strat se vor determina câte două valori ale presiunii active, respectiv valoarea superioară ($p_{a1.0}$) și inferioară ($p_{a1.1}$), aplicând formula generală a presiunii active. Presiunile active conform teoriei Rankine vor acționa în plan orizontal. Pentru situația indicată în Fig.2.25 presiunile active se vor determina astfel:

$$\begin{aligned} p_{a1.0} &= q_k \cdot k_{a1} - 2 \cdot c'_1 \cdot \sqrt{k_{a1}} \\ p_{a1.1} &= q_k \cdot k_{a1} + (h_1 \cdot \gamma_1 \cdot k_{a1} - 2 \cdot c'_1 \cdot \sqrt{k_{a1}}) \\ p_{a2.0} &= q_k \cdot k_{a2} + (h_1 \cdot \gamma_1 \cdot k_{a2} - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a2}}) \\ p_{a2.1} &= q_k \cdot k_{a2} + [(h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2) \cdot k_{a2} - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a2}}] \end{aligned} \quad (2.23)$$

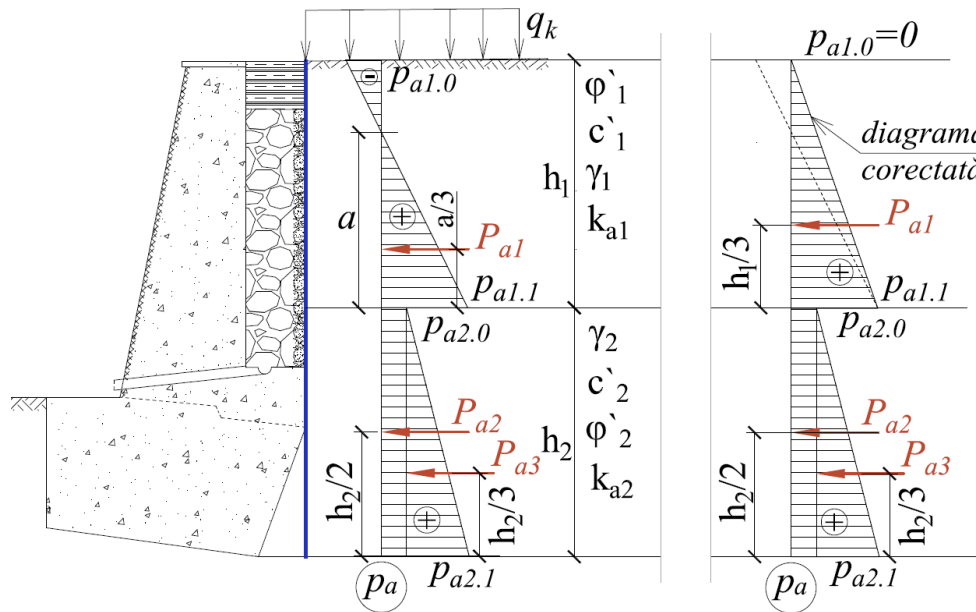


Fig.2.25. Determinarea împingerii active a pământului asupra unui zid de sprijin în teoria Rankine pe 2 straturi de pământ

Dacă în cadrul diagramei de presiuni active se obțin valori negative ale presiunii active, zonele din diagramă cu semnul minus (-) se vor ignora. dimensiunea zonei rămase din diagramă cu semnul plus (+), conf. Fig.2.25 se poate determina astfel:

$$\frac{|p_{a1.0}|}{h_1 - a} = \frac{p_{a1.1}}{a} \rightarrow a = \frac{h_1 \cdot p_{a1.1}}{p_{a1.1} + |p_{a1.0}|} \quad (2.24)$$

Împingerile active se vor determina ca și rezultante ale diagramei pozitive ale presiunilor active și vor acționa în plan orizontal (Fig.2.25). Se recomandă împărțirea diagramei de presiuni active în forme geometrice simple (triunghiuri și dreptunghiuri) pentru care se vor determina rezultantele. Împingerile active vor avea ca și unitate de măsură kN/ml , iar poziția lor se va determina ca centrul de greutate a formei geometrice a diagramei din care s-au determinat. Astfel, conf. Fig.2.25, împingerile active sunt următoarele:

$$\begin{aligned}
P_{a1} &= \frac{p_{a1.1} \cdot a}{2} \quad [kN / ml] \\
P_{a2} &= p_{a2.0} \cdot h_2 \quad [kN / ml] \\
P_{a3} &= \frac{(p_{a2.1} - p_{a2.0}) \cdot h_2}{2} \quad [kN / ml]
\end{aligned} \tag{2.25}$$

O abordare mai acoperitoare constă în corectarea diagramei de presiuni active. Această corecție implică stabilirea forțată a valorilor negative obținute ca fiind nule, conf. Fig.2.25. Astfel straturile de pământ pe care sunt interceptate valori negative ale presiunilor active se vor corecta în diagrame cu formă triunghiulară, conf. Fig.2.25.

Împingerile active se vor determina ca și rezultante a diagramei pozitive a presiunilor active. Se recomandă împărțirea diagramei de presiuni active în forme geometrice simple (triunghiuri și dreptunghiuri) pentru care se vor determina rezultantele. Împingerile active vor avea ca și unitate de măsură kN/ml , iar poziția lor se va determina în funcție de forma geometrică a diagramei din care s-au determinat.

În cazul corectării diagramei de presiuni active, împingerile active rezultate se vor poziționa conf. Fig.2.25, vor acționa în plan orizontal și se vor determina în felul următor:

$$\begin{aligned}
P_{a1} &= \frac{p_{a1.1} \cdot h_1}{2} \quad [kN / ml] \\
P_{a2} &= p_{a2.0} \cdot h_2 \quad [kN / ml] \\
P_{a3} &= \frac{(p_{a2.1} - p_{a2.0}) \cdot h_2}{2} \quad [kN / ml]
\end{aligned} \tag{2.26}$$

Împingerile active vor acționa asupra zidului de sprijin la nivelul suprafeței pe care se mobilizează împingerea activă a pământului, schematizată în Fig.2.24, cu intensitatea și poziția determinate pe baza diagramei de presiuni active (conf. Fig.2.26).

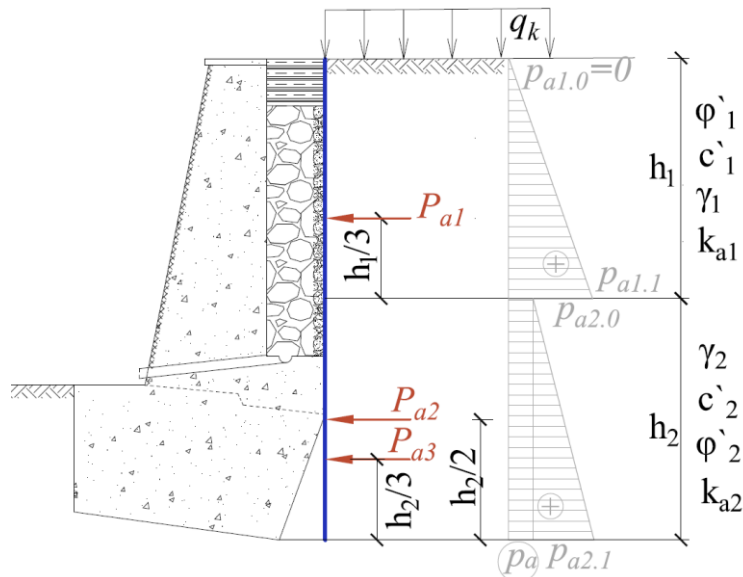


Fig.2.26. Acțiunea împingerii active a pământului asupra zidului de sprijin (teoria Rankine)

• Determinarea împingerii active în Teoria Coulomb

Determinarea împingerii active în Teoria Coulomb, reprezintă o modalitate mai exactă de calcul a împingerii active față de Teoria Rankine. Această teorie este general aplicabilă și ține cont de unghiul de frecare internă efectivă a pământului (φ'), înclinația suprafeței masivului de pământ sprijinit în raport cu planul orizontal (β), înclinarea suprafeței pe care se mobilizează împingerea în raport cu planul vertical (unghiul α) și frecarea la nivelul suprafeței pe care se mobilizează împingerea pământului (unghiul δ). Unghiul δ descrie frecarea care se mobilizează între masivul de pământ sprijinit și suprafața pe care se mobilizează presiunea activă fiind influențat de natura suprafeței de contact.

Coeficientul de împingere activă (k_a) în teoria Coulomb se va determina în funcție de următoarele unghiuri : unghiul φ' , unghiul β , unghiul α și unghiul δ .

$$k_a = f(\varphi', \beta, \alpha, \delta) \quad (2.27)$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.28)$$

De-a lungul suprafeței pe care se mobilizează împingerea activă a pământului orice modificare a unghiurilor φ' , α și δ va genera modificarea valorii coeficientului de împingere activă k_a și va impune formarea unui strat nou de pământ pentru calculul împingerii active a pământului. În ceea ce privește determinarea coeficientului de împingere activă (k_a) în teoria Coulomb se va ține cont de o convenție ce se aplică semnelui de notare (+ sau -) a unghiurilor β și α . Dacă β sau α au valori negative atunci se vor introduce în relația 2.28 cu semnul negativ: $-\beta$ respectiv $-\alpha$.

În ceea ce privește unghiul β (unghiul de înclinare a suprafeței terenului în raport cu planul orizontal), se va considera cu semnul pozitiv (+) sau negativ (-) conform Fig.2.27. Unghiul α (unghiul de înclinare a suprafeței pe care se mobilizează împingerea activă a pământului în raport cu planul vertical) se va considera cu semnul pozitiv (+) sau negativ (-) conform Fig.2.27.

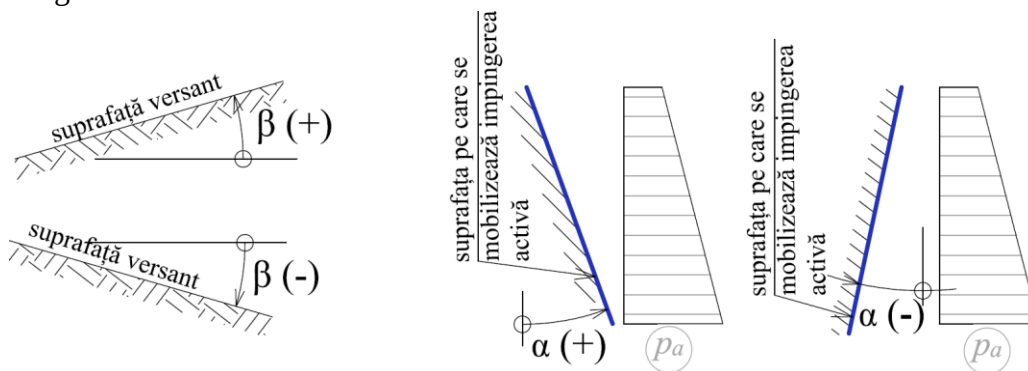


Fig.2.27. Convenția de semn aplicată unghiurilor β și α

Unghiul δ descrie frecarea la nivelul suprafeței pe care se mobilizează împingerea activă a pământului și se va determina în funcție de unghiul de frecare internă efectivă a pământului (φ'). Se admite ca suprafața pe care se mobilizează împingerea activă a pământului să se trateze ca o suprafață de separație. Dacă această suprafață de separație delimitează 2 materiale cu comportament mecanic specific pământurilor (contact pământ – pământ), valoarea unghiului δ se va considera egală cu valoarea unghiului de frecare internă a pământului sprijinit în acea secțiune, $\delta = \varphi'$. În acest caz, drenul zidului de sprijin se va considera ca un material cu comportament similar pământului. În cazul în care suprafața de separație delimitează 2 materiale cu comportament mecanic diferit, respectiv un material cu comportament rigid specific betonului (beton simplu, zidărie de piatră, beton armat) și pământ, valoarea unghiului δ se va considera egală cu două treimi din valoarea unghiului de frecare internă a pământului sprijinit în acea secțiune, $\delta = (2/3) \cdot \varphi'$.

$$\delta = \begin{cases} \varphi' & \text{contact tip pământ – pământ} \\ (2/3) \cdot \varphi' & \text{contact tip pământ – beton(rigid)} \end{cases} \quad (2.29)$$

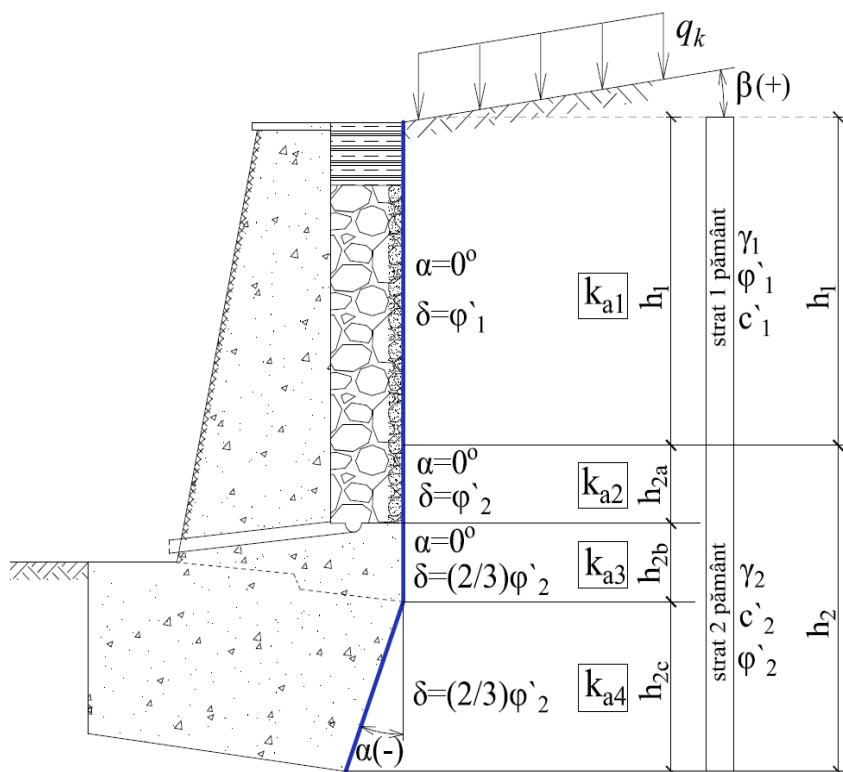


Fig.2.28. Stabilirea coeficienților k_a și a stratelor virtuale pentru calculul împingerii active în T. Coulomb

Coeficientul de împingere activă (k_a) în teoria Coulomb se va determina separat pentru fiecare strat pe care unul dintre unghiurile α , δ și φ' își modifică valoarea (conf. ecuație 2.28). Pe lângă stratele de pământ definite de stratificația geologică, pentru împingerea activă a pământului în teoria Coulomb pot să apară strate suplimentare. Aceste strate virtuale vor fi definite de valoarea coeficientului k_a , conf. Fig.2.28. Pentru fiecare zona cu k_a cu valoare constantă se va

stabili înălțimea aferentă a stratului , respectiv parametrii fizico-mecanici aferenți ai pământului pe stratul respectiv : γ_i , φ_i și c_i . Unghiul β rămâne constant pentru calculul k_a pentru fiecare strat.

Presiunea activă a pământului (p_a) se determină în mod identic cu teoria Rankine.

$$p_a = q_k \cdot k_a + \sum (\gamma_i \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} \quad (2.30)$$

Pentru situația indicată în Fig.2.28 și Fig.2.29 presiunile active se vor determina astfel:

$$\begin{aligned} p_{a1.0} &= q_k \cdot k_{a1} - 2 \cdot c'_1 \cdot \sqrt{k_{a1}} \\ p_{a1.1} &= q_k \cdot k_{a1} + h_1 \cdot \gamma_1 \cdot k_{a1} - 2 \cdot c'_1 \cdot \sqrt{k_{a1}} \\ p_{a2.0} &= q_k \cdot k_{a2} + h_1 \cdot \gamma_1 \cdot k_{a2} - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a2}} \\ p_{a2.1} &= q_k \cdot k_{a2} + (h_1 \cdot \gamma_1 + h_{2a} \cdot \gamma_2) \cdot k_{a2} - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a2}} \\ p_{a3.0} &= q_k \cdot k_{a3} + (h_1 \cdot \gamma_1 + h_{2a} \cdot \gamma_2) \cdot k_{a3} - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a3}} \\ p_{a3.1} &= q_k \cdot k_{a3} + (h_1 \cdot \gamma_1 + h_{2a} \cdot \gamma_2 + h_{2b} \cdot \gamma_2) \cdot k_{a3} - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a3}} \\ p_{a4.0} &= q_k \cdot k_{a4} + (h_1 \cdot \gamma_1 + h_{2a} \cdot \gamma_2 + h_{2b} \cdot \gamma_2) \cdot k_{a4} - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a4}} \\ p_{a4.1} &= q_k \cdot k_{a4} + (h_1 \cdot \gamma_1 + h_{2a} \cdot \gamma_2 + h_{2b} \cdot \gamma_2 + h_{2c} \cdot \gamma_2) \cdot k_{a4} - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a4}} \end{aligned} \quad (2.31)$$

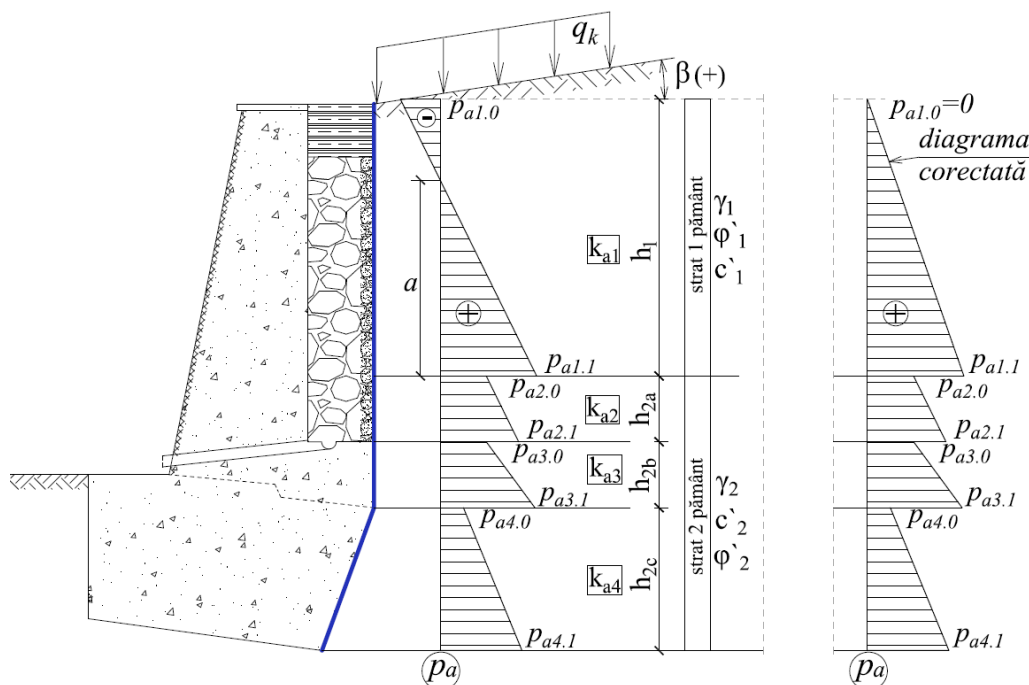


Fig.2.29. Determinarea diagramei de presiuni active asupra unui zid de sprijin în teoria Coulomb (exemplu orientativ)

Atât presiunile active, cât și împingerea activă (rezultanta presiunilor) vor acționa înclinat în raport cu planul orizontal la un unghi de înclinare egal cu suma unghiurilor $\delta + \alpha$. Trebuie menționat faptul că se menține validă convenția de semn aplicată unghiului α (conf. Fig.2.27). În condițiile menținerii convenției de semn aplicată unghiului α , în situația în care valoarea unghiului $\delta + \alpha$ este pozitivă (≥ 0), împingerea activă a pământului (P_{ai}) va acționa înclinat față de planul

orizontal, la nivelul suprafeței pe care se mobilizează conform Fig.2.30. În această situație împingerea activă a pământului P_{ai} va avea două componente : componenta orizontală a împingerii active (P_{aiH}) și componenta verticală a împingerii active (P_{aiV}). Valorile componentelor împingerii active se obțin prin proiecție geometrică după planul orizontal și planul vertical în funcție de unghiul $\delta+\alpha$ astfel:

$$\begin{aligned} P_{aiH} &= P_{ai} \cdot \cos(\delta + \alpha) \\ P_{aiV} &= P_{ai} \cdot \sin(\delta + \alpha) \end{aligned} \quad (2.32)$$

Punctul de acțiune a împingerii se va considera că aparține suprafeței pe care se mobilizează împingerea activă (conf. Fig.2.27) .

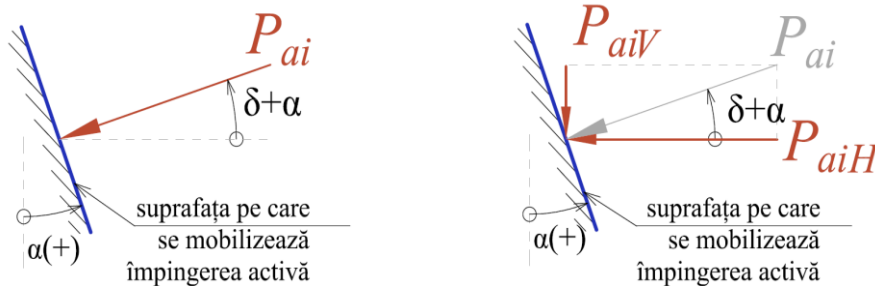


Fig.2.30. Mobilizarea împingerii active a pământului (T. Coulomb), $\delta+\alpha \geq 0$

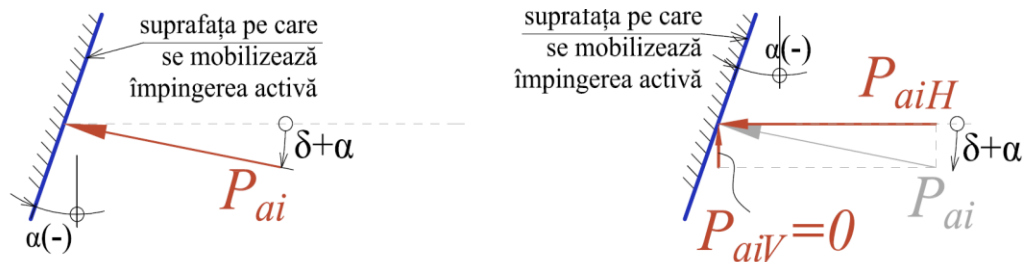


Fig.2.31. Mobilizarea împingerii active a pământului (T. Coulomb), $\delta+\alpha < 0$.

În condițiile menținerii convenției de semn aplicată unghiului α , dacă valoarea unghiului $\delta+\alpha$ este negativă (< 0), împingerea activă a pământului (P_{ai}) va acționa înclinat față de planul orizontal, față de suprafața pe care se mobilizează conform Fig.2.31. Valoarea rezultată P_{aiV} va acționa de jos în sus. Acest fapt indică un fenomen fizic nereal de ridicare a zidului de sprijin datorită acțiunii împingerii active a pământului, și necesită o corecție prin atribuirea valorii 0 proiecției verticale a împingerii active (P_{aiV}), conf. Fig.2.31. Într-o astfel de situație se va considera doar componenta orizontală a împingerii active a pământului (P_{aiH}). Valoarea P_{aiH} se va obține utilizând ecuația 2.32.

Pentru situația exemplificată în Fig.2.32, după determinarea diagramei de presiuni active, se vor determina împingerile active (P_{ai}) ca rezultate ale diagramei de presiuni. Împingerile active acționează înclinat în raport cu planul orizontal cu unghiul $\delta+\alpha$, fiind compuse din 2 componente (componenta orizontală a împingerii active, P_{aiH} și componenta verticală a împingerii active, P_{aiV}). Considerând o diagramă de presiuni active corectată, împingerile active rezultate se vor poziționa conf. Fig.2.32 și se vor determina în felul următor:

$$\begin{aligned}
P_{a1} &= \frac{p_{a1.1} \cdot h_1}{2} \quad [kN / ml] \\
P_{a2} &= p_{a2.0} \cdot h_{2a} \quad [kN / ml] \\
P_{a3} &= \frac{(p_{a2.1} - p_{a2.0}) \cdot h_{2a}}{2} \quad [kN / ml] \\
P_{a4} &= p_{a3.0} \cdot h_{2b} \quad [kN / ml] \\
P_{a5} &= \frac{(p_{a3.1} - p_{a3.0}) \cdot h_{2b}}{2} \quad [kN / ml] \\
P_{a6} &= p_{a4.0} \cdot h_{2c} \quad [kN / ml] \\
P_{a7} &= \frac{(p_{a4.1} - p_{a4.0}) \cdot h_{2c}}{2} \quad [kN / ml]
\end{aligned} \tag{2.33}$$

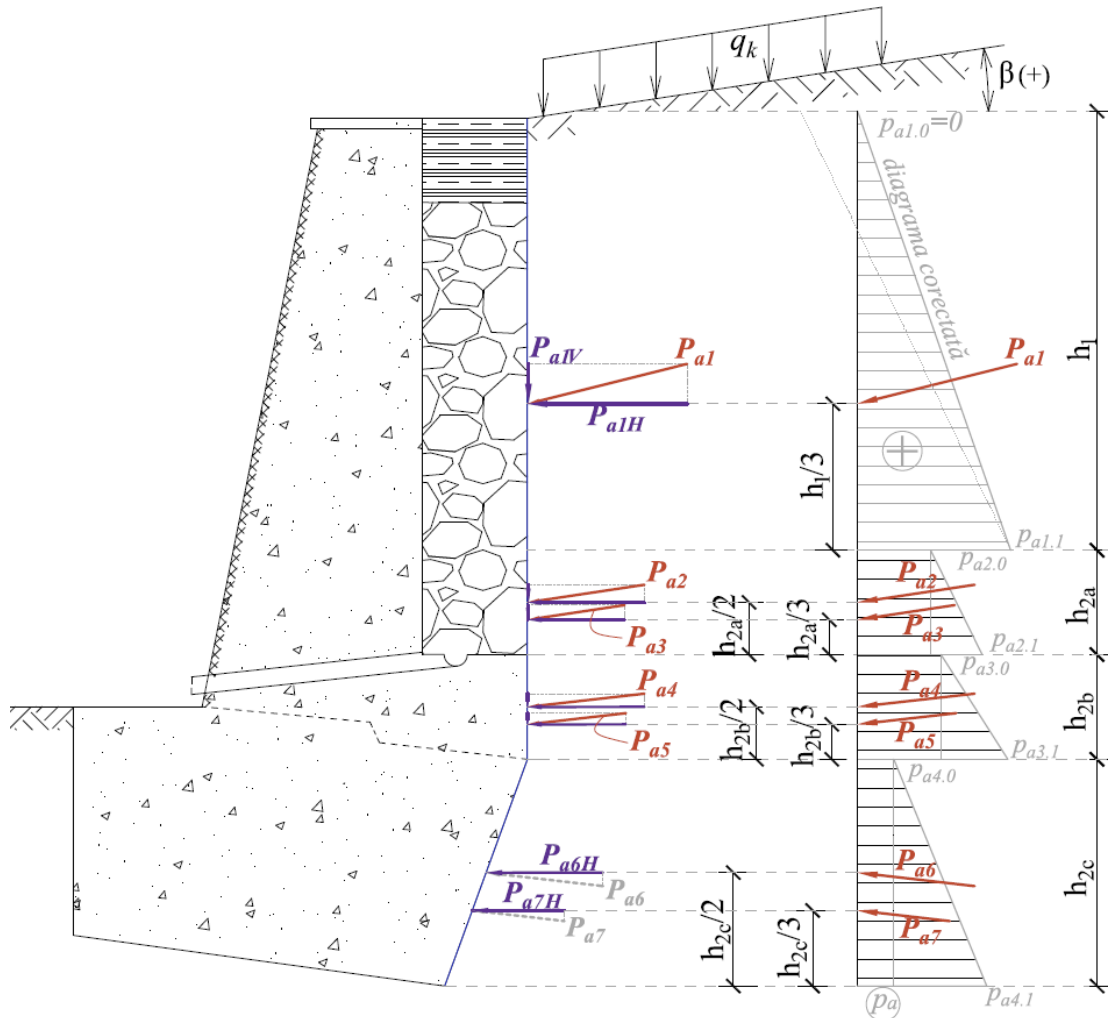


Fig.2.32. Acțiunea împingerii active a pământului asupra zidului de sprijin (teoria Coulomb).

Teoria Coulomb pentru determinarea împingerii active a pământului, constituie o metodă mai exactă de calcul în comparație cu teoria Rankine, întrucât se ia în considerare efectul

înclinării suprafeței masivului de pământ sprijinit în raport cu planul orizontal (unghiul β), înclinarea suprafeței pe care se mobilizează împingerea activă a pământului în raport cu planul vertical (unghiul α), frecarea de material la nivelul suprafeței pe care se mobilizează împingerea activă (unghiul δ), respectiv parametrii de rezistență ai terenului sprijin (φ' și c'). Acțiunea împingerii active este înclinată în raport cu planul orizontal, și reflectă astfel mai exact comportamentul real. În teoria Coulomb există anumite situații neacoperite prin formularea matematică. O astfel de situație este întâlnită atunci când valoarea unghiului β este mai mare decât valoarea φ' (masiv de pământ coeziv). În aceste situații, conform ecuației 2.28, valoarea coeficientului de împingere activă (k_a) implică determinarea rădăcinii pătrate a unui număr negativ, rezultând k_a un număr complex. Acest aspect, scoate practic din uz teoria Coulomb pentru o astfel de situație.

Pe lângă împingerea activă a pământului, zidul de sprijin poate să mai fie încărcat cu acțiuni orizontale datorate efectului suprasarcinilor locale aplicate la suprafața terenului. Aceste suprasarcini se pot lua în considerare ca și forță liniar distribuită / suprasarcină liniar distribuită paralelă cu zidul de sprijin, suprasarcină liniar distribuită perpendiculară pe zidului de sprijin, suprasarcină uniform distribuită local, suprasarcină concentrată (forță concentrată) sau suprasarcină uniform distribuită. Modul prin care aceste suprasarcini locale aplicate la nivelul terenului generează presiuni orizontale asupra zidului de sprijin este explicat în normativul NP 124:2010.

2.5 VERIFICĂRILE SLU ALE ZIDULUI DE SPRIJIN

Verificările SLU ale zidului de sprijin fac parte din procesul de dimensionare. Dimensionarea are drept scop asigurarea respectării condițiilor de rezistență și de stabilitate ale zidului de sprijin. În condițiile reale, problema mecanică a unui zid de sprijin, este o problema complexă ce implică interacțiunea multiplă între zidul de sprijin, masivul sprijinit și terenul de fundare. În vederea simplificării acestei situații, problema s-a divizat în fenomene mai simple care compun într-o oarecare măsură comportarea unitară generală a zidului de sprijin. Astfel, dimensionarea zidului de sprijin este compusă din mai multe verificări. Fiecare verificarea urmărește investigarea unei modalități de cedare a zidului de sprijin fiind formulate în concordanță cu stările limită ultime (SLU) asociate structurilor geotehnice, conform principiilor indicate în SR EN 1997-1 .

Dimensionarea zidului de sprijin constă în realizarea verificărilor:

- Verificarea la lunecare (SLU GEO)
- Verificarea la capacitate portantă (SLU GEO)
- Verificarea la răsturnare (SLU EQU)
- Verificarea la secțiuni periculoase (SLU STR)

Adițional, pentru zidurile de sprijin se mai recomandă realizarea verificării la stabilitate locală și generală (SLU GEO) în vederea evitării declanșării unui fenomen de instabilitate local sau global (alunecare de teren).

Trebuie menționat faptul că toate verificările trebuie să fie satisfăcute simultan pentru o configurație unică a zidului de sprijin. În condițiile în care o verificare nu este satisfăcută, este necesară modificarea geometriei zidului de sprijin și reluarea tuturor verificărilor.

Întrucât zidurile de sprijin sunt lucrări liniare, verificările se pot realiza pe secțiunea transversală maxim defavorabilă (din punct de vedere al condițiilor geometrice și al condițiilor geotehnice). Astfel, în cadrul verificărilor se va considera o lungime a zidului de sprijin de 1.00 m ($L=1.00\text{ m}$).

În cazul verificărilor SLU aferente situațiilor de lungă durată fără considerarea acțiunii seismului, parametri fizico-mecanici ai terenului se vor considera parametrii aferenți unei situații drenate a terenului. Astfel, se vor utiliza parametrii de forfecare obținuți în urma unor încercări de tip CD (condiții consolidate drenate). În cazul verificărilor SLU cu considerarea acțiunii seismului, se vor lua în considerare parametrii fizico-mecanici ai terenului de tip CU (condiții consolidate nedrenate) conform SREN 1998-1. În această situație, împingerea activă a pământului se va determina în condiții seismice, coeficientul de împingerea activă în condiții seismice fiind evaluat cu metoda Mononobe-Okabe (bazată pe teoria Coulomb) conform specificațiilor normativului NP 124:2010.

2.5.1 Verificarea la Lunecare

Verificarea la lunecare este o verificare aferentă stării limite ultime de tip GEO, fiind o abordare a metodei echilibrului limită general aplicabilă în domeniu ingineriei geotehnice. Verificarea implică considerarea zidului de sprijin cu toate elemente componente ca un corp solid rigid, rezemat pe un plan de lunecare definit de unghiul ε , conf. Fig.2.33. Toate încărcările ce acționează asupra zidului de sprijin se vor reduce la nivelul planului de alunecare fiind descompuse după acest plan. Verificarea implică echilibrul forțelor și constă în compararea forței destabilizatoare care generează lunecarea (H'_d) cu rezistența la lunecare (R_{dh}) conf. Fig.2.33 .

$$R_{dh} \geq H'_d \quad (2.34)$$

Cedarea la lunecare a unui zid de sprijin, implică o translație a zidului sub efectul acțiunilor date de masivul de pământ sprijinit, după direcția planului de lunecare, conf. Fig.2.33.

În ceea ce privește efectul acțiunilor asupra verificării la lunecare, se consideră că greutatea proprie are un efect favorabil (stabilizator), respectiv împingerea activă a pământului are un efect nefavorabil (destabilizator).

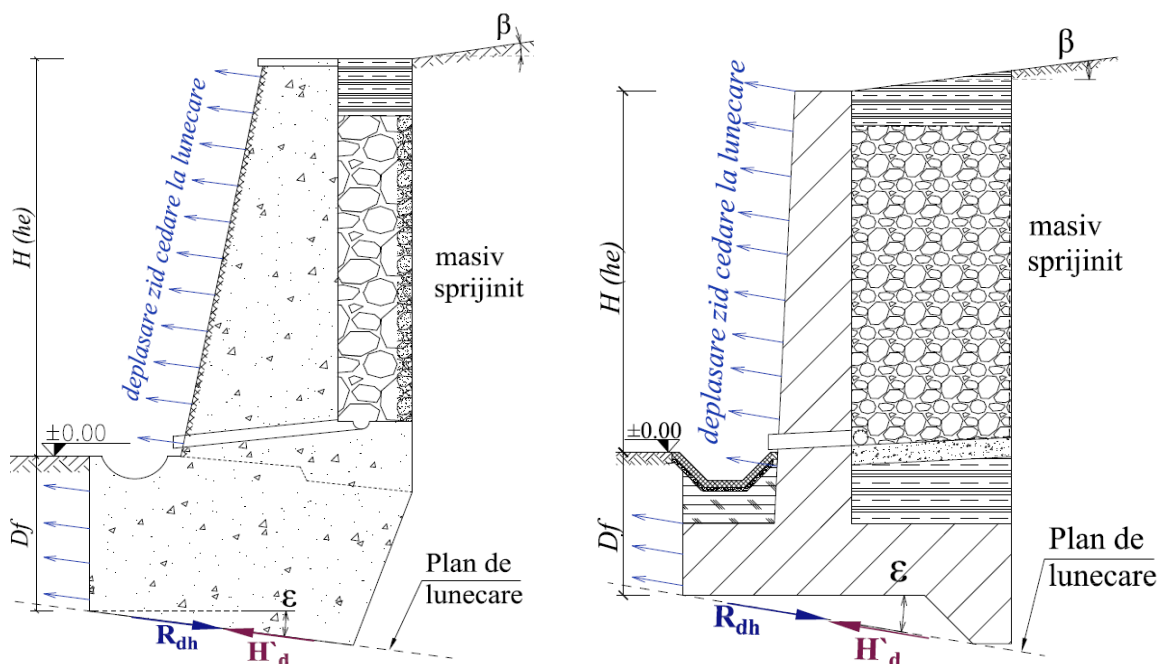


Fig.2.33. Principiul verificării la lunecare (zid de sprijin din beton simplu și din beton armat)

Primul pas constă în stabilirea coeficienților parțiali de siguranță (conform cazului de proiectare) și a parametrilor geotehnici de calcul.

Alegerea coeficienților parțiali de siguranță pentru acțiuni, parametrii geotehnici (de material) și pentru rezistențe se face în funcție de abordarea de calcul în care se face verificarea aferentă stării limită ultime de tip GEO, conform indicațiilor din SREN 1997-1 și a anexelor naționale aferente.

Pentru acțiuni

- γ_{Gf} : coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile
- γ_{Gn} : coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile
- γ_{Qf} : coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare (tranzitorii) favorabile
- γ_{Qn} : coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare (tranzitorii) nefavorabile

Pentru parametrii geotehnici (de material)

- $\gamma_{\phi'}$: coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului
- $\gamma_{c'}$: coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului
- γ_{cu} : coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului
- γ_{γ} : coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului

Pentru rezistențe

- γ_{Rh} : coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la lunecare

După stabilirea valorilor coeficienților parțiali de siguranță, se vor determina valorilor de calcul (valori de proiectare) a parametrilor geotehnici pentru toate stratele de pământ care intră în contact cu zidul de sprijin. Valoarea de calcul a unghiului de frecare internă efectivă a

pământului din stratul de pământ i ($\varphi_{d,i}$), se va determina în funcție de valoarea caracteristică a unghiului de frecare internă efectivă a pământului din stratul de pământ i , ($\varphi_{k,i}$) astfel:

$$\varphi'_{d,i} = \arctg \left[\frac{tg(\varphi'_{k,i})}{\gamma_{\varphi'}} \right] \quad (2.35)$$

Valoarea de calcul a coeziunii efective a pământului din stratul de pământ i , ($c_{d,i}$) se va determina în funcție de valoarea caracteristică a coeziunii efective a pământului din stratul de pământ i , ($c_{k,i}$) astfel:

$$c'_{d,i} = \frac{c'_{k,i}}{\gamma_{c'}} \quad (2.36)$$

Valoarea de calcul a greutatei volumice a pământului din stratul de pământ i , ($\gamma_{d,i}$) se va determina în funcție de valoarea caracteristică a greutatei volumice a pământului din stratul de pământ i , ($\gamma_{k,i}$) astfel:

$$\gamma_{d,i} = \frac{\gamma_{k,i}}{\gamma_{\gamma}} \quad (2.37)$$

Calculul împingerii active a pământului se va realiza în funcție de parametrii geotehnici cu valoarea de calcul pentru fiecare strat ($\gamma_{d,i}$, $\varphi_{d,i}$, $c_{d,i}$), iar determinarea presiunii active se va face cu aplicarea coeficienților parțiali de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile (γ_{Gn}), respectiv pentru acțiuni temporare nefavorabile (γ_{Qn}). Presiunea activă va avea următoarea formulă generală de calcul:

$$p_a = \gamma_{Q,n} \cdot q_k \cdot k_a + \gamma_{G,n} \cdot \left[\sum (\gamma_{di} \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c'_d \cdot \sqrt{k_a} \right] \quad (2.38)$$

Determinarea coeficientului de împingere activă (k_a) se va face de asemenea în funcție de parametrii geotehnici cu valoarea de calcul astfel :

- T. Rankine:

$$k_a = \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'_d}{2} \right) \quad (2.39)$$

- T. Coulomb:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi'_d - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.40)$$

După evaluarea încărcărilor sistemului de forțe se va reduce în centrul de greutate al tălpii fundației (mijlocul lățimii tălpii fundației). Toate forțele ce acționează asupra zidului de sprijin (împingerea activă și greutatea proprie) se vor reduce în punctul ce corespunde mijlocului tălpii fundației.

În cadrul verificării la lunecare sistemul de forțe ce acționează asupra zidului de sprijin se va reduce la mijlocul tălpii fundației prin intermediul a două forțe generale :

- V_d : forța verticală totală redusă la centrul de greutate al tălpii fundației
- H_d : forța orizontală totală redusă la centrul de greutate al tălpii fundației

$$\begin{aligned} V_d &= \sum F_v \\ H_d &= \sum F_h \end{aligned} \quad (2.41)$$

Forța verticală totală redusă la mijlocul tălpii fundației (V_d) reprezintă suma tuturor forțelor verticale ce acționează asupra zidului de sprijin și asupra elementelor componente a căror schemă de descărcare gravitațională are ca și bază talpa fundației zidului de sprijin. Forța orizontală totală redusă la mijlocul tălpii fundației (H_d) reprezintă suma tuturor forțelor orizontale ce acționează asupra zidului de sprijin conf. Fig.2.34, Fig.2.35 și în Fig.2.36.

În situația în care împingerea activă a pământului se evaluează în Teoria Coulomb, forța V_d se va determina ca suma greutateilor proprii ale elementelor zidului de sprijin plus suma componentelor verticale ale împingerii active a pământului ($\sum P_{aiV}$) pentru o lungime a zidului de 1.00 m. Întrucât greutatea proprie are un efect stabilizator (favorabil) această acțiune va fi afectată de coeficientul parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile, $\gamma_{G,f}$.

Forța H_d se va determina ca și suma componentelor orizontale ale împingerii active a pământului ($\sum P_{aiH}$) pentru o lungime a zidului de 1.00 m.

$$\begin{aligned} V_d &= \sum F_v = \gamma_{G,f} (\sum G_i) + (\sum P_{aiV}) \cdot 1.00m \\ H_d &= \sum F_h = (\sum P_{aiH}) \cdot 1.00m \end{aligned} \quad (2.42)$$

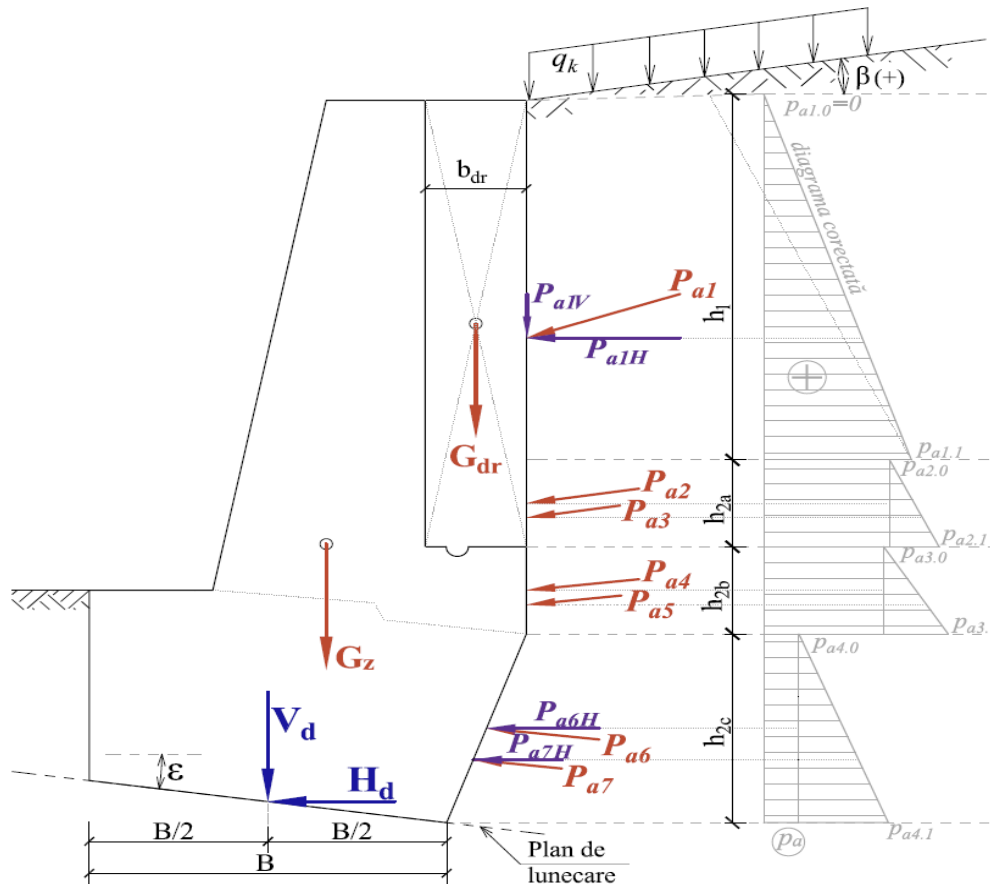


Fig.2.34. Reducerea sistemului de forțe la mijlocul tălpii fundației (zid din beton simplu, împingerea activă evaluată în T. Coulomb)

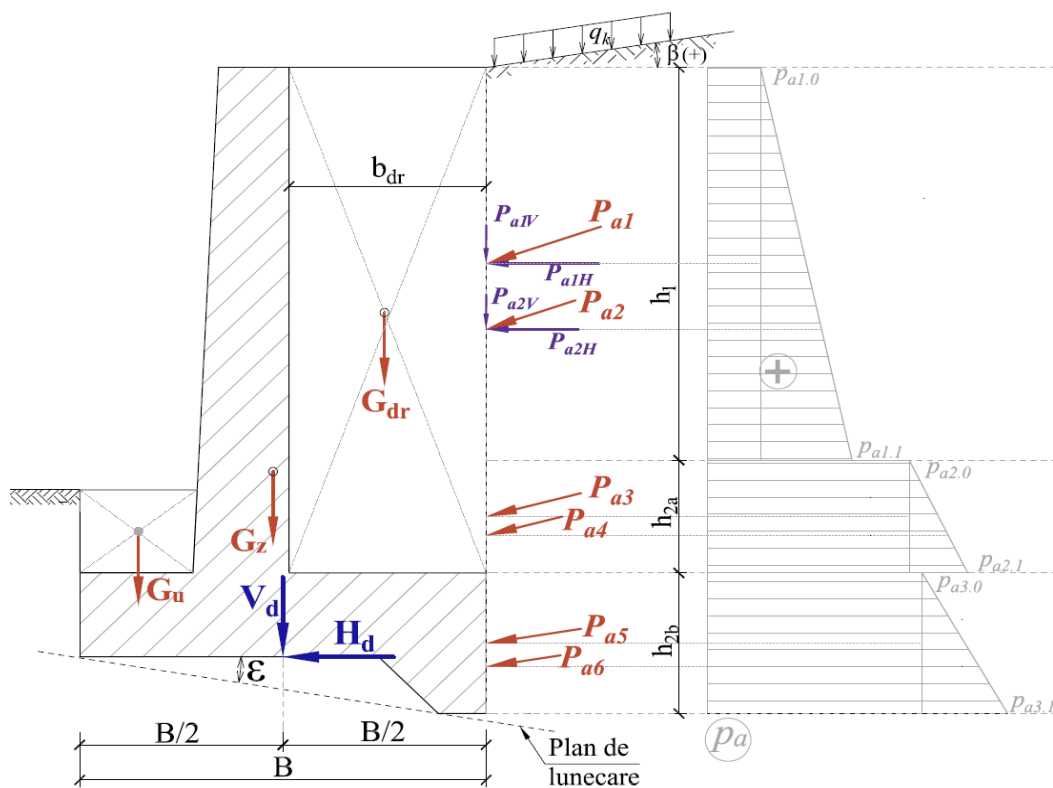


Fig.2.35. Reducerea sistemului de forțe la mijlocul tălpii fundației (zid din beton armat, împingerea activă evaluată în T. Coulomb)

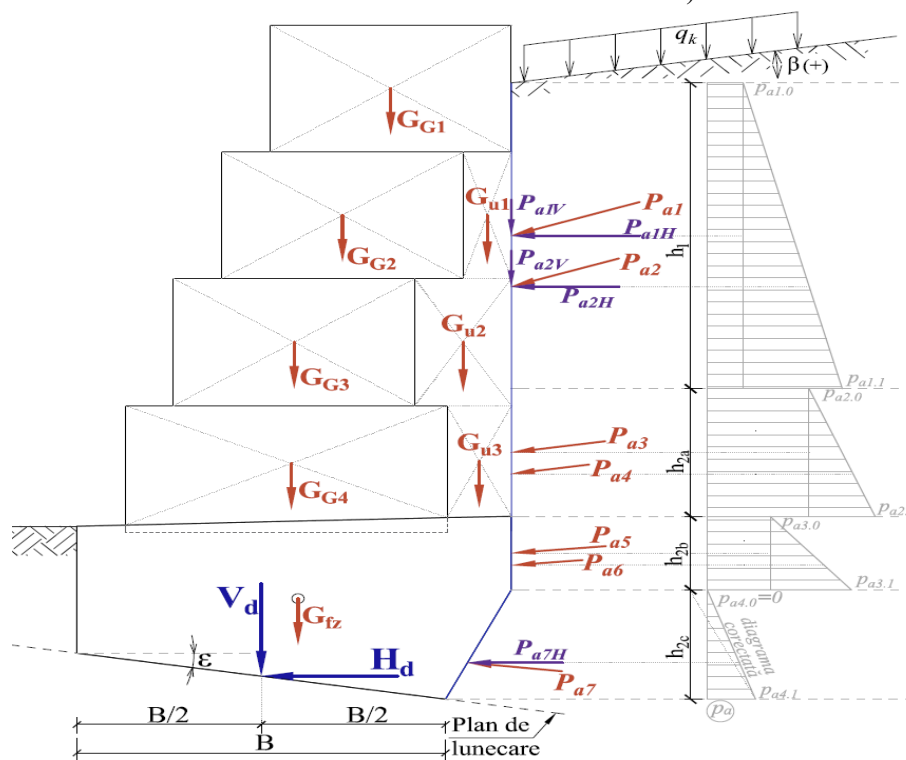


Fig.2.36. Reducerea sistemului de forțe la mijlocul tălpii fundației (zid din gabioane, împingerea activă evaluată în T. Coulomb)

Determinarea forțelor V_d și H_d se poate face într-o abordare acoperitoare, prin ignorarea zonelor cu semn negativ ale diagramei de presiuni active și aplicarea unei corecții ale diagramelor presiunilor active atunci când este cazul (Fig.2.34 și Fig.2.36).

În Fig.2.34 este prezentată situația aferentă zidurilor de sprijin din beton simplu sau zidărie de piatră cu utilizarea teoriei Coulomb pentru calculul împingerii active. În Fig.2.35 este prezentată o situație posibilă pentru un zid de sprijin din beton armat, iar în Fig.2.36 este prezentată o situație posibilă pentru un zid de sprijin din gabioane.

În situația în care împingerea activă a pământului se evaluează în Teoria Rankine, forța V_d se va determina ca suma greutateilor proprii ale zidului de sprijin și a elementelor componente, respectiv forța H_d se va determina ca suma împingerilor active ($\sum P_{ai}$) pentru o lungime a zidului de 1.00 m. Aceste aspecte rezultă din faptul că în teoria Rankine, împingerea activă acționează în plan orizontal, conducând la următoarele relații generale de calcul pentru V_d și H_d :

$$\begin{aligned} V_d &= \sum F_v = \gamma_{G.f} (\sum G_i) \\ H_d &= \sum F_h = (\sum P_{ai}) \cdot 1.00m \end{aligned} \quad (2.43)$$

În Fig.2.34 este prezentată situația aferentă zidurilor de sprijin din beton simplu sau zidărie de piatră cu utilizarea teoriei Coulomb pentru calculul împingerii active.

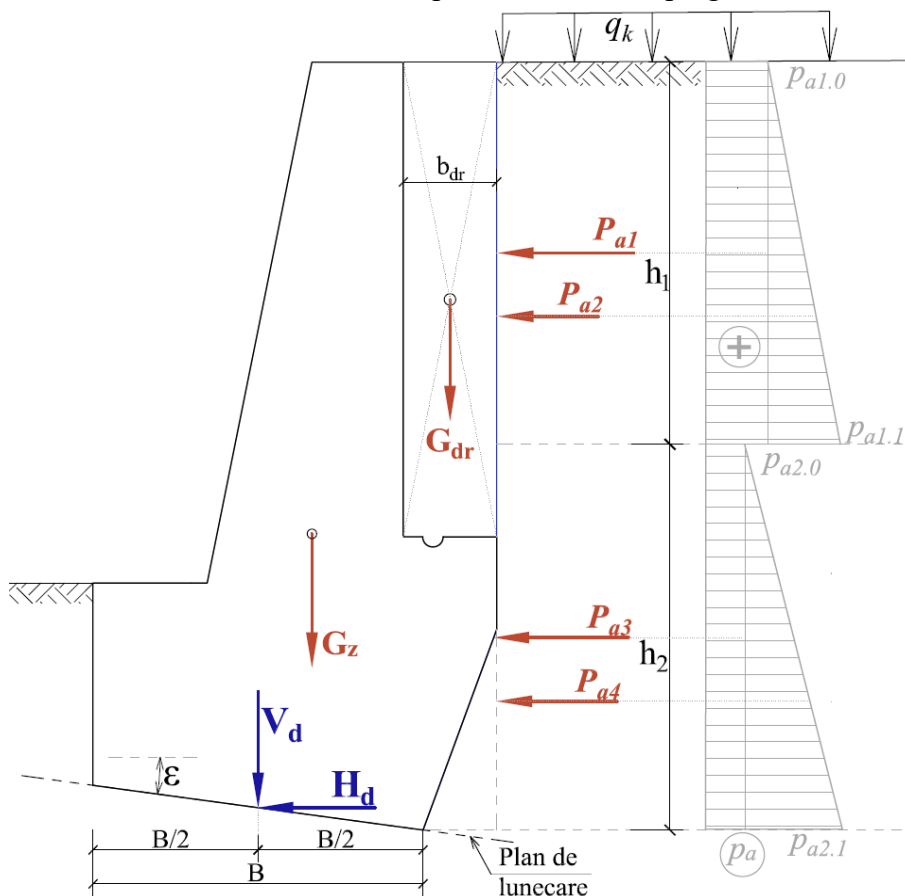


Fig.2.37. Reducerea sistemului de forțe la mijlocul tălpii fundației (zid din beton simplu, împingerea activă evaluată în T. Rankine)

Următoarea etapă constă în proiecția forțelor după planul de lunecare și realizarea verificării la lunecare. Forțele reduse la mijlocul tălpii fundației (V_d și H_d) se vor proiecta după direcția planului de lunecare (încălinat cu unghiul ε față de orizontală), conf. Fig.2.38 și Fig.2.39. Din proiecțiile forțelor V_d și H_d după direcția planului de lunecare și după direcția normală (perpendiculară) pe acest plan vor rezulta 2 forțe:

- V'_d – forța normală (perpendiculară) pe planul de lunecare
- H'_d – forța orientată după direcția planului de lunecare.

Forțele V'_d și H'_d se vor obține prin însumarea proiecțiilor normale și tangențiale ale forțelor V_d și H_d după orientarea planului de lunecare:

$$\begin{aligned} V'_d &= V_d \cdot \cos(\varepsilon) + H_d \sin(\varepsilon) \\ H'_d &= H_d \cdot \cos(\varepsilon) - V_d \sin(\varepsilon) \end{aligned} \quad (2.44)$$

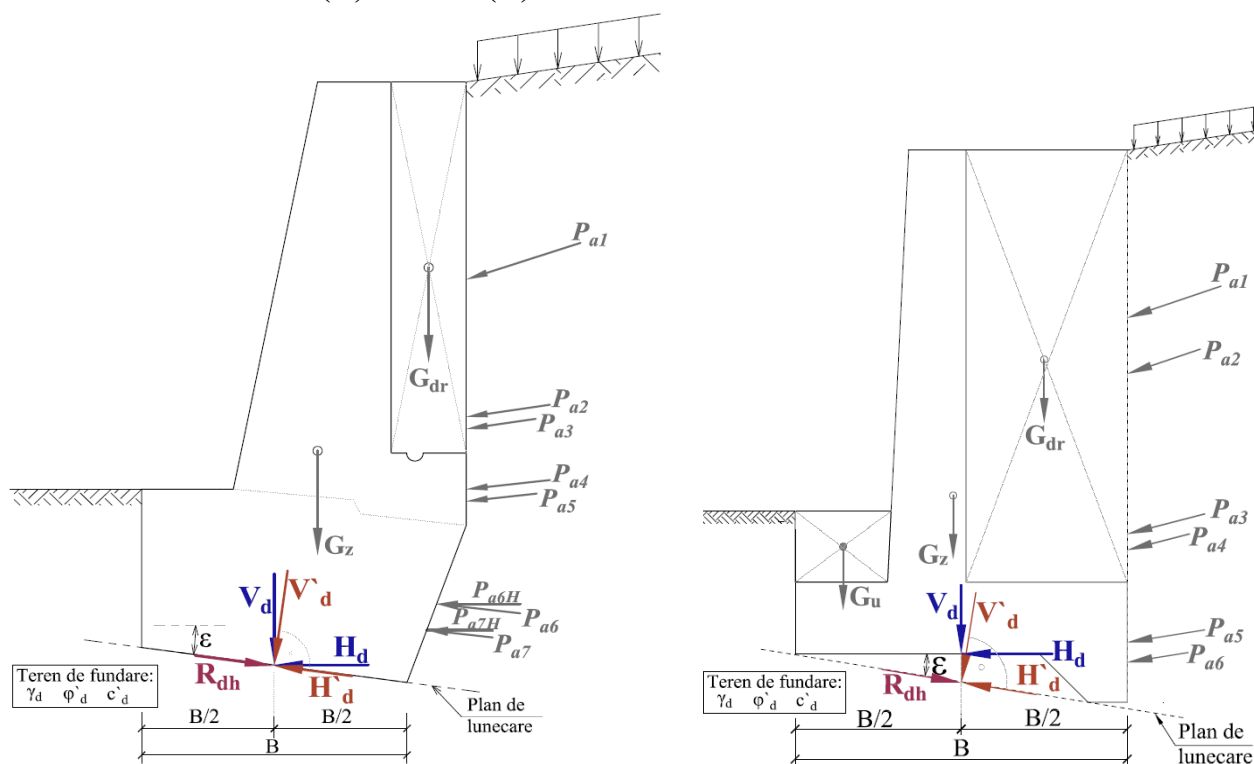


Fig.2.38. Proiecția forțelor reduse la centrul fundației după planul de lunecare (zid de sprijin din beton simplu/zidărie de piatră și din beton armat)

În Fig.2.38 și Fig.2.39 se prezintă schema de acțiune a forțelor reduse la mijlocul tălpii fundației (V_d și H_d) și a proiecțiilor rezultate a acestor forțe în raport cu orientarea planului de lunecare definit de unghiul ε , (V'_d și H'_d). Forța H'_d reprezintă forța care generează lunecarea zidului de sprijin. Această forță care generează lunecarea acționează după orientarea planului de lunecare și va acționa în mod natural în aceeași sens cu împingerea activă a pământului.

În situația în care forța H'_d este negativă (conform ecuației 2.44), sensul de acțiune a forței H'_d va fi spre masivul de pământ sprijinit. În această situație, se va atribui forțat o valoare nulă a forței H'_d ($H'_d=0$). În acest caz, verificarea la lunecare se consideră satisfăcută implicit.

Întâlnirea unei astfel de situații, este posibilă dacă zidul de sprijin este puternic supradimensionat și în cadrul masivul de pământ sprijinit sunt terenuri cu parametrii fizico-mecanici superiori.

Rezistența la lunecare (R_{dh}) se mobilizează la nivelul planului de lunecare și se va opune forței H'_d .

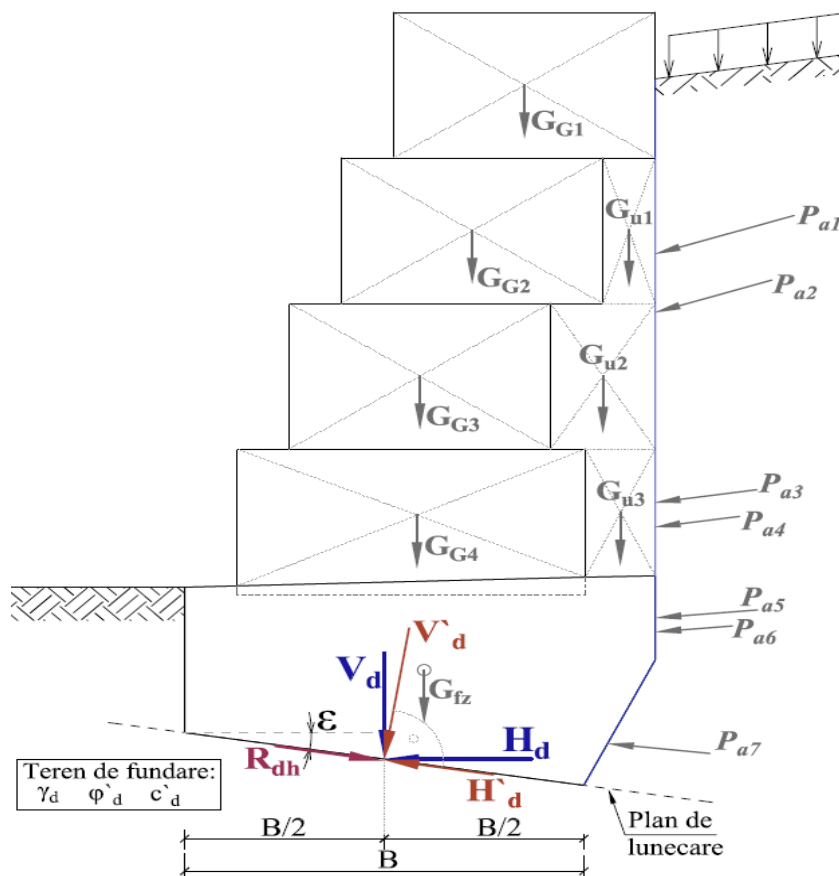


Fig.2.39. Proiecția forțelor reduse la centrul fundație după planul de lunecare (zid de sprijin din gabioane)

În condiții drenate, rezistența la lunecare (R_{dh}) se poate evalua ca o forță de frecare, ignorându-se efectul coeziunii efective a terenului de fundare (c') :

$$R_{dh} = \frac{V'_d \cdot \mu}{\gamma_{Rh}} = \frac{V'_d \cdot \tan(\delta_d)}{\gamma_{Rh}} \quad (2.45)$$

Unde: V'_d forța normală ce acționează pe planul de lunecare, μ este coeficientul de frecare la nivelul planului de lunecare, γ_{Rh} reprezintă valoarea coeficientului parțial de siguranță aplicat rezistenței la lunecare (conform abordării de calcul SLU GEO), iar δ_d reprezintă valoarea de calcul a unghiului de frecare la nivelul planului de lunecare.

Valoarea unghiului δ_d se stabilește în funcție de valoarea de calcul a unghiului efectiv de frecare internă în stare critică a terenului de fundare, φ'_d și în funcție de natura materialelor care flanchează planul de lunecare de sub talpa fundației zidului de sprijin (tipul de contact la nivelul planului de lunecare).

În situația în care, planul de alunecare se mobilizează prin terenul de fundare, (contact pământ-pământ), valoarea δ_d este egală cu valoarea unghiului φ'_d . În cazul în care planul de alunecare definește o suprafață între terenul de fundare și fundația zidului de sprijin, (contact beton-pământ), în situația în care betonul este turnat pe loc valoarea δ_d este egală cu valoarea unghiului φ'_d , iar dacă betonul este prefabricat cu suprafețe lise valoarea δ_d este egală cu $2/3 \cdot \varphi'_d$.

$$\delta_d = \begin{cases} \varphi'_d \rightarrow \text{contact pământ} - \text{pământ} \\ \varphi'_d \rightarrow \text{contact pământ} - \text{beton (monolit)} \\ (2/3) \cdot \varphi'_d \rightarrow \text{contact pământ} - \text{beton (prefabricat lis)} \end{cases} \quad (2.46)$$

În cazul în care verificarea la alunecare nu este satisfăcută se pot adopta următoarele măsuri: creșterea valorii unghiului ε (dar nu mai mare de 13°) și/sau creșterea greutateii proprii a zidului de sprijin (mărirea dimensiunilor secțiunii transversale). Indiferent de măsurile adoptate calculul se va relua de la evaluarea încărcărilor.

O proiectare eficientă din punct de vedere economic trebuie totuși să admită ca diferența dintre R_{dh} și H'_d să nu fie foarte mare. În acest sens se poate admite ca diferențele să nu depășească (20...35)% pentru a se conferi un caracter economic zidului de sprijin la nivel de proiect.

2.5.2 Verificarea la Capacitate Portantă

Verificarea la capacitate portantă este o verificare aferentă stării limite ultime de tip GEO, fiind o abordare a metodei echilibrului limită general aplicabilă în ingineria geotehnică. Verificarea implică abordarea zidului de sprijin cu toate elemente componente ca un corp solid rigid, rezemat pe un mediu deformabil la nivelul căruia se aplică un set de condiții sub forma presiunilor de contact. Efectul tuturor forțelor ce acționează asupra zidului de sprijin se va reduce la nivelul tălpii fundației printr-o presiune verticală aplicată terenului de fundare. Verificarea implică compararea presiunii verticale transmise de zid terenului de fundare ($p_{eff} = V_d/A'$) cu valoarea presiunii maxime suportate de terenul de fundare (presiunea admisibilă, p_{adm} , sau capacitatea portantă a terenului, R_d/A').

$$p_{eff} \leq p_{adm} \quad (2.47)$$

Valoarea limită a presiunii ce poate fi transmisă terenului la nivelul tălpii fundației zidului de sprijin are ca și echivalent fizic valoarea maximă suportată de teren înainte de cedarea la capacitate portantă prin refulare laterală. Refularea laterală a terenului de fundare de sub talpa zidului de sprijin se realizează prin cedarea la forfecare a terenului și refularea prismului de pământ de minimă rezistență, indicat prin adâncimea de fundare (D_f). Cedarea la capacitate portantă a unui zid de sprijin, implică o deplasare a zidului de sprijin sub efectul acțiunilor date de masivul de pământ sprijinit, după direcția verticală (de sus în jos) conf. Fig.2.40, putând fi asimilată cu un fenomen de "scufundare" a zidului de sprijin.

În ceea ce privește verificarea la capacitate portantă, atât greutatea proprie cât și împingerea activă a pământului reprezintă acțiuni cu efect nefavorabil (destabilizator).

După evaluarea încărcărilor se trece la reducerea sistemului de forțe la centrul de greutate al tălpii fundației. Toate forțele ce acționează asupra zidului de sprijin (împingerea activă și greutatea proprie) se vor reduce în mijlocul tălpii fundației.

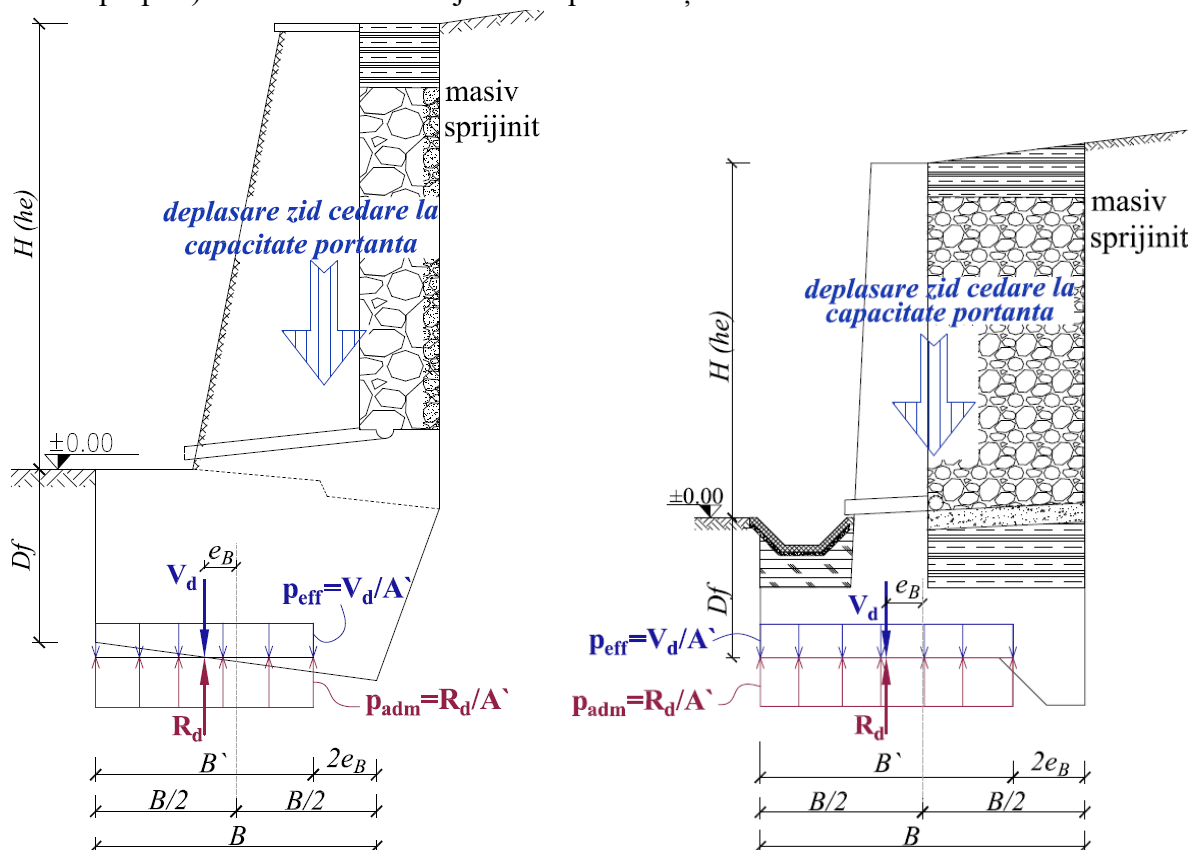


Fig.2.40.Principiul verificării la capacitate portantă (zid de sprijin din beton simplu și din beton armat)

În cadrul verificării la capacitate portantă, sistemul de forțe ce acționează asupra zidului de sprijin se va reduce la mijlocul tălpii fundației prin intermediul a două forțe generale și a unui moment încovoietor:

- V_d : forța verticală totală redusă în centrul de greutate al tălpii fundației
- H_d : forța orizontală totală redusă în centrul de greutate al tălpii fundației
- M_d : momentul încovoietor ca efect al tuturor forțelor, determinat în centrul de greutate al tălpii fundației

În situația în care împingerea activă a pământului se evaluează în Teoria Coulomb, forța V_d se va determina ca suma greutateilor proprii ale zidului de sprijin și a elementelor componente plus suma componentelor verticale ale împingerii active a pământului ($\sum P_{aiV}$) pentru o lungime a zidului de 1.00 m.

Urmând aceeași judecată forța H_d se va determina ca și suma componentelor orizontale ale împingerii active a pământului ($\sum P_{aiH}$) pentru o lungime a zidului de 1.00 m.

Momentul încovoietor redus la mijlocul tălpii fundației (M_d) reprezintă efectul tuturor forțelor aplicate zidului de sprijin în raport cu punctul de referință (centrul de greutate al tălpii fundației). În principiu se admite (în mod convențional) ca semnul pozitiv al momentului M_d să

coincide cu sensul de rotire generat de împingerea activă a masivului de pământ sprijinit. Momentul încovoietor, M_d , se poate determina ca fiind compus din suma momentelor generate de toate forțele aplicate pe zidul de sprijin (greutăți proprii, componentele orizontale a împingerii active, componentele verticale a împingerii active a pământului) ținându-se seama de convenția de semn. Toate aceste momente se vor determina în principiu ca produsul dintre forță și brațul forței respective, definit ca distanța de la punctul de aplicare a forței și punctul în care se calculează momentul (mijlocul tălpii fundației). În mod similar cu V_d și H_d , momentul încovoietor M_d se va determina pentru o lungime a zidului de 1.00 m.

$$\begin{aligned} V_d &= \sum F_v = \gamma_{G,n} \left(\sum G_i \right) + \left(\sum P_{aiV} \right) \cdot 1.00m \\ H_d &= \sum F_h = \left(\sum P_{aiH} \right) \cdot 1.00m \\ M_d &= \sum (P_{aiH} \cdot y_{Pai}) \cdot 1.00m - \sum (P_{aiV} \cdot x_{Pai}) \cdot 1.00m \pm \gamma_{G,n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) \end{aligned} \quad (2.48)$$

Unde $\gamma_{G,n}$ reprezintă coeficientul parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile (cu efect destabilizator). Termenii y_{Pai} reprezintă brațele componentelor orizontale ale împingerii active a pământului (distanța pe verticală de la centrul fundației la punctul de aplicare a forței P_{aiH}). Termenii x_{Pai} reprezintă brațele componentelor verticale ale împingerii active a pământului (distanța pe orizontală de la centrul fundației la punctul de aplicare a forței P_{aiV}). Termenii x_{Gi} reprezintă brațele greutateilor proprii (distanța pe orizontală de la centrul fundației la punctul de aplicare a forței G_i).

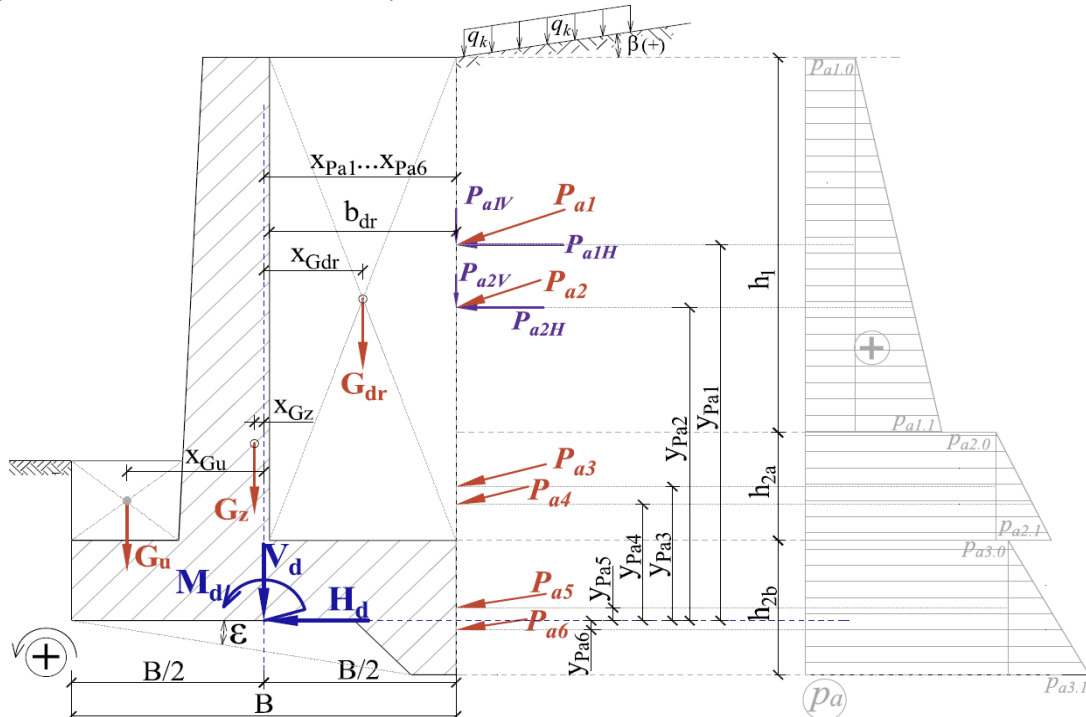


Fig.2.41. Reducerea forțelor la mijlocul tălpii fundației – verificare capacitate portantă la zid de sprijin din b.a. (T. Coulomb)

O exemplificare a reducerii sistemului de forțe la mijlocul tălpii fundației în cadrul verificării la capacitate portantă este prezentată în Fig.2.41, Fig.2.42 și Fig.2.43.

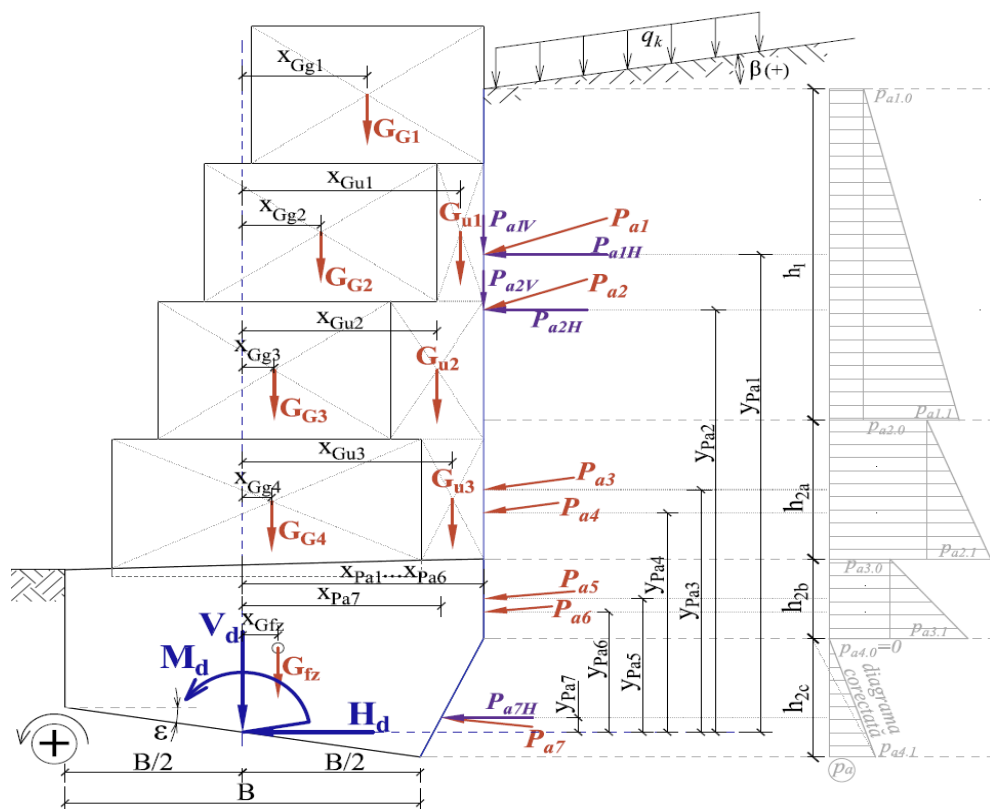


Fig.2.42. Reducerea forțelor la mijlocul tălpii fundației – verificare capacitate portantă la zid de sprijin din gabioane (T. Coulomb)

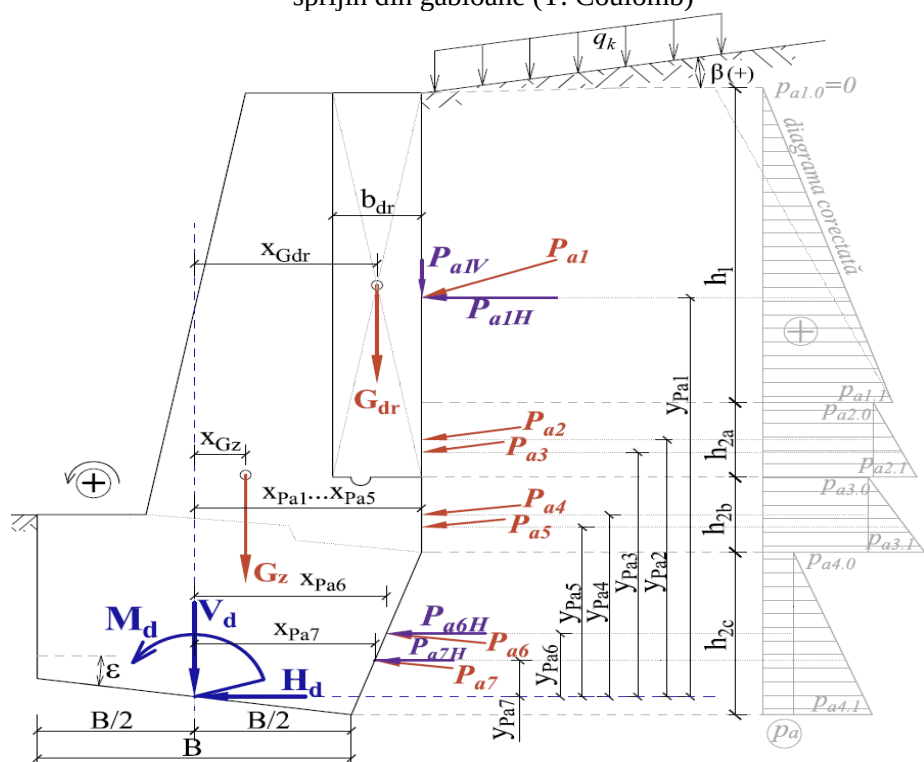


Fig.2.43. Reducerea forțelor la mijlocul tălpii fundației – verificare capacitate portantă la zid de sprijin din beton simplu (T. Coulomb)

În cazul în care împingerea activă a pământului se evaluează în Teoria Rankine, forța V_d se va determina ca suma greutateților proprii ale zidului de sprijin, iar forța H_d se va determina ca și suma împingerilor active ale pământului ($\sum P_{ai}$) pentru o lungime a zidului de 1.00 m.

Momentul încovoietor, M_d , se determină ca fiind compus din suma momentelor generate de toate forțele aplicate pe zidul de sprijin (greutăți proprii și împingerile active ale pământului) ținându-se seama de convenția de semn. Toate aceste momente se vor determina ca produsul dintre forță și brațul forței respective, definit ca distanța de la punctul de aplicare a forței la punctul în care se calculează momentul (mijlocul tălpii fundației). În mod similar cu V_d și H_d , momentul încovoietor M_d se va determina pentru o lungime a zidului de 1.00 m.

$$\begin{aligned} V_d &= \sum F_v = \gamma_{G.n} (\sum G_i) \\ H_d &= \sum F_h = (\sum P_{ai}) \cdot 1.00m \\ M_d &= \sum (P_{ai} \cdot y_{pai}) \cdot 1.00m - \gamma_{G.n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) \end{aligned} \quad (2.49)$$

O exemplificare a reducerii sistemului de forțe la mijlocul tălpii fundației în cadrul verificării la capacitate portantă pentru situația folosirii teoriei Rankine este prezentată în Fig.2.44.

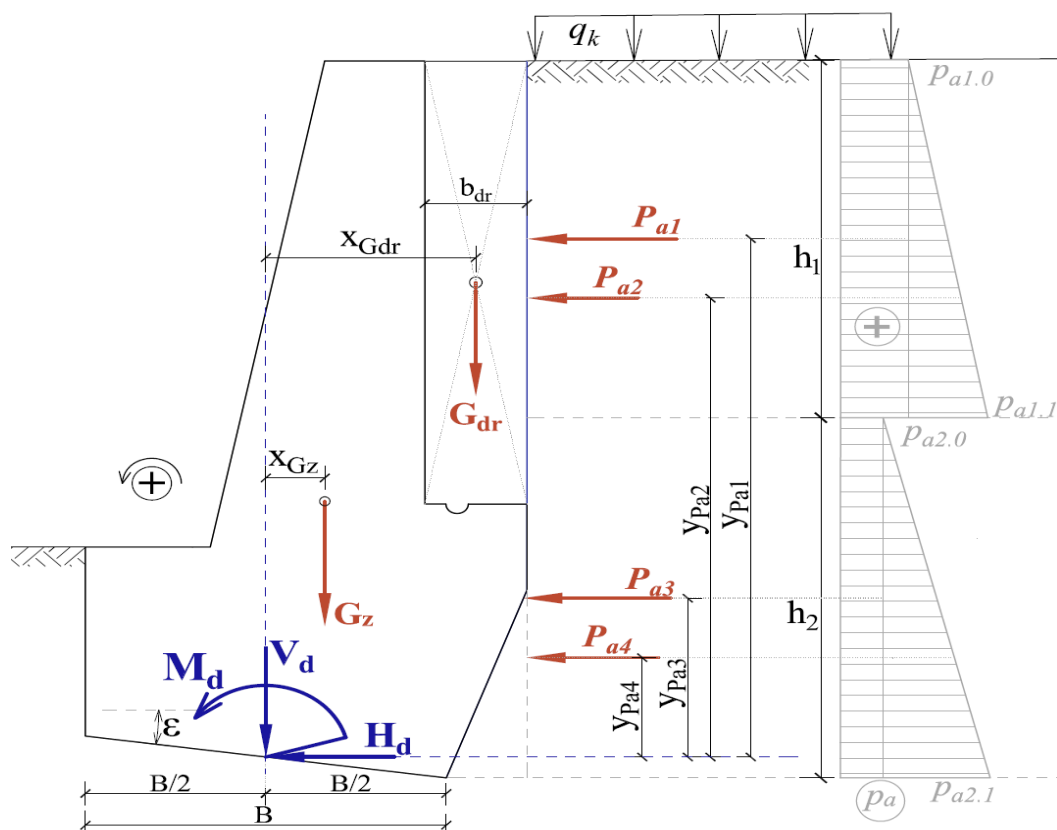


Fig.2.44. Reducerea forțelor la mijlocul tălpii fundației – verificare capacitate portantă: zid de sprijin din beton simplu (T. Rankine)

La nivelul fundației acționează un efort vertical V_d și un moment încovoietor M_d , iar în terenul de fundare de sub talpa fundației se vor mobiliza presiuni verticale. Pe lățimea fundației zidului de sprijin (B) presiunile vor varia liniar de la p_{max} (valoarea maximă a presiunii) la p_{min} (valoarea minimă a presiunii), conf. Fig.2.45. Presiunile se vor determina considerându-se validă ipoteza secțiunilor plane astfel:

$$\begin{aligned} p_{max} &= \frac{V_d}{B \cdot 1m} + \frac{6 \cdot M_d}{B^2 \cdot 1m} \\ p_{min} &= \frac{V_d}{B \cdot 1m} - \frac{6 \cdot M_d}{B^2 \cdot 1m} \end{aligned} \quad (2.50)$$

Pământul se consideră că nu preia întindere, astfel este necesar ca presiunea minimă (p_{min}) transmisă de talpa fundație terenului de fundare să inducă pământului o solicitare de compresiune. Conform ecuației anterioare p_{min} trebuie să aibă o valoare pozitivă ($p_{min} \geq 0$). Această limitare este validă atunci când calculul se face fără considerarea acțiunii seismului. Condiția se poate realiza prin limitarea excentricității echivalente a forței axiale V_d astfel :

$$e_B \leq \frac{B}{6} \quad (2.51)$$

Unde e_B reprezintă excentricitatea după direcția B și se determină ca fiind raportul dintre valoarea absolută a momentului încovoietor care acționează după direcția lățimii fundației B și forța axială:

$$e_B = \frac{|M_d|}{V_d} \quad (2.52)$$

Ecuația (2.51) reprezintă condiția de limitare a presiunilor la talpa fundației pentru gruparea fundamentală. Această condiție reprezintă menținerea forței axiale în limitele sâmburelui central și implică condiționarea mobilizării tensiunilor normale de compresiune pe talpa fundației. În combinația fundamentală de încărcări această condiție este obligatorie. Verificarea acestei condiționări implică redimensionarea zidului de sprijin prin mărirea lățimii fundație (B) și reluarea calculelor de la început.

În cazul grupării speciale (din acțiuni seismice) se pot admite desprinderi limitate ale tălpii fundației de teren. În aceste condiții, limitarea excentricității după direcția B pentru talpa fundației zidului de sprijin se va face astfel:

$$e_B \leq \frac{B}{3} \text{ (doar în gruparea specială)} \quad (2.53)$$

În cazul considerării acțiunii seismice se pot admite întinderi pe talpa fundației pe maximum 25% din suprafața totală a fundației, respectiv diagrama presiunilor normale pe direcția B poate descrie întinderi (semn negativ) pe maximum $0.25 \cdot B$.

În condițiile în care presiunile transmise terenului de talpa fundației sunt variabile pe lățimea fundației, solicitarea structurală ($V_d + M_d$) se poate echivala cu o solicitare de compresiune excentrică ($V_d + e_B$), conform Fig.2.45. Forța axială va acționa la o distanță dată de excentricitatea e_B în raport cu centrul fundației. În vederea determinării unei presiuni echivalente cu valoarea constată se poate considera că poziția traslatată a forței V_d coincide cu centrul unei secțiuni

efective (reduse) a fundației (Fig.2.45). Aria efectivă (activă) a fundației zidului de sprijin (A') în condițiile unei solicitări de compresiune excentrică după o singură direcție (B) va fi:

$$A' = B' \cdot L' = B' \cdot 1m \quad (2.54)$$

Unde B' reprezintă lățimea activă a fundației iar L' reprezintă lungimea activă a fundației considerate egale cu 1.00 m. Lățimea activă se poate determina astfel:

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad (2.55)$$

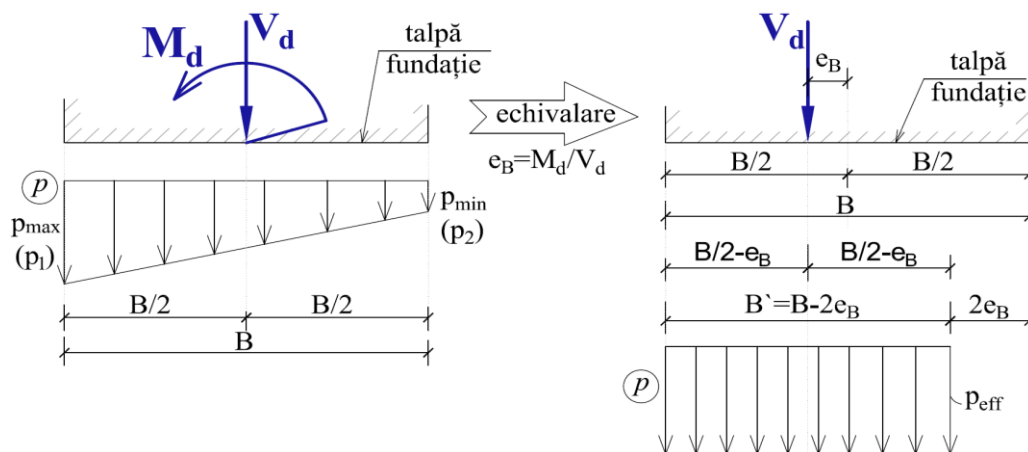


Fig.2.45. Determinarea presiunii la nivelul tălpii fundației zidului de sprijin

Pe aria efectivă (activă) rezultată, forța axială va acționa centric, respectiv presiunea efectivă la talpa fundației va avea valoarea constantă:

$$p_{eff} = \frac{V_d}{A'} = \frac{V_d}{B' \cdot 1m} \quad (2.56)$$

La nivelul tălpii fundației se va considera o presiune cu valoarea constantă (p_{eff}) aferentă unei arii efective. Valoarea presiunii efective (p_{eff}) va fi influențată de mărimea solicitării axiale V_d și de mărimea momentului încovoietor redus la mijlocul tălpii fundației (M_d).

Verificarea la capacitate portantă impune menținerea valorii presiunii efective sub o valoare maximă (admisibilă) definită ca și capacitatea portantă a terenului (R_d/A').

Întrucât, în funcție de condițiile locale din teren și în funcție de natura solicitărilor, terenul de fundare poate să se comporte ca un teren drenat sau nedrenat, capacitatea portantă a terenului se va putea determina atât în condiții drenate cât și în condiții ne-drenate. În ceea ce privește comportamentul de lungă durată în cazul zidurilor de sprijin se recomandă determinarea capacității portante a terenului în condiții drenate:

Capacitatea portantă a terenului în condiții drenate

Determinarea valorii de proiectare (de calcul) a capacității portante a terenului în condiții drenate se poate face conform ecuației următoare:

$$R_d / A' = \left(c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{Rv}} \quad (2.57)$$

Unde γ_{Rv} reprezintă coeficientul parțial de siguranță pentru rezistența la capacitate portantă (conform abordării de calcul), c'_d reprezintă coeziunea efectivă cu valoare de calcul a terenului de fundare (de sub talpa fundației zidului de sprijin), γ' reprezintă valoarea de calcul pentru greutatea volumică a terenului de fundare (se sub talpa zidului de sprijin).

Termenii N_q , N_c și N_γ din cadrul ecuației (2.57) reprezintă factori adimensionali de capacitate portantă și se determină astfel:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \cdot \tan \phi'_d} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \phi'_d / 2 \right) \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \cot(\phi'_d) \\ N_\gamma &= 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi'_d / 2) \end{aligned} \quad (2.58)$$

Unde ϕ'_d reprezintă valoarea de calcul a unghiului de frecare internă efectivă a terenului de fundare (de sub talpa fundației zidului de sprijin) și e reprezintă numărul lui Euler ($e=2.71828\dots$).

Termenii b_q , b_c și b_γ din cadrul ecuației (2.57) reprezintă factori adimensionali pentru înclinarea tălpii fundației și se determină în felul următor:

$$\begin{aligned} b_q &= b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi'_d)^2 \\ b_c &= b_q - \left[(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi'_d) \right] \end{aligned} \quad (2.59)$$

Unde α reprezintă unghiul de înclinare a tălpii fundației în raport cu planul orizontal măsurat în radiani (ε în radiani).

$$\alpha = \frac{\varepsilon \cdot \pi}{180} \quad (2.60)$$

Unde ε este unghiul de înclinare a tălpii fundației (planului de lunecare) în raport cu planul orizontal măsurat în grade.

Termenii i_q , i_c și i_γ din cadrul ecuației (2.57) reprezintă factori adimensionali pentru înclinarea încărcării verticale V_d produsă de încărcarea orizontală H_d și se determină în felul următor:

$$\begin{aligned} i_q &= \left\{ 1 - H_d / \left[V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\phi'_d) \right] \right\}^m \\ i_\gamma &= \left\{ 1 - H_d / \left[V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\phi'_d) \right] \right\}^{m+1} \\ i_c &= i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi'_d) \end{aligned} \quad (2.61)$$

Unde factorul m se determină în funcție de direcția de acțiune a forței orizontale H_d astfel:

- dacă H_d acționează perpendicular pe direcția lungimii active a zidului de sprijin (L'):

$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] \quad (2.62)$$

- dacă H_d acționează perpendicular pe direcția lățimii active a zidului de sprijin (B'):

$$m = m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] \quad (2.63)$$

- dacă H_d face unghiul θ cu direcția aferentă lungimii active a zidului de sprijin (L'):

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad (2.64)$$

În situații curente de proiectare, forța orizontală (H_d) acționează perpendicular pe direcția lungimii active a zidului de sprijin (L), respectiv $m=m_b$.

Termenii s_q , s_c și s_γ din cadrul ecuației (2.57) reprezintă factori adimensionali pentru forma bazei fundației, iar pentru o formă a fundației rectangulară (cazul zidurilor de sprijin) se determină în felul următor:

$$\begin{aligned} s_q &= 1 + (B'/L_{zid}) \cdot \sin \varphi'_d \\ s_\gamma &= 1 - 0.3 \cdot (B'/L_{zid}) \\ s_c &= (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \end{aligned} \quad (2.65)$$

Unde L_{zid} reprezintă lungimea zidului de sprijin. Chiar dacă zidurile de sprijin se execută tronsonat, zidurile de sprijin, în ansamblu, se pot considera elemente de construcție liniare în plan (cu lungimea mult mai mare decât lățimea). Se poate astfel echivala presiunea transmisă de talpa fundației zidului de sprijin trenului de fundare ca o presiune de tip bandă. În această situație, se poate admite ca raportul $B'/L_{zid}=0$, respectiv factorii s_q , s_c și s_γ au valoare unitară ($s_q=1$, $s_c=1$ și $s_\gamma=1$).

În cazul în care zidul de sprijin are o lungime relativ redusă, (≤ 20 m) cu o formă geometrică neliniară (frântă) în plan, fiind alcătuit din tronsoane cu dimensiuni geometrice diferite care transmit terenului de fundare presiuni diferite la nivelul tălpii fundației, calculul factorilor adimensionali pentru forma fundației (s_q , s_c și s_γ) se poate face considerându-se lungimea zidului de sprijin (L_{zid}) egală cu lungimea unui tronson a zidului de sprijin ($L_{tronson}$); $L_{zid} = L_{tronson}$.

Termenul q' din ecuația (2.57) reprezintă suprasarcina efectivă la nivelul tălpii fundației și se poate echivala cu presiunea geologică efectivă minimă înregistrată pe marginile fundației zidului de sprijin. În acest sens dacă talpa fundației este poziționată deasupra nivelului apei subterane q' se poate determina astfel:

$$q' = D_f \cdot \gamma_d \quad (2.66)$$

Unde γ_d reprezintă valoarea de calcul a greutății volumice a pământului situat între talpa fundației și nivelul terenului (pe adâncimea D_f), conf. Fig.2.46.

În cazul în care pe adâncimea de fundare (D_f) sunt interceptate mai multe straturi de pământ, valoarea q' se poate determina cu o greutate volumică obținută ca medie ponderată a greutăților volumice cu valoare de calcul pentru straturile de pământ interceptate pe adâncimea de fundare în funcție de grosimea acestora (Fig.2.46). În cazul în care talpa fundației este situată sub nivelul apei subterane q' se va determina în tensiuni efective, ținându-se cont de presiunea hidrostatică exercitată de nivelul apei subterane la nivelul tălpii fundației.

Verificarea la capacitate portantă se poate astfel concentra la compararea a două presiuni, astfel:

$$p_{eff} \leq p_{adm} \rightarrow \frac{V_d}{A'} \leq \frac{R_d}{A'} \quad (2.67)$$

În cazul în care verificarea la capacitate portantă nu este satisfăcută, trebuie intervenit în ceea ce privește dimensiunile geometrice ale zidului de sprijin și reluat procesul de dimensionare de la început.

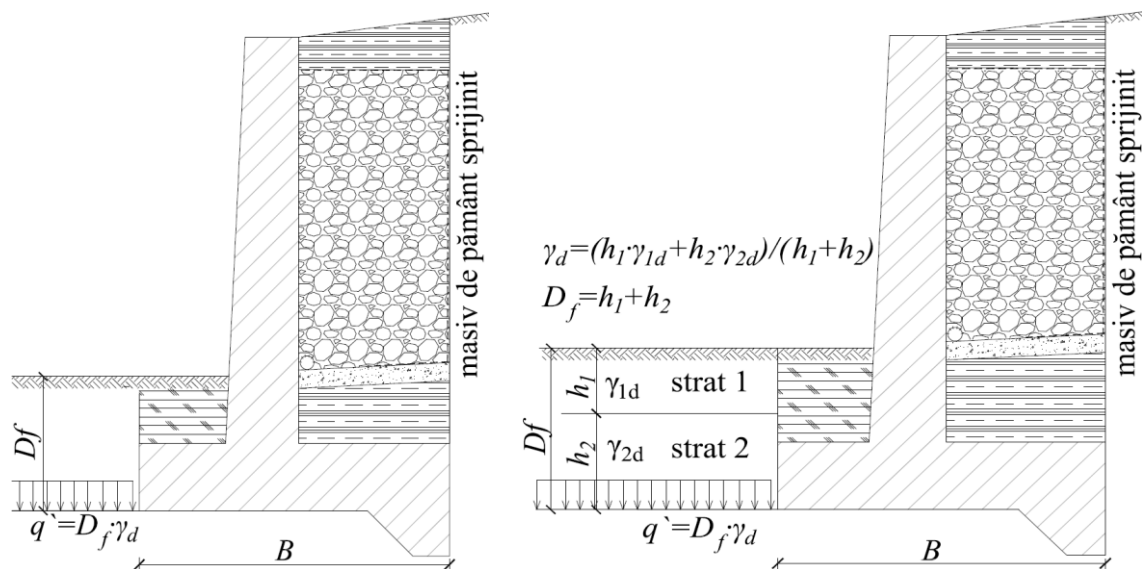


Fig.2.46. Mobilizarea suprasarcinii la nivelul tălpii fundației

Conform procedurilor prezentate anterior, se pot observa anumite elemente care pot să conducă la creșterea capacității portante a terenului cum ar fi:

- Creșterea parametrilor de rezistență a terenului de fundare (ϕ' , c' , c_u) prin injectarea sau consolidarea terenului prin perne de pietriș
- Creșterea adâncimii de fundare (D_f)
- Reducerea înclinării tălpii fundației în raport cu planul orizontal (unghiul ε)

În ceea ce privește reducerea presiunii efective se pot lua următoarele măsuri:

- Creșterea lățimii fundației (B)
- Reducerea greutății proprii a zidului de sprijin și a elementelor componente a căror schemă de descărcare gravitațională are ca bază lățimea fundației.

Pentru situații în care terenul de fundare prezintă parametri slabi de forfecare se pot lua alte măsuri mai speciale, respectiv îmbunătățirea terenului de sub talpa zidului de sprijin cu blocaj de piatră sau pernă de piatră spartă, dispunerea zidului de sprijin pe piloți / micropiloți cu sau fără ancoraje.

2.5.3 Verificarea la Răsturnare

Verificarea la răsturnare este o verificare aferentă stării limite ultime de tip EQU, fiind în esență o abordare a metodei echilibrului limită general aplicabilă în domeniu ingineriei civile și a ingineriei geotehnice. Verificarea la răsturnare implică considerarea zidului de sprijin cu toate elementele componente ca un corp solid rigid (CSR), rezemat pe un mediu rigid nedeformabil fiind aplicate în mod specific condițiile de echilibru static. Efectul forțelor ce acționează asupra zidului de sprijin se va echivala la nivelul punctului ce reprezintă în mod convențional centrul instantaneu de rotație (CIR). La nivelul acestui punct (CIR) efectul forțelor exterioare se va cuantifica prin intermediul a două momente încovoietoare:

- Momentul destabilizator (M_{dest}): cu efect nefavorabil care generează răsturnarea zidului.
- Momentul stabilizator (M_{stab}): cu efect favorabil care se opune momentului destabilizator.

Verificarea implică compararea celor două momente încovoietoare (M_{dest} și M_{stab}) în vederea impunerii momentului stabilizator cu valoarea superioară:

$$M_{dest} \leq M_{stab} \quad (2.68)$$

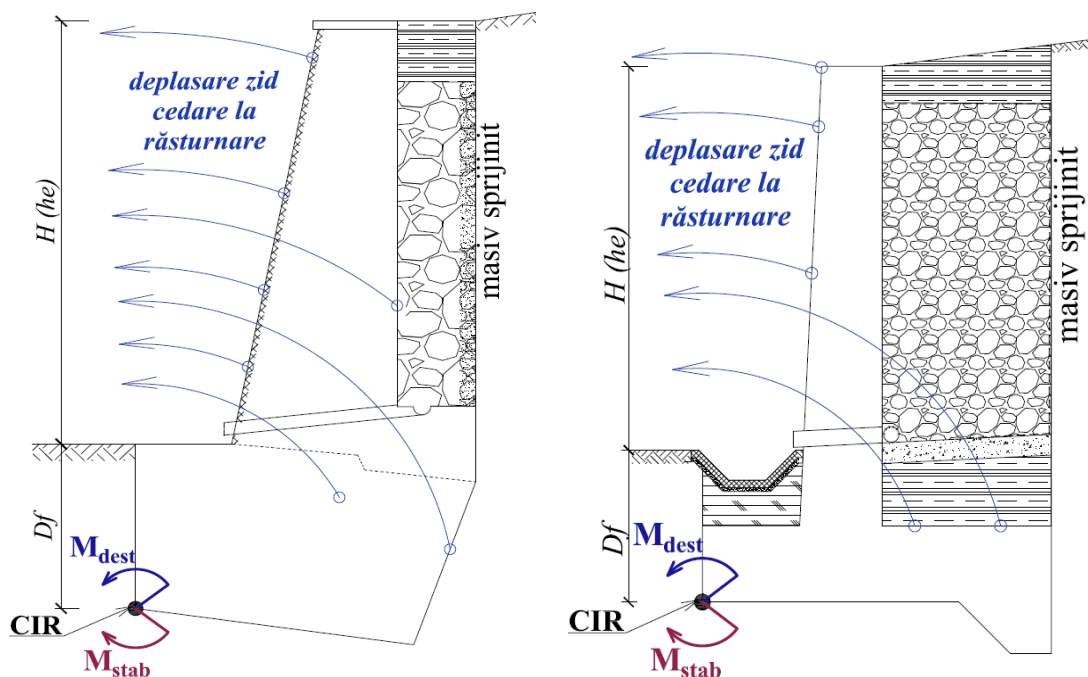


Fig.2.47. Principiul verificării la răsturnare (zid de sprijin din beton simplu și din beton armat)

Punctul aferent centrului instantaneu de rotație (CIR) se va alege în funcție de sensul acțiunii împingerii active a pământului. În acest sens, dacă împingerea pământului acționează de la dreapta spre stânga, CIR corespunde punctului inferior din extremitatea stângă a zidului de sprijin. Dacă împingerea pământului acționează de la dreapta spre stânga, CIR corespunde punctului inferior din extremitatea dreaptă a zidului de sprijin. În ceea ce privește momentele încovoietoare calculate în raport cu CIR, trebuie menționat că momentul destabilizator (M_{dest}), corespunde sensului rotirii generat de împingerea activă a pământului, iar momentul stabilizator (M_{stab}) se va opune acestuia, conf. Fig.2.47.

Colapsul unui zid de sprijin datorat cedării la răsturnare implică rotirea zidului în raport cu CIR, de unde și denumirea generică de răsturnare (conf. Fig.2.47).

Întrucât verificarea la răsturnare este o verificare din cadrul SLU EQU, seturile de coeficienți parțiali de siguranță vor fi diferiți față de verificările aferente SLU GEO și SLU STR. Conform indicațiilor din SREN 1997-1 și a anexelor naționale aferente valorile coeficienților parțiali de siguranță aferenți SLU EQU sunt următorii:

Pentru acțiuni

- $\gamma_{Gf} = 0.9$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

- $\gamma_{Gn} = 1.1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)
- $\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)
- $\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile)

Pentru parametrii geotehnici (de material)

- $\gamma_{\phi} = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)
- $\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)
- $\gamma_{cu} = 1.40$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului)
- $\gamma_{\gamma} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

După stabilirea valorilor coeficienților parțiali de siguranță se va trece la stabilirea valorilor de calcul (valori de proiectare) ale parametrilor geotehnici pentru toate stratele de pământ care intră în contact cu zidul de sprijin. În acest sens valorile de calcul a parametrilor geotehnici de material pentru fiecare strat i ($\gamma_{d,i}$, $\phi_{d,i}$, $c_{d,i}$ sau $c_{ud,i}$) se vor determina aplicând coeficienții parțiali de siguranță mai sus menționați.

Evaluarea încărcărilor implică determinarea tuturor forțelor ce acționează asupra zidului de sprijin. Aceste încărcări sunt greutatea proprie a zidului de sprijin și a elementelor componente ale acestuia și împingerea activă a pământului. Modul de determinare a acțiunilor în cazul verificării la răsturnare este identic cu modul de determinare ale acestora în cazul verificării al lunecare sau capacitate portantă, cu observația că în cadrul determinării împingerii active se vor aplica coeficienții parțiali de siguranță pentru acțiuni conform SLU EQU.

În ceea ce privește efectul acțiunilor asupra mecanismului de cedare la răsturnare, trebuie menționat faptul că împingerea activă a pământului și în principiu acțiunile orizontale asupra zidului au un efect destabilizator (defavorabil). Acțiunile verticale (greutăți proprii) reprezintă acțiuni cu efect stabilizator (favorabil).

Evaluarea efectului sistemului de forțe în raport cu CIR (M_{dest} , M_{stab})

Evaluarea efectului sistemului de forțe constă în evaluarea a două momente încovoietoare: M_{dest} și M_{stab} . Momentele se vor evalua ca forță multiplicată cu brațul aferent fiind determinate pe o lungime de 1.00 m de zid. La nivelul CIR se va stabili sensul de rotație aferent momentului M_{dest} și M_{stab} . Sensul de rotire a M_{dest} va fi definit în principiu de sensul de rotire generat de împingerea activă a pământului. Dacă secțiunea analizată, implică acțiunea împingerii active a pământului de la dreapta spre stânga ($\leftarrow$) sensul de rotire a M_{dest} este invers acelor de ceas. Dacă secțiunea analizată implică acțiunea împingerii active a pământului de la stânga spre dreapta ($\rightarrow$) sensul de rotire a M_{dest} coincide acelor de ceas. În mod convențional, se poate admite ca sensul de rotire a M_{dest} coincide cu semnul pozitiv de rotire (+). Sensul momentului M_{stab} este opus sensului momentului M_{dest} . În ceea ce privește evaluarea momentelor M_{dest} și M_{stab} , acestea se vor determina în funcție de efectul fiecărei acțiuni (forțe) privind sensul de rotire în raport cu CIR și în funcție de brațul forței în cauză în raport cu CIR.

În situația în care împingerea activă a pământului se evaluează în Teoria Coulomb, momentul M_{dest} va fi generat de componentele orizontale ale împingerii active a pământului (P_{aiH}), ca sumă de momente încovoietoare. Pe același principiu, M_{stab} va fi generat de forțele/acțiunile verticale, respectiv componentele verticale ale împingerii active a pământului (P_{aiV}) și de greutatea proprie a zidului de sprijin și a elementelor componente (G_i).

Trebuie menționat faptul că pot exista situații în care anumite componente orizontale din cadrul împingerii active a pământului, au punctul de aplicare sub nivelul definit de CIR. În această situație, acele componente orizontale ale împingerii active a pământului fie vor genera momente încovoietoare negative în cadrul M_{dest} , sau vor genera momente încovoietoare în cadrul M_{stab} , ca și surplus.

$$\begin{aligned} M_{dest} &= \sum (P_{aiH} \cdot y_{Pai}) \cdot 1.00m \\ M_{stab} &= \gamma_{G,f} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) + \sum (P_{aiV} \cdot x_{Pai}) \cdot 1.00m \end{aligned} \quad (2.69)$$

Unde $\gamma_{G,f}$ reprezintă coeficientul parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile (cu efect stabilizator). Termenii y_{Pai} reprezintă brațele componentelor orizontale ale împingerii active a pământului (distanța pe verticală de CIR la punctul de aplicare a forței P_{aiH}). Termenii x_{Pai} reprezintă brațele componentelor verticale ale împingerii active a pământului (distanța pe orizontală de la CIR la punctul de aplicare a forței P_{aiV}). Termenii x_{Gi} reprezintă brațele greutăților proprii (distanța pe orizontală de la CIR la punctul de aplicare a forței G_i).

O exemplificare a modului de determinare a M_{dest} și M_{stab} , în cazul în care împingea activă a pământului se evaluează cu T. Coulomb este prezentată în Fig.2.48, Fig.2.49 și Fig.2.50.

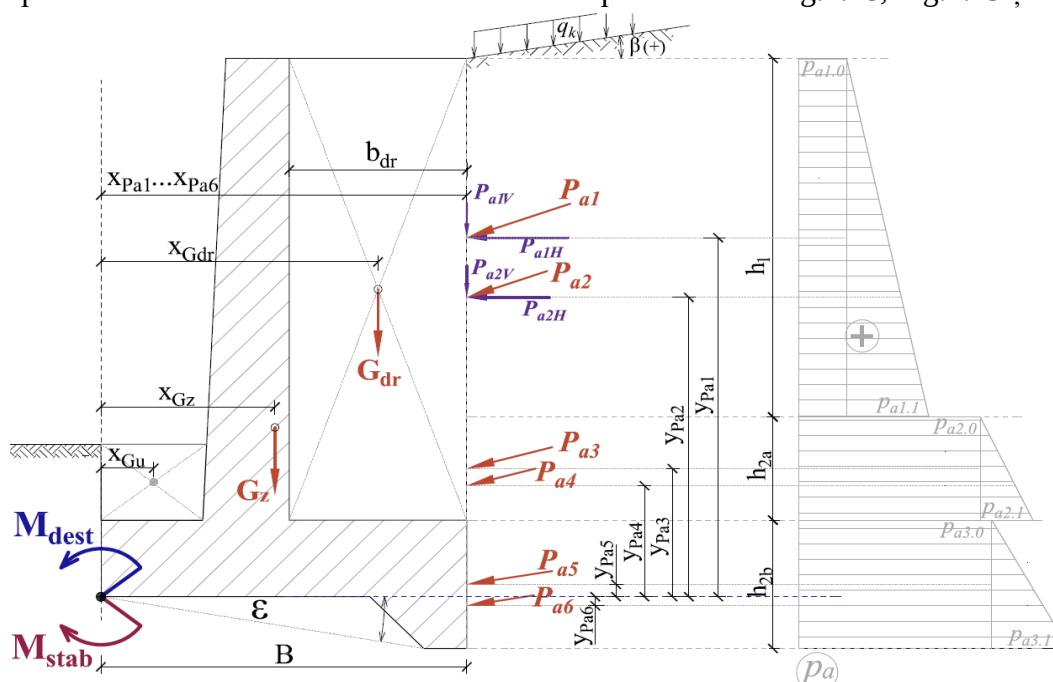


Fig.2.48. Determinarea momentelor M_{dest} și M_{stab} – verificare la răsturnare la zid de sprijin din beton armat (T. Coulomb)

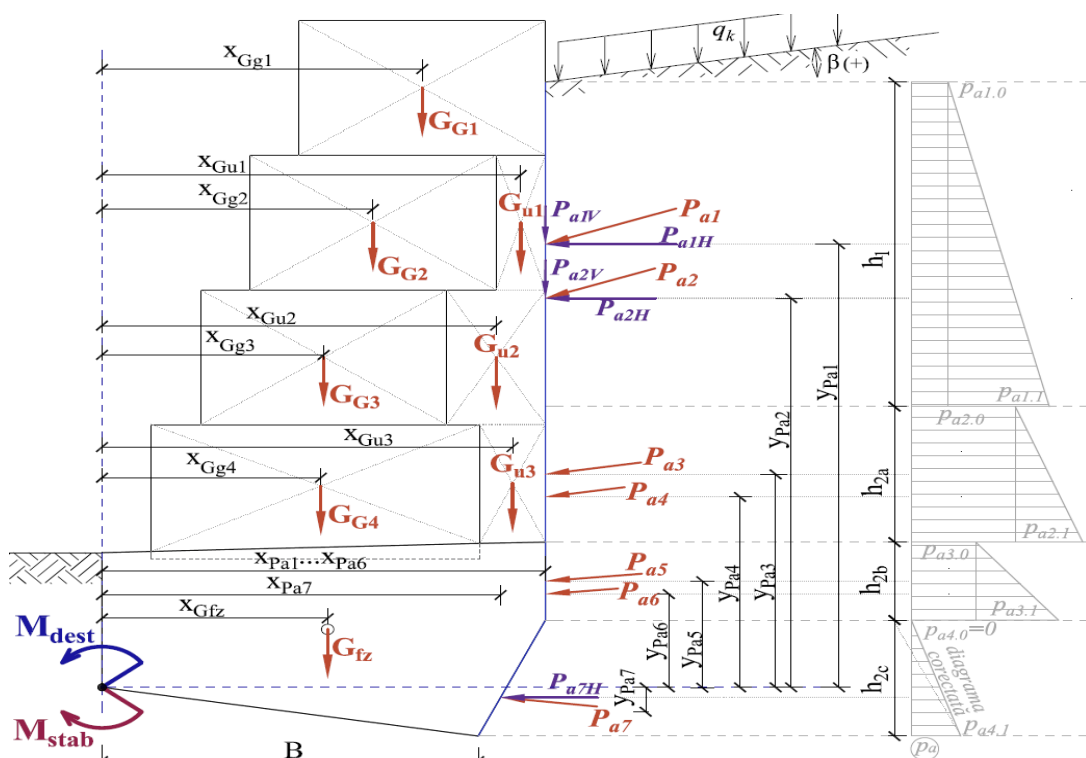


Fig.2.49. Determinarea momentelor M_{dest} și M_{stab} – verificare la răsturnare la zid de sprijin din gabioane (T. Coulomb)

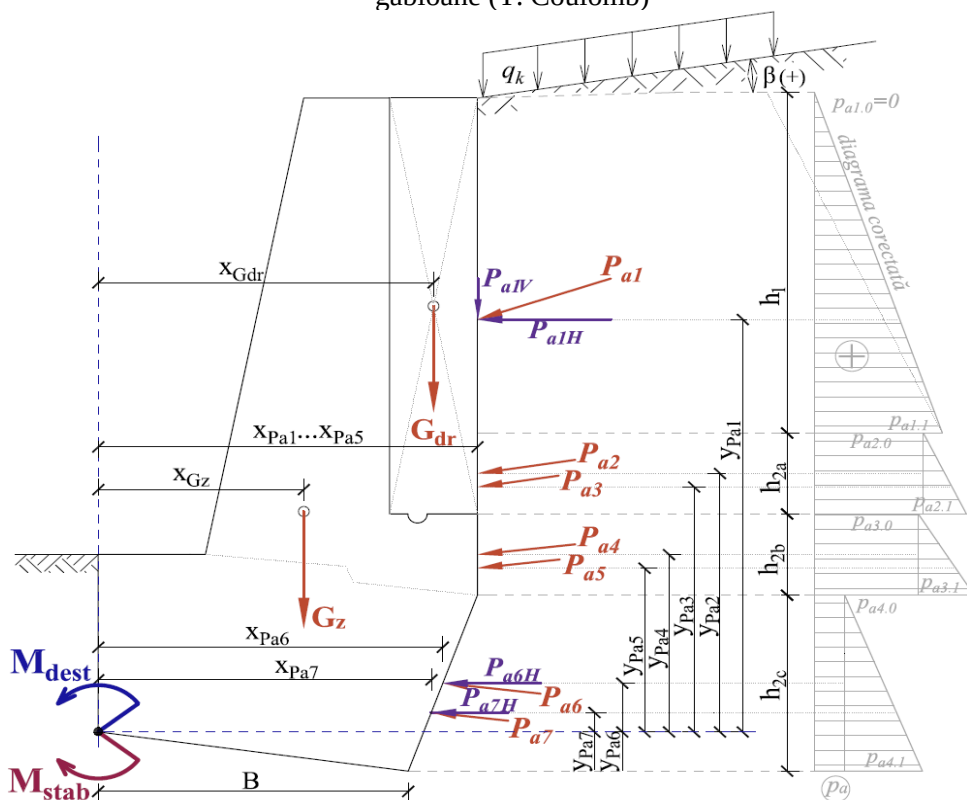


Fig.2.50. Determinarea momentelor M_{dest} și M_{stab} – verificare la răsturnare la zid de sprijin din beton simplu (T. Coulomb)

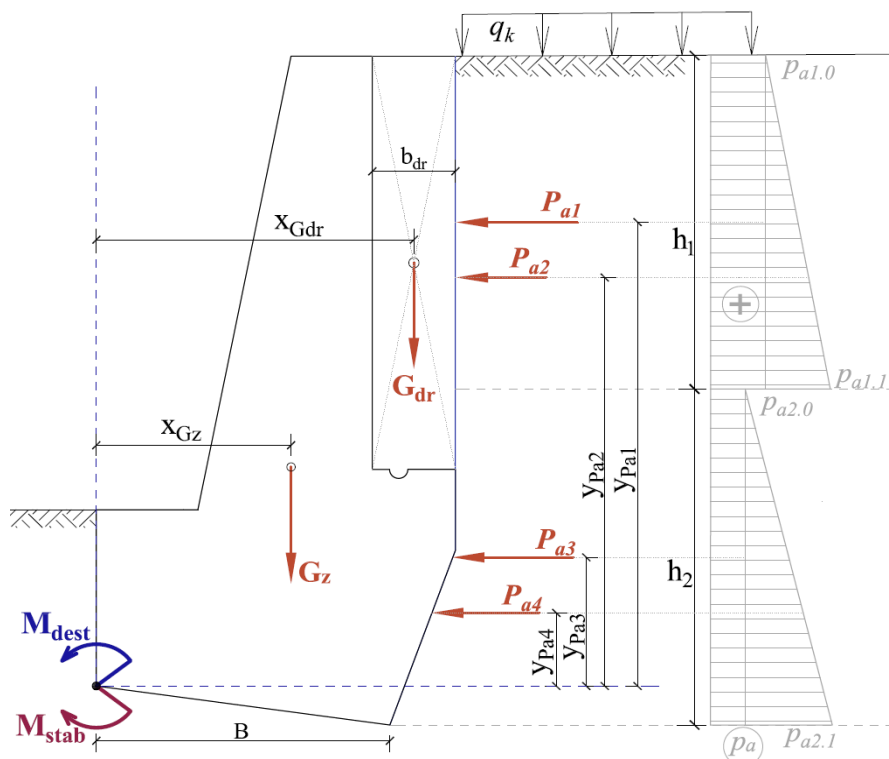


Fig.2.51. Determinarea momentelor M_{dest} și M_{stab} – verificare la răsturnare la zid de sprijin din beton simplu (T. Rankine)

În cazul în care împingerea activă a pământului se evaluează în Teoria Rankine, ecuația (2.69) se va adapta condițiilor impuse de modul de acțiune a împingerii active a pământului (orizontal) astfel:

$$\begin{aligned} M_{dest} &= \sum (P_{ai} \cdot y_{Pai}) \cdot 1.00m \\ M_{stab} &= \gamma_{G,f} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) \end{aligned} \quad (2.70)$$

O exemplificare a modului de determinare a M_{dest} și M_{stab} , în cazul în care împingea activă a pământului se evaluează cu T. Rankine este prezentată în Fig.2.51 .

În cazul în care verificarea la răsturnare (SLU EQU) nu este satisfăcută ($M_{dest} > M_{stab}$), acest lucru indică colapsul survenit prin răsturnarea (rotirea) zidului în raport cu punctul aferent CIR. În consecință trebuie intervenit în ceea ce privește dimensiunile geometrice ale zidului de sprijin și reluat procesul de dimensionare de la început.

Conform procedurilor prezentate anterior se pot stabili anumite elemente care pot sa conducă la satisfacerea verificării la răsturnare, cum ar fi:

- Creșterea greutății proprii a zidului de sprijin și a elementelor componente
- Creșterea lățimii fundației (B)

În practica curentă, verificarea la răsturnare este relevantă pentru situațiile aferente fundării zidului de sprijin pe teren stâncos, pe rocă sau pe terenuri cu compresibilitate redusă, respectiv cu modul de deformație liniară mai mare de 50 000 kPa.

2.5.4 Verificarea la Secțiuni Periculoase

Verificarea la secțiuni periculoase este o verificare aferentă stării ultime de tip STR. Prin această verificare se urmărește identificarea zonelor sensibile din cadrul structurii zidului de sprijin, iar în aceste zone cu concentrări de tensiuni se va face o verificare privind capacitatea materialului de a prelua aceste solicitări. Cedarea la secțiuni periculoase admite degradarea zidului de sprijin ca urmare a cedării materialului din care este construit zidul în anumite zone mai puternic solicitate. În condițiile în care zidurile de sprijin se pot realiza în mai multe soluții constructive, din mai multe tipuri de materiale, având comportamente mecanice mai mult sau mai puțin diferite, verificarea la secțiuni periculoase se va realiza în mod specific pentru fiecare tip de zid de sprijin.

O primă etapă privind verificarea la secțiuni periculoase (SLU STR) constă în utilizarea seturilor de coeficienți parțiali de siguranță pentru acțiuni (γ_{Gf} , γ_{Gn} , γ_{Qf} , γ_{Qn}) și pentru parametrii geotehnici (γ_ϕ , γ_c , γ_{cu} , γ_γ) conform abordării de calcul. Se vor folosi seturi de coeficienți parțiali de siguranță identici cu cei folosiți la verificarea la lunecare și la capacitate portantă (SLU GEO).

O altă etapă constă în evaluarea acțiunilor. În cadrul verificării la secțiuni periculoase, împingerea activă a pământului alături de alte posibile acțiuni orizontale au un caracter destabilizator (nefavorabil). Restul acțiunilor verticale ce acționează gravitațional au un caracter stabilizator (favorabil).

Prin aplicarea corespunzătoare a coeficienților parțiali de siguranță la nivelul parametrilor geotehnici ai pământului, respectiv la nivelul acțiunilor se va determina diagrama de presiuni active a pământului.

În ceea ce privește verificarea propriu-zisă la secțiuni periculoase, fiecare tip de zid de sprijin va avea o abordare specifică.

VERIFICAREA LA SECȚIUNI PERICULOASE : ZID DE SPIRJIN DIN ZIDĂRIE DE PIATRĂ ȘI DIN BETON SIMPLU

Verificarea structurală a zidurilor de sprijin din beton simplu și din zidărie de piatră implică identificarea zonei unde eforturile unitare dezvoltă concentrări, respectiv unde pot să apară depășiri ale rezistenței materialului din care este alcătuit zidul. În condițiile unei conformări corespunzătoare secțiunea periculoasă pentru zidurile de sprijin din beton simplu și din zidărie de piatră este în cadrul elevației, în zona de conlucrare a acesteia cu fundația zidului de sprijin. Secțiunea periculoasă (maxim defavorabilă) se consideră astfel o secțiune orizontală prin elevația zidului, în zona de contact cu fundația zidului de sprijin unde se dezvoltă un salt brusc al lățimii elevației la o valoare inferioară. În mod convențional, secțiunea periculoasă se notează: a-a, iar lățimea elevației aferentă secțiunii periculoase se notează cu b_a , conf. Fig.2.52.

Solicitarea axială, N , se va determina ca suma forțelor verticale ce au ca și bază de descărcare lățimea b_a . Conform Fig.2.53, forța N este compusă din greutatea proprie a elevației, afectată de coeficientul parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile, γ_{Gn} . Forța tăietoare la nivelul secțiunii periculoase (T) se va determina ca suma forțelor orizontale ce acționează pe zona elevației superioară secțiunii a-a. Astfel, T se va determina ca suma componentelor orizontale ale împingerii active a pământului (P_{aiH}) ce acționează pe zona de elevație superioară secțiunii periculoase a-a, (h_{a-a}) conform Fig.2.53 .

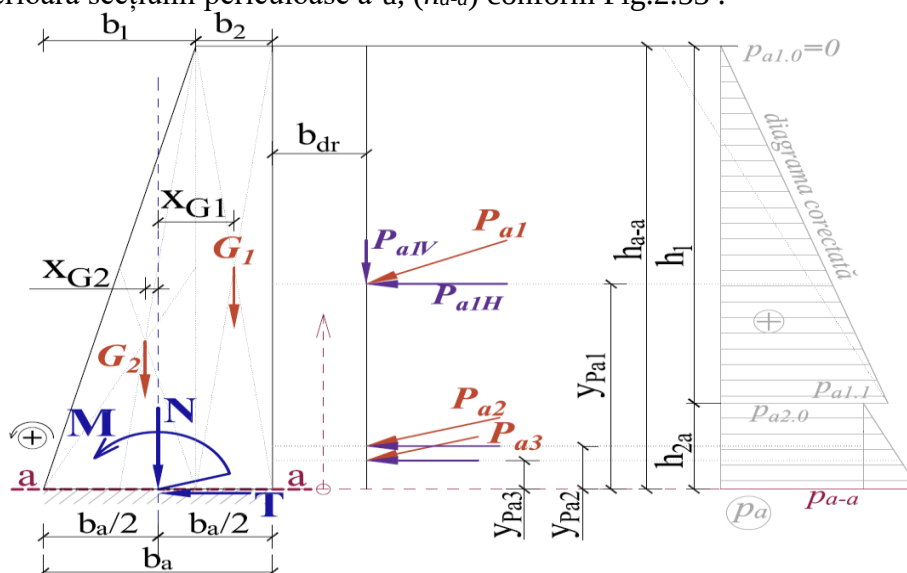


Fig.2.53. Reducerea solicitărilor la mijlocul lățimii secțiunii periculoase - zid de sprijin din zidărie de piatră și de beton simplu (T. Coulomb)

Momentul încovoietor (M) determinat la mijlocul lățimii b_a , va cumula efectului tuturor forțelor ce acționează asupra elevației superioare secțiunii a-a (forță multiplicată cu brațul aferent). S-a considerat în mod convențional semnul plus (+) aferent sensului de rotire a elevației datorită acțiunii împingerii active a pământului (conf. Fig.2.53). Conform ecuației (2.73), termenii y_{Pai} reprezintă brațele componentelor orizontale ale împingerii active a pământului (distanța pe verticală de la mijlocul lățimii b_a la punctul de aplicare a forței P_{aiH}). Termenii x_{Gi} reprezintă brațele greutăților proprii (distanța pe orizontală de la mijlocul lățimii b_a la punctul de aplicare a forței G_i).

Întrucât greutatea proprie pot să dea spor de moment încovoietor pozitiv sau negativ în funcție de poziția acestora, conform semnelor pozitive al momentului încovoietor, ecuația (2.73) exprimată explicit pentru schema prezentată în Fig.2.53 va fi:

$$M = (P_{a1H} \cdot y_{Pa1} + P_{a2H} \cdot y_{Pa2} + P_{a3H} \cdot y_{Pa3}) \cdot 1.00m + \gamma_{G,n} \cdot G_2 \cdot x_{G2} - \gamma_{G,n} \cdot G_1 \cdot x_{G1} \quad (2.74)$$

În condițiile evaluării împingerii active a pământului cu teoria Rankine, procedura descrisă anterior se va adapta conform ipotezei acțiunii împingerii active (P_a) în plan orizontal. În aceste condiții, solicitările structurale la nivelul secțiunii periculoase a-a se vor determina conform schemei din Fig.2.54, astfel:

$$N = \sum F_v = \gamma_{G,n} \cdot \sum G_i \quad (2.75)$$

$$M = \sum (P_{ai} \cdot y_{pai}) \cdot 1.00m \pm \gamma_{G,n} \cdot (G_i \cdot x_{Gi}) \quad (2.77)$$

La nivelul secțiunii periculoase ($b_a \times 1.00m$), se mobilizează solicitările $M+N+T$. Combinația $N+M$ generează o încovoiere oblică la nivelul secțiunii periculoase. Astfel, se va determina diagrama de tensiuni normale (σ) mobilizate, considerându-se valoarea maximă a tensiunii normale notată cu σ_1 și valoarea minimă notată cu σ_2 , astfel:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{N}{b_a \cdot 1m} + \frac{6 \cdot M}{(b_a)^2 \cdot 1m} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{b_a \cdot 1m} - \frac{6 \cdot M}{(b_a)^2 \cdot 1m}\end{aligned}\tag{2.78}$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq f_c \quad (2.79)$$

89

În cazul în care zidul este realizat din beton simplu, f_c reprezintă valoarea de calcul a rezistenței la compresiune a betonului, $f_c = f_{cd}$.

$$f_c = f_{cd} \text{ (zid beton simplu)} \quad (2.80)$$

În cazul în care zidul este realizat din zidărie de piatră brută, f_c reprezintă valoarea de calcul a rezistenței la compresiune a zidăriei din piatră brută (f_{czp}).

$$f_c = f_{czp} \text{ (zid zidărie de piatră)} \quad (2.81)$$

Întrucât sunt necesare cunoașterea unor informații specifice privind tipul de materiale utilizare pentru realizarea zidăriei din piatră brută, se poate admite o situație maxim defavorabilă. În situația maxim defavorabilă, f_{czp} are valoarea cuprinsă între 2.15 MPa și 2.45 MPa, iar o abordare mai conservatoare admite adoptarea unei valori a f_{czp} de 2 MPa (20 daN/cm²).

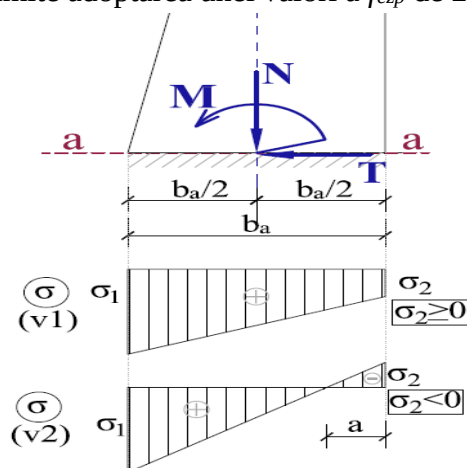


Fig.2.55. Determinarea diagramei de tensiuni normale (σ) la nivelul secțiunii periculoase a-a, zid din beton simplu sau din zidărie de piatră.

În situația în care, tensiunea normală maximă de compresiune (σ_1) depășește valoarea rezistenței la compresiune a materialului din care este realizat zidul (f_c) trebuie luate anumite măsuri. În cazul zidului de sprijin de beton simplu se poate mări clasa de beton (creșterea f_c) sau se poate crește grosimea elevației (creșterea b_a). În cazul zidului de sprijin din zidărie de piatră se recomandă creșterea grosimii elevației (creșterea b_a).

În cazul în care valoarea momentului încovoietor (M) este mult mai mare în raport cu solicitarea axială (N), valoarea σ_2 poate să fie negativă (diagrama v2 conf. Fig.2.55). În această situație, la nivelul secțiunii a-a se mobilizează atât tensiuni normale de compresiune, cât și tensiuni normale de întindere, respectiv excentricitatea încărcării axiale este în afara sâmburelui central ($e_{ba} = M/N > b_a/6$), conf. Fig.2.56.

Tensiunile normale de întindere se vor dezvolta la nivelul secțiunii a-a pe o zonă limitată (distanța a , conf. Fig.2.56). În cazul zidurilor de sprijin din zidărie de piatră, există o posibilitate extrem de limitată de preluare a solicitărilor de întindere. Se poate astfel admite că zidăria din piatră brută este un material care nu poate prelua tensiunile normale de întindere. Într-o astfel de situație, diagrama de tensiuni normale se va redistribui, în vederea preluării solicitărilor doar prin tensiuni normale de compresiune. Schema de echivalare este prezentată în Fig.2.56 și este o

abordare ce implică compresiunea excentrică a materialelor care nu preiau întindere. Tensiunea normală de compresiune maximă, σ_{max} , (conf. Fig.2.56) se va determina astfel:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot c \cdot 1.00m} \quad (2.82)$$

Unde :

$$c = \frac{b_a}{2} - \frac{M}{N} \quad (2.83)$$

Această abordare este limitată pentru valori $M/N < b_a/2$.

Verificarea la nivelul secțiunii periculoase în acest caz este următoarea:

$$\sigma_{max} \leq f_c \rightarrow \sigma_{max} \leq f_{czp} \quad (2.84)$$

În situația în care verificarea anterioară nu este satisfăcută, este necesară creșterea grosimii elevației zidului de sprijin de zidărie de piatră (creșterea b_a).

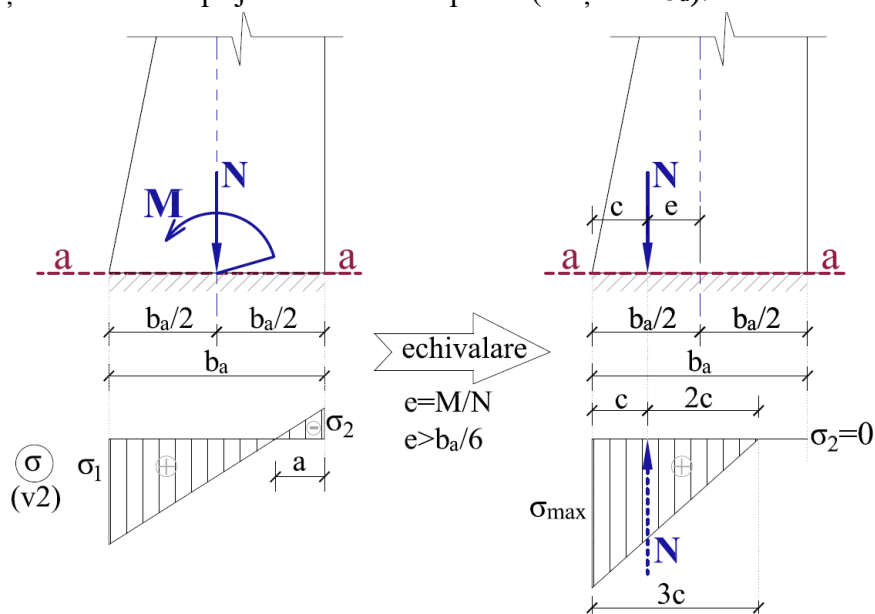


Fig.2.56. Distribuția secțiunilor normale la nivelul secțiunii periculoase – cazul apariției tensiunilor de întindere și variantă de redistribuire a tensiunilor.

În cazul zidurilor de sprijin de beton simplu, pentru o distribuție a tensiunilor normale la nivelul secțiunii periculoase ce admit zone cu întinderi (v2 – conf. Fig.2.56), secțiunea periculoasă se va aborda și verifica pe mai multe etape. Întrucât betonul simplu dezvoltă o rezistență la întindere, se vor verifica valorile extreme ale tensiunilor normale la nivelul secțiunii periculoase astfel:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &\leq f_{cd} \\ |\sigma_2| &\leq f_{ctd} \end{aligned} \quad (2.85)$$

Unde f_{ctd} reprezintă valoare de calcul a rezistenței la întindere a betonului simplu iar f_{cd} reprezintă rezistența de calcul la compresiune a betonului simplu.

Dacă verificările expuse anterior sunt satisfăcute, verificarea la nivelul secțiunii periculoase este conformă, solicitările fiind inferioare față de rezistența materialului. Dacă în

cadrul verificărilor anterioare tensiunile normale depășesc rezistența la compresiune ($\sigma_1 > f_{cd}$), elevația se va îngroșa (creșterea b_a). În situația în care tensiunile normale la întindere depășesc rezistența la întindere ($|\sigma_2| > f_{ctd}$), la nivelul secțiunii pot apărea fisuri, iar secțiunea se transformă într-o secțiune care nu preia întinderi. În astfel de situație tensiunile se vor redistribui (Fig.2.56), iar verificarea se va face astfel:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{b_a}{2} - \frac{M}{N} \right) \cdot 1.00m} \leq f_{cd} \quad (2.86)$$

Dacă verificarea anterioară este satisfăcută, se poate considera că starea de eforturi interne în cadrul zidului de sprijin de beton simplu este conformă. În cazul în care nu este verificată relația anterioară se poate îngroșa elevația (creșterea b_a).

Pe lângă verificarea tensiunilor normale la nivelul secțiunii periculoase (ca efect al solicitărilor $M+N$), mai trebuie verificată și forța tăietoare, T . Acest aspect se va concretiza prin compararea forței tăietoare la nivelul secțiunii periculoase (T) cu valoarea maximă, $T_{\max}$ (forța tăietoare capabilă).

$$T \leq T_{\max} \quad (2.87)$$

Forța tăietoare capabilă ($T_{\max}$) a secțiunii periculoase se poate estima în mod simplificat ca o fracțiune a forței axiale (N) astfel:

$$T_{\max} = N \cdot \mu \quad (2.88)$$

Unde μ reprezintă un coeficient de frecare.

În cazul zidurilor de sprijin de beton simplu, coeficientul de frecare μ se poate exprima ca tangenta unghiului de frecare internă a betonului (φ_{bet}) astfel:

$$\mu = \tan(\varphi_{bet}) \quad (2.89)$$

Estimarea unghiului de frecare internă a betonului (φ_{bet}) se poate face în multe variante propuse în literatura de specialitate. Valoarea φ_{bet} este influențată de tipul agregatelor folosite, de raportul apă / ciment și de alți factori. În linii mari, valoarea φ_{bet} este în jur de $30^\circ \dots 40^\circ$ pentru betoane uzuale. O valoare acoperitoare este în jur de 30° , ($\varphi_{bet} = 30^\circ$).

În cazul zidurilor de sprijin din zidărie de piatră, coeficientul de frecare μ se poate exprima ca tangenta unghiului de frecare internă a zidăriei de piatră (φ_{zid}).

$$\mu = \tan(\varphi_{zid}) \quad (2.90)$$

Valoarea φ_{zid} este influențată de o serie de factori precum: tipul de piatră (rocă) utilizată, tipul de mortar utilizat, structura zidăriei, etc. Într-o abordare conservatoare se poate admite că $\varphi_{zid} = 30^\circ$.

În urma verificării la forță tăietoare ($T \leq T_{\max}$), dacă nu este verificată condiția menționată anterior, sunt necesare aplicarea anumitor măsuri. În cazul zidurilor de sprijin din beton simplu și din zidărie de piatră, măsura necesară este mărirea grosimii elevației (creșterea b_a) și reluarea procesului de dimensionare de la început.

VERIFICAREA LA SECȚIUNI PERICULOASE : ZID DE SPIRJIN DIN GABIOANE

Verificarea structurală a zidurilor de sprijin din gabioane implică identificarea zonelor sensibile, unde starea de solicitare internă a materialului poate depăși rezistența acestuia. În condițiile unei conformări corespunzătoare, normativul NP 124:2010 indică verificarea secțiunilor periculoase la zidurile de sprijin din gabioane la lunecare (forță tăietoare). Pe lângă verificarea la lunecare, se recomandă și realizarea verificării la strivire a materialului în secțiunile identificate ca secțiuni periculoase. Secțiunile periculoase la zidurile de sprijin din gabioane reprezintă zona de contact dintre fundație și primul gabion (secțiunea a-a conf. Fig.2.57), respectiv secțiunile la nivelul contactului între două gabioane suprapuse (secțiunile b-b, c-c, d-d conf. Fig.2.57).

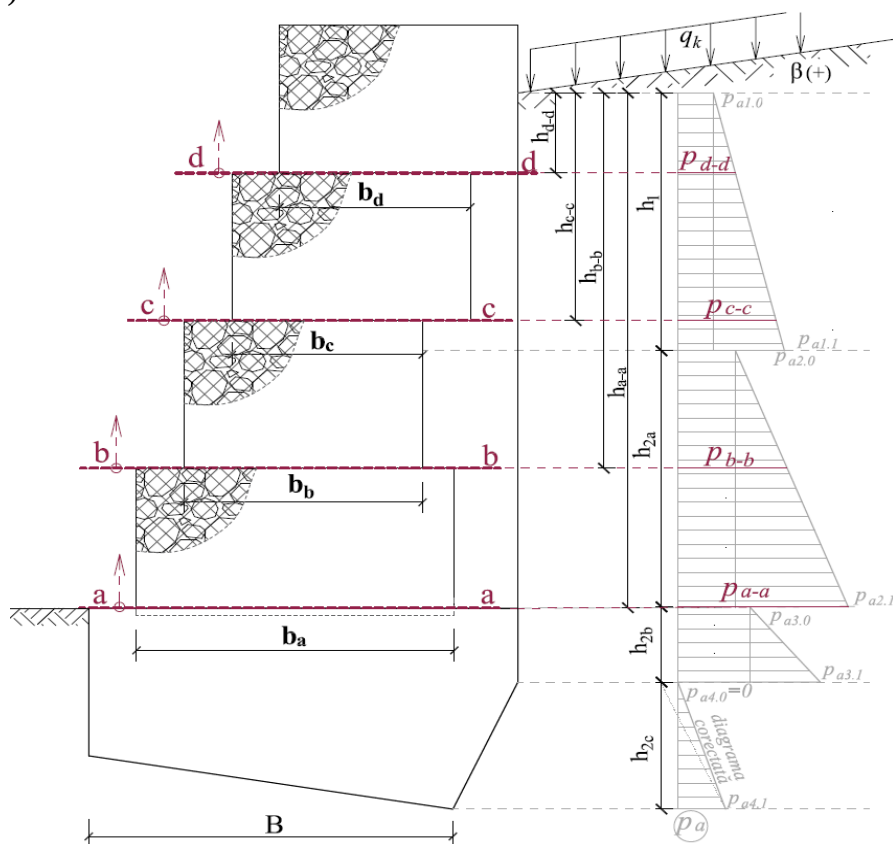


Fig.2.57. Secțiuni periculoase zid de sprijin din gabioane

La nivelul fiecărei secțiuni se va face verificarea la lunecare pe suprafața de contact plus verificarea la strivire a materialului. Evaluarea solicitărilor la nivelul secțiunii periculoase se va face din diagrama de presiuni active ce se mobilizează pe înălțimea de la suprafața terenului sprijinit până la secțiunea periculoasă în cauză și din greutatea proprii ale zidului de sprijin și a elementelor componente a căror schemă de descărcare gravitațională descarcă pe lățimea secțiunii periculoase. Analiza unei secțiuni periculoase implică luarea în considerare a elementelor și a diagramei de presiuni active superioare secțiunii și ignorarea a orice este inferior secțiunii periculoase.

Pentru secțiunea de la nivelul contactului fundație-gabion (secțiunea a-a conf. Fig.2.57), se va considera diagrama de presiuni active pe distanța h_{a-a} cu presiunea activă aferentă secțiunii a-a, p_{a-a} (conf. Fig.2.57 și Fig.2.58). Elementele zidului de sprijin a căror schemă de descărcare gravitațională au ca și bază lățimea secțiunii a-a (b_a , conf. Fig.2.57 și Fig.2.58) vor genera solicitarea axială la nivelul secțiunii periculoase analizate. La nivelul secțiunii periculoase se vor evalua solicitarea axială N , forța tăietoare T , respectiv momentul încovoietor M (conf. Fig.2.58).

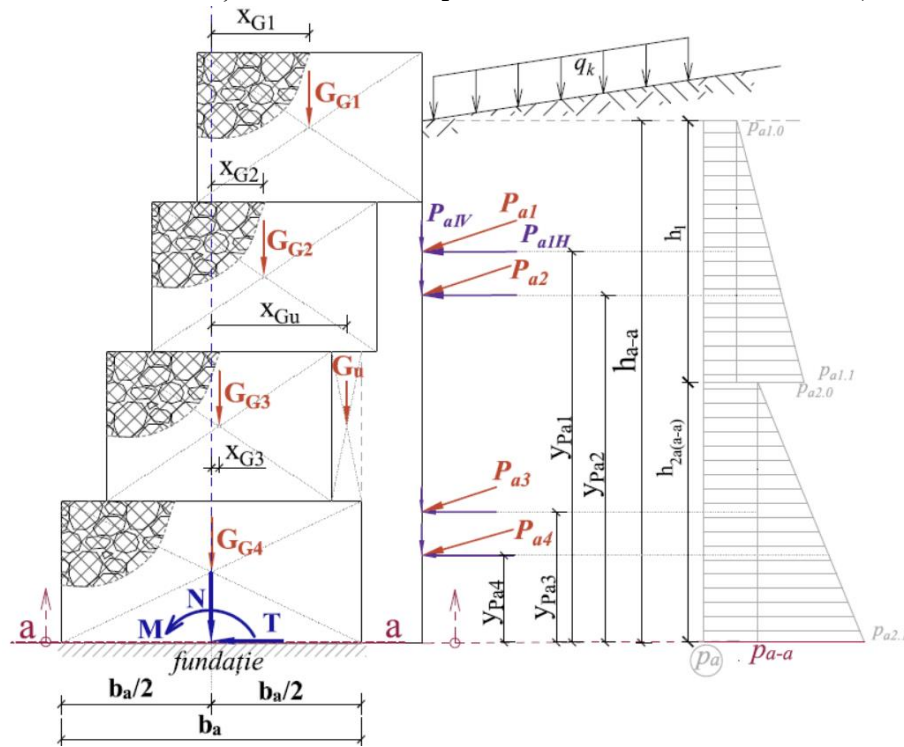


Fig.2.58. Secțiune periculoasă a-a (fundație – gabion) zid de sprijin din gabioane (T. Coulomb)

Forța axială (N) la nivelul secțiunii periculoase se va determina ca suma forțelor verticale ce descarcă pe lățimea secțiunii. Forța tăietoare (T) la nivelul secțiunii periculoase se va determina ca suma forțelor orizontale ce acționează pe zona elevației zidului de sprijin de deasupra secțiunii periculoase.

În situația în care, împingerea activă a pământului s-a evaluat cu teoria Coulomb, forța tăietoare (T) constă în suma componentelor orizontale ale împingerilor active (P_{aiH}) pe înălțimea elevației superioare secțiunii periculoase (conf. Fig.2.58). Momentul încovoietor (M) se va determina ca efect al tuturor acțiunilor (greutăți proprii și componentele orizontale ale împingerii active a pământului) ce acționează asupra elevației superioare secțiunii a-a (forță multiplicată cu brațul aferent). Astfel, s-a considerat în mod convențional semnul plus (+), sensul de rotire a elevației datorită acțiunii împingerii active a pământului (conf. Fig.2.58).

$$\begin{aligned} N &= \sum F_v = \sum G_i \\ T &= \sum F_h = \sum P_{aiH} \\ M &= \sum (P_{aiH} \cdot y_{Pai}) - \gamma_{G,n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) \end{aligned} \quad (2.91)$$

Termenii y_{pai} reprezintă brațele componentelor orizontale ale împingerii active a pământului (distanța pe verticală de la mijlocul lățimii b_a la punctul de aplicare a forței P_{aiH}). Termenii x_{Gi} reprezintă brațele greutăților proprii (distanța pe orizontală de la mijlocul lățimii b_a la punctul de aplicare a forței G_i). În condițiile unei așezări judicioase a gabioanelor, efectul greutăților proprii asupra momentului încovoietor va fi negativ (invers sensului pozitiv asociat în mod convențional).

În situația particulară expusă în Fig.2.58, rezultă:

$$\begin{aligned} N &= G_{G1} + G_{G2} + G_{G3} + G_{G4} + G_u \\ T &= P_{a1H} + P_{a2H} + P_{a3H} + P_{a4H} \end{aligned} \quad (2.92)$$

$$M = P_{a1H} \cdot y_{Pa1} + P_{a2H} \cdot y_{Pa2} + P_{a3H} \cdot y_{Pa3} + P_{a4H} \cdot y_{Pa4} - \gamma_{G.n} (G_{G3} \cdot x_{G3} + G_{G2} \cdot x_{G2} + G_{G1} \cdot x_{G1} + G_u \cdot x_{Gu})$$

În situația în care împingerea activă a pământului s-a evaluat cu teoria Rankine, în condițiile în care împingerea activă a pământului acționează perfect orizontal (conf. Fig.2.59) solicitările structurale la nivelul secțiunii periculoase vor fi:

$$\begin{aligned} N &= \sum F_v = \sum G_i \\ T &= \sum F_h = \sum P_{ai} \\ M &= \sum (P_{ai} \cdot y_{Pai}) - \gamma_{G.n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) \end{aligned} \quad (2.93)$$

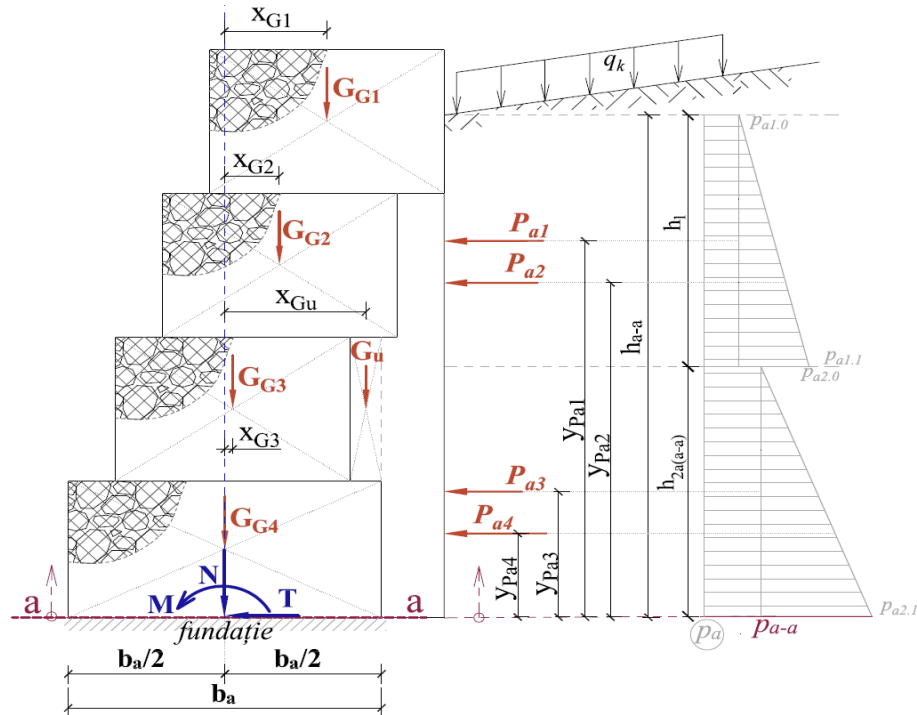


Fig.2.59. Secțiune periculoasă a-a (fundatie – gabion) zid de sprijin din gabioane (T. Rankine)

În situația particulară expusă în Fig.2.59 (T. Rankine) rezultă:

$$\begin{aligned} N &= G_{G1} + G_{G2} + G_{G3} + G_{G4} + G_u \\ T &= P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4} \end{aligned} \quad (2.94)$$

$$M = P_{a1} \cdot y_{Pa1} + P_{a2} \cdot y_{Pa2} + P_{a3} \cdot y_{Pa3} + P_{a4} \cdot y_{Pa4} - \gamma_{G.n} (G_{G3} \cdot x_{G3} + G_{G2} \cdot x_{G2} + G_{G1} \cdot x_{G1} + G_u \cdot x_{Gu})$$

Verificarea la lunecare la nivelul secțiunii periculoase implică limitarea valorii forței orizontale T sub o valoare limită definită ca rezistența la lunecare (T_{cap}). Această rezistență la lunecare (T_{cap}) acționează în plan orizontal și se opune forței T .

$$T \leq T_{cap} \quad (2.95)$$

Forța T_{cap} se poate echivala ca forța orizontală maximă la care apare forfecarea la nivelul secțiunii periculoase. În condițiile în care primul gabion a fost introdus în betonul proaspăt din cadrul fundație și primele pietre s-au așezat în betonul proaspăt, forfecarea poate să apară în cadrul materialului din gabioane. Se vor ignora barele și plasa din cadrul gabionului ce vor fi intersectate de secțiunea periculoasă. Evaluarea forței T_{cap} se va realiza în funcție de mărimea solicitării axiale (N) și de valoarea unghiului de frecare internă a materialului din interiorul gabionului (φ_{gab}) astfel:

$$T_{cap} = N \cdot \mu_{gab} = N \cdot \tan(\varphi_{gab}) \quad (2.96)$$

În cadrul gabioanelor se va introduce un material granular, iar valoarea unghiului de frecare internă a acestui material (φ_{gab}) este influențat de mai multe elemente precum: curba granulometrică și dimensiunile particulelor, forma particulelor, coeficientul de uniformitate al materialului granular (C_u), modul de punere în operă prin mobilizarea fenomenului de împănare/încleștare, etc.. Principial, valoarea φ_{gab} are un palier de variație de la 29° (bolovani de râu) până la 50° (zidărie uscată din piatră brută cu elemente așezate ordonat).

După stabilirea valorii φ_{gab} , se poate determina rezistența la lunecare la nivelul secțiunii periculoase analizate (T_{cap}). Dacă nu este satisfăcută verificarea ($T \leq T_{cap}$) este necesară modificarea geometriei zidului de sprijin, în vederea creșterii solicitării axiale N , respectiv îngroșarea elevație prin reconfigurarea poziției gabioanelor.

Pe lângă verificarea la lunecare, la nivelul secțiunii periculoase se va face o verificare la strivire a materialului. Astfel, se vor determina tensiunile normale maxime și minime la nivelul secțiunii periculoase a-a (cu lățime b_a) astfel:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{b_a \cdot 1m} + \frac{6 \cdot M}{(b_a)^2 \cdot 1m} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{b_a \cdot 1m} - \frac{6 \cdot M}{(b_a)^2 \cdot 1m} \end{aligned} \quad (2.97)$$

În condițiile în care σ_2 este pozitiv ($\sigma_2 \geq 0$) acest lucru indică mobilizarea compresiunii pe toată secțiunea periculoasă, iar verificarea la strivire se va face astfel:

$$\sigma_1 \leq f_{c.gab} \quad (2.98)$$

Unde $f_{c.gab}$ reprezintă rezistența la compresiune a materialului din cadrul gabioanelor. Într-o abordare conservatoare (acoperitoare) se poate admite ca valoarea $f_{c.gab}$ este de 2 MPa (20 daN/cm^2).

În condițiile în care σ_2 este negativ ($\sigma_2 < 0$) acest lucru indică mobilizarea compresiunii și a întinderii pe lățimea secțiunii periculoase (b_a). Întrucât materialul din care este alcătuit gabionul

nu preia întindere, se va realiza o redistribuire a tensiunilor normale, rezultând valoarea maximă a tensiunii aferente zonei comprimate (σ_{max}) care se va compara cu $f_{c.gab}$ astfel:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{b_a}{2} - \frac{M}{N} \right) \cdot 1.00m} \leq f_{c.gab} \quad (2.99)$$

Dacă verificările la nivelul secțiunii periculoase a-a sunt satisfăcute, se va trece la verificarea tuturor secțiunilor periculoase mobilizate între 2 gabioane suprapuse (secțiuni b-b, c-c, d-d conf. Fig.2.57). La nivelul analizei fiecărei secțiuni periculoase se va adopta aceeași procedură conform secțiunii a-a prezentate anterior. Pentru secțiunea b-b (conf. Fig.2.57), se vor izola elementele de interes dispuse superior secțiunii b-b conf. Fig.2.60.

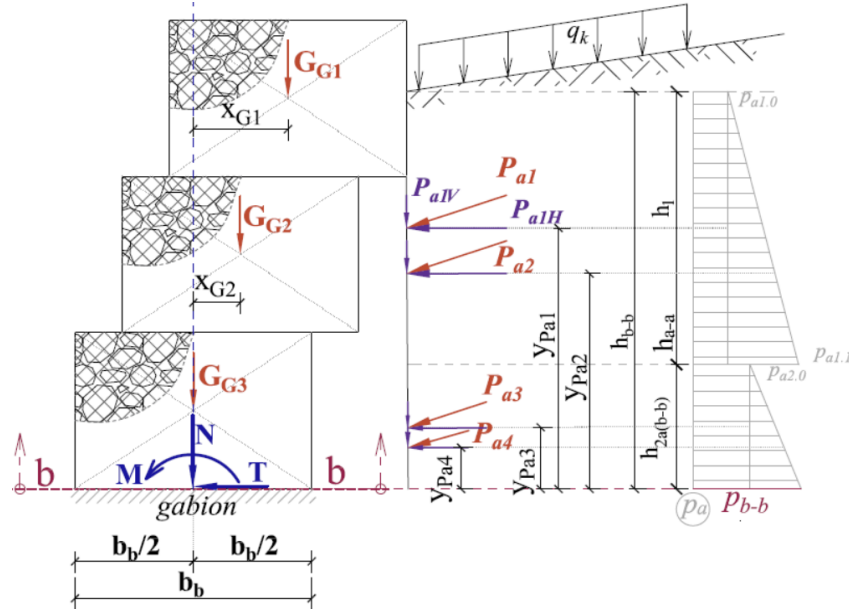


Fig.2.60. Secțiune periculoasă b-b (gabion – gabion) zid de sprijin din gabioane (T. Coulomb)

În situația în care împingerea activă a pământului s-a evaluat cu teoria Coulomb (Fig.2.60), solicitările structurale la nivelul secțiunii b-b (cu lățimea aferentă b_b) rezultă :

$$\begin{aligned} N &= \sum F_v = \sum G_i = G_{G1} + G_{G2} + G_{G3} \\ T &= \sum F_h = \sum P_{aiH} = P_{a1H} + P_{a2H} + P_{a3H} + P_{a4H} \\ M &= \sum (P_{aiH} \cdot y_{Pai}) - \gamma_{G,n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) = P_{a1H} \cdot y_{Pa1} + P_{a2H} \cdot y_{Pa2} + P_{a3H} \cdot y_{Pa3} + P_{a4H} \cdot y_{Pa4} - \dots \\ &\dots - \gamma_{G,n} (G_{G2} \cdot x_{G2} + G_{G1} \cdot x_{G1}) \end{aligned} \quad (2.100)$$

Verificarea la alunecare la nivelul secțiunii periculoase b-b va fi :

$$T \leq T_{cap} \rightarrow T \leq N \cdot \tan(\varphi_{gab}) \quad (2.101)$$

Verificarea la strivire la nivelul secțiunii periculoase b-b va fi :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &\leq f_{c.gab} \quad \text{dacă } \sigma_2 \geq 0 \\ \sigma_{max} &= \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{b_b}{2} - \frac{M}{N} \right) \cdot 1.00m} \leq f_{c.gab} \quad \text{dacă } \sigma_2 < 0 \end{aligned} \quad (2.102)$$

unde :

$$\sigma_1 = \frac{N}{b_b \cdot 1m} + \frac{6 \cdot M}{(b_b)^2 \cdot 1m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{b_b \cdot 1m} - \frac{6 \cdot M}{(b_b)^2 \cdot 1m} \quad (2.103)$$

Dacă verificările nu sunt îndeplinite este necesar modificarea geometriei zidului în vederea creșterii solicitării axiale N (îngroșarea elevație prin reconfigurarea poziției gabioanelor) și reluarea procesului de dimensionare de la început.

În situația în care împingerea activă a pământului s-a evaluat cu teoria Rankine, în ecuațiile anterioare se va modifica valoarea forței orizontale (T) și a momentului încovoietor (M) astfel:

$$T = \sum F_h = \sum P_{ai} = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4}$$

$$M = \sum (P_{ai} \cdot y_{pai}) - \gamma_{G,n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) = P_{a1} \cdot y_{pa1} + P_{a2} \cdot y_{pa2} + P_{a3} \cdot y_{pa3} + P_{a4} \cdot y_{pa4} - \dots$$

$$\dots - \gamma_{G,n} (G_{G2} \cdot x_{G2} + G_{G1} \cdot x_{G1}) \quad (2.104)$$

Același proces de verificare la lunecare și strivire a materialului se va aplica pentru toate secțiunile periculoase mobilizate la nivelul zidului de sprijin din gabioane indicate în Fig.2.57. Verificarea se va considera completă când condițiile de verificare la lunecare și la strivire a materialului sunt satisfăcute în toate secțiunile periculoase identificate.

VERIFICAREA LA SECȚIUNI PERICULOASE : ZID DE SPIRJIN DIN BETON ARMAT

Verificarea structurală a zidurilor de sprijin din beton armat va genera solicitările structurale mobilizate în cadrul zidului de sprijin pe baza cărora se va arma zidul. Secțiunile periculoase pentru zidul de sprijin de beton armat, vor flanca zona de intersecție a elevației cu talpa fundație (definit generic ca și nod rigid). Astfel se va defini o schema statică aferentă unor console echivalente încastrate în nodul rigid (Fig.2.61).

Secțiunea zidul de sprijin din beton armat se va trata ca un element asupra căruia acționează diagrama de presiuni active ale pământului și greutatea proprii ale elementelor zidului care reazemă pe talpa fundației (dren, umpluturi). Adicional zidul se va considera încărcat cu reacțiunea terenului de la nivelul tălpii fundației (de jos în sus), conf. Fig.2.61. Diagrama de reacțiuni la nivelul tălpii fundației va avea o variația liniară cu o presiune maximă (p_1) și o presiune minimă (p_2).

Valorile extreme ale diagramei reacțiuni se vor determina în funcție de valoarea forței axiale totale reduse la mijlocul tălpii fundației (V_d) și de valoarea momentului încovoietor total determinat la mijlocul tălpii fundației (M_d). Valorile V_d și M_d s-au calculat în cadrul verificării la capacitate portantă.

$$p_1 = \frac{V_d}{B \cdot 1.00m} + \frac{6 \cdot M_d}{B^2 \cdot 1.00m} \quad (2.105)$$

$$p_2 = \frac{V_d}{B \cdot 1.00m} - \frac{6 \cdot M_d}{B^2 \cdot 1.00m}$$

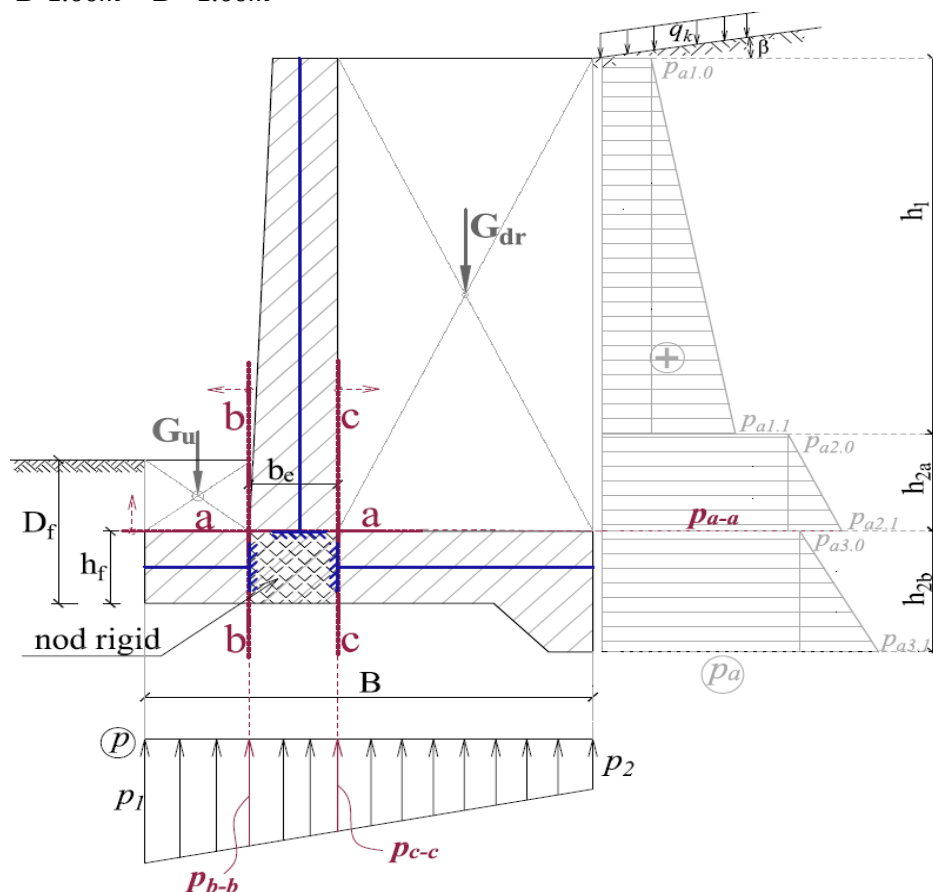


Fig.2.61. Secțiuni periculoase zid de sprijin de beton armat (schema consolelor echivalente).

Secțiunea periculoasă realizată prin elevație la contactul cu talpa fundației s-a notat a-a conf. Fig.2.61. Această secțiune va defini o consolă încastrată în "nodul rigid" a cărei lungime se dezvoltă până la partea superioară a elevației. Consolă echivalentă se va "izola" din cadrul zidului de sprijin fiind încărcată de diagrama de presiuni active până la nivelul secțiunii a-a. Se va identifica valoarea presiunii active din diagramă, de la nivelul secțiunii a-a (p_{a-a}), conf. Fig.2.61.

Secțiunea periculoasă notată cu b-b este realizată prin talpa fundației, în zona de intersectare cu elevația zidului de sprijin la fața din aval a elevației (conf. Fig.2.61). Această secțiune va defini o consolă încastrată în "nodul rigid" a cărei lungime se dezvoltă până la extremitate din aval a tălpii fundației. Consola echivalentă se va "izola" din cadrul zidului de sprijin fiind încărcată de diagrama aferentă de reacțiuni a terenului de fundare de la talpa fundației și de greutatea umpluturii de deasupra tălpii (daca exista umplutură), conf. Fig.2.61. În acest sens se va identifica presiunea de la nivelul tălpii fundației aferente secțiunii b-b (p_{b-b}) conf. Fig.2.61, consola echivalentă fiind acționată de diagrama de reacțiuni la nivelul tălpii fundației pe zona de variație $p_1 \rightarrow p_{b-b}$.

Secțiunea periculoasă notată cu $c-c$ este realizată prin talpa fundației, în zona de intersectare cu elevația zidului de sprijin la fața din amonte a elevație (conf. Fig.2.61). Această secțiune va defini o consolă încastrată în "nodul rigid" a cărei lungime se dezvoltă până la extremitate din amonte a tălpii fundației. Consola echivalentă se va "izola" din cadrul zidului de sprijin fiind încărcată de diagrama aferentă de reacțiuni a terenului de fundare, de greutatea drenului de deasupra tălpii și de eventuale încărcări verticale din diagrama de presiuni active (în teoria Coulomb), conf. Fig.2.61. În acest sens se va identifica presiunea de la nivelul tălpii fundației aferente secțiunii $c-c$ (p_{c-c}) conf. Fig.2.61, consola echivalentă fiind acționată de diagrama de reacțiuni la nivelul tălpii fundației pe zona de variație $p_{c-c} \rightarrow p_2$.

Următoarea etapă constă în izolarea fiecărei console definite prin secțiunile periculoase, aplicarea încărcărilor echivalente pe acestea și determinarea solicitărilor din încastrare (moment încovoietor și forță tăietoare). În funcție de magnitudinea solicitărilor structurale ($M+T$) se va stabili armarea necesară aferentă fiecărei secțiuni echivalente, iar mai apoi printr-o judecată unificatoare se va determina modul de armare a zidului de sprijin.

Secțiunea a-a (armare elevație)

Secțiunea a-a definește o consolă (elevație zidului de sprijin) încastrată în talpa zidului de sprijin cu lungimea l_a . Lățimea consolei în zona de încastrare s-a notat cu b_e . Zona de elevație a zidului de sprijin superioară secțiunii a-a s-a echivalat cu o bară încastrată în nodul rigid. Încărcările ce acționează pe consolă provin din diagrama aferentă de presiuni active a pământului (superioară de presiunea p_{a-a}), conf. Fig.2.62. Se va considera că diagrama de presiuni active acționează la nivelul suprafeței dintre dren și masivul de pământ sprijinit.

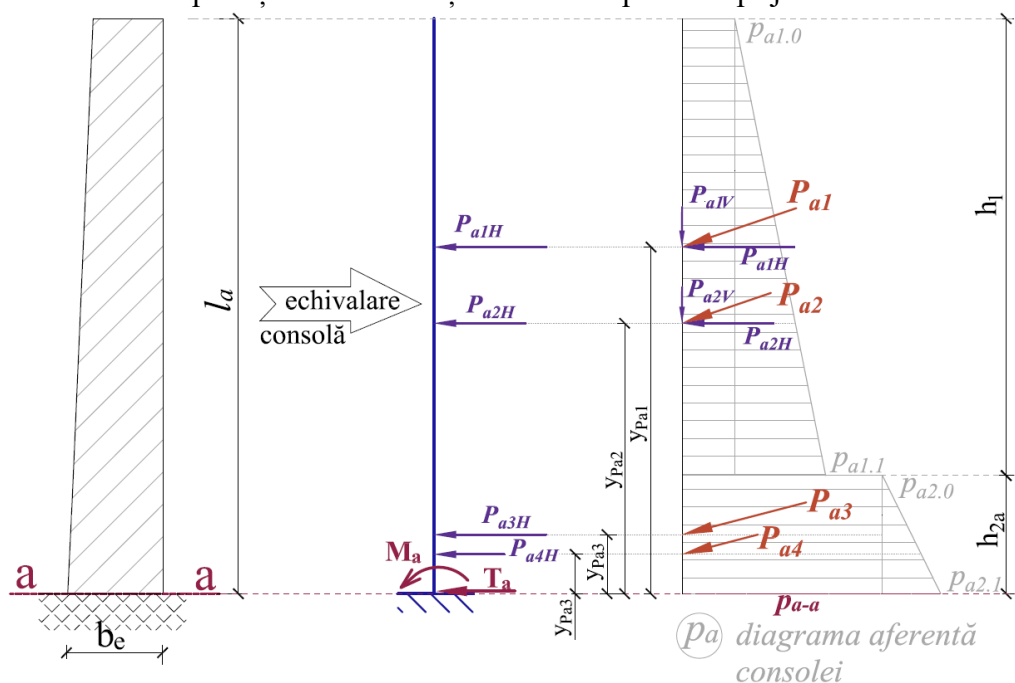


Fig.2.62. Izolarea consolei echivalente secțiunii a-a (împingere activă – T. Coulomb)

În condițiile evaluării împingerii active a pământului cu teoria Coulomb, deoarece împingerile active acționează la contactul dren-masiv sprijinit componentele verticale ale împingerii active (P_{aiV}) se vor transmite drenului și mai apoi tălpii fundației, iar componentele orizontale ale împingerii active a pământului (P_{aiH}) se vor transmite prin intermediul drenului la nivelul elevației, respectiv pe consola echivalentă, conf. Fig.2.62.

Schema statică echivalentă (consolă) este încărcată de componentele orizontale ale împingerii active rezultate pe diagrama aferentă secțiunii a-a.

Solicitările la nivelul încastrării sunt :

$$\begin{aligned} T_a &= \left(\sum P_{aiH} \right) \cdot 1.00m \\ M_a &= \sum (P_{aiH} \cdot y_{pai}) \cdot 1.00m \end{aligned} \quad (2.106)$$

Unde y_{pai} reprezintă brațul forțelor P_{aiH} în raport cu încastrarea consolei (conf. Fig.2.62) .

În condițiile evaluării împingerii active a pământului cu teoria Rankine, împingerea activă (P_{ai}) va acționa în plan orizontal, conf. Fig.2.63, iar solicitările la nivelul încastrării sunt :

$$\begin{aligned} T_a &= \left(\sum P_{ai} \right) \cdot 1.00m \\ M_a &= \sum (P_{ai} \cdot y_{pai}) \cdot 1.00m \end{aligned} \quad (2.107)$$

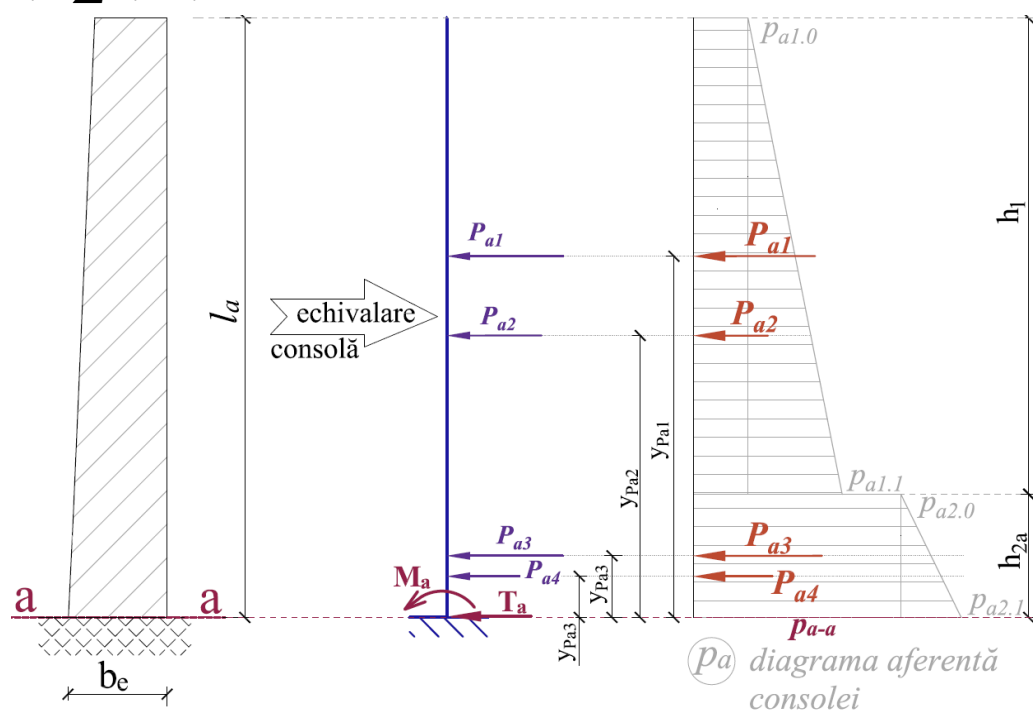


Fig.2.63. Izolarea consolei echivalente secțiunii a-a (împingere activă – T. Rankine)

Pe baza solicitărilor structurale (M_a și T_a), se va determina armarea necesară pentru secțiunea elevației în dreptul încastrării acestora în talpa zidului de sprijin. Pe baza momentului încovoietor M_a se va determina armarea verticală dispusă la fața din amonte a elevației (fața întinsă). Se va determina aria de armătură necesară conform procedurii de armare a secțiunilor de beton solicitate la moment încovoietor. Secțiunea de calcul a armăturii se va considera dreptunghiulară $b_e \times 1.00m$, conf. Fig.2.64. În ceea ce privește determinarea armăturii necesare se

va acorda atenție asupra clasei de beton utilizate (în funcție de clasa de expunere) și stratului de acoperire cu beton (c_{nom}) ales în funcție de clasa de expunere (dar nu mai mic de 5.00 cm). Se recomandă utilizarea unor armături ductile (cu palier de curgere) de tip BST 500 C sau BST 500 B.

Pe lângă armarea la moment încovoiător, secțiunea periculoasă ($b_e \times 1.00m$) se va verifica și la forța tăietoare T_a . În acest sens forța tăietoare din încastrare (T_a) se va compara cu forța tăietoare capabilă a elementului fără armătură specifică ($V_{Rd.c}$) :

$$T_a < V_{Rd.c} \quad (2.108)$$

Dacă verificarea este satisfăcută nu trebuie dispuse bare pentru preluarea forței tăietoare, dar dacă verificarea nu este satisfăcută ($T_a \geq V_{Rd.c}$ (!)) este necesară dispunerea unor armături specifice pentru preluarea forței tăietoare precum: bare orizontale (agrafe) sau bare înclinate pe direcție perpendiculară cu direcția posibilă a fisurilor generate de forța tăietoare (conf. Fig.2.64). Indiferent de tipul de armare specifică preluării forței tăietoare adoptate (agrafe sau bare înclinate), cantitatea de armătură va crește până când forța tăietoare capabilă cu armătură specifică ($V_{Rd.s}$) depășește forța tăietoare din încastrare :

$$V_{Rd.s} \geq T_a \quad (2.109)$$

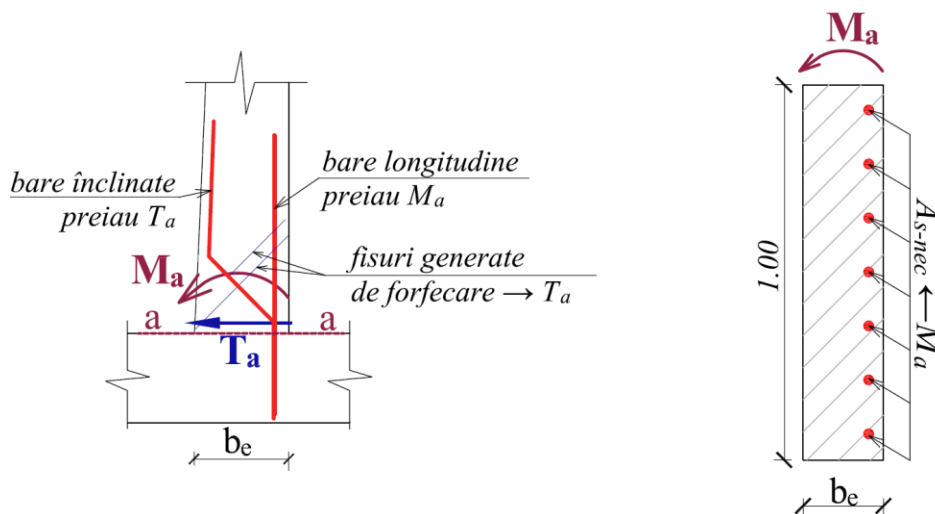


Fig.2.64. Armarea principală a secțiunii periculoase a-a din solicitări structurale încastrare

Secțiunea b-b (armare talpă)

Secțiunea b-b definește o consolă (talpa fundației) încastrată în ”nodul rigid” cu lungimea l_b . Grosimea consolei în zona de încastrare s-a notat cu h_f . Zona tălpii fundației pe lungimea l_b s-a echivalat cu o bară încastrată în nodul rigid. Încărcările ce acționează pe consolă provin de la greutatea umpluturii de deasupra tălpii zidului de sprijin plus diagrama aferentă a reacțiunilor terenului la nivelul tălpii fundației ($p_1 \rightarrow p_{b-b}$), conf. Fig.2.65.

Schema statică echivalentă (consolă) este încărcată de greutatea proprie a umpluturii de deasupra tălpii fundației și de diagrama de reacțiuni la nivelul tălpii fundației ($p_1 \rightarrow p_{b-b}$) determinându-se solicitările structurale din încastrarea consolei (M_b - moment încovoiător și T_b -

forță tăietoare). Considerându-se în mod convențional semnul pozitiv al momentului încovoietor identic cu sensul acelor de ceasornic, respectiv semnul pozitiv al forței tăietoare de jos în sus, solicitările la nivelul încastrării (Fig.2.65) sunt :

$$T_b = \left[p_{b-b} \cdot l_b + \frac{(p_1 - p_{b-b}) \cdot l_b}{2} \right] \cdot 1m - \gamma_{G.f} \cdot G_u$$

$$M_b = \left[\frac{p_{b-b} \cdot (l_b)^2}{2} + \frac{(p_1 - p_{b-b}) \cdot l_b}{2} \cdot \frac{2 \cdot l_b}{3} \right] \cdot 1.00m - \gamma_{G.f} \cdot \frac{G_u \cdot l_b}{2} \quad (2.110)$$

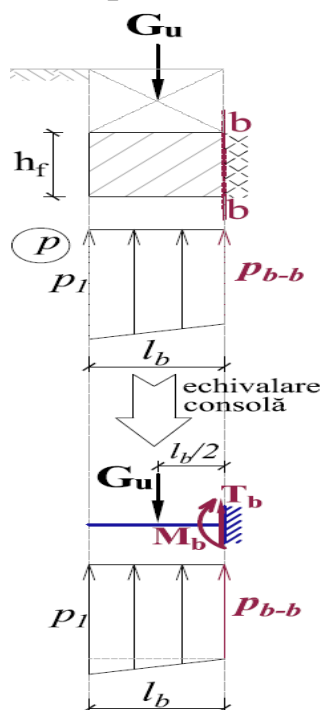


Fig.2.65. Izolarea consolei echivalente secțiunii b-b

Pe baza solicitărilor structurale (M_b și T_b), se va determina armarea necesară pentru secțiunea tălpii fundației în dreptul secțiunii b-b. Astfel, din momentul încovoietor M_b se va determina armarea orizontală dispusă la fața inferioară (de jos) a tălpii fundației. Se va determina aria de armătură necesară conform procedurii de armare a secțiunilor de beton solicitate la moment încovoietor. Secțiunea de calcul a armăturii se va considera dreptunghiulară $h_f \times 1.00m$, conf. Fig.2.66. În determinarea armăturii necesare se va acorda atenție asupra clasei de beton utilizate (în funcție de clasa de expunere) și asupra stratului de acoperire cu beton (c_{nom}) ales în funcție de clasa de expunere (dar nu mai mic de 5.00 cm). Se recomandă utilizarea unor armături ductile (cu palier de curgere) de tip C sau B.

Pe lângă armarea la moment încovoietor, secțiunea periculoasă ($h_f \times 1.00m$) se va verifica și la forța tăietoare T_b . Dacă forța tăietoare din încastrare (T_b) este inferioară forței tăietoare capabile a elementului fără armătură specifică ($V_{Rd.c}$), nu trebuie dispuse bare pentru preluarea forței tăietoare.

$$T_b < V_{Rd.c} \quad (2.111)$$

Dacă verificarea nu este satisfăcută ($T_b \geq V_{Rd,c} (!)$) este necesar dispunerea unor armături specifice pentru preluarea forței tăietoare precum: bare verticale sau bare înclinate pe direcție perpendiculară cu direcția posibilă a fisurilor generate de forța tăietoare (conf. Fig.2.66). Indiferent de tipul de armare specifică preluării forței tăietoare adoptate (agrafe sau bare înclinate), cantitatea de armătură se va stabili astfel încât forța tăietoare capabilă cu armătură specifică ($V_{Rd,s}$) să fie superioară forței tăietoare din secțiunea b-b (T_b) :

$$V_{Rd,s} \geq T_b \quad (2.112)$$

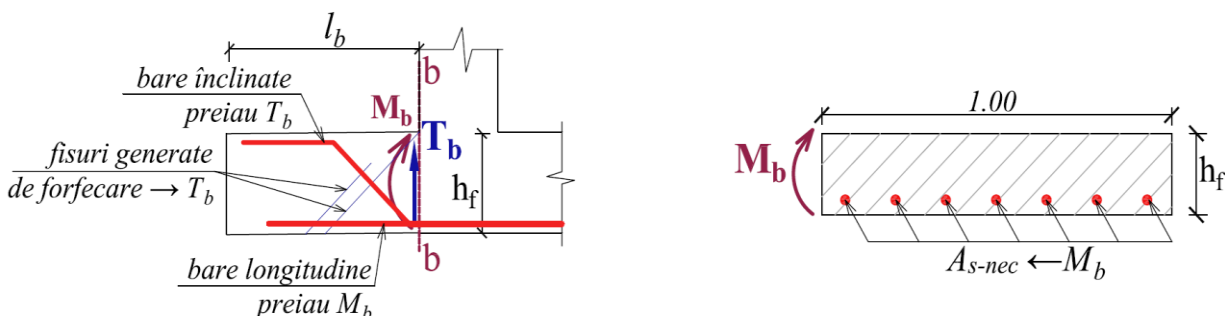


Fig.2.66. Armarea principală a secțiunii periculoase b-b din solicitări structurale încastrare

Secțiunea c-c (armare talpă)

Secțiunea c-c definește o consolă (talpa fundației) încastrată în ”nodul rigid” cu lungimea l_c și grosimea în zona de încastrare notată cu h_f . Zona tălpii fundației pe lungimea l_c s-a echivalat cu o bară încastrată în nodul rigid. Încărcările ce acționează pe consolă provin de la greutatea drenului, diagrama aferentă a reacțiunilor terenului la nivelul tălpii fundației ($p_{c-c} \rightarrow p_2$), și din diagrama de presiuni active (în cazul utilizării T. Coulomb) conf. Fig.2.67.

În condițiile evaluării împingerii active a pământului cu teoria Coulomb, deoarece împingerile active acționează la contactul dren și masivul de pământ sprijinit, componentele verticale ale împingerii active (P_{aiV}) se vor transmite drenului și mai apoi tălpii fundației fiind preluate de vârful consolei ($\sum P_{aiV}$), conf. Fig.2.67. La nivelul încastrării consolei se vor determina momentul încovoietor (M_c) și forța tăietoare (T_c).

Considerându-se în mod convențional semnul pozitiv al momentului încovoietor invers cu sensul acelor de ceasornic, respectiv semnul pozitiv al forței tăietoare de jos în sus, solicitările la nivelul încastrării (Fig.2.67, Fig.2.68) sunt :

$$\begin{aligned} T_c &= \left[p_2 \cdot l_c + \frac{(p_{c-c} - p_2) \cdot l_c}{2} \right] \cdot 1.00m - \gamma_{G,f} \cdot G_{dr} - \sum P_{aiV} \\ M_c &= \left[\frac{p_2 \cdot (l_c)^2}{2} + \frac{(p_{c-c} - p_2) \cdot l_c \cdot \frac{l_c}{3}}{2} \right] \cdot 1.00m - \left(\sum P_{aiV} \right) \cdot l_c - \gamma_{G,f} \cdot \frac{G_{dr} \cdot l_c}{2} \end{aligned} \quad (2.113)$$

În condițiile evaluării împingerii active a pământului cu teoria Rankine, deoarece împingerile active acționează perfect orizontal, valoarea $\sum P_{aiV}=0$, respectiv solicitările la nivelul încastrării (Fig.2.67, Fig.2.68) sunt :

$$T_c = \left[p_2 \cdot l_c + \frac{(p_{c-c} - p_2) \cdot l_c}{2} \right] \cdot 1.00m - \gamma_{G.f} \cdot G_{dr}$$

$$M_c = \left[\frac{p_2 \cdot (l_c)^2}{2} + \frac{(p_{c-c} - p_2) \cdot l_c \cdot \frac{l_c}{3}}{2} \right] \cdot 1.00m - \gamma_{G.f} \cdot \frac{G_{dr} \cdot l_c}{2} \quad (2.114)$$

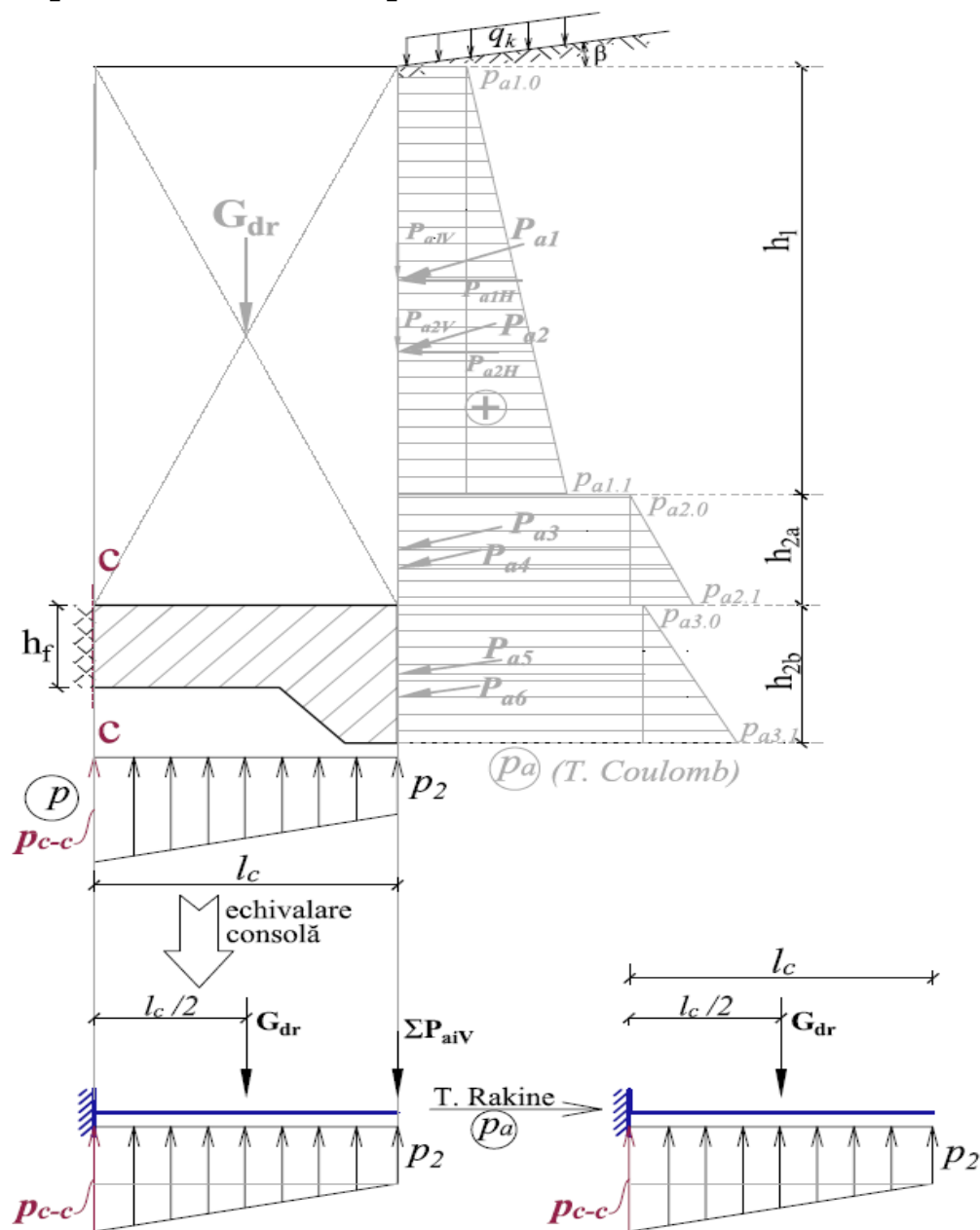


Fig.2.67. Izolarea consolei echivalente secțiunii c-c (împingere activă – T. Coulomb)

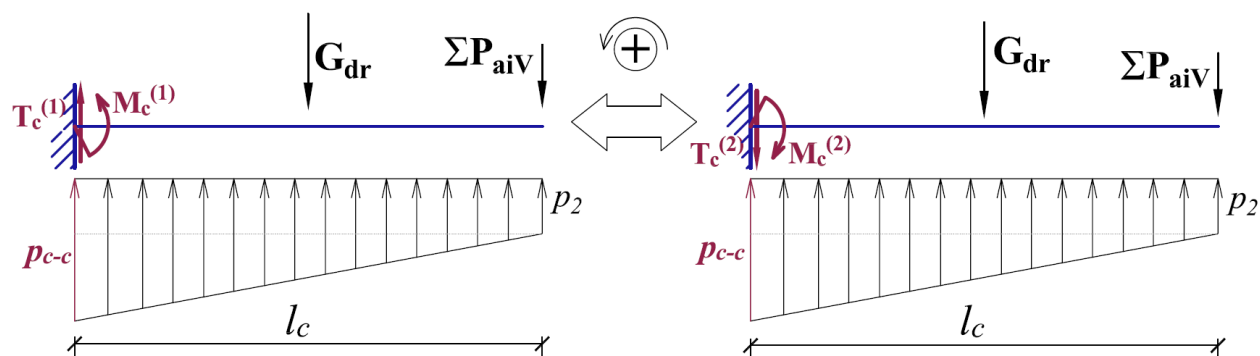


Fig.2.68. Solicitări structurale secțiune periculoasă c-c

În funcție de mărimea acțiunilor de pe consola secțiunii c-c, momentul încovoietor și forța tăietoare din încastrare pot să aibă atât semn pozitiv, cât și semn negativ. În cazul în care momentul și forța tăietoare au semn pozitiv ($M_c \rightarrow M_c^{(1)}$, $T_c \rightarrow T_c^{(1)}$, conf. Fig.2.68 și Fig.2.69), fibra întinsă la nivelul tălpii fundației este fibra inferioară. În cazul în care momentul și forța tăietoare au semn negativ ($M_c \rightarrow M_c^{(2)}$, $T_c \rightarrow T_c^{(2)}$, conf. Fig.2.68 și Fig.2.69), fibra întinsă la nivelul tălpii fundației este fibra superioară.

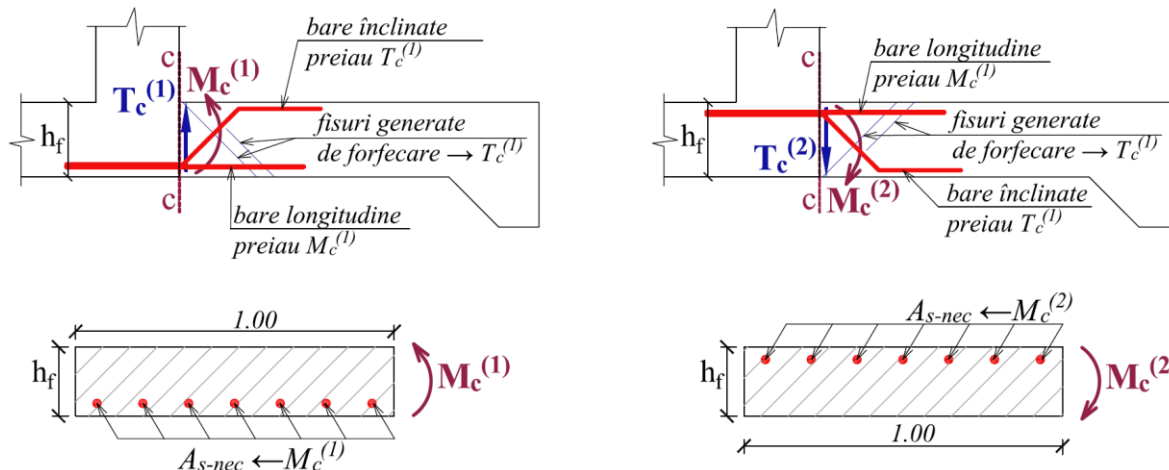


Fig.2.69. Armarea principală a secțiunii periculoase c-c din solicitări structurale în încastrare

Pe baza solicitărilor structurale (M_c și T_c), se va determina armarea necesară pentru secțiunea tălpii fundației în dreptul secțiunii c-c. Astfel, pe baza valorii momentului încovoietor M_c și a semnelui ($M_c^{(1)} \rightarrow$ pozitiv ; $M_c^{(2)} \rightarrow$ negativ) se va stabili poziția armăturii. Dacă $M_c \rightarrow M_c^{(1)} \rightarrow$ pozitiv, armătura care preia încovoierea se va dispune la fața inferioară a tălpii fundației, iar dacă $M_c \rightarrow M_c^{(2)} \rightarrow$ negativ, armătura care preia încovoierea se va dispune la fața superioară a tălpii fundației, conf. Fig.2.69. Secțiunea de calcul a armăturii se va considera dreptunghiulară $h_f \times 1.00m$, conf. Fig.2.69. Pentru determinarea armăturii necesare se va acorda atenție asupra clasei de beton utilizate (în funcție de clasa de expunere) și asupra stratului de acoperire cu beton (C_{nom}) ales în funcție de clasa de expunere, dar nu mai mic de 5.00 cm. Se recomandă utilizarea unor armături ductile (cu palier de curgere) de tip C sau B.

Pe lângă armarea la moment încovoietor, secțiunea periculoasă ($h_f \times 1.00m$) se va verifica și la forța tăietoare T_c . Dacă forța tăietoare din încastrare (T_c) este inferioară forței tăietoare

capabile a elementului fără armătură specifică ($V_{Rd,c}$), nu trebuie dispuse bare pentru preluarea forței tăietoare.

$$T_c < V_{Rd,c} \quad (2.115)$$

Dacă verificarea nu este satisfăcută ($T_c \geq V_{Rd,c}$ (!)) este necesar dispunerea unor armături specifice pentru preluarea forței tăietoare precum: bare verticale sau bare înclinate pe direcție perpendiculară cu direcția posibilă a fisurilor generate de forța tăietoare (conf. Fig.2.69). Indiferent de tipul de armare pentru preluarea forței tăietoare adoptate (agrafe sau bare înclinate), cantitatea de armătură se va stabili astfel încât forța tăietoare capabilă cu armătură specifică ($V_{Rd,s}$) să fie superioară forței tăietoare din secțiunea c-c (T_c) :

$$V_{Rd,s} \geq T_c \quad (2.116)$$

În cazul în care se adoptă dispunerea unor armături înclinate pentru preluare forței tăietoare, modul de fasonare și de dispunere a acestora se va face în funcție de semnul forței tăietoare: $T_c^{(1)} \rightarrow$ pozitiv, $T_c^{(2)} \rightarrow$ negativ (conf. Fig.2.69).

Armarea zidului de sprijin din beton armat (judecată unificatoare secțiuni periculoase)

Modul de armare a secțiunii zidului de sprijin va rezulta în urma solicitărilor structurale și a ariilor de armătură rezultate în secțiunile periculoase. În ceea ce privește armarea la încovoiere, în elevația zidului de sprijin rezultă armături verticale dispuse pe fața intradosului vertical (fața din amonte a elevației). Aceste armături vor prelua momentul încovoietor din secțiunea a-a (M_a).

Armarea tălpii fundației zidului de sprijin implică dispunerea unor armături la fața inferioară rezultate din momentul încovoietor aferent secțiunii b-b (M_b) și din momentul încovoietor aferent secțiunii c-c, dacă acest moment are semn pozitiv ($M_c^{(1)}$). Armarea la fața superioară a elevației poate rezulta din momentul aferent secțiunii c-c, dacă acest moment are semn negativ ($M_c^{(2)}$).

În situația în care forțele tăietoare rezultate în secțiunile periculoase depășesc valorile forțelor tăietoare capabile a elementului fără armătură specifică din secțiunile în cauză se vor prevedea armături specifice preluării forțelor tăietoare. Astfel, în cadrul elevației se pot dispune agrafe (bare orizontale), sau bare înclinate dispune conf. Fig.2.64, dimensionate la forța tăietoare ($V_{Rd,s} \geq T$). În cadrul tălpii fundației, dacă este nevoie se vor prevedea armături verticale sau armături înclinate dispuse conf. Fig.2.66 și Fig.2.69, dimensionate la forța tăietoare ($V_{Rd,s} \geq T$).

Armarea finală rezultă în urma unei judecăți unificatoare pentru armăturile necesare, rezultate în urma analizelor la nivelul secțiunii periculoase. O variantă general utilizată este armarea zidurilor de sprijin cu plase legate. Astfel, pe lângă armăturile de rezistență rezultate se vor dispune suplimentar armături de repartiție (orizontale) a căror lungime va fi egală cu lungimea unui tronson de zid de sprijin din care se va scădea distanța aferentă a două straturi de acoperire cu beton ($L_{\text{bară repartiție}} = L_{\text{tronson}} - 2 \cdot c_{\text{nom}}$). Fețele zidului de sprijin supuse doar la compresiune (paramentul elevației) se poate arma constructiv în vederea evitării apariției fisurilor din contracția betonului. În condițiile în care elevația se armează pe ambele fețe, se vor prevedea

agrafe pentru menținerea pe poziție a plaselor de armături rezultate. În ceea ce privește armarea tălpii fundației zidului de sprijin, se recomandă armarea superioară și inferioară (pentru preluarea fisurilor de contracții). Armăturile de la partea inferioară se vor fasona astfel încât să fie armat și pintenul (dacă acesta există). În condițiile unor tălpi a fundație cu lățimi mari (peste 2.50 m) se pot dispune și distanțieri (capre) în vederea menținerii plaselor de armătură (superioară și inferioară) pe poziție. O exemplificare orientativă este expusă în Fig.2.70 pentru armarea unui tronson de zid de sprijin (vedere axonometrică).

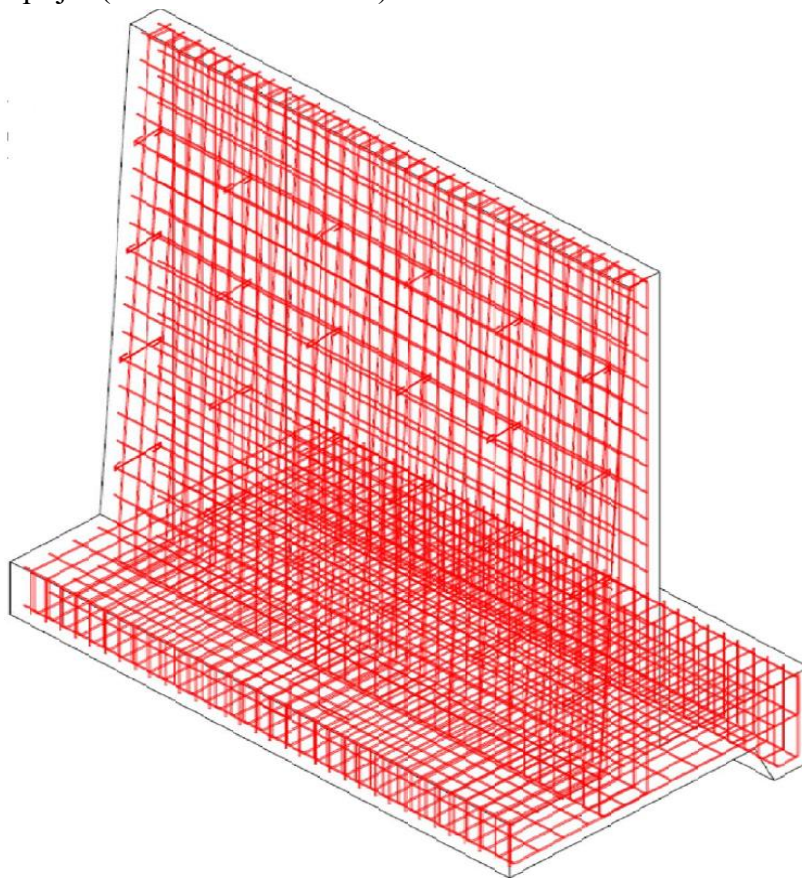


Fig.2.70. Exemplu orientativ armare tronson zid de sprijin de beton armat (vedere axonometrică)

Barele verticale de rezistență din elevație se vor ancora în cadrul tălpii fundație pe o distanță minimă egală cu lungimea de ancorare a barelor (l_{bd}), determinată conform principiilor SR EN 1992-1. Ancorarea barelor în talpa fundației se poate face printr-o fasonare a barelor în formă de "L".

Distanța dintre barele verticale se recomandă să fie între 10 cm și 20 cm. În mod uzual diametrele barelor utilizate pot varia între 10 mm și 22 mm (diametrul minim al barelor de rezistență fiind de 10 mm). Procentul minim de armare pentru armătura de rezistență este de 0.05%.

Barele orizontale au rol de repartiție și participă în preluarea tensiunilor generate de contracția betonului. Armătura de repartiție orizontală este de minimul $\phi 8 / 20$.

În ceea ce privește armarea tălpii fundației, armarea din încovoiere se va prevedea atât pe fața superioară cât și pe fața inferioară. Procentul minim de armare pentru armătura de rezistență este de 0.05%. Armătura de repartiție se va prevedea de asemenea pe ambele fețe rezultând astfel două plase legate. Armătura de repartiție este de minimul $\phi 8 / 20$.

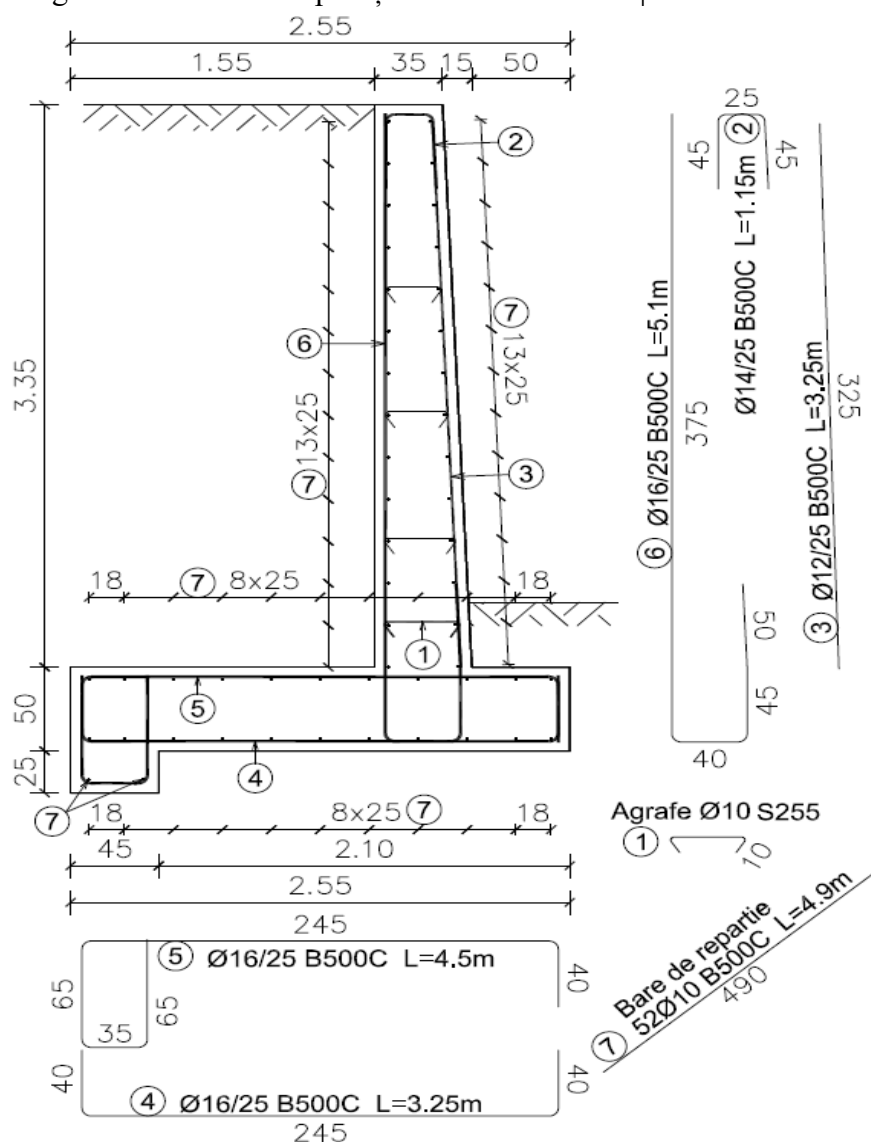


Fig.2.71. Exemplu orientativ armare tronson zid de sprijin de beton armat.

2.6 VERIFICĂRILE SLS ALE ZIDULUI DE SPRIJIN

Starea limită de serviciu sau starea limită de exploatare face referire la condițiile care conduc la pierderea funcționalității zidului de sprijin. Această pierdere a funcționalității survine ca urmare a unei deformații neconforme a terenului de fundare sau a structurii zidului de sprijin.

Pierderea funcționalității sau cedare la SLS apare atunci când deformațiile survenite în timpul duratei de viață a zidului de sprijin depășesc anumite limite definite de funcționalitate. Verificarea SLS se face în mod principal comparând două elemente :

- E_d : valoarea de calcul e efectului acțiunilor
- C_d : valoarea de calcul limită a efectului acțiunilor

$$E_d \leq C_d \quad (2.117)$$

Evaluarea E_d , se va face în urma unui calcul în care toți coeficienții parțiali de siguranță sunt unitari (=1). Verificarea la SLS se poate face în termeni de deformații ale zidului de sprijin (tasări, deplasări orizontale, rotiri, etc.) dar acest lucru nu este general valid.

O altă alternativă în ceea ce privește verificarea SLS constă în menținerea presiunilor la nivelul tălpii fundației sub o valoare limită aferentă mobilizării unor deformații sensibile în terenul de fundare. Astfel, presiunea efectivă maximă la nivelul tălpii fundației ($p_{max,k}$) se va menține mai mică decât presiunea plastică a terenului de fundare (p_{pl}).

$$p_{max,k} \leq p_{pl} \quad (2.118)$$

Trebuie menționat faptul că presiunea $p_{max,k}$ se va determina în urma unui calcul cu coeficienți parțiali de siguranță unitari, iar presiunea p_{pl} se va determina conform anexa H din cadrul normativului NP 112:2014 ("Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață").

Un calcul mai detaliat cu includerea deplasărilor, trebuie realizat în situațiile următoare:

- Când există construcții sau anumite rețele de utilități cu un grad ridicat de sensibilitate la deplasări în zona de influență a zidului de sprijin
- În lipsa unor experiențe comparabile concludente
- În situația aferentă includerii zidului de sprijin într-un complex ce încorporează anumite activități cu caracter special sensibile la deformații (activități de producție industrială mecanizată / robotizată, etc.).
- În situația aferentă unor condiții geotehnice cu caracter problematic coroborate cu dimensiunile zidului de sprijin precum:
 - Zid de sprijin cu înălțimea mai mare de 6.00 m ce sprijină un masiv de pământ coeziv cu plasticitate redusă.
 - Zid de sprijin cu înălțimea mai mare de 3.00 m ce sprijină un masiv de pământ coeziv cu plasticitate ridicată.
 - Zid de sprijin cu înălțimea mai mare de 2.00 m rezemat pe un teren de fundare de tip argilă moale.

Un calcul adecvat de evaluarea a deplasărilor trebuie să ia în considerare elemente precum: presiunea geologică, rigiditatea pământului, rigiditatea elementelor structurale din cadrul zidului de sprijin și succesiunea etapelor de execuție (cu modificările aferente aduse stării de tensiune din masivul de pământ).

2.7 EXEMPLE DE DIMENSIONARE SLU

2.7.1 Zid de sprijin de debleu din zidărie de piatră (exemplu 1)

Se urmărește dimensiona un zid de sprijin de debleu realizat din zidărie de piatră cu mortar de ciment. Zidul se va dimensiona SLU conform abordării de calcul AP 1.1. Înălțimea sprijinită va fi de 3.60 m ($H=3.60$ m), terenul este înclinat față de orizontală cu unghiul $\beta=6^\circ$ și va fi încărcat cu o suprasarcină constantă $q_k=12\text{kPa}$. Zidul se va executa pe tronsoane de lungime 5.00 m în mod alternant. Suprasarcina se consideră o încărcare temporară. Împingerea activă a pământului de se va determina utilizând teoria Coulomb. În urma investigațiilor geotehnice stratificație terenului este următoarea :

Strat 1 pământ : grosime strat 2.45m, $\gamma_{1k}=18.7\text{ kN/m}^3$, $\varphi'_{1k}=23^\circ$, $c'_{1k}=3\text{ kPa}$

Strat 2 pământ : grosime strat 11.00 m, $\gamma_{2k}=19\text{ kN/m}^3$, $\varphi'_{2k}=16^\circ$, $c'_{2k}=15\text{ kPa}$

În urma predimensionării s-a ajuns la următoarea configurație geometrică:

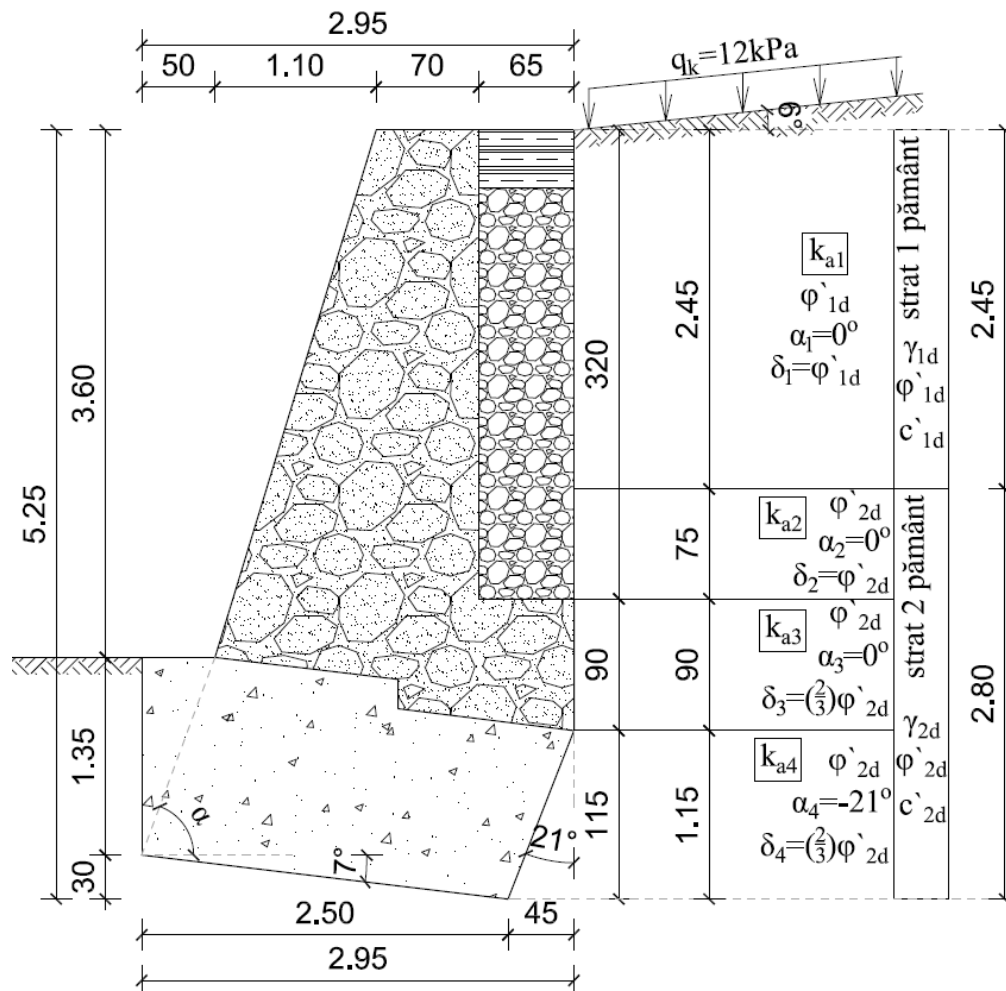


Fig.2.72. Predimensionare și conformare zid de sprijin din zidărie de piatră (exemplu 1)

Lățime fundație $\rightarrow B=2.50\text{ m}$

Adâncime de fundare $\rightarrow D_f=1.30\text{ m}$

Lățime dren $\rightarrow b_{dr}=0.65\text{ m}$

lățime superioară a elevației $\rightarrow 0.70\text{ m}$

Verificări preliminare configurație geometrică:

$$D_f = 1.35\text{ m} \geq 0.9\text{ m}(H_i) + 20\text{ cm} \rightarrow ok$$

$$D_f = 1.35\text{ m} \geq CTBF + 20\text{ cm} \rightarrow ok \text{ (strat 2 pământ)}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{1.35}{0.50} = 2.75 \geq 1.30 \rightarrow ok$$

$$\varepsilon = \alpha \tan\left(\frac{0.3}{2.50}\right) \rightarrow \varepsilon = 7^\circ \rightarrow 0^\circ \leq 7^\circ \leq 13^\circ \rightarrow ok$$

Alegerea coeficienților parțiali de siguranță aferenți SLU GEO și SLU STR conform abordării de calcul AC 1.1.

AC 1.1 : A1 ”+” M1 ”+” R1

A1 :

$\gamma_{Gf} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1.35$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile)

M1 :

$\gamma_\phi = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_{cu} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului)

$\gamma_\gamma = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

R1 :

$\gamma_{RH} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la lunecare)

$\gamma_{Rv} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la capacitate portanta)

Stabilirea parametrilor geotehnici de material cu valori de calcul

Strat 1 pământ : grosime strat 2.45 m, $\gamma_{1k} = 18.7\text{ kN/m}^3$, $\phi'_{1k} = 23^\circ$, $c'_{1k} = 3\text{ kPa}$

$$\phi'_{d.1} = \alpha \tan\left[\frac{\tan(23^\circ)}{1}\right] = 23^\circ \quad c'_{d.1} = \frac{3}{1} = 3\text{ kPa} \quad \gamma_{d.1} = \frac{18.7}{1} = 18.7\text{ kN/m}^3$$

Strat 2 pământ : grosime strat 11.00 m, $\gamma_{2k} = 19\text{ kN/m}^3$, $\phi'_{2k} = 16^\circ$, $c'_{2k} = 15\text{ kPa}$

$$\phi'_{d.2} = \alpha \tan\left[\frac{\tan(16^\circ)}{1}\right] = 16^\circ \quad c'_{d.2} = \frac{15}{1} = 15\text{ kPa} \quad \gamma_{d.2} = \frac{19}{1} = 19\text{ kN/m}^3$$

1. Verificarea la lunecare (SLU GEO)

Evaluarea încărcărilor

● Împingerea activă a pământului conform teoriei Coulomb. Coeficientul de împingere activă pe fiecare strat se va calcula conform următoarei formule:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi'_d - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

În condițiile actuale întrucât unghiurile φ'_d , α și δ suferă modificări succesive pe înălțimea zidului, împingerea activă se va determina pe 4 strate echivalente astfel :

Strat	$h(m)$	$\varphi'_d(^{\circ})$	$\alpha(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	$c'_d(kPa)$	$\beta(^{\circ})$	$\gamma_d(kN/m^3)$	K_a
1	2.45	23	0	23	3	6	18.7	0.42
2	0.75	16	0	16	15	6	19	0.56
3	0.90	16	0	$(2/3) \cdot 16 = 10.67$	15	6	19	0.57
4	1.15	16	-21	$(2/3) \cdot 16 = 10.67$	15	6	19	0.44

Diagrame de presiuni active se vor determina pe înălțimea zidului aplicându-se următoarea formulă:

$$p_a = \gamma_{Q,n} \cdot q_k \cdot k_a + \gamma_{G,n} \cdot \left[\sum (\gamma_{di} \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c'_d \cdot \sqrt{k_a} \right]$$

Vor rezulta următoarele presiuni active:

$$p_{a10} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.42 - 1.35 \cdot 2 \cdot 3 \cdot \sqrt{0.42} = 2.32 kPa$$

$$p_{a11} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.42 + 1.35 \left(2.45 \cdot 18.7 \cdot 0.42 - 2 \cdot 3 \cdot \sqrt{0.42} \right) = 28.34 kPa$$

$$p_{a20} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.56 + 1.35 \left(2.45 \cdot 18.7 \cdot 0.56 - 2 \cdot 15 \cdot \sqrt{0.56} \right) = 14.41 kPa$$

$$p_{a21} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.56 + 1.35 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 0.75 \cdot 19) \cdot 0.56 - 2 \cdot 15 \cdot \sqrt{0.56} \right] = 25.177 kPa$$

$$p_{a30} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.57 + 1.35 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 0.75 \cdot 19) \cdot 0.57 - 2 \cdot 15 \cdot \sqrt{0.57} \right] = 26.03 kPa$$

$$p_{a31} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.57 + 1.35 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 0.75 \cdot 19 + 0.9 \cdot 19) \cdot 0.57 - 2 \cdot 15 \cdot \sqrt{0.57} \right] = 39.23 kPa$$

$$p_{a40} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.44 + 1.35 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 1.65 \cdot 19) \cdot 0.44 - 2 \cdot 15 \cdot \sqrt{0.44} \right] = 27.02 kPa$$

$$p_{a41} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.44 + 1.35 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 2.8 \cdot 19) \cdot 0.44 - 2 \cdot 15 \cdot \sqrt{0.44} \right] = 40.04 kPa$$

Determinarea împingerilor active și a componentelor verticale și orizontale ale acestora

Strat 1

$$P_{a1} = 2.32 kPa \cdot 2.45 m = 5.68 kN / m$$

$$P_{a1H} = 5.68 kN / m \cdot \cos(23 + 0) = 5.23 kN / m$$

$$P_{a1V} = 5.68 kN / m \cdot \sin(23 + 0) = 2.22 kN / m$$

$$P_{a2} = \frac{(28.34 kPa - 2.32 kPa)}{2} \cdot 2.45 m = 31.87 kN / m$$

$$P_{a2H} = 31.87kN / m \cdot \cos(23 + 0) = 29.34kN / m \quad P_{a2V} = 31.87kN / m \cdot \sin(23 + 0) = 12.45kN / m$$

Strat 2

$$P_{a3} = 14.41kPa \cdot 0.75m = 10.8kN / m$$

$$P_{a3H} = 10.8kN / m \cdot \cos(16 + 0) = 10.39kN / m \quad P_{a3V} = 10.8kN / m \cdot \sin(16 + 0) = 2.98kN / m$$

$$P_{a4} = \frac{(25.177kPa - 14.41kPa)}{2} \cdot 0.75m = 4.04kN / m$$

$$P_{a4H} = 4.04kN / m \cdot \cos(16 + 0) = 3.88kN / m \quad P_{a4V} = 4.04kN / m \cdot \sin(16 + 0) = 1.11kN / m$$

Strat 3

$$P_{a5} = 26.03kPa \cdot 0.9m = 23.43kN / m$$

$$P_{a5H} = 23.43kN / m \cdot \cos(10.67 + 0) = 23.02kN / m \quad P_{a5V} = 23.43kN / m \cdot \sin(10.67 + 0) = 4.34kN / m$$

$$P_{a6} = \frac{(39.23kPa - 26.03kPa)}{2} \cdot 0.9m = 5.94kN / m$$

$$P_{a6H} = 5.94kN / m \cdot \cos(10.67 + 0) = 5.84kN / m \quad P_{a6V} = 5.94kN / m \cdot \sin(10.67 + 0) = 1.1kN / m$$

Strat 4

$$P_{a7} = 27.02kPa \cdot 1.15m = 31.07kN / m$$

$$P_{a7H} = 31.07kN / m \cdot \cos(10.67 - 21) = 30.57kN / m$$

$$P_{a7V} = 31.07kN / m \cdot \sin(10.67 - 21) = -5.57kN / m \rightarrow P_{a7V} = 0$$

$$P_{a8} = \frac{(40.04kPa - 27.02kPa)}{2} \cdot 1.15m = 7.49kN / m$$

$$P_{a8H} = 7.49kN / m \cdot \cos(10.67 - 21) = 7.37kN / m$$

$$P_{a8V} = 7.49kN / m \cdot \sin(10.67 - 21) = -1.34kN / m \rightarrow P_{a8V} = 0$$

● Greutățile proprii ale zidului de sprijin și a elementelor componente

La evaluarea greutăților proprii s-a utilizat aplicația autocad. În acest sens pentru fundația zidului realizată din beton simplu, și pentru elevația zidului realizată din zidărie de piatră, s-au format regiuni (comanda REGION), apoi prin comanda MASSPROP s-a determinat aria și poziția centrului de greutate pentru fiecare regiune.

- Greutate fundației $G_{fz} \rightarrow$ aria aferentă $A_{fz} = 3.63 m^2$, greutate volumică $\gamma_{b.s} = 24 kN/m^3$

$$G_{fz} = 3.63m^2 \cdot 24kN / m^3 \cdot 1m = 87.12kN$$

- Greutate elevație $G_{ez} \rightarrow$ aria aferentă $A_{ez} = 5.36 m^2$, greutate volumică $\gamma_{zid} = 23 kN/m^3$

$$G_{ez} = 5.36m^2 \cdot 23kN / m^3 \cdot 1m = 123.28kN$$

- Greutate dren $G_{dr} \rightarrow$ aria aferentă $A_{dr} = 0.65 \cdot 3.2 = 2.08m^2$, greutate volumică $\gamma_{dr} = 19 kN/m^3$

$$G_{dr} = 2.08m^2 \cdot 19kN / m^3 \cdot 1m = 39.52kN$$

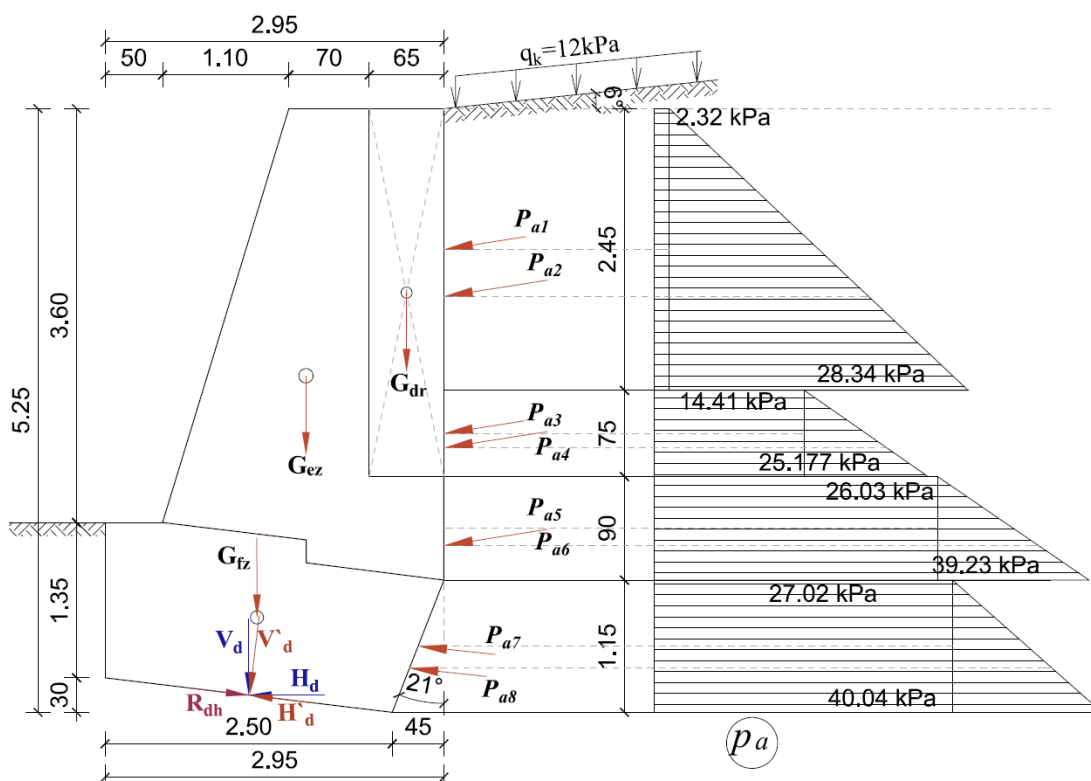


Fig.2.73. Schemă de calcul – verificare la lunecare (exemplu 1 zid de sprijin din zidărie de piatră)

Reducere sistem de forțe la mijloc talpă fundație:

$$V_d = \sum F_v = \gamma_{G,f} (\sum G_i) + (\sum P_{aiV}) \cdot 1.00m$$

$$V_d = 1.00(87.12 + 123.28 + 39.52)kN + 1m \cdot (2.22 + 12.45 + 2.98 + 1.11 + \dots + 4.34 + 1.1)kN / m = 274.12kN$$

$$H_d = \sum F_h = (\sum P_{aiH}) \cdot 1.00m$$

$$H_d = 1m \cdot (5.23 + 29.34 + 10.39 + 3.88 + 23.02 + 5.84 + \dots + 30.57 + 7.37)kN / m = 115.63kN$$

Proiecția forțelor după planul de lunecare ($\varepsilon = 7^\circ$)

$$V'_d = 274.12 \cdot \cos(7) + 115.63 \cdot \sin(7) = 286.17kN$$

$$H'_d = 115.63 \cdot \cos(7) - 274.12 \cdot \sin(7) = 81.36kN$$

Determinarea rezistenței la lunecare ($\delta_d = \varphi'_{2d}$ – contact pământ $\rightarrow$ beton turnat monolit).

$$R_{dh} = \frac{286.17kN \cdot \tan(16^\circ)}{1.00} = 82.06kN$$

Verificarea la lunecare :

$$R_{dh} \geq H'_d \rightarrow 82.06kN \geq 81.36kN \rightarrow \text{verifică}$$

2. Verificarea la capacitate portantă (SLU GEO)

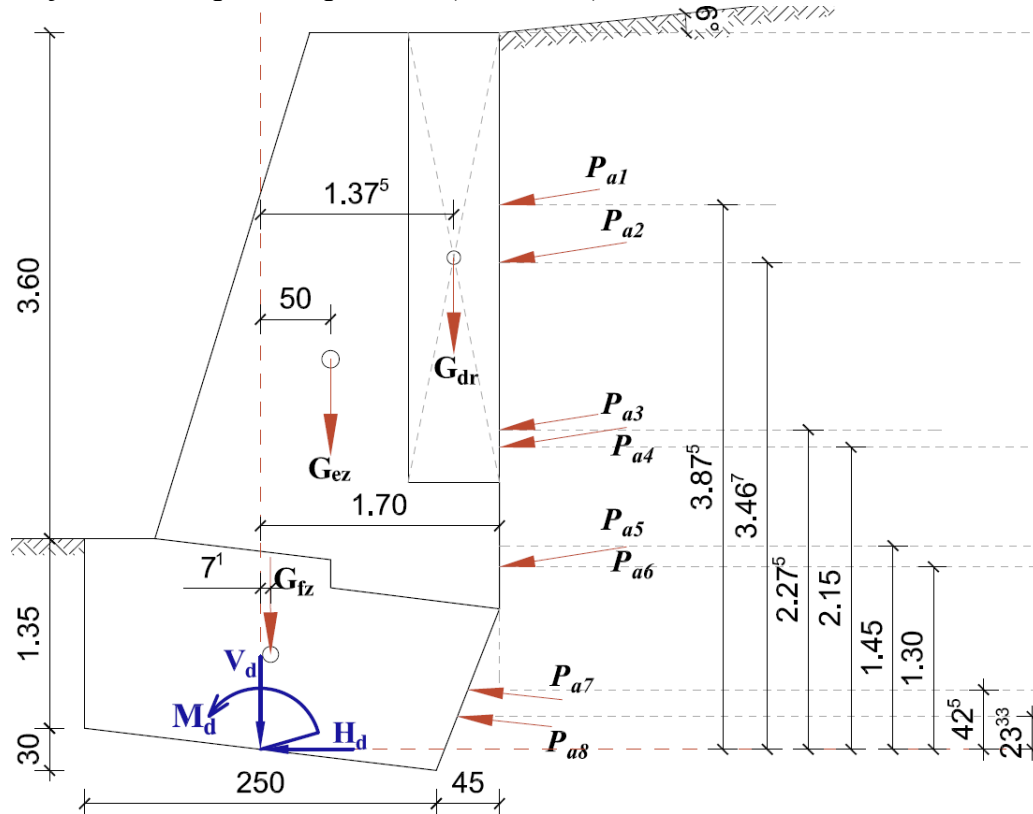


Fig.2.74. Schemă de calcul – verificare la capacitate portantă (exemplu 1 - zid de sprijin din zidărie de piatră)

Reducere sistem de forțe la mijloc talpă fundație

$$V_d = \sum F_v = \gamma_{G,n} (\sum G_i) + (\sum P_{aiV}) \cdot 1.00m$$

$$V_d = \sum F_v = 1.35(87.12 + 123.28 + 39.52)kN + 1m \cdot (2.22 + 12.45 + 2.98 + 1.11 + \dots + 4.34 + 1.1)kN / m = 361.59kN$$

$$H_d = \sum F_h = (\sum P_{aiH}) \cdot 1.00m$$

$$H_d = 1m \cdot (5.23 + 29.34 + 10.39 + 3.88 + 23.02 + 5.84 + 30.57 + 7.37)kN / m = 115.63kN$$

La calculul momentului M_d , brațele forțelor s-au cotaț în raport cu mijlocul lățimii fundației

$$M_d = \sum (P_{aiH} \cdot y_{pai}) \cdot 1.00m - \gamma_{G,n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) - \sum (P_{aiV} \cdot x_{pai}) \cdot 1.00m$$

$$M_d = (5.23 \cdot 3.875 + 29.34 \cdot 3.467 + 10.39 \cdot 2.275 + 3.88 \cdot 2.15 + 23.02 \cdot 1.45 + \dots + 5.84 \cdot 1.30 + 30.57 \cdot 0.425 + 7.37 \cdot 0.23) \cdot 1.00m - 1.35 \cdot (87.12 \cdot 0.07 + \dots + 123.28 \cdot 0.5 + 39.52 \cdot 1.375) - 1.70(2.22 + 12.45 + 2.98 + 1.11 + 4.34 + \dots + 1.1 + 0 + 0) \cdot 1m = 3.33kN \cdot m$$

Verificarea excentricității:

$$e_B = \frac{3.33kN \cdot m}{361.59kN} = 0.009m \quad \frac{B}{6} = \frac{2.50m}{6} = 0.417m \quad e_B \leq \frac{B}{6} \rightarrow 0.009 \leq 0.417 \rightarrow \text{verifică}$$

Determinarea presiunii efective

$$B' = 2.50 - 2 \cdot 0.009 = 2.482m$$

$$A' = 2.459m \cdot 1.00m = 2.482m^2$$

$$p_{eff} = \frac{361.59kN}{2.482m^2} = 145.71kPa$$

Determinarea capacității portante în condiții drenate:

$$R_d / A' = \left(c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{Rv}}$$

Calcul factori adimensionali de capacitate portantă:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'_d} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \varphi'_d / 2 \right) = 2.718^{3.142 \cdot \tan 16^\circ} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + 16^\circ / 2 \right) = 4.335$$

$$N_c = \left(N_q - 1 \right) \cdot \cot(\varphi'_d) = (4.335 - 1) \cdot \cot(16^\circ) = 11.63$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \left(\varphi'_d / 2 \right) = 2 \cdot (4.335 - 1) \cdot \tan(16^\circ / 2) = 0.937$$

Calcul factori adimensionali pentru înclinarea tălpii fundației:

$$\alpha = \frac{\varepsilon \cdot \pi}{180} = \frac{7 \cdot 3.142}{180} = 0.122$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi'_d)^2 = (1 - 0.122 \cdot \tan 16^\circ)^2 = 0.931$$

$$b_c = b_q - \left[(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \varphi'_d) \right] = 0.931 - \left[(1 - 0.931) / (11.63 \cdot \tan 16^\circ) \right] = 0.911$$

Calcul factori adimensionali pentru înclinarea încărcării verticale:

$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = [2 + (2.482m / 1.00m)] / [1 + (2.482m / 1.00)] = 1.287$$

$$i_q = \left\{ 1 - H_d / [V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\varphi'_d)] \right\}^m = \left\{ 1 - 115.63 / [361.59 + 2.482 \cdot 15 \cdot \cot(16^\circ)] \right\}^{1.287} = 0.71$$

$$i_\gamma = \left\{ 1 - H_d / [V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\varphi'_d)] \right\}^{m+1} = \left\{ 1 - 115.63 / [361.59 + 2.482 \cdot 15 \cdot \cot(16^\circ)] \right\}^{1+1.287} = 0.541$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varphi'_d) = 0.71 - (1 - 0.71) / (11.63 \cdot \tan 16^\circ) = 0.62$$

Calcul factori adimensionali factori adimensionali pentru forma bazei fundației:

- Se consideră zidul de sprijin ca un element liniar, de unde rezultă $B' / L_{zid} = 0$.

$$s_q = 1 + (B' / L_{zid}) \cdot \sin \varphi'_d = 1 + 0 \cdot \sin 16^\circ = 1$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B' / L_{zid}) = 1 - 0.3 \cdot 0 = 1$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = (1 \cdot 4.335 - 1) / (4.335 - 1) = 1$$

Calcul suprasarcină la nivelul tălpii fundației:

$$q' = D_f \cdot \gamma_d = 1.35m \cdot 19kN / m^3 = 25.65kPa$$

$$R_d / A' = (c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot 1 / \gamma_{Rv}$$

$$R_d / A' = (15kPa \cdot 11.63 \cdot 0.911 \cdot 1 \cdot 0.62 + 25.65kPa \cdot 4.335 \cdot 0.931 \cdot 1 \cdot 0.71 + \dots$$

$$\dots + 0.5 \cdot 19kN / m^3 \cdot 2.482m \cdot 0.937 \cdot 0.931 \cdot 1 \cdot 0.541) \cdot (1/1) = 183kPa$$

Verificarea la capacitate portantă: $\frac{V_d}{A'} \leq \frac{R_d}{A'} \rightarrow 145.71kPa \leq 183kPa \rightarrow verifică$

3. Verificarea la secțiuni periculoase (SLU STR)

Izolare zonei superioare secțiunii periculoase a-a și evaluarea încărcărilor.

La evaluarea greutateilor proprii s-a utilizat aplicația autocad. În acest sens pentru elevația zidului superioară secțiunii a-a s-a format o regiune (comanda REGION), apoi prin comanda MASSPROP s-a determinat aria și poziția centrului de greutate.

- Greutate elevație $G_{ea-a} \rightarrow$ aria aferentă $A_{ea-a} = 3.8 \text{ m}^2$, greutate volumică $\gamma_{zid} = 23 \text{ kN/m}^3$

$$G_{ea-a} = 3.8 \text{ m}^2 \cdot 23 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 87.4 \text{ kN}$$

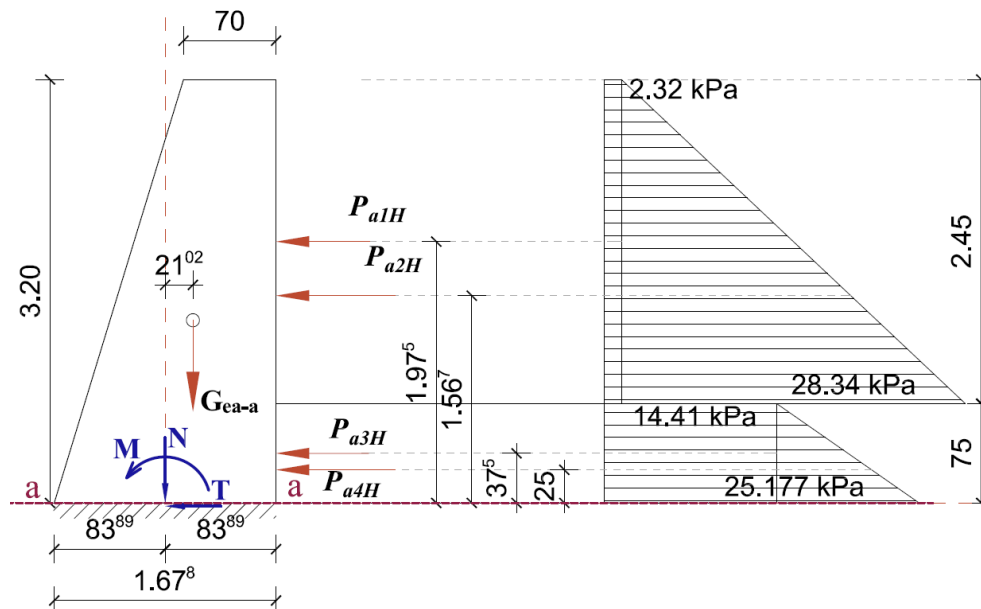


Fig.2.75. Schemă de calcul – verificare secțiuni periculoase (exemplu 1 - zid de sprijin din zidărie de piatră)

Împingerea activă ce acționează pe zona elevației superioară secțiunii a-a corespunde stratului 1 și 2 iar componentele orizontale ale împingerii active a pământului sunt următoarele:

Strat 1

$$P_{a1H} = 5.68 \text{ kN/m} \cdot \cos(23 + 0) = 5.23 \text{ kN/m}$$

$$P_{a2H} = 31.87 \text{ kN/m} \cdot \cos(23 + 0) = 29.34 \text{ kN/m}$$

Strat 2

$$P_{a3H} = 10.8 \text{ kN/m} \cdot \cos(16 + 0) = 10.39 \text{ kN/m}$$

$$P_{a4H} = 4.04 \text{ kN/m} \cdot \cos(16 + 0) = 3.88 \text{ kN/m}$$

Reducerea sistemului de forțe la mijlocul lățimii aferente secțiunii periculoase $b_a = 1.678 \text{ m}$. Brațele acțiunilor s-au cotaț pe schiță și reprezintă distanța de la punctul de acțiune a forței la mijlocul lățimii b_a .

$$N = 87.4 \text{ kN}$$

$$T = (5.23 + 29.34 + 10.39 + 3.88) \text{ kN/m} \cdot 1 \text{ m} = 48.83 \text{ kN}$$

$$M = (5.23 \cdot 1.975 + 29.34 \cdot 1.567 + 10.39 \cdot 0.375 + \dots \\ \dots + 3.88 \cdot 0.25) \text{ kN} / \text{m} \cdot 1\text{m} - 87.4 \text{ kN} \cdot 0.21\text{m} = 42.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

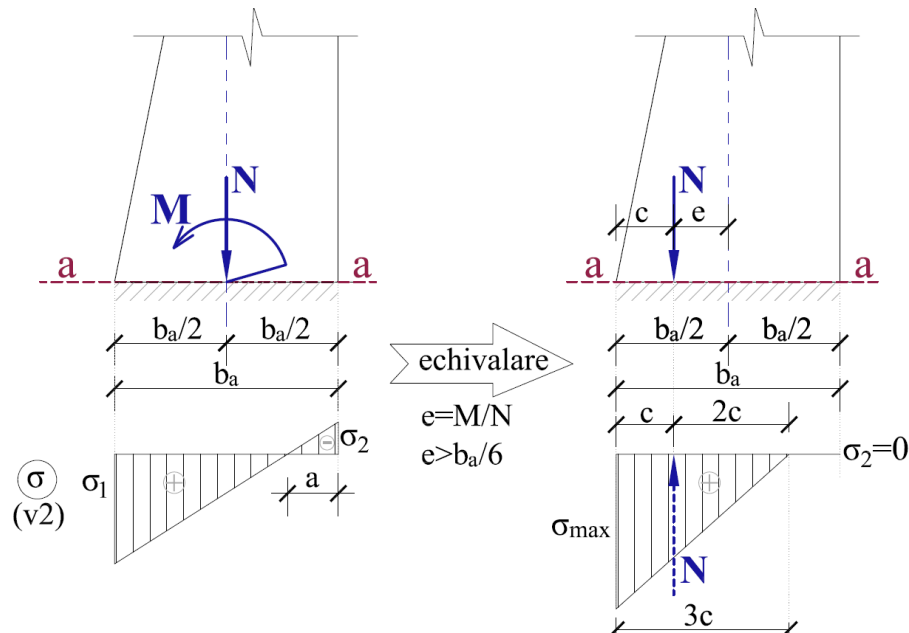


Fig.2.76. Evaluare tensiuni normale la nivelul secțiunii periculoase a-a (exemplu 1 - zid de sprijin din zidărie de piatră)

Determinare tensiunilor normale la nivelul secțiunii periculoase a-a :

$$\sigma_1 = \frac{87.4 \text{ kN}}{1.678 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} + \frac{6 \cdot 42.81 \text{ kN} \cdot \text{m}}{(1.678 \text{ m})^2 \cdot 1 \text{ m}} = 143.3 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{87.4 \text{ kN}}{1.678 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} - \frac{6 \cdot 42.81 \text{ kN} \cdot \text{m}}{(1.678 \text{ m})^2 \cdot 1 \text{ m}} = -39.13 \text{ kPa}$$

Rezultă întinderi în secțiunea periculoasă a-a, așadar se va face echivalarea aferentă unui material care nu preia întinderi:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 87.4 \text{ kN}}{3 \cdot \left(\frac{1.678 \text{ m}}{2} - \frac{42.81 \text{ kN} \cdot \text{m}}{87.4 \text{ kN}} \right) \cdot 1 \text{ m}} = 166.85 \text{ kPa}$$

$$f_c = f_{czp} \text{ (zid zidărie de piatră)} = 2 \text{ daN} / \text{cm}^2 = 200 \text{ kPa}$$

Verificarea la tensiuni normale (N+M):

$$\sigma_{\max} \leq f_{czp} \rightarrow 166.85 \text{ kPa} \leq 200 \text{ kPa} \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la forță tăietoare (estimare prudentă, $\varphi_{\text{zid}} = 30^\circ$) :

$$T_{\max} = 87.4 \text{ kN} \cdot \tan(30^\circ) = 50.45 \text{ kN}$$

$$T \leq T_{\max} \rightarrow 48.83 \text{ kN} \leq 50.45 \text{ kN} \rightarrow \text{verifică}$$

4. Verificarea la răsturnare (SLU EQU)

Alegerea coeficienților parțiali de siguranță aferenți SLU EQU.

Pentru acțiuni

$\gamma_{Gf} = 0.9$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1.1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile)

Pentru parametrii geotehnici (de material)

$\gamma_{\phi} = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_{\gamma} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

Stabilirea parametrilor geotehnici de material cu valori de calcul:

Strat 1 pământ : grosime strat 2.45m, $\gamma_{1k} = 18.7 \text{ kN/m}^3$, $\phi_{1k} = 23^\circ$, $c_{1k} = 3 \text{ kPa}$

$$\phi'_{d.1} = \alpha \tan \left[\frac{\tan(23^\circ)}{1.25} \right] = 18.76^\circ \quad c'_{d.1} = \frac{3}{1.25} = 2.4 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.1} = \frac{18.7}{1} = 18.7 \text{ kN/m}^3$$

Strat 2 pământ : grosime strat 11.00 m, $\gamma_{2k} = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi_{2k} = 16^\circ$, $c_{2k} = 15 \text{ kPa}$

$$\phi'_{d.2} = \alpha \tan \left[\frac{\tan(16^\circ)}{1.25} \right] = 12.92^\circ \quad c'_{d.2} = \frac{15}{1.25} = 12 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.2} = \frac{19}{1} = 19 \text{ kN/m}^3$$

Evaluarea încărcărilor

● Împingerea activă a pământului conform teoriei Coulomb. Coeficientul de împingere activă pe fiecare strat se va calcula conform următoarelor formule:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta) \cdot \sin(\phi'_d - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

În condițiile actuale întrucât unghiurile ϕ'_d , α și δ suferă modificări succesive pe înălțimea zidului, împingerea activă se va determina pe 4 strate echivalente astfel :

Strat	$h \text{ (m)}$	$\phi'_d (^\circ)$	$\alpha (^\circ)$	$\delta (^\circ)$	$c'_d \text{ (kPa)}$	$\beta (^\circ)$	$\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)}$	K_a
1	2.45	18.76	0	18.76	2.4	6	18.7	0.5
2	0.75	12.92	0	12.92	12	6	19	0.64
3	0.90	12.92	0	$(2/3) \cdot 12.92 = 8.61$	12	6	19	0.65
4	1.15	12.92	-21	$(2/3) \cdot 12.92 = 8.61$	12	6	19	0.54

$$p_{a10} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.5 - 1.1 \cdot 2 \cdot 2.4 \cdot \sqrt{0.50} = 5.25 \text{ kPa}$$

$$p_{a11} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.5 + 1.1 \left(2.45 \cdot 18.7 \cdot 0.5 - 2 \cdot 2.4 \cdot \sqrt{0.5} \right) = 30.38 \text{ kPa}$$

$$p_{a20} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.64 + 1.1 \left(2.45 \cdot 18.7 \cdot 0.64 - 2 \cdot 12 \cdot \sqrt{0.64} \right) = 22.73 \text{ kPa}$$

$$p_{a21} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.64 + 1.1 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 0.75 \cdot 19) \cdot 0.64 - 2 \cdot 12 \cdot \sqrt{0.64} \right] = 32.78 \text{ kPa}$$

$$p_{a30} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.65 + 1.1 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 0.75 \cdot 19) \cdot 0.65 - 2 \cdot 12 \cdot \sqrt{0.65} \right] = 33.64 \text{ kPa}$$

$$p_{a31} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.65 + 1.1 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 0.75 \cdot 19 + 0.9 \cdot 19) \cdot 0.65 - 2 \cdot 12 \cdot \sqrt{0.65} \right] = 45.94 \text{ kPa}$$

$$p_{a40} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.54 + 1.1 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 1.65 \cdot 19) \cdot 0.54 - 2 \cdot 12 \cdot \sqrt{0.54} \right] = 36.04 \text{ kPa}$$

$$p_{a41} = 1.5 \cdot 12 \cdot 0.54 + 1.1 \left[(2.45 \cdot 18.7 + 2.8 \cdot 19) \cdot 0.54 - 2 \cdot 12 \cdot \sqrt{0.54} \right] = 49 \text{ kPa}$$

Determinarea împingerilor active, respectiv a componentelor verticale și orizontale ale acestora

Strat 1

$$P_{a1} = 5.25 \text{ kPa} \cdot 2.45 \text{ m} = 12.86 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a1H} = 12.86 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(18.76 + 0) = 12.18 \text{ kN} / \text{m} \quad P_{a1V} = 12.86 \text{ kN} / \text{m} \cdot \sin(18.76 + 0) = 4.14 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a2} = \frac{(30.38 \text{ kPa} - 5.25 \text{ kPa})}{2} \cdot 2.45 \text{ m} = 30.79 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a2H} = 30.79 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(18.76 + 0) = 29.16 \text{ kN} / \text{m} \quad P_{a2V} = 30.79 \text{ kN} / \text{m} \cdot \sin(18.76 + 0) = 9.9 \text{ kN} / \text{m}$$

Strat 2

$$P_{a3} = 22.73 \text{ kPa} \cdot 0.75 \text{ m} = 17.04 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a3H} = 17.04 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(12.92 + 0) = 16.61 \text{ kN} / \text{m} \quad P_{a3V} = 17.04 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(12.92 + 0) = 3.81 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a4} = \frac{(32.78 \text{ kPa} - 22.73 \text{ kPa})}{2} \cdot 0.75 \text{ m} = 3.77 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a4H} = 3.77 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(12.92 + 0) = 3.68 \text{ kN} / \text{m} \quad P_{a4V} = 3.77 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(12.92 + 0) = 0.84 \text{ kN} / \text{m}$$

Strat 3

$$P_{a5} = 33.64 \text{ kPa} \cdot 0.9 \text{ m} = 30.27 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a5H} = 30.27 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(8.61 + 0) = 29.93 \text{ kN} / \text{m} \quad P_{a5V} = 30.27 \text{ kN} / \text{m} \cdot \sin(8.61 + 0) = 4.53 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a6} = \frac{(45.94 \text{ kPa} - 33.64 \text{ kPa})}{2} \cdot 0.9 \text{ m} = 5.54 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a6H} = 5.54 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(8.61 + 0) = 5.47 \text{ kN} / \text{m} \quad P_{a6V} = 5.54 \text{ kN} / \text{m} \cdot \sin(8.61 + 0) = 0.83 \text{ kN} / \text{m}$$

Strat 4

$$P_{a7} = 36.04 \text{ kPa} \cdot 1.15 \text{ m} = 41.45 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a7H} = 41.45 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(8.61 - 21) = 40.49 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a7V} = 41.45 \text{ kN} / \text{m} \cdot \sin(8.61 - 21) = -8.89 \text{ kN} / \text{m} \rightarrow P_{a7V} = 0$$

$$P_{a8} = \frac{(49 \text{ kPa} - 36.04 \text{ kPa})}{2} \cdot 1.15 \text{ m} = 7.44 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a8H} = 7.44 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(8.61 - 21) = 7.27 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a8V} = 7.44 \text{ kN} / \text{m} \cdot \sin(8.61 - 21) = -1.60 \text{ kN} / \text{m} \rightarrow P_{a8V} = 0$$

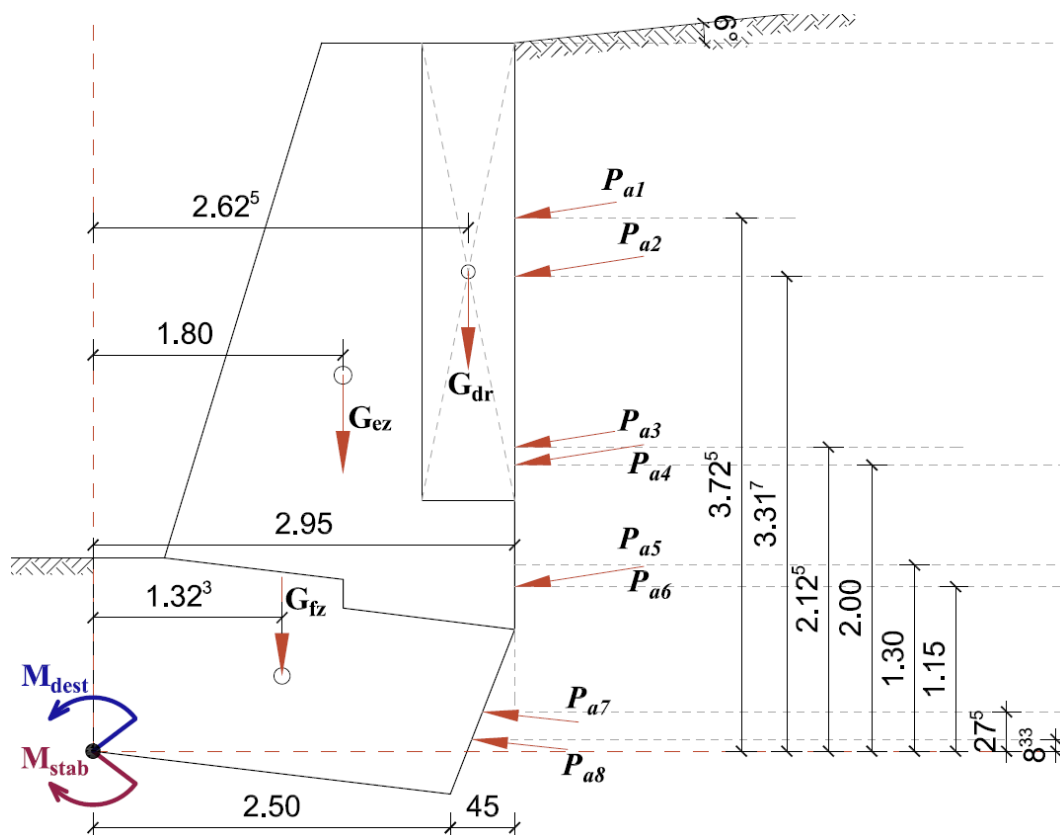


Fig.2.77. Schema de calcul la verificare la răsturnare (exemplu 1 - zid de sprijin din zidărie de piatră)

Calculul momentelor încovoietoare în raport cu CIR

La calculul momentelor încovoietoare M_{stab} și M_{dest} , brațele forțelor s-au cotaț în raport cu punctul CIR.

Evaluarea M_{dest} :

$$M_{dest} = \sum (P_{aiH} \cdot y_{Pai}) \cdot 1.00m = (12.18 \cdot 3.725 + 29.16 \cdot 3.317 + 16.61 \cdot 2.125 + 3.68 \cdot 2.00 + \dots \\ \dots + 29.93 \cdot 1.30 + 5.47 \cdot 1.15 + 40.49 \cdot 0.275 + 7.27 \cdot 0.08) \cdot 1.00m = 241.66kN \cdot m$$

Evaluarea M_{stab} (din efectul greutatei proprii):

$$M_{stab} = \gamma_{G.f} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) = 0.9(87.12 \cdot 1.323 + 123.28 \cdot 1.80 + 39.52 \cdot 2.625) = 473.54kN \cdot m$$

Verificare la răsturnare:

$$M_{dest} \leq M_{stab} \rightarrow 241.66kN \cdot m \leq 473.54kN \cdot m \rightarrow \text{verifică}$$

2.7.2 Zid de sprijin de debleu din beton armat (exemplu 2)

Se va dimensiona un zid de sprijin de debleu realizat din beton armat. Zidul se va dimensiona SLU conform abordării de calcul AP 1.2. Înălțimea sprijinită va fi de 3.70 m ($H=3.70$ m), terenul este înclinat față de orizontală cu unghiul $\beta=10^\circ$ și va fi încărcat cu o suprasarcină constantă $q_k=15\text{kPa}$. Zidul se va executa pe tronsoane de lungime 5.00 m în mod alternant. Suprasarcina se consideră o încărcare temporară. Împingerea activă a pământului de se va determina utilizând teoria Coulomb. În urma investigațiilor geotehnice stratificație terenului este următoarea :

Strat 1 pământ : grosime strat 2.30m, $\gamma_{1k}=19\text{ kN/m}^3$, $\varphi'_{1k}=14^\circ$, $c'_{1k}=12\text{ kPa}$

Strat 2 pământ : grosime strat 12.00 m, $\gamma_{2k}=19.2\text{ kN/m}^3$, $\varphi'_{2k}=23^\circ$, $c'_{2k}=14\text{ kPa}$

În urma predimensionării s-a ajuns la următoarea configurație geometrică:

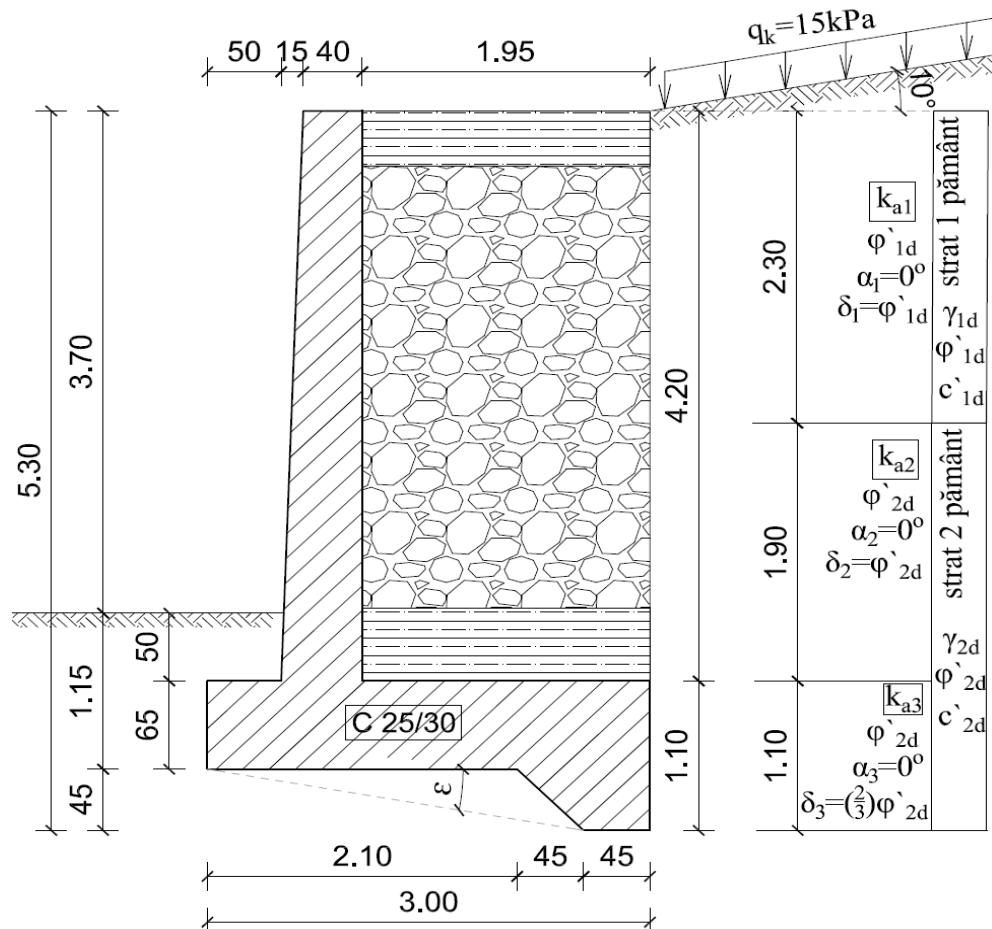


Fig.2.78. Predimensionare și conformare zid de sprijin din beton armat (exemplu 2)

Lățime fundație $\rightarrow B=3.00\text{ m}$

Adâncime de fundare $\rightarrow D_f=1.15\text{ m}$

Lățime dren $\rightarrow b_{dr}=1.95\text{ m}$

lățime superioară elevație $\rightarrow 0.40\text{ m}$

Verificări preliminare configurație geometrică:

$$D_f = 1.15\text{ m} \geq 0.9\text{ m}(H_i) + 20\text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$D_f = 1.15m \geq CTBF + 20cm \rightarrow ok \text{ (strat 2 pământ)}$$

$$\varepsilon = a \tan\left(\frac{0.45}{2.10 + 0.45}\right) = 10^\circ \rightarrow 0^\circ \leq 10^\circ \leq 13^\circ \rightarrow ok$$

Alegerea coeficienților parțiali de siguranță aferenți SLU GEO și SLU STR conform abordării de calcul AC 1.2.

AC 1.2 : A2 ”+” M2 ”+” R1

A2 :

$\gamma_{Gf} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.3$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile)

M2 :

$\gamma_\phi = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_{cu} = 1.40$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului)

$\gamma_\gamma = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

R1 :

$\gamma_{RH} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la lunecare)

$\gamma_{Rv} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la capacitate portanta)

Stabilirea parametrilor geotehnici de material cu valori de calcul

Strat 1 pământ : grosime strat 2.30 m, $\gamma_{1k} = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{1k} = 14^\circ$, $c'_{1k} = 12 \text{ kPa}$

$$\phi'_{d.1} = a \tan\left[\frac{\tan(14^\circ)}{1.25}\right] = 11.28^\circ \quad c'_{d.1} = \frac{12}{1.25} = 9.6 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.1} = \frac{19}{1} = 19 \text{ kN/m}^3$$

Strat 2 pământ : grosime strat 12.00 m, $\gamma_{2k} = 19.2 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{2k} = 23^\circ$, $c'_{2k} = 14 \text{ kPa}$

$$\phi'_{d.2} = a \tan\left[\frac{\tan(23^\circ)}{1.25}\right] = 18.76^\circ \quad c'_{d.2} = \frac{14}{1.25} = 11.2 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.2} = \frac{19.2}{1} = 19.2 \text{ kN/m}^3$$

1. Verificarea la lunecare (SLU GEO)

Evaluarea încărcărilor

● Împingerea activă a pământului conform teoriei Coulomb. Coeficientul de împingere activă pe fiecare strat se va calcula conform următoarelor formule:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta) \cdot \sin(\phi'_d - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

În condițiile actuale întrucât unghiurile φ'_d , α și δ suferă modificări succesive pe înălțimea zidului, împingerea activă se va determina pe 3 strate echivalente astfel :

Strat	$h(m)$	$\varphi'_d(^{\circ})$	$\alpha(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	$c'_d(kPa)$	$\beta(^{\circ})$	$\gamma_d(kN/m^3)$	K_a
1	2.30	11.28	0	11.28	9.6	10	19	0.819
2	1.90	18.76	0	18.76	11.2	10	19.2	0.547
3	1.10	18.76	0	$(2/3) \cdot 18.76 = 12.5$	11.2	10	19.2	0.555

Diagrama de presiuni active se va determina pe înălțimea zidului aplicându-se următoarea formulă:

$$p_a = \gamma_{Q,n} \cdot q_k \cdot k_a + \gamma_{G,n} \cdot \left[\sum (\gamma_{di} \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c'_d \cdot \sqrt{k_a} \right]$$

Vor rezulta următoarele presiuni active:

$$p_{a10} = 1.3 \cdot 15 \cdot 0.819 - 1.00 \cdot 2 \cdot 9.6 \cdot \sqrt{0.819} = -1.41 kPa \rightarrow p_{a10} = 0 kPa \text{ (valoarea corectată)}$$

$$p_{a11} = 1.3 \cdot 15 \cdot 0.819 + 1.00 \left(2.30 \cdot 19 \cdot 0.819 - 2 \cdot 9.6 \cdot \sqrt{0.819} \right) = 34.39 kPa$$

$$p_{a20} = 1.3 \cdot 15 \cdot 0.547 + 1.00 \left(2.30 \cdot 19 \cdot 0.547 - 2 \cdot 11.2 \cdot \sqrt{0.547} \right) = 18.02 kPa$$

$$p_{a21} = 1.3 \cdot 15 \cdot 0.547 + 1.00 \left[(2.30 \cdot 19 + 1.90 \cdot 19.2) \cdot 0.547 - 2 \cdot 11.2 \cdot \sqrt{0.547} \right] = 37.99 kPa$$

$$p_{a30} = 1.3 \cdot 15 \cdot 0.555 + 1.00 \left[(2.30 \cdot 19 + 1.90 \cdot 19.2) \cdot 0.555 - 2 \cdot 11.2 \cdot \sqrt{0.555} \right] = 38.62 kPa$$

$$p_{a31} = 1.3 \cdot 15 \cdot 0.555 + 1.00 \left[(2.30 \cdot 19 + 3.00 \cdot 19.2) \cdot 0.555 - 2 \cdot 11.2 \cdot \sqrt{0.555} \right] = 50.33 kPa$$

Determinarea împingerilor active și a componentelor verticale și orizontale ale acestora

Strat 1

$$P_{a1} = \frac{(34.39 kPa)}{2} \cdot 2.30 m = 39.55 kN / m$$

$$P_{a1H} = 39.55 kN / m \cdot \cos(11.28 + 0) = 38.78 kN / m \quad P_{a1V} = 39.55 kN / m \cdot \sin(11.28 + 0) = 7.74 kN / m$$

Strat 2

$$P_{a2} = 18.02 kPa \cdot 1.90 m = 34.24 kN / m$$

$$P_{a2H} = 34.24 kN / m \cdot \cos(18.76 + 0) = 32.42 kN / m \quad P_{a2V} = 34.24 kN / m \cdot \sin(18.76 + 0) = 11.01 kN / m$$

$$P_{a3} = \frac{(37.99 kPa - 18.02 kPa)}{2} \cdot 1.90 m = 18.97 kN / m$$

$$P_{a3H} = 18.97 kN / m \cdot \cos(17.86 + 0) = 17.96 kN / m \quad P_{a3V} = 18.97 kN / m \cdot \sin(17.86 + 0) = 6.1 kN / m$$

Strat 3

$$P_{a4} = 38.62 kPa \cdot 1.10 m = 42.48 kN / m$$

$$P_{a4H} = 42.48 kN / m \cdot \cos(12.5 + 0) = 41.47 kN / m \quad P_{a4V} = 42.48 kN / m \cdot \sin(12.5 + 0) = 9.2 kN / m$$

$$P_{a5} = \frac{(50.33 \text{ kPa} - 38.62 \text{ kPa})}{2} \cdot 1.10 \text{ m} = 6.44 \text{ kN / m}$$

$$P_{a5H} = 6.44 \text{ kN / m} \cdot \cos(12.5 + 0) = 6.29 \text{ kN / m} \quad P_{a5V} = 6.44 \text{ kN / m} \cdot \cos(12.5 + 0) = 1.40 \text{ kN / m}$$

● Greutățile proprii ale zidului de sprijin și a elementelor componente

La evaluarea greutăților proprii s-a utilizat aplicația autocad. În acest sens pentru fundația zidului realizată din beton simplu, și pentru elevația zidului realizată din zidărie de piatră, s-au format regiuni (comanda REGION), apoi prin comanda MASSPROP s-a determinat aria și poziția centrului de greutate pentru fiecare regiune.

- Greutate zidului de sprijin din b.a. $G_z \rightarrow$ aria aferentă $A_z = 4.25 \text{ m}^2$, greutate volumică $\gamma_{b.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$

$$G_z = 4.25 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 106.25 \text{ kN}$$

- Greutate dren $G_{dr} \rightarrow$ aria aferentă $A_{dr} = 4.20 \cdot 1.95 = 8.19 \text{ m}^2$, greutate volumică $\gamma_{dr} = 19 \text{ kN/m}^3$

$$G_{dr} = 8.19 \text{ m}^2 \cdot 19 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 155.61 \text{ kN}$$

- Greutate umplutură $G_u \rightarrow$ aria aferentă $A_u = 0.5 \cdot 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$, greutate volumică $\gamma_u = 17 \text{ kN/m}^3$

$$G_u = 0.25 \text{ m}^2 \cdot 17 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 4.25 \text{ kN}$$

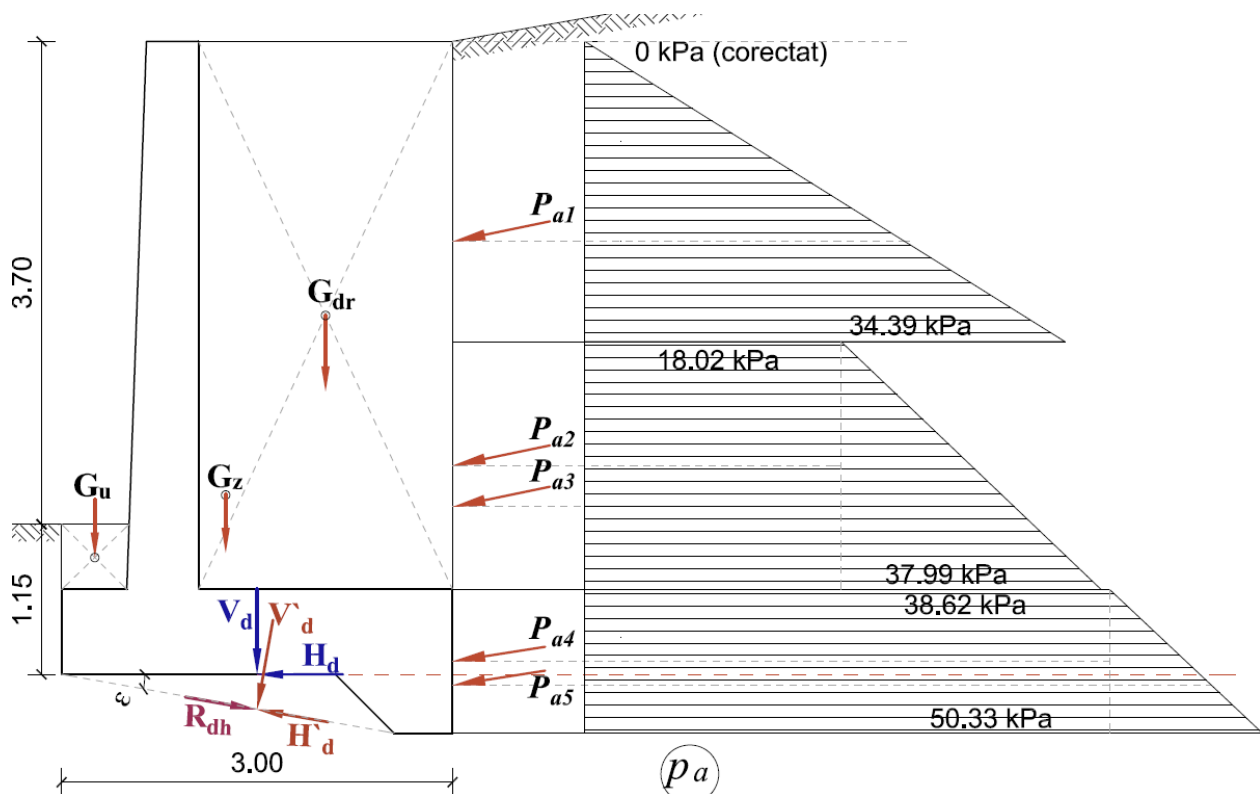


Fig.2.79. Schemă de calcul – verificare la lunecare (exemplu 2 zid de sprijin din beton armat)

Reducere sistem de forțe la mijloc talpă fundație

$$V_d = \sum F_v = \gamma_{G,f} \left(\sum G_i \right) + \left(\sum P_{aiV} \right) \cdot 1.00m$$

$$V_d = 1.00(106.25 + 155.61 + 4.25)kN + 1m \cdot (7.74 + 11.01 + 6.1 + \dots + 9.2 + 1.40)kN / m = 301.55kN$$

$$H_d = \sum F_h = \left(\sum P_{aiH} \right) \cdot 1.00m$$

$$H_d = 1m \cdot (38.78 + 32.42 + 17.96 + 41.47 + 6.29)kN / m = 136.92kN$$

Proiecția forțelor după planul de alunecare ($\epsilon=10^\circ$)

$$V'_d = 301.53 \cdot \cos(10) + 136.92 \cdot \sin(10) = 320.74kN$$

$$H'_d = 136.92 \cdot \cos(10) - 301.53 \sin(10) = 82.48kN$$

Determinarea rezistenței la alunecare ($\delta_d = \varphi'_{2d} \rightarrow$ contact pământ – pământ)

$$R_{dh} = \frac{320.74kN \cdot \tan(18.76^\circ)}{1.00} = 108.92kN$$

Verificarea la alunecare

$$R_{dh} \geq H'_d \rightarrow 108.92kN \geq 82.48kN \rightarrow \text{verifică}$$

2. Verificarea la capacitate portantă (SLU GEO)

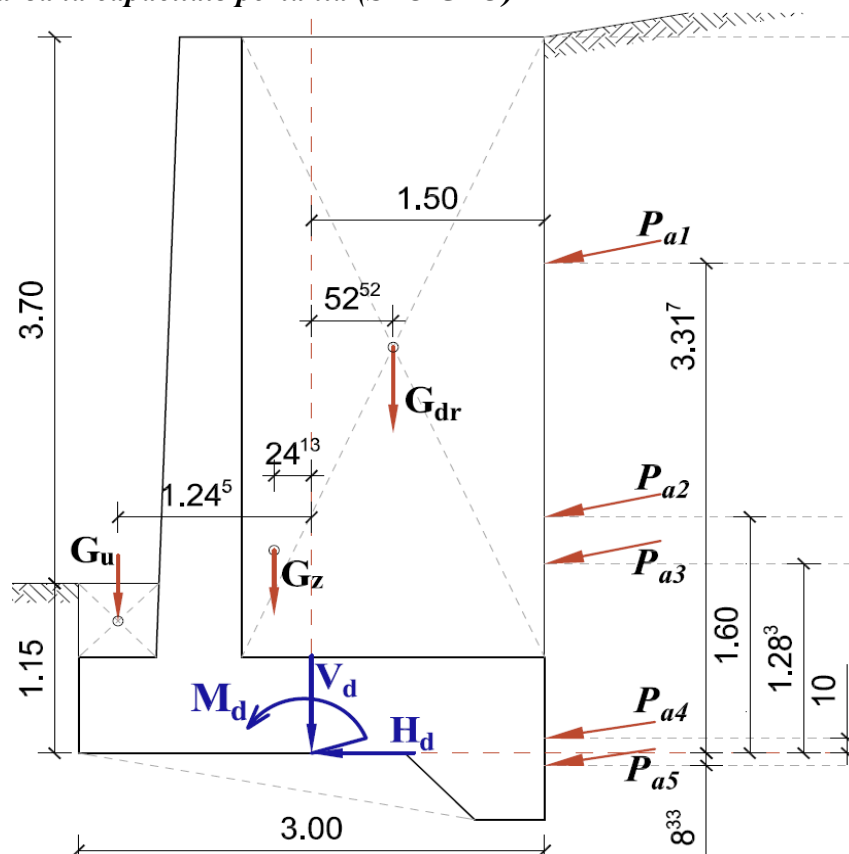


Fig.2.80. Schemă de calcul – verificare la capacitate portantă (exemplu 2 - zid de sprijin din beton armat)

Reducere sistem de forțe la mijloc talpă fundație :

$$V_d = \sum F_v = \gamma_{G,n} \left(\sum G_i \right) + \left(\sum P_{aiV} \right) \cdot 1.00m$$

$$V_d = 1.00(106.25 + 155.61 + 4.25)kN + 1m \cdot (7.74 + 11.01 + 6.1 + \dots + 9.2 + 1.40)kN / m = 301.55kN$$

$$H_d = \sum F_h = \left(\sum P_{aiH} \right) \cdot 1.00m$$

$$H_d = 1m \cdot (38.78 + 32.42 + 17.96 + 41.47 + 6.29)kN / m = 136.92kN$$

La calculul momentului M_d , brațele forțelor s-au cotaț în raport cu mijlocul lățimii fundației:

$$M_d = \sum (P_{aiH} \cdot y_{Pai}) \cdot 1.00m - \gamma_{G,n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) - \sum (P_{aiV} \cdot x_{Pai}) \cdot 1.00m$$

$$M_d = (38.78 \cdot 3.32 + 32.42 \cdot 1.60 + 17.96 \cdot 1.28 + 41.47 \cdot 0.1 - \dots - 6.29 \cdot 0.083) \cdot 1.00m + 1.00(106.25 \cdot 0.241 + 4.25 \cdot 1.25 - 155.61 \cdot 0.525) - \dots - 1.50(7.74 + 11.01 + 6.1 + 9.2 + 1.40) \cdot 1.00m = 103.2kN \cdot m$$

Verificarea excentricității :

$$e_B = \frac{103.2kN \cdot m}{301.55kN} = 0.342m \quad \frac{B}{6} = \frac{3.00m}{6} = 0.5m \quad e_B \leq \frac{B}{6} \rightarrow 0.342 \leq 0.5 \rightarrow \text{verifică}$$

Determinarea presiunii efective

$$B' = 3.00 - 2 \cdot 0.342 = 2.316m$$

$$L' = 1.00m$$

$$A' = 2.316m \cdot 1.00m = 2.316m^2$$

$$p_{eff} = \frac{301.55kN}{2.316m^2} = 130.23kPa$$

Determinarea capacității portante în condiții drenate:

$$R_d / A' = (c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q'_d \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot \frac{1}{\gamma_{Rv}}$$

Calcul factori adimensionali de capacitate portantă:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'_d} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \phi'_d / 2 \right) = 2.718^{3.142 \cdot \tan 18.76^\circ} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + 18.76^\circ / 2 \right) = 5.66$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi'_d) = (5.66 - 1) \cdot \cot(18.76^\circ) = 13.725$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi'_d / 2) = 2 \cdot (5.66 - 1) \cdot \tan(18.76^\circ / 2) = 1.54$$

Calcul factori adimensionali pentru înclinarea tălpii fundației:

$$\alpha = \frac{\varepsilon \cdot \pi}{180} = \frac{10 \cdot 3.142}{180} = 0.175$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi'_d)^2 = (1 - 0.175 \cdot \tan 18.76^\circ)^2 = 0.885$$

$$b_c = b_q - \left\{ (1 - b_q) / \left[N_c \cdot \tan(\phi'_d) \right] \right\} = 0.885 - \left[(1 - 0.885) / (13.725 \cdot \tan 18.76^\circ) \right] = 0.86$$

Calcul factori adimensionali pentru înclinarea încărcării verticale:

$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = [2 + (2.316m / 1.00m)] / [1 + (2.316m / 1.00)] = 1.302$$

$$i_q = \left\{ 1 - H_d / \left[V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\varphi'_d) \right] \right\}^m = \left\{ 1 - 136.92 / \left[301.55 + 2.316 \cdot 11.2 \cdot \cot 18.76^\circ \right] \right\}^{1.302} = 0.557$$

$$i_\gamma = \left\{ 1 - H_d / \left[V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\varphi'_d) \right] \right\}^{m+1} = \left\{ 1 - 136.92 / \left[301.55 + 2.316 \cdot 11.2 \cdot \cot 18.76^\circ \right] \right\}^{1+1.302} = 0.355$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / \left[N_c \cdot \tan(\varphi'_d) \right] = 0.557 - (1 - 0.557) / (13.725 \cdot \tan 18.76^\circ) = 0.462$$

Calculul factori adimensionali factori adimensionali pentru forma bazei fundației:

- Se consideră zidul de sprijin ca un element liniar, de unde rezultă $B'/L_{zid} = 0$.

$$s_q = 1 + (B'/L_{zid}) \cdot \sin \varphi'_d = 1 + 0 \cdot \sin 17.76^\circ = 1$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L_{zid}) = 1 - 0.3 \cdot 0 = 1$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = (1 \cdot 5.661 - 1) / (5.661 - 1) = 1$$

Calcul suprasarcină la nivelul tălpii fundației:

$$q' = D_f \cdot \gamma_d = 1.15m \cdot 19.2kN/m^3 = 22.08kPa$$

$$R_d / A' = (c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot 1 / \gamma_{Rv}$$

$$R_d / A' = (11.2kPa \cdot 13.725 \cdot 0.86 \cdot 1 \cdot 0.462 + 22.08kPa \cdot 5.66 \cdot 0.885 \cdot 1 \cdot 0.557 + \dots \\ \dots + 0.5 \cdot 19.2kN/m^3 \cdot 2.317m \cdot 1.54 \cdot 0.885 \cdot 1 \cdot 0.355) \cdot 1 / 1 = 133.39kPa$$

Verificarea la capacitate portantă:

$$\frac{V_d}{A'} \leq \frac{R_d}{A'} \rightarrow 130.23kPa \leq 133.39kPa \rightarrow \text{verifică}$$

3. Verificarea la secțiuni periculoase (SLU STR)

În cadrul verificării la secțiuni periculoase, practic se determină modul de armare a zidului de sprijin din beton armat.

Determinarea acțiunilor asupra elementelor structurale ale zidului de sprijin din beton armat (conf. Fig.2.81).

- Diagrama presiuni active (p_a)
- Greutate dren : $G_{dr} = 8.19m^2 \cdot 19kN/m^3 = 155.61kN$ și greutate umplutură : $G_u = 0.25m^2 \cdot 17kN/m^3 = 4.25kN$
- Presiunile din reacțiunea terenului la nivelul tălpii fundației:
-

$$p_1 = \frac{V_d}{B \cdot 1.00m} + \frac{6 \cdot M_d}{B^2 \cdot 1.00m} = \frac{301.55kN}{3.00m \cdot 1.00m} + \frac{6 \cdot 103.2kN \cdot m}{(3.00m)^2 \cdot 1.00m} = 169.315kPa$$

$$p_2 = \frac{V_d}{B \cdot 1.00m} - \frac{6 \cdot M_d}{B^2 \cdot 1.00m} = \frac{301.55kN}{3.00m \cdot 1.00m} - \frac{6 \cdot 103.2kN \cdot m}{(3.00m)^2 \cdot 1.00m} = 31.72kPa$$

În dreptul secțiunii periculoase $b-b \rightarrow p_b = 146.4 kPa$, respectiv în dreptul secțiunii periculoase $c-c \rightarrow p_c = 121.1 kPa$.

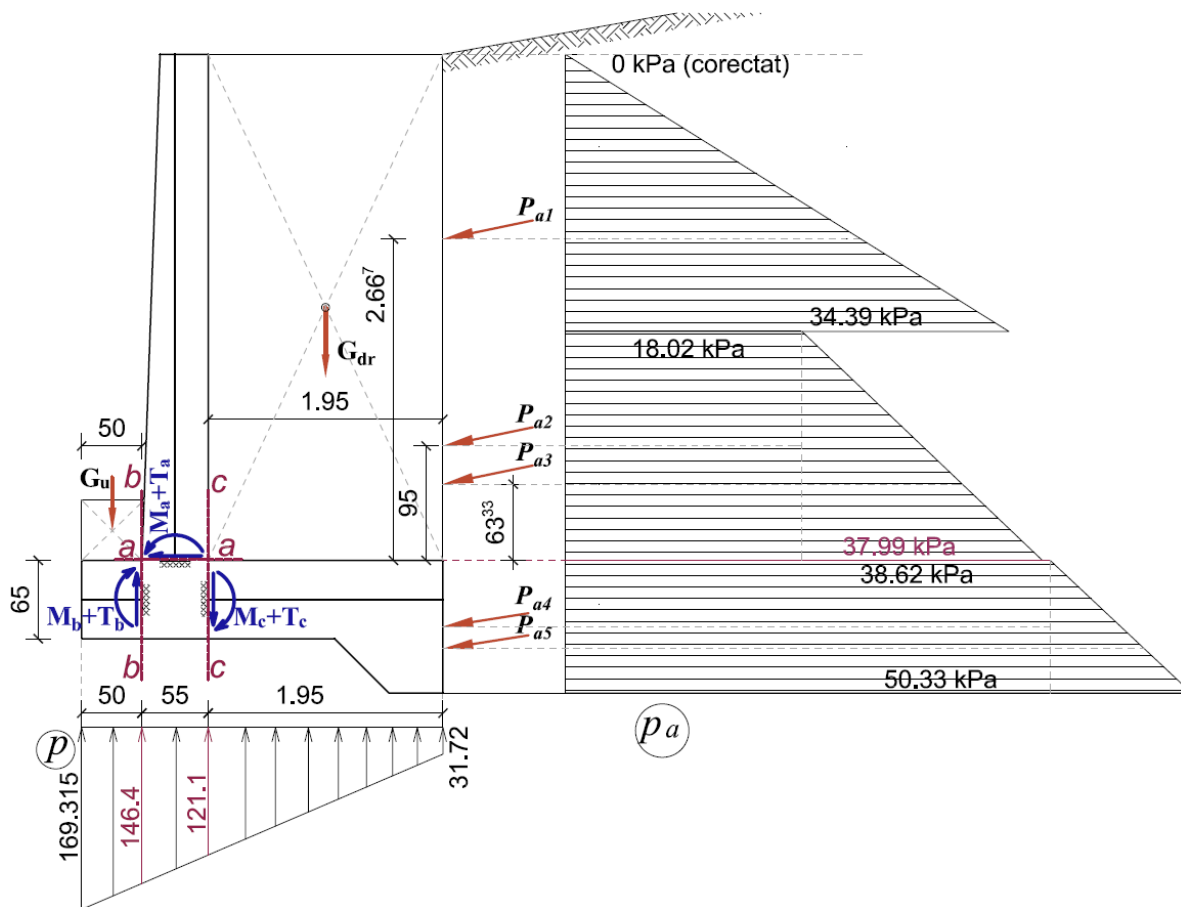


Fig.2.81. Schemă de calcul – verificare la secțiuni periculoase (exemplu 2 - zid de sprijin din beton armat)

Secțiune periculoasă a-a

Secțiunea periculoasă a-a (conf. Fig.2.81) → schemă statică echivalentă : consolă încastrată în talpa fundației zidului de sprijin.

Evaluare încărcări ce acționează asupra consolei (a-a)

Împingerea activă ce acționează pe zona elevației superioară secțiunii a-a (consolei echivalente) corespunde stratului 1 și 2 iar componentele orizontale ale împingerii active a pământului sunt următoarele:

Strat 1

$$P_{a1H} = 39.55 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(11.28 + 0) = 38.78 \text{ kN} / \text{m}$$

Strat 2

$$P_{a2H} = 34.24 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(18.76 + 0) = 32.42 \text{ kN} / \text{m}$$

$$P_{a3H} = 18.97 \text{ kN} / \text{m} \cdot \cos(17.86 + 0) = 17.96 \text{ kN} / \text{m}$$

Determinarea solicitărilor structurale la nivelul încastrării echivalente (a-a): M_a și T_a

Brațele acțiunilor s-au cotațat pe schema de calcul și reprezintă distanța de la punctul de acțiune a forței la punctul aferent încastrării consolei echivalente (a-a).

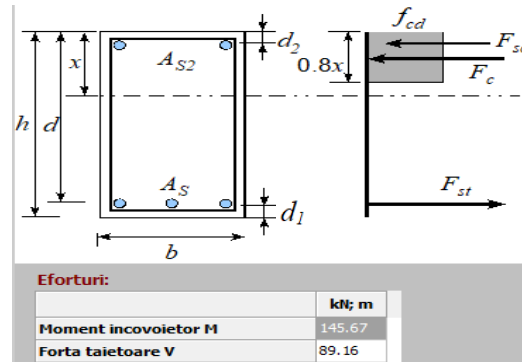
$$M_a = (38.78 \cdot 2.67 + 32.42 \cdot 0.95 + 17.96 \cdot 0.63) \text{ kN} \cdot \text{m} = 145.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_a = (38.78 + 32.42 + 17.96) \text{ kN} / \text{m} \cdot 1 \text{ m} = 89.16 \text{ kN}$$

Armarea din moment încovoietor M_a

Caracteristici materiale: Beton: C25/30; Armătură: B 500 C cu strat de acoperire cu beton de 5.00 cm ($C_{nom}=5.00$ cm). Secțiunea 0.55x1.00 (m) sollicitată la moment încovoietor rezultă o arie de armătură necesară de 705 mm².

	N; mm
Inaltime sectiune h	550
Latime sectiune b	1000
Rezist.caract.cilindr. beton fck	25
Coef.reduc.rezist.beton gamma_c	1.5
Rezist.caracteristica otel fyk	500
Coef.reduc.rezist.otel gamma_s	1.15
% redistributie	0
Distanța inferioară d ₁	50
Distanța superioară d ₂	50



$$M = 145.67; V = 89.16; b = 1000.0; h = 550.0$$

$$K = 0.023; K' = 0.196 \Rightarrow \text{Armatura comprimata constructiva}$$

$$z = 475.0; x = 62.5; x/d = 0.13$$

$$A_s = 705.0; f_{ctm} = 2.56; A_{smin} = 667.0 \Rightarrow A_s > A_{s,min} \text{ [OK]}$$

Fig.2.82. Secțiune a-a – armare la moment încovoietor.

Armarea din forță tăietoare T_a

Forța tăietoare capabilă a secțiunii fără armătură specifică preluării forței tăietoare $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{rdc} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d$$

$$C_{rdc} = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

$$d = 0.55 - 0.05 = 0.50 \text{ m}, \quad b = 1.00 \text{ m} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad \eta_1 = 1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{500}} = 1.632 \quad \rho_1 = \frac{705 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} = 0.00014$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1 \cdot 1.632 \cdot (100 \cdot 0.00014 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} \right] \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} = 149 \text{ kN}$$

$$T_a \leq V_{Rd,c} \rightarrow 89.16 \leq 149 \rightarrow \text{verifică} \rightarrow \text{nu se armează la forță tăietoare.}$$

Secțiune periculoasă b-b

Secțiunea periculoasă b-b (conf. Fig.2.81) $\rightarrow$ schemă statică echivalentă : consolă încastrată în nodul talpă fundație-elevație. Lungimea consolei echivalente este de 0.50 m, iar înălțimea secțiunii aferente consolei este de 0.65 m (grosimea tălpilor fundației).

Evaluare încărcări ce acționează asupra consolei (b-b)

- greutatea umpluturii de deasupra tălpilor fundației pe zona consolei b-b (G_u)

- diagrama de reacțiuni a terenului de fundare asupra tălpilor fundației pe intervalul $p_1 \rightarrow p_b$ (169.315 kPa $\rightarrow$ 146.4 kPa)

Determinarea solicitărilor structurale la nivelul încastrării echivalente (b-b): M_b și T_b

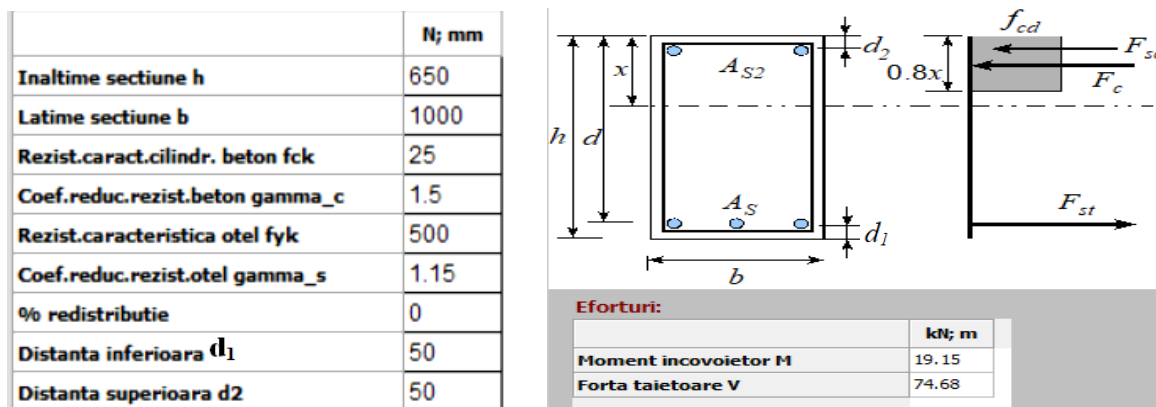
$$M_b = [146.4 \text{ kPa} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 0.50 \text{ m} / 2 + (169.312 - 146.4) \text{ kPa} \cdot 1.00 \text{ m} \cdot (0.50 \text{ m} / 2) \cdot (2 \cdot 0.50 \text{ m} / 3)] - \dots$$

$$\dots - 4.25 \text{ kN} \cdot 0.50 \text{ m} / 2 = 19.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_b = [146.4 \text{ kPa} \cdot 0.5 \text{ m} + (169.315 - 146.4) \text{ kPa} \cdot 0.50 \text{ m} / 2] \cdot 1.00 \text{ m} - 4.25 \text{ kN} = 74.68 \text{ kN}$$

Armarea din moment încovoietor M_b

Caracteristici materiale: Beton: C25/30; Armătură: B 500 C cu strat de acoperire cu beton de 5.00 cm ($c_{nom}=5.00 \text{ cm}$). Secțiunea 0.65 x 1.00 (m) solicitată la moment încovoietor rezultă o arie de armătură necesară de 77 mm^2 . Întrucât secțiunea b-b implică fibra întinsă la partea inferioară, armătura rezultată în secțiunea a-a se va ancora în talpa fundației în zona fibrei întinse din secțiunea b-b, rezultând astfel o arie de armătură necesară identică cu secțiunea a-a, respectiv 705 mm^2 .



$$M = 19.15; V = 74.68; b = 1000.0; h = 650.0$$

$$K = 0.002; K' = 0.196 \Rightarrow \text{Armătura comprimată constructivă}$$

$$z = 570.0; x = 75.0; x/d = 0.13$$

$$A_s = 77.0; f_{ctm} = 2.56; A_{smin} = 800.0 \Rightarrow \text{Se adoptă } A_{smin}$$

Fig.2.83. Secțiune b-b – armare la moment încovoietor.

Armarea din forță tăietoare T_b

Forța tăietoare capabilă a secțiunii fără armătură specifică preluării forței tăietoare $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{rdc} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d$$

$$C_{rdc} = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

$$d = 0.65 - 0.05 = 0.60 \text{ m}, \quad b = 1.00 \text{ m} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad \eta_1 = 1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1.577 \quad \rho_1 = \frac{705 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}} = 0.00118$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 1 \cdot 1.577 \cdot (100 \cdot 0.00118 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} \right] \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m} = 162.65 \text{ kN}$$

$$T_b \leq V_{Rd,c} \rightarrow 74.68 \leq 162.65 \rightarrow \text{verifică} \rightarrow \text{nu se armează la forța tăietoare.}$$

Secțiune periculoasă c-c

Secțiunea periculoasă c-c (conf. Fig.2.81) → schemă statică echivalentă : consolă încastrată în nodul talpă fundație-elevație. Lungimea consolei echivalente este de 0.50 m, iar înălțimea secțiunii aferente consolei este de 1.96 m (grosimea tălpii fundației).

Evaluare încărcări ce acționează asupra consolei (c-c)

- greutatea drenului de deasupra tălpii fundației pe zona consolei c-c (G_{dr})

- diagrama de reacțiuni a terenului de fundare asupra tălpii fundației pe intervalul $p_c \rightarrow p_2$ ($121.1kPa \rightarrow 31.72kPa$)

- suma componentelor verticale ale împingerilor active ale pământului ($\sum P_{aiV}$)

Determinarea solicitărilor structurale la nivelul încastrării echivalente (c-c): M_c și T_c

$$M_c = [31.72kPa \cdot 1.95m \cdot 1.00m \cdot 1.95m / 2 + (121.1 - 31.72)kPa \cdot 1.00m \cdot (1.95m / 2) \cdot (1.95m / 3)] - \dots$$

$$\dots - 155.61kN \cdot 1.95m / 2 - (7.74 + 11.01 + 6.1 + 9.2 + 1.4)kN / m \cdot 1m \cdot 1.95m = -103.87kN \cdot m$$

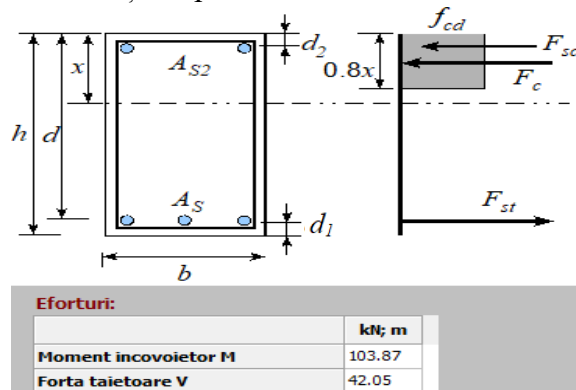
$$T_c = 31.72kPa \cdot 1.95m \cdot 1m + (121.1 - 31.72)kPa \cdot 1.95m / 2 \cdot 1m - 155.61kN - \dots$$

$$\dots - (7.74 + 11.01 + 6.1 + 9.2 + 1.4)kN / m \cdot 1m = -42.05kN$$

Armarea din moment încovoietor M_c

Caracteristici materiale: Beton: C25/30; Armătură: B 500 C cu strat de acoperire cu beton de 5.00 cm ($c_{nom}=5.00$ cm). Secțiunea 0.65 x 1.00 (m) solicitată la moment încovoietor rezultă o arie de armătură necesară de 419 mm^2 . Momentul încovoietor M_c rezultă negativ, ceea ce înseamnă că fibra maxim întinsă a secțiunii este fibra aferentă feței superioare.

	N; mm
Inaltime sectiune h	650
Latime sectiune b	1000
Rezist.caract.cilindr. beton f_{ck}	25
Coef.reduc.rezist.beton γ_c	1.5
Rezist.caracteristica otel f_{yk}	500
Coef.reduc.rezist.otel γ_s	1.15
% redistributie	0
Distanța inferioara d_1	50
Distanța superioara d_2	50



$$M = 103.87; V = 42.05; b = 1000.0; h = 650.0$$

$$K = 0.012; K' = 0.196 \Rightarrow \text{Armatura comprimata constructiva}$$

$$z = 570.0; x = 75.0; x/d = 0.13$$

$$A_s = 419.0; f_{ctm} = 2.56; A_{smin} = 800.0 \Rightarrow \text{Se adopta } A_{smin}!$$

Fig.2.84. Secțiune c-c – armare la moment încovoietor.

Armarea din forță tăietoare T_c

Forța tăietoare capabilă a secțiunii fără armătură specifică preluării forței tăietoare $V_{Rd.c}$

$$V_{Rd.c} = \left[C_{rdc} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d$$

$$C_{rdc} = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

$$d = 0.65 - 0.05 = 0.60m, \quad b = 1.00m \quad f_{ck} = 25MPa \quad \eta_1 = 1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1.577 \quad \rho_1 = \frac{419 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}} = 0.0007$$

$$V_{Rd.c} = \left[0.12 \cdot 1 \cdot 1.577 \cdot (100 \cdot 0.0007 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} \right] \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m} = 136.75 \text{ kN}$$

$$T_c \leq V_{Rd.c} \rightarrow 42.05 \leq 136.75 \rightarrow \text{verifică} \rightarrow \text{nu se armează la forță tăietoare.}$$

4. Verificarea la răsturnare (SLU EQU)

Alegerea coeficienților parțiali de siguranță aferenți SLU EQU.

Pentru acțiuni

$\gamma_{Gf} = 0.9$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1.1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile)

Pentru parametrii geotehnici (de material)

$\gamma_\phi = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_\gamma = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

Stabilirea parametrilor geotehnici de material cu valori de calcul

Strat 1 pământ : grosime strat 2.30 m, $\gamma_{1k} = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{1k} = 14^\circ$, $c'_{1k} = 12 \text{ kPa}$

$$\phi'_{d.1} = a \tan \left[\frac{\tan(14^\circ)}{1.25} \right] = 11.28^\circ \quad c'_{d.1} = \frac{12}{1.25} = 9.6 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.1} = \frac{19}{1} = 19 \text{ kN/m}^3$$

Strat 2 pământ : grosime strat 12.00 m, $\gamma_{2k} = 19.2 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{2k} = 23^\circ$, $c'_{2k} = 14 \text{ kPa}$

$$\phi'_{d.2} = a \tan \left[\frac{\tan(23^\circ)}{1.25} \right] = 18.76^\circ \quad c'_{d.2} = \frac{14}{1.25} = 11.2 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.2} = \frac{19.2}{1} = 19.2 \text{ kN/m}^3$$

Evaluarea încărcărilor

● Împingerea activă a pământului conform teoriei Coulomb. Coeficientul de împingere activă pe fiecare strat se va calcula conform următoarei formule:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta) \cdot \sin(\phi'_d - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

În condițiile actuale întrucât unghiurile ϕ'_d , α și δ suferă modificări succesive pe înălțimea zidului, împingerea activă se va determina pe 3 strate echivalente astfel :

Strat	$h \text{ (m)}$	$\phi'_{dk} \text{ (}^\circ\text{)}$	$\alpha \text{ (}^\circ\text{)}$	$\delta \text{ (}^\circ\text{)}$	$c'_{dk} \text{ (kPa)}$	$\beta \text{ (}^\circ\text{)}$	$\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)}$	K_a
1	2.30	11.28	0	11.28	9.6	10	19	0.819
2	1.90	18.76	0	18.76	11.2	10	19.2	0.547
3	1.10	18.76	0	$(2/3) \cdot 18.76 = 12.5$	11.2	10	19.2	0.555

Diagrama de presiuni active se va determina pe înălțimea zidului aplicându-se următoarea formulă:

$$p_a = \gamma_{Q,n} \cdot q_k \cdot k_a + \gamma_{G,n} \cdot \left[\sum (\gamma_{di} \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c'_d \cdot \sqrt{k_a} \right]$$

Vor rezulta următoarele presiuni active:

$$p_{a10} = 1.5 \cdot 15 \cdot 0.819 - 1.10 \cdot 2 \cdot 9.6 \cdot \sqrt{0.819} = -0.69 kPa \rightarrow p_{a10} = 0 kPa \text{ (valoarea corectată)}$$

$$p_{a11} = 1.5 \cdot 15 \cdot 0.819 + 1.10 \left(2.30 \cdot 19 \cdot 0.819 - 2 \cdot 9.6 \cdot \sqrt{0.819} \right) = 41.26 kPa$$

$$p_{a20} = 1.5 \cdot 15 \cdot 0.547 + 1.10 \left(2.30 \cdot 19 \cdot 0.547 - 2 \cdot 11.2 \cdot \sqrt{0.547} \right) = 22.11 kPa$$

$$p_{a21} = 1.5 \cdot 15 \cdot 0.547 + 1.10 \left[(2.30 \cdot 19 + 1.90 \cdot 19.2) \cdot 0.547 - 2 \cdot 11.2 \cdot \sqrt{0.547} \right] = 30.78 kPa$$

$$p_{a30} = 1.5 \cdot 15 \cdot 0.555 + 1.10 \left[(2.30 \cdot 19 + 1.90 \cdot 19.2) \cdot 0.555 - 2 \cdot 11.2 \cdot \sqrt{0.555} \right] = 31.32 kPa$$

$$p_{a31} = 1.5 \cdot 15 \cdot 0.555 + 1.10 \left[(2.30 \cdot 19 + 3.00 \cdot 19.2) \cdot 0.555 - 2 \cdot 11.2 \cdot \sqrt{0.555} \right] = 41.87 kPa$$

Determinarea împingerilor active, respectiv a componentelor verticale și orizontale ale acestora

Strat 1

$$P_{a1} = \frac{41.26 kPa}{2} \cdot 2.45 m = 50.54 kN / m$$

$$P_{a1H} = 50.54 kN / m \cdot \cos(18.76 + 0) = 49.56 kN / m \quad P_{a1V} = 50.54 kN / m \cdot \sin(18.76 + 0) = 9.89 kN / m$$

Strat 2

$$P_{a2} = 22.11 kPa \cdot 0.75 m = 16.58 kN / m$$

$$P_{a2H} = 16.58 kN / m \cdot \cos(12.92 + 0) = 15.7 kN / m \quad P_{a2V} = 16.58 kN / m \cdot \cos(12.92 + 0) = 5.33 kN / m$$

$$P_{a3} = \frac{(30.72 kPa - 22.11 kPa)}{2} \cdot 0.75 m = 3.25 kN / m$$

$$P_{a3H} = 3.25 kN / m \cdot \cos(12.92 + 0) = 3.08 kN / m \quad P_{a3V} = 3.25 kN / m \cdot \cos(12.92 + 0) = 1.05 kN / m$$

Strat 3

$$P_{a4} = 31.32 kPa \cdot 0.9 m = 28.19 kN / m$$

$$P_{a4H} = 28.19 kN / m \cdot \cos(8.61 + 0) = 27.52 kN / m \quad P_{a4V} = 28.19 kN / m \cdot \sin(8.61 + 0) = 6.1 kN / m$$

$$P_{a5} = \frac{(41.87 kPa - 31.32 kPa)}{2} \cdot 0.9 m = 4.75 kN / m$$

$$P_{a5H} = 4.75 kN / m \cdot \cos(8.61 + 0) = 4.63 kN / m \quad P_{a5V} = 4.75 kN / m \cdot \sin(8.61 + 0) = 1.03 kN / m$$

Calculul momentelor încovoietoare în raport cu CIR

La calculul momentelor încovoietoare M_{stab} și M_{dest} , brațele forțelor s-au determinat (cotat) în raport cu punctul CIR.

Evaluarea M_{dest} :

$$M_{dest} = \sum (P_{aiH} \cdot y_{Pai}) \cdot 1.00 m = (49.56 \cdot 3.31 + 15.7 \cdot 1.60 + 3.08 \cdot 1.28 + 27.52 \cdot 0.10 - \dots - 4.63 \cdot 0.08) \cdot 1.00 m = 195.87 kN \cdot m$$

Evaluarea M_{stab} (din efectul greutatei proprii):

$$M_{stab} = \gamma_{G.f} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) = 0.9(155.61 \cdot 2.025 + 106.25 \cdot 1.26 + 4.25 \cdot 0.255) = 565.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificare la răsturnare

$$M_{dest} \leq M_{stab} \rightarrow 195.87 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 565.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{verifică}$$

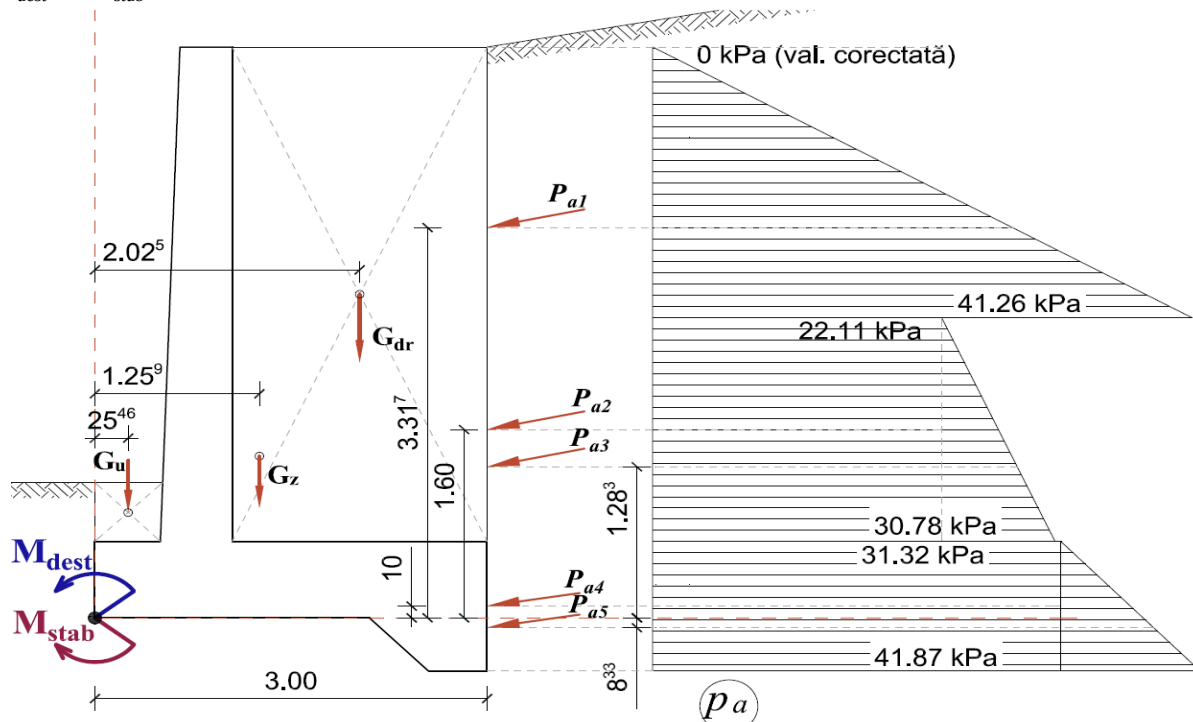


Fig.2.85. Schema de calcul la verificare la răsturnare (exemplu 2 - zid de sprijin din beton armat)

2.7.3 Zid de sprijin de debleu din beton simplu (exemplu 3)

Se va dimensiona un zid de sprijin de debleu realizat din beton simplu. Zidul se va dimensiona SLU conform abordării de calcul AC 3. Înălțimea sprijinită va fi de 3.00 m ($H=3.00$ m), terenul sprijinit este orizontal și va fi încărcat cu o suprasarcină $q_k=10$ kPa. Zidul se va executa pe tronsoane de lungime 6.00 m în mod alternant. Suprasarcina se consideră o încărcare temporară. Împingerea activă a pământului se va determina utilizând teoria Rankine. În urma investigațiilor geotehnice stratificația terenului rezultă uniformă (mono stratificată). Pământul interceptat este un teren argilos cu filme de nisip fin în condiții drenate având următorii parametrii geotehnici caracteristici:

$$\gamma_{1k} = 21 \text{ kN/m}^3, \quad \varphi_{1k} = 14^\circ, \quad c_{1k} = 32 \text{ kPa}$$

În urma predimensionării s-a ajuns la configurația geometrică conf. Fig.2.86 :

Lățime fundație $\rightarrow B=2.30$ m Adâncime de fundare $\rightarrow D_f=1.25$ m

Lățime dren $\rightarrow b_{dr}=0.65$ m lățime superioară elevație $\rightarrow 0.75$ m

Verificări preliminare configurație geometrică:

$$D_f = 1.25m \geq 0.9m(H_i) + 20cm \rightarrow ok$$

$$D_f = 1.35m \geq CTBF + 20cm \rightarrow ok \text{ (strat 1 pământ)}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{0.90}{0.50} = 1.80 \geq 1.30 \rightarrow ok$$

$$\varepsilon = a \tan\left(\frac{0.35}{2.30}\right) \rightarrow \varepsilon = 9^\circ \rightarrow 0^\circ \leq 9^\circ \leq 13^\circ \rightarrow ok$$

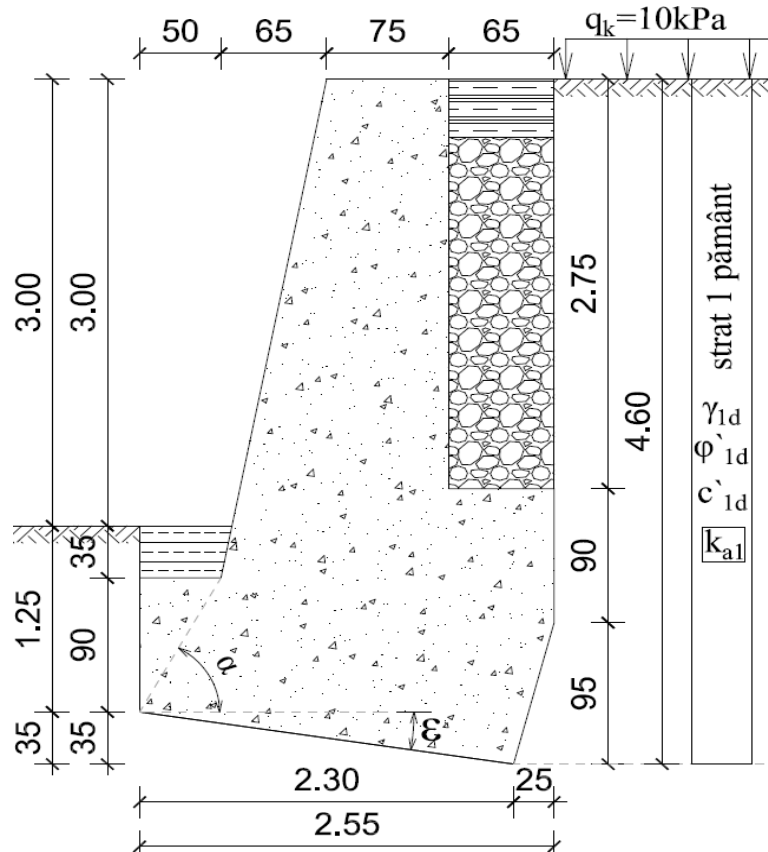


Fig.2.86. Predimensionare și conformare zid de sprijin din beton simplu (exemplu 3)

Alegerea coeficienților parțiali de siguranță aferenți SLU GEO și SLU STR conform abordării de calcul AC 3.

AC 3 : A1*/A2** ”+” M2 ”+” R3

Pentru acțiuni geotehnice se va aplica setul de coeficienți parțiali de siguranță A2 :

$\gamma_{Gf} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.3$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile)

M2 :

$\gamma_\phi = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_{cu} = 1.40$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului)

$\gamma_\gamma = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

R3 :

$\gamma_{RH} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la lunecare)

$\gamma_{Rv} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la capacitate portanta)

Stabilirea parametrilor geotehnici de material cu valori de calcul

Strat 1 pământ : grosime strat 4.60 m, $\gamma_{1k} = 21 \text{ kN/m}^3$, $\varphi'_{1k} = 14^\circ$, $c'_{1k} = 32 \text{ kPa}$

$$\varphi'_{d.1} = a \tan \left[\frac{\tan(14^\circ)}{1.25} \right] = 11.28^\circ \quad c'_{d.1} = \frac{32}{1.25} = 25.6 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.1} = \frac{21}{1} = 21 \text{ kN/m}^3$$

1. Verificarea la lunecare (SLU GEO)

Evaluarea încărcărilor

● Împingerea activă a pământului conform teoriei Rankine. Coeficientul de împingere activă pentru stratul de pământ se va calcula conform următoarelor formule:

$$k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{d.1}}{2} \right) \right]^2 \rightarrow k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{11.28^\circ}{2} \right) \right]^2 = 0.673$$

Diagrame de presiuni active se vor determina pe înălțimea zidului aplicându-se următoarea formulă:

$$p_a = \gamma_{Q,n} \cdot q_k \cdot k_a + \gamma_{G,n} \cdot \left[\sum (\gamma_{di} \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c'_d \cdot \sqrt{k_a} \right]$$

Vor rezulta următoarele presiuni active:

$$p_{a10} = 1.3 \cdot 10 \cdot 0.673 - 1.00 \cdot 2 \cdot 25.6 \cdot \sqrt{0.673} = -33.25 \text{ kPa} \rightarrow 0 \text{ kPa}$$

$$p_{a11} = 1.3 \cdot 10 \cdot 0.673 + 1.00 \cdot (4.6 \cdot 21 \cdot 0.673 - 2 \cdot 25.6 \cdot \sqrt{0.673}) = 31.74 \text{ kPa}$$

Determinarea împingerilor active :

Strat 1

$$P_{a1} = \frac{31.74 \text{ kPa} \cdot 4.60 \text{ m}}{2} = 73 \text{ kN/m}$$

● Greutățile proprii ale zidului de sprijin și a elementelor componente

La evaluarea greutateilor proprii geometria s-a divizat în figuri geometrice primordiale (dreptunghiuri și triunghiuri).

- Greutate zidului de sprijin s-a împărțit în 7 subdiviziuni

1 $\rightarrow$ aria aferentă $A_{z1} = 3.35 \text{ m} \cdot 0.75 \text{ m} = 2.51 \text{ m}^2$, greutate volumică $\gamma_{b.s} = 24 \text{ kN/m}^3$

$$G_1 = 2.51 \text{ m}^2 \cdot 24 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 60.3 \text{ kN}$$

2 $\rightarrow$ aria aferentă $A_{z2} = 3.35 \text{ m} \cdot 0.65 \text{ m} / 2 = 1.09 \text{ m}^2$, greutate volumică $\gamma_{b.s} = 24 \text{ kN/m}^3$

$$G_2 = 1.09 \text{ m}^2 \cdot 24 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 26.13 \text{ kN}$$

Reducere sistem de forțe la mijloc talpă fundație:

$$V_d = \sum F_v = \gamma_{G.f} \left(\sum G_i \right)$$

$$V_d = 1.00(60.3 + 26.13 + 18.36 + 9.36 + 33.12 + 2.85 + 9.66 + 34.86 + 3.4) = 198.03 \text{ kN}$$

$$H_d = \sum F_h = \left(\sum P_{ai} \right) \cdot 1.00 \text{ m}$$

$$H_d = 1 \text{ m} \cdot (73) \text{ kN} / \text{m} = 73 \text{ kN}$$

Proiecția forțelor după planul de alunecare ($\varepsilon = 9^\circ$)

$$V'_d = 198.03 \cdot \cos(9) + 73 \cdot \sin(7) = 207.01 \text{ kN}$$

$$H'_d = 73 \cdot \cos(7) - 198.03 \cdot \sin(7) = 41.13 \text{ kN}$$

Determinarea rezistenței la alunecare ($\delta_d = \varphi'_{1d} \rightarrow$ contact pământ – beton turnat monolit)

$$R_{dh} = \frac{207.01 \text{ kN} \cdot \tan(11.28^\circ)}{1.00} = 41.29 \text{ kN}$$

Verificarea la alunecare

$$R_{dh} \geq H'_d \rightarrow 41.29 \text{ kN} \geq 41.13 \text{ kN} \rightarrow \text{verifică}$$

2. Verificarea la capacitate portantă (SLU GEO)

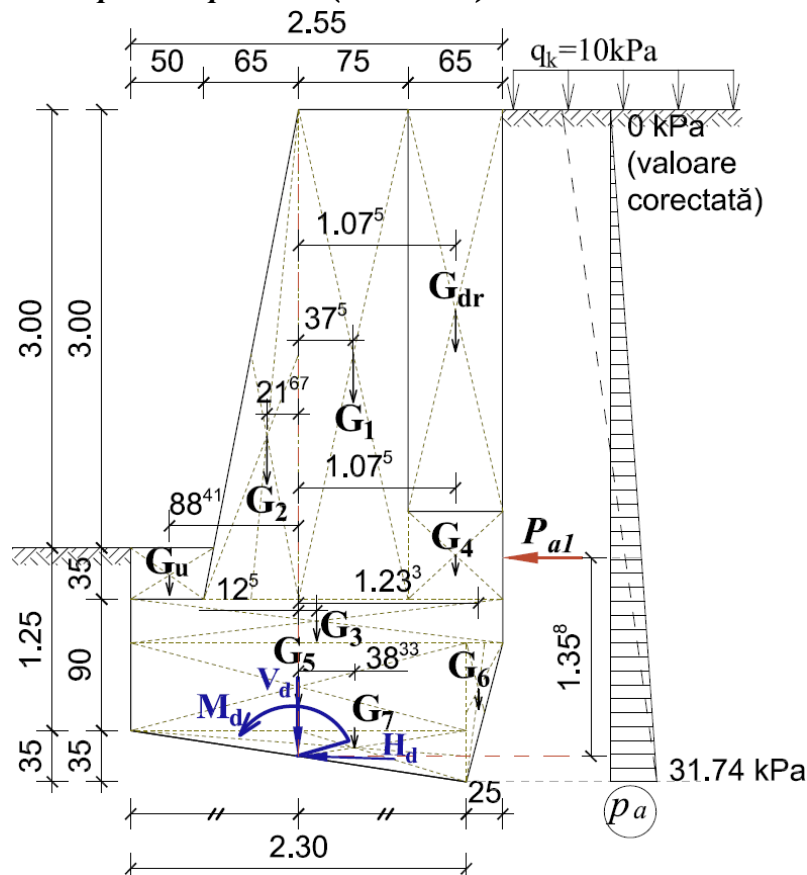


Fig.2.88. Schemă de calcul – verificare la capacitate portantă (exemplu 3 - zid de sprijin din beton simplu)

Reducere sistem de forțe la mijloc talpă fundație:

$$V_d = \sum F_v = \gamma_{G,n} \left(\sum G_i \right)$$

$$V_d = 1.00(60.3 + 26.13 + 18.36 + 9.36 + 33.12 + 2.85 + 9.66 + 34.87 + 3.4) = 198.03 \text{ kN}$$

$$H_d = \sum F_h = \left(\sum P_{ai} \right) \cdot 1.00 \text{ m}$$

$$H_d = 1 \text{ m} \cdot (73) \text{ kN} / \text{m} = 73 \text{ kN}$$

La calculul momentului M_d , brațele forțelor s-au cotaț în raport cu mijlocul lățimii fundației:

$$M_d = \sum (P_{ai} \cdot y_{pai}) \cdot 1.00 \text{ m} - \gamma_{G,n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi})$$

$$M_d = (73 \cdot 1.358) \cdot 1.00 \text{ m} + 1.0 \cdot (-60.3 \cdot 0.375 + 26.13 \cdot 0.217 - 18.36 \cdot 0.125 - 9.36 \cdot 1.075 - \dots - 2.85 \cdot 1.23 - 9.66 \cdot 0.383 - 34.86 \cdot 1.075 + 3.40 \cdot 0.884) = 27.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificarea excentricității:

$$e_B = \frac{27.41 \text{ kN} \cdot \text{m}}{198.03 \text{ kN}} = 0.138 \text{ m} \quad \frac{B}{6} = \frac{2.30 \text{ m}}{6} = 0.383 \text{ m} \quad e_B \leq \frac{B}{6} \rightarrow 0.138 \leq 0.383 \rightarrow \text{verifică}$$

Determinarea presiunii efective:

$$B' = 2.30 - 2 \cdot 0.138 = 2.023 \text{ m}$$

$$A' = 2.023 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} = 2.023 \text{ m}^2$$

$$p_{eff} = \frac{198.03}{2.023} = 97.88 \text{ kPa}$$

Determinarea capacității portante în condiții drenate:

$$R_d / A' = (c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot 1 / \gamma_{Rv}$$

Calcul factori adimensionali de capacitate portantă:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'_d} \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi'_d / 2) = 2.718^{3.142 \cdot \tan 11.28^\circ} \cdot \tan^2 (45^\circ + 11.28^\circ / 2) = 2.78$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi'_d) = (2.87 - 1) \cdot \cot(11.28^\circ) = 8.93$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi'_d / 2) = 2 \cdot (2.87 - 1) \cdot \tan(11.28^\circ / 2) = 0.35$$

Calcul factori adimensionali pentru înclinarea tălpii fundației:

$$\alpha = \frac{\varepsilon \cdot \pi}{180} = \frac{9 \cdot 3.142}{180} = 0.157$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi'_d)^2 = (1 - 0.157 \cdot \tan 11.28^\circ)^2 = 0.938$$

$$b_c = b_q - \left[(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi'_d) \right] = 0.938 - \left[(1 - 0.938) / (8.93 \cdot \tan 11.28^\circ) \right] = 0.904$$

Calcul factori adimensionali pentru înclinarea încărcării verticale:

$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = [2 + (2.023 \text{ m} / 1.00 \text{ m})] / [1 + (2.023 \text{ m} / 1.00)] = 1.33$$

$$i_q = \left\{ 1 - H_d / [V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\phi'_d)] \right\}^m = \left\{ 1 - 73 / [198.03 + 2.023 \cdot 25.61 \cdot \cot(11.28^\circ)] \right\}^{1.33} = 0.79$$

$$i_\gamma = \left\{ 1 - H_d / [V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\phi'_d)] \right\}^{m+1} = \left\{ 1 - 73 / [198.03 + 2.023 \cdot 25.61 \cdot \cot(11.28^\circ)] \right\}^{1+1.33} = 0.667$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi'_d) = 0.79 - (1 - 0.79) / (8.93 \cdot \tan 11.28^\circ) = 0.678$$

Calcul factori adimensionali pentru forma bazei fundației:

- Se consideră zidul de sprijin ca un element liniar, de unde rezultă $B'/L_{zid} = 0$.

$$s_q = 1 + (B'/L_{zid}) \cdot \sin \varphi'_d = 1 + 0 \cdot \sin 11.28^\circ = 1$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L_{zid}) = 1 - 0.3 \cdot 0 = 1$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = (1 \cdot 4.335 - 1) / (4.335 - 1) = 1$$

Calcul suprasarcină la nivelul tălpii fundației:

$$q' = D_f \cdot \gamma_d = 1.25m \cdot 21kN / m^3 = 26.25kPa$$

$$R_d / A' = (c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot 1 / \gamma_{Rv}$$

$$R_d / A' = (26.51kPa \cdot 8.93 \cdot 0.904 \cdot 1 \cdot 0.678 + 26.25kPa \cdot 2.72 \cdot 0.938 \cdot 1 \cdot 0.79 + \dots \\ \dots + 0.5 \cdot 21kN / m^3 \cdot 2.023m \cdot 0.35 \cdot 0.938 \cdot 1 \cdot 0.667) \cdot 1 / 1 = 199.06kPa$$

Verificarea la capacitate portantă:

$$\frac{V_d}{A'} \leq \frac{R_d}{A'} \rightarrow 97.88kPa \leq 199.06kPa \rightarrow \text{verifică}$$

3. Verificarea la secțiuni periculoase (SLU STR)

Izolare zona superioară secțiunii periculoase a-a și evaluarea încărcărilor.

Greutate proprie

La evaluarea greutateilor proprii geometria s-a divizat în figuri geometrice primordiale (dreptunghiuri și triunghiuri).

- Greutate elevației zidului de sprijin s-a împărțit în 2 subdiviziuni

1 $\rightarrow$ aria aferentă $A_{e1} = 2.75m \cdot 0.75m = 2.06m^2$, greutate volumică, $\gamma_{b.s} = 24kN/m^3$

$$G_{e1} = 2.06m^2 \cdot 24kN / m^3 \cdot 1m = 49.5kN$$

2 $\rightarrow$ aria aferentă $A_{e2} = 3.75m \cdot 0.534m / 2 = 0.734m^2$, greutate volumică, $\gamma_{b.s} = 24kN/m^3$

$$G_{e2} = 0.734m^2 \cdot 24kN / m^3 \cdot 1m = 17.61kN$$

Împingerea activă ce acționează pe zona elevației superioară secțiunii a-a corespunde diagramei pe de presiune activă pe adâncimea de 2.75 m. Presiunea activă aferentă secțiunii a-a este de 18.98 kPa. Împingerea activă ce acționează asupra zonei zidului superioară secțiunii a-a este P_{ae} , determinată astfel:

$$P_{ae} = \frac{2.75m \cdot 18.98kPa}{2} = 26.1kN / ml$$

Reducerea sistemului de forțe la mijlocul lățimii aferente secțiunii periculoase $b_a = 1.284m$. Brațele acțiunilor s-au cotat pe schiță și reprezintă distanța de la punctul de acțiune a forței la mijlocul lățimii b_a .

$$N = 49.5 + 17.61 = 67.11kN$$

$$T = 26.1kN / m \cdot 1m = 26.1kN$$

$$M = (26.1 \cdot 0.9167)kN / m \cdot 1m + 49.5kN \cdot 0.267m - 17.61kN \cdot 0.286m = 15.75kN \cdot m$$

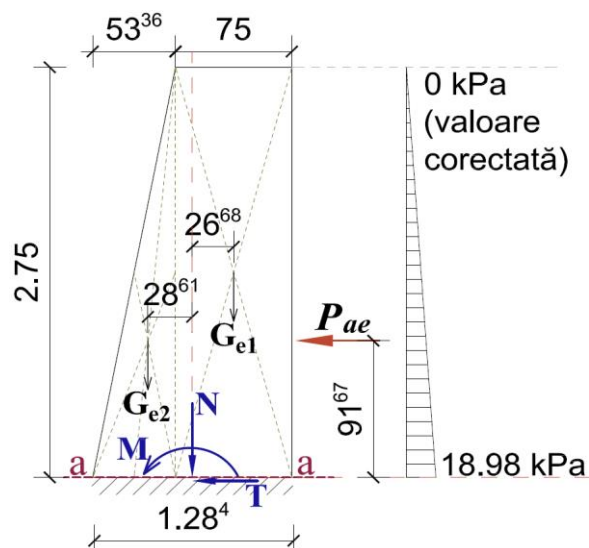


Fig.2.89. Schemă de calcul – verificare secțiuni periculoase (exemplu 3 - zid de sprijin din beton simplu)

Determinare tensiunilor normale la nivelul secțiunii periculoase a-a :

$$\sigma_1 = \frac{67.11kN}{1.28m \cdot 1m} + \frac{6 \cdot 15.75kN \cdot m}{(1.28m)^2 \cdot 1m} = 110.12kPa$$

$$\sigma_2 = \frac{67.11kN}{1.28m \cdot 1m} - \frac{6 \cdot 15.75kN \cdot m}{(1.28m)^2 \cdot 1m} = -5.26kPa$$

Rezultă întinderi în secțiunea periculoasă a-a, se va face verificarea atât la compresiune, cât și la întindere. Beton C25/30, rezistența la compresiune este $f_{cd} = 16666.7 kPa$, iar rezistența la întindere $f_{ctd} = 1200 kPa$.

- Verificarea la compresiune $110.12kPa \leq 16666.7kPa \rightarrow ok$
- Verificarea la întindere $5.26kPa \leq 1200kPa \rightarrow ok$

Verificarea la forță tăietoare (estimare prudentă, $\phi_{zid} = 30^\circ$)

$$T_{max} = 67.11kN \cdot \tan(30^\circ) = 38.75kN$$

$$T \leq T_{max} \rightarrow 26.1kN \leq 38.75kN \rightarrow verifică$$

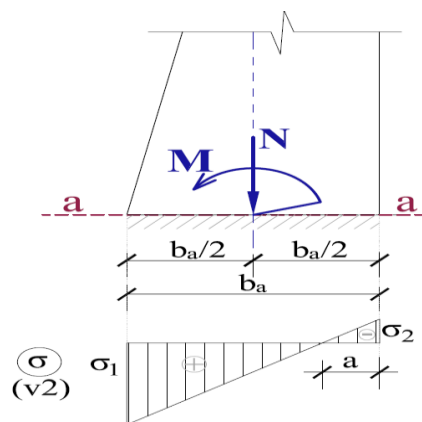


Fig.2.90. Evaluare tensiuni normale la nivelul secțiunii periculoase a-a (exemplu 3 - zid de sprijin din beton simplu)

4. Verificarea la răsturnare (SLU EQU)

Alegerea coeficienților parțiali de siguranță aferenți SLU EQU.

Pentru acțiuni

$\gamma_{Gf} = 0.9$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1.1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile)

Pentru parametrii geotehnici (de material)

$\gamma_{\phi} = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_{\gamma} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

Stabilirea parametrilor geotehnici de material cu valori de calcul

Strat 1 pământ : grosime strat 4.60 m, $\gamma_{1k} = 21 \text{ kN/m}^3$, $\phi_{1k} = 14^\circ$, $c_{1k} = 32 \text{ kPa}$

$$\phi'_{d.1} = a \tan \left[\frac{\tan(14^\circ)}{1.25} \right] = 11.28^\circ \quad c'_{d.1} = \frac{32}{1.25} = 25.6 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.1} = \frac{21}{1} = 21 \text{ kN/m}^3$$

Evaluarea încărcărilor

● Împingerea activă a pământului conform teoriei Rankine. Coeficientul de împingere activă pentru stratul de pământ se va calcula conform următoarelor formule:

$$k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\phi'_{d.1}}{2} \right) \right]^2 \rightarrow k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{11.28^\circ}{2} \right) \right]^2 = 0.673$$

Diagrame de presiuni active se vor determina pe înălțimea zidului aplicându-se următoarea formulă:

$$p_a = \gamma_{Q.n} \cdot q_k \cdot k_a + \gamma_{G.n} \cdot \left[\sum (\gamma_{di} \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c'_d \cdot \sqrt{k_a} \right]$$

Vor rezulta următoarele presiuni active:

$$p_{a10} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.673 - 1.10 \cdot 2 \cdot 25.6 \cdot \sqrt{0.673} = -36.1 \text{ kPa} \rightarrow 0 \text{ kPa}$$

$$p_{a11} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.673 + 1.10 \cdot (4.6 \cdot 21 \cdot 0.673 - 2 \cdot 25.6 \cdot \sqrt{0.673}) = 35.39 \text{ kPa}$$

Determinarea împingerilor active

Strat 1

$$P_{a1} = \frac{35.39 \text{ kPa} \cdot 4.60 \text{ m}}{2} = 81.39 \text{ kN/m}$$

Calculul momentelor încovoietoare în raport cu CIR.

La calculul momentelor încovoietoare M_{stab} și M_{dest} , brațele forțelor s-au cotațat în raport cu punctul CIR.

Evaluarea M_{dest} :

$$M_{dest} = \sum (P_{ai} \cdot y_{Pai}) \cdot 1.00 \text{ m} = (81.39 \cdot 1.533) \cdot 1.00 \text{ m} = 96.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Evaluarea M_{stab} (din efectul greutatei proprii):

$$M_{stab} = \gamma_{G.f} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) = 0.9(60.3 \cdot 1.525 + 26.13 \cdot 0.933 + 18.36 \cdot 1.275 + 9.36 \cdot 2.225 + \dots + 33.12 \cdot 1.15 + 2.85 \cdot 2.383 + 9.66 \cdot 1.53 + 34.86 \cdot 2.22 + 3.4 \cdot 0.266) = 268.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificare la răsturnare :

$$M_{dest} \leq M_{stab} \rightarrow 96.28 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 268.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{verifică}$$

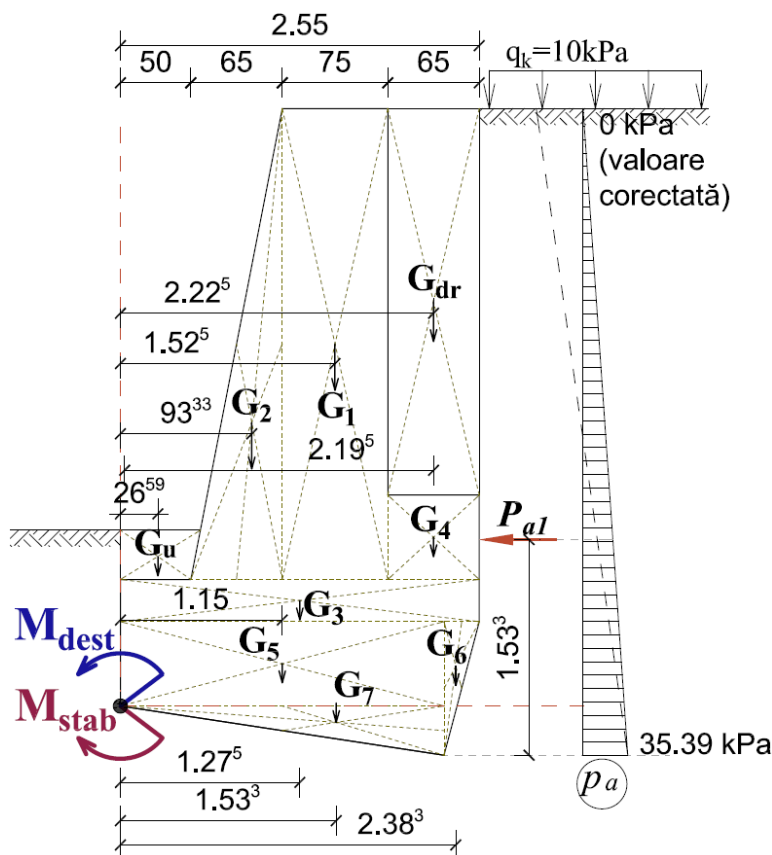


Fig.2.91. Schema de calcul la verificare la răsturnare (exemplu 3 - zid de sprijin din beton simplu)

2.7.4 Zid de sprijin de debleu din gabioane (exemplu 4)

Se va dimensiona un zid de sprijin de debleu realizat din gabioane. Zidul se va dimensiona SLU conform abordării de calcul AC 1.1. Înălțimea sprijinită va fi de 3.25 m ($H=3.25$ m), terenul sprijinit este orizontal și va fi încărcat cu o suprasarcină $q_k=10$ kPa. Suprasarcina se consideră o încărcare temporară. Împingerea activă a pământului se va determina utilizând teoria Rankine. În urma investigațiilor geotehnice fost identificate 2 strate distincte de pământ:

Strat 1 pământ : grosime strat 3.35 m, $\gamma_{1k}= 20.4$ kN/m³, $\varphi'_{1k}=12^\circ$, $c'_{1k}= 20$ kPa

Strat 2 pământ : grosime strat 10.00 m, $\gamma_{2k}= 19.5$ kN/m³, $\varphi'_{2k}=22^\circ$, $c'_{2k}=7$ kPa

În urma predimensionării s-a ajuns la următoarea configurație geometrică:

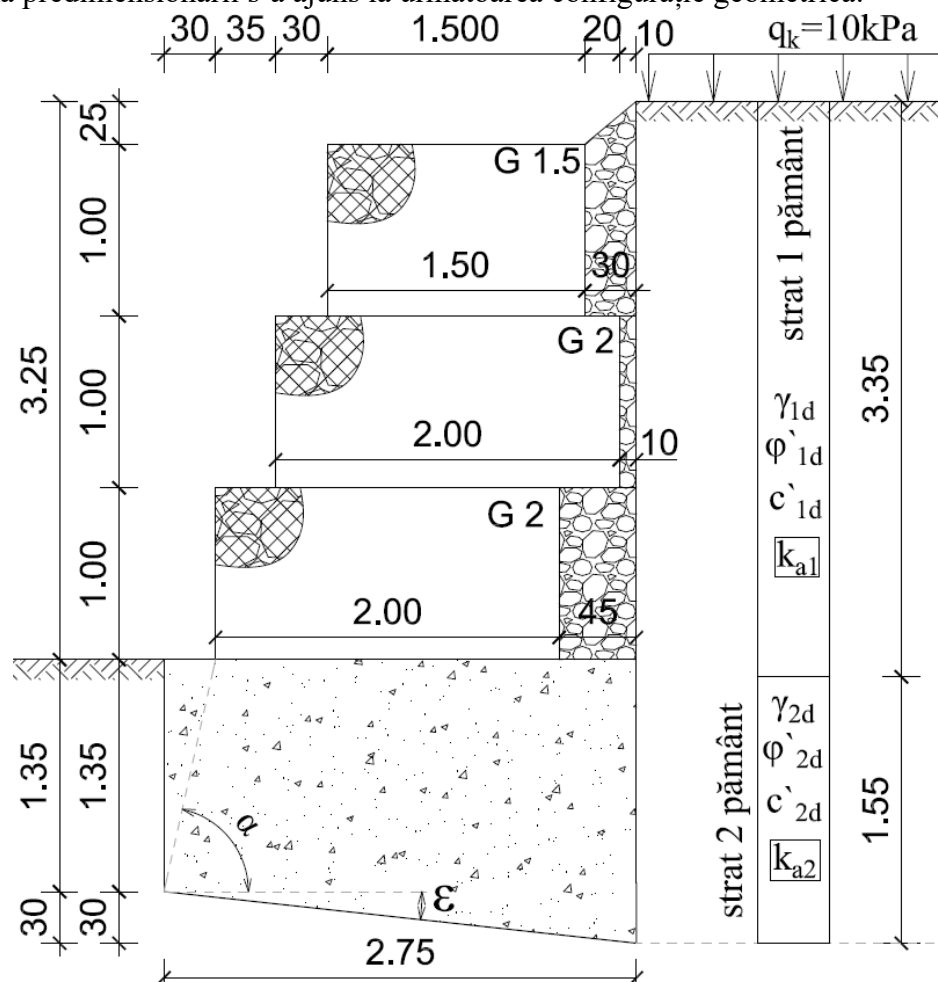


Fig.2.92. Predimensionare și conformare zid de sprijin din gabioane (exemplu 4)

Lățime fundație $\rightarrow B=2.75 \text{ m}$ Adâncime de fundare $\rightarrow D_f=1.35 \text{ m}$

Verificări preliminare configurație geometrică:

$$D_f = 1.35 \text{ m} \geq 0.9 \text{ m}(H_i) + 20 \text{ cm} \rightarrow ok$$

$$D_f = 1.35 \text{ m} \geq CTBF + 20 \text{ cm} \rightarrow ok \text{ (strat 2 pământ)}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{1.35}{0.30} = 4.50 \geq 1.30 \rightarrow ok$$

$$\varepsilon = a \tan\left(\frac{0.3}{2.75}\right) \rightarrow \varepsilon = 6^\circ \rightarrow 0^\circ \leq 6^\circ \leq 13^\circ \rightarrow ok$$

Alegerea coeficienților parțiali de siguranță aferenți SLU GEO și SLU STR conform abordării de calcul AC 1.1.

AC 1.1 : A1 "+" M1 "+" R1

A1 :

$\gamma_{Gf} = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1.35$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile)

M1 :

$\gamma_{\phi} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_{cu} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea nedrenată a pământului)

$\gamma_{\gamma} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

R1 :

$\gamma_{RH} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la lunecare)

$\gamma_{Rv} = 1.00$ (coeficient parțial de siguranță pentru rezistența la capacitate portanta)

Stabilirea parametrilor geotehnici de material cu valori de calcul

Strat 1 pământ : grosime strat 3.35 m, $\gamma_{1k} = 20.4 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{1k} = 12^\circ$, $c'_{1k} = 20 \text{ kPa}$

$$\phi'_{d.1} = a \tan \left[\frac{\tan(12^\circ)}{1} \right] = 12^\circ \quad c'_{d.1} = \frac{20}{1} = 20 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.1} = \frac{20.4}{1} = 20.4 \text{ kN / m}^3$$

Strat 2 pământ : grosime strat 10.00 m, $\gamma_{2k} = 19.5 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{2k} = 22^\circ$, $c'_{2k} = 7 \text{ kPa}$

$$\phi'_{d.2} = a \tan \left[\frac{\tan(22^\circ)}{1} \right] = 22^\circ \quad c'_{d.2} = \frac{7}{1} = 7 \text{ kPa} \quad \gamma_{d.2} = \frac{19.5}{1} = 19.5 \text{ kN / m}^3$$

1. Verificarea la lunecare (SLU GEO)

Evaluarea încărcărilor

● Împingerea activă a pământului conform teoriei Rankine. Coeficientul de împingere activă pentru stratul de pământ se va calcula conform următoarelor formule:

$$k_a = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\phi'_d}{2} \right) \right]^2$$

$$\text{Strat 1: } k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\phi'_{d.1}}{2} \right) \right]^2 \rightarrow k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{12^\circ}{2} \right) \right]^2 = 0.656$$

$$\text{Strat 2: } k_{a2} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\phi'_{d.2}}{2} \right) \right]^2 \rightarrow k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{22^\circ}{2} \right) \right]^2 = 0.455$$

Diagrame de presiuni active se vor determina pe înălțimea zidului aplicându-se următoarea formulă:

$$p_a = \gamma_{Q.n} \cdot q_k \cdot k_a + \gamma_{G.n} \cdot \left[\sum (\gamma_{di} \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c'_d \cdot \sqrt{k_a} \right]$$

Vor rezulta următoarele presiuni active:

$$p_{a10} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.656 - 1.35 \cdot 2 \cdot 20 \cdot \sqrt{0.656} = -33.89 \text{ kPa} \rightarrow 0 \text{ kPa}$$

$$p_{a11} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.656 + 1.35 \cdot \left(3.35 \cdot 20.4 \cdot 0.656 - 2 \cdot 20 \cdot \sqrt{0.656} \right) = 26.61 \text{ kPa}$$

$$p_{a20} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.455 + 1.35 \cdot \left(3.35 \cdot 20.4 \cdot 0.455 - 2 \cdot 7 \cdot \sqrt{0.455} \right) = 36.05 \text{ kPa}$$

$$p_{a21} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.455 + 1.35 \cdot \left[\left(3.35 \cdot 20.4 + 1.55 \cdot 19.5 \right) \cdot 0.455 - 2 \cdot 7 \cdot \sqrt{0.455} \right] = 54.62 \text{ kPa}$$

Determinarea împingerilor active și a componentelor verticale și orizontale ale acestora

Strat 1

$$P_{a1} = \frac{26.61 \text{ kPa} \cdot 3.35 \text{ m}}{2} = 44.57 \text{ kN / m}$$

Strat 2

$$P_{a2} = 36.05 \text{ kPa} \cdot 1.55 \text{ m} = 55.88 \text{ kN / m}$$

$$P_{a3} = \frac{(54.62 \text{ kPa} - 36.05) \cdot 1.55 \text{ m}}{2} = 14.39 \text{ kN / m}$$

- Greutățile proprii ale zidului de sprijin și a elementelor componente

La evaluarea greutăților proprii geometria s-a divizat în figuri geometrice primordiale (dreptunghiuri și triunghiuri).

- Greutate fundației zidului de sprijin s-a împărțit în 2 subdiviziuni

$$1 \rightarrow \text{aria aferentă } A_{f1} = 2.75 \text{ m} \cdot 1.35 \text{ m} = 3.713 \text{ m}^2, \text{ greutate volumică } \gamma_{b,s} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$G_{f1} = 3.713 \text{ m}^2 \cdot 24 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 89.1 \text{ kN}$$

$$2 \rightarrow \text{aria aferentă } A_{f2} = 2.75 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} / 2 = 0.413 \text{ m}^2, \text{ greutate volumică } \gamma_{b,s} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$G_{f2} = 0.413 \text{ m}^2 \cdot 24 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 9.9 \text{ kN}$$

- Greutate gabioane (3 gabioane)

$$1 \rightarrow \text{aria aferentă } A_{g1} = 2.00 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} = 2.00 \text{ m}^2, \text{ greutate volumică } \gamma_{gab} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$G_{g1} = 2 \text{ m}^2 \cdot 19 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 38 \text{ kN}$$

$$2 \rightarrow \text{aria aferentă } A_{g2} = 2.00 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} = 2.00 \text{ m}^2, \text{ greutate volumică } \gamma_{gab} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$G_{g2} = 2 \text{ m}^2 \cdot 19 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 38 \text{ kN}$$

$$3 \rightarrow \text{aria aferentă } A_{g3} = 1.50 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} = 1.50 \text{ m}^2, \text{ greutate volumică } \gamma_{gab} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$G_{g3} = 1.50 \text{ m}^2 \cdot 19 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 28.5 \text{ kN}$$

- Greutate umpluturilor, s-a împărțit în 3 subdiviziuni

$$1 \rightarrow \text{aria aferentă } A_{u1} = 1.00 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} = 0.45 \text{ m}^2, \text{ greutate volumică } \gamma_u = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$G_{u1} = 0.45 \text{ m}^2 \cdot 18 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 8.1 \text{ kN}$$

$$2 \rightarrow \text{aria aferentă } A_{u2} = 1.00 \text{ m} \cdot 0.1 \text{ m} = 0.1 \text{ m}^2, \text{ greutate volumică } \gamma_u = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$G_{u2} = 0.1 \text{ m}^2 \cdot 18 \text{ kN / m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 1.8 \text{ kN}$$

3 → aria aferentă $A_{u3} = (1.00m + 1.25m) \cdot 0.3m / 2 = 0.34m^2$, greutate volumică $\gamma_u = 18 \text{ kN/m}^3$
 $G_{u3} = 0.34m^2 \cdot 18kN / m^3 \cdot 1m = 6.08kN$

Reducere sistem de forțe la mijlocul tălpii fundație

$$V_d = \sum F_v = \gamma_{G.f} \left(\sum G_i \right)$$

$$V_d = 1.00(89.1 + 9.9 + 38 + 38 + 28.5 + 8.1 + 1.8 + 6.08) = 219.48kN$$

$$H_d = \sum F_h = \left(\sum P_{ai} \right) \cdot 1.00m$$

$$H_d = 1m \cdot (44.57 + 55.88 + 14.39)kN / m = 114.83kN$$

Proiecția forțelor după planul de lunecare ($\varepsilon = 6^\circ$)

$$V'_d = 219.48 \cdot \cos(6) + 114.83 \cdot \sin(6) = 230.28kN$$

$$H'_d = 114.83 \cdot \cos(6) - 230.28 \cdot \sin(6) = 91.26kN$$

Determinarea rezistenței la lunecare

$$R_{dh} = \frac{230.28kN \cdot \tan(22^\circ)}{1.00} = 93.04kN$$

Verificare la lunecare ($\delta_d = \varphi_{2d}$ – contact pământ → beton turnat monolit)

$$R_{dh} \geq H'_d \rightarrow 93.04kN \geq 91.26kN \rightarrow \text{verifică}$$

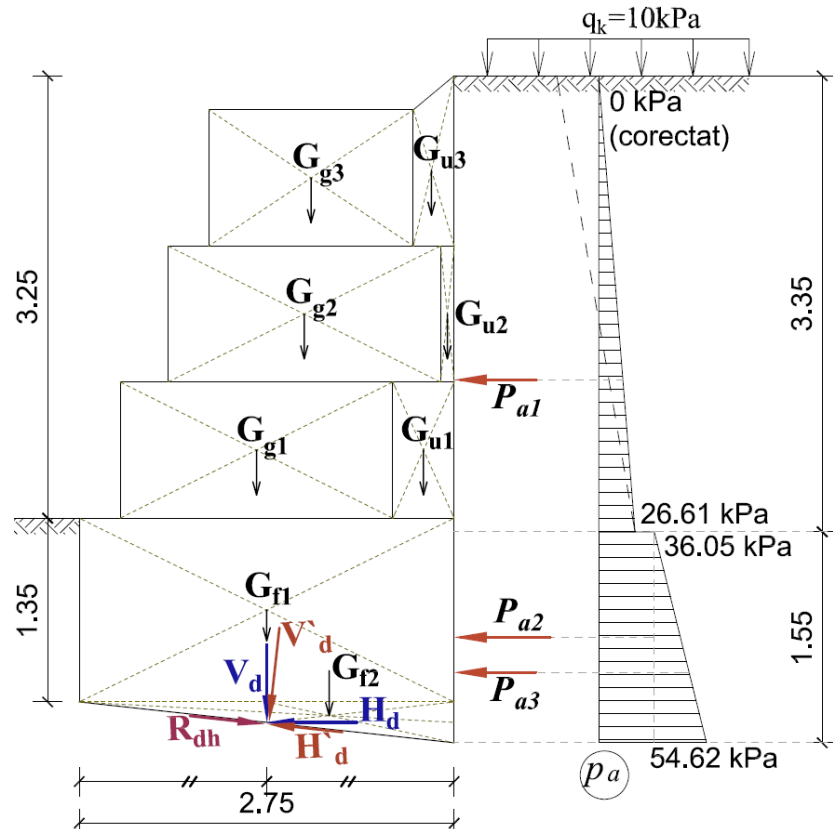


Fig.2.93. Schemă de calcul – verificare la lunecare (exemplu 4: zid de sprijin din gabioane)

2. Verificarea la capacitate portantă (SLU GEO)

Reducere sistem de forțe la mijloc talpă fundație

$$V_d = \sum F_v = \gamma_{G,n} \left(\sum G_i \right)$$

$$V_d = 1.35(89.1 + 9.9 + 38 + 38 + 28.5 + 8.1 + 1.8 + 6.08) = 296.29 \text{ kN}$$

$$H_d = \sum F_h = \left(\sum P_{ai} \right) \cdot 1.00 \text{ m}$$

$$H_d = 1 \text{ m} \cdot (44.57 + 55.88 + 14.39) \text{ kN} / \text{m} = 114.83 \text{ kN}$$

La calculul momentului M_d , brațele forțelor s-au cotaț în raport cu mijlocul lățimii fundației

$$M_d = \sum (P_{ai} \cdot y_{Pai}) \cdot 1.00 \text{ m} \pm \gamma_{G,n} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi})$$

$$M_d = (44.57 \cdot 2.52 + 55.88 \cdot 0.63 + 14.39 \cdot 0.37) \cdot 1.00 \text{ m} + 1.35 \cdot (89.1 \cdot 0 - 9.9 \cdot 0.46 + \dots + 38 \cdot 0.075 - 38 \cdot 0.275 - 28.5 \cdot 0.325 - 8.1 \cdot 1.15 - 1.8 \cdot 1.325 - 6.08 \cdot 1.21) = 97.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificarea excentricității

$$e_B = \frac{97.79 \text{ kN} \cdot \text{m}}{296.29 \text{ kN}} = 0.33 \text{ m} \quad \frac{B}{6} = \frac{2.75 \text{ m}}{6} = 0.458 \text{ m} \quad e_B \leq \frac{B}{6} \rightarrow 0.33 \leq 0.458 \rightarrow \text{verifică}$$

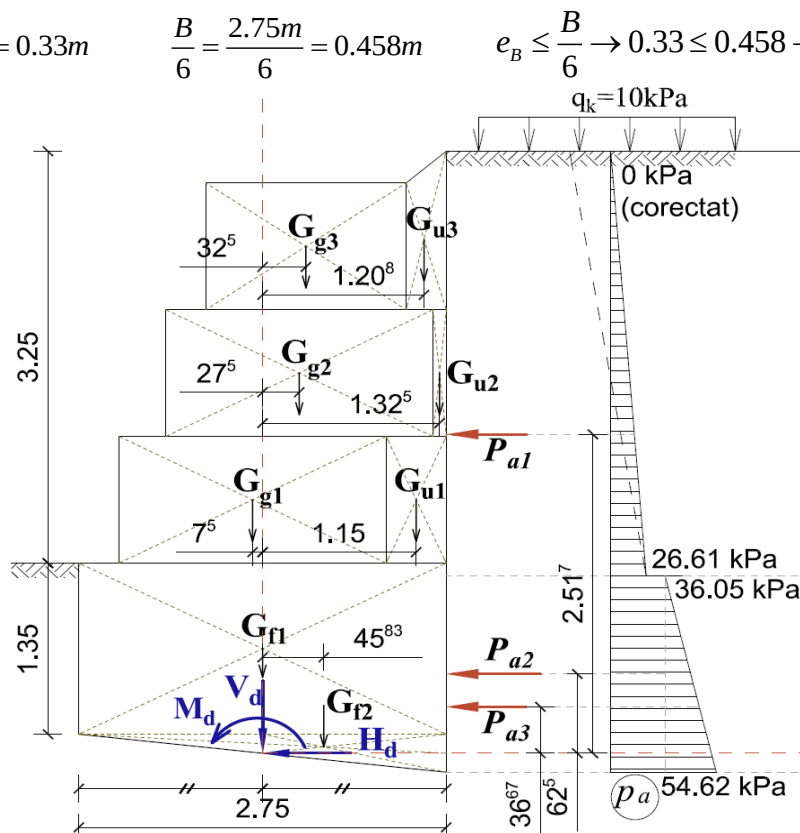


Fig.2.94. Schemă de calcul – verificare la capacitate portantă (exemplu 4: zid de sprijin din gabioane)

Determinarea presiunii efective

$$B' = 2.75 - 2 \cdot 0.33 = 2.09 \text{ m}$$

$$A' = 2.09 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ m} = 2.09 \text{ m}^2$$

$$p_{eff} = \frac{296.29}{2.09} = 141.77 \text{ kPa}$$

Determinarea capacității portante în condiții drenate:

$$R_d / A' = (c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot 1 / \gamma_{Rv}$$

Calcul factori adimensionali de capacitate portantă:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'_d} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi'_d / 2) = 2.718^{3.142 \cdot \tan 22^\circ} \cdot \tan^2 (45^\circ + 22^\circ / 2) = 7.82$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi'_d) = (7.82 - 1) \cdot \cot(22^\circ) = 16.88$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi'_d / 2) = 2 \cdot (7.82 - 1) \cdot \tan(22^\circ / 2) = 2.65$$

Calcul factori adimensionali pentru înclinarea tălpii fundației:

$$\alpha = \frac{\varepsilon \cdot \pi}{180} = \frac{6 \cdot 3.142}{180} = 0.105$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi'_d)^2 = (1 - 0.105 \cdot \tan 22^\circ)^2 = 0.917$$

$$b_c = b_q - \left[(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \varphi'_d) \right] = 0.917 - \left[(1 - 0.917) / (16.88 \cdot \tan 22^\circ) \right] = 0.905$$

Calcul factori adimensionali pentru înclinarea încărcării verticale:

$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = [2 + (2.09m / 1.00m)] / [1 + (2.09m / 1.00)] = 1.32$$

$$i_q = \left\{ 1 - H_d / [V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\varphi'_d)] \right\}^m = \left\{ 1 - 114.83 / [296.29 + 2.09 \cdot 7 \cdot \cot(22^\circ)] \right\}^{1.32} = 0.57$$

$$i_\gamma = \left\{ 1 - H_d / [V_d + A' \cdot c'_d \cdot \cot(\varphi'_d)] \right\}^{m+1} = \left\{ 1 - 114.83 / [296.29 + 2.09 \cdot 7 \cdot \cot(22^\circ)] \right\}^{1+1.32} = 0.37$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varphi'_d) = 0.57 - (1 - 0.57) / (16.88 \cdot \tan 22^\circ) = 0.51$$

Calcul factori adimensionali factori adimensionali pentru forma bazei fundației:

- Se consideră zidul de sprijin ca un element liniar, de unde rezultă $B' / L_{zid} = 0$.

$$s_q = 1 + (B' / L_{zid}) \cdot \sin \varphi'_d = 1 + 0 \cdot \sin 22^\circ = 1$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B' / L_{zid}) = 1 - 0.3 \cdot 0 = 1$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = (1 \cdot 7.82 - 1) / (7.82 - 1) = 1$$

Calcul suprasarcină la nivelul tălpii fundației:

$$q' = D_f \cdot \gamma_d = 1.35m \cdot 19.5kN / m^3 = 26.33kPa$$

$$R_d / A' = (c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot 1 / \gamma_{Rv}$$

$$R_d / A' = (7kPa \cdot 16.88 \cdot 0.905 \cdot 1 \cdot 0.51 + 26.33kPa \cdot 7.82 \cdot 0.917 \cdot 1 \cdot 0.57 + \dots \\ \dots + 0.5 \cdot 19.5kN / m^3 \cdot 2.09m \cdot 2.65 \cdot 0.917 \cdot 1 \cdot 0.37) \cdot 1 / 1 = 181.47kPa$$

Verificarea la capacitate portantă : $\frac{V_d}{A'} \leq \frac{R_d}{A'} \rightarrow 141.77kPa \leq 181.47kPa \rightarrow verifică$

3. Verificarea la secțiuni periculoase (SLU STR)

În cadrul zidului de sprijin din gabioane, secțiunile periculoase se consideră la contactul dintre gabioane și la contactul dintre fundație și gabioane.

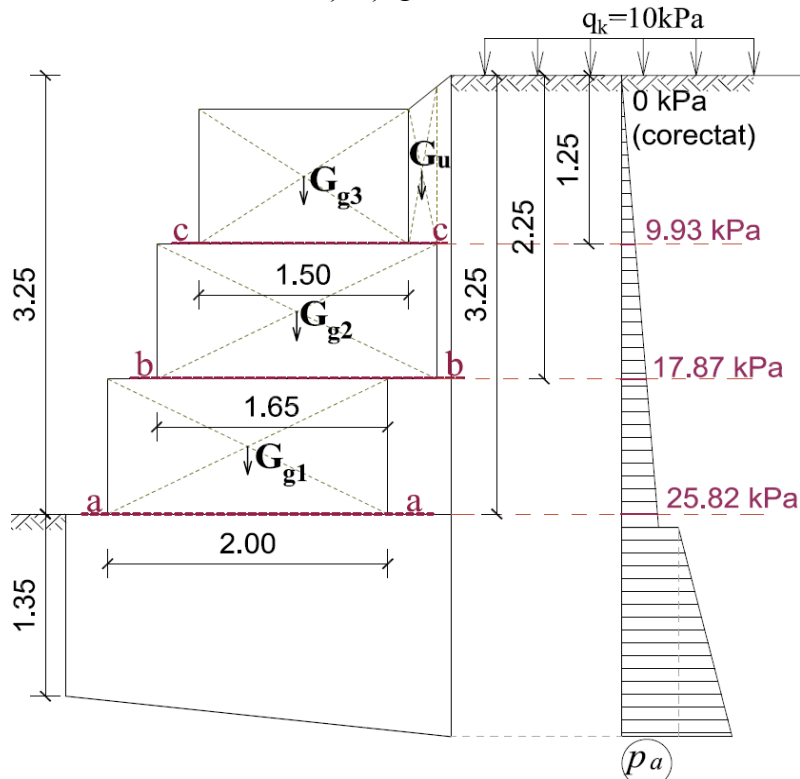


Fig.2.95. Secțiuni periculoase zid de sprijin din gabioane (exemplu 4)

Secțiunea periculoasă a-a

Izolare zona superioară secțiunii periculoase a-a și evaluarea încărcărilor.

Evaluarea acțiunilor la nivelul secțiunii a-a

Greutate proprie

- Greutate gabioanelor

$$G_{g1} = 2m^2 \cdot 19kN / m^3 \cdot 1m = 38kN$$

$$G_{g2} = 2m^2 \cdot 19kN / m^3 \cdot 1m = 38kN$$

$$G_{g3} = 1.50m^2 \cdot 19kN / m^3 \cdot 1m = 28.5kN$$

- Greutate umpluturii G_u

$$\rightarrow \text{aria aferentă } A_u = 1.00m \cdot 0.02m = 0.02m^2, \text{ greutate volumică } \gamma_u = 18 kN/m^3$$

$$G_u = 0.02m^2 \cdot 18kN / m^3 \cdot 1m = 0.36kN$$

Împingerea activă a pământului

Împingerea activă ce acționează pe zona elevației superioară secțiunii a-a corespunde diagramei pe de presiune activă pe adâncimea de 3.25 m. Presiunea activă aferentă secțiunii a-a

este de 25.82 kPa. Împingerea activă ce acționează asupra zonei zidului superioară secțiunii a-a este $P_{a,a-a}$, determinată astfel:

$$P_{a,a-a} = \frac{3.25m \cdot 25.82kPa}{2} = 41.96kN / m$$

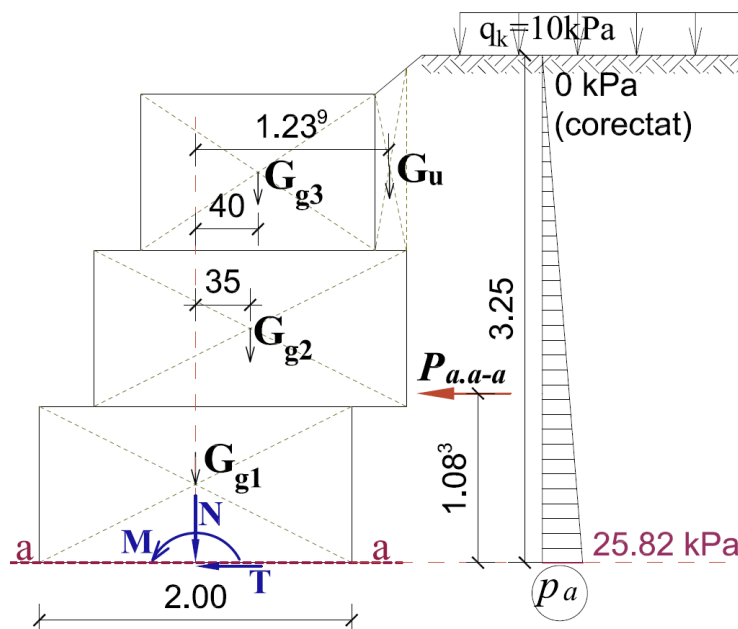


Fig.2.96. Schemă de calcul – verificare secțiune periculoasă a-a (exemplu 4 - zid de sprijin din gabioane)

Reducerea sistemului de forțe la mijlocul lățimii aferente secțiunii periculoase $b_a=2.00m$. Brațele acțiunilor s-au cotat pe schiță și reprezintă distanța de la punctul de acțiune a forței la mijlocul lățimii b_a .

$$N = 38kN + 38kN + 28.5kN + 3.6kN = 108.1kN$$

$$T = 41.96kN / m \cdot 1m = 41.96kN$$

$$M = (41.96 \cdot 1.083)kN / m \cdot 1m + 38kN \cdot 0m - 38kN \cdot 0.35m - \dots$$

$$\dots - 28.5kN \cdot 0.4m - 3.6kN \cdot 1.239m = 16.25kN \cdot m$$

Verificarea la lunecare

Se va considera unghiul de frecare internă a materialului din cadrul gabioanelor $\varphi_{gab}=35^\circ$.

$$T_{\max} = N \cdot \tan(\varphi_{gab}) = 108.1 \cdot \tan(35^\circ) = 75.69kN$$

$$T \leq T_{\max} \rightarrow 41.96kN \leq 75.69kN \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la strivire

Determinare tensiunilor normale la nivelul secțiunii periculoase a-a :

$$\sigma_1 = \frac{108kN}{2m \cdot 1m} + \frac{6 \cdot 16.25kN \cdot m}{(2m)^2 \cdot 1m} = 78.43kPa$$

$$\sigma_2 = \frac{108kN}{2m \cdot 1m} - \frac{6 \cdot 16.25kN \cdot m}{(2m)^2 \cdot 1m} = 29.67kPa$$

Rezultă doar compresiune în secțiunea periculoasă a-a. Rezistența la strivire a materialului din care este realizat gabionul (zidărie uscată de piatră brută) se consideră în mod acoperitor $2 \text{ daN/cm}^2 = 200 \text{ kPa}$.

$$78.43 \text{ kPa} \leq 200 \text{ kPa} \rightarrow \text{verifică}$$

Secțiunea periculoasă b-b

Izolare zona superioară secțiunii periculoase b-b și evaluarea încărcărilor.

Evaluarea acțiunilor la nivelul secțiunii b-b

Greutate proprie

- Greutate gabioanelor

$$G_{g2} = 2 \text{ m}^2 \cdot 19 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 38 \text{ kN}$$

$$G_{g3} = 1.50 \text{ m}^2 \cdot 19 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 28.5 \text{ kN}$$

- Greutate umpluturii G_u

→ aria aferentă $A_u = 1.00 \text{ m} \cdot 0.02 \text{ m} = 0.2 \text{ m}^2$, greutate volumică $\gamma_u = 18 \text{ kN/m}^3$

$$G_u = 0.2 \text{ m}^2 \cdot 18 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 3.6 \text{ kN}$$

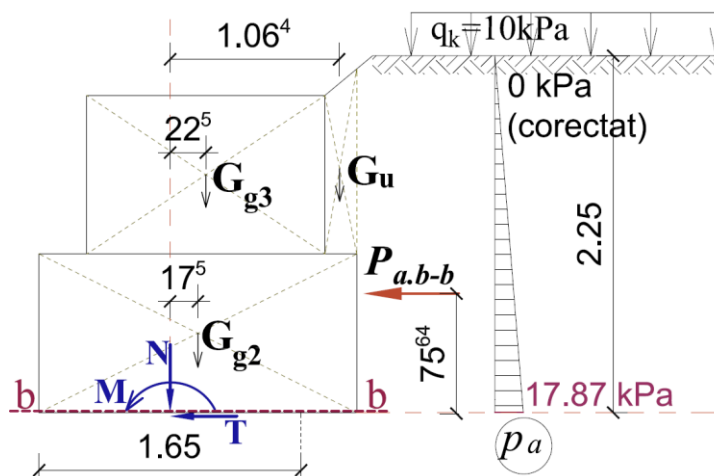


Fig.2.97. Schemă de calcul – verificare secțiune periculoasă b-b (exemplu 4 - zid de sprijin din gabioane)

Împingerea activă ce acționează pe zona elevației superioară secțiunii b-b corespunde diagramei pe de presiune activă pe adâncimea de 2.25 m. Presiunea activă aferentă secțiunii b-b este de 17.87 kPa. Împingerea activă ce acționează asupra zonei zidului superioară secțiunii a-a este $P_{a,b-b}$, determinată astfel:

$$P_{a,b-b} = \frac{2.25 \text{ m} \cdot 17.87 \text{ kPa}}{2} = 20.1 \text{ kN} / \text{ml}$$

Reducerea sistemului de forțe la mijlocul lățimii aferente secțiunii periculoase b-b, $b_b = 1.65 \text{ m}$. Brațele acțiunilor s-au cotaț pe schiță și reprezintă distanța de la punctul de acțiune a forței la mijlocul lățimii b_b .

$$N = 38 \text{ kN} + 28.5 \text{ kN} + 3.6 \text{ kN} = 70.1 \text{ kN}$$

$$T = 20.10 \text{ kN} / \text{m} \cdot 1 \text{ m} = 20.10 \text{ kN}$$

$$M = (20.1 \cdot 0.75) \text{ kN} / \text{m} \cdot 1\text{m} + 38 \text{ kN} \cdot 0.175\text{m} - 28.5 \text{ kN} \cdot 0.225\text{m} - \dots \\ \dots - 3.6 \text{ kN} \cdot 1.06\text{m} = -1.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificarea la lunecare

Se va considera unghiul de frecare internă a materialului din cadrul gabioanelor $\varphi_{gab} = 35^\circ$.

$$T_{\max} = N \cdot \tan(\varphi_{gab}) = 70.1 \cdot \tan(35^\circ) = 49.09 \text{ kN}$$

$$T \leq T_{\max} \rightarrow 20.10 \text{ kN} \leq 49.09 \text{ kN} \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la strivire

Determinare tensiunilor normale la nivelul secțiunii periculoase b-b :

$$\sigma_1 = \frac{70.1 \text{ kN}}{1.65 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} + \frac{6 \cdot 1.95 \text{ kN} \cdot \text{m}}{(1.65 \text{ m})^2 \cdot 1 \text{ m}} = 46.77 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{70.1 \text{ kN}}{1.65 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} - \frac{6 \cdot 1.95 \text{ kN} \cdot \text{m}}{(1.65 \text{ m})^2 \cdot 1 \text{ m}} = 38.2 \text{ kPa}$$

Rezultă doar compresiune în secțiunea periculoasă b-b. Rezistența la strivire a materialului din care este realizat gabionul (zidărie uscată de piatră brută) se consideră în mod acoperitor $2 \text{ daN/cm}^2 = 200 \text{ kPa}$.

$$46.77 \text{ kPa} \leq 200 \text{ kPa} \rightarrow \text{verifică}$$

Secțiunea periculoasă c-c

Izolare zona superioară secțiunii periculoase c-c și evaluarea încărcărilor.

Evaluarea acțiunilor la nivelul secțiunii c-c

Greutate proprie

- Greutate gabioanelor

$$G_{g3} = 1.50 \text{ m}^2 \cdot 19 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 28.5 \text{ kN}$$

Împingerea activă ce acționează pe zona elevației superioară secțiunii c-c corespunde diagramei pe de presiune activă pe adâncimea de 1.25 m . Presiunea activă aferentă secțiunii c-c este de 9.93 kPa . Împingerea activă ce acționează asupra zonei zidului superioară secțiunii a-a este $P_{a.c-c}$, determinată astfel:

$$P_{a.c-c} = \frac{1.25 \text{ m} \cdot 9.93 \text{ kPa}}{2} = 6.21 \text{ kN} / \text{ml}$$

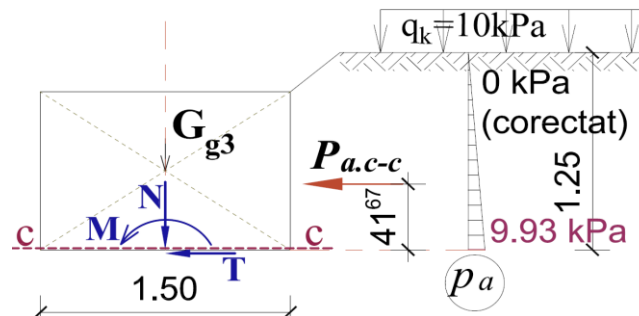


Fig.2.98. Schemă de calcul – verificare secțiune periculoasă c-c (exemplu 4 - zid de sprijin din gabioane)

Reducerea sistemului de forțe la mijlocul lățimii aferente secțiunii periculoase c-c, $b_c=1.50m$. Brațele acțiunilor s-au cotat pe schiță și reprezintă distanța de la punctul de acțiune a forței la mijlocul lățimii b_c .

$$N = 28.5kN$$

$$T = 6.21kN / m \cdot 1m = 6.21kN$$

$$M = (6.21 \cdot 0.417)kN / m \cdot 1m = 2.59kN \cdot m$$

Verificarea la lunecare

Se va considera unghiul de frecare internă a materialului din cadrul gabioanelor $\varphi_{gab}=35^\circ$.

$$T_{\max} = N \cdot \tan(\varphi_{gab}) = 28.5 \cdot \tan(35^\circ) = 19.96kN$$

$$T \leq T_{\max} \rightarrow 6.21kN \leq 19.96kN \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la strivire

Determinare tensiunilor normale la nivelul secțiunii periculoase c-c :

$$\sigma_1 = \frac{28.5kN}{1.50m \cdot 1m} + \frac{6 \cdot 2.59kN \cdot m}{(1.50m)^2 \cdot 1m} = 25.90kPa$$

$$\sigma_2 = \frac{28.5kN}{1.50m \cdot 1m} - \frac{6 \cdot 2.59kN \cdot m}{(1.50m)^2 \cdot 1m} = 12.10kPa$$

Rezultă doar compresiune în secțiunea periculoasă b-b. Rezistența la strivire a materialului din care este realizat gabionul (zidărie uscată de piatră brută) se consideră în mod acoperitor $2daN/cm^2=200 kPa$.

$$25.90kPa \leq 200kPa \rightarrow \text{verifică}$$

4. Verificarea la răsturnare (SLU EQU)

Alegerea coeficienților parțiali de siguranță aferenți SLU EQU.

Pentru acțiuni

$\gamma_{Gf} = 0.9$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente favorabile)

$\gamma_{Gn} = 1.1$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente nefavorabile)

$\gamma_{Qf} = 0$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii favorabile)

$\gamma_{Qn} = 1.5$ (coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni temporare/tranzitorii nefavorabile)

Pentru parametrii geotehnici (de material)

$\gamma_\phi = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru unghiul de frecare internă efectiv al pământului)

$\gamma_c = 1.25$ (coeficient parțial de siguranță pentru coeziunea efectivă a pământului)

$\gamma_\gamma = 1$ (coeficient parțial de siguranță pentru greutatea volumică a pământului)

Stabilirea parametrilor geotehnici de material cu valori de calcul

Strat 1 pământ : grosime strat 3.35 m, $\gamma_{1k} = 20.4 kN/m^3$, $\phi'_{1k} = 12^\circ$, $c'_{1k} = 20 kPa$

$$\phi'_{d.1} = a \tan \left[\frac{\tan(12^\circ)}{1.25} \right] = 9.65^\circ \quad c'_{d.1} = \frac{20}{1.25} = 16kPa \quad \gamma_{d.1} = \frac{20.4}{1} = 20.4kN / m^3$$

Strat 2 pământ : grosime strat 10.00 m, $\gamma_{2k}=19.5 \text{ kN/m}^3$, $\varphi'_{2k}=22^\circ$, $c'_{2k}=7 \text{ kPa}$

$$\varphi'_{d,2} = a \tan \left[\frac{\tan(22^\circ)}{1.25} \right] = 17.91^\circ \quad c'_{d,2} = \frac{7}{1.25} = 5.6 \text{ kPa} \quad \gamma_{d,2} = \frac{19.5}{1} = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

● Împingerea activă a pământului conform teoriei Rankine. Coeficientul de împingere activă pentru stratul de pământ se va calcula conform următoarei formule:

$$k_a = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'_d}{2} \right) \right]^2$$

$$\text{Strat 1 } k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{d,1}}{2} \right) \right]^2 \rightarrow k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{9.65^\circ}{2} \right) \right]^2 = 0.713$$

$$\text{Strat 2 } k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{d,2}}{2} \right) \right]^2 \rightarrow k_{a1} = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{17.91^\circ}{2} \right) \right]^2 = 0.53$$

Diagrame de presiuni active se vor determina pe înălțimea zidului aplicându-se următoarea formulă:

$$p_a = \gamma_{Q,n} \cdot q_k \cdot k_a + \gamma_{G,n} \cdot \left[\sum (\gamma_{di} \cdot h_i) \cdot k_a - 2 \cdot c'_d \cdot \sqrt{k_a} \right]$$

Vor rezulta următoarele presiuni active:

$$p_{a10} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.713 - 1.1 \cdot 2 \cdot 16 \cdot \sqrt{0.713} = -19.03 \text{ kPa} \rightarrow 0 \text{ kPa}$$

$$p_{a11} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.713 + 1.1 \cdot (3.35 \cdot 20.4 \cdot 0.713 - 2 \cdot 16 \cdot \sqrt{0.713}) = 34.56 \text{ kPa}$$

$$p_{a20} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.53 + 1.1 \cdot (3.35 \cdot 20.4 \cdot 0.53 - 2 \cdot 5.6 \cdot \sqrt{0.53}) = 38.79 \text{ kPa}$$

$$p_{a21} = 1.5 \cdot 10 \cdot 0.53 + 1.1 \cdot [(3.35 \cdot 20.4 + 1.55 \cdot 19.5) \cdot 0.53 - 2 \cdot 5.6 \cdot \sqrt{0.53}] = 56.40 \text{ kPa}$$

Determinarea împingerilor active și a componentelor verticale și orizontale ale acestora

Strat 1

$$P_{a1} = \frac{34.56 \text{ kPa} \cdot 3.35 \text{ m}}{2} = 57.89 \text{ kN/m}$$

Strat 2

$$P_{a2} = 38.79 \text{ kPa} \cdot 1.55 \text{ m} = 60.12 \text{ kN/m}$$

$$P_{a3} = \frac{(56.40 \text{ kPa} - 38.79) \cdot 1.55 \text{ m}}{2} = 13.65 \text{ kN/m}$$

Calculul momentelor încovoietoare în raport cu CIR:

La calculul momentelor încovoietoare M_{stab} și M_{dest} , brațele forțelor s-au cota în raport cu punctul CIR.

Evaluarea M_{dest} :

$$M_{dest} = \sum (P_{ai} \cdot y_{pai}) \cdot 1.00 \text{ m} = (57.89 \cdot 2.365 + 60.12 \cdot 0.474 + 13.65 \cdot 0.215) \cdot 1.00 \text{ m} = 188.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{stab} = \gamma_{G,f} \cdot \sum (G_i \cdot x_{Gi}) = 0.9(89.1 \cdot 1.375 + 9.9 \cdot 1.83 + 38 \cdot 1.30 + 38 \cdot 1.65 + \dots \\ \dots + 28.5 \cdot 1.70 + 8.1 \cdot 2.525 + 1.8 \cdot 2.70 + 6.075 \cdot 2.583) = 307.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Diagram illustrating the seismic load distribution on a four-story building frame. The frame is subjected to horizontal seismic loads P_{a1} , P_{a2} , and P_{a3} at the first, second, and third floors, respectively. The base of the frame is subjected to a horizontal seismic load M_{dest} and a vertical load M_{stab} .

The diagram shows the distribution of gravity loads (G_{g1} , G_{g2} , G_{g3} , G_{gf1} , G_{gf2}) and seismic loads (G_{u1} , G_{u2} , G_{u3}) at each level. The frame is subjected to a uniform roof load $q_k = 10 \text{ kPa}$.

The diagram also shows the distribution of seismic loads (p_a) at the base, with values of 34.56 kPa, 38.79 kPa, and 56.40 kPa.

158

BIBLIOGRAFIE

- [A.1].V. Pop, A.Popa, F. Roman, V. Fosti, L. Fetea, F. Mureșanu *Proiectarea Fundațiilor*, 1986, Institutul politehnic Cluj-Napoca.
- [A.2].A. Stanciu, F. Roman *Fundații vol.3* , 2020, Editura Tehnică
- [A.3].A. Popa, N.M. Ilieș, *Fundații*, 2013, Casa Cărții de știință Cluj-Napoca.
- [A.4].V. Fărcaș, A. Popa, *Geotehnică teorie și exemple de calcul*, 2013, Editura U.T. Press
- [A.5].C. Athanasiu, P. Răileanu, A. Stanciu, V. Grecu, N. Boti, V. Mușat, A. Chirică, *Geotehnică și Fundații*, 1983, Editura Didactică și Pedagogică București
- [A.6].M. Păunescu, V. Pop, T. Sillion, *Geotehnică și Fundații*, 1982, Editura Didactică și Pedagogică București
- [A.7].Maior Nicolae, Păunescu Marin, *Geotehnică și Fundații*, 1973, Editura Didactică și Pedagogică București
- [A.8].Hugo Lehr, *Fundații Exemple de Calcul*, 1967, Editura Tehnică București
- [A.9].N. Rădulescu, H. Popa, A. Munteanu, *Fundații. Îndrumător de proiectare*, 2000, MATRIX ROM, București
- [A.10].V. Pop, A. POPA, I. Tripa, F. Roman, L. Feteam V. Fosti, F. Mureșanu, *Geotehnică. Exemple de calcul*, 1994, Universitatea Tehnică Cluj-Napoca.
- [A.11].Catalog IPTANA – Institutul de Proiectare pentru Transporturi Auto, Navale și Aeriene. Ziduri de sprijin tipizate, București, 1979.
- [A.12].F. Roman, *Aplicații de Inginerie Geotehnică*, 2011, Editura Papyrus Print, Cluj-Napoca
- [A.13].NP 112:2014 Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață.
- [A.14].NP 124:2010 Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere.
- [A.15].NP 074: 2022 Normativ privind documentațiile geotehnice pentru construcții
- [A.16].NP 122:2010 Normativ privind determinarea valorilor caracteristice și de calcul ale parametrilor geotehnici.
- [A.17]. NE 012:2022 Normativ pentru producerea și executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat. Partea 1: Producerea betonului
- [A.18].SR EN 1997-1 Eurocod 7: Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale
- [A.19].SR EN 1992-1-1 Eurocod 2: Proiectarea structurilor din beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
- [A.20].SR EN 1998-1-1 Eurocode 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1-1: Reguli generale și acțiuni seismice
- [A.21].C. Bia, V. Ille, M.V. Soare, *Rezistența materialelor și teoria elasticității*, 1983, Editura didactică și pedagogică București.