

TEMELJENJE

Primož
Jelušič







Univerza v Mariboru

Fakulteta za gradbeništvo,
prometno inženirstvo in arhitekturo

Temeljenje

Avtor

Primož Jelušič

Julij 2021

Naslov <i>Title</i>	Temeljenje <i>Foundation Engineering</i>		
Avtor <i>Author</i>	Primož Jelušič (Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo)		
Recenzija <i>Review</i>	Bojan Žlender (Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo)		
	Stanislav Lenart (Zavod za gradbeništvo Slovenije)		
Jezikovni pregled <i>Language editing</i>	Jasna Jelušič		
Tehnični urednik <i>Technical editor</i>	Jan Perša (Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba)		
Oblikovanje ovitka <i>Cover designer</i>	Jan Perša (Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba)		
Grafike na ovitku <i>Cover graphics</i>	Foundation, avtor: eromero86 (Pixabay)	Grafične priloge <i>Graphic material</i>	Avtor
Založnik <i>Published by</i>	Univerza v Mariboru Univerzitetna založba Slomškovo trg 15, 2000 Maribor, Slovenija https://press.um.si , zalozba@um.si		
Izdajatelj <i>Co-published by</i>	Univerza v Mariboru Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo Smetanova ulica 17, 2000 Maribor, Slovenija https://www.fgpa.um.si , fgpa@um.si		
Izdaja <i>Edition</i>	Prva izdaja	Izdano <i>Published at</i>	Maribor, julij 2021
Vrsta publikacije <i>Publication type</i>	E-knjiga	Dostopno na <i>Available at</i>	https://press.um.si/index.php/ump/catalog/book/579

CIP - Kataložni zapis o publikaciji
Univerzitetna knjižnica Maribor

624.1 (075.8) (0.034.2)

JELUŠIČ, Primož

Temeljenje [Elektronski vir] / avtor Primož Jelušič. - 1. izd. - E-publikacija. - Maribor : Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba, 2021

Način dostopa (URL) :

<https://press.um.si/index.php/ump/catalog/book/579>

ISBN 978-961-286-482-8

doi: 10.18690/978-961-286-482-8

COBISS.SI-ID 69991683



© Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba
/ University of Maribor, University Press
Besedilo / *Text* © Jelušič, 2021

To delo je objavljeno pod licenco Creative Commons Priznanje avtorstva-Deljenje pod enakimi pogoji 4.0 Mednarodna. / This work is licensed under the Creative Commons Attribution-ShareAlike 4.0 International License.

Uporabnikom se dovoli reproduciranje, distribuiranje, dajanje v najem, javno priobčitev in predelavo avtorskega dela, če navedejo avtorja in širijo avtorsko delo/predelavo naprej pod istimi pogoji. Za nova dela, ki bodo nastala s predelavo, je tudi dovoljena komercialna uporaba.

Vsa gradiva tretjih oseb v tej knjigi so objavljena pod licenco Creative Commons, razen če to ni navedeno drugače. Če želite ponovno uporabiti gradivo tretjih oseb, ki ni zajeto v licenci Creative Commons, boste morali pridobiti dovoljenje neposredno od imetnika avtorskih pravic.

<https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/>

ISBN 978-961-286-482-8 (pdf)

DOI <https://doi.org/10.18690/978-961-286-482-8>

Cena
Price Brezplačni izvod

Odgovorna oseba založnika
For publisher prof. dr. Zdravko Kačič,
rektor Univerze v Mariboru

Citiranje
Attribution Jelušič, P. (2021). *Temeljenje*. Maribor: Univerzitetna založba. doi: 10.18690/978-961-286-482-8

Kazalo

Predgovor	1
1 Nosilnost temeljnih tal	3
1.1 Mehanizem nosilnosti temeljnih tal	4
1.2 Terzaghijeva teorija nosilnosti temeljnih tal	5
1.3 Vpliv vode na nosilnost temeljnih tal	6
1.4 Felleniusova metoda – popolnoma koherentna tla	7
1.5 Vpliv oblike temelja	8
1.6 Drenirani in nedrenirani pogoji zemljine (skladno z Evrokodom 7).....	9
1.7 Zdrs	9
1.8 Ekscentričnost (Kontaktni tlak)	9
1.9 Posedek temelja - teorija elastičnosti	11
1.10 Zasuk (rotacija) temelja.....	13
1.11 Območje vpliva obremenitve	13
1.12 Praktični prikaz izvedbe temelja.....	14
1.13 Računski primer 1: Temelj s centrično obtežbo	15
1.14 Računski primer 2: Temelj s ekscentrično obtežbo	17
1.15 Računski primer 3: Temelj v zasičenih tleh	22
2 Zemeljski pritiski	27
2.2 Določitev zemeljskega pritiska – teorija.....	29
2.3 Mirni zemeljski pritisk.....	29
2.4 Rankinova teorija aktivnih in pasivnih zemeljskih pritiskov	31
2.5 Rankinov izraz za aktivne in pasivne zemeljske pritiske izražen z $N\varphi$	32
2.7 Zemeljski pritiski pri večslojnih tleh.....	34
2.8 Zemeljski pritiski pri zasičenih tleh	35
2.9 Kombinacija pritiskov zemljine in vode	36
2.10 Natezne razpoke v koherentnih tleh	37
2.11 Vertikalni izkop v glinenih tleh	37
2.12 Splošna enačba za določitev aktivnih in pasivnih tlakov - Rankin.....	38
2.13 Splošna enačba za določitev aktivnih in pasivnih tlakov - Coulomb.....	39
2.14 Splošna enačba za določitev aktivnih in pasivnih tlakov – DIN 4085,	40
2.15 Evrokod 7-1	42
2.16 Teorija klinov – metoda ekstrema	46
3 Stabilnost podpornih konstrukcij	51
3.1 Prevrnitev težnostnega zidu.....	52
3.2 Zdrs težnostnega zidu.....	53
3.3 Kontaktne napetosti v temeljnih tleh	53
3.4 Zgled 1	54
3.5 Zgled 2.....	55
3.6 Zgled 3.....	56

3.7	Zgled 4.....	57
3.8	Posedek težnostnega zidu	57
3.9	Različne vrste težnostnih podpornih konstrukcij.....	60
3.10	Računski primer 4: Težnostni podporni zid.....	61
3.11	Računski primer 5: Armiranobetonski zid.....	66
4	Vitke podporne konstrukcije.....	71
4.1	Konzolno vpete vitke podporne konstrukcije	72
4.2	Sidrana vitka podpora konstrukcija	73
4.3	Vpliv vode na vitke podporne konstrukcije	74
4.4	Strujanje vitka podpora konstrukcija.....	75
4.5	Neto vodni tlak – trikotna razporeditev	77
4.6	Neto vodni tlak – trapezna razporeditev	78
4.7	Različni mehanizmi porušitve vitke podporne konstrukcije.....	79
4.8	Računski primer 6: Konzolno vpeta vitka podpora konstrukcija skladno z Evrokodom 7	80
4.9	Računski primer 7: Sidrana vitka podpora konstrukcija skladno z Evrokodom 7	86
4.10	Računski primer 8: Hidravlični lom tal.	90
5	Sidranje.....	93
5.1	Izračun nosilnosti veznega dela v grobo zrnati zemljini.....	94
5.2	Izračun nosilnosti veznega dela v drobno zrnati zemljini	96
5.3	Izračun dolžine prostega dela sidra la.....	98
5.4	Računski primer 9: Preveritev nosilnosti sidra.....	99
6	Piloti	101
6.1	Kdaj uporabiti pilote?	102
6.2	Kdaj piloti niso potrebni in kakšni so učinki pilotov?	104
6.3	Negativno trenje na plašču.....	105
6.4	Razporeditev napetosti v bližini pilotov	106
6.5	Določitev nosilnosti pilotov	107
6.6	Teoretična določitev nosilnosti pilota	107
6.7	Skupina pilotov	113
6.8	Prečna nosilnost pilotov.....	116
6.9	Računski primer 10: Nosilnost pilota v nekoherentnih tleh – analiza efektivnih napetosti.....	117
6.10	Računski primer 11: Nosilnost pilota v koherentnih tleh – analiza skupnih napetosti.....	120
6.11	Računski primer 12: Negativno trenje na pilotu.....	122
Literatura	125

Predgovor

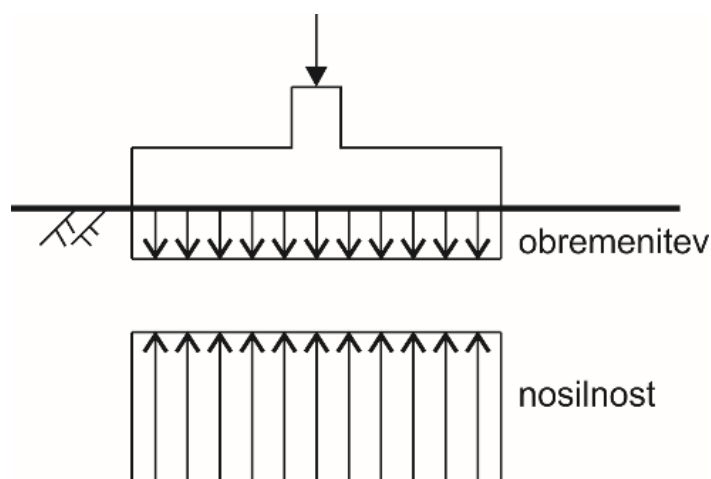
Učbenik je napisan za študente dodiplomskega študija na Fakulteti za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo, Univerze v Mariboru. Namen učbenika je predstaviti osnovne postopke načrtovanja geotehničnih konstrukcij. Za razumevanje tega učbenika je zaželeno osnovno znanje mehanike tal. Teoretične vsebine so aplicirane na računskih primerih. Načrtovanje konstrukcij v geotehniko je izvedeno skladno s standardom SIST EN 1997, zato je učbenik tudi koristen pripomoček inženirjem. Vsebina učbenika je razdeljena na 6 poglavij: Nosilnost temeljnih tal, Zemeljski pritiski, Stabilnost podpornih konstrukcij, Vitke podporne konstrukcije, Sidranje in Piloti.

Učbenik zajema vsebino predmeta Temeljenje 1, ki se izvaja v 2. letniku visokošolskega študijskega programa Gradbeništvo na Fakulteti za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo. Učbenik se uporablja tudi kot študijsko gradivo pri ostalih predmetih s področja geotehnike univerzitetnega študijskega programa 1. in 2. stopnje.

Za skrben pregled učbenika in konstruktivne pripombe se zahvaljujem prof. dr. Bojanu Žlendru in doc. dr. Stanislavu Lenartu.

1 Nosilnost temeljnih tal

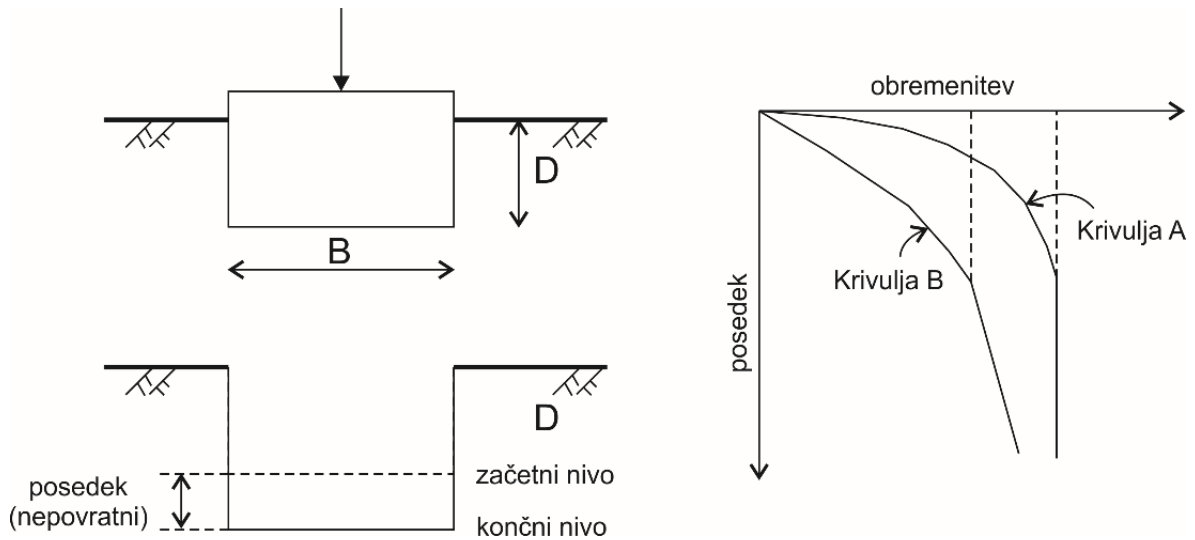
Obremenitve konstrukcije moramo ustrezno prenesti na zemljino ali hribino. Geotehnična zasnova točkovnih temeljev mora biti takšna, da nosilnost temeljnih tal ne sme biti presežena in prav tako deformacije ne smejo biti prevelike. "Nosilnost" tal je največja obremenitev, ki jo lahko prevzamejo tla (slika 1-1).



Slika 1-1: Pasovni temelj.

Analizirajmo kvadratni temelj širine B na globini D , kot je prikazano na sliki 1-2. Predpostavimo, da je temelj popolnoma tog in se ne bo porušil, preden dosežemo nosilnost temeljnih tal. Na temelj prenesemo točkovno silo na središču temelja v več fazah in izmerimo pripadajoči posedek. Obremenitev lahko povečujemo le do stopnje, ko tla še

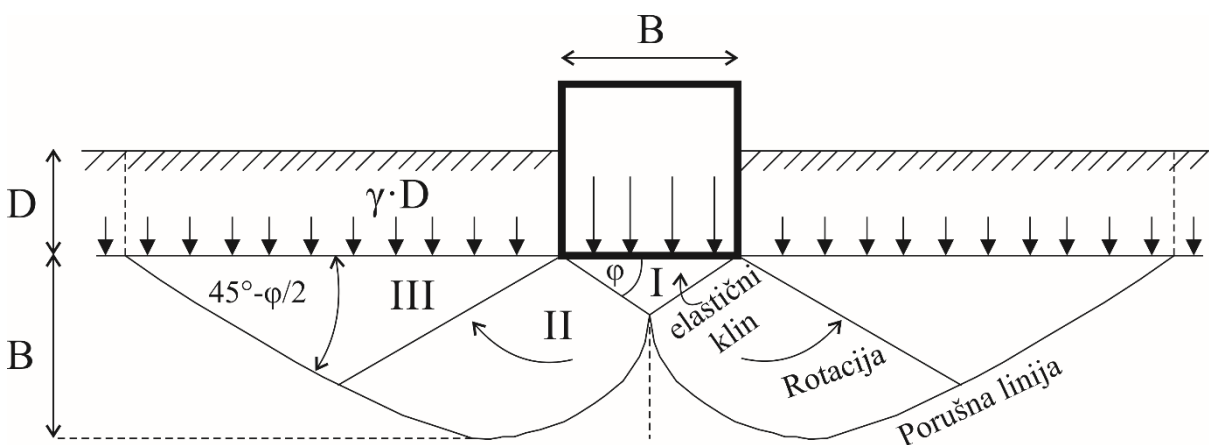
lahko prevzamejo obtežbo (krivulja A). V primeru, da imamo zemljino manj togo (krivulja B), potem nosilnost odčitamo nekoliko prej, preden se krivulja popolnoma izravna.



Slika 1-2: Obremenitev – posedek.

1.1 Mehanizem nosilnosti temeljnih tal

Pasovni temelj širine B na globini D je popolnoma tog in prevzema linijsko obtežbo. Na sliki 1-3 je prikazan mehanizem porušitve pasovnega temelja zaradi strižne porušitve tal. Območja porušitve so prikazana v tleh (v plastičnem stanju), ko je nosilnost tal v celoti presežena.



Slika 1-3: Nosilnost temeljnih tal – mehanizem porušitve.

Predpostavimo, da je temeljna podlaga groba, zaradi česar se ustvari klin z naklonom φ , merjenim od horizontalne linije (cona I). Klin potisne temeljna tla na stran, kot je prikazano v coni II (geometrijska oblika je log-spiralna funkcija). Pasivni odpor nudi cona III, ki je definirana z naklonom $(45^\circ - \varphi/2)$. Osnovni principi nosilnosti plitvih temeljev so podani v nadaljevanju, podrobnejši opis pa je podan v mnogih knjigah s področja mehanike tal in temeljenja [1-4].

1.2 Terzaghijeva teorija nosilnosti temeljnih tal

Terzaghi je izpeljal naslednjo enačbo za nosilnost Q (kN/m) v c- φ tleh [5]:

$$Q = B \cdot \left(c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \right) \quad (1.1)$$

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \quad (1.2)$$

kjer so:

B – širina pasovnega temelja,

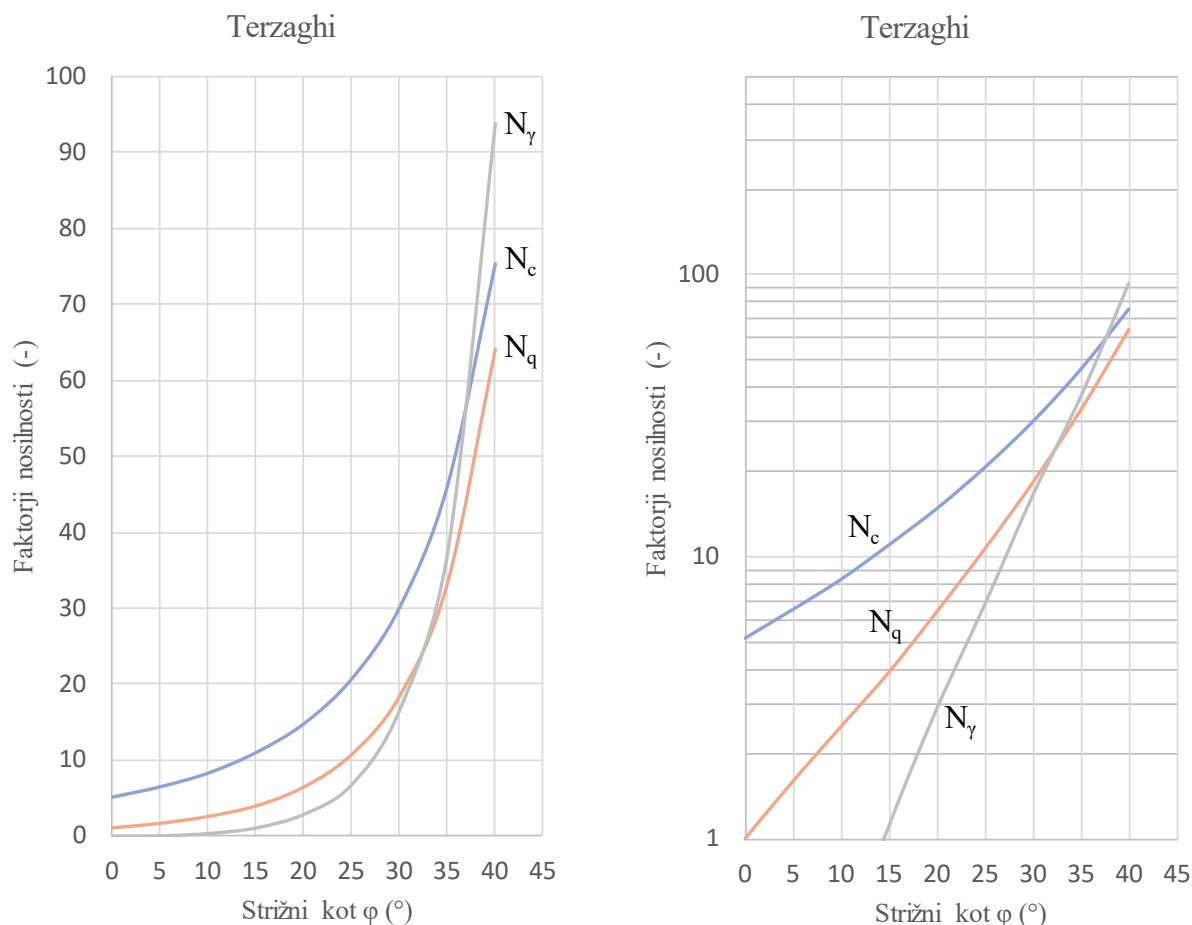
c – kohezija tal,

γ – prostorninska teža tal,

D – globina temeljenja,

N_c, N_γ, N_q – Terzaghijevi koeficienti nosilnosti, ki so odvisni od strižnega kota φ .

Razmerje med Terzaghijevi koeficienti nosilnosti in strižnim kotom zemljine je prikazano na sliki 1-4.



Slika 1-4: Terzaghijevi koeficienti nosilnosti in strižni kot.

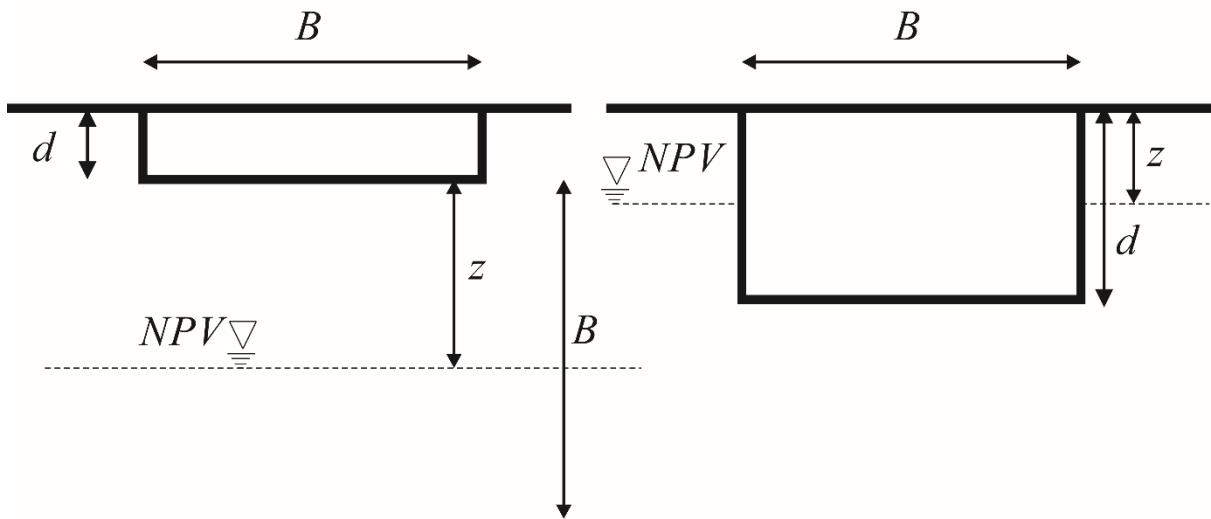
Na podlagi drugega člena v enačbi lahko ugotovimo, da je nosilnost temeljnih tal q_{ult} (kN/m²) neposredno odvisna od širine temelja B . Torej, če želimo odgovoriti na vprašanje, kolikšna je nosilnost temeljnih tal, moramo poznati dimenzije temelja. Potrebno je poudariti, da že majhna razlika v strižnem kotu pomeni veliko spremembo v nosilnosti temeljnih tal. Zato je potrebno strižne parametre določiti z direktnim ali triosnim strižnim preizkusom.

1.3 Vpliv vode na nosilnost temeljnih tal

Efektivna napetost in prostorninska teža temeljnih tal sta pomembna dejavnika, ki vplivata na nosilnost temeljnih tal. V primeru, da je nivo podzemne vode v območju porušne linije temeljnih tal, je potrebno popraviti nosilnost (slika 1-5). Za eno slojevita tla s strižnimi parametri c in ϕ popravimo nosilnost tal, kot je prikazano na spodnji sliki.

$$q_{ult} = c \cdot N_c + d \cdot \gamma \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot (B - z) \cdot N_\gamma + \frac{1}{2} \cdot (\gamma) \cdot (z) \cdot N_\gamma \quad (1.3)$$

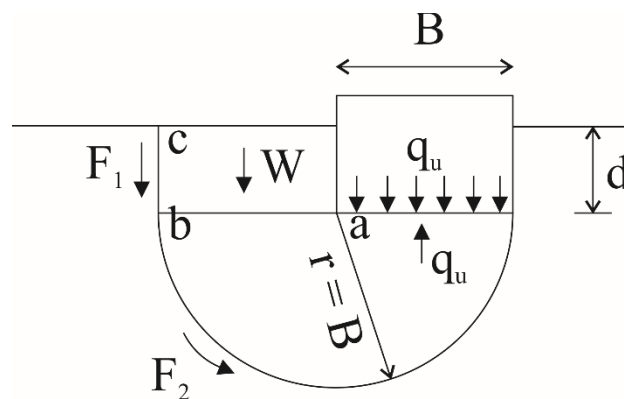
$$q_{ult} = c \cdot N_c + (d - z) \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot N_q + (z) \cdot (\gamma) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot (B) \cdot N_\gamma \quad (1.4)$$



Slika 1-5: Vpliv podzemne vode na nosilnost temeljnih tal.

1.4 Felleniusova metoda – popolnoma koherentna tla

Felleniusovo metodo lahko uporabimo za izračun nosilnosti temeljnih tal v popolnoma koherentnih tleh. V izračunu predpostavimo, da se temelj zavrti okoli enega roba temelja (slika 1-6).



Slika 1-6: Felleniusova metoda – popolnoma koherentna tla.

$$M_{dst} = (q_u \cdot B) \cdot \frac{B}{2} \quad (1.5)$$

$$M_{stb} = W \cdot \frac{B}{2} + F_1 \cdot B + F_2 \cdot B \quad (1.6)$$

$$M_{stb} = (d \cdot \gamma \cdot B) \cdot \frac{B}{2} + (c \cdot d) \cdot B + (c \cdot \pi \cdot B) \cdot B \quad (1.7)$$

$$M_{stb} = M_{dst} \quad (1.8)$$

$$(d \cdot \gamma \cdot B) \cdot \frac{B}{2} + (c \cdot d) \cdot B + (c \cdot \pi \cdot B) \cdot B = (q_u \cdot B) \cdot \frac{B}{2} \quad (1.9)$$

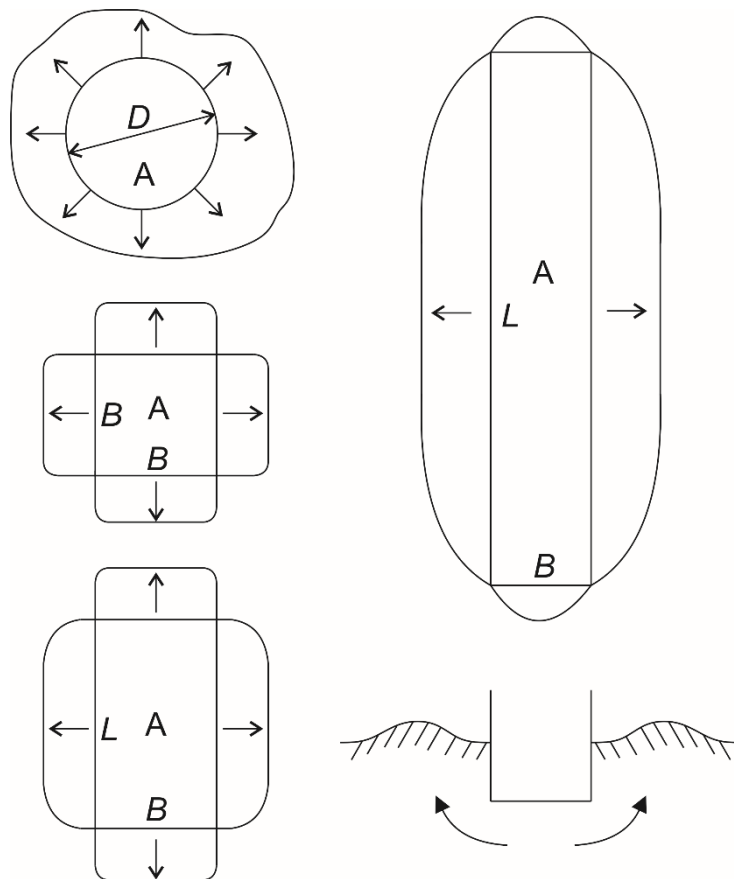
$$q_u \cdot \frac{B^2}{2} = c \cdot d \cdot B + c \cdot \pi \cdot B^2 + \frac{1}{2} d \cdot \gamma \cdot B^2 \quad (1.10)$$

$$q_u = \frac{2}{B^2} \left(c \cdot d \cdot B + c \cdot \pi \cdot B^2 + \frac{1}{2} d \cdot \gamma \cdot B^2 \right) \quad (1.11)$$

$$q_u = 2 \cdot c \left(\frac{d}{B} + \pi \right) + d \cdot \gamma \quad (1.12)$$

1.5 Vpliv oblike temelja

Največja možna obtežba na temelju je odvisna od nosilnosti in konsolidacijskih lastnosti tal, pa tudi od oblike in velikosti osnovne površine. Štiri oblike temelja enake površine so prikazane na sliki 1-7, vključno s porušno linijo temeljnih tal.



Slika 1-7: Vpliv oblike temelja na nosilnost temeljnih tal.

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi'; \text{ za pravokotno in okroglo obliko temelja} \quad (1.13)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'}; \text{ za pravokotno obliko temelja} \quad (1.14)$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1); \text{ za pravokotno in okroglo obliko temelja} \quad (1.15)$$

1.6 Drenirani in nedrenirani pogoji zemljine (skladno z Evrokodom 7)

Drenirani pogoji [6]:

$$R_d = A' (c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) / \gamma_{Rv} \quad (1.16)$$

Nedrenirani pogoji:

$$R_d = A' \cdot ((\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + d \cdot \gamma) / \gamma_{Rv} \quad (1.17)$$

1.7 Zdrs

$$R_{Hd} = R_{Hd,g} + R_{Hd,p} \quad (1.18)$$

$$R_{Hd,g} = (V_{d, fav}) \cdot \tan \delta_d / \gamma_{Rh} \quad (1.19)$$

$$R_{Hd,p} = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot d^2 / \gamma_{Rh} \quad (1.20)$$

$$\delta_d \leq \varphi_d \quad (1.21)$$

1.8 Ekscentričnost (Kontaktne tlak)

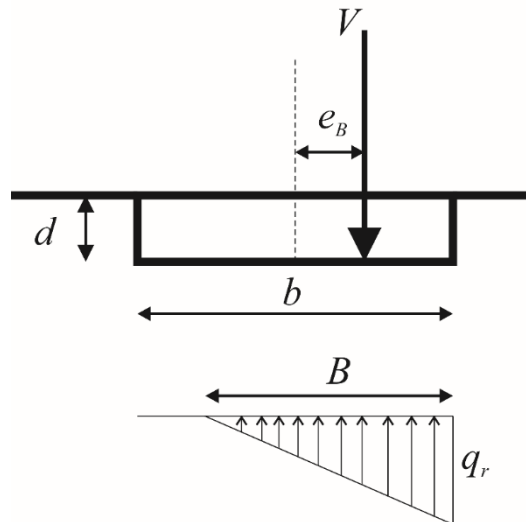
Izračun napetosti brez izgube kontakta temelja s tlemi:

$$q_{max} = \frac{V}{A} + \frac{M}{W} = \frac{V}{A} + \frac{V \cdot e_B}{\frac{L \cdot B^2}{6}} = \frac{V}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) \quad (1.22)$$

$$q_{min} = \frac{V}{A} - \frac{M}{W} = \frac{V}{A} - \frac{V \cdot e_B}{\frac{L \cdot B^2}{6}} = \frac{V}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) \quad (1.23)$$

$$\frac{6 \cdot e_B}{B} = 1 \rightarrow e_B = \frac{B}{6} \quad (1.24)$$

Izračun napetosti z izključitvijo natezne cone (glej sliko 1-8):



Slika 1-8: Izračun napetosti z izključitvijo natezne cone

$$\frac{b}{6} \leq e_B \leq \frac{3 \cdot b}{10} \quad (1.25)$$

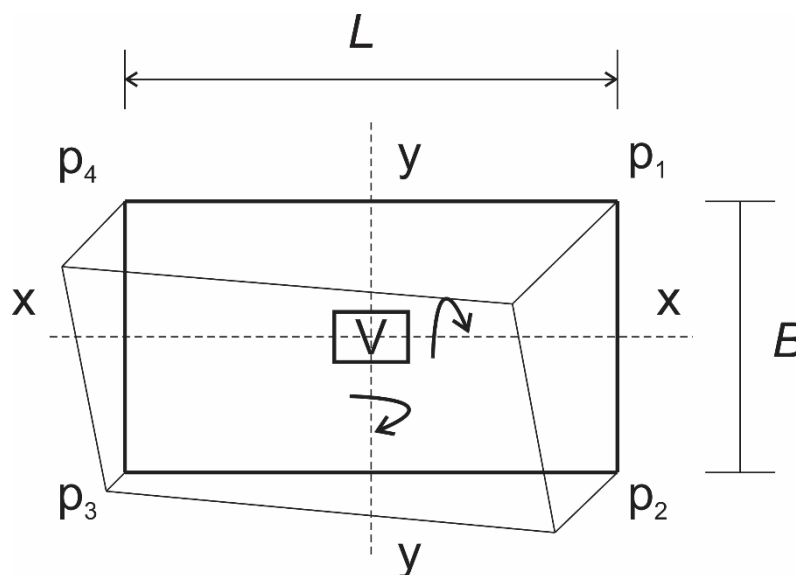
$$\sum M = V \cdot e_B - \frac{q_r}{2} \cdot B \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{B}{3} \right) = 0 \quad (1.26)$$

$$\sum V = \frac{B}{2} \cdot q_r - V = 0 \quad (1.27)$$

$$B = 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e_B \right) \quad (1.28)$$

$$q_r = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e_B \right)} \quad (1.29)$$

Dvoosni upogibni moment - kontaktni tlak pod točkovnim temeljem (slika 1-9):



Slika 1-9: Dvoosni upogibni moment.

$$p_1 = \left(\frac{V}{A}\right) + \left(\frac{M_{yy}}{W_{yy}}\right) + \left(\frac{M_{xx}}{W_{xx}}\right) \quad (1.30)$$

$$p_2 = \left(\frac{V}{A}\right) + \left(\frac{M_{yy}}{W_{yy}}\right) - \left(\frac{M_{xx}}{W_{xx}}\right) \quad (1.31)$$

$$p_3 = \left(\frac{V}{A}\right) - \left(\frac{M_{yy}}{W_{yy}}\right) - \left(\frac{M_{xx}}{W_{xx}}\right) \quad (1.32)$$

$$p_4 = \left(\frac{V}{A}\right) - \left(\frac{M_{yy}}{W_{yy}}\right) + \left(\frac{M_{xx}}{W_{xx}}\right) \quad (1.33)$$

kjer je:

$$A = L \cdot B \quad (1.34)$$

$$W_{yy} = \frac{L^2 \cdot B}{6} \quad (1.35)$$

$$W_{xx} = \frac{L \cdot B^2}{6} \quad (1.36)$$

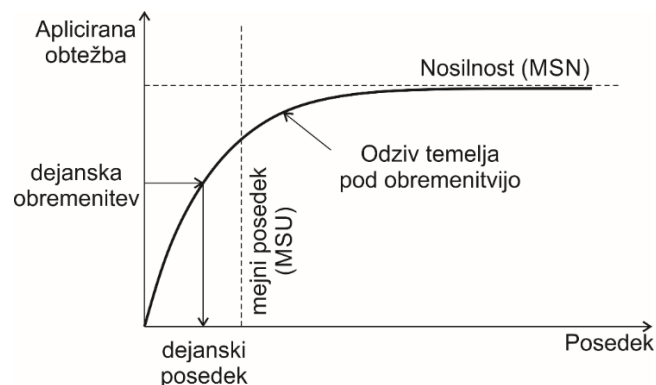
pri pogoju:

$$e_L \leq \frac{L}{6} \quad (1.37)$$

$$e_B \leq \frac{B}{6} \quad (1.38)$$

1.9 Posedek temelja - teorija elastičnosti

Pri običajnih konstrukcijah s točkovnimi temelji so pogosto sprejemljivi celotni posedki do 50 mm. Sprejemljivi so lahko tudi večji posedki, in sicer če relativni zasuki ostanejo znotraj sprejemljivih meja in če celotni posedki ne povzročajo problemov pri instalacijah in vodih, ki vstopajo v konstrukcijo ali povzročajo nagibanje itd.



Slika 1-10: Odziv temelja pod obremenitvijo.

$$S = \frac{q_{net} \cdot B(1-\nu^2) \cdot I_s}{E_k} \quad (1.39)$$

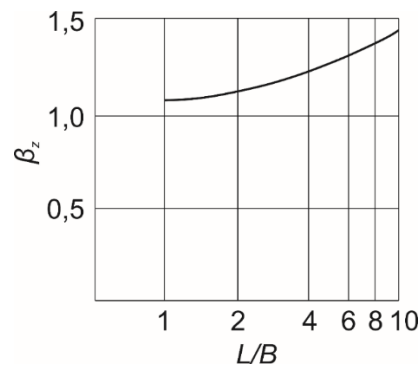
Preglednica 1.1: Količnik I_s je odvisen od oblike temelja

(povzeto po Whitman and Richart)

L/B	1	2	5	Krog
I_s	0,95	1,3	1,83	0,85

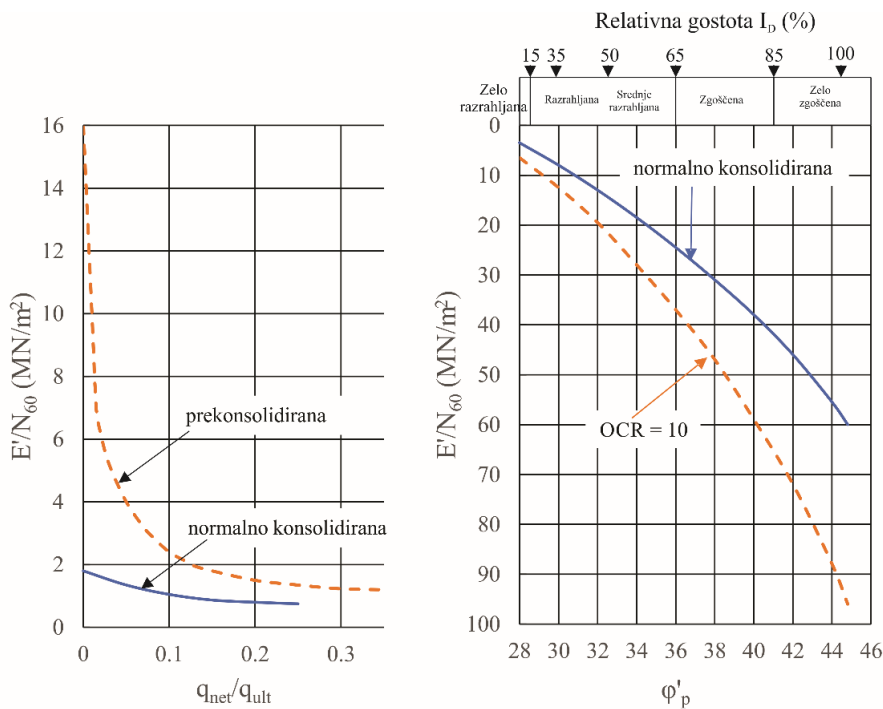
$$S = \frac{V_k \cdot (1-\nu^2)}{E_k \cdot \beta_z \cdot \sqrt{B \cdot L}} \quad (1.40)$$

$$q_{net} = \frac{V_k}{B \cdot L} \quad (1.41)$$



Slika 1-11: Količnik β_z za izračun posedka temelja

- povzeto po Whitman and Richart [7].



Slika 1-12: Modul elastičnosti odvisen od napetosti.

$$E_k = F_E \cdot N_{60} \quad (1.42)$$

$$F_E = 1 \text{ do } 2; \text{ za normalno konsolidirano zemljino} \quad (1.43)$$

$$F_E = 1 \text{ do } 16; \text{ za prekonsolidirano zemljino} \quad (1.44)$$

1.10 Zasuk (rotacija) temelja

Zasuk temelja lahko izračunamo s spodnjo enačbo:

$$\theta = \frac{M_k \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot B^2 \cdot L} \cdot I_t; I_t = 3,7 \text{ za kvadratni temelj} \quad (1.45)$$

$$\theta \leq \theta_{lim} \quad (1.46)$$

Preglednica 1.2: Količnik I_t odvisen od oblike temelja

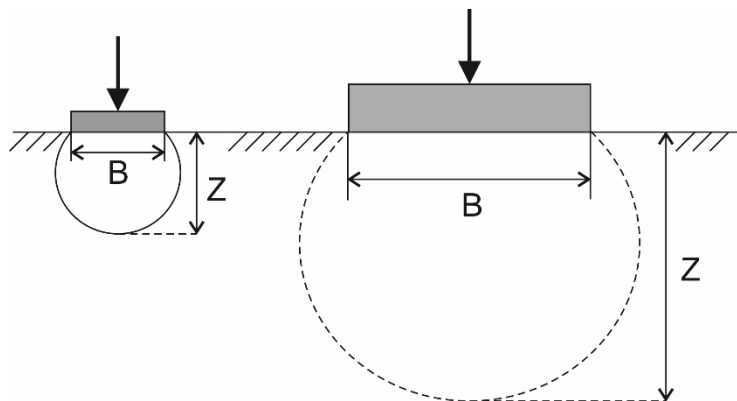
- povzeto po Whitman and Richart [7]

L/B	0,1	0,2	0,5	1	1,5	2	∞
I_t	1,59	2,29	3,33	3,7	4,12	4,38	5,1

Največji dopustni relativni zasuki so od 1/2000 do 1/300, da v konstrukciji ne pride do mejnega stanja uporabnosti. Pogosto uporabimo največji relativni zasuk 1/500. Relativni zasuk, ki verjetno povzroči mejno stanje uporabnosti, znaša okoli 1/150.

1.11 Območje vpliva obremenitve

Globina vpliva obremenitve je odvisna od oblike temelja. Pri temeljih kvadratne oblike globina vpliva znaša dvakratnik širine temelja, pri pasovnih temeljih pa globina vpliva znaša štirikratnik širine temelja. Na tem območju sprememba napetosti pomembno vpliva na izračun posedkov.



Slika 1-13: Globina vplivnega območja plitvih temeljev.

$$Z = 2 \cdot B; \text{ za kvadratni temelj} \quad (1.47)$$

$$Z = 4 \cdot B; \text{ za pasovni temelj} \quad (1.48)$$

$$Z = \left(4 - \frac{2 \cdot B}{L}\right) \cdot B; \text{ za pravokotni temelj} \quad (1.49)$$

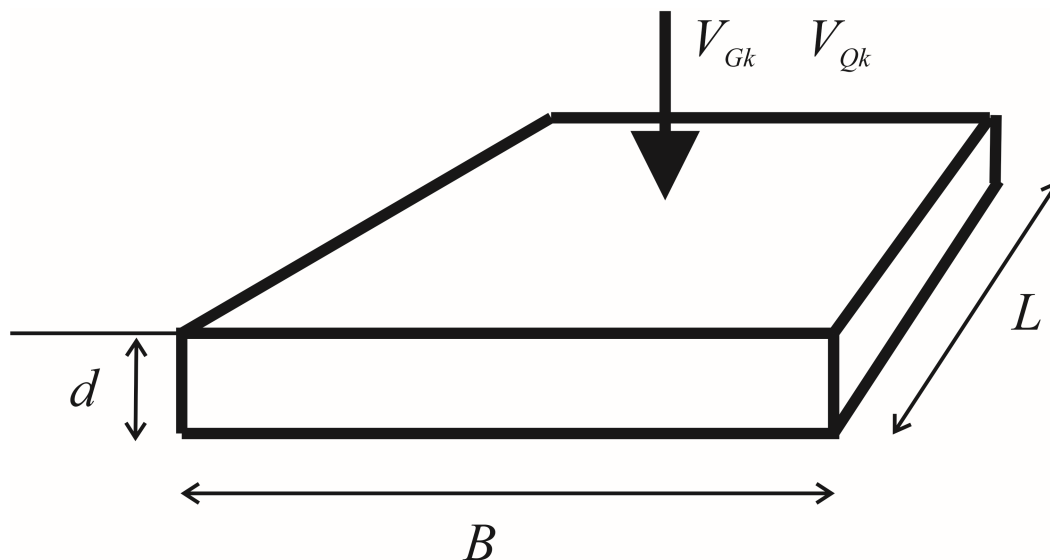
1.12 Praktični prikaz izvedbe temelja



Slika 1-14: Praktični prikaz izvedbe točkovnih temeljev.

1.13 Računski primer 1: Temelj s centrično obtežbo

Točkovni temelj je obremenjen z vertikalno obtežbo V_{Gk} in V_{Qk} . Preverite, ali je nosilnost temelja ustrezna skladno s standardom SIST EN 1997-1-1. Uporabite delne količnike skladno s projektnim pristopom 1 - kombinacija 1 (PP1:K1).



Slika 1-15: Temelj s centrično obtežbo.

Podatki, potrebni za preveritev nosilnosti so:

1) Preverite nosilnost temelja s podatki:

Geometrija:

L (m) =	1,5	dolžina
B (m) =	1,5	širina
d (m) =	0,6	debelina

Obtežba:

V_{Gk} (kN) =	700	stalna obtežba [F]
V_{Qk} (kN) =	250	spremenljiva obtežba

Zemljina:

φ_k (°) =	36	strižni kot [F]
c'_k (kPa) =	0	kohezija
γ_k (kN/m ³) =	18	lastna teža

Beton:

γ_{ck} (kN/m³) = 25 lastna teža betona

Količniki varnosti:

	PP1:K1	PP1:K2	PP2	PP3
	A1&R1&M1	A2&R1&M2	A1&R2&M1	A2&R3&M2
γ_G (-) =	1,35	1	1,35	1,35
γ_Q (-) =	1,5	1,3	1,5	1,5
γ_φ (-) =	1	1,25	1	1,25
γ_c (-) =	1	1,25	1	1,25
γ_{Rv} (-) =	1	1	1,4	1

Obremenitev:

W_{Gk} (kN) =	33,8	33,8	33,8	33,8
V_d (kN) =	1365,6	1058,8	1365,6	1365,6
A_b (m ²) =	2,25	2,25	2,25	2,25
q_{Ed} (kPa) =	606,9	470,6	606,9	606,9

Projektne lastnosti zemljine:

φ_d (°) =	36	30,2	36,0	30,2
c'_d (kPa) =	0	0	0	0

Količniki za izračun nosilnosti:

N_q (-) =	37,8	18,8	37,8	18,8
N_c (-) =	50,6	30,5	50,6	30,5
N_γ (-) =	53,4	20,6	53,4	20,6
s_q (-) =	1,59	1,50	1,59	1,50
s_c (-) =	1,60	1,53	1,60	1,53
s_γ (-) =	0,70	0,70	0,70	0,70

Izračun nosilnosti:

$\sigma'_{vk,b}$ (kPa) =	10,8	10,8	10,8	10,8
$q_{ult,1}$ (kPa) =	647,4	304,3	647,4	304,3
$q_{ult,2}$ (kPa) =	0,0	0,0	0,0	0,0
$q_{ult,3}$ (kPa) =	504,7	195,0	504,7	195,0
q_{ult} (kPa) =	1152,1	499,3	1152,1	499,3
q_{Rd} (kPa) =	1152,1	499,3	822,9	499,3

Preveritev nosilnosti (izkoriščenost nosilnosti):

IZ =	52,7 %	94,2 %	73,8 %	121,5 %
------	--------	--------	--------	---------

$$W_{Gk} = \gamma_{ck} \cdot L \cdot B \cdot d = 33,8 \text{ kN} \quad (\text{R1-1})$$

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk} = 1365,6 \text{ kN} \quad (\text{R1-2})$$

$$A_b = L \cdot B = 2,25 \text{ m}^2 \quad (\text{R1-3})$$

$$q_{Ed} = V_d / A_b = 606,9 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{R1-4})$$

$$\varphi_d = \tan^{-1}(\tan(\varphi_k) / \gamma_\varphi) = 36^\circ \quad (\text{R1-5})$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_c = 0 \text{ kPa} \quad (\text{R1-6})$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan(\varphi_d))} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right) \right)^2 = 37,8 \quad (\text{R1-7})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d) = 50,6 \quad (\text{R1-8})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) = 53,4 \quad (\text{R1-9})$$

$$s_q = 1 + (B/L) \cdot \sin(\varphi_d) = 1,59 \quad (\text{R1-10})$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = 1,60 \quad (\text{R1-11})$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B/L) = 0,70 \quad (\text{R1-12})$$

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 10,8 \text{ kPa} \quad (\text{R1-13})$$

$$q_{ult,1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 647,4 \text{ kPa} \quad (\text{R1-14})$$

$$q_{ult,2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0,0 \text{ kPa} \quad (\text{R1-15})$$

$$q_{ult,3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot B/2 = 504,7 \text{ kPa} \quad (\text{R1-16})$$

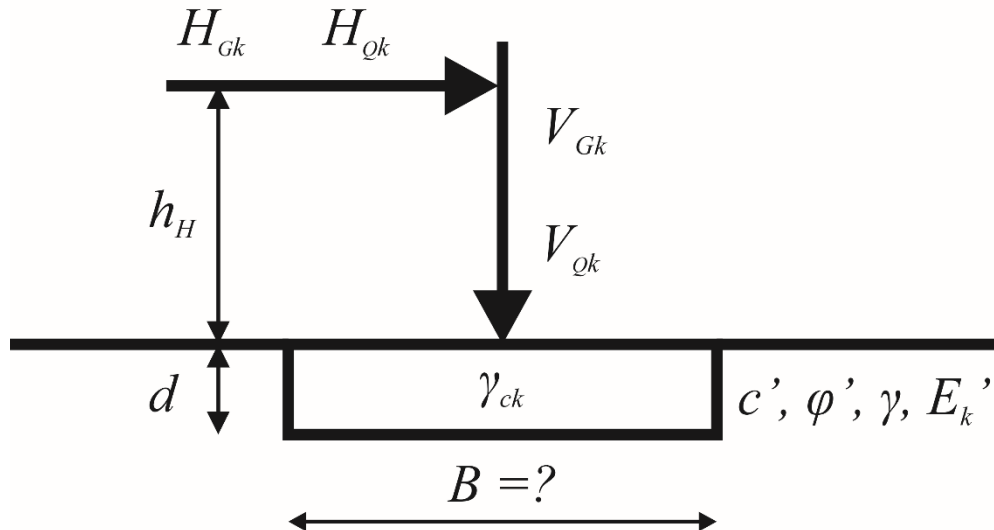
$$q_{ult} = q_{ult,1} + q_{ult,2} + q_{ult,3} = 1152,1 \text{ kPa} \quad (\text{R1-17})$$

$$q_{Rd} = q_{ult} / \gamma_{Rv} = 1152,1 \text{ kPa} \quad (\text{R1-18})$$

$$IZ = q_{Ed} / q_{Rd} = 52,7 \% \leq 100 \% \quad (\text{R1-19})$$

1.14 Računski primer 2: Temelj s ekscentrično obtežbo

Kvadratni temelj je obremenjen z vertikalno in horizontalno obtežbo. Določite širino temelja tako, da bosta nosilnost temelja in odpornost na zdrs ustrezna. Uporabite delne količnike projektnega pristopa 1: kombinacije 2 (A2&R1&M2). Izračunajte tudi posedek in zasuk temelja.



Slika 1-16: Temelj s centrično obtežbo.

Podatki, potrebni za preveritev nosilnosti, so:

Geometrija:

L (m) =	3,64	dolžina
B (m) =	3,64	širina
d (m) =	0,8	debelina
h_H (m) =	3	nivo horizontalne obtežbe

Obtežba:

V_{Gk} (kN) =	3000	vertikalna stalna obtežba	[F]
V_{Qk} (kN) =	2000	vertikalna spremenljiva obtežba	
H_{Gk} (kN) =	0	horizontalna stalna obtežba	
H_{Qk} (kN) =	400	horizontalna spremenljiva obtežba	[F]

Zemljina:

φ'_k (°) =	32	strižni kot
c'_k (kPa) =	3	kohezija
γ_k (kN/m ³) =	20	prostorninska teža zemljine
δ'_k (°) =	32	trenje med temeljem in zemljino
E_k (kN/m ²) =	50000	modul elastičnosti zemljine
ν =	0,3	poissonovo razmerje

Beton:

γ_{ck} (kN/m ³) =	24	lastna teža betona
--------------------------------------	----	--------------------

Količniki varnosti:

$\gamma_G (-)$	=	1,00
$\gamma_{G, fav} (-)$	=	1,00
$\gamma_Q (-)$	=	1,30
$\gamma_\varphi (-)$	=	1,25
$\gamma_c (-)$	=	1,25
$\gamma_{cu} (-)$	=	1,00
$\gamma_{Rv} (-)$	=	1,00
$\gamma_{Rh} (-)$	=	1,00
$\psi_0 (-)$	=	0,70

Projektne lastnosti zemljine:

$\varphi'_d (^\circ)$	=	26,56
c'_d (kPa)	=	2,4

Obremenitev:

W_{Gk} (kN)	=	254,48
V_d (kN)	=	5074,5
H_{Ed} (kN)	=	520

Nosilnost temeljnih tal:

M_d (kNm)	=	1976
e (m)	=	0,389
$B/6 - e > 0$ (m)	=	0,22
$B' = B - 2e$ (m)	=	2,86
$L' = L$ (m)	=	3,64
A' (m ²)	=	10,42
q (kN/m ²)	=	16
$N_q (-)$	=	12,588
$N_c (-)$	=	23,180
$N_\gamma (-)$	=	11,585
$s_q (-)$	=	1,351
$s_c (-)$	=	1,382
$s_\gamma (-)$	=	0,764
$m_B (-)$	=	1,560
$i_q (-)$	=	0,846
$i_c (-)$	=	0,833

$$\begin{aligned}
 i_y (-) &= 0,760 \\
 R_d \text{ (kN)} &= 5074,48 \\
 R_d - V_d > 0 \text{ (kN)} &= 0,00
 \end{aligned}$$

Zdrs:

$$\begin{aligned}
 V_d \text{ (kN)} &= 3254,483 \\
 H_{Ed} \text{ (kN)} &= 520 \\
 \delta_d (^\circ) &= 26,56 \\
 R_{Hd} \text{ (kN)} &= 1626,90 \\
 R_{Hd} - H_{Ed} > 0 \text{ (kN)} \\
 &= 1106,9
 \end{aligned}$$

Posedek:

$$\begin{aligned}
 V_k \text{ (kN)} &= 5254,48 \\
 s \text{ (mm)} &= 23,9 \\
 s_{lim} \text{ (mm)} &= 25 \\
 s_{lim} - s > 0 \text{ (mm)} &= 1,1
 \end{aligned}$$

Zasuk:

$$\begin{aligned}
 M_k \text{ (kNm)} &= 1520 \\
 \theta &= 0,0021 \\
 \theta_{lim} &= 0,0040 \\
 \theta_{lim} - s > 0 &= 0,0019
 \end{aligned}$$

Preveritev nosilnosti temelja:

$$\varphi'_d = \tan^{-1}(\tan(\varphi'_k)/\gamma_\varphi) = 26,56^\circ \quad (\text{R2-1})$$

$$c'_d = c'_k/\gamma_c = 2,4 \text{ kPa} \quad (\text{R2-2})$$

$$W_{Gk} = \gamma_{ck} \cdot L \cdot B \cdot d = 254,48 \text{ kN} \quad (\text{R2-3})$$

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{Qk} = 5074,5 \text{ kN} \quad (\text{R2-4})$$

$$H_{Ed} = \gamma_G \cdot H_{Gk} + \gamma_Q \cdot H_{Qk} = 520 \text{ kN} \quad (\text{R2-5})$$

$$M_{Ed} = H_{Ed} \cdot (d + h_H) = 1976 \text{ kNm} \quad (\text{R2-6})$$

$$e_B = M_{Ed}/V_d = 0,389 \text{ m} \leq B/6 \quad (\text{R2-7})$$

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 2,86 \text{ m} \quad (\text{R2-8})$$

$$L' = L = 3,64 \text{ m} \quad (\text{R2-9})$$

$$A' = L' \cdot B' = 10,42 \text{ m}^2 \quad (\text{R2-10})$$

$$q' = \gamma_k \cdot d = 16 \text{ kPa} \quad (\text{R2-11})$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi_d'} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi_d'/2) = 12,588 \quad (\text{R2-12})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi_d' = 23,180 \quad (\text{R2-13})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi_d' = 11,585 \quad (\text{R2-14})$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi_d' = 1,351 \quad (\text{R2-15})$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 0,760 \quad (\text{R2-16})$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = 1,382 \quad (\text{R2-17})$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi_d')^2 = 1 \quad (\text{R2-18})$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \varphi_d') = 1 \quad (\text{R2-19})$$

$$m_B = (2 + (B'/L')) / (1 + (B'/L')) = 1,560 \quad (\text{R2-20})$$

$$i_{q,B} = (1 - H_{Ed} / (V_d + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi_d'))^{m_B} = 0,846 \quad (\text{R2-21})$$

$$i_{c,B} = i_{q,B} - (1 - i_{q,B}) / (N_c \cdot \tan \varphi_d') = 0,833 \quad (\text{R2-22})$$

$$i_{\gamma,B} = (1 - H_{Ed} / (V_d + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi_d'))^{m_B + 1} = 0,760 \quad (\text{R2-23})$$

$$R_d = A' (c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_{c,B} + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_{q,B} + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_{\gamma,B}) / \gamma_{Rv} = 5074,5 \text{ kN} \quad (\text{R2-24})$$

$$R_d \geq V_d \quad (\text{R2-25})$$

Preveritev na zdrs:

$$V_{d,fav} = \gamma_{G,fav} \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) = 3254,483 \text{ kN} \quad (\text{R2-26})$$

$$\delta_d = \varphi_d' = 26,56^\circ \quad (\text{R2-27})$$

$$R_{Hd} = (V_{d,fav}) \cdot \tan \delta_d / \gamma_{Rh} = 1626,9 \text{ kN} \quad (\text{R2-28})$$

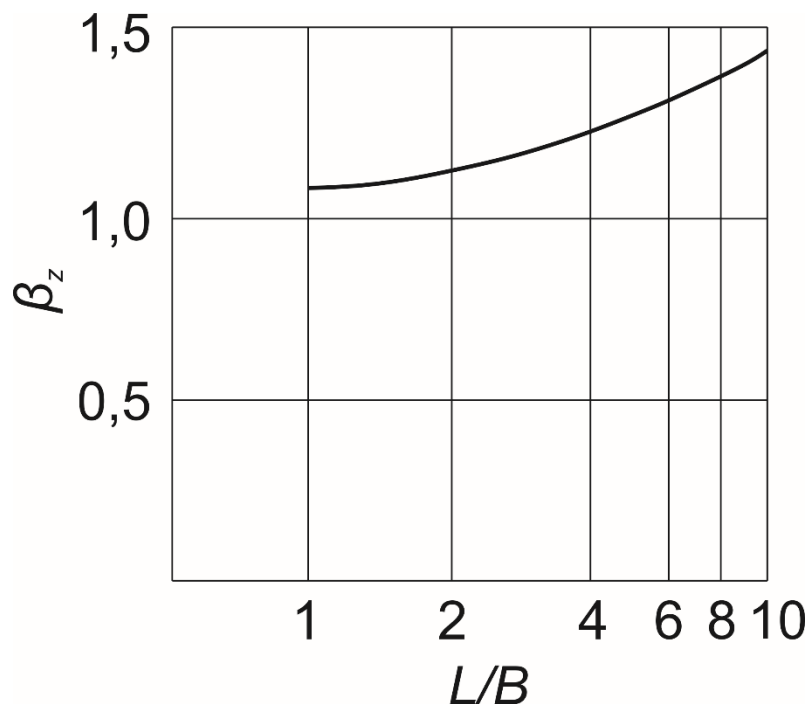
$$R_{Hd} \geq H_{Ed} \quad (\text{R2-29})$$

Izračun posedka:

$$V_k = W_{Gk} + V_{Gk} + V_{Qk} = 5254,48 \text{ kN} \quad (\text{R2-30})$$

$$s = \frac{V_k \cdot (1 - \nu^2)}{E_k \cdot \beta_z \cdot \sqrt{B \cdot L}} = 23,9 \text{ mm}; \beta_z = 1,1 \text{ za kvadratni temelj} \quad (\text{R2-31})$$

$$s \leq s_{lim} \quad (\text{R2-32})$$



Slika 1-17: *Povzeto po Whitman and Richart [7]

Zasuk (rotacija) temelja:

$$M_k = (H_{Gk} + H_{Qk}) \cdot (h_H + d) = 1520 \text{ kNm} \quad (\text{R2-33})$$

$$\theta = \frac{M_k \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot B^2 \cdot L} \cdot I_t = 0,0021; I_t = 3,7 \text{ za kvadratni temelj} \quad (\text{R2-34})$$

$$\theta \leq \theta_{lim} \quad (\text{R2-35})$$

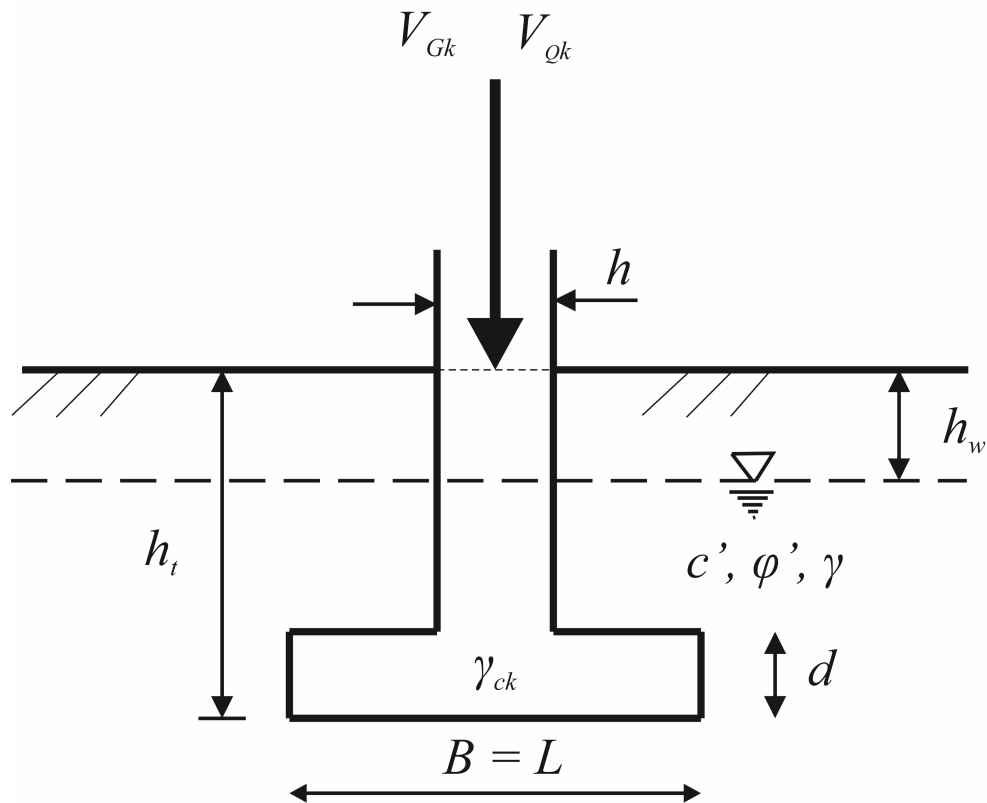
Preglednica 1.2: Količnik I_t odvisen od oblike temelja

L/B	0,1	0,2	0,5	1	1,5	2	∞
I_t	1,59	2,29	3,33	3,7	4,12	4,38	5,1

*Povzeto po Whitman and Richart [7].

1.15 Računski primer 3: Temelj v zasičenih tleh

Temelj kvadratne oblike s stranico B podpira steber kvadratnega prereza s stranico b . Nivo podtalnice se nahaja na globini h_n , nivo temelja pa na globini h_t . Preverite, ali je nosilnost temelja ustrezna.



Slika 1-18:

Geometrija:

L (m) =	2,4	dolžina	
B (m) =	2,4	širina	$B < L$
d (m) =	0,7	debelina	
h (m) =	0,4	širina stebra	
h_w (m) =	0,6	nivo vode od terena	
h_t (m) =	2	nivo temeljenja	

Obtežba:

V_{Gk} (kN) =	750	stalna obtežba	[F]
V_{Qk} (kN) =	290	spremenljiva obtežba	

Zemljina:

φ_k (°) =	24	strižni kot	[F]
c'_k (kPa) =	0	kohezija	
γ_k (kN/m ³) =	18	prostorninska teža	
$\gamma_{sat,k}$ (kN/m ³) =	20	zasičena prostorninska teža	
γ_w (kN/m ³) =	9,81	prostorninska teža vode	

Beton:

γ_{ck} (kN/m³) = 25 lastna teža betona

Količniki varnosti:

	PP1:K1	PP1:K2	PP2	PP3
	A1&R1&M1	A2&R1&M2	A1&R2&M1	A2&R3&M2
γ_G (-) =	1,35	1	1,35	1,35
γ_Q (-) =	1,5	1,3	1,5	1,5
γ_φ (-) =	1	1,25	1	1,25
γ_c (-) =	1	1,25	1	1,25
γ_{Rv} (-) =	1	1	1,4	1

Obremenitev:

$W_{Gk,plošča}$ (kN) =	100,8	100,8	100,8	100,8
$W_{Gk,steber}$ (kN) =	5,2	5,2	5,2	5,2
$W_{Gk,zem,nad\ vodo}$ (kN) =	60,5	60,5	60,5	60,5
$W_{Gk,zem,pod\ vodo}$ (kN) =	39,9	39,9	39,9	39,9
P_w (kN) =	38,5	38,5	38,5	38,5
UPL_w (kN) =	79,1	79,1	79,1	79,1
V_d (kN) =	1671,3	1292,8	1671,3	1671,3
A_b (m ²) =	5,76	5,76	5,76	5,76
q_{Ed} (kPa) =	290,2	224,4	290,2	290,2

Projektne lastnosti zemljine:

φ_d (°) =	24	19,6	24,0	19,6
c'_d (kPa) =	0	0	0	0

Količniki za izračun nosilnosti:

N_q (-) =	9,6	6,2	9,6	6,2
N_c (-) =	19,3	14,5	19,3	14,5
N_γ (-) =	7,7	3,7	7,7	3,7
s_q (-) =	1,41	1,34	1,41	1,34
s_c (-) =	1,45	1,40	1,45	1,40
s_γ (-) =	0,70	0,70	0,70	0,70

Izračun nosilnosti:

$\sigma'_{vk,b}$ (kPa) =	25,1	25,1	25,1	25,1
$q_{ult,1}$ (kPa) =	338,6	206,0	338,6	206,0
$q_{ult,2}$ (kPa) =	0,0	0,0	0,0	0,0
$q_{ult,3}$ (kPa) =	65,6	31,4	65,6	31,4
q_{ult} (kPa) =	404,2	237,4	404,2	237,4
q_{Rd} (kPa) =	404,2	237,4	288,7	237,4
R_d (kN) =	2328,2	1367,6	1663,0	1367,6

Preveritev nosilnosti (izkoriščenost nosilnosti):

IZ =	71,8 %	94,5 %	100,5 %	122,2 %
------	--------	--------	---------	---------

$$W_{Gk,plošča} = \gamma_{ck} \cdot L \cdot B \cdot d = 100,8 \text{ kN} \quad (\text{R3-1})$$

$$W_{Gk,steber} = \gamma_{ck} \cdot h^2 \cdot (h_t - d) = 5,2 \text{ kN} \quad (\text{R3-2})$$

$$W_{Gk,zem,nad vodo} = \gamma_k \cdot (L \cdot B - h^2) \cdot h_w = 60,5 \text{ kN} \quad (\text{R3-3})$$

$$W_{Gk,zem,pod vodo} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (L \cdot B - h^2) \cdot (h_t - d - h_w) = 39,9 \text{ kN} \quad (\text{R3-4})$$

$$P_w = \gamma_w \cdot (L \cdot B - h^2) \cdot (h_t - d - h_w) = 38,5 \text{ kN} \quad (\text{R3-5})$$

$$UPL_w = \gamma_w \cdot (L \cdot B) \cdot (h_t - h_w) = 79,1 \text{ kN} \quad (\text{R3-6})$$

$$W_{Gk} = W_{Gk,plošča} + W_{Gk,steber} + W_{Gk,zem,nad vodo} + W_{Gk,zem,pod vodo} + P_w - UPL_w \quad (\text{R3-7})$$

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk} = 1671,3 \text{ kN} \quad (\text{R3-8})$$

$$A_b = L \cdot B = 5,76 \text{ m}^2 \quad (\text{R3-9})$$

$$q_{Ed} = V_d / A_b = 290,2 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{R3-10})$$

$$\varphi_d = \tan^{-1}(\tan(\varphi_k) / \gamma_\varphi) = 24^\circ \quad (\text{R3-11})$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_c = 0 \text{ kPa} \quad (\text{R3-12})$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan(\varphi_d))} \cdot \left(\tan \left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2 = 9,6 \quad (\text{R3-13})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d) = 19,3 \quad (\text{R3-14})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) = 7,7 \quad (\text{R3-15})$$

$$s_q = 1 + (B/L) \cdot \sin(\varphi_d) = 1,41 \quad (\text{R3-16})$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = 1,45 \quad (\text{R3-17})$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B/L) = 0,70 \quad (\text{R3-18})$$

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot h_w + (h_t - h_w) \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) = 25,1 \text{ kPa} \quad (\text{R3-19})$$

$$q_{ult,1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 338,6 \text{ kPa} \quad (\text{R3-20})$$

$$q_{ult,2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0,0 \text{ kPa} \quad (\text{R3-22})$$

$$q_{ult,3} = 0,5 \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot B = 65,6 \text{ kPa} \quad (\text{R3-23})$$

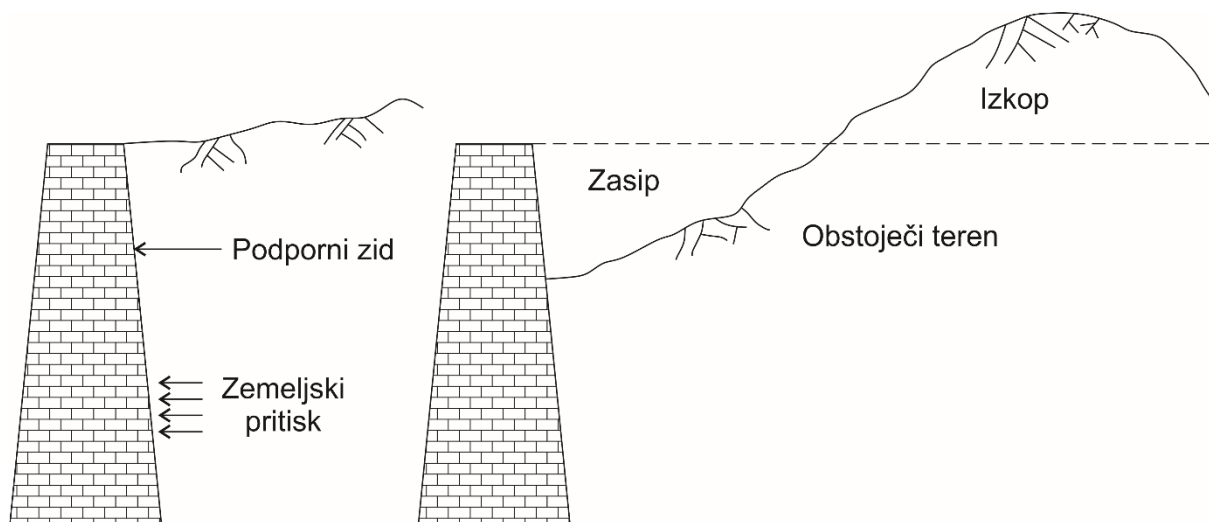
$$q_{ult} = q_{ult,1} + q_{ult,2} + q_{ult,3} = 404,2 \text{ kPa} \quad (\text{R3-24})$$

$$q_{Rd} = q_{ult} / \gamma_{Rv} = 404,2 \text{ kPa} \quad (\text{R3-25})$$

$$IZ = q_{Ed} / q_{Rd} = 71,8 \% \leq 100 \% \quad (\text{R3-26})$$

2 Zemeljski pritiski

Podporna konstrukcija podpira (drži na mestu) tla na eni strani, kot je prikazano na sliki 2-1. Bočni pritisk, ki ga zid prevzame, se imenuje zemeljski pritisk. Potrebno je določiti vrednosti zemeljskega pritiska, saj ta pritisk pomeni obremenitev na zid, ki ga je potrebno načrtovati tako geotehnično kot tudi konstrukcijsko.

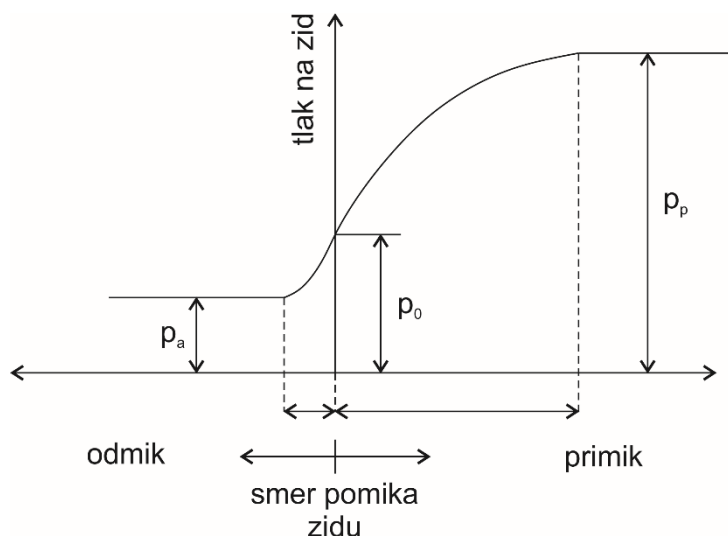


Slika 2-1: Podporni zid.

Idealno stanje je takrat, ko je nivo podtalnice pod temeljem zidu in je onemogočeno dvigovanje vode v zaledni zemljini, ki bi povečala pritisk na zid. Najprej bomo obravnavali zemeljski pritisk zaradi zemljine.

2.1 Mejne vrednosti zemeljskih pritiskov

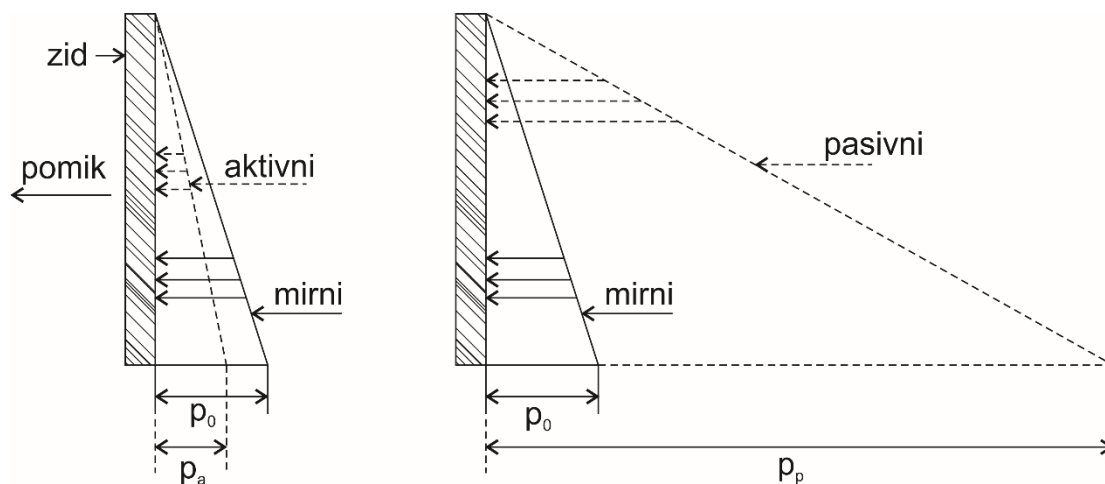
Zemeljski pritiski dosežejo svoje končne ali "mejne" vrednosti odvisno od relativnega gibanja zidu glede na zaledna tla. V primeru, da se zid začne odmikati od zaledja, potem pritisk na zid začne padati, dokler ne doseže stopnje, ko pritisk doseže najnižjo vrednost (slika 2-2). To pomeni, da ne bo prišlo do nadaljnjega zmanjšanja pritiska, če se bo zid odmaknil od zaledja. Opisani pritisk se imenuje **aktivni** zemeljski pritisk.



Slika 2-2: Zemeljski pritisk glede na pomik zida.

Po drugi strani pa, če se zid pomika proti zaledni zemljini (tj. zid potiska tla), se tlak, ki ga prevzema zid, začne povečevati, dokler ne doseže stopnje, ko tlak doseže največjo vrednost (ni nadaljnjega povečanja pritiska, če se stena premika naprej proti zaledni zemljini). Ta mejni zemeljski pritisk imenujemo **pasivni** zemeljski pritisk. V začetnem stanju mirovanja so tla v stanju elastičnega ravnotežja. Iz tega stanja doseže stanje plastičnega ravnotežja pri mejnih aktivnih in pasivnih stanjih. Začetna vrednost zemeljskega pritiska se imenuje **mirni** zemeljski pritisk.

Slika 2-3 prikazuje velikost in razporeditev aktivnega, mirnega in pasivnega pritiska na podporno konstrukcijo. Aktivni zemeljski pritisk ima približno $2/3$ vrednosti mirnega zemeljskega pritiska. Pasivni zemeljski pritisk pa ima skoraj 6-krat večjo vrednosti od mirnega zemeljskega pritiska oziroma je 9-kratnik aktivnega zemeljskega pritiska v nekoherentnih tleh s strižnim kotom $\varphi = 30^\circ$. Za mobilizacijo pasivnih zemeljskih pritiskov je potreben večji pomik zidu kot za mobilizacijo aktivnega pritiska. Za popolno mobilizacijo aktivnega zemeljskega pritiska je potreben horizontalni pomik 0,25 % višine zidu, za pasivni zemeljski pritisk pa 3,5 %.



Slika 2-3: Velikosti aktivnega, mirnega in pasivnega zemeljskega pritiska.

2.2 Določitev zemeljskega pritiska – teorija

Za določitev zemeljskih pritiskov se uporabljata dve osnovni teoriji:

- Rankinova [8] in
- Coulombova [9].

2.3 Mirni zemeljski pritisk

Slika 2-4 prikazuje element zemljine na globini z v pol-prostoru. Prikazane so vertikalne in horizontalne napetosti na element. S predpostavko, da se element lahko deformira le vertikalno, lahko zapišemo:

$$\varepsilon_h = \sigma_h/E_s - \mu \cdot (\sigma_v/E_s + \sigma_h/E_s) = 0 \quad (2.1)$$

$$\sigma_h - \mu \cdot (\sigma_v + \sigma_h) = 0 \quad (2.2)$$

$$\sigma_h(1 - \mu) = \mu \cdot \sigma_v \quad (2.3)$$

$$\sigma_h/\sigma_v = \mu/(1 - \mu) \quad (2.4)$$

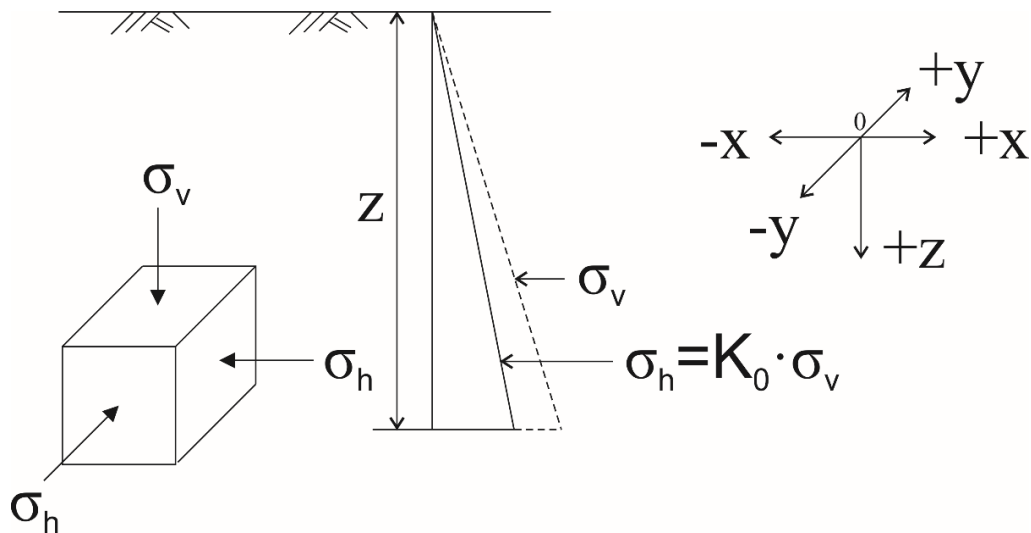
$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (2.5)$$

$$\sigma_h = (\mu/(1 - \mu)) \cdot \gamma \cdot z \quad (2.6)$$

$$K_0 = (\mu/(1 - \mu)) \quad (2.7)$$

K_0 definiramo kot koeficient mirnega zemeljskega pritiska:

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (2.8)$$

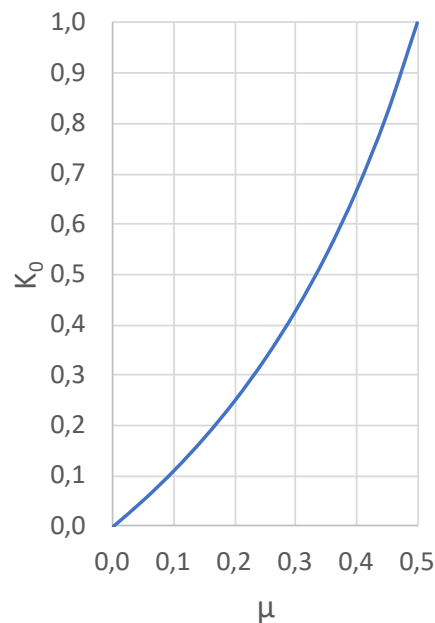


Slika 2- 4: Določitev mirnega zemeljskega pritiska.

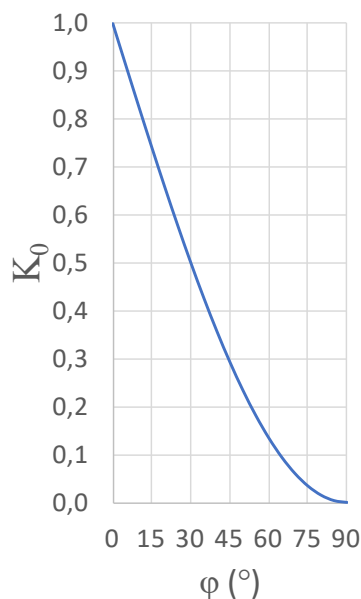
Razmerje med poissonovim razmerjem μ in koeficientom mirnega zemeljskega pritiska K_0 je prikazano na sliki 2-5. Zaradi težav pri določanju poissonovega razmerja μ za zemljino so bile predlagane različne empirične enačbe. Med prvimi je bila enačba, ki jo je predlagal Jaky leta 1944 [10]:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.9)$$

Razmerje med strižnim kotom zemljine φ in koeficientom mirnega zemeljskega pritiska K_0 je prikazano na sliki 2-6.



Slika 2-5: Razmerje med poissonovim razmerjem μ in koeficientom mirnega zemeljskega pritiska K_0 .



Slika 2-6: Razmerje med strižnim kotom zemljine φ in koeficientom mirnega zemeljskega pritiska K_0

2.4 Rankinova teorija aktivnih in pasivnih zemeljskih pritiskov

Najprej je potrebno analitično izraziti razmerje med glavnima napetostima σ_1 in σ_3 , ki temeljita na Mohr-Coulombovi teoriji porušitve. Iz slike 2-7 izrazimo:

$$CA = CD = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (2.10)$$

$$OC = OA + AC = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (2.11)$$

$$OE = c \cdot \cot \varphi \quad (2.12)$$

$$CD = EC \cdot \sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = ((\sigma_1 + \sigma_3)/2 + c \cdot \cot \varphi) \cdot \sin \varphi \quad (2.13)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \cot \varphi) \cdot \sin \varphi \quad (2.14)$$

$$\sigma_1 \cdot (1 - \sin \varphi) = \sigma_3 \cdot (1 + \sin \varphi) + 2 \cdot c \cdot \cos \varphi \quad (2.15)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) + 2 \cdot c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.16)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) - 2 \cdot c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (2.17)$$

$$\left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) = \tan^2(45 - \varphi/2) \quad (2.18)$$

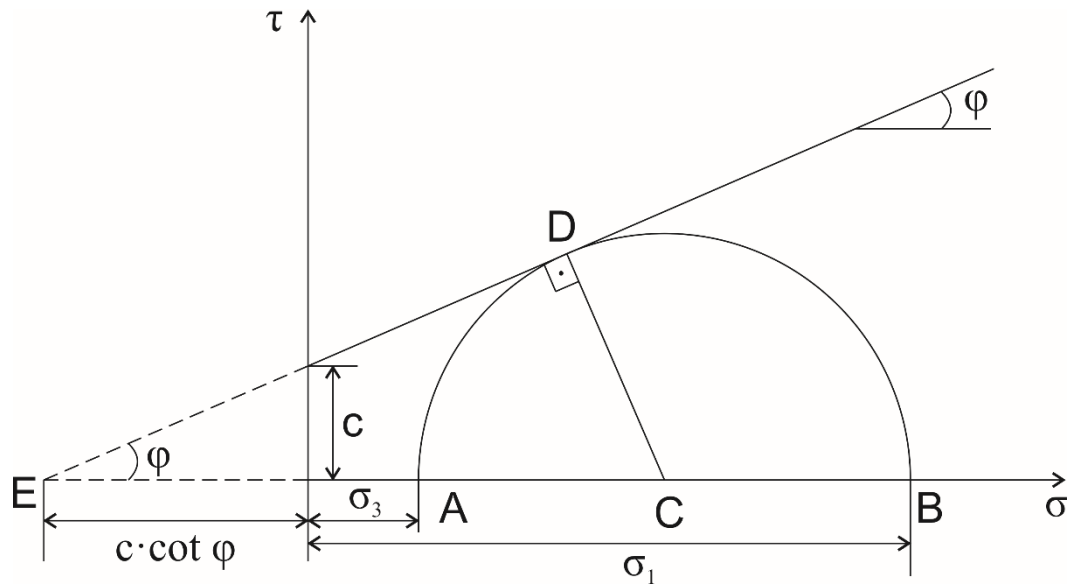
$$\left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) = \tan^2(45 + \varphi/2) \quad (2.19)$$

$$\frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan(45 - \varphi/2) \quad (2.20)$$

$$\frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan(45 + \varphi/2) \quad (2.21)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2(45 + \varphi/2) + 2 \cdot c \cdot \tan(45 + \varphi/2) \quad (2.22)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \tan^2(45 - \varphi/2) - 2 \cdot c \cdot \tan(45 - \varphi/2) \quad (2.23)$$



Slika 2-7: Glavni napetosti σ_1 in σ_3 , izraženi s strižnimi parametri.

2.5 Rankinov izraz za aktivne in pasivne zemeljske pritiske izražen z N_φ

Na sliki 2-8 razdalja OA predstavlja vertikalno glavno napetost. Mohrova kroga I in II sta na vsaki strani točke A brez razmika. V prvem primeru je zemljina bočno neobremenjena in dosežemo mejno aktivno napetost $\sigma_h = \sigma_a$. V drugem primeru pa tla bočno obremenimo in dobimo $\sigma_h = \sigma_p$.

$$\sigma_a = \sigma_v \cdot \tan^2(45 - \varphi/2) - 2 \cdot c \cdot \tan(45 - \varphi/2) \quad (2.24)$$

$$\sigma_p = \sigma_v \cdot \tan^2(45 + \varphi/2) + 2 \cdot c \cdot \tan(45 + \varphi/2) \quad (2.25)$$

$$\tan^2(45 - \varphi/2) = K_a \quad (2.26)$$

$$\tan^2(45 + \varphi/2) = K_p \quad (2.27)$$

$$K_p = N_\varphi \quad (2.28)$$

$$K_a = 1/N_\varphi \quad (2.29)$$

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot (1/N_\varphi) - 2 \cdot c / \sqrt{N_\varphi} \quad (2.30)$$

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot N_\varphi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\varphi} \quad (2.31)$$

Za nekoherentne zemljine velja:

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot (1/N_\varphi) \quad (2.32)$$

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot N_\varphi \quad (2.33)$$

Za popolnoma koherentne zemljine velja:

$$N_\varphi = \sqrt{N_\varphi} = 1 \quad (2.34)$$

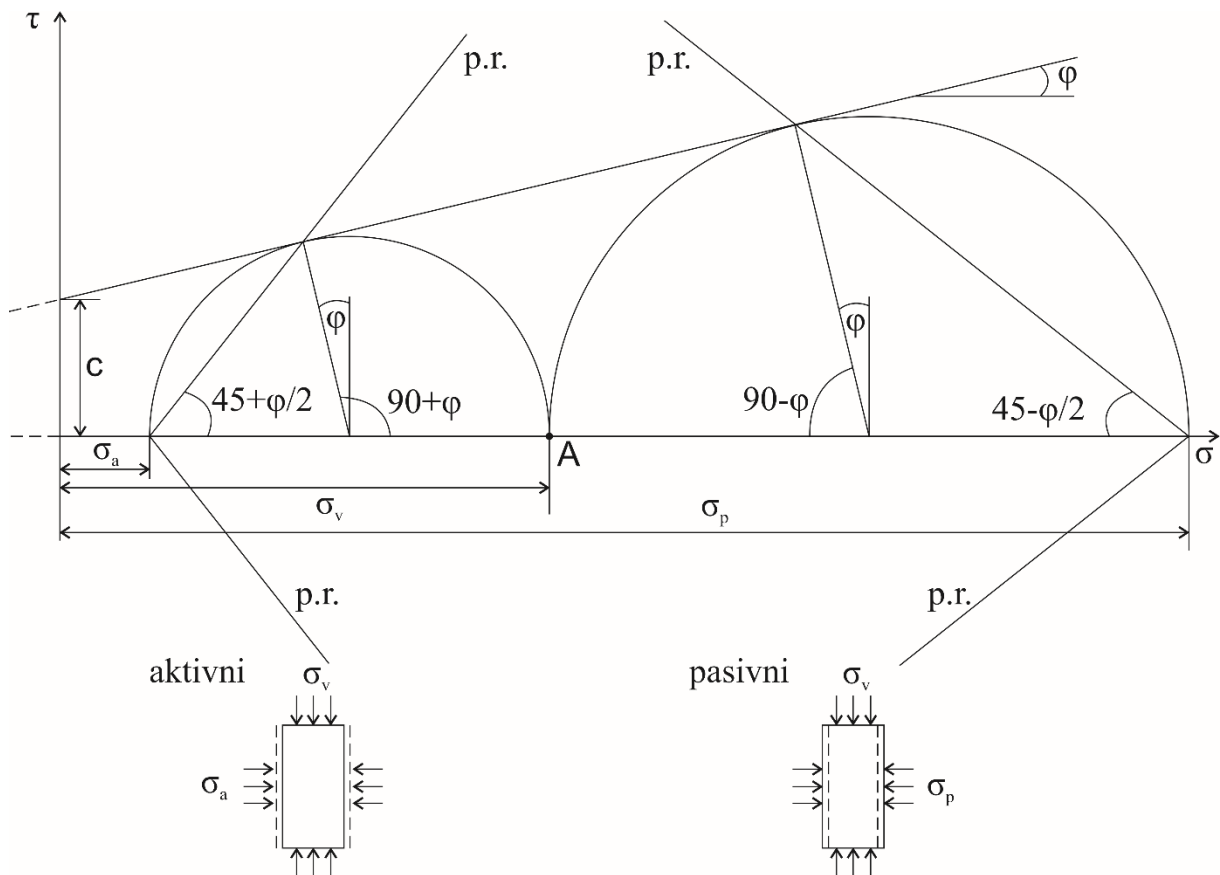
$$\sigma_a = \gamma \cdot z - 2 \cdot c \quad (2.35)$$

$$\sigma_p = \gamma \cdot z + 2 \cdot c \quad (2.36)$$

Za primer vode ($c = 0$) dobimo:

$$\sigma_a = \sigma_p = \sigma_v = \gamma \cdot z \quad (2.37)$$

Iz Rankinove teorije izhaja, da večja kot je vrednost strižnega kota φ , višja je strižna trdnost, in manjši je aktivni zemeljski pritisk ter višji pasivni zemeljski pritisk. Zanimivo je, da lahko Rankinovo teorijo zemeljskih pritiskov uporabljamo tudi za $\varphi=0$ (voda) in $\varphi=90^\circ$ (kamnina).

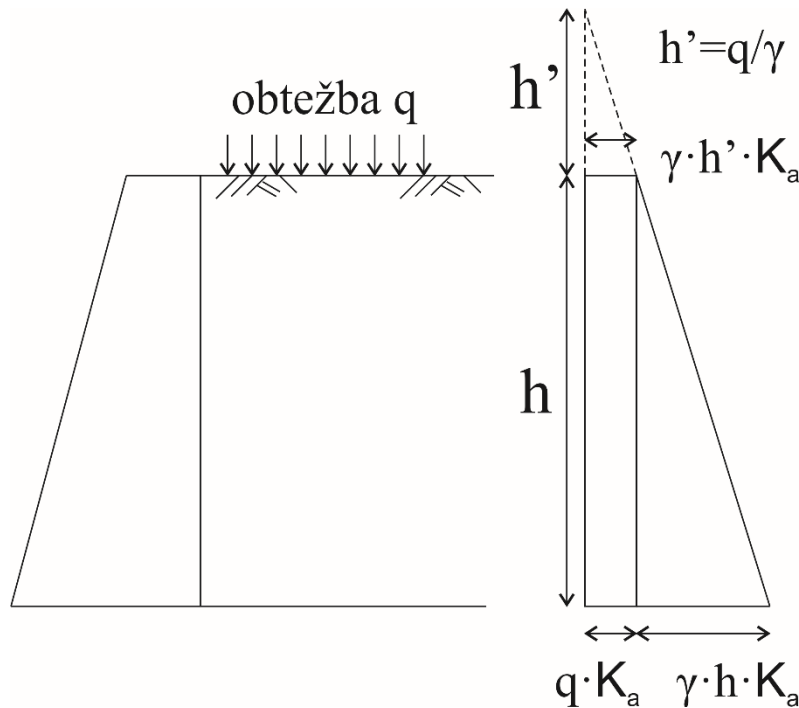


Slika 2-8: Rankinova teorija zemeljskih pritiskov.

2.6 Dodatna obtežba v zaledju

Dodatno obtežbo v zaledju zapišemo (slika 2-9):

$$q = \gamma \cdot h' \quad (2.38)$$



Slika 2-9: Zemeljski pritisk zaradi dodatne obremenitve v zaledju.

2.7 Zemeljski pritiski pri večslojnih tleh

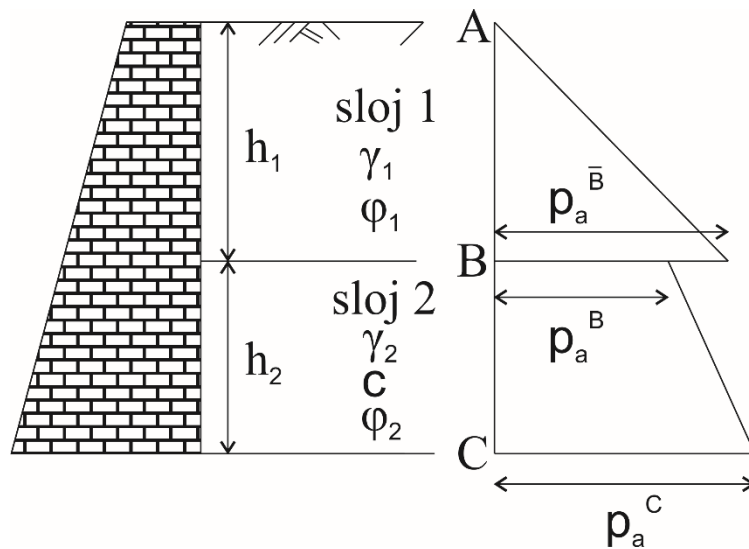
Rankinovo teorijo lahko enostavno prilagodimo za večslojna tla, če sloji potekajo horizontalno. Na sliki 2-10 so prikazani zemeljski pritiski na različnih globinah:

$$p_a^{\bar{B}} = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_{a,1} \quad (2.39)$$

$$p_a^B = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_{a,2} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{a,2}} \quad (2.40)$$

$$p_a^C = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \cdot K_{a,2} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{a,2}} \quad (2.41)$$

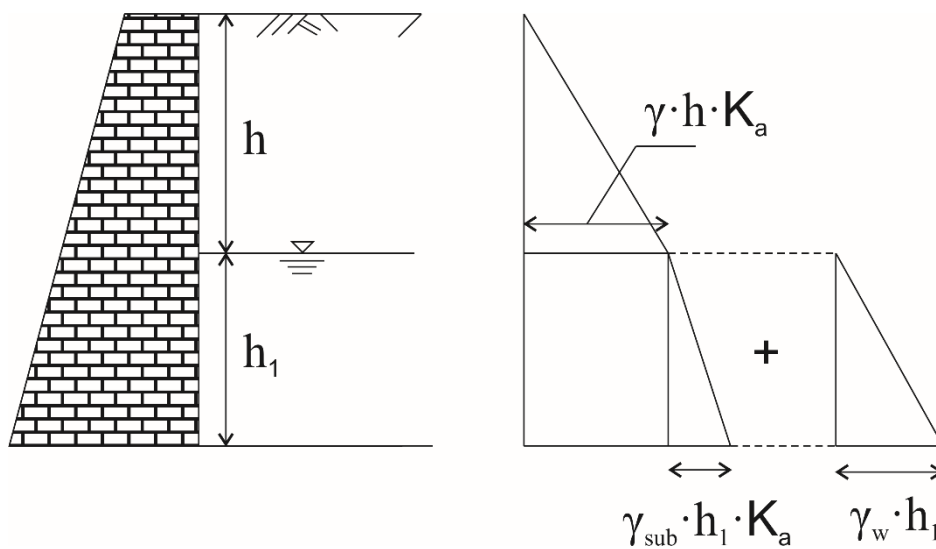
Vidimo, da prehod v napetosti v točki B nastane zaradi razlike v strižnih parametrih trdnosti v zgornjem in spodnjem sloju. Točno določena napetost v točki B ni povprečna vrednost zgornje in spodnje vrednosti, ampak enostavno ni določena.



Slika 2-10: Zemeljski pritiski pri večslojnih tleh.

2.8 Zemeljski pritiski pri zasičenih tleh

Če so zaledna tla v celoti ali delno potopljena, potem moramo dodati hidrostatični pritisk na zid (slika 2-11). Medtem ko potopitev povzroči povečanje prostorninske teže tal, parametri strižne trdnosti c in ϕ ostanejo nespremenjeni.



Slika 2-11: Zemeljski pritiski pri nasičenih tleh.

Prostorninski teži potopljenih tal γ_{sub} in zasičenih tal γ_{sat} sta:

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2.42)$$

2.9 Kombinacija pritiskov zemljine in vode

Sledi zelo pomembno spoznanje, ki ga mora vsak študent/geotehnični inženir jasno razumeti:

$$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3, \varphi = 30^\circ, c = 0 \text{ kPa}, K_a = 1/3, \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3,$$

$$p_h = \gamma_d \cdot h \cdot K_a = 6 \cdot h \quad (2.43)$$

$$p_w = \gamma_w \cdot h = 10 \cdot h \quad (2.44)$$

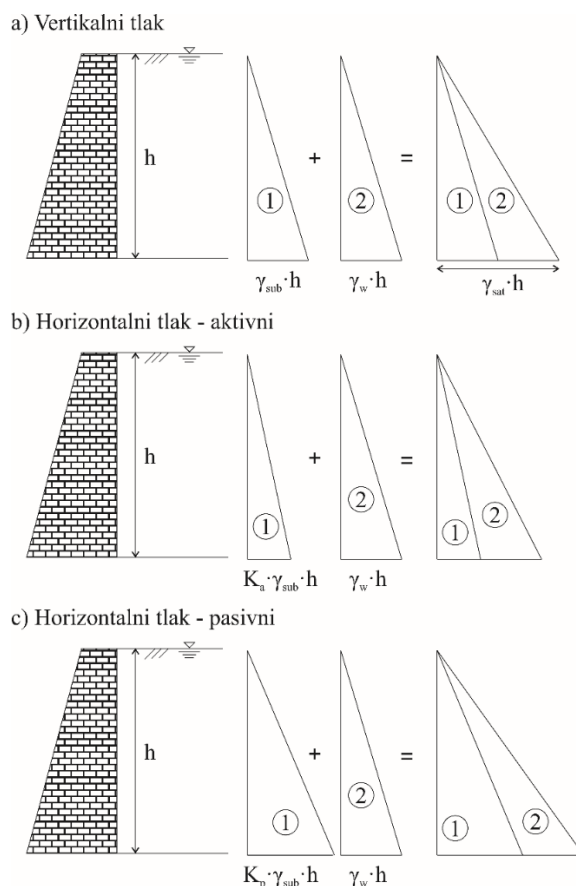
$$p_v = h \cdot \gamma_{sub} + h \cdot \gamma_w = h \cdot (\gamma_{sub} + \gamma_w) = h \cdot \gamma_{sat} \quad (2.45)$$

vendar:

$$p_h \neq K_a \cdot h \cdot \gamma_{sat} \quad (2.46)$$

ampak je:

$$p_h = K_a \cdot h \cdot \gamma_{sub} + h \cdot \gamma_w \quad (2.47)$$



Slika 2-12: Kombinacija zemeljskih in vodnih pritiskov.

2.10 Natezne razpoke v koherentnih tleh

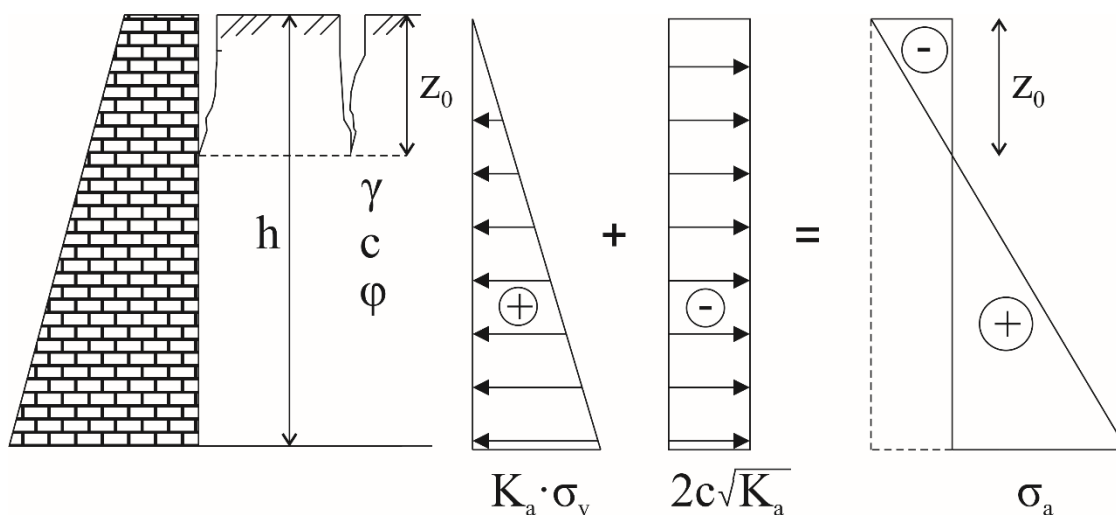
Enačba aktivnega zemeljskega tlaka je sestavljena iz pozitivnega člena $s (K_a \sigma_v)$, ki narašča z globino, in negativnega konstantnega člena $2c\sqrt{K_a}$. Na določeni globini, ki jo običajno označimo z z_0 , sta oba člena enačbe enake velikosti, kar posledično pomeni, da je na tej globini aktivni tlak enak nič ($\sigma_h = 0$). Tla so izpostavljena natezni obremenitvi od površine navzdol do globine z_0 .

$$K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} = 0 \quad (2.48)$$

$$K_a \cdot z_0 \cdot \gamma = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.49)$$

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{\sqrt{K_a}}{K_a} \quad (2.50)$$

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad (2.51)$$



Slika 2-13: Natezne razpoke v koherentnih tleh.

2.11 Vertikalni izkop v glinenih tleh

Kratkotrajni vertikalni izkop brez razpiranja je mogoče izvesti v trdnih glinah. Maksimalno globino izkopa H lahko izračunamo kot:

$$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot H/2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.52)$$

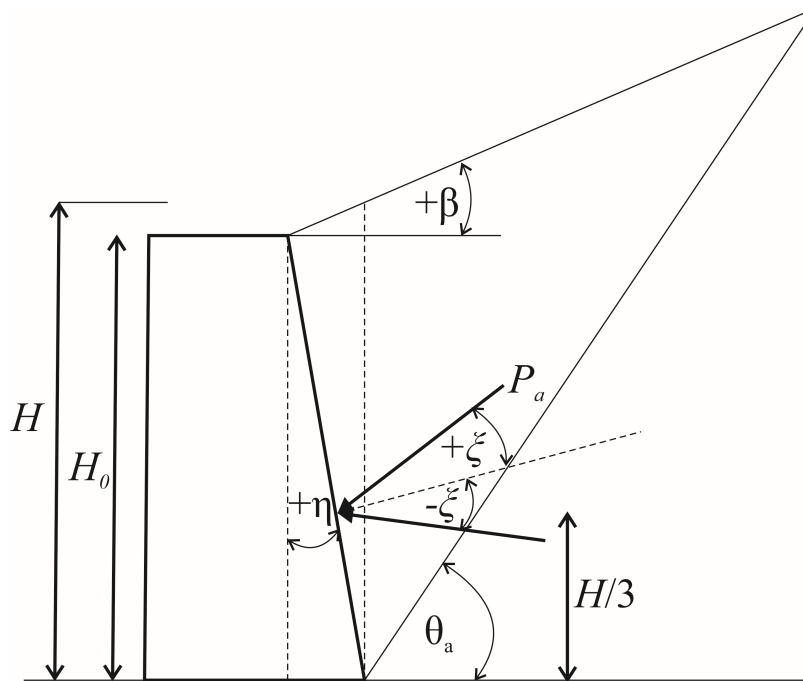
V primeru, da je tlak P_a enak nič, bo zemljina ostala stabilna tudi brez podpore:

$$K_a \cdot \gamma \cdot H^2 / 2 = 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.53)$$

$$H = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad (2.54)$$

2.12 Splošna enačba za določitev aktivnih in pasivnih tlakov - Rankin

Razširitev Rankinove teorije za izračun aktivnih in pasivnih tlakov je prikazana na sliki 2-14. Uporabimo jo lahko za različne naklone pobočja in zaledne strani podpornega zidu [8].



Slika 2-14: Razširitev Rankinove teorije.

$$K_{a,R} = \frac{\cos(\beta - \eta) \sqrt{1 + \sin^2 \varphi - 2 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \omega_a}}{\cos^2 \eta \cdot (\cos \beta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta})} \quad (2.55)$$

$$\omega_a = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) - \beta + 2\eta \quad (2.56)$$

$$\theta_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \frac{\beta}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) \quad (2.57)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_{a,R} \cdot \gamma \cdot H_0^2 \quad (2.58)$$

$$\xi_a = \tan^{-1} \left(\frac{\sin \varphi \cdot \sin \omega_a}{1 - \sin \varphi \cdot \cos \omega_a} \right) \quad (2.59)$$

$$K_{p,R} = \frac{\cos(\beta-\eta)\sqrt{1+\sin^2\varphi+2\cdot\sin\varphi\cdot\cos\omega_p}}{\cos^2\eta\cdot(\cos\beta-\sqrt{\sin^2\varphi-\sin^2\beta})} \quad (2.60)$$

$$\omega_p = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\beta}{\sin\varphi}\right) + \beta - 2\eta \quad (2.61)$$

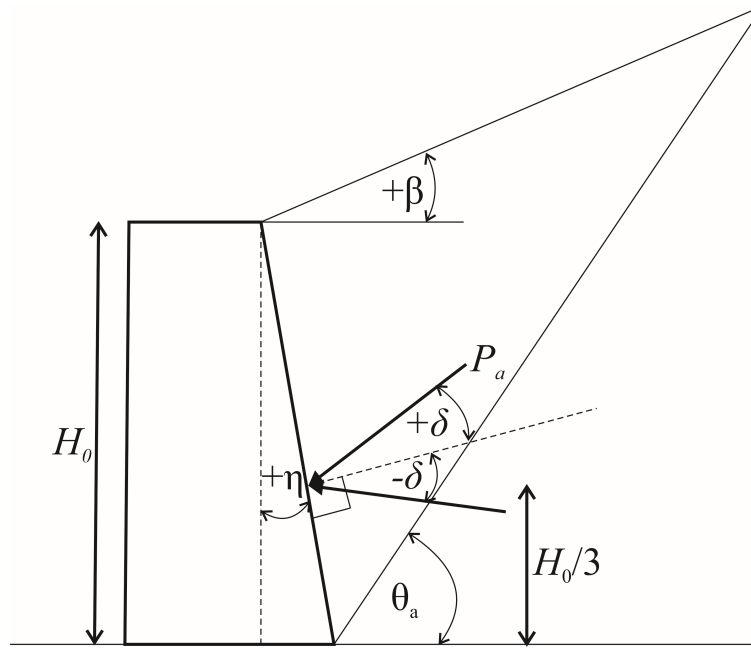
$$\theta_p = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \frac{\beta}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sin^{-1}\left(\frac{\sin\beta}{\sin\varphi}\right) \quad (2.62)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot K_{p,R} \cdot \gamma \cdot H_0^2 \quad (2.63)$$

$$\xi_p = \tan^{-1}\left(\frac{\sin\varphi\cdot\sin\omega_p}{1+\sin\varphi\cdot\cos\omega_p}\right) \quad (2.64)$$

$$z_a = H/3 \quad (2.65)$$

2.13 Splošna enačba za določitev aktivnih in pasivnih tlakov - Coulomb



Slika 2-15: Splošna enačba za določitev aktivnih in pasivnih tlakov – Coulomb.

$$K_{a,C} = \frac{\cos^2(\varphi-\eta)}{\cos^2\eta\cdot\cos(\eta+\delta)\cdot\left[1+\left(\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\eta+\delta)\cdot\cos(\eta-\beta)}\right)^{1/2}\right]^2} \quad (2.66)$$

$$\tan(\theta_a) = \left[\frac{(\sin\varphi\cdot\cos\delta)^{1/2}}{\cos\varphi\cdot\{\sin(\varphi+\delta)\}^{1/2}}\right] + \tan\varphi \quad (2.67)$$

$$K_{p,C} = \frac{\cos^2(\varphi+\eta)}{\cos^2\eta\cdot\cos(\eta-\delta)\cdot\left[1-\left(\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\eta-\delta)\cdot\cos(\eta-\beta)}\right)^{1/2}\right]^2} \quad (2.68)$$

$$\tan(\theta_p) = \left[\frac{(\sin \varphi \cdot \cos \delta)^{1/2}}{\cos \varphi \cdot \{\sin(\varphi + \delta)\}^{1/2}} \right] - \tan \varphi \quad (2.69)$$

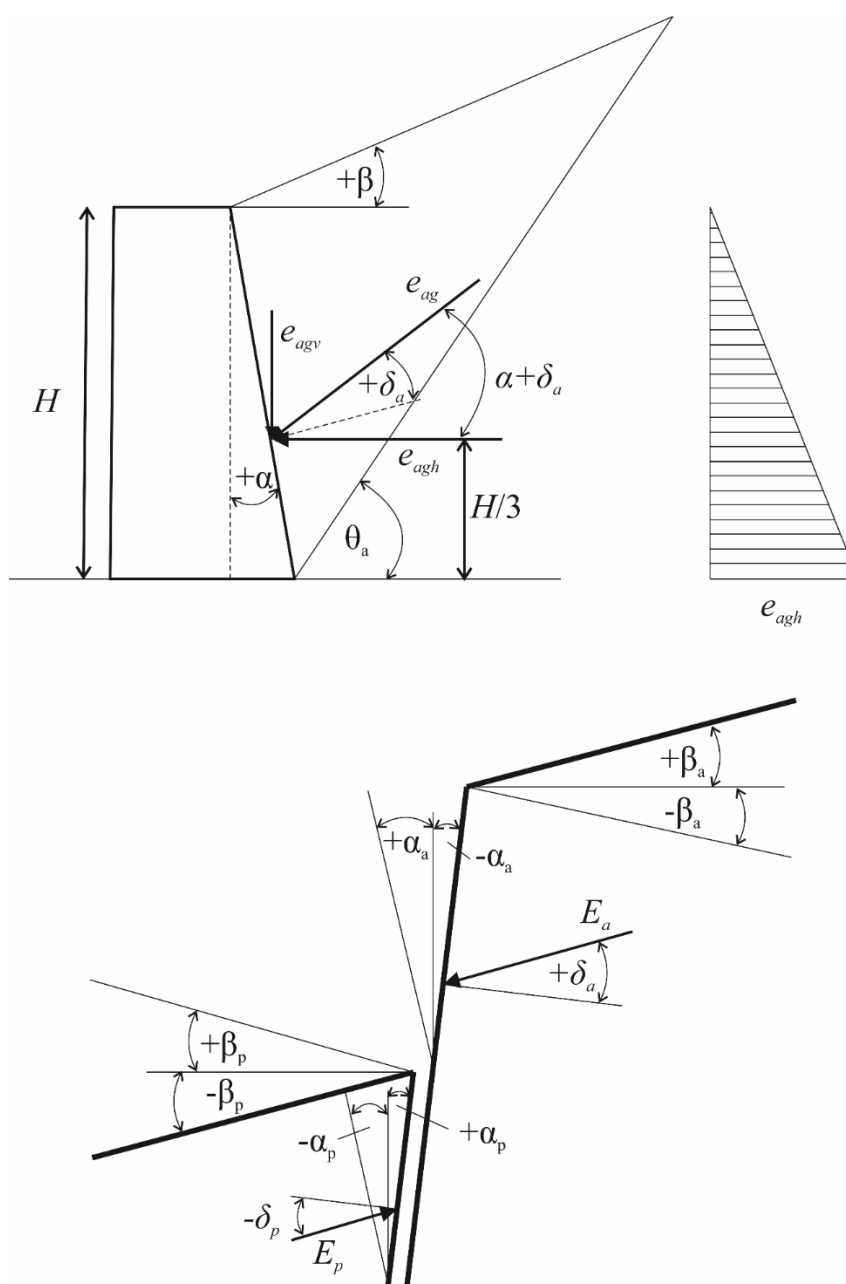
$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_{a,c} \cdot \gamma \cdot H_0^2 \quad (2.70)$$

$$P_{a,x} = P_a \cdot \cos(\delta + \eta) \quad (2.71)$$

$$P_{a,y} = P_a \cdot \sin(\delta + \eta) \quad (2.72)$$

$$z_a = H_0/3 \quad (2.73)$$

2.14 Splošna enačba za določitev aktivnih in pasivnih tlakov – DIN 4085,



Slika 2-16: Splošna enačba za določitev aktivnih in pasivnih tlakov - DIN 4085.

Prispevek zaradi lastne teže tal (aktivni koeficient zemeljskega pritiska) [11]:

$$K_{agh} = \left[\frac{\cos(\varphi'_k - \alpha)}{\cos \alpha \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_k + \delta_{a,k}) \cdot \sin(\varphi'_k - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_{a,k})}} \right)} \right]^2 \quad (2.74)$$

Prispevek zaradi enakomerne obtežbe v zaledju (aktivni koeficient zemeljskega pritiska):

$$K_{aph} = \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot K_{agh} \quad (2.75)$$

Prispevek zaradi kohezije (aktivni koeficient zemeljskega pritiska):

$$K_{ach} = \frac{2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos \varphi'_k \cdot \cos(\alpha + \delta_{a,k})}{[1 + \sin(\varphi'_k + \alpha + \delta_{a,k} - \beta)] \cdot \cos \alpha} \quad (2.76)$$

Naklon kritične porušnice (aktivni koeficient zemeljskega pritiska):

$$\theta_{ag,k} = \varphi'_k + \operatorname{atan} \left[\frac{\cos(\varphi'_k - \alpha)}{\sin(\varphi'_k - \alpha) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_k + \delta_{a,k}) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi'_k - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_{a,k})}}} \right]^2 \quad (2.77)$$

Za vrednosti: $\alpha = \beta = 0$

$$K_{agh} = \frac{\cos^2(\varphi'_k)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_k + \delta_{a,k}) \cdot \sin(\varphi'_k)}{\cos(\delta_{a,k})}} \right]^2} \quad (2.78)$$

$$K_{aph} = K_{agh} \quad (2.79)$$

$$K_{ach} = \frac{2 \cdot \cos \varphi'_k \cdot \cos(\delta_{a,k})}{1 + \sin(\varphi'_k + \delta_{a,k})} \quad (2.80)$$

$$\tan \vartheta_{a,k} = \frac{\sin \varphi'_k + \sqrt{\frac{\tan \varphi'_k}{\tan \varphi'_k + \tan \delta_{a,k}}}}{\cos \varphi'_k} \quad (2.81)$$

Opomba: za $\varphi'_k \leq 30^\circ$ lahko uporabimo tudi približek:

$$K_{ach} \approx 2 \cdot \sqrt{K_{agh}} \quad \text{cca. 15 \% večja vrednost} \quad (2.82)$$

$$K_{ach} \approx 2 \cdot \sqrt{K_{agh}} \cdot \cos(\delta_{a,k}) \quad \text{cca. 7,5 \% večja vrednost} \quad (2.83)$$

Prispevek zaradi lastne teže tal (pasivni koeficient zemeljskega pritiska):

$$K_{pgh} = \left[\frac{\cos(\varphi'_k - \alpha)}{\cos \alpha \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_k - \delta_{p,k}) \cdot \sin(\varphi'_k - \beta)}{\cos(\delta_{p,k} - \alpha) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right)} \right]^2 \quad (2.84)$$

Za vrednosti: $\alpha = \beta = 0$

$$K_{pgh} = \frac{\cos^2(\varphi'_k)}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_k - \delta_{p,k}) \cdot \sin(\varphi'_k)}{\cos(\delta_{p,k})}} \right]^2} \quad (2.85)$$

$$K_{pph} = K_{pgh} \quad (2.86)$$

$$K_{pch} = \frac{2 \cdot \cos \varphi'_k \cdot \cos(\delta_{p,k})}{1 - \sin(\varphi'_k - \delta_{p,k})} \quad (2.87)$$

$$\tan \vartheta_{p,k} = \frac{1}{\left[\cos \varphi'_k \cdot \sqrt{\frac{\tan \varphi'_k - \tan \delta_{p,k}}{\tan \varphi'_k}} \right]^2} - \tan \varphi'_k \quad (2.88)$$

2.15 Evrokod 7-1

Evrokod podaja diagrame za določitev koeficientov aktivnega in pasivnega zemeljskega pritiska [6]:

$$\sigma_a = K_a \cdot \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) - 2c \sqrt{K_a \cdot (1 + a/c)} + u \quad (2.89)$$

$$\sigma_p = K_p \cdot \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + 2c \sqrt{K_p \cdot (1 + a/c)} + u \quad (2.90)$$

$$\sigma'_a = K_{a\gamma} \cdot \left(\int_0^z \gamma dz - u \right) + K_{aq} \cdot q - K_{ac} \cdot c \quad (2.91)$$

$$\sigma'_p = K_{p\gamma} \cdot \left(\int_0^z \gamma dz - u \right) + p_{aq} \cdot q + K_{pc} \cdot c \quad (2.92)$$

$$\left. \begin{matrix} K_{a\gamma} \\ K_{p\gamma} \end{matrix} \right\} = K_n \cdot \cos \beta \cdot \cos(\beta - \theta) \quad (2.93)$$

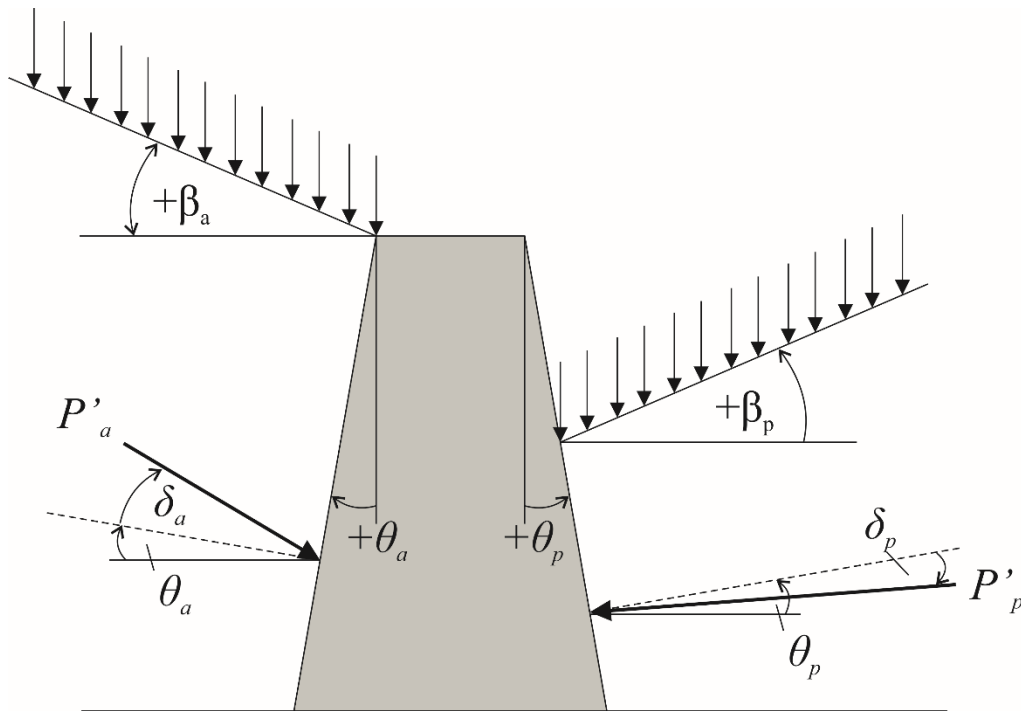
$$\left. \begin{matrix} K_{aq} \\ K_{pq} \end{matrix} \right\} = K_n \cdot \cos^2 \beta = \left\{ \begin{matrix} K_{a\gamma} \\ K_{p\gamma} \end{matrix} \right\} \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \theta)} \quad (2.94)$$

$$\left. \begin{matrix} K_{ac} \\ K_{pc} \end{matrix} \right\} = (K_n - 1) \cdot \cot \varphi = \left(\frac{1}{\cos \beta \cdot \cos(\beta - \theta)} \cdot \left\{ \begin{matrix} K_{a\gamma} \\ K_{p\gamma} \end{matrix} \right\} - 1 \right) \cdot \cot \varphi \quad (2.95)$$

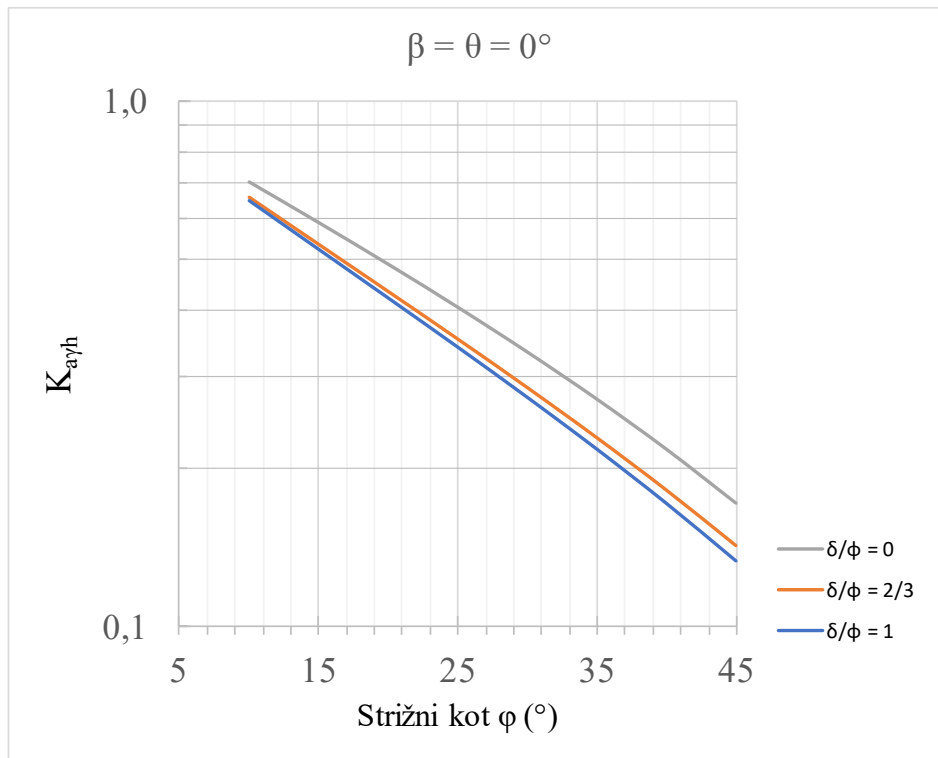
$$K_n = \frac{1 \pm \sin \varphi \times \sin(2m_w \pm \varphi)}{1 \mp \sin \varphi \times \sin(2m_t \pm \varphi)} \cdot e^{\pm 2 \cdot (m_t + \beta - m_w - \theta) \cdot \tan \varphi} \quad (2.96)$$

$$2m_t = \cos^{-1} \left(\frac{-\sin \beta}{\pm \sin \varphi} \right) \mp \varphi - \beta \quad (2.97)$$

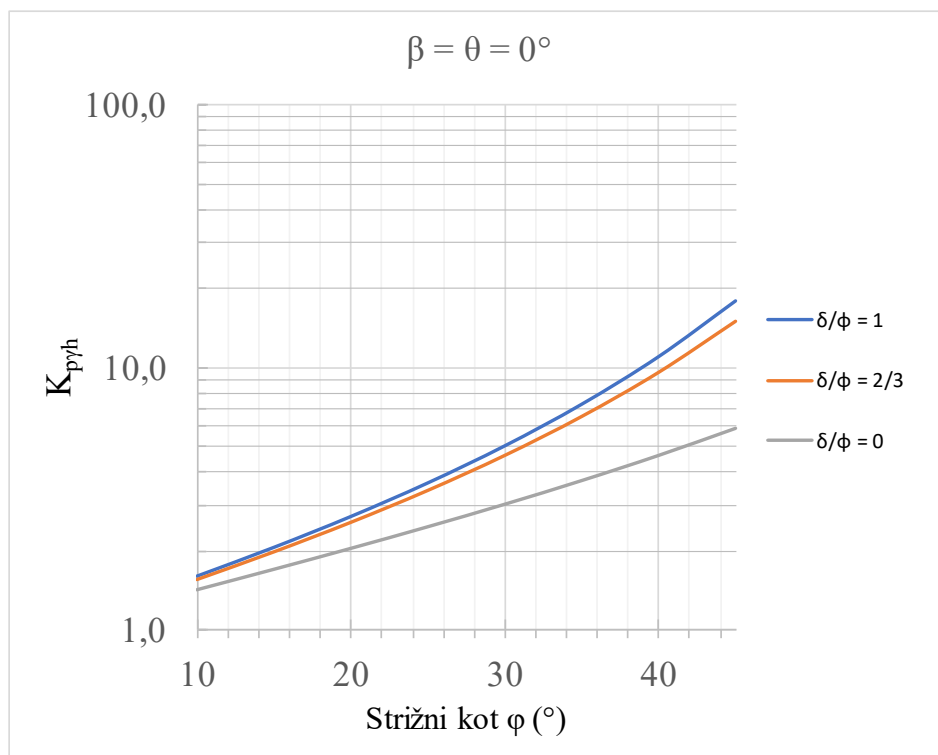
$$2m_w = \cos^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) \mp \varphi \mp \delta \quad (2.98)$$



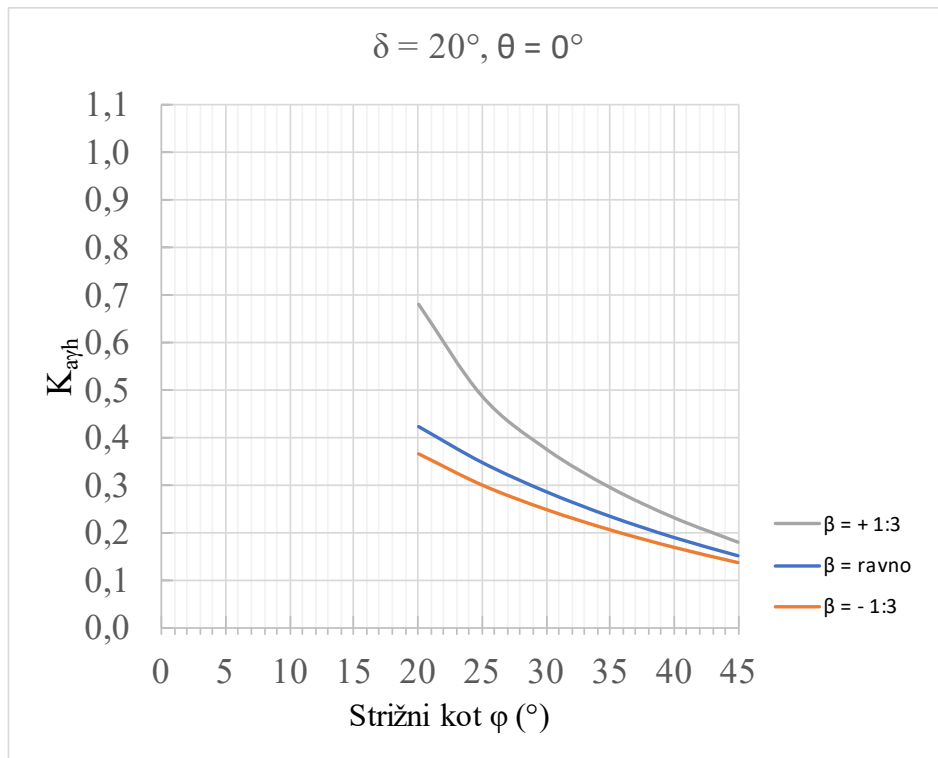
Slika 2-17: Splošna enačba za določitev aktivnih in pasivnih tlakov – Evrokod 7.



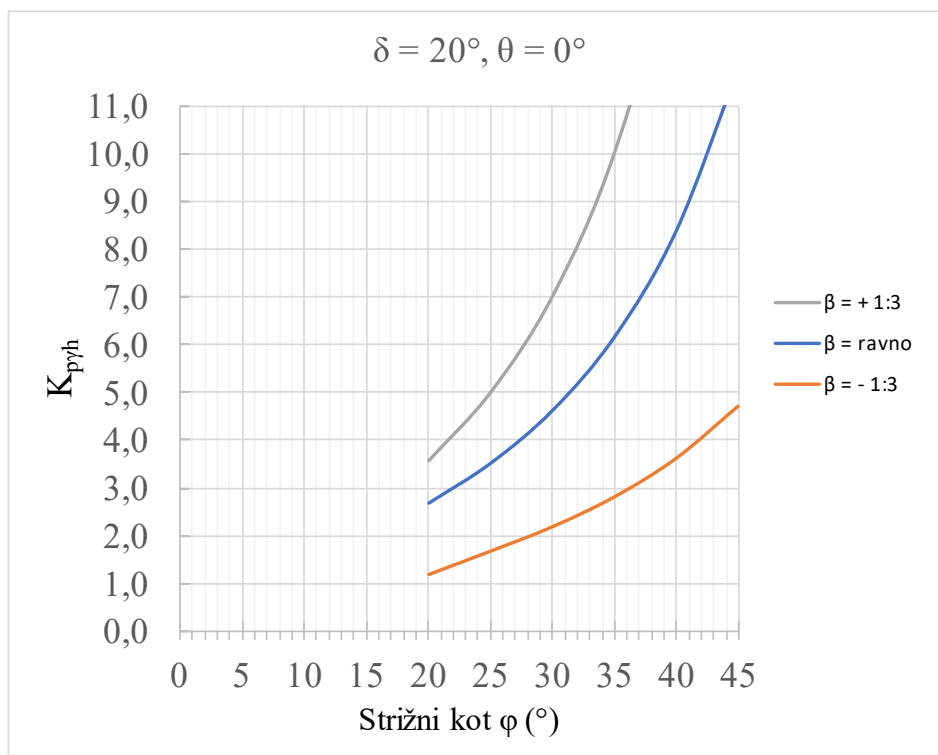
Slika 2-18: Koeficient aktivnega zemeljskega pritiska v odvisnosti od strižnega kota zemljine.



Slika 2-19: Koeficient pasivnega zemeljskega pritiska v odvisnosti od strižnega kota zemljine.



Slika 2-20: Koeficient aktivnega zemeljskega pritiska za različne naklone zaledja.



Slika 2-21: Koeficient pasivnega zemeljskega pritiska za različne naklone zaledja.

2.16 Teorija klinov – metoda ekstrema

V teoriji klinov predpostavimo ravno porušnico tal v zaledni zemljini. Klin, ki se oblikuje v zaledju, ustvari tlak na podporni zid. V tej teoriji je potrebno poiskati tisto drsno površino ali klin, ki ustvari največjo silo na zid. Vsak izbrani klin je potrebno analizirati posebej, dokler ne najdemo kritičnega. Culmann je leta 1875 predlagal preprosto grafično metodo za določitev kritične drsine. Teorija je uporabna za a) koherentno in nekoherentno zemljino, b) različne naklone podpornega zidu, c) različne naklone zaledne zemljine in d) različna trenja med steno in zemljino.

Postopek določitve aktivnega tlaka v nekoherentnih tleh.

Pogosto predpostavimo, da med zemljino in zidom obstaja trenje. Kot trenja med zemljino in zidom δ lahko določimo z laboratorijskim poskusom ali pa predpostavimo, da je vrednost v območju:

$$\frac{1}{2}\varphi \leq \delta \leq \frac{2}{3}\varphi \quad (2.99)$$

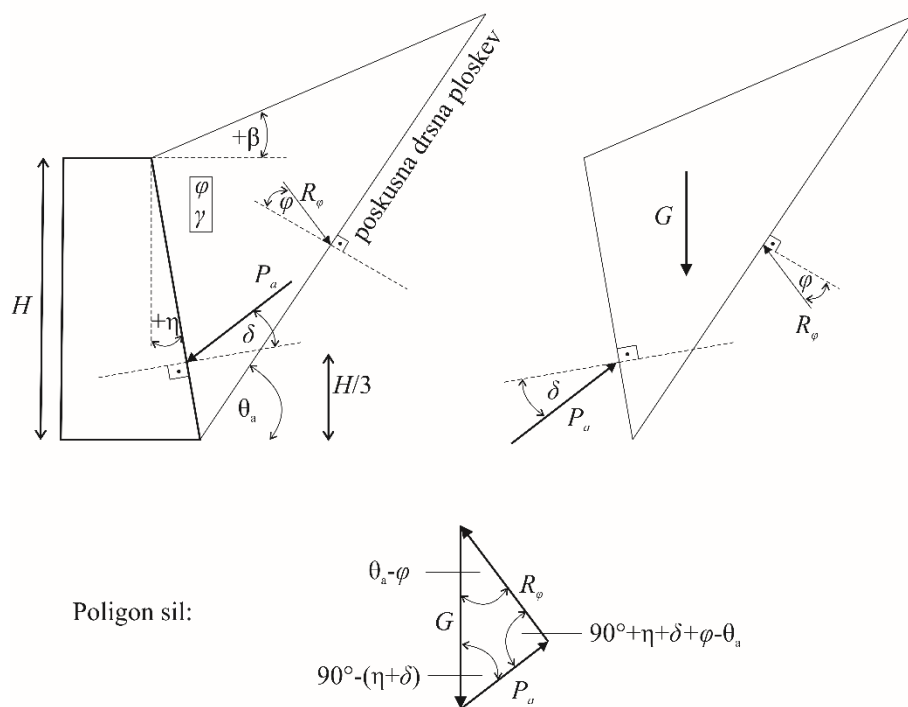
Slika 2-22 prikazuje sile, ki delujejo na zid in na izbrani klin. Prav tako je prikazan sestavljen poligon sil, na podlagi katerega lahko določimo aktivno silo P_a , ki deluje na zid. S postopkom iteracije je potrebno poiskati površino klina, ki ustreza največji vrednosti sile P_a :

G – lastna teža klina (navpično usmerjena sila),

R_φ – reakcijska sila, ki deluje na klin zemljine (vrednost sile odčitamo iz poligona sil),

φ – strižni kot (silo R_φ narišemo pod tem kotom, merjeno od normalne sile, ki deluje na klin),

δ – kot trenja med zidom in zemljino (silo P_a narišemo pod tem kotom, merjeno od normalne sile, ki deluje na zid).



Slika 2-22: Metoda ekstrema za nekoherentne zemljine.

Postopek določitve aktivnega tlaka v c - φ zemljini

V koherentnih tleh (c - φ zemljini) je potrebno poleg trenja ob zidu upoštevati tudi adhezijo med zidom in zemljino. Prav tako upoštevamo natezne razpoke, s čimer smo na varni strani. Globino nateznih razpok izračunamo z enačbo:

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad (2.100)$$

kjer je:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (2.101)$$

Adhezija (a) med zemljino in steno ima naslednje vrednosti:

$$a = \begin{cases} c & ; \text{če je } c \leq 50 \text{ kPa} \\ 50 \text{ kPa} & ; \text{če je } c > 50 \text{ kPa} \end{cases} \quad (2.102)$$

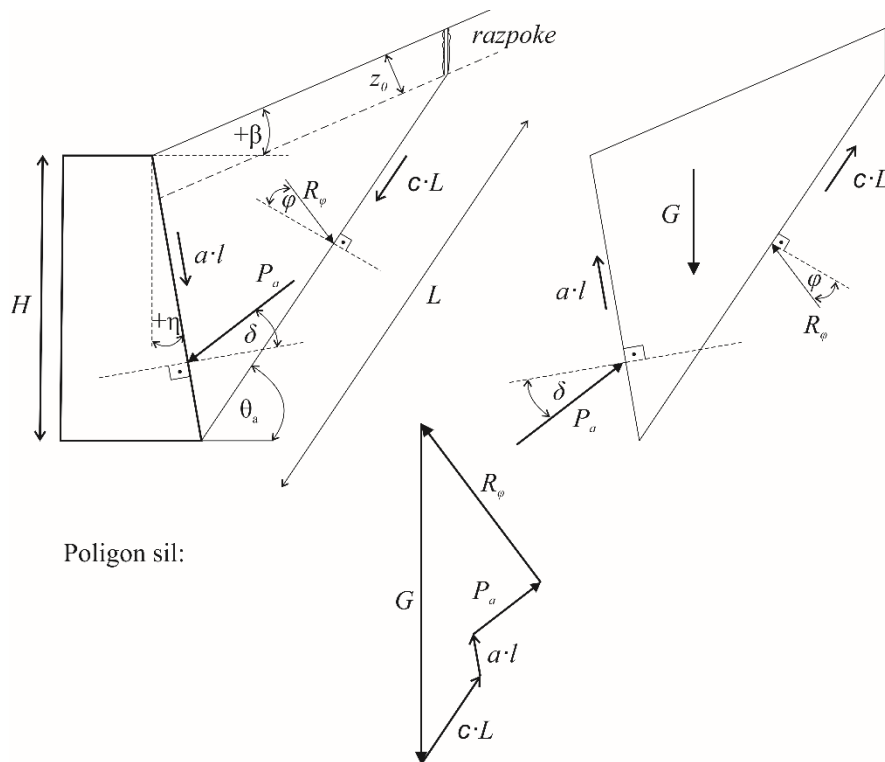
Slika 2-23 prikazuje sile, ki delujejo na steno in izbran klin zemljine:

L – dolžina izbrane drsne ploskve,

l – dolžina zidu na zaledni strani,

$a \cdot l$ – adhezijska sila,

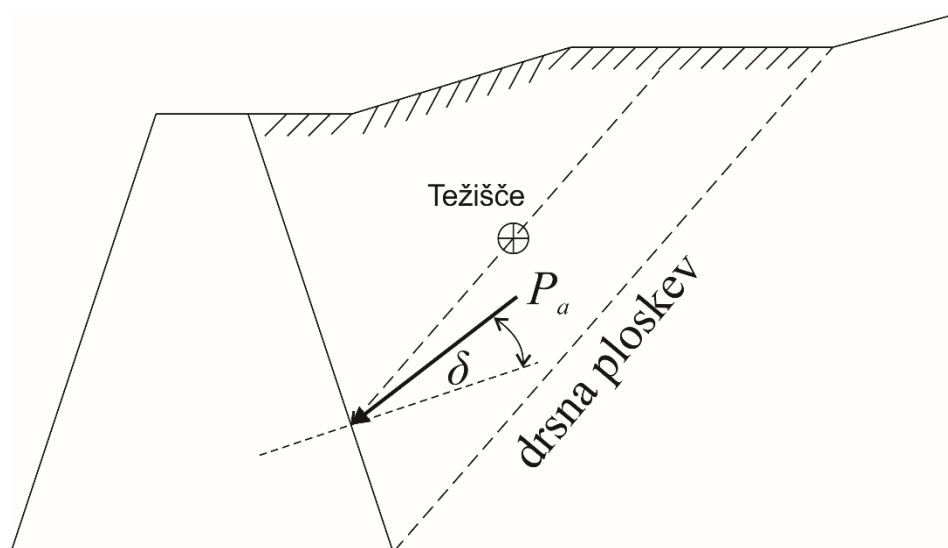
$c \cdot L$ – kohezijska sila.



Slika 2-23: Metoda ekstrema za c-φ zemljino.

Prijemališče sile P_a

Ko na zid deluje več sil, lahko dobimo rezultanto s pomočjo momentnega ravnotežja. V primeru neravne zaledne površine, lahko dobimo rezultanto P_a tako, da določimo težišče klina in narišemo vzporednico drsni površini skozi težišče klina (glej sliko 2-24).

Slika 2-24: Prijemališče sile P_a .

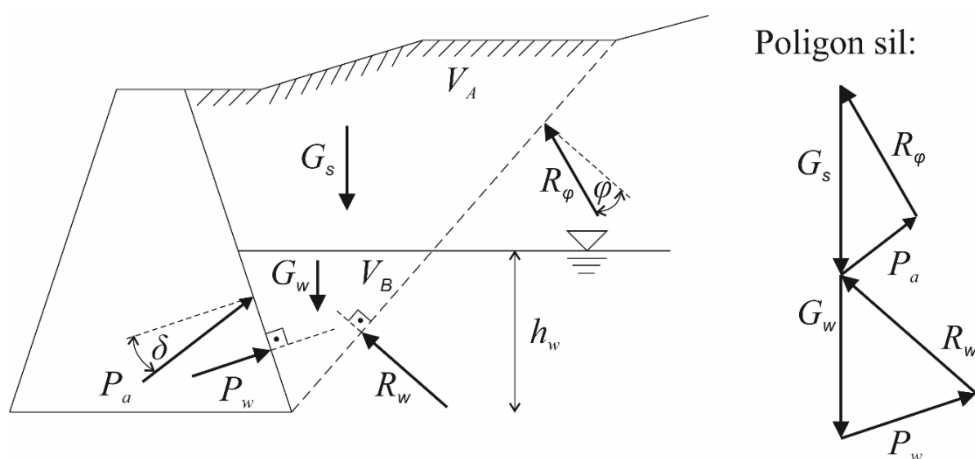
Vpliv podzemne vode na podporni zid

Če za zidom ni drenaže, potem je potrebno pri poligonu sil dodati hidrostatično silo, kot je prikazano na sliki 2-25.

$$G_s = V_A \cdot \gamma + V_B \cdot (\gamma - \gamma_w) \quad (2.103)$$

$$G_w = V_B \cdot \gamma_w \quad (2.104)$$

$$P_w = \frac{\gamma_w \cdot h_w^2}{2} \quad (2.105)$$



Slika 2-25: Vpliv podzemne vode na podporni zid.

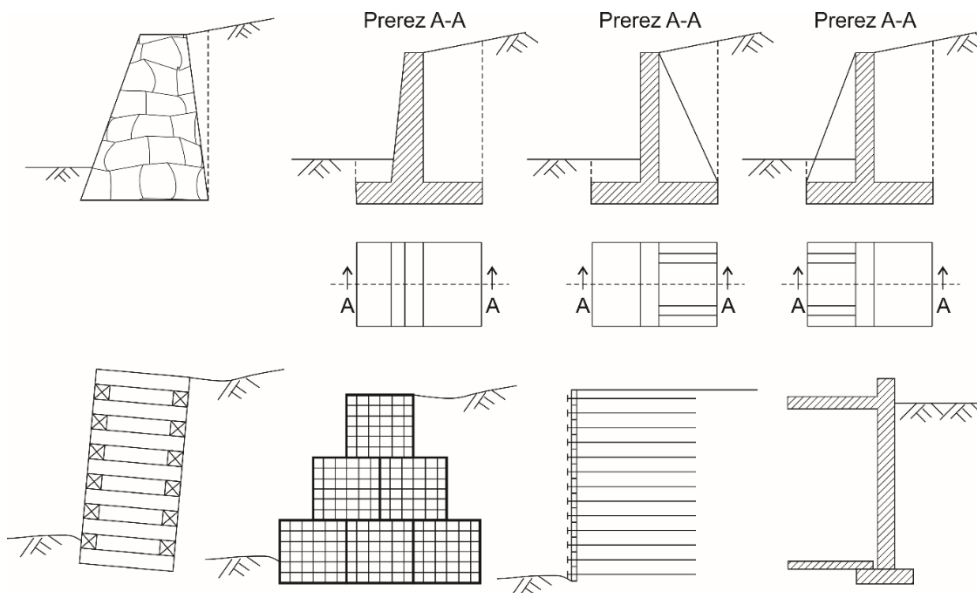
3 Stabilnost podpornih konstrukcij

Strma pobočja ne ostanejo stabilna dlje časa, zato je za zagotovitev vertikalne stene potrebna določena podpora. Najpogostejša trajna oblika podpore je oporna konstrukcija. Različne vrste opornih konstrukcij so prikazane na sliki 3-1. Te konstrukcije so toge, kar vpliva na vrednosti zemeljskih pritiskov, ki delujejo na konstrukcijo. Obremenitve na konstrukcijo nastanejo zaradi teže stene, mase nasipa, in če so prisotne zunanje obremenitve, ki delujejo na steno ali na zadnjem delu oporne konstrukcije.

Temeljna plošča oporne konstrukcije mora biti izdelana pod površino tal, da se zagotovi odpornost proti zdrsu, odpornost proti zmrzovanju in povečanje nosilnosti temeljnih tal. Zasip mora biti izdelan iz prepustnih materialov, vgrajene pa morajo biti tudi drenažne cevi, ki preprečujejo povečanje tlakov zaradi zaledne vode. Izbor gradbenih materialov in velikost prereзов je potrebno optimizirati, da zagotovimo varno konstrukcijo z najnižjimi izdelavnimi stroški.

Težnostni podporni zid ohranja stabilnost na podlagi svoje lastne teže, medtem ko armiranobetonski zid ohranja svojo stabilnost predvsem na podlagi lastne teže zemljine, ki se nahaja na temeljni plošči zidu. Obe vrsti podpornega zidu uvrščamo med težnostne podporne zidove. Obstajajo tudi vrste podpornih konstrukcij, katerih stabilnost ne izhaja na podlagi lastne teže. Takšen primer podporne konstrukcije je vitka podorna konstrukcija. Vir stabilnosti vitkih podpornih konstrukcij sta penetracija konstrukcije v zemljino in sidranje. Najsodobnejša vrsta fleksibilne podporne konstrukcije je armirana zemljina, kjer je vitko čelo konstrukcije pritrjeno na trakove, ki potekajo v zaledje nasipa.

Med nekonvencionalne vrste fleksibilne težnostne podpornih konstrukcije spadajo gabioni. Gabione se pogosto uporablja, ker jih je lahko izdelati in ni potrebno zahtevno inženirstvo. Pri projektiranju kletnih prostorov predpostavimo, da ni pomikov stene, kar posledično pomeni velike zemeljske pritiske.

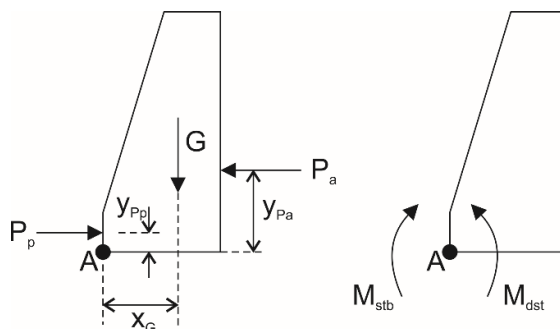


Slika 3-1: Vrste podpornih konstrukcij.

3.1 Prevrnitev težnostnega zidu

Sila aktivnega zemeljskega pritiska P_a poskuša zid zasukati v nasprotni smeri urinega kazalca okoli točke A (glej sliko 3-2). Moment, ki ga povzroči sila P_a , imenujemo "moment prevračanja (M_{dst})". Stabilizacijski moment (M_{stb}) zaradi sile teže G in pasivne sile P_p želi zid zavrteti v smeri urinega kazalca okoli točke A. Stabilizacijski moment prepreči prevrnitev težnostnega podpornega zidu:

$$M_{dst} < M_{stb} \quad (3.1)$$



Slika 3-2: Prevrnitev težnostnega zidu.

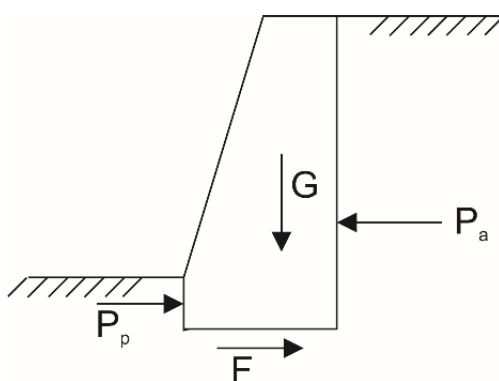
3.2 Zdrs težnostnega zidu

Horizontalna komponenta aktivne sile P_a poskuša potisniti zid naprej. Zdrs omejimo s silo trenja, ki nastane na dnu zidu, med zidom in zemljino. Zdrs lahko omejimo tudi s pasivno silo, v primeru, da ta seveda obstaja. Seštevek sile trenja in pasivne sile označimo s silo R_H :

$$P_a < R_H \quad (3.2)$$

$$F = G \cdot \tan \delta \quad (3.3)$$

$$R_{Hd} = F + P_p \quad (3.4)$$

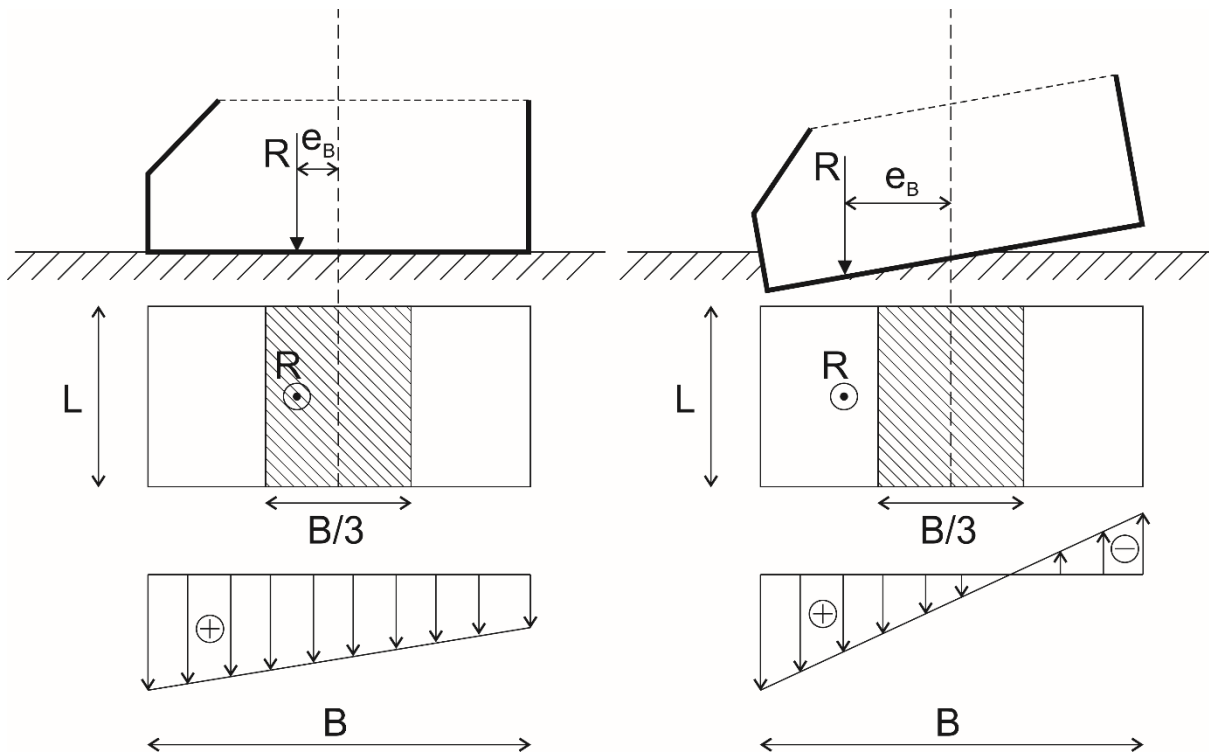


Slika 3-3: Zdrs težnostnega zidu.

3.3 Kontaktne napetosti v temeljnih tleh

Kontaktne napetosti v temeljnih tleh morajo biti manjše od nosilnosti temeljnih tal. Glede na položaj rezultante vseh sil, ki delujejo na zid, so lahko napetosti na čelni stani zidu veliko večje kot na hrbtni strani. Pri velikem momentu prevračanja je možno, da na hrbtni strani nastanejo celo natezne napetosti. S pravilom srednje tretjine zagotovimo, da je povsod pod temeljem napetost tlačna. Ker imajo kamnite zložbe zelo majhno ali nično natezno trdnost, je potrebno zagotoviti pogoj:

$$e_B \leq B/6 \quad (3.5)$$



Slika 3-4: Kontaktna napetosti v temeljnih tleh.

3.4 Zgled 1

Določite totalni aktivni zemeljski pritisk na vertikalno steno višine $h = 5$ m, ki podpira granuliran zasip s prostorninsko težo $\gamma = 20$ kN/m³ in strižnim kotom $\varphi = 34^\circ$.

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2) \quad (3.6)$$

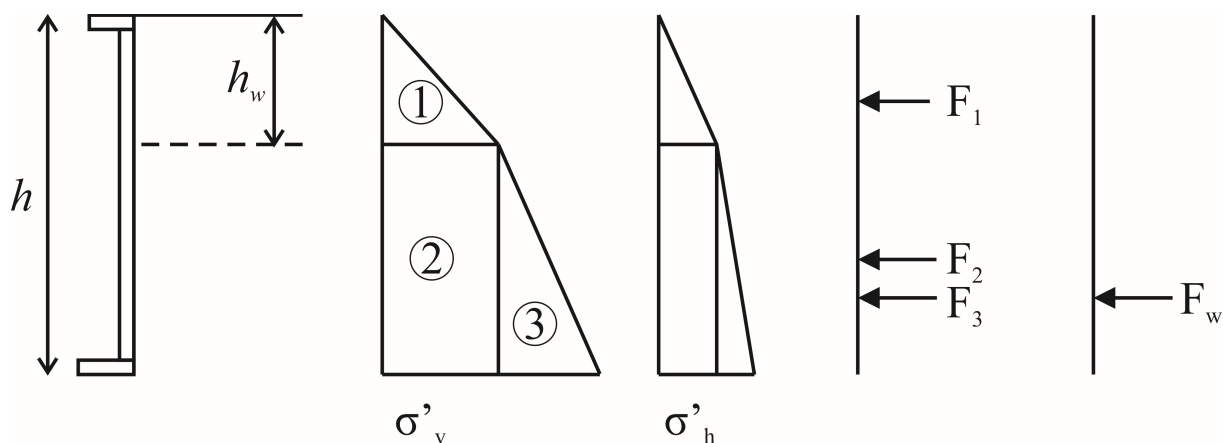
$$p_a = h \cdot \gamma \cdot K_a \quad (3.7)$$

$$F = p_a \cdot \frac{1}{2} \cdot h \quad (3.8)$$

h (m) =	5	višina stene
φ (°) =	34	strižni kot
γ (kN/m ³) =	20	prostorninska teža
K_a (-) =	0,283	koefficient aktivnega pritiska
p_a (kN/m ²) =	28,3	pritisk na dnu stene
F (kN/m) =	70,7	trikotna zvezna obtežba

3.5 Zgled 2

Določite skupni in efektivni aktivni zemeljski pritisk na vertikalno steno višine $h = 5$ m, ki podpira granuliran zasip s prostorninsko težo $\gamma = 20$ kN/m³ in strižnim kotom $\varphi = 34^\circ$. Nivo talne vode je na globini 1,8 m. Prostorninska teža nasičene zemljine znaša $\gamma_{\text{sat}} = 21$ kN/m³.

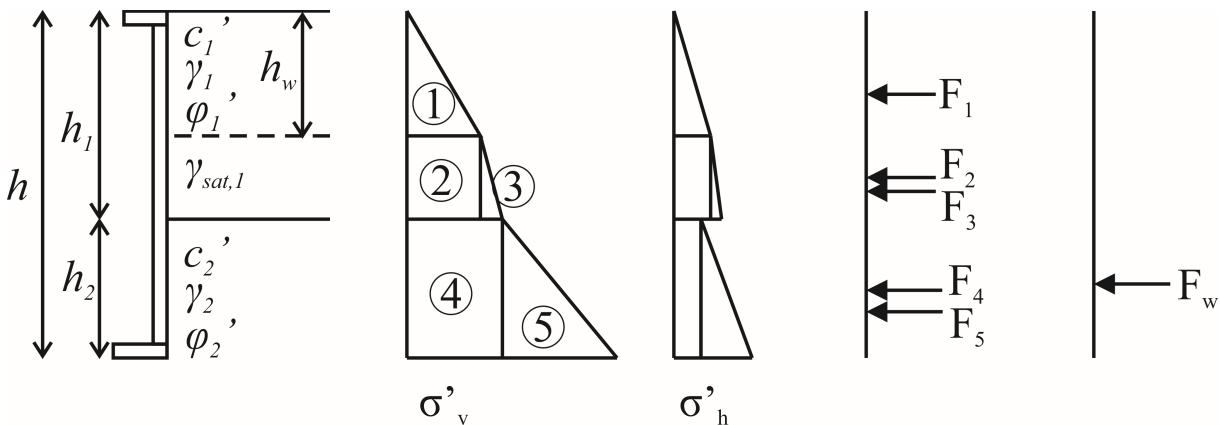


Slika 3-5: Efektivni vertikalni in horizontalni zemeljski pritiski.

h (m) =	5	višina stene
h_w (m) =	1,8	nivo podtalnice
φ (°) =	34	strižni kot
γ (kN/m ³) =	20	prostorninska teža
γ_{sat} (kN/m ³) =	21	zasičena prostorninska teža
γ_w (kN/m ³) =	9,8	prostorninska teža vode
K_a (-) =	0,283	koefficient aktivnega pritiska
$\sigma_{v,1}$ (kN/m ²) =	36,0	
$\sigma_{v,2}$ (kN/m ²) =	103,2	
$\sigma'_{v,2}$ (kN/m ²) =	71,8	
$\sigma'_{h,1}$ (kN/m ²) =	10,2	
$\sigma'_{h,2}$ (kN/m ²) =	20,3	
F_w (kN/m) =	50,2	obremenitev zaradi vode
F' (kN/m) =	57,9	efektivna obremenitev
F (kN/m) =	108,1	skupna obremenitev ($F' + F_w$)

3.6 Zgled 3

Določite totalni aktivni zemeljski pritisk na vertikalno steno višine $h = 5$ m, ki podpira zasip z dvema slojema. Nivo talne vode je na globini 1,8 m. Pod granuliranim slojem ($\gamma_1 = 20$ kN/m³, $\gamma_{sat,1} = 21$ kN/m³, $\varphi'_1 = 34^\circ$) se na globini 3 m nahaja sloj gline ($c' = 10$ kN/m², $\varphi'_2 = 25^\circ$, $\gamma_2 = 21$ kN/m³).



Slika 3-6: Zemeljski pritiski v slojevitih tleh.

$$K_{a,1} = \tan^2(45 - \varphi_1/2) \quad (3.9)$$

$$K_{a,2} = \tan^2(45 - \varphi_2/2) \quad (3.10)$$

$$\sigma'_{h,4} = K_{a,2} \cdot \sigma'_{v,2} - 2 \cdot c_2 \cdot \sqrt{K_{a,2}} \quad (3.11)$$

h (m) =	5	višina stene
h_w (m) =	1,8	nivo podtalnice
h_1 (m) =	3	debelina sloja 1
h_2 (m) =	2	debelina sloja 2
φ_1 (°) =	34	strižni kot
γ_1 (kN/m ³) =	20	prostorninska teža
$\gamma_{sat,1}$ (kN/m ³) =	21	zasičena prostorninska teža
φ_2 (°) =	25	strižni kot
c_2 (kN/m ²) =	10	kohezija
γ_2 (kN/m ³) =	21	prostorninska teža
γ_w (kN/m ³) =	9,8	prostorninska teža vode
$K_{a,1}$ (-) =	0,283	koeficient aktivnega pritiska
$K_{a,2}$ (-) =	0,406	koeficient aktivnega pritiska

$\sigma_{v,1}$ (kN/m ²) =	36,0	
$\sigma_{v,2}$ (kN/m ²) =	61,2	
$\sigma'_{v,2}$ (kN/m ²) =	49,4	
$\sigma_{v,5}$ (kN/m ²) =	103,2	F_1 (kN/m) = 9,2
$\sigma'_{v,5}$ (kN/m ²) =	71,8	F_2 (kN/m) = 12,2
$\sigma'_{h,1}$ (kN/m ²) =	10,2	F_3 (kN/m) = 2,3
$\sigma'_{h,3}$ (kN/m ²) =	14,0	F_4 (kN/m) = 14,6
$\sigma'_{h,4}$ (kN/m ²) =	7,3	F_5 (kN/m) = 9,1
$\sigma'_{h,5}$ (kN/m ²) =	16,4	F_w (kN/m) = 50,2

3.7 Zgled 4

Določite totalni aktivni zemeljski pritisk na vertikalno steno višine $h = 5$ m, ki podpira granuliran zasip s prostorninsko težo $\gamma = 20$ kN/m³ in strižnim kotom $\varphi = 34^\circ$. Upoštevajte trenje med steno in zemljino $\delta = 0,75 \cdot \varphi$.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \eta)}{\cos^2 \eta \cdot \cos(\eta + \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\eta + \delta) \cdot \cos(\eta - \beta)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (3.12)$$

Aktivni zemeljski pritisk:

η (°) =	0	naklon stene
β (°) =	0	naklon zaledja
φ (°) =	34	strižni kot
δ (°) =	25,5	kot trenja med steno in zemljino
K_a =	0,254	koeficient aktivnega pritiska
K_{ah} =	0,229	koeficient horizontalnega aktivnega pritiska
P_a (kN/m) =	63,5	skupna obremenitev na steno

3.8 Posedek težnostnega zidu

Izgradnja 3 m visokega težnostnega zidu na ravni podlagi bo povečala vertikalno napetost v tleh za približno 60 kN/m², kar je podobno napetosti, ki jo povzroči štirinadstropna stavba, temeljena na plošči. Skupni posedek pod zidom je torej lahko zelo pomemben dejavnik. Toda pri določitvi mejnih posedkov bo skupni posedek zidu pri podpornih zidovih z majhno višino redko odločilen. Razlika v posedkih vzdolž podpornega zidu zmanjšuje videz ali sposobnost zidu, da zadržuje zemljino. V nekaterih primerih velikih

diferencialnih posedkov je ogrožena trajnost zid. Zato se pri načrtovanju podpornega zidu omejujejo diferencialni posedki in zasuki. Skupin posedki so odločilni le takrat, ko obstajajo očitni razlogi za njihovo omejitev.

Pomik med zadnjo in sprednjo stran podpornega zidu, ki ga povzroči moment prevrnitve, povzroča tudi nagib. Velikost posedkov je sicer težko napovedati, saj so odvisni od razmer na terenu. Najpomembnejši vidiki, ki vplivajo na posedke zidu, so opisani v nadaljevanju:

- a) Normalno konsolidirane zemljine imajo pogosto nižjo togost kot pre-konsolidirane zemljine in zato tudi večje posedke.
- b) Posedki v grobozrnatih tleh so običajno najmanjši.
- c) V drobnozrnatih tleh se bo znaten delež končnih posedkov pojavil po končani gradnji podpornega zidu. Delež bo odvisen od profila prirastka napetosti z globino in konsolidacijskih značilnosti tal.
- d) Zemljine, ki vsebuje šoto ali organsko snov, bodo imele veliko večje posedke v primerjavi z drugimi zemljinami. Ker se večina posedkov zgodi po končani gradnji, so diferencialni posedki še posebej škodljivi. Zato je potrebno na teh tleh previdno temeljiti in preučiti številne druge rešitve.
- e) Višina in širina podpornega zidu ter zaledna obtežba vplivajo na velikost napetosti v globini, kar posledično vpliva na skupni posedek.

Pri diferencialnih pomikih je potrebno upoštevati naslednje dejavnike:

- a) Napetosti v tleh bodo večje pod osrednjim delom dolžine podpornega zidu in ne na obeh koncih zidu. Zato so nagibi podpornega zidu najbolj izraziti na začetku in koncu dolžine podpornega zidu.
- b) Najbolj opazna so močna povečanja diferencialnih posedkov vzdolž podpornega zidu. To je lahko posledica nenadne razlike v višini podpornega zidu, na primer tam, kjer se prvotna topografija nenadoma spremeni, zgornji del stene pa ostane na isti ravni.

Za temelje na drobnozrnih tleh lahko uporabimo načelo "lebdenja" temelja zidu (odstraniti obremenitev in nato nadomestitev z enakovredno obremenitvijo), s čimer zmanjšamo posedek zidu. Zid je potrebno postaviti dovolj hitro, da drobnozrnata zemljina (glina) nima časa, da bi se odzvala na prvotno razbremenitev.

Kadar se pričakujejo prekomerni diferencialni posedki, je običajno najceneje zaobiti težavo kot pa poskušati zmanjšati posedke. V mnogih primerih je edini način za zmanjšanje posedkov temeljenje na pilotih. Ukrepi, kot je preobremenitev, po možnosti pospešena z vertikalnimi drenažami, se lahko uporabijo tudi za aktiviranje posedkov pred gradnjo zidu. Če lahko načrtujemo težnostni podporni zid tako, da diferencialni posedki niso preveliki, bo takšna zasnova zidu verjetno tudi najbolj ekonomična. Pogosto se izogibamo dolgim ravnim črtam, ki poudarjajo učinke diferencialnih posedkov. To je mogoče doseči na primer tudi tako, da vegetaciji omogočimo rast čez previsni rob zidu.

Poenostavljena ocena posedka se lahko izračuna na podlagi naslednjih predpostavk:

- Zid obravnavamo kot pasovni temelj, pri čemer je dolžina stene vsaj štirikrat večja od širine temelja.
- Zid se nahaja nad slojem zemljine neskončne globine in konstantne togosti.

Za grobozrnato zemljino, ki je običajno zgoščena, uporabimo spodnjo enačbo za izračun posedka [12]:

$$s \text{ (mm)} = \frac{2,5 \cdot q \cdot B^{0,7}}{N^{1,4}} \quad (3.13)$$

Za pre-konsolidirano glino uporabimo naslednjo enačbo za izračun dolgotrajnih posedka [13]:

$$s \text{ (mm)} = \frac{15 \cdot q \cdot B}{c_u} \quad (3.14)$$

kjer je:

q – povprečna vrednost napetosti pod temeljem (kPa),

c_u – nedrenirana strižna trdnost (kPa),

B – širina temelja (m),

N – število udarcev preiskave SPT.

Vrednosti c_u in N morata biti ustrezni glede na cono zemljine, ki je obremenjena z dodatno napetostjo. Posedki v običajno konsolidiranih glinah bi bili večji od vrednosti, izračunanih z enačbo za pre-konsolidirane gline.

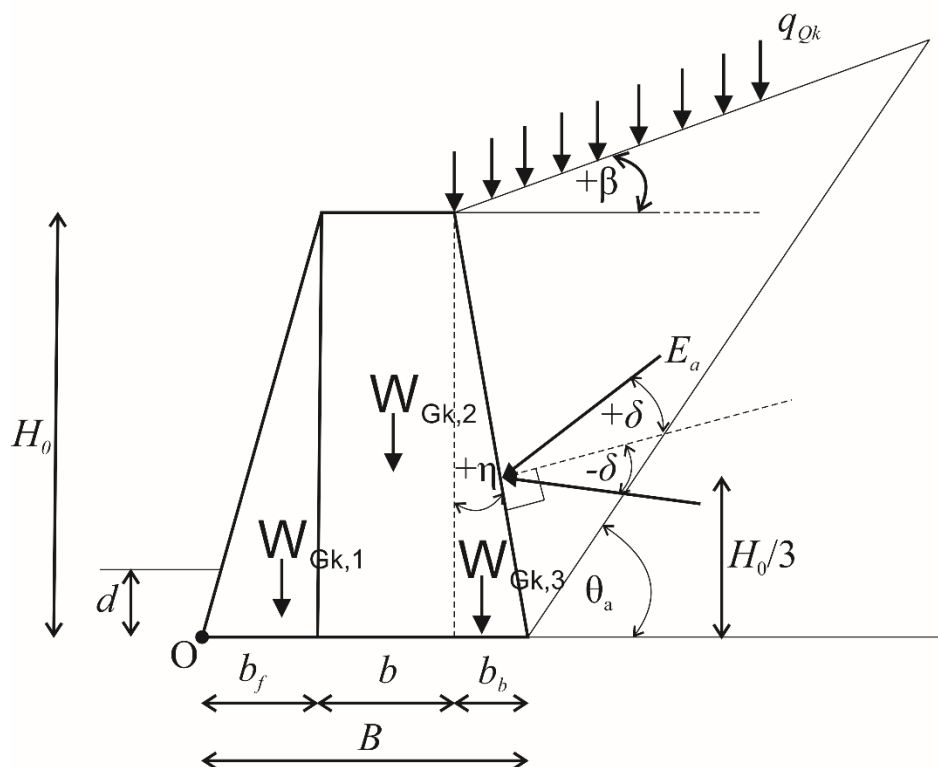
3.9 Različne vrste težnostnih podpornih konstrukcij



Slika 3-7: Različne vrste težnostnih podpornih konstrukcij.

3.10 Računski primer 4: Težnostni podporni zid.

Za izbrane projektne podatke preverite ustreznost težnostnega podpornega zidu. Uporabite delne količnike varnosti projektne pristopa 1, kombinacije 2.



Slika 3-8: Težnostni podporni zid.

Geometrija		c'_k (kPa) =	0
H_0 (m) =	6 [F]	γ_k (kN/m ³) =	18
b_f (m) =	1	δ_k (°) =	25,3
b_b (m) =	1,2	Drenirani pogoji:	
b (m) =	0,8	$\varphi_{k,tem}$ (°) =	38
B (m) =	3	$c_{k,tem}$ (kPa) =	0
d (m) =	0,75	$\gamma_{k,tem}$ (kN/m ³) =	18
η (°) =	11,3	$\delta_{k,tem}$ (°) =	38,00
Obtežba:		Nedrenirani pogoji:	
q_{Qk} (kN/m ²) =	0	$c_{uk,tem}$ (kPa) =	80
β (°) =	10	Beton:	
Zemljina:		γ_{ck} (kN/m ³) =	23,5
φ'_k (°) =	38 [F]	$f_{c,k}$ (MPa) =	30

Količniki varnosti:

$\gamma_G (-) =$	1,00
$\gamma_{G,fav} (-) =$	1,00
$\gamma_Q (-) =$	1,30
$\gamma_\varphi (-) =$	1,25
$\gamma_c (-) =$	1,25
$\gamma_{cu} (-) =$	1,40
$\gamma_{Rv} (-) =$	1,00
$\gamma_{Rh} (-) =$	1,00

Projektne lastnosti zemlje:

$\varphi_d (^\circ) =$	32,0
$c'_d (\text{kPa}) =$	0
$\delta_d (^\circ) =$	20,7
$K_{ad} (-) =$	0,423
Drenirani pogoji	
$\varphi_{d,tem} (^\circ) =$	32,0
$c_{d,tem} (\text{kPa}) =$	0,0
$\delta_{d,tem} (^\circ) =$	32,0

Nedrenirani pogoji:

$c_{ud,tem} (\text{kPa}) =$	57,1
-----------------------------	------

Teža in momenti:

$H_0 (\text{m}) =$	6
$W_{Gk,1} (\text{kN/m}) =$	70,5
$W_{Gk,2} (\text{kN/m}) =$	112,80
$W_{Gk,3} (\text{kN/m}) =$	84,60
$E_a (\text{kN/m}) =$	137,05
$E_{a,h} (\text{kN/m}) =$	116,2
$E_{a,v} (\text{kN/m}) =$	72,7
$Q_h (\text{kN/m}) =$	0,0
$Q_v (\text{kN/m}) =$	0,00
$M_{Gk,1} (\text{kNm/m}) =$	47,0
$M_{Gk,2} (\text{kNm/m}) =$	157,9
$M_{Gk,3} (\text{kNm/m}) =$	186,1
$M_{Ea,h} (\text{kNm/m}) =$	232,3
$M_{Ea,v} (\text{kNm/m}) =$	189,1
$M_{Qh} (\text{kNm/m}) =$	0,0

$$M_{Qv} (\text{kNm/m}) = 0,0$$

$$W_{Gk} (\text{kN/m}) = 267,9$$

$$M_k (\text{kNm/m}) = 580,14$$

Zdrs:*Drenirani pogoji:*

$$H_{Ed} (\text{kN/m}) = 116,2$$

$$V_{d,fav} (\text{kN/m}) = 340,6$$

$$\delta_{d,tem} (^\circ) = 32,0$$

$$H_{Rd} (\text{kN}) = 212,9$$

$$IZ_{zdrs} (\%) = 55$$

Nedrenirani pogoji:

$$H_{Rd} (\text{kN/m}) = 171,4$$

$$IZ_{zdrs} (\%) = 68$$

Nosilnost temeljnih tal:

$$V_d (\text{kN/m}) = 340,6$$

$$M_{Ed,stab} (\text{kNm/m}) = 580,1$$

$$M_{Ed,dst} (\text{kNm/m}) = 232,3$$

$$e_B (\text{m}) = 0,48$$

$$e_{B,max} (\text{m}) = 0,50$$

$$B' (\text{m}) = 2,04$$

$$A' (\text{m}^2) = 2,04$$

Drenirani pogoji:

$$q (\text{kN/m}^2) = 13,50$$

$$N_q (-) = 23,19$$

$$N_c (-) = 35,51$$

$$N_\gamma (-) = 27,7$$

$$s_q (-) = 1,00$$

$$s_c (-) = 1,00$$

$$s_\gamma (-) = 1,00$$

$$m_B (-) = 2,00$$

$$i_q (-) = 0,434$$

$$i_c (-) = 0,409$$

$$i_\gamma (-) = 0,286$$

$$R_d (\text{kN/m}) = 575,79$$

$$q_{Rd} (\text{kN/m}^2) = 281,9$$

$$R_d - V_d > 0 (\text{kN}) = 235,15$$

$$IZ_{nosil} (\%) = 59$$

Nedrenirani pogoji:

$$\begin{aligned} i_c (-) &= 0,53 \\ q_{ult} (\text{kPa}) &= 170,5 \\ q_{Rd} (\text{kPa}) &= 170,5 \\ R_d (\text{kN/m}) &= 348,1 \\ R_d - V_d > 0 (\text{kN}) &= 7,5 \end{aligned}$$

Pevrnitev:

$$\begin{aligned} M_{Ed, \text{stb}} (\text{kNm/m}) &= 580,1 \\ M_{Ed, \text{dst}} (\text{kNm/m}) &= 232,3 \\ IZ_{\text{prev}} (\%) &= 40,0 \end{aligned}$$

Kontaktne napetosti:

$$\begin{aligned} q_{\text{max}} (\text{kPa}) &= 222,29 \\ q_{\text{min}} (\text{kPa}) &= 4,80 \end{aligned}$$

$$\eta = \tan^{-1} \left(\frac{b_b}{H_0} \right) \quad (\text{R4-1})$$

$$\varphi_{d, \text{tem}} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi_{k, \text{tem}}}{\gamma_\varphi} \right) \quad (\text{R4-2})$$

$$\delta_{d, \text{tem}} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi_{k, \text{tem}}}{\gamma_\varphi} \right) \quad (\text{R4-3})$$

$$c_{d, \text{tem}} = \frac{c_{k, \text{tem}}}{\gamma_c} \quad (\text{R4-4})$$

$$c_{ud, \text{tem}} = \frac{c_{uk, \text{tem}}}{\gamma_{cu}} \quad (\text{R4-5})$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi_d - \eta)}{\cos^2 \eta \cdot \cos(\eta + \delta_d) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi_d - \beta)}{\cos(\eta + \delta_d) \cdot \cos(\eta - \beta)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (\text{R4-6})$$

$$B = b_f + b + b_b \quad (\text{R4-7})$$

$$W_{Gk,1} = \gamma_{ck} \cdot b_f \cdot H_0 / 2 \quad (\text{R4-8})$$

$$W_{Gk,2} = \gamma_{ck} \cdot b \cdot H_0 \quad (\text{R4-9})$$

$$W_{Gk,3} = \gamma_{ck} \cdot b_b \cdot H_0 / 2 \quad (\text{R4-10})$$

$$W_{Gk} = W_{Gk,1} + W_{Gk,2} + W_{Gk,3} \quad (\text{R4-11})$$

$$E_a = 0,5 \cdot K_{a,d} \cdot \gamma_k \cdot H_0^2 \quad (\text{R4-12})$$

$$E_{a,h} = E_a \cdot \cos(\delta + \eta) \quad (\text{R4-13})$$

$$E_{a,v} = E_a \cdot \sin(\delta + \eta) \quad (\text{R4-14})$$

$$Q_h = K_{ad} \cdot q_{Qk} \cdot H_0 \cdot \cos(\delta + \eta) \quad (\text{R4-15})$$

$$Q_v = K_{ad} \cdot q_{Qk} \cdot H_0 \cdot \sin(\delta + \eta) \quad (\text{R4-16})$$

$$M_{Gk,1} = W_{Gk,1} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot b_f \right) \quad (\text{R4-17})$$

$$M_{Gk,2} = W_{Gk,2} \cdot (b_f + b/2) \quad (\text{R4-18})$$

$$M_{Gk,3} = W_{Gk,3} \cdot (b_f + b + b_b/3) \quad (\text{R4-19})$$

$$M_{E_{a,v}} = E_{a,v} \cdot (b_f + b + 2 \cdot b_b/3) \quad (\text{R4-20})$$

$$M_{Q_v} = Q_v \cdot (b_f + b + b_b/2) \quad (\text{R4-21})$$

$$M_{E_{a,h}} = E_{a,h} \cdot H_0/3 \quad (\text{R4-22})$$

$$M_{Q_h} = Q_h \cdot H_0/2 \quad (\text{R4-23})$$

$$M_k = M_{Gk,1} + M_{Gk,2} + M_{Gk,3} + M_{E_{a,v}} \quad (\text{R4-24})$$

Preveritev na zdrs temelja:

Zdrs (drenirani pogoji):

$$H_{Ed} = \gamma_G \cdot E_{a,h} + \gamma_Q \cdot Q_h \quad (\text{R4-25})$$

$$V_{d,fav} = \gamma_{G,fav} \cdot W_{Gk} + \gamma_G \cdot E_{a,v} + \gamma_Q \cdot Q_v \quad (\text{R4-26})$$

$$H_{Rd} = (V_{d,fav} \cdot \tan \delta_{d,tem}) / \gamma_{Rh} \quad (\text{R4-27})$$

$$H_{Rd} \geq H_{Ed} \quad (\text{R4-28})$$

Zdrs (nedrenirani pogoji):

$$H_{Rd} = A' \cdot c_{ud,tem} / \gamma_{Rh} \quad (\text{R4-29})$$

Preveritev nosilnosti temeljnih tal:

Nosilnost temeljnih tal (drenirani pogoji):

$$V_d = \gamma_G \cdot W_{Gk} + \gamma_G \cdot E_{a,v} + \gamma_Q \cdot Q_v \quad (\text{R4-30})$$

$$M_{Ed,stb} = \gamma_{G,fav} \cdot (M_{Gk,1} + M_{Gk,2} + M_{Gk,3}) + \gamma_G \cdot M_{E_{a,v}} + \gamma_Q \cdot M_{Q_v} \quad (\text{R4-31})$$

$$M_{Ed,dst} = \gamma_G \cdot M_{E_{a,h}} + \gamma_Q \cdot M_{Q_h} \quad (\text{R4-32})$$

$$e_B = B/2 - (M_{Ed,stb} - M_{Ed,dst}) / V_d \quad (\text{R4-33})$$

$$e_{B,max} = B/6; \text{ dovoljene samo tlačne napetosti} \quad (\text{R4-34})$$

$$e_B \leq e_{B,max} \quad (\text{R4-35})$$

$$B' = B - 2 \cdot |e_B| \quad (\text{R4-36})$$

$$A' = B' \cdot 1m \quad (\text{R4-37})$$

$$q' = \gamma'_{k,tem} \cdot (d - \Delta H) \quad (\text{R4-38})$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'_{d,tem}} \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi'_{d,tem}/2) \quad (\text{R4-39})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'_{d,tem} \quad (\text{R4-40})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'_{d,tem}; \text{ za } \delta_{d,tem} > \varphi'_{d,tem}/2 \text{ hrapava podlaga} \quad (\text{R4-41})$$

$$s_q, s_\gamma, s_c = 1; \text{ ker je } B'/L' \rightarrow 0 \quad (\text{R4-42})$$

$$m_B = 2 ; \text{ ker je } B'/L' \rightarrow 0 \quad (\text{R4-43})$$

$$i_{q,B} = \left(1 - H_{Ed}/(V_d + A' \cdot c'_{d,tem} \cdot \cot \varphi'_{d,tem})\right)^{m_B} \quad (\text{R4-44})$$

$$i_{c,B} = i_{q,B} - (1 - i_{q,B})/(N_c \cdot \tan \varphi'_{d,tem}) \quad (\text{R4-45})$$

$$i_{\gamma,B} = \left(1 - H_{Ed}/(V_d + A' \cdot c'_{d,tem} \cdot \cot \varphi'_{d,tem})\right)^{m_B+1} \quad (\text{R4-46})$$

$$b_q, b_{\gamma}, b_c = 1 ; \text{ ker je } \alpha = 0^\circ \quad (\text{R4-47})$$

$$R_d = A' \cdot \frac{(c'_{d,tem} \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_{k,tem} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma})}{\gamma_{Rv}} \quad (\text{R4-48})$$

$$R_d \geq V_d \quad (\text{R4-49})$$

$$IZ_{nosilnost} = V_d/R_d \quad (\text{R4-50})$$

Prevrnitev:

$$M_{Ed,stb} = (M_{Gk,1} + M_{Gk,2} + M_{Gk,3}) + \gamma_Q \cdot M_{Ed,v} + \gamma_Q \cdot M_{Qv} \quad (\text{R4-51})$$

$$M_{Ed,stb} \geq M_{Ed,dst} \quad (\text{R4-52})$$

$$IZ_{rot} = M_{Ed,dst}/M_{Ed,stb} \quad (\text{R4-53})$$

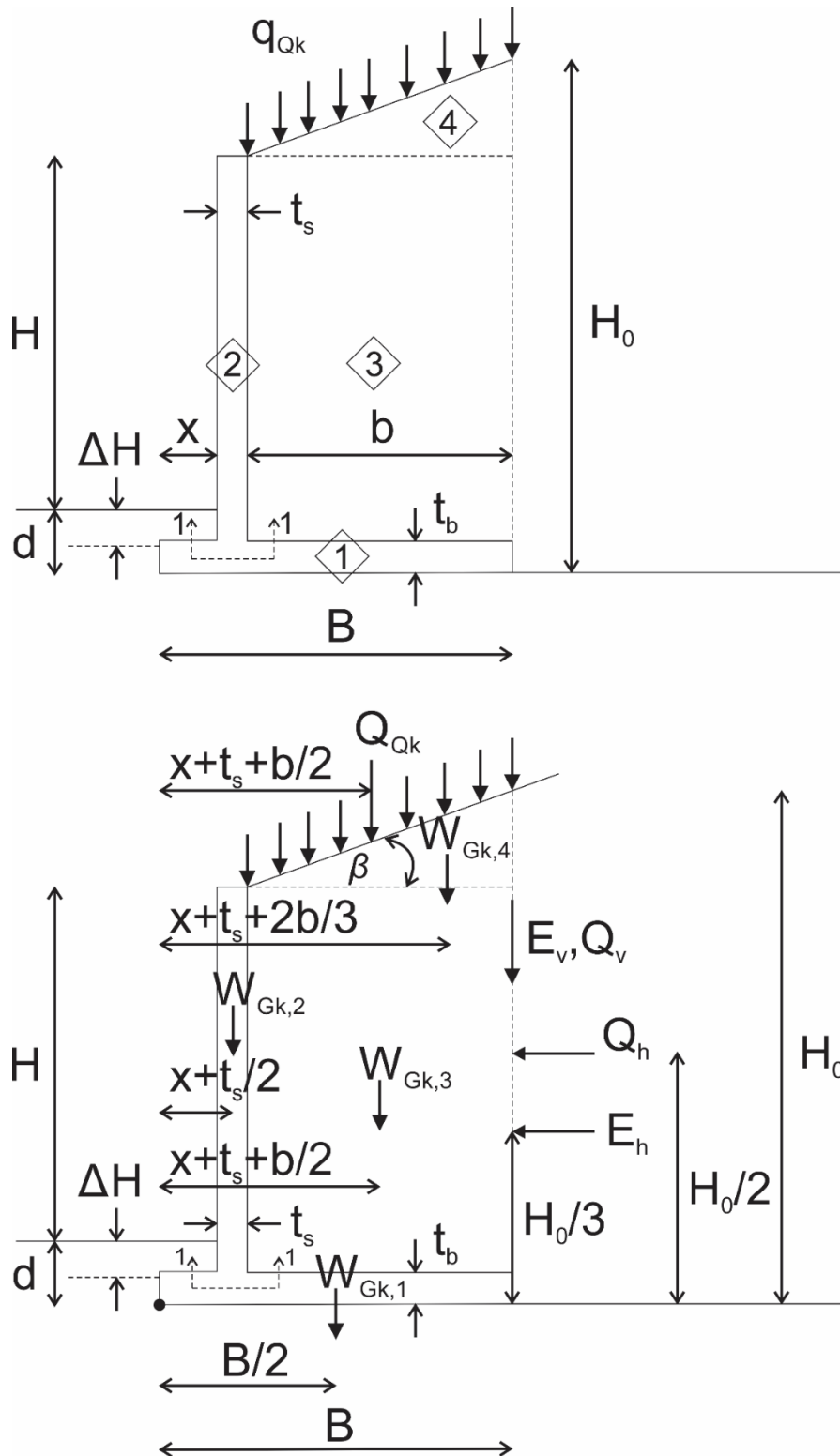
Kontaktne napetosti:

$$q_{max} = \frac{V_d}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) \quad (\text{R4-54})$$

$$q_{min} = \frac{V_d}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_B}{B}\right) \quad (\text{R4-55})$$

3.11 Računski primer 5: Armiranobetonski zid

Za izbrane projektne podatke preverite ustreznost armiranobetonskega zidu. Uporabite delne količnike varnosti za projektne pristopa 1, kombinacija 2.



Slika 3-9: Armiranobetonski zid

Geometrija:

H (m) =	3,2	[F]
B (m) =	2,800	
x (m) =	0,400	
t _s (m) =	0,25	
t _b (m) =	0,30	
d (m) =	0,40	

Obtežba:

q _{Qk} (kN/m ²) =	0
β (°) =	0

Zemljina:

Zaledna zemljina:

φ _k (°) =	35	[F]
γ _k (kN/m ³) =	18	
δ _k (°) =	0	

Nedrenirani pogoji:

c _{uk,tem} (kPa) =	45
-----------------------------	----

Beton:

γ _{ck} (kN/m ³) =	25
--	----

Količniki varnosti:

γ _G (-) =	1,00
γ _{G,fav} (-) =	1,00
γ _Q (-) =	1,30
γ _φ (-) =	1,25
γ _c (-) =	1,25
γ _{cu} (-) =	1,40
γ _{Rv} (-) =	1,00
γ _{Rh} (-) =	1,00

Projektne lastnosti zemljine:

φ _d (°) =	29,26
c' _d (kPa) =	0
δ _d (°) =	0
K _{ad} (-) =	0,34

Nedrenirani pogoji:

c _{ud,tem} (kPa) =	32,1
-----------------------------	------

Teža in momenti:

ΔH (m) =	0
H _d (m) =	3,3
b (m) =	2,15
H ₀ (m) =	3,60
W _{Gk,1} (kN/m) =	21,00
W _{Gk,2} (kN/m) =	20,63
W _{Gk,3} (kN/m) =	127,71
W _{Gk,4} (kN/m) =	0,00
Q _{Qk} (kN/m) =	0,0
E _a (kN/m) =	40,06
E _{a,x} (kN/m) =	40,06
E _{a,z} (kN/m) =	0,0
Q _x (kN/m) =	0,0
Q _z (kN/m) =	0,00
M _{Gk,1} (kNm/m) =	29,4
M _{Gk,2} (kNm/m) =	10,83
M _{Gk,3} (kNm/m) =	220,3
M _{Gk,4} (kNm/m) =	0,0
M _{Qk} (kNm/m) =	0,0
M _{Ea,x} (kNm/m) =	48,1
M _{Ea,z} (kNm/m) =	0,0
M _{Qx} (kNm/m) =	0,0
M _{Qz} (kNm/m) =	0,0
W _{Gk} (kN/m) =	169,3
M _k (kNm/m) =	260,5

Obremenitev:

V _d (kN/m) =	169,3
V _{d,fav} (kN/m) =	169,3
H _{Ed} (kN/m) =	40,1
M _{Ed,dst} (kNm/m) =	48,1

Zdrs:

Nedrenirani pogoji:

H _{Rd} (kN/m) =	90,0
IZ _{zd} (%) =	44,5

Nosilnost temeljnih tal:

$$M_{Ed, stb} \text{ (kNm/m)} = 260,5$$

$$e_B \text{ (m)} = 0,145$$

$$e_{B, max} \text{ (m)} = 0,47$$

$$B' \text{ (m)} = 2,51$$

$$A' \text{ (m}^2\text{)} = 2,51$$

$$q \text{ (kN/m}^2\text{)} = 8,8$$

Nedrenirani pogoji:

$$i_c \text{ (-)} = 0,85$$

$$q_{ult} \text{ (kPa)} = 150,1$$

$$q_{Rd} \text{ (kPa)} = 150,1$$

$$R_d \text{ (kN/m)} = 376,5$$

$$R_d - V_d > 0 \text{ (kN)} = 207,2$$

$$IZ_{nosil} \text{ (%) } = 45$$

Prevrnitev:

$$M_{Ed, stb} \text{ (kNm/m)} = 260,5$$

$$IZ_{prev} \text{ (%) } = 18$$

$$b = B - x - t_s \quad (R5-1)$$

$$H_0 = H + d + (B - x - t_s) \cdot \tan \beta \quad (R5-2)$$

$$W_{Gk,1} = \gamma_{ck} \cdot B \cdot t_b \quad (R5-3)$$

$$W_{Gk,2} = \gamma_{ck} \cdot (H + d - t_b) \cdot t_s \quad (R5-4)$$

$$W_{Gk,3} = \gamma_k \cdot b \cdot (H + d - t_b) \quad (R5-5)$$

$$W_{Gk,4} = 0,5 \cdot \gamma_k \cdot b \cdot (b \cdot \tan \beta) \quad (R5-6)$$

$$Q_{Qk} = b \cdot q_{Qk} \quad (R5-7)$$

$$E_a = 0,5 \cdot K_{a,d} \cdot \gamma_k \cdot H_0^2 \quad (R5-8)$$

$$E_{a,x} = E_a \cdot \cos \delta \quad (R5-9)$$

$$E_{a,z} = E_a \cdot \sin \delta \quad (R5-10)$$

$$Q_x = K_{a,d} \cdot q_{Qk} \cdot H_0 \cdot \cos \delta \quad (R5-11)$$

$$Q_z = K_{a,d} \cdot q_{Qk} \cdot H_0 \cdot \sin \delta \quad (R5-12)$$

$$M_{Gk,1} = W_{Gk,1} \cdot B/2 \quad (R5-13)$$

$$M_{Gk,2} = W_{Gk,2} \cdot (x + t_s/2) \quad (R5-14)$$

$$M_{Gk,3} = W_{Gk,3} \cdot (x + t_s + b/2) \quad (R5-15)$$

$$M_{Gk,4} = W_{Gk,4} \cdot \left(x + t_s + \frac{2}{3} \cdot b\right) \quad (R5-16)$$

$$M_{Qk} = Q_{Qk} \cdot (x + t_s + b/2) \quad (R5-17)$$

$$M_{E_{a,x}} = E_{a,x} \cdot H_0/3 \quad (R5-18)$$

$$M_{E_{a,z}} = E_{a,z} \cdot B \quad (R5-19)$$

$$M_{Q_x} = Q_x \cdot H_0/2 \quad (R5-20)$$

$$M_{Q_z} = Q_z \cdot B \quad (R5-21)$$

$$W_{Gk} = W_{Gk,1} + W_{Gk,2} + W_{Gk,3} + W_{Gk,4} \quad (R5-22)$$

$$M_{Gk, stb} = M_{Gk,1} + M_{Gk,2} + M_{Gk,3} + M_{Gk,4} \quad (R5-23)$$

Obremenitve:

$$V_d = \gamma_G \cdot W_{Gk} + \gamma_G \cdot E_{a,z} + \gamma_Q \cdot (Q_{Qk} + Q_z) \quad (R5-24)$$

$$V_{d,fav} = \gamma_{G,fav} \cdot W_{Gk} + \gamma_G \cdot E_{a,z} + \gamma_Q \cdot (Q_{Qk} + Q_z) \quad (R5-25)$$

$$H_{Ed} = \gamma_G \cdot E_{a,x} + \gamma_Q \cdot Q_x \quad (R5-26)$$

$$M_{Ed,dst} = \gamma_G \cdot M_{E_{a,x}} + \gamma_Q \cdot M_{Q_x} \quad (R5-27)$$

Zdrs (nedrenirani pogoji):

$$H_{Rd} = (B \cdot c_{ud,tem}) / \gamma_{Rh} \quad (R5-28)$$

$$IZ_{zdrs} = H_{Ed} / H_{Rd} \quad (R5-29)$$

Nosilnost temeljnih tal (nedrenirani pogoji):

$$M_{Ed,stb} = \gamma_{G,fav} \cdot M_{k,stb} + \gamma_G \cdot M_{E_{a,z}} + \gamma_Q \cdot (M_{Qk} + M_{Qz}) \quad (R5-30)$$

$$e_B = B/2 - (M_{Ed,stb} - M_{Ed,dst}) / V_d \quad (R5-31)$$

$$e_{B,max} = B/6 \quad (R5-34)$$

$$B' = B - 2 \cdot |e_B| \quad (R5-35)$$

$$A' = B' \cdot 1m \quad (R5-36)$$

$$i_{c,B} = 0,5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_{Ed}}{A' \cdot c_{ud,tem}}} \right); \text{ pogoj } H_{Ed} \leq A' \cdot c_{ud,tem} \quad (R5-37)$$

$$R_d = A' \cdot ((\pi + 2) \cdot c_{ud,tem} \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q) / \gamma_{Rv}; q = (d - \Delta H) \cdot \gamma_{k,tem} \quad (R5-38)$$

$$IZ_{nosilnost} = V_d / R_d \quad (R5-39)$$

Prevrnitev:

$$M_{Ed,stb} = \gamma_{G,fav} \cdot M_{k,stb} + \gamma_G \cdot M_{E_{a,z}} + \gamma_Q \cdot (M_{Qk} + M_{Qz}) \quad (R5-40)$$

$$IZ_{rot} = M_{Ed,dst} / M_{Ed,stb} \quad (R5-41)$$

Notranje statične količine izračunane v prerezu 1-1:

Mirni zemeljski pritisk:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_k \quad (R5-42)$$

$$\gamma_G = 1,35 \quad (\text{R5-43})$$

$$\gamma_Q = 1,50 \quad (\text{R5-44})$$

Prerez 1-1:

$$E_x = \gamma_G \cdot (0,5 \cdot K_{0,d} \cdot \gamma_k \cdot (H + d - t_b)^2 \cdot \cos \delta) \quad (\text{R5-45})$$

$$r_{Ex} = (H + d - t_b)/3 \quad (\text{R5-46})$$

$$Q_x = \gamma_Q \cdot (K_{0,d} \cdot q_{Qk} \cdot (H + d - t_b) \cdot \cos \delta) \quad (\text{R5-47})$$

$$r_{Qx} = (H + d - t_b)/2 \quad (\text{R5-48})$$

$$E_v = \gamma_G \cdot (0,5 \cdot K_{0,d} \cdot \gamma_k \cdot (H + d - t_b)^2 \cdot \sin \delta) \quad (\text{R5-49})$$

$$r_{Ev} = t_s/2 \quad (\text{R5-50})$$

$$Q_v = \gamma_Q \cdot (K_{0,d} \cdot q_{Qk} \cdot (H + d - t_b) \cdot \sin \delta) \quad (\text{R5-51})$$

$$r_{Qv} = t_s/2 \quad (\text{R5-52})$$

$$M_{1-1} = E_x \cdot r_{Ex} + Q_x \cdot r_{Qx} - E_v \cdot r_{Ev} - Q_v \cdot r_{Qv} \quad (\text{R5-53})$$

$$Q_{1-1} = E_x + Q_x \quad (\text{R5-54})$$

Prerez 1-1: Stena

$$E_x \text{ (kN/m)} = 56,4 \quad r_{Ex} \text{ (m)} = 1,10$$

$$Q_x \text{ (kN/m)} = 0,0 \quad r_{Qx} \text{ (m)} = 1,65$$

$$E_v \text{ (kN/m)} = 0,0 \quad r_{Ev} \text{ (m)} = 0,125$$

$$Q_v \text{ (kN/m)} = 0,0 \quad r_{Qv} \text{ (m)} = 0,125$$

$$M_{1-1} \text{ (kNm/m)} = 62,1 \quad \leq \quad M_{Rd,ts} \text{ (kNm/m)}$$

$$Q_{1-1} \text{ (kN/m)} = 56,4$$

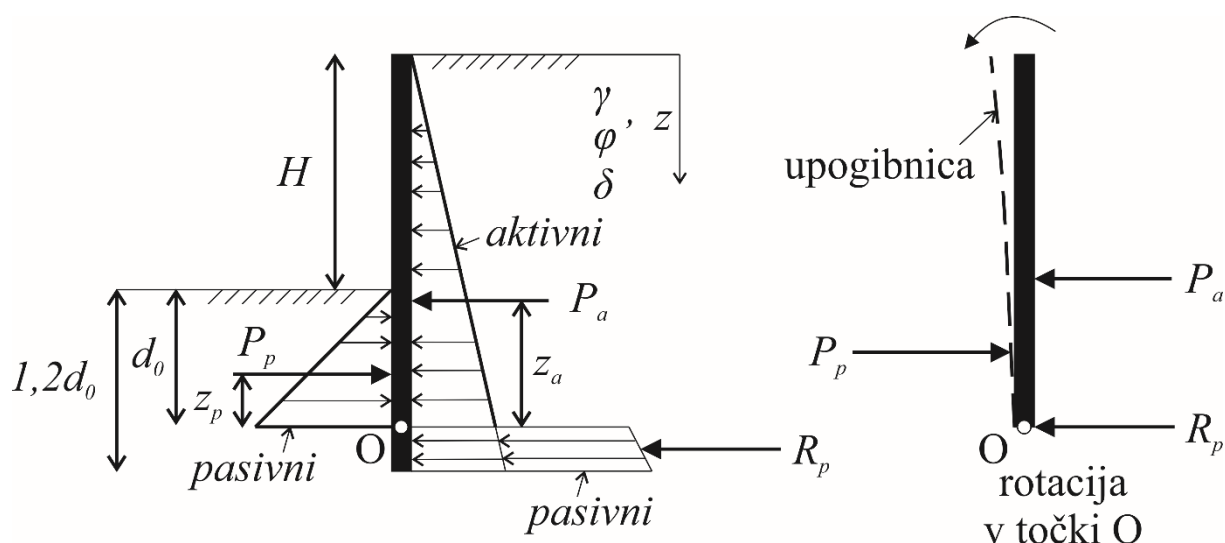
4 Vitke podporne konstrukcije

Ločimo dve osnovni vrsti vitkih podpornih konstrukcij, konzolno vpete podporne konstrukcije in sidrane podporne konstrukcije. Pri vitkih podpornih konstrukcijah je potrebno preveriti tri osnovne mehanizme porušitve:

- Porušitev pod podporno konstrukcijo: to je porušitev zaradi rotacije celotne mase zaledne zemljine in je popolnoma neodvisna od karakteristik stene ali sidra. Za preveritev tovrstne porušitve je potrebna standardna preveritev stabilnosti. Običajno se porušitve ne more preprečiti s povečanjem globine penetracije ali s prestavitvijo sidra. Porušitev lahko preprečimo z izboljšanjem karakteristik zemljine.
- Rotacijska porušitev zaradi neustrezne globine vpetja: bočni pritiski zemljine in/ali vode lahko povzročijo vrtenje toge stene okoli točke O. To vrsto porušitve je mogoče preprečiti z ustrezno globino vpetja ali z ustrezno kombinacijo penetracije in sidranja stene.
- Porušitev konstrukcije: napetosti v konstrukciji so presežene, kar privede do porušitve stene ali sidrnega elementa.

4.1 Konzolno vpete vitke podporne konstrukcije

Konzolno vpete vitke podporne konstrukcije lahko uporabljamo kot začasne ali trajne podporne konstrukcije. Podprta svetla višina konstrukcije je zaradi podajnosti stene razmeroma majhna. Stene (pilate) je potrebno vgraditi na ustrezno globino, ker je stabilnost tovrstne konstrukcije popolnoma odvisna od pasivnega odpora temeljnih tal. Pri konzolno vpeti vitki podporni konstrukciji predpostavimo, da se stena zavrti okoli točke O zaradi aktivne sile P_a . Rotaciji se upirata dve pasivni sili, P_p in R_p .



Slika 4-1: Konzolno vpeti vitka podporna konstrukcija.

$$P_a = 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma_k \cdot (H + d_0)^2 \quad (4.1)$$

$$P_p = 0,5 \cdot K_p \cdot \gamma_k \cdot (d_0)^2 \quad (4.2)$$

$$z_a = (H + d_0)/3 \quad (4.3)$$

$$z_p = d_0/3 \quad (4.4)$$

$$M_{a,0} = P_a \cdot z_a \quad (4.5)$$

$$M_{p,0} = P_p \cdot z_p \quad (4.6)$$

$$M_{a,0} = M_{p,0} \xrightarrow{\text{uravnovežimo}} d_0 \quad (4.7)$$

$$d = 1,2 \cdot d_0 \quad (4.8)$$

$$R = P_p - P_a \quad (4.9)$$

$$p_1 = K_p \cdot \gamma_k \cdot (H + 1,1 \cdot d_0) \quad (4.10)$$

$$p_2 = K_a \cdot \gamma_k \cdot (1,1 \cdot d_0) \quad (4.11)$$

$$\Delta p = p_1 - p_2 \quad (4.12)$$

$$P = \Delta p \cdot (0,2 \cdot d_0) \quad (4.13)$$

$$P \geq R \quad (4.14)$$

Konzolno vpeta vitka podpora konstrukcija se lahko poruši zaradi neustrezno upogibne in strižne nosilnosti stene. Zato je potrebno določiti velikost in mesto največjega upogibnega momenta M_{max} , in strižne sile V_{max} , hkrati pa je potrebno zasnovati steno z dovolj veliko togostjo.

$$M_z = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \frac{z}{3} - \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot (z - H)^2 \cdot \frac{(z-H)}{3}; z \geq H \quad (4.15)$$

$$M_z = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \frac{z}{3}; z \leq H \quad (4.16)$$

$$\frac{dM_z}{dz} = V = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \left((K_a - K_p) \cdot z^2 + 2 \cdot H \cdot K_p \cdot z - H^2 \cdot K_p \right) = 0$$

izračunamo $z \rightarrow M_{z,max}$ (4.17)

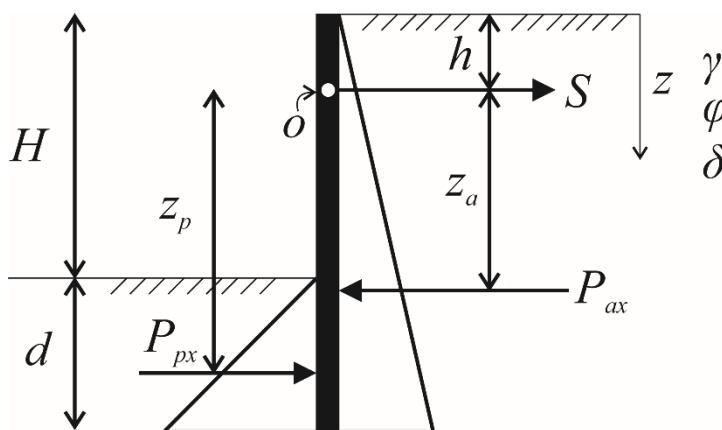
$$V_z = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \left((K_a - K_p) \cdot z^2 + 2 \cdot H \cdot K_p \cdot z - H^2 \cdot K_p \right); z \geq H \quad (4.18)$$

$$V_z = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z^2; z \leq H \quad (4.19)$$

4.2 Sidrana vitka podpora konstrukcija

Prednosti sidranih vitkih podpornih konstrukcij so: a) manjša potrebna globina vpetja, b) možnost globljih izkopov in c) uporaba vitkejši prerezov konstrukcij zaradi manjših upogibnih momentov in deformacij. Pri zasnovi sidranih vitkih podpornih konstrukcij je potrebno določiti: a) globino vpetja, b) natezno silo v sidru in c) maksimalni upogibni moment. Za izračun zgoraj navedenih parametrov uporabimo momentno ravnovesje okoli točke 0, ki se nahaja na mestu sidranja. Pri sidrani podporni konstrukciji lahko predpostavimo: 1) prosti vznožni del ali 2) polno vpeti vznožni del.

Sidrana podpora konstrukcija s prostim vznožnim delom:



Slika 4-2: Sidrana podpora konstrukcija s prostim vznožnim delom.

$$P_{ax} = 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma_k \cdot (H + d)^2 \quad (4.20)$$

$$P_{px} = 0,5 \cdot K_p \cdot \gamma_k \cdot (d)^2 \quad (4.21)$$

$$z_a = 2 \cdot (H + d)/3 - h \quad (4.22)$$

$$z_p = (H - h) + 2 \cdot d/3 \quad (4.23)$$

$$M_{a,0} = P_a \cdot z_a \quad (4.24)$$

$$M_{p,0} = P_p \cdot z_p \quad (4.25)$$

$$M_{a,0} = M_{p,0} \xrightarrow{\text{uravnotežimo}} d \quad (4.26)$$

$$S = P_p - P_a \quad (4.27)$$

Določiti je potrebno tudi velikost in mesto največjega upogibnega momenta M_{max} , in strižne sile V_{max} :

$$M_z = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \frac{z}{3}; z \leq h \quad (4.28)$$

$$M_z = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \frac{z}{3} - S \cdot (z - h); h \leq z \leq H \quad (4.29)$$

$$M_z = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \frac{z}{3} - S \cdot (z - h) - \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot (z - H)^2 \cdot \frac{(z-H)}{3}; H \leq z \leq H + d \quad (4.30)$$

$$V_z = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z^2; z \leq h \quad (4.31)$$

$$V_z = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z^2 - S; h \leq z \leq H \quad (4.32)$$

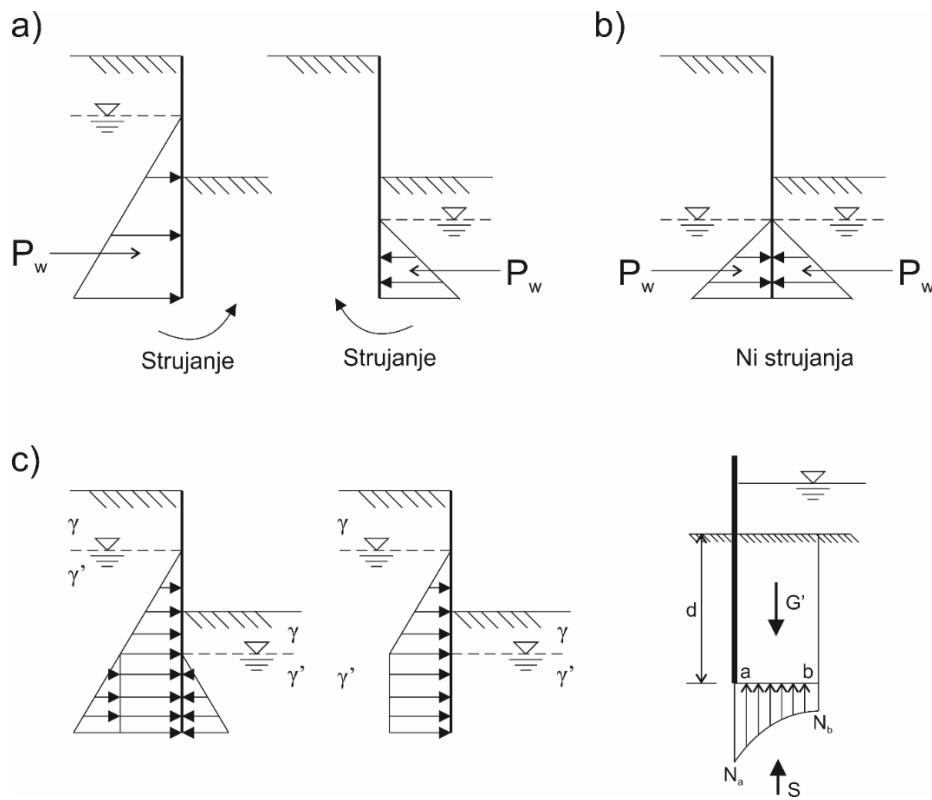
$$V_z = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z^2 - S - \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot (z - H)^2; H \leq z \leq H + d \quad (4.33)$$

4.3 Vpliv vode na vitke podporne konstrukcije

Na globino vpetja vitke podporne konstrukcije in sidrno silo pomembno vpliva tudi prisotnost talne vode. Porazdelitev napetosti je potrebno izračunati glede na potopljeno prostorninsko težo zemljine. Diagram napetosti zaradi vode je odvisen od relativnega položaja zgornjega in spodnjega vodostaja. Spodaj so prikazani trije primeri, ki obravnavajo prisotnost podzemne vode:

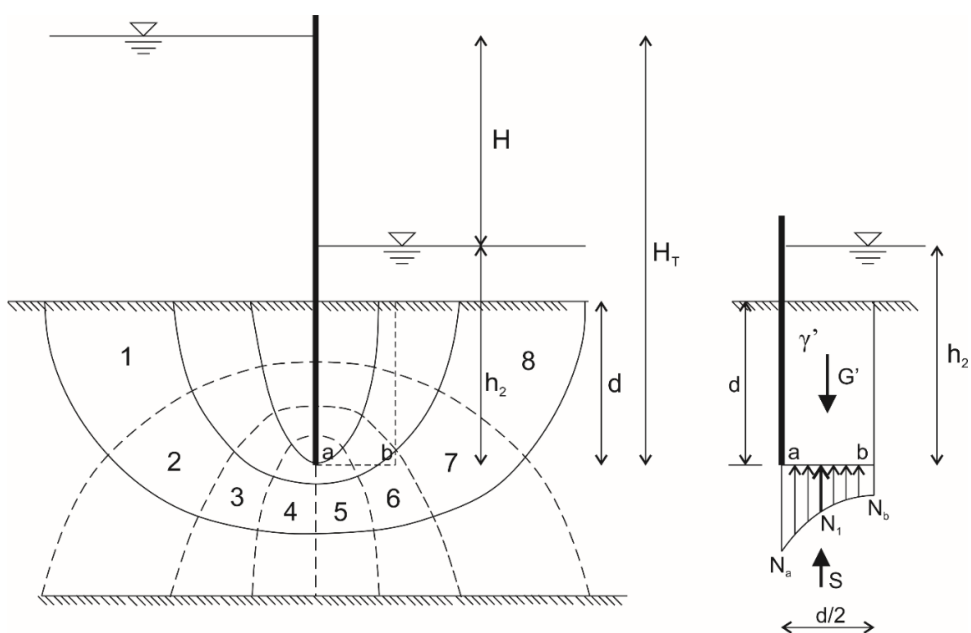
- Nivo vode je na eni strani stene višji zaradi poplav.
- Nivo vode je na obeh straneh na enaki višini. V tem primeru ni strujanja.
- Nivo vode je na različnih ravneh. Strujanje se na začetku zanemari. Uporabimo neto diagram napetosti zaradi vode pri načrtovanju vitke podporne konstrukcije. V nadaljevanju

upoštevamo še strujanje, s katerim preverimo hidravlični lom tal in modificiramo prostorninske teže tal na obeh straneh stene.



Slika 4-3: Vpliv vode na vitke podporne konstrukcije.

4.4 Strujanje vitka podpora konstrukcija



Slika 4-4: Hidravlični lom tal.

$$\Delta h = \frac{H}{N_e} \quad \text{izguba pretoka na območju enega kvadrata} \quad (4.34)$$

$$N_a \quad \text{število kvadratov do točke a} \quad (4.35)$$

$$N_b \quad \text{število kvadratov do točke b} \quad (4.36)$$

$$N_1 = \frac{N_a + 2 \cdot N_b}{3} \quad \text{povprečno število kvadratov na razdalji } d/2 \quad (4.37)$$

$$h_1 = H_T - H \cdot \frac{N_1}{N_e} \quad \text{povprečna višina vodnega stolpca} \quad (4.38)$$

$$h_s = h_1 - h_2 \quad \text{vodni stolpec ki povzroča strujanje} \quad (4.39)$$

$$h_s = (N_e - N_1) \cdot \Delta h \quad (4.40)$$

vodni stolpec ki povzroča strujanje

$$S = \frac{d}{2} \cdot h_s \cdot \gamma_w \quad \text{sila strujanje ki deluje na prizmo} \quad (4.41)$$

$$G' = \frac{d}{2} \cdot d \cdot \gamma' \quad \text{potopljena teža prizme} \quad (4.42)$$

$$F_s = \frac{G'}{S} \quad \text{količnik varnosti} \quad (4.43)$$

Za določitev globine vpetja je potrebno določiti potopljeno prostorninsko težo na obeh straneh vitke podporne konstrukcije.

$$\gamma'' = \gamma' + \frac{h_s}{d} \cdot \gamma_w \quad \text{prostorninska teža v primeru strujanja navzdol} \quad (4.44)$$

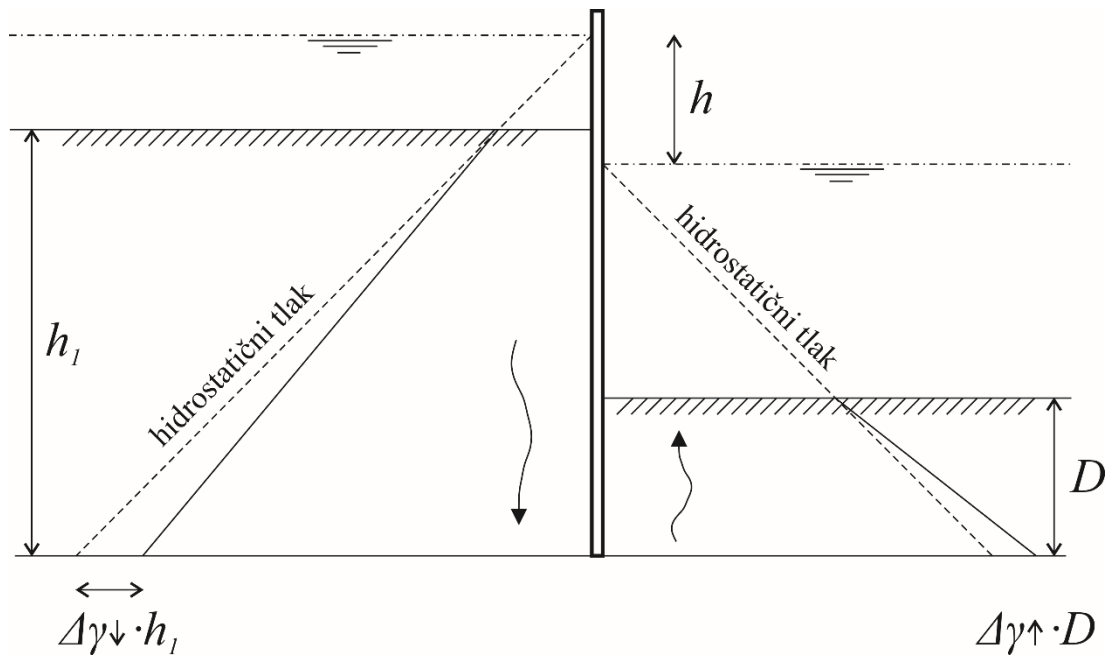
$$\gamma'' = \gamma' - \frac{h_s}{d} \cdot \gamma_w \quad \text{prostorninska teža v primeru strujanja navzgor} \quad (4.45)$$

To pomeni, da je na strani, kjer je nivo vode višji, prostorninska teža večja, na strani, kjer je nivo vode v nižji, pa je prostorninska teža vode manjša. Ker je zaradi tega aktivni tlak večji, je tudi globina vpetja večja.

Za izračun se povečanje oziroma zmanjšanje prostorninske teže zemljine lahko skladno s standardom DIN 4085:2007-10 uporabimo naslednji enačbi [11]:

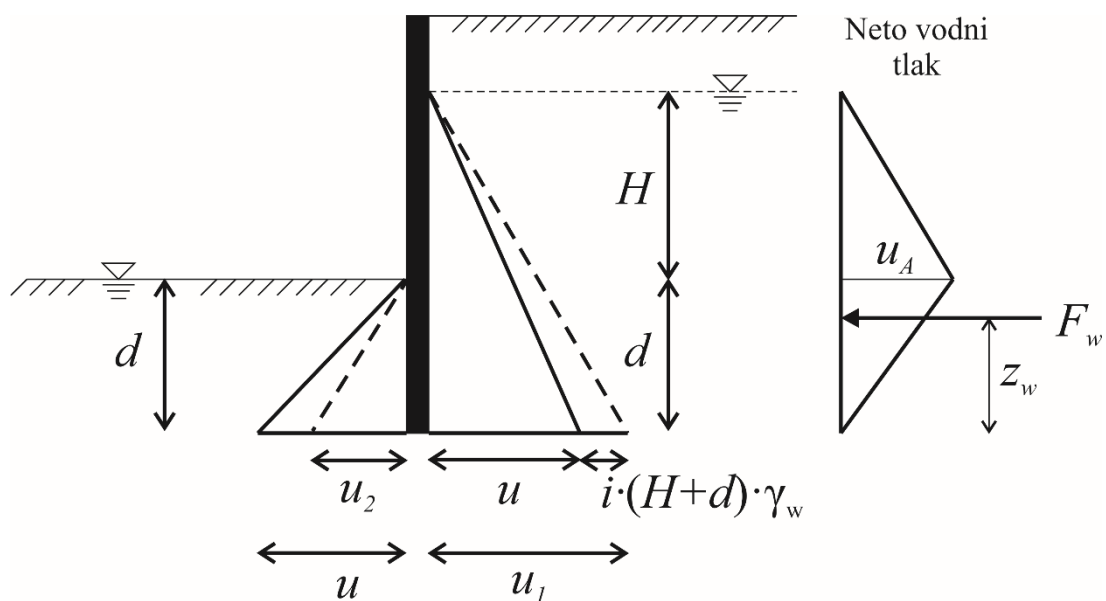
$$\Delta\gamma \downarrow = \frac{0,7 \cdot h}{h_1 + \sqrt{h_1 \cdot D}} \cdot \gamma_w \quad \text{zaradi strujanja zmanjšan tlak vode (glej sliko 4-5j)} \quad (4.46)$$

$$\Delta\gamma \uparrow = \frac{0,7 \cdot h}{D + \sqrt{h_1 \cdot D}} \cdot \gamma_w \quad \text{zaradi strujanja povečan tlak vode (glej sliko 4-5)} \quad (4.47)$$



Slika 4-5: Vpliv strujanja na velikost tlaka vode.

4.5 Neto vodni tlak – trikotna razporeditev



Slika 4-6: Neto vodni tlak – trikotna razporeditev.

$$u_1 = (H + d) \cdot \gamma_w \quad (4.48)$$

$$u_2 = d \cdot \gamma_w \quad (4.49)$$

$$i = \frac{H}{(H + 2 \cdot d)} \quad (4.50)$$

$$u = u_1 - i \cdot (H + d) \cdot \gamma_w \quad (4.51)$$

$$u = (H + d) \cdot \gamma_w - \frac{H}{(H+2 \cdot d)} \cdot (H + d) \cdot \gamma_w \quad (4.52)$$

$$u = \frac{(H+d) \cdot (H+2 \cdot d)}{(H+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w - \frac{H \cdot (H+d)}{(H+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w \quad (4.53)$$

$$u = \frac{(H+d) \cdot (H+2 \cdot d) - H \cdot (H+d)}{(H+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w \quad (4.54)$$

$$u = \frac{2 \cdot (d) \cdot (H+d)}{(H+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w \quad (4.55)$$

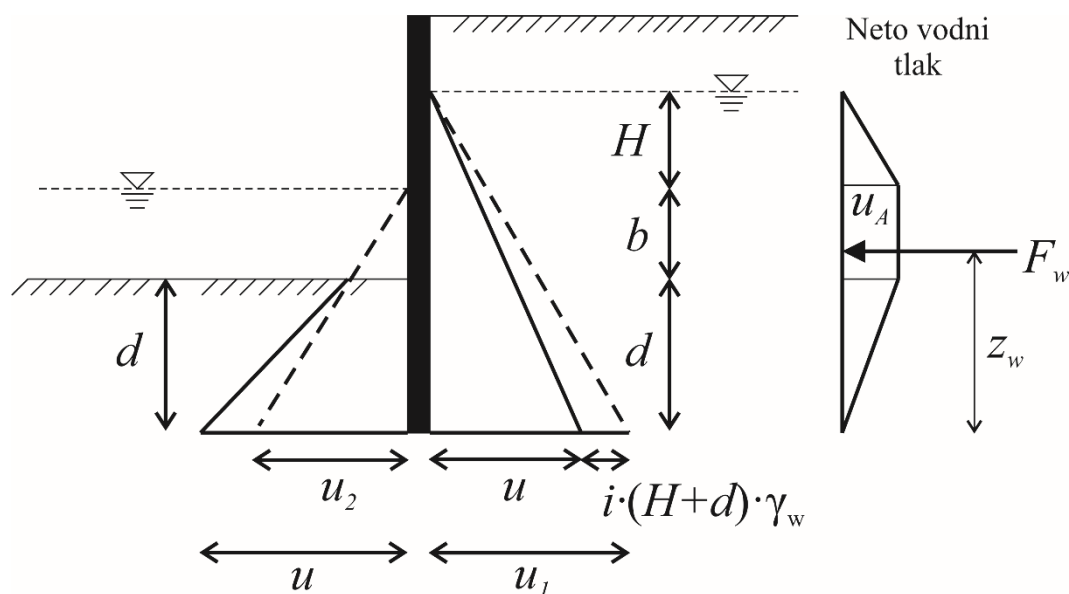
$$u_A = \left(\left(\frac{2 \cdot (d) \cdot (H+d)}{(H+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w \right) / (H + d) \right) \cdot H \quad (4.56)$$

$$u_A = \frac{2 \cdot d \cdot H}{(H+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w \quad (4.57)$$

$$F_w = \frac{H \cdot d \cdot (H+d)}{(H+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w \quad (4.58)$$

$$z_w = \frac{H+2 \cdot d}{3} \quad (4.59)$$

4.6 Neto vodni tlak – trapezna razporeditev



Slika 4-7: Neto vodni tlak – trapezna razporeditev.

Desna stran:

$$u_1 = (H + b + d) \cdot \gamma_w \quad (4.60)$$

$$u_2 = (b + d) \cdot \gamma_w \quad (4.61)$$

$$i = \frac{H}{(H+b+2 \cdot d)} \quad (4.62)$$

$$u = u_1 - i \cdot (H + b + d) \cdot \gamma_w \quad (4.63)$$

$$u = (H + b + d) \cdot \gamma_w - \frac{H}{(H+b+2 \cdot d)} \cdot (H + b + d) \cdot \gamma_w \quad (4.64)$$

$$u_A = \left(\frac{(H+b+d) \cdot (H+b+2 \cdot d)}{(H+b+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w - \frac{H \cdot (H+b+d)}{(H+b+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w \right) \cdot \frac{H}{(H+b+d)} \quad (4.65)$$

$$u_A = \left(\frac{(H+b+2 \cdot d) - H}{(H+b+2 \cdot d)} \gamma_w \right) \cdot H = \frac{(b+2 \cdot d) \cdot H}{(H+b+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w \quad (4.66)$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{H \cdot (b+2 \cdot d) \cdot (H+2 \cdot b+d)}{H+b+2 \cdot d} \right] \cdot \gamma_w \quad (4.67)$$

$$z_w = \frac{H^2 + 3 \cdot H \cdot (b+d) + 3 \cdot b \cdot (b+2 \cdot d) + 2 \cdot d^2}{3 \cdot (H+2 \cdot b+d)} \quad (4.68)$$

Leva stran:

$$u_2 = (b + d) \cdot \gamma_w \quad (4.69)$$

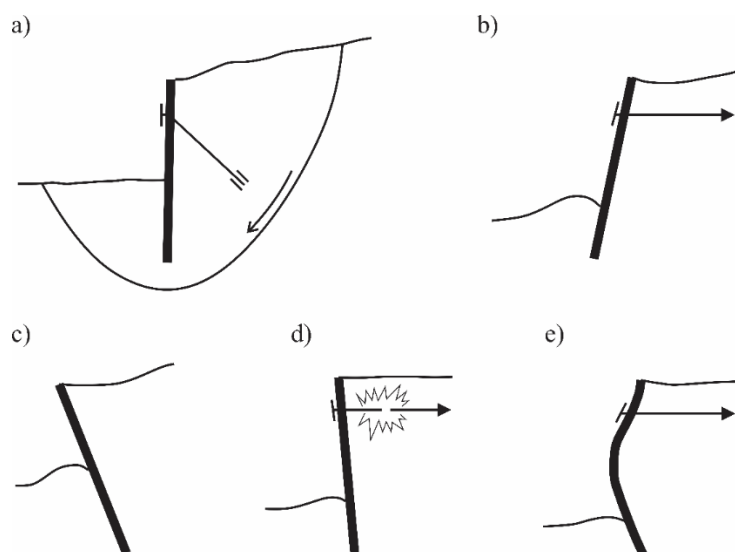
$$u = u_2 + i \cdot (d) \cdot \gamma_w \quad (4.70)$$

$$u = (b + d) \cdot \gamma_w + \frac{H}{(H+b+2 \cdot d)} \cdot (d) \cdot \gamma_w \quad (4.71)$$

$$u = \frac{(b+d) \cdot (H+b+2 \cdot d)}{(H+b+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w + \frac{H \cdot (d)}{(H+b+2 \cdot d)} \cdot \gamma_w \quad (4.72)$$

4.7 Različni mehanizmi porušitve vitke podporne konstrukcije

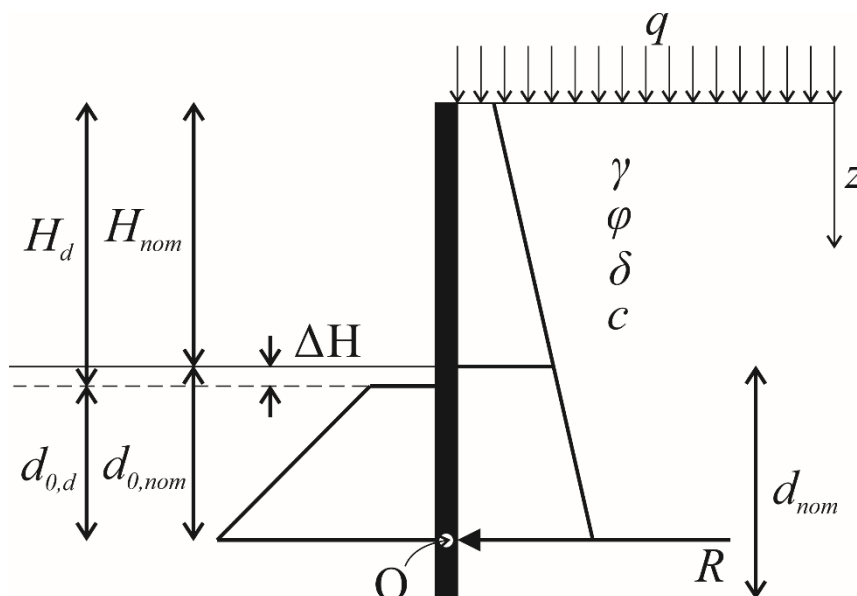
- Rotacijska porušitev mase zemljine, v katero je konstrukcija vpeta.
- Rotacija v točki sidra/razpore.
- Porušitev zaradi prekomerne deformacije naprej, če ni prisotnega sidra/razpore.
- Trdnost sidra je presežena.
- Upogibna trdnost stene je presežena.



Slika 4-8: Mehanizmi porušitve vitke podporne konstrukcije.

4.8 Računski primer 6: Konzolno vpeta vitka podporna konstrukcija skladno z Evrokodom 7

Primer obravnava konzolno vpeto vitko podporno konstrukcijo. Podtalna voda ni prisotna. Slika prikazuje geometrijo vitke podporne konstrukcije.



Slika 4-9: Konzolno vpeta vitka podporna konstrukcija.

Podatki za analizo so:

$H_{nom} = 3 \text{ m}$	$\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$	$c'_k = 5 \text{ kPa}$
$q_{Qk} = 15 \text{ kPa}$	$\varphi'_k = 36^\circ$	$k = 2/3$

Izračun:

Geometrija	Vplivi (lastna teža, vertikalne napetosti)
$\Delta H = \min(0,1 \cdot H_{nom}; 0,5 \text{ m})$ $H_d = H_{nom} + \Delta H$ $d_d = d_{nom} - \Delta H$ $d_{d,0} = d_d / 1,2$ $d_{nom,0} = d_{d,0} + \Delta H$	Aktivna stran: $\sigma_{v,k,1} = \gamma_{k,1} \cdot z_1$ $\sigma_{v,k,2} = \sigma_{v,k,1} + \gamma_{k,1} \cdot z_2 = \gamma_{k,1} \cdot H_{nom}$ $\sigma_{v,k,3} = \sigma_{v,k,2}$ $\sigma_{v,k,4} = \sigma_{v,k,3} + \gamma_{k,2} \cdot d_{0,nom}$ Pasivna stran: $\sigma_{v,k,5} = \gamma_{k,2} \cdot z_5$ $\sigma_{v,k,6} = \sigma_{v,k,5} + \gamma_{k,2} \cdot d_{0,d}$

Projektne lastnosti zemljine	Koeficienti zemeljskih pritiskov
$\varphi_d = \tan^{-1}(\tan(\varphi_k)/\gamma_\varphi)$ $\delta_d = k \cdot \varphi_d$ $c_d = c_k/\gamma_{cu}$ $\gamma_G; \gamma_Q$	$K_{a\gamma h}; K_{aqh}; K_{ach}$ $K_{p\gamma h}; K_{pqh}; K_{pch}$
Horizontalne napetosti	
Aktivna stran: $\sigma_{a,d,1} = \gamma_G \cdot (K_{a\gamma h} \cdot \sigma_{v,k,1} - c_d \cdot K_{ach}) + \gamma_Q \cdot (K_{aqh} \cdot q_{Qk})$ $\sigma_{a,d,2} = \gamma_G \cdot (K_{a\gamma h} \cdot \sigma_{v,k,2} - c_d \cdot K_{ach}) + \gamma_Q \cdot (K_{aqh} \cdot q_{Qk})$ $\sigma_{a,d,3} = \gamma_G \cdot (K_{a\gamma h} \cdot \sigma_{v,k,3} - c_d \cdot K_{ach}) + \gamma_Q \cdot (K_{aqh} \cdot q_{Qk})$ $\sigma_{a,d,4} = \gamma_G \cdot (K_{a\gamma h} \cdot \sigma_{v,k,4} - c_d \cdot K_{ach}) + \gamma_Q \cdot (K_{aqh} \cdot q_{Qk})$ Pasivna stran: $\sigma_{p,d,5} = \gamma_{G,fav} \cdot (K_{p\gamma h} \cdot \sigma_{v,k,5} + c_d \cdot K_{pch})$ $\sigma_{p,d,6} = \gamma_{G,fav} \cdot (K_{p\gamma h} \cdot \sigma_{v,k,6} + c_d \cdot K_{pch})$	
Horizontalne sile	
Aktivna stran: $H_{Ed,1} = \sigma_{a,d,1} \cdot H_{nom}$ $H_{Ed,2} = (\sigma_{a,d,2} - \sigma_{a,d,1}) \cdot \frac{H_{nom}}{2}$ $H_{Ed,3} = \sigma_{a,d,3} \cdot d_{0,nom}$ $H_{Ed,4} = (\sigma_{a,d,4} - \sigma_{a,d,3}) \cdot \frac{d_{0,nom}}{2}$ $H_{Ed} = \sum_{i=1}^4 H_{Ed,i}$ Pasivna stran: $H_{Rd,5} = \frac{\sigma_{p,d,5} \cdot d_{0,d}}{\gamma_{Re}}$ $H_{Rd,6} = \frac{(\sigma_{p,d,6} - \sigma_{p,d,5}) \cdot d_{0,d}/2}{\gamma_{Re}}$	
Momenti	
Aktivna stran: $M_{Ed,1} = H_{Ed,1} \cdot \left(d_{0,nom} + \frac{H_{nom}}{2} \right)$ $M_{Ed,2} = H_{Ed,2} \cdot \left(d_{0,nom} + \frac{H_{nom}}{3} \right)$	

$M_{Ed,3} = H_{Ed,3} \cdot \frac{d_{0,nom}}{2}$
$M_{Ed,4} = H_{Ed,4} \cdot \frac{d_{0,nom}}{3}$
$M_{Ed} = \sum_{i=1}^4 M_{Ed,i}$
Pasivna stran:
$M_{Rd,5} = H_{Rd,5} \cdot \frac{d_{0,d}}{2}$
$M_{Rd,6} = H_{Rd,6} \cdot \frac{d_{0,d}}{3}$
$M_{Rd} = \sum_{i=1}^4 M_{Rd,i}$
Globina vpetja
$M_{Ed} = M_{Rd} \rightarrow d_{nom}$
Reakcijska sila
$R = H_{Rd} - H_{Ed}$
Maksimalni upogibni moment
M_{max}

Geometrija:

$$H_{nom} \text{ (m)} = 3$$

$$d_{nom} \text{ (m)} = 2,43$$

Obtežba:

$$q_{Qk} \text{ (kPa)} = 15$$

Zemljina:

$$\gamma_k \text{ (kN/m}^3\text{)} = 18$$

$$\varphi_k \text{ (}^\circ\text{)} = 36$$

$$\varphi_{cv,k} \text{ (}^\circ\text{)} = 36$$

$$c_k \text{ (kPa)} = 5$$

Zemljina/stena interakcija:

$$k \text{ (-)} = 0,67$$

Geometrija – projektna:

ΔH (m) =	0,3
H_d (m) =	3,3
d_d (m) =	2,13
$d_{O,d}$ (m) =	1,78
$d_{O,nom}$ (m) =	2,08

Vplivi:

Lastna teža - aktivna stran:

$\sigma_{v,k1}$ (kPa) =	0,0	$z_1 =$	0
$\sigma_{v,k2}$ (kPa) =	54,0	$z_2 =$	3
$\sigma_{v,k3}$ (kPa) =	54,0	$z_3 =$	3
$\sigma_{v,k4}$ (kPa) =	91,4	$z_4 =$	2,08 v točki vrtilišča

Lastna teža - pasivna stran:

$\sigma_{v,k5}$ (kPa) =	0	$z_5 =$	0
$\sigma_{v,k6}$ (kPa) =	32,0	$z_6 =$	1,78 v točki vrtilišča

Količniki varnosti:

PP1:K1

A1&R1&M1

γ_G (-) =	1
γ_Q (-) =	1,30
γ_φ (-) =	1,25
γ_{cu} (-) =	1,25
γ_{Re} (-) =	1

Projektne lastnosti zemljine:

φ_d (°) =	30,2
$\varphi_{cv,d}$ (°) =	30,2
δ_d (°) =	20,1
c_d (kPa) =	4,00

Horizontalni tlaki:

Koefficient aktivnega zemeljskega tlaka:

$2m_t$	2,097
$2m_w$	1,695
K_n =	0,283
K_{ayh} =	0,283
K_{aqh} =	0,283

$$K_{ach} = 1,23$$

$$\sigma_{a,d1} \text{ (kPa)} = 0,6$$

$$\sigma_{a,d2} \text{ (kPa)} = 15,9$$

$$\sigma_{a,d3} \text{ (kPa)} = 15,9$$

$$\sigma_{a,d4} \text{ (kPa)} = 26,5$$

Koeficient pasivnega zemeljskega tlaka:

$$K_{pyh} = 4,7$$

$$K_{pqh} = 4,7$$

$$K_{pch} = 6,34$$

$$\sigma_{p,d5} \text{ (kPa)} = 25,3$$

$$\sigma_{p,d6} \text{ (kPa)} = 175,1$$

Aktivna horizontalna sila:

$$H_{Ed,1} \text{ (kN/m)} = 1,8$$

$$H_{Ed,2} \text{ (kN/m)} = 22,9$$

$$H_{Ed,3} \text{ (kN/m)} = 33,0$$

$$H_{Ed,4} \text{ (kN/m)} = 11,0$$

$$\sum H_{Ed} \text{ (kN/m)} = 68,7$$

Moment zaradi aktivnih sil:

$$M_{Ed,1} \text{ (kNm/m)} = 6,3$$

$$M_{Ed,2} \text{ (kNm/m)} = 70,6$$

$$M_{Ed,3} \text{ (kNm/m)} = 34,2$$

$$M_{Ed,4} \text{ (kNm/m)} = 7,6$$

$$\sum M_{Ed} \text{ (kNm/m)} = 118,7$$

Pasivna horizontalna sila:

$$H_{Rd,5} \text{ (kN/m)} = 45,0$$

$$H_{Rd,6} \text{ (kN/m)} = 133,0$$

$$\sum H_{Rd} \text{ (kN/m)} = 178,0$$

Moment zaradi pasivnih sil:

$$M_{Rd,5} \text{ (kNm/m)} = 40,0$$

$$M_{Rd,6} \text{ (kNm/m)} = 78,7$$

$$\sum M_{Rd} \text{ (kNm/m)} = 118,7$$

Prevrnitev:

$$IZ_{\text{rot}} (-) = 1,000$$

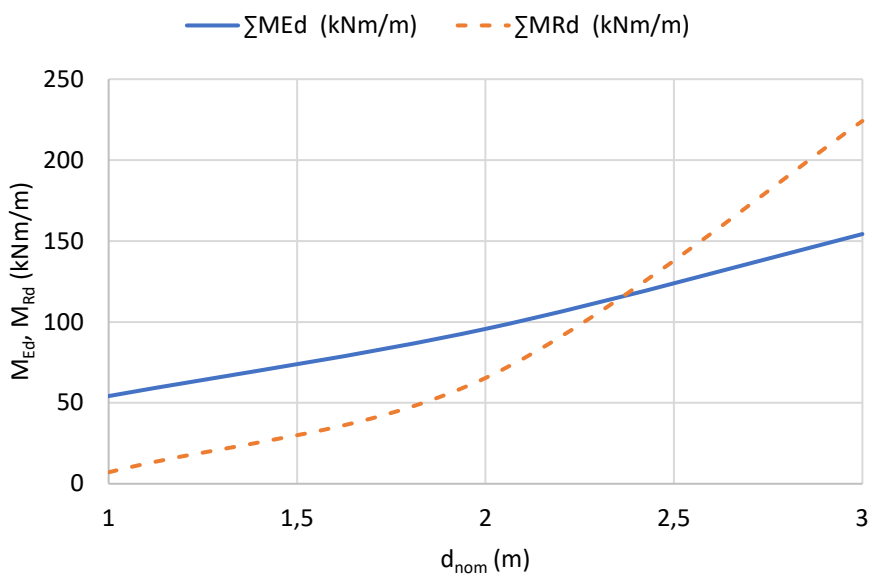
Reakcijska sila:

$$R \text{ (kN/m)} = 109,3$$

Maksimalni moment:

$$x \text{ (m)} = 0,77$$

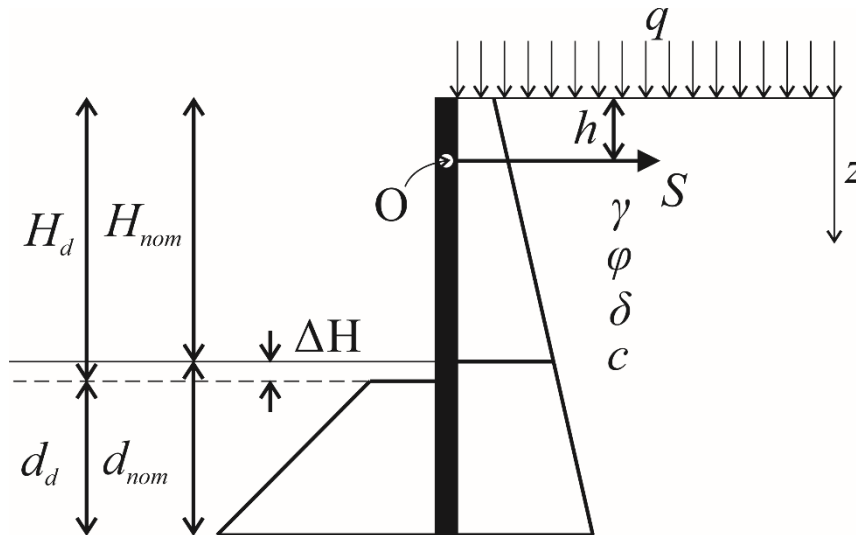
$$M_x \text{ (kNm/m)} = 48,2$$



Slika 4-10: Določitev globine vpetja vitke podporne konstrukcije.

4.9 Računski primer 7: Sidrana vitka podporna konstrukcija skladno z Evrokodom 7

Primer obravnava sidrano vitko podporno konstrukcijo s prostim vznožnim delom. Podtalna voda ni prisotna. Slika prikazuje geometrijo vitke podporne konstrukcije.



Slika 4-11: Sidrana vitka podporna konstrukcija.

Podatki za analizo so:

$H_{nom} = 4 \text{ m}$ $h = 1,2 \text{ m}$ $q_{Qk} = 15 \text{ kPa}$	$\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 36^\circ$	$c'_k = 3 \text{ kPa}$ $k = 2/3$
---	---	-------------------------------------

Izračun:

Geometrija	Vplivi (lastna teža, vertikalne napetosti)
$\Delta H = \min(0,1 \cdot H_{nom}; 0,5m)$ $H_d = H_{nom} + \Delta H$ $d_d = d_{nom} - \Delta H$	Aktivna stran: $\sigma_{v,k,1} = \gamma_{k,1} \cdot z_1$ $\sigma_{v,k,2} = \sigma_{v,k,1} + \gamma_{k,1} \cdot z_2 = \gamma_{k,1} \cdot H_{nom}$ $\sigma_{v,k,3} = \sigma_{v,k,2}$ $\sigma_{v,k,4} = \sigma_{v,k,3} + \gamma_{k,2} \cdot d_{nom}$ Pasivna stran: $\sigma_{v,k,5} = \gamma_{k,2} \cdot z_4$ $\sigma_{v,k,6} = \sigma_{v,k,5} + \gamma_{k,2} \cdot d_d$

Projektne lastnosti zemljine	Koeficienti zemeljskih pritiskov
$\varphi_d = \tan^{-1}(\tan(\varphi_k)/\gamma_\varphi)$ $\delta_d = k \cdot \varphi_d$ $c_d = c_k/\gamma_{cu}$ $\gamma_G; \gamma_Q$	$K_{ayh}; K_{aqh}; K_{ach}$ $K_{pyh}; K_{pqh}; K_{pch}$
Horizontalne napetosti	
Aktivna stran: $\sigma_{a,d,1} = \gamma_G \cdot (K_{ayh} \cdot \sigma_{v,k,1} - c_d \cdot K_{ach}) + \gamma_Q \cdot (K_{aqh} \cdot q_{Qk})$ $\sigma_{a,d,2} = \gamma_G \cdot (K_{ayh} \cdot \sigma_{v,k,2} - c_d \cdot K_{ach}) + \gamma_Q \cdot (K_{aqh} \cdot q_{Qk})$ $\sigma_{a,d,3} = \gamma_G \cdot (K_{ayh} \cdot \sigma_{v,k,3} - c_d \cdot K_{ach}) + \gamma_Q \cdot (K_{aqh} \cdot q_{Qk})$ $\sigma_{a,d,4} = \gamma_G \cdot (K_{ayh} \cdot \sigma_{v,k,4} - c_d \cdot K_{ach}) + \gamma_Q \cdot (K_{aqh} \cdot q_{Qk})$ Pasivna stran: $\sigma_{p,d,5} = \gamma_{G,fav} \cdot (K_{pyh} \cdot \sigma_{v,k,5} + c_d \cdot K_{pch})$ $\sigma_{p,d,6} = \gamma_{G,fav} \cdot (K_{pyh} \cdot \sigma_{v,k,6} + c_d \cdot K_{pch})$	
Horizontalne sile	
Aktivna stran: $H_{Ed,1} = \sigma_{a,d,1} \cdot H_{nom}$ $H_{Ed,2} = (\sigma_{a,d,2} - \sigma_{a,d,1}) \cdot \frac{H_{nom}}{2}$ $H_{Ed,3} = \sigma_{a,d,3} \cdot d_{nom}$ $H_{Ed,4} = (\sigma_{a,d,4} - \sigma_{a,d,3}) \cdot \frac{d_{nom}}{2}$ $H_{Ed} = \sum_{i=1}^4 H_{Ed,i}$ Pasivna stran: $H_{Rd,5} = \frac{\sigma_{p,d,5} \cdot d_d}{\gamma_{Re}}$ $H_{Rd,6} = \frac{(\sigma_{p,d,6} - \sigma_{p,d,5}) \cdot d_d/2}{\gamma_{Re}}$	
Momenti	
Aktivna stran: $M_{Ed,1} = H_{Ed,1} \cdot \left(\frac{H_{nom}}{2} - h \right)$	

$M_{Ed,2} = H_{Ed,2} \cdot \left(\frac{2 \cdot H_{nom}}{3} - h \right)$
$M_{Ed,3} = H_{Ed,3} \cdot \left(H_{nom} - h + \frac{d_{nom}}{2} \right)$
$M_{Ed,4} = H_{Ed,4} \cdot \left(H_{nom} - h + \frac{2 \cdot d_{nom}}{3} \right)$
$M_{Ed} = \sum_{i=1}^4 M_{Ed,i}$
Pasivna stran:
$M_{Rd,5} = H_{Rd,5} \cdot \left(H_d - h + \frac{d_d}{2} \right)$
$M_{Rd,6} = H_{Rd,6} \cdot \left(H_d - h + \frac{2 \cdot d_d}{3} \right)$
$M_{Rd} = \sum_{i=1}^4 M_{Rd,i}$
Globina vpetja
$M_{Ed} = M_{Rd} \rightarrow d_{nom}$
Sila v sidru
$S = H_{Ed} - H_{Rd}$

Geometrija:

$$H_{nom} \text{ (m)} = 4$$

$$d_{nom} \text{ (m)} = 1,33$$

$$h \text{ (m)} = 1,2$$

Obtežba:

$$q_{Qk} \text{ (kPa)} = 15$$

Zemljina:

$$\gamma_k \text{ (kN/m}^3\text{)} = 18$$

$$\varphi_k \text{ (}^\circ\text{)} = 36$$

$$\varphi_{cv,k} \text{ (}^\circ\text{)} = 36$$

$$c_k \text{ (kPa)} = 3$$

Zemljina/stena interakcija:

$$k \text{ (-)} = 0,67$$

Geometrija – projektna:

$$\Delta H \text{ (m)} = 0,4$$

$$H_d \text{ (m)} = 4,4$$

$$d_d \text{ (m)} = 0,93$$

Vplivi:

Lastna teža - aktivna stran:

$$\sigma_{v,k1} \text{ (kPa)} = 0,0 \quad z_1 = 0$$

$$\sigma_{v,k2} \text{ (kPa)} = 72,0 \quad z_2 = 4$$

$$\sigma_{v,k3} \text{ (kPa)} = 72,0 \quad z_3 = 4$$

$$\sigma_{v,k4} \text{ (kPa)} = 95,9 \quad z_4 = 1,33$$

Lastna teža - pasivna stran:

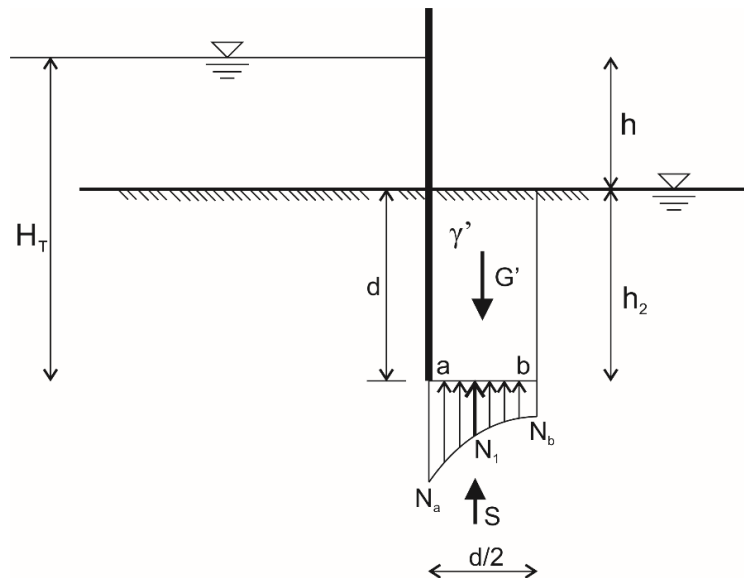
$$\begin{aligned}\sigma_{v,k5} \text{ (kPa)} &= 0 & z_5 &= 0 \\ \sigma_{v,k6} \text{ (kPa)} &= 16,7 & z_6 &= 0,93\end{aligned}$$

Količniki varnosti:

	PP1:K1	$K_{pch} =$	6,34
	A1&R1&M1	$\sigma_{p,d5} \text{ (kPa)} =$	15,2
		$\sigma_{p,d6} \text{ (kPa)} =$	93,4
$\gamma_G (-) =$	1	Aktivna horizontalna sila:	
$\gamma_Q (-) =$	1,30	$H_{Ed,1} \text{ (kN/m)} =$	10,2
$\gamma_\psi (-) =$	1,25	$H_{Ed,2} \text{ (kN/m)} =$	40,8
$\gamma_{cu} (-) =$	1,25	$H_{Ed,3} \text{ (kN/m)} =$	30,5
$\gamma_{Re} (-) =$	1	$H_{Ed,4} \text{ (kN/m)} =$	4,5
$\varphi_d (^\circ) =$	30,2	$\sum H_{Ed} \text{ (kN/m)} =$	86,0
$\varphi_{cv,d} (^\circ) =$	30,2	Moment zaradi aktivnih sil:	
$\delta_d (^\circ) =$	20,1	$M_{Ed,1} \text{ (kNm/m)} =$	8,2
$c_d \text{ (kPa)} =$	2,40	$M_{Ed,2} \text{ (kNm/m)} =$	59,8
Horizontalni tlaki:		$M_{Ed,3} \text{ (kNm/m)} =$	105,5
Koeficient aktivnega zemeljskega tlaka:		$M_{Ed,4} \text{ (kNm/m)} =$	16,5
$2m_t$	2,097	$\sum M_{Ed} \text{ (kNm/m)} =$	190,1
$2m_w$	1,695	Pasivna horizontalna sila:	
$K_n =$	0,283	$H_{Rd,5} \text{ (kN/m)} =$	14,1
$K_{a\gamma h} =$	0,283	$H_{Rd,6} \text{ (kN/m)} =$	36,3
$K_{a\alpha h} =$	0,283	$\sum H_{Rd} \text{ (kN/m)} =$	50,4
$K_{ach} =$	1,23	Moment zaradi pasivnih sil:	
$\sigma_{a,d1} \text{ (kPa)} =$	2,6	$M_{Rd,5} \text{ (kNm/m)} =$	51,7
$\sigma_{a,d2} \text{ (kPa)} =$	23,0	$M_{Rd,6} \text{ (kNm/m)} =$	138,4
$\sigma_{a,d3} \text{ (kPa)} =$	23,0	$\sum M_{Rd} \text{ (kNm/m)} =$	190,1
$\sigma_{a,d4} \text{ (kPa)} =$	29,7	Prevrnitev:	
Koeficient pasivnega zemeljskega tlaka:		$I_{Z_{rot}} (-) =$	1,000
$K_{p\gamma h} =$	4,7	Sila v sidru:	
$K_{p\alpha h} =$	4,7	$S \text{ (kN/m)} =$	35,6

4.10 Računski primer 8: Hidravlični lom tal

Obravnavajte vitko podporno konstrukcijo, ki zadržuje vodo na višini $h = 2,0$ m nad nivojem terena. Vitka podorna konstrukcija je vgrajena do globine $d = 5,0$ m pod nivojem terena. Prostorninska teža zemljine znaša $\gamma_k = 18$ kN/m³ in prostorninska teža vode $\gamma_w = 9,81$ kN/m³. Preverite, ali je vitka podorna konstrukcija ustrezna glede na pogoj hidravličnega loma tal.



Slika 4-12: Hidravlični lom tal.

$$h_1 = H_T - H \cdot \frac{N_1}{N_e}$$

povprečna višina vodnega stolpca

$$h_1 = (h + d) - h \cdot \frac{(1/2) \cdot N_e}{N_e} = \frac{h}{2} + d$$

povprečna višina vodnega stolpca ($N_1 \approx$

$$1/2 \cdot N_e)$$

$$h_2 = d$$

hidrostatični tlak na dnu stene

$$h_s = \frac{h}{2} + d - d = \frac{h}{2}$$

vodni stolpec, ki povzroča strujanje

$$S_k = \frac{d}{2} \cdot h_s \cdot \gamma_w$$

sila strujanja, ki deluje na prizmo

$$S_{d,dst} = \gamma_{G,dst} \cdot S_k$$

projektna sila strujanja, ki deluje na prizmo

$$G_k' = \frac{d}{2} \cdot d \cdot \gamma'$$

potopljena lastna teža prizme

$$G_{d,stab}' = \gamma_{G,stab}' \cdot G_k'$$

projektna potopljena lastna teža prizme

$$S_{d,dst} \leq G_{d,stab}'$$

pogoj za preveritev hidravličnega loma tal

$$F_s = \frac{G_{d,stab}'}{S_{d,dst}}$$

količnik varnosti

$$IZ = \frac{S_{d,dst}}{G_{d,stab}'}$$

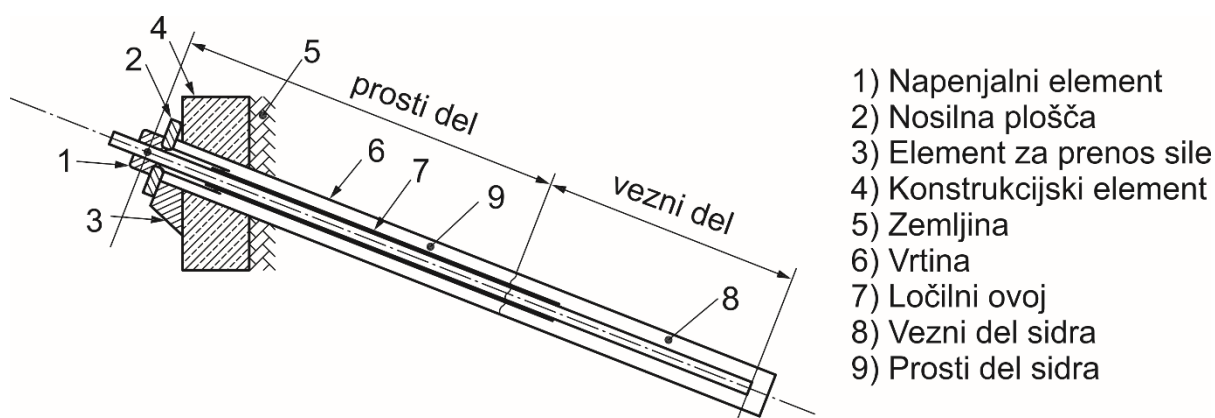
izkoriščenost

Hidravlični lom tal

h (m) =	2	nivo vode nad terenom
d (m) =	5	globina vpetja
γ_k (kN/m ³) =	18	prostorninska teža zemljine
γ_w (kN/m ³) =	9,81	prostorninska teža vode
$\gamma_{G, stb}$ (-) =	0,9	količnik varnosti, ugodni vpliv
$\gamma_{G, dst}$ (-) =	1,35	količnik varnosti, neugodni vpliv
h_1 (m) =	6	višina vodnega stolpca
h_2 (m) =	5	hidrostatični tlak na globini vpetja
h_s (m) =	1	vodni stolpec, ki povzroča strujanje
S_k (kN/m) =	24,53	sila strujanja, ki deluje na prizmo
$S_{k, dst}$ (kN/m)		
=	33,11	projektna sila strujanja, ki deluje na prizmo
G_k (kN/m) =	102,375	potopljena lastna teža
$G_{k, stb}$ (kN/m)		prizme
=	92,14	projektna potopljena lastna teža
		prizme
		količnik
F_s (-) =	2,78	varnosti
IZ (%) =	35,9	izkoriščenost

5 Sidranje

Z izračuni na podlagi geometrije moramo določiti dolžino veznega in prostega dela sidra, ki zagotavljata ustrezno nosilnost sidra. Pri tem je potrebno upoštevati naklon sidra in območje stabilnih tal, v katere lahko vgradimo vezni del sidra. Na podlagi geotehnične analize določimo lastnosti sidra, ki so potrebne za prevzemanje natezne sile.



Slika 5-1: Sidro.

Pri uporabi navojnih sider je potrebno zagotoviti, da je dolžina prostega dela sidra najmanj 2 m. Najmanjša dolžina prostega dela sidra izdelanega iz pletenic znaša 5 m. Dolžina veznega dela sidra, ki je obdan s cementno injekcijsko maso, mora biti najmanj 3 m. Tlačna trdnost injekcijske cementne mase mora biti najmanj 40 MPa. Vodocementno razmerje pri injekcijskih masah običajno znaša od 0,35 do 0,60. Za sidra, ki so nameščena v tleh z nizko prepustnostjo, npr. kamnina ali glina, razmerje med vodo in cementom ne sme presegati 0,45.

Površina prečnega prereza jekla ne sme presegati 15 % prečnega prereza vrtine pri več vzporednih vrveh pletenic, in 20 % prečnega prereza vrtine za eno-vrve pletenice. Na ta način se zmanjša možnost odlepljenja.

Minimalna razdalja med sidri znaša 1,5 m, s čimer se zagotovi, da vpliv med vezni dolžinami sidra čim manjši. Vezni del sidra mora biti oddaljen najmanj 3 m od sosednjih temeljev.

Na vseh rebrastih ceveh je treba zagotoviti centralizatorje, s katerimi se zagotovi, da ima rebrasta cev dovolj pokrova do stene vrtine. Centralizatorji v vrtini zagotavljajo vsaj 10 mm prostora za injekcijsko maso.

5.1 Izračun nosilnosti veznega dela v grobo zrnati zemljini

Za sidra, ki so injektirana pod nizkim tlakom ($p_i < 1000$ kPa), lahko izračunamo odpornost sidra (zemljina-injekcijska masa) z enačbo [14]:

$$R_{GG} = K \cdot \sigma_v' \cdot \pi \cdot D \cdot L_{vezni} \cdot \tan \varphi' \quad (5.1)$$

Preglednica 5.1: Relacija med relativno gostoto D_r in koeficientom K za sidra, injektirana pod nizkim tlakom ($p_i < 1000$ kPa).

Zemljina	K
Srednje ($0,5 < D_r < 0,75$) do gosto ($D_r > 0,75$) zgoščeni peščeni prod	1,4 – 2,3
Drobni peski in melji	
$0,5 < D_r < 0,75$	1,0
$0,3 < D_r < 0,5$	0,5
Zgoščeni pesek	1,4

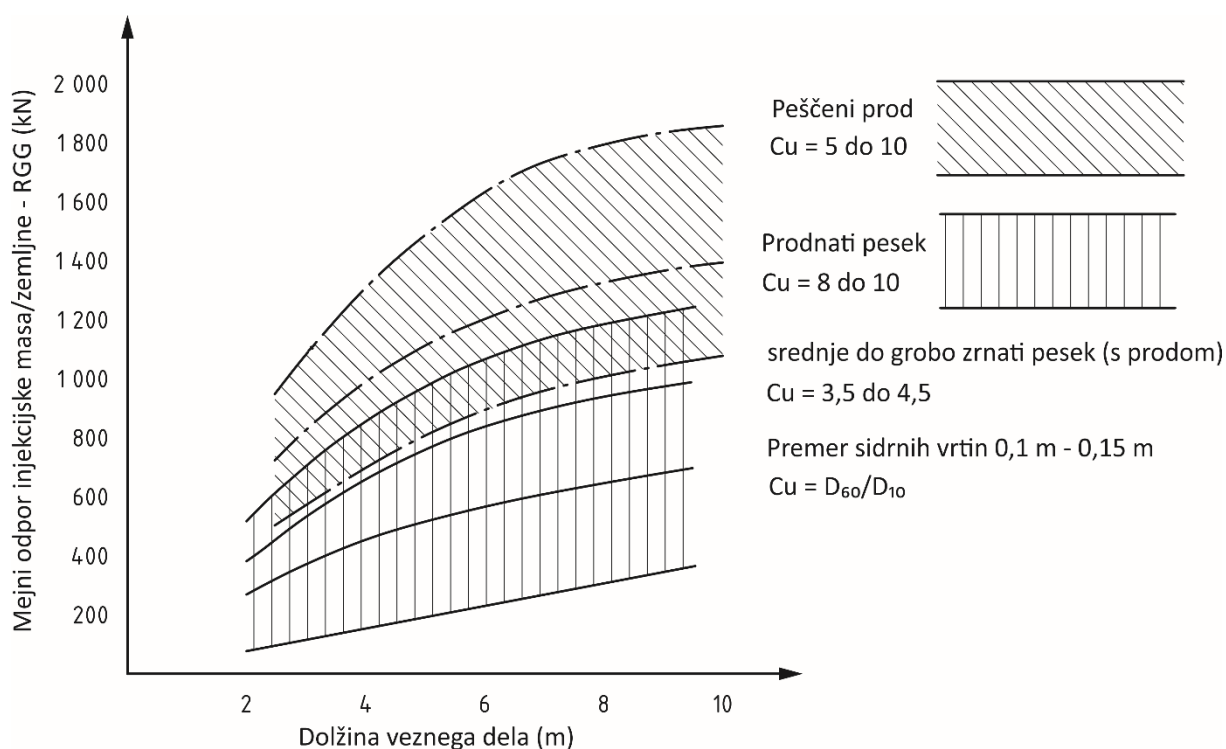
Nosilnost veznega dela sidra lahko izračunamo tudi na podlagi spodnje enačbe [14]:

$$R_{GG} = n \cdot \pi \cdot (D/D_{ref}) \cdot L_{vezni} \cdot \tan \varphi' \quad (5.2)$$

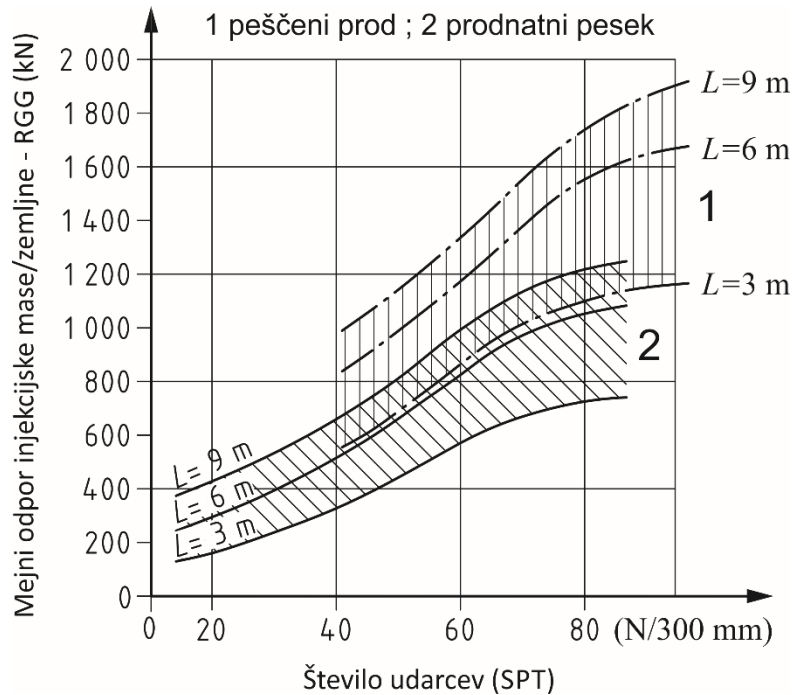
Preglednica 5.2: Relacija med vrsto zemljine in koeficientom n za sidra, injektirana pod nizkim tlakom ($p_i < 1000$ kPa).

Zemljina	n (vrednost za premer vrtine $D_{ref} = 0,1$ m)
Grobo zrnati pesek in prod ($k_w > 10^{-4}$ m/s)	400 kN/m – 600 kN/m
Drobni in srednji peski ($10^{-4} > k_w > 10^{-6}$ m/s)	130 kN/m – 165 kN/m

Za sidra, ki so injektirana pod visokim tlakom ($p_i > 2000$ kPa), lahko izberemo odpornost sidra na podlagi diagramov spodaj. Prvi diagram (slika 5-2) prikazuje nosilnost veznega dela sidra na podlagi relativne gostote, drugi diagram na sliki 5-3 pa prikazuje nosilnost glede na število udarcev dobljenih pri preiskavi SPT.



Slika 5-2: Relacija med relativno gostoto D_r in nosilnostjo R_{GG} za sidra, injektirana pod visokim tlakom ($p_i > 2000$ kPa).



Slika 5-3: Relacija med SPT in nosilnostjo R_{GG} za sidra, injektirana pod visokim tlakom ($p_i > 2000$ kPa).

5.2 Izračun nosilnosti veznega dela v drobno zrnati zemljini

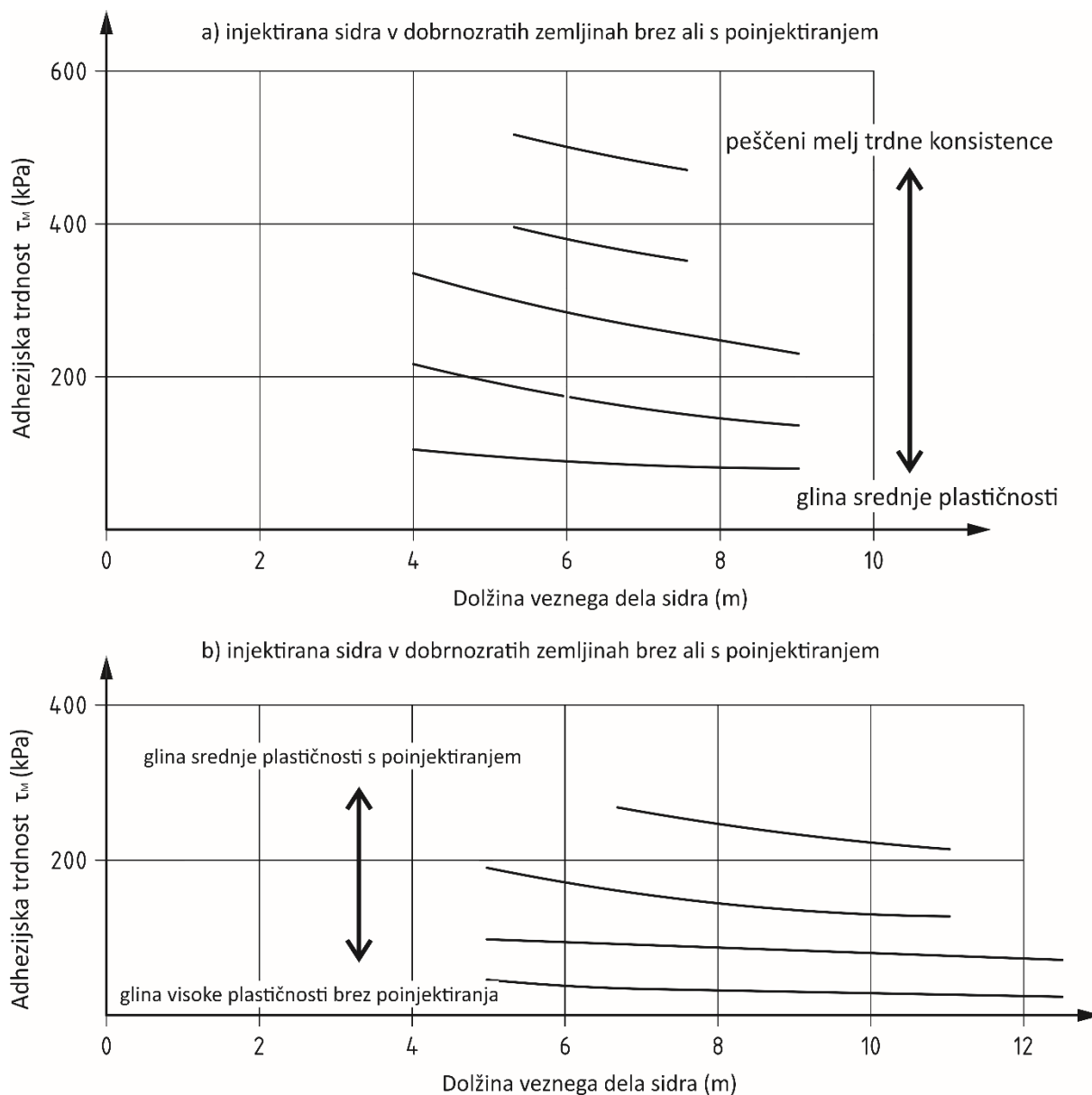
Za sidra, ki so injektirana pod nizkim tlakom ($p_i < 1000$ kPa), lahko izračunamo odpornost sidra z enačbo:

$$R_{GG} = \pi \cdot D \cdot L_{vezni} \cdot c_u \quad (5.3)$$

kjer je c_u nedrenirana strižna trdnost zemljine.

Za sidra, ki so injektirana pod visokim tlakom ($p_i > 2000$ kPa), lahko izberemo adhezijsko trdnost τ_m na podlagi diagramov spodaj (slika 5-4). Nosilnost veznega dela sidra izračunamo z enačbo [14]:

$$R_{GG} = \pi \cdot D \cdot L_{vezni} \cdot \tau_m \quad (5.4)$$



Slika 5-4: Adhezijska trdnost τ_m za sidra, injektirana pod visokim tlakom ($p_i > 2000$ kPa).

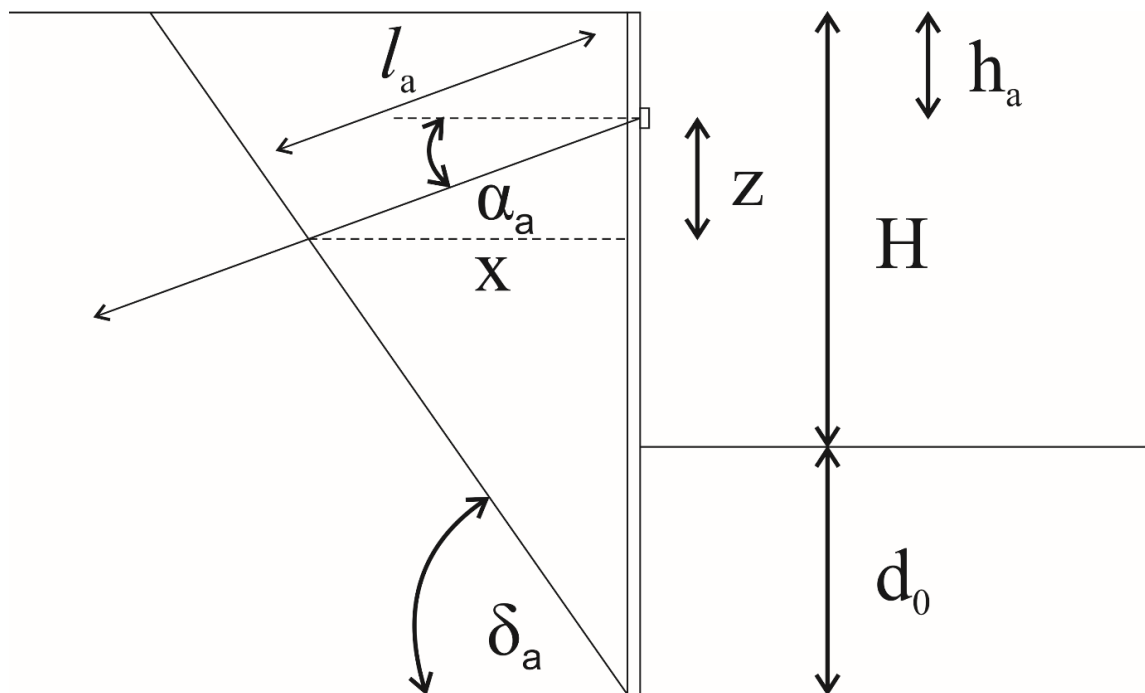
Pri načrtovanju sidrnih elementov je torej potrebno upoštevati predvsem dva dejavnika: a) dolžino sidra in b) nosilnost zemljine, ki prevzema obremenitev sidra. Pri načrtovanju sidra preverimo naslednje dejavnike:

- trdnost jeklenice,
- korozijo sidrne glave,
- porušitev na kontaktu zemljine in injekcijske mase,
- porušitev na kontaktu jeklenice in injekcijske mase,
- izgubo sile pred-napetja zaradi lezenja jekla, relaksacije.

Navodila za projektiranje sidra so opisana v SIST EN 1997-1, EN1537, ISO EN 22477-5 in BS 8081 [6, 14, 15, 16].

5.3 Izračun dolžine prostega dela sidra l_a

Zelo pomembno je namestiti vezni del sidra dovolj daleč stran od vitke podporne konstrukcije, torej izven območja drsne ploskve. Slika prikazuje varno območje sidranja.



Slika 5-5: Določitev dolžine prostega dela sidra.

Prosti del sidra izračunamo s pomočjo naslednjih geometrijskih razmerij:

$$\frac{z}{x} = \tan \alpha_a \quad (5.5)$$

$$\tan \delta_a = \frac{(d_0 + H - h_a) - z}{x} \quad (5.6)$$

$$z = (d_0 + H - h_a) - x \cdot \tan \delta_a \quad (5.7)$$

$$\frac{(d_0 + H - h_a) - x \cdot \tan \delta_a}{x} = \tan \alpha_a \quad (5.8)$$

$$(d_0 + H - h_a) - x \cdot \tan \delta_a = x \cdot \tan \alpha_a \quad (5.9)$$

$$x = \frac{(d_0 + H - h_a)}{\tan \delta_a + \tan \alpha_a} \quad (5.10)$$

$$\cos \alpha_a = \frac{x}{l_a} \quad (5.11)$$

$$l_a = \frac{(d_0 + H - h_a)}{\tan \delta_a \cdot \cos \alpha_a + \sin \alpha_a} \quad (5.12)$$

5.4 Računski primer 9: Preveritev nosilnosti sidra

Obravnavajte injektirano sidro, ki je potrebno za podpiranje vitke podporne konstrukcije. Ločeni stabilnostni izračuni stene kažejo, da mora sistem sidranja zagotavljati horizontalno silo:

$R_{d,MSU} = 150 \text{ kN/m}$, ki zagotavlja mejno stanje uporabnosti, in

$R_{d,MSN} = 170 \text{ kN/m}$, ki zagotavlja ustrezno nosilnost konstrukcije.

Dolžina veznega dela sidra znaša $L_{vezni} = 4 \text{ m}$. Sidra bodo nameščena v pesek s karakterističnim strižnim kotom $\varphi_k = 34^\circ$. Sidra bodo vgrajena pod kotom $\theta = 20^\circ$ glede na vodoravno ravnino in z medsebojnim horizontalnim razmikom $s = 1,5 \text{ m}$. Premer vrtine za sidro znaša $D = 137 \text{ mm}$. Podana tudi strižna nosilnost kontakta injekcijske mase - zemljina $n = 150 \text{ kN/m}$.

$$P_d = \max(R_{d,MSU}, R_{d,MSN}) \cdot s / \cos(\theta) \quad (\text{R9-1})$$

$$P_{tk} = f_{pk} \cdot A_t \quad (\text{R9-2})$$

$$P_{t0,1k} = f_{p0,1k} \cdot A_t \quad (\text{R9-3})$$

$$R_{i,k} = P_{tk} \quad (\text{R9-4})$$

$$R_{e,k} = L \cdot n_a \cdot \tan \varphi_k \cdot (D/D_{ref}) \quad (\text{R9-5})$$

$$R_{a,k} = \min(R_{i,k}, R_{e,k}) \quad (\text{R9-6})$$

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a \quad (\text{R9-7})$$

$$IZ = P_d / R_{a,d} \quad (\text{R9-8})$$

$$n_a = 130 - 165 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ fina in srednja zrnava peska, pri } D_{ref} = 100 \text{ mm} \quad (\text{R9-9})$$

$$n_a = 400 - 600 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ groba zrnava peska, pri } D_{ref} = 100 \text{ mm} \quad (\text{R9-10})$$

$R_{d,MSU} \text{ (kN/m)}$	= 150	sidrna sila za MSU
$R_{d,MSN} \text{ (kN/m)}$	= 170	sidrna sila za MSN
$L \text{ (m)}$	= 4	dolžina veznega dela sidra
$\varphi'_k \text{ (}^\circ\text{)}$	= 34	strižni kot zemljine
$\theta \text{ (}^\circ\text{)}$	= 20	naklon sidra
$s \text{ (m)}$	= 1,5	razdalja med sidri
$D \text{ (mm)}$	= 137	premer vrtine sidra
$n_a \text{ (kN/m)}$	= 150	strižna odpornost veznega dela

SIDRO

$n_w (-) =$	7	število pramenov
$d (mm) =$	15,2	premer pletenice
$A_t (mm^2) =$	165	površina pletenice
$f_{pk} (MPa) =$	1820	natezna trdnost jekla
$f_{p0,1k} (MPa) =$	1547	napetost jekla pri $\epsilon = 0,1 \%$
$P_d (kN) =$	271,4	računska sila na sidro
$P_{tk} (kN) =$	300	karakteristična natezna trdnost jeklenice
$P_{t0,1k} (kN) =$	255	karakteristična natezna napetost v jeklenici
$R_{i,k} = P_{tk} (kN) =$	300	notranja odpornost sidra
$D_{ref} (mm) =$	100	referenčni premer vrtine
$R_{e,k} (kN) =$	554	strižna sila med cementno pasto in zemljino
$R_{a,k} (kN) =$	300	karakteristična odpornost sidra

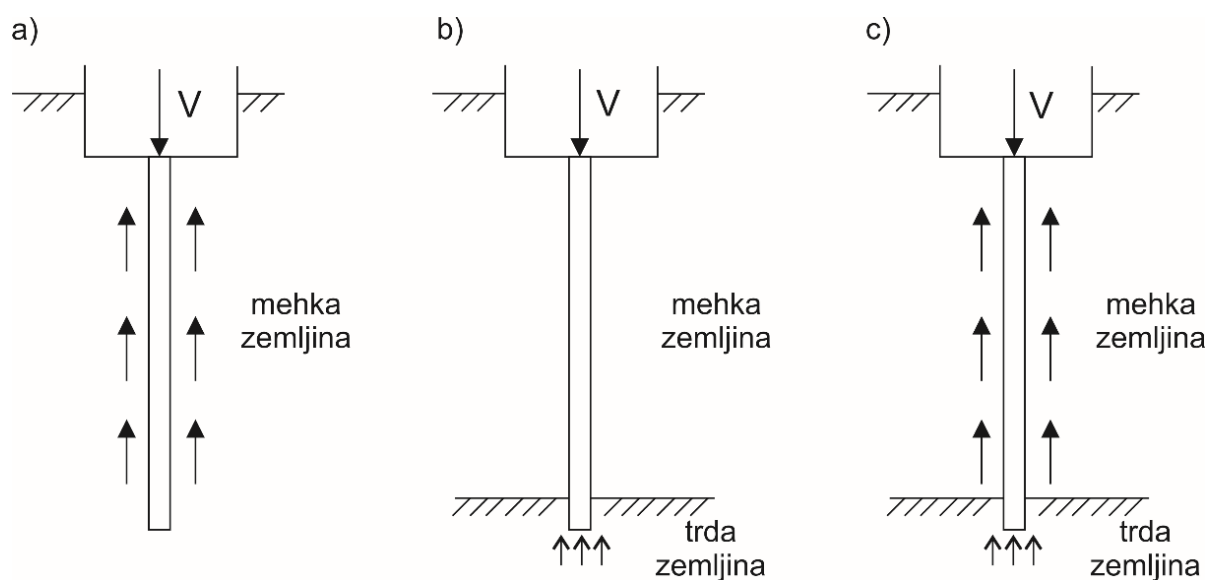
Projektna odpornost sidra:

$\gamma_a (-) =$	1,1	količnik varnosti
$R_{a,d} (kN) =$	273	projektna odpornost sidra
$IZ (\%) =$	99	izkoriščenost sidra

6 Piloti

Piloti so konstrukcijski elementi, ki prenašajo obremenitev objekta v tla. Prenos poteka na tri načine:

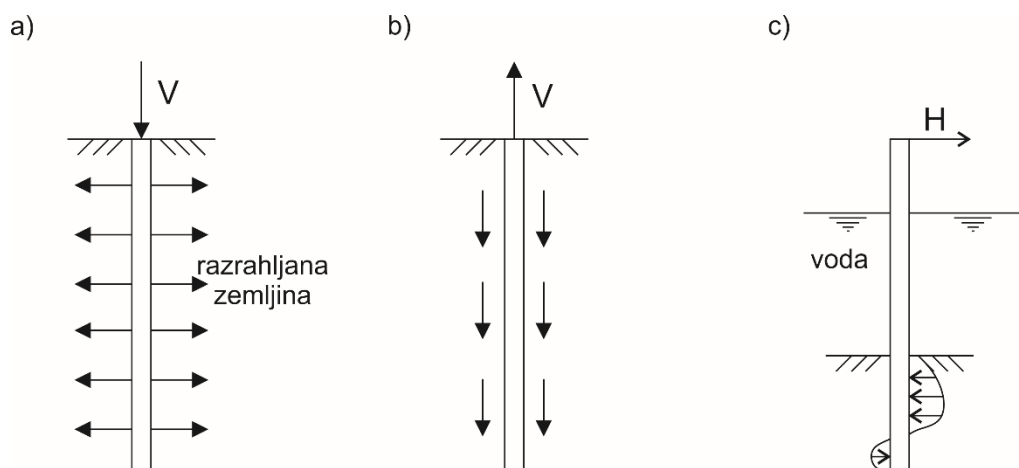
1. S trenjem ali adhezijo med zemljino in površino pilota.
2. S konico pilota, pilot deluje kot steber.
3. S kombinacijo trenja in konice pilota.



Slika 6-1: Prenos obtežbe v tla.

Pilotov ne uporabljamo samo za prenos vertikalne obremenitve v tla, ampak tudi za druge namene. Obstajajo tri posebne aplikacije:

1. Povečati gostoto obodne zemljine, z namenom stabilizacije zemljine, kar dosežemo z zgoščevanjem.
2. Piloti preprečijo dvig konstrukcije zaradi vzgona. Pilot je natezno obremenjen.
3. Piloti prevzemajo horizontalne sile, na primer pri sidranju pilotne stene.



Slika 6-2: Uporaba pilotov v različne namene.

Metode vgradnje/izgradnje pilotov.

Metoda vgradnje pilotov je odvisna od vrste tal in drugih okoliščin, kot je npr. razdalja do bližnjih objektov. Najpogostejše metode vgradnje pilotov so:

- 1) Zabiti piloti;
- 2) Vtisjeni piloti;
- 3) Uvrtani piloti;
- 4) Vibrirani piloti;
- 5) Injektirani piloti;

6.1 Kdaj uporabiti pilote?

Zaradi visoke podtalne vode v razrahljanem pesku lahko pri izkopu gradbene jame pričakujemo težave pri črpanju vode in lomu tal. Piloti, ki prenašajo obremenitev preko plašča, morajo biti vgrajeni v kompaktni pesek dovolj globoko (slika 6-3a).

Homogen, razrahljan pesek z globino ne pridobi večje trdnosti in togosti. Potrebna je zadostna dolžina pilota. Plitvo temeljenje bi bilo dražje tudi zato, ker bi se plitvi temelj približal podtalnici (slika 6-3b).

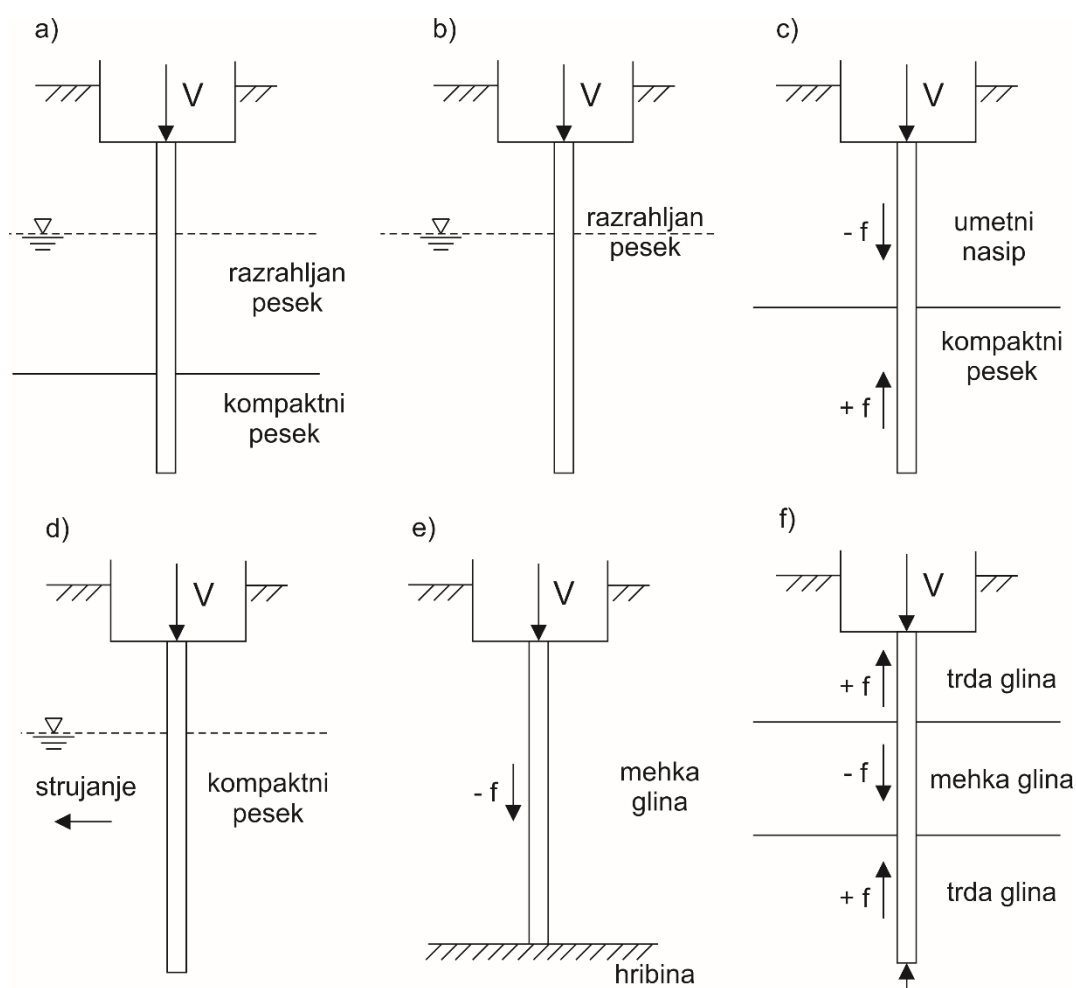
Nosilnost nasipa je nezadostna. Pilot mora prodreti skozi nosilni kompaktni pesek. Potrebno je upoštevati negativno trenje na plašču zaradi nasipa (slika 6-3c).

Običajno imajo plitvi temelji zadostno nosilnost v kompaktnem pesku. Zaradi strujanja podtalne vode se lahko zrna sperejo, zato je izgradnja pilotov lahko upravičena (slika 6-3d).

Mehka zemljina ima pogosto nezadostno trdnost, zato je potrebno vgraditi pilote do trdne podlage, kot je na primer hribina. Mehka glina pa lahko povzroči tudi negativno trenje na plašču pilota (slika 6-3e).

Trda glina ima dovolj veliko nosilnost, da lahko prevzame obremenitve s plitvim temeljem, vendar spodnji sloj zelo mehke glina teh napetosti ne more prenesti. Uporabimo lahko pilote, nosilne na plašču ali na konici, seveda pa je potrebno upoštevati tudi negativno trenje, ki nastane na sloju mehke zemljine (slika 6-3f).

Pilote uporabimo tudi v naslednjih okoliščinah: (1) kadar je velikost obremenitve pod različnimi deli konstrukcije neenakomerna, (2) kadar bi izgradnja plitvega temelja lahko poškodovala obstoječe zgradbe, (3) kadar konstrukcija ni dovolj toga in bi lahko nastali veliki diferencialni posedki.



Slika 6-3: Različni pogoji v tleh.

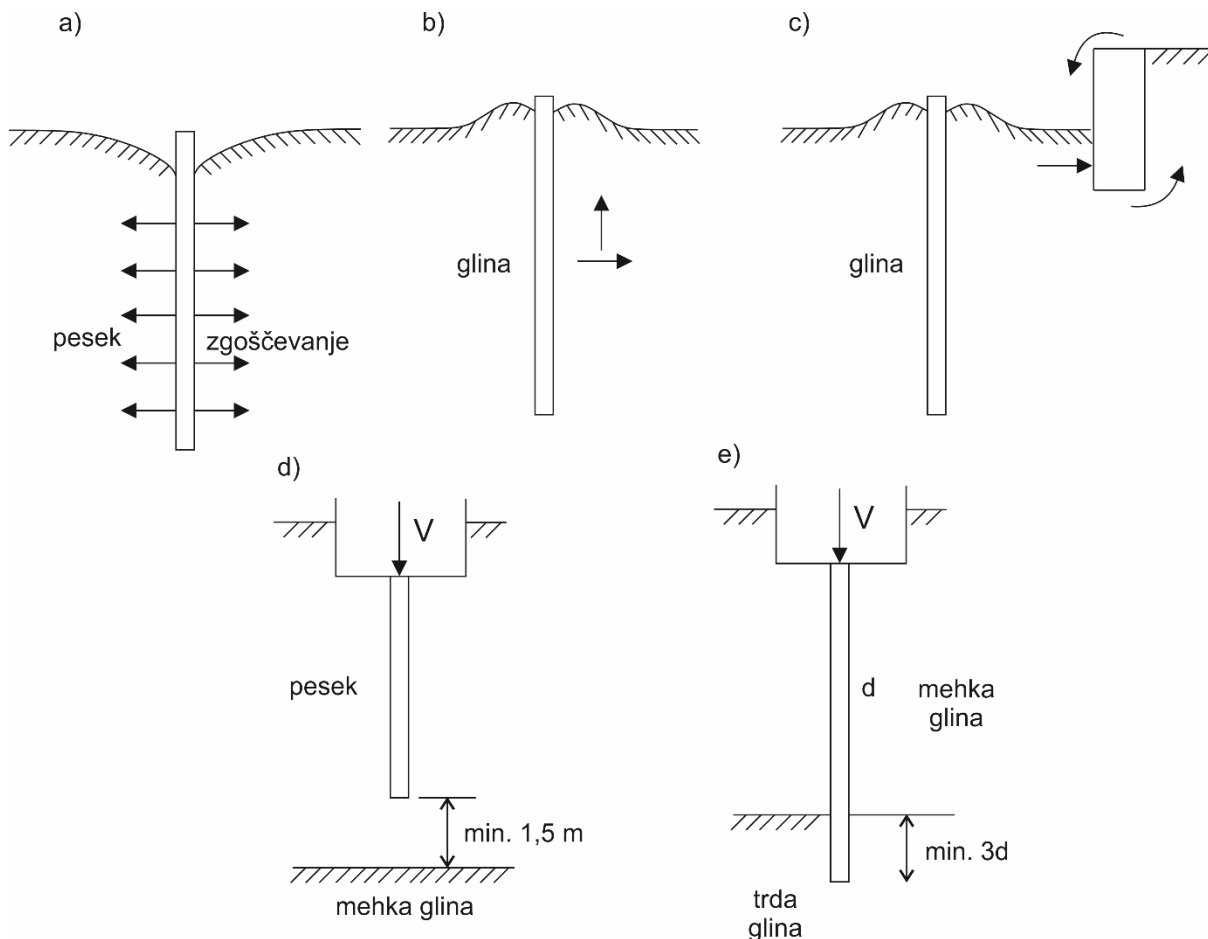
6.2 Kdaj piloti niso potrebni in kakšni so učinki pilotov?

Uporaba pilotov je popolnoma nepotrebna, ko ima zemljina dovolj veliko nosilnost, da lahko prevzame obtežbe plitvih temeljev. Vgradnja pilotov v občutljivo glino lahko zmanjša njeno strižno trdnost. Učinki, ki zahtevajo previdnost, so:

V primeru, da vgradimo pilot v debelo zrnata tla, se tla v bližini znižajo. Vodoravne sile, ki pri tem nastanejo, lahko vplivajo na sosednje objekte (slika 6-4a).

V kohezivnih tleh lahko pri vgradnji pilota pride do vodoravnega in navpičnega pomika tal. Posledica tega je negativno trenje na plašču pilota (slika 6-4b). Vodoravni pomiki tal lahko povzročijo nezaželene sile na sosednje konstrukcije (slika 6-4c). V tem primeru je potrebno uporabiti uvertane pilote. Ko se piloti vgradijo v kohezivno zemljo, se povečajo porni tlaki. Ko ti tlaki s časom upadejo (konsolidacija), se tla spustijo na prvotno nivo. Pilot ali skupina pilotov ne sme segati do spodnjega mehkega sloja, saj bi bila v tem

primeru nosilnost na konici pilota presežena. Konica pilota mora biti vsaj 1,5 m nad mehko glino (slika 6-4d). Konica pilota mora segati dovolj globoko v trdni sloj gline, običajno trikratnik premera pilota (slika 6-4e)

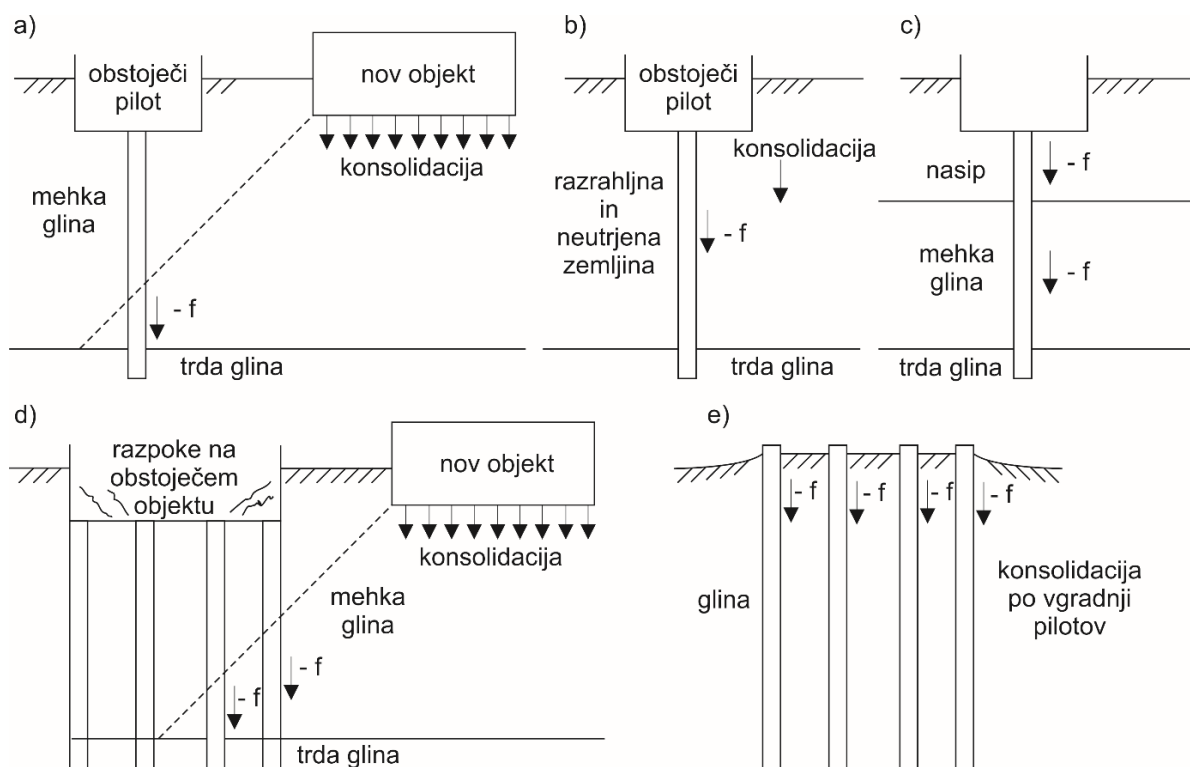


Slika 6-4: Negativni učinki pilotov.

6.3 Negativno trenje na plašču

Obremenjen pilot se pomakne navzdol, hkrati pa povleče navzdol tudi zemljino, ki obdaja pilota. Trenje zemljine na plašču se upira temu pomiku, zato povzroči silo upora navzgor. Takšnemu trenju pravimo pozitivno trenje na plašču. V določenih okoliščinah pa se zemljina pomakne navzdol glede na pilota. Trenje na plašču v tem primeru povzroči silo navzdol, zato se poveča obremenitev na pilota. Temu trenju pravimo negativno trenje na plašču. Piloti morajo biti zasnovani tako, da prenesejo dodatno obremenitev zaradi negativnega trenja na plašču. Slika 6-5 prikazuje primere negativnega trenja: a) nov objekt povzroči konsolidacijo zemljine, kar povzroči negativno trenje na plašču pilota, b) nasip se postopoma utrudi pod lastno težo, kar povzroča negativno trenje na plašču pilota, c) dodaten nasip povzroči konsolidacijo mehke gline, kar povzroči negativno trenje na plašču

pilota v območju nasipa in mehke gline, d) pilota na desni strani sta izpostavljena negativnemu trenju, to pa lahko povzroči diferencialne pomike in razpoke na obstoječem objektu, e) kadar so piloti zabiti na majhni medsebojni razdalji, nastane dvig tal zaradi povečanih pornih tlakov, nato pa konsolidacija povzroči negativno trenje na zgornjem delu pilotov.

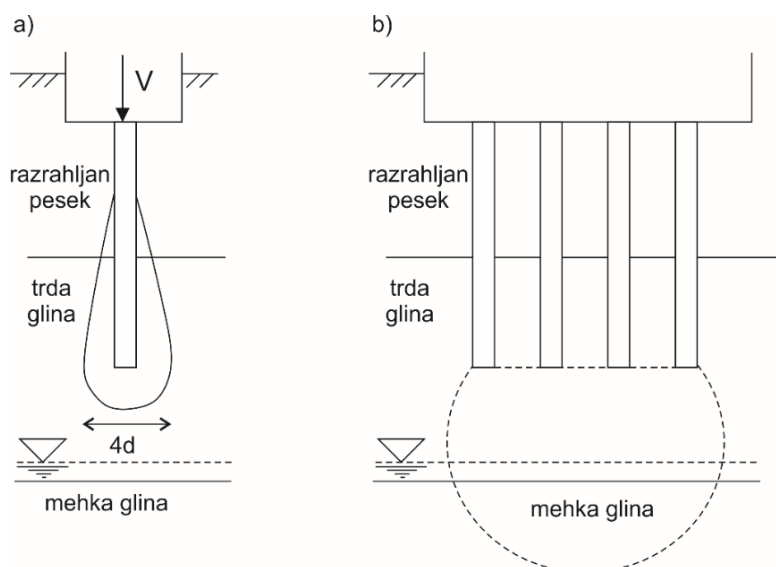


Slika 6-5: Negativno trenje na plašču.

Učinek negativnega trenja na plašču je večji, kadar pilot prenaša obremenitev preko konice pilota, saj se ne pomika skupaj s tlemi. Piloti, ki prenašajo obremenitev preko plašča (plavajoči piloti), so le delno obremenjeni z negativnim trenjem.

6.4 Razporeditev napetosti v bližini pilotov

Na razporeditev napetosti v bližini pilotov vplivajo naslednji dejavniki: a) vrsta zemljine, b) stanje zemljine, c) širina oziroma premer pilota, d) dolžina pilota in e) metoda vgradnje pilota. Na podlagi terenskih testov lahko sklepamo, da je vpliv pilota izven razdalje štirikratnega premera pilota (4d) zelo majhen. Vpliv skupine pilotov pa lahko sega tudi do večjih globin.



Slika 6-6: Razporeditev napetosti v bližini pilotov.

6.5 Določitev nosilnosti pilotov

Določitev nosilnosti pilotov je težko določiti zaradi spremenljivih lastnosti tal in zaradi vpliva načina vgradnje pilotov. Nosilnost pilotov lahko ocenimo:

- 1) Statično, teoretični izrazi, empirični postopek;
- 2) Dinamično, izrazi za vgradnjo pilotov, empirični postopek;
- 3) Terenske meritve, obremenilni preizkusi;

Zadnja dva postopka običajno izvajajo specializirani izvajalci pilotov na kraju samem, zato je tukaj obravnavan samo prvi postopek.

6.6 Teoretična določitev nosilnosti pilota

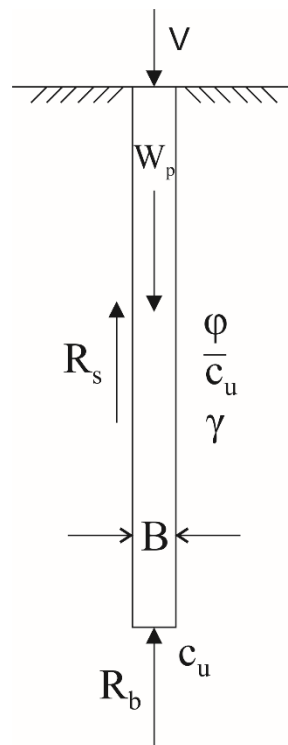
Obremenitev na pilot lahko izrazimo na dva načina:

$$V \leq R_c - W_p \quad (6.1)$$

$$V \leq R_b + R_s - W_p \quad (6.2)$$

$$R_c = R_b + R_s \quad (6.3)$$

kjer je: maksimalna obremenitev pilota V , teža pilota W_p , nosilnost pilota na konici R_b , nosilnost pilota na plašču R_s , skupna tlačna nosilnost pilota R_c in povprečna nedrenirana strižna trdnost na dolžini pilota \bar{c}_u .



Slika 6-7: Shema k računu nosilnosti posameznega pilota.

Nosilnost pilota na konici (R_b):

Nosilnost pilota na konici lahko izračunano iz enačbe za določitev nosilnosti plitvih temeljev:

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \sigma'_0 \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma. \quad (6.4)$$

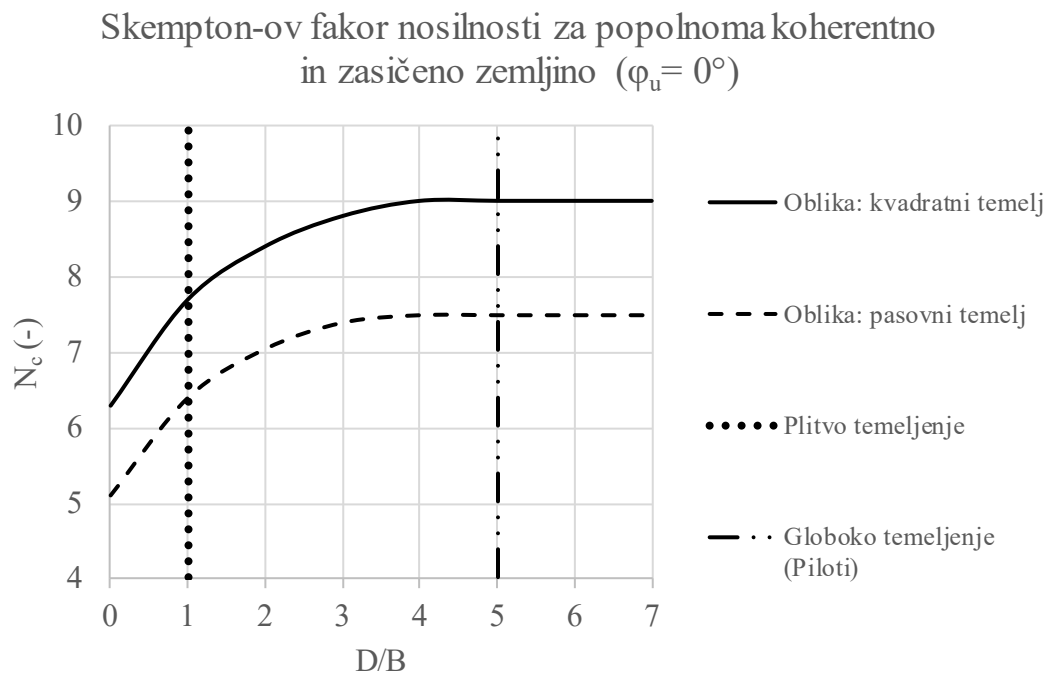
Ker je širina pilota B oziroma premer pilota D zelo majhen v primerjavi z dolžino pilota L , lahko zanemarimo tretji člen. Torej sledi:

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c + \sigma'_0 \cdot N_q \quad (6.5)$$

kjer je σ'_0 efektivna napetost na konici pilota in c_u nedrenirana strižna trdnost na konici pilota. V primeru, da označimo površino konice pilota z A_b , potem sledi:

$$R_b = A_b \cdot q_{ult} = A_b \cdot c_u \cdot N_c + A_b \cdot \sigma'_0 \cdot N_q \quad (6.6)$$

Vrednost faktorja nosilnosti N_c za popolnoma koherentno in zasičeno zemljinno ($\phi_u = 0$) je podal Skempton.



Slika 6-8: Skemptonov faktor nosilnosti za popolnoma koherentno in zasičeno zemljino.

Za določitev koeficienta N_c se uporablja tudi spodnja relacija [17]:

$$N_c = 0,63 \cdot (8,87 - \ln(c_u)_b) \cdot (\ln(c_u)_b - 1,35); 25 \text{ kPa} \leq (c_u)_b \leq 190 \text{ kPa}; q_b \leq 4000 \text{ kPa} \quad (6.7)$$

Nosilnost pilota na plašču (R_s):

Nosilnost na plašču je odvisna od koherentnosti ali nekoherentnosti zemljine. V tleh brez kohezije je odpornost odvisna od trenja na plašču, kjer ima največji vpliv strižni kot φ . V koherentnih tleh je odpornost odvisna od adhezije, kar pa izrazimo glede na povprečno vrednost kohezije $\overline{c_u}$. Nosilnost na plašču v primeru nekoherentne zemljine izračunamo kot:

$$q_s = K_s \cdot \overline{\sigma'_0} \cdot \tan \delta \quad (6.8)$$

$$R_s = q_s \cdot A_s = A_s \cdot K_s \cdot \overline{\sigma'_0} \cdot \tan \delta \quad (6.9)$$

kjer so: A_s površina plašča pilota, K_s povprečni koeficient zemeljskega pritiska, δ kot trenja med pilotom in zemljino in $\overline{\sigma'_0}$ povprečna efektivna napetost na dolžini pilota. V tabeli so podane orientacijske vrednosti prametrov K_s in δ [18].

Preglednica 6.1: Vrednosti parametrov K_s in δ za določitev nosilnosti na plašču v nekoherentnih tleh

Pilot (material)	δ (°)	K_s	
		Razrahljana	Zgoščena
Beton	$3/4 \varphi$	1,0	2,0
Jeklo	20	0,5	1,0
Les	$2/3 \varphi$	1,5	4,0

Nosilnost na plašču v primeru koherentne zemljine izračunamo kot:

$$q_s = \alpha \cdot \overline{c_u} \quad (6.10)$$

$$R_s = q_s \cdot A_s = \alpha \cdot \overline{c_u} \cdot A_s \quad (6.11)$$

kjer sta: α adhezijski faktor, ki je odvisen od vrste koherentne zemljine, in $\overline{c_u}$ povprečna nedrenirana strižna trdnost intaktne zemljine. Orientacijske vrednosti parametra α so podane v spodnji tabeli [19].

Preglednica 6.2: Vrednosti parametra α za določitev nosilnosti na plašču v koherentnih tleh

Pilot (material)	α (-)
Vrtani piloti in za dimenzioniranje pilotov	0,45
Zabiti piloti	0,25 – 1,0; $\overline{c_u} \geq 50 \text{ kPa}$ 1,0; $\overline{c_u} < 50 \text{ kPa}$
Negativno trenje	0,20

$$\alpha = 0,55; \text{ za } c_u/p_{atm} \leq 1,5; p_{atm} = 101,3 \text{ kPa} \quad (6.12)$$

$$\alpha = 0,55 - 0,1 \cdot (c_u/p_{atm} - 1,5); \text{ za } 1,5 \leq c_u/p_{atm} \leq 2,5 \quad (6.13)$$

$$q_s = \alpha_u \cdot c_u \leq 380 \text{ kPa} \quad (6.14)$$

Skupna nosilnost in projektna nosilnost pilota:

$$R_c = A_b \cdot \sigma'_0 \cdot N_q + A_s \cdot K_s \cdot \overline{\sigma'_0} \cdot \tan \delta \quad (6.15)$$

$$R_c = A_b \cdot c_u \cdot N_c + \alpha \cdot \overline{c_u} \cdot A_s \quad (6.16)$$

$$R_{cd} = R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s \quad (6.17)$$

Negativno trenje na plašču pilota (V_f)

Zaradi negativnega trenja je potrebno upoštevati dodatno silo, ki deluje na pilot. Silo zaradi negativnega trenja izračunamo z naslednjimi izrazi:

za nekoherentno zemljinu:

$$q_f = K_s \cdot \overline{\sigma'_0} \cdot \tan \varphi \quad (6.18)$$

$$V_f = A_s \cdot K_s \cdot \overline{\sigma'_0} \cdot \tan \varphi \quad (6.19)$$

za koherentno zemljinu:

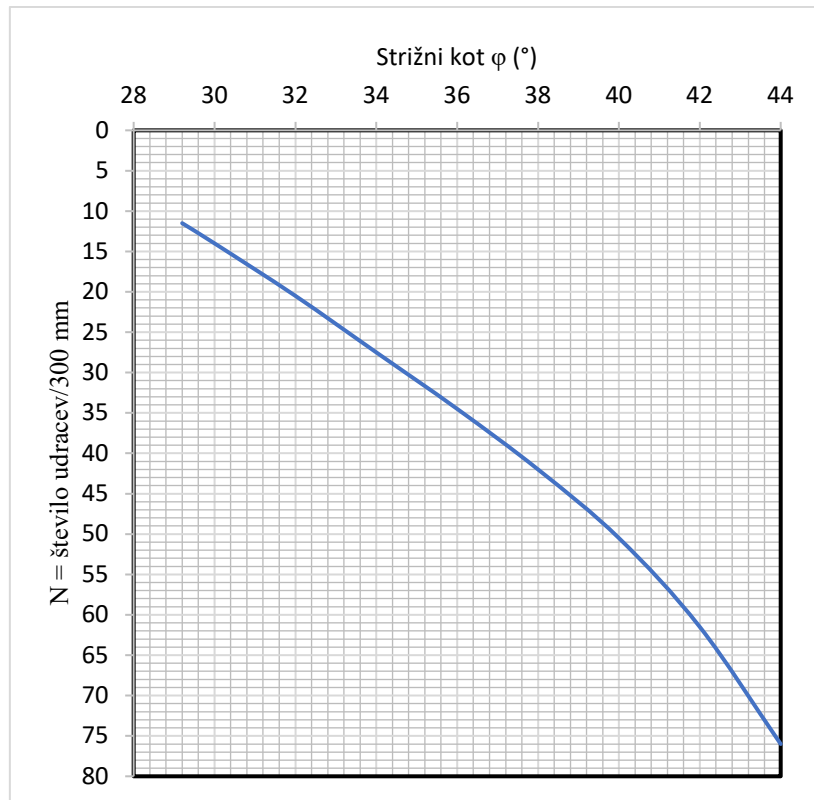
$$q_f = 0,1 \cdot \overline{\sigma'_0} \quad (6.20)$$

$$V_f = A_s \cdot 0,1 \cdot \overline{\sigma'_0} \quad (6.21)$$

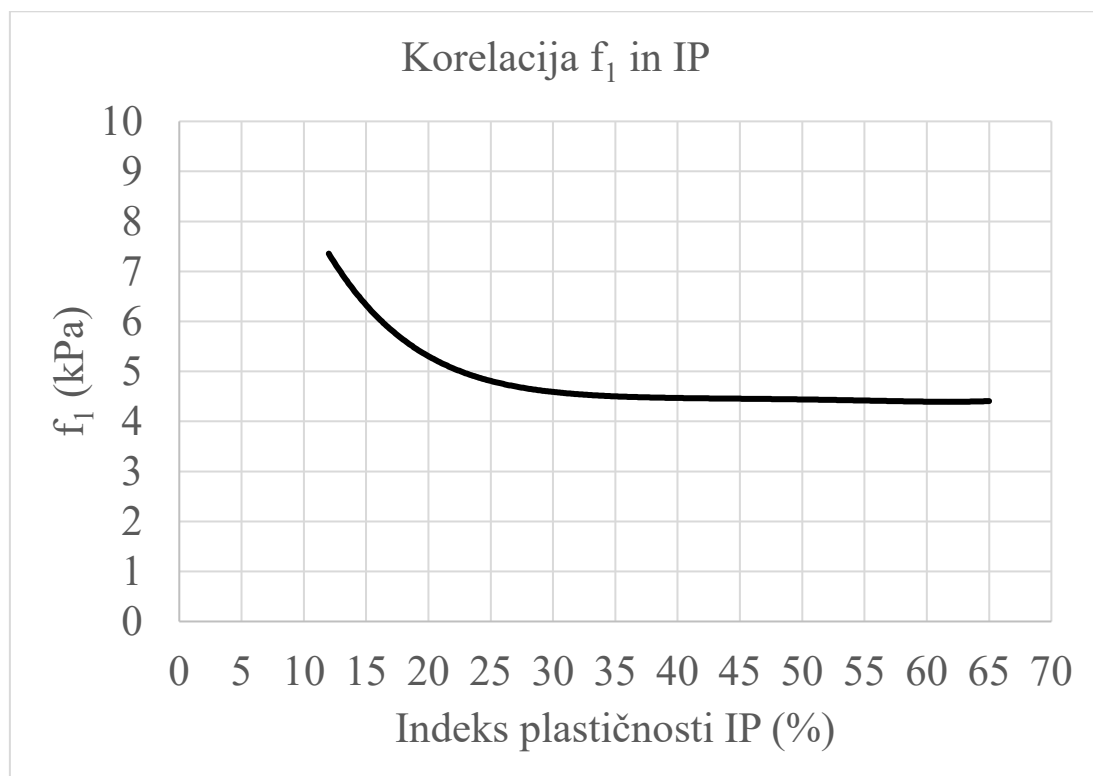
Korelacije SPT in nosilnost pilota

Preglednica 6.3: Korelacija SPT in nedrenirana strižna trdnost

Število udarcev (SPT)	N	Enosna strižna trdnost $2c_u$ (kPa)	Konsistenca
< 2		< 25	zelo lahko gnetna konsistenca
2 - 4		25 - 50	lahko gnetna konsistenca
4 - 8		50 - 100	srednje gnetna konsistenca
8 - 15		100 - 200	težko gnetna konsistenca
15 - 30		200 - 400	zelo težko gnetna konsistenca
> 30		> 400	trdna konsistenca



Slika 6-9: Korelacija SPT in strižni kot zemljine.



Slika 6-10: Korelacija indeks plastičnosti in parameter f_1 .

Preglednica 6.4: Korelacija SPT in nosilnost pilota na konici

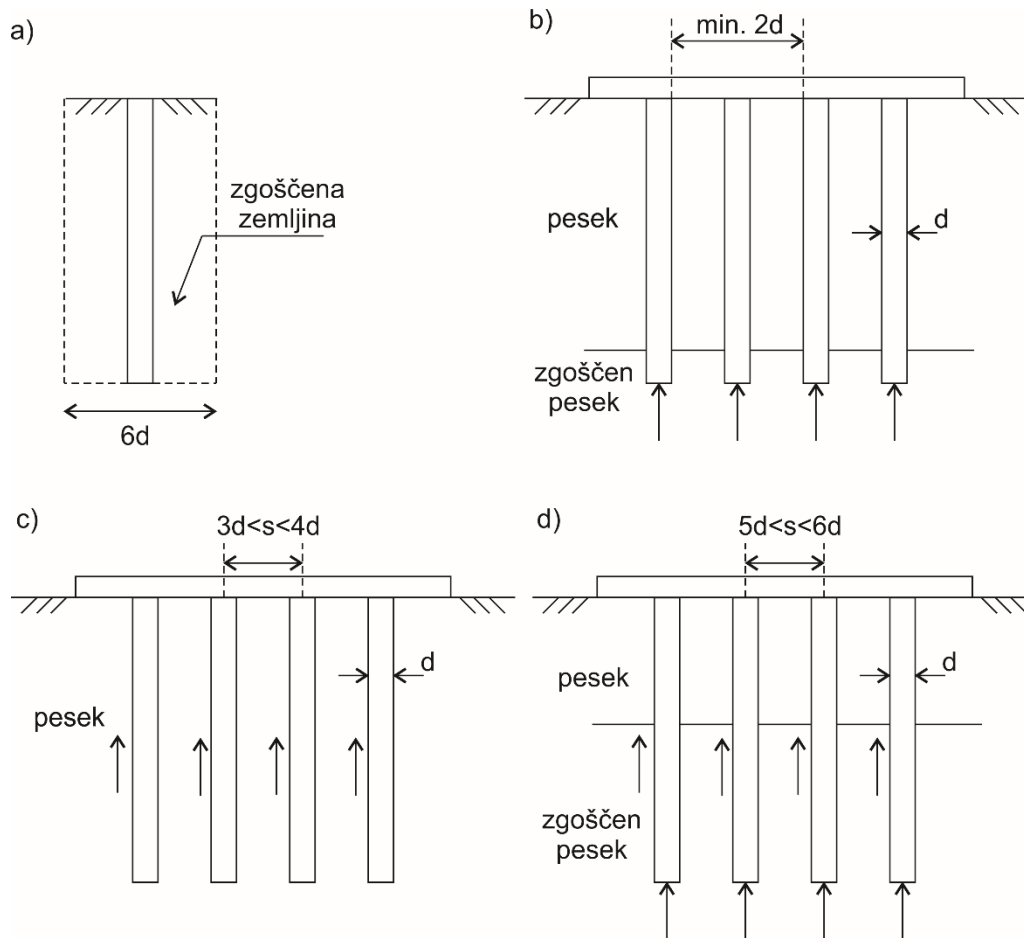
Tip pilota	Tip zemljine	q_b (kN/m ²)	q_s (kN/m ²)
Zabiti	pesek in gramoz	$40 \cdot D \cdot N/B \leq 400 \cdot N$	$2 \cdot \bar{N}$
	peščeni melj, melj	$30 \cdot D \cdot N/B \leq 300 \cdot N$	
Uvrtani	pesek in gramoz	$14 \cdot D \cdot N/B$	$2 \cdot \bar{N}/3$
	peščeni melj, melj	$10 \cdot D \cdot N/B$	

D – vgrajena dolžina, \bar{N} – povprečno število N na dolžini pilota, B – širina pilota.

6.7 Skupina pilotov

Večino gradbenih objektov ne podpira samo en pilot, ampak so podprti z večjim številom pilotov. Posedanje in prenašanje obremenitve skupine pilotov se razlikuje od prenašanja obremenitev posameznega pilota. Maksimalna dovoljena obremenitev na skupino pilotov je pogosto omejena z dovoljenimi posedki. Posedki so odvisni od: (1) vrste zemljine, (2) vrste pilotov glede na prenos obremenitve in (3) razdalje med piloti.

Nekoherentna zemljina: Zabiti piloti zgostijo okoliško zemljino. Vplivno območje znaša približno trikratnik premera pilota (slika 6-11a). Bolj kot je razrahljana zemljina, manjšo je vplivno območje. Slika 6-11 prikazuje tudi minimalno razdaljo med piloti: (b) piloti nosilni na konici, (c) piloti nosilni na plašču in (d) piloti nosilni na plašču in konici.



Slika 6-11: Skupina pilotov.

Koherentna zemljina: Zabijanje pilotov v mehko glino lahko povzroči dvig tal zaradi povečanih pornih tlakov. V trdni glini lahko zabijanje pilotov dvigne sosednje, prej zabite pilote, ki jih je nato treba ponovno zabiti.

Nosilnost skupine pilotov:

Če je razmik pilotov manjši od premera pilota in je nosilnost na konici pilota kohezivne zemljine presežena, potem nastane porušitev celotnega bloka skupine pilotov (glej sliko 6-12). Zemljina, ki obdaja pilote, se pomakne navzdol skupaj s piloti. Nosilnost skupine pilotov izračunamo z naslednjim izrazom:

$$R_g = c_u \cdot N_c \cdot A_b + A_p \cdot \bar{c}_u \quad (6.22)$$

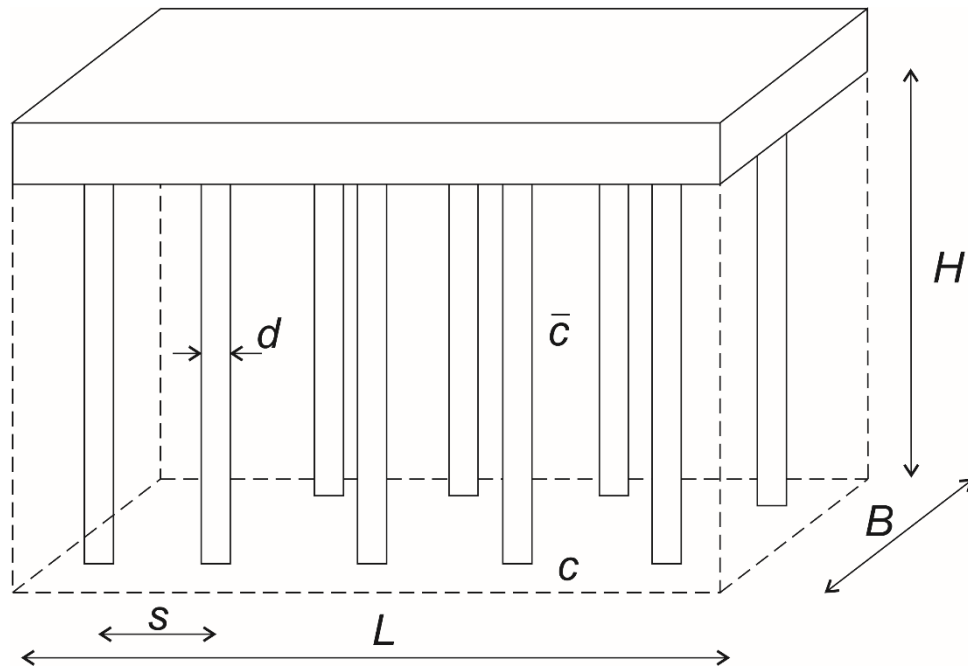
$$A_b = L \cdot B \quad (6.23)$$

$$A_p = 2 \cdot (L + B) \cdot H \quad (6.24)$$

$$N_c = 9 \quad (6.25)$$

Učinkovitost skupine pilotov (η) izrazimo kot kvocient nosilnosti skupine pilotov in skupno nosilnost posameznih pilotov.

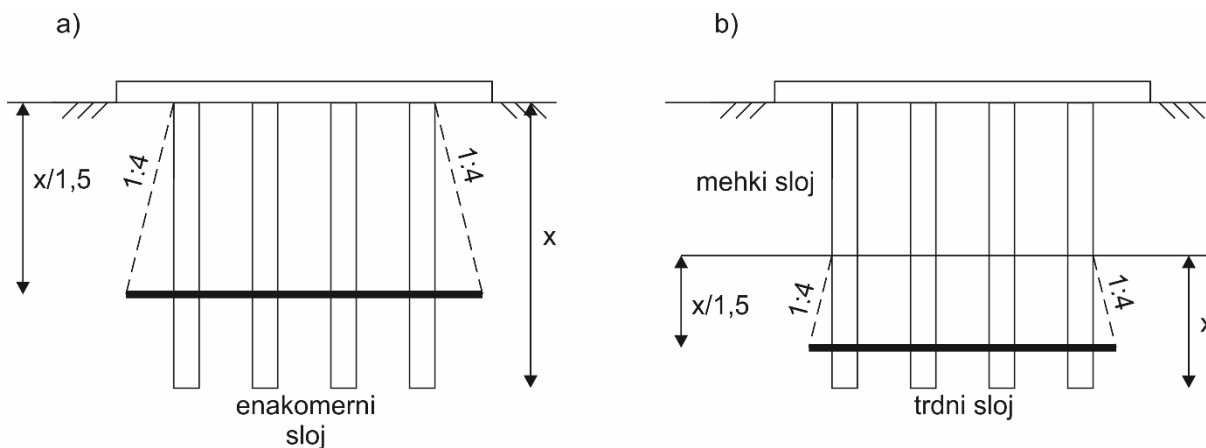
$$\eta = \frac{R_g}{n \cdot R_c} \quad (6.26)$$



Slika 6-12: Shema za izračun nosilnosti skupine pilotov.

Posedek skupine pilotov:

Posedek posameznih pilotov je najbolje določiti z obremenilnim preskusom. Za določitev posedkov skupine pilotov uporabljamo teorijo konsolidacije. Skupino pilotov obravnavamo kot temeljno ploščo, ki se nahaja globlje pod površjem (glej sliko 6-13). Posedek zaradi konsolidacije je običajno veliko večji kot posedek posameznega pilota. Za oceno posedka predpostavimo, da se napetost pod navidezno temeljno ploščo razporedi v razmerju 1:4.

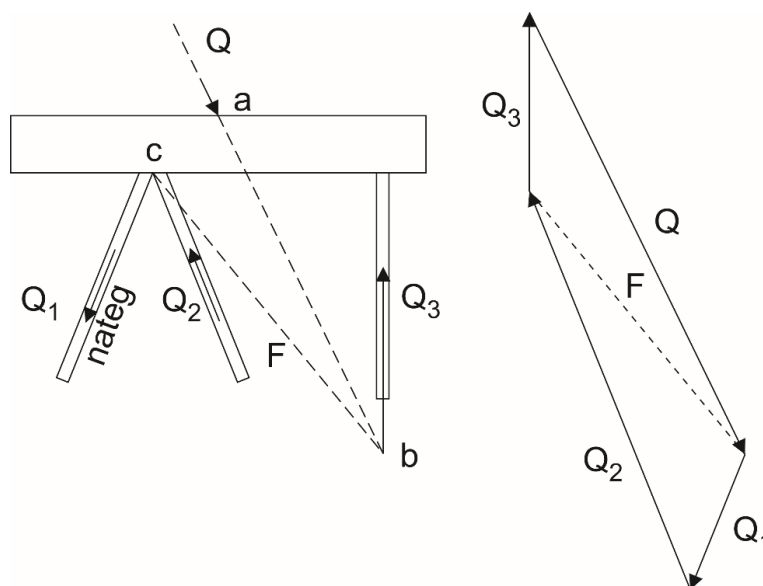


Slika 6-13: Razporeditev napetosti v tleh pri skupini pilotov.

6.8 Prečna nosilnost pilotov

Kadar je konstrukcija obremenjena s horizontalno silo, piloti prevzemajo le majhen del te horizontalne sile. Horizontalna nosilnost pilotov je odvisna od pasivnega odpora, dolžine pilota in strižne trdnosti zemljine. V primeru horizontalne sile uporabljamo prečne pilote. Silo, ki jo nosi vsak pilot, lahko določimo grafično, če so v skupini le tri nevzporedne linije pilotov. Problem postane statično nedoločen, kadar je v skupini pilotov večje število linij pilotov.

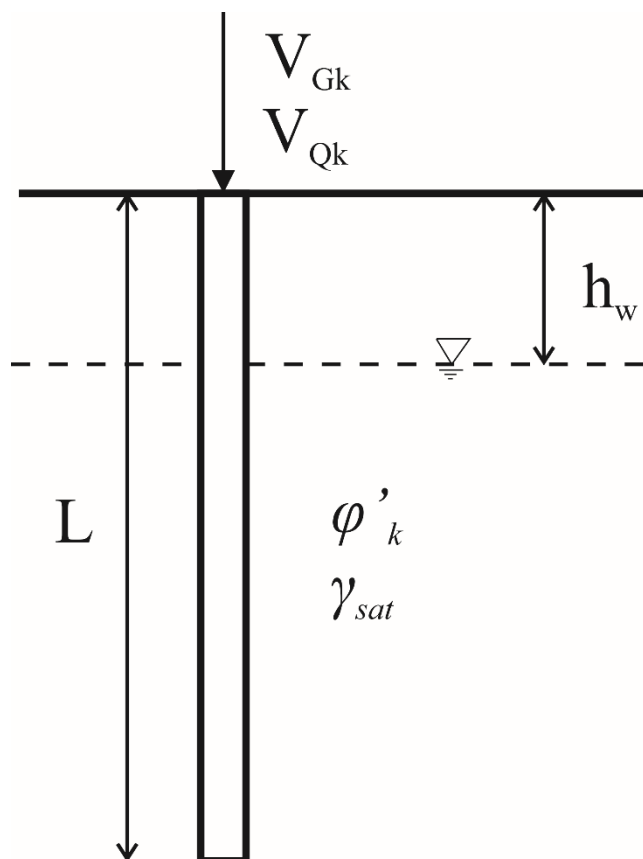
Grafični postopek določitve sil v pilotih je: (1) izris sile Q na liniji a-b, (2) izris pomožne sile F na liniji c-b, (3) izris sile Q_3 na liniji a-c, (4) izris sile Q_1 iz točke b in sile Q_2 iz točke c (5) iz presečišča sil Q_1 in Q_2 dobimo njihove vrednosti, (6) narišemo smer delovanja sil.



Slika 6-14: Grafična metoda določitve sile v pilotih.

6.9 Računski primer 10: Nosilnost pilota v nekoherentnih tleh – analiza efektivnih napetosti

Preverite, ali je nosilnost pilota zadostna skladno s standardom Evrokod 7. Nivo podtalne vode se nahaja na globini $h_w = 1$ m. Ostali podatki so podani v preglednici. Za nosilnost pilota uporabite korelacijo, ki jih je podal Berezantzev [20].



Slika 6-15: Pilot v nekoherentnih tleh.

$$A_b = \pi \cdot D^2 / 4 \quad (\text{RP10-1})$$

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot h_w + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (L - h_w) \quad (\text{RP10-2})$$

$$\lambda = L/D \quad (\text{RP10-3})$$

$$\varphi_d = \tan^{-1}(\tan(\varphi_k) / \gamma_\varphi) \quad (\text{RP10-4})$$

$$N_q = f(\varphi_d, \lambda) \quad (\text{RP10-5})$$

$$q_{b,k} = \sigma'_{vk,b} \cdot N_q \quad (\text{RP10-6})$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi_d) \quad (\text{RP10-7})$$

$$q_{s,k} = c_a + K_0 \cdot 0,5 \cdot \sigma'_{vk,b} \cdot \tan(\varphi_d) \quad (\text{RP10-8})$$

$$W_{G,k} = \gamma_c \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \cdot L \quad (\text{RP10-9})$$

$$V_d = \gamma_G \cdot (V_{G,k} + W_{G,k}) + \gamma_Q \cdot V_{Q,k} \quad (\text{RP10-10})$$

$$R_{bk} = q_{b,k} \cdot A_b \quad (\text{RP10-11})$$

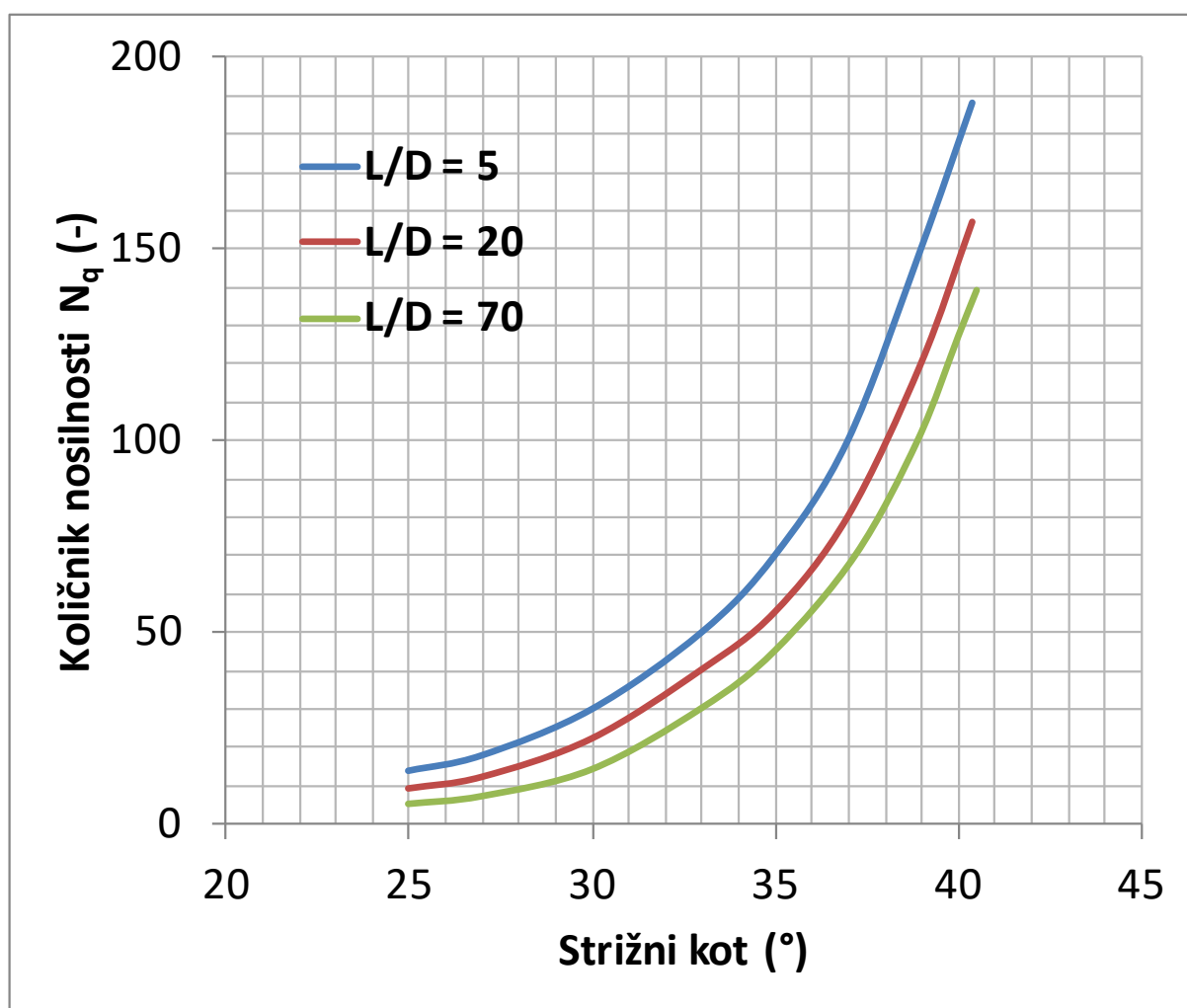
$$R_{sk} = q_{s,k} \cdot \pi \cdot D \cdot L \quad (\text{RP10-12})$$

$$R_{bd} = R_{bk} / (\gamma_b \cdot \gamma_R) \quad (\text{RP10-13})$$

$$R_{sd} = R_{sk} / (\gamma_s \cdot \gamma_R) \quad (\text{RP10-14})$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \quad (\text{RP10-15})$$

$$R_{cd} \geq V_d \quad (\text{RP10-16})$$



Slika 6-16: Količnik nosilnosti - Berezantzev.

TLAČNA NOSILNOST PILOTA (Berezantzev)

$$V_{G,k} \text{ (kN)} = 1000$$

$$V_{Q,k} \text{ (kN)} = 300$$

$$h_w \text{ (m)} = 1,0$$

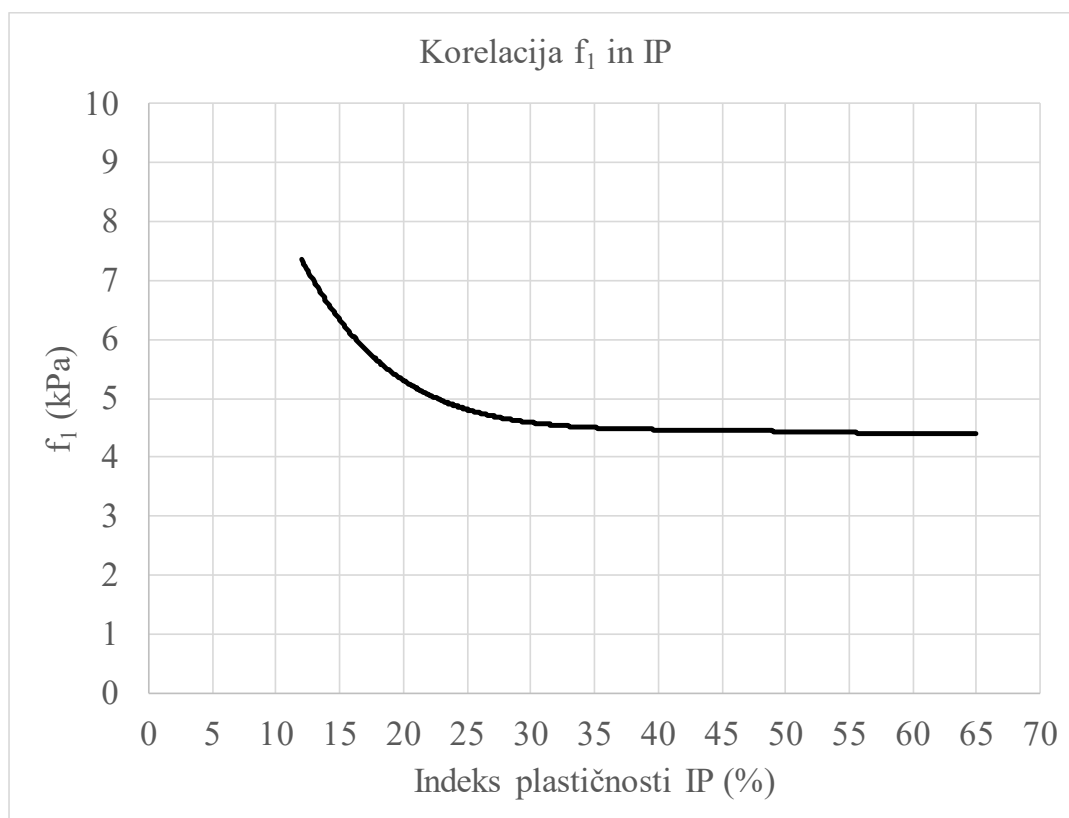
$$\varphi'_k \text{ (}^\circ\text{)} = 36$$

c'_k (kPa) =	0
γ_k (kN/m ³) =	20
γ_{sat} (kN/m ³) =	20
γ_w (kN/m ³) =	9,81
L (m) =	15
D (m) =	0,6
L/D (-) =	25,0
A_b (m ²) =	0,283
γ_c (kN/m ³) =	24

	PP1			
	K1	K2	PP2	PP3
γ_G (-) =	1,35	1	1,35	1,35
γ_Q (-) =	1,50	1,3	1,50	1,50
$\sigma'_{v,k,b}$ (kPa) =	162,7	162,7	162,7	162,7
N_q (-) =	63,4	63,4	63,4	19,8
$q_{b,k}$ (kPa) =	10310	10310	10310	3228
γ_φ (-) =	1	1	1	1,25
φ'_d (°) =	36,0	36,0	36,0	30,2
K_0 (-) =	0,412	0,412	0,412	0,497
$q_{s,k,1}$ (kPa) =	3,0	3,0	3,0	2,9
$q_{s,k,2}$ (kPa) =	27,4	27,4	27,4	26,4
V_d (kN) =	1937,4	1491,8	1937,4	1937,4
$R_{b,k}$ (kN) =	2915,2	2915,2	2915,2	912,7
$R_{s,k}$ (kN) =	727,5	727,5	727,5	702,4
γ_b (-) =	1,00	1,3	1,1	1,00
γ_s (-) =	1,00	1,3	1,1	1,00
γ_R (-) =	1,40	1,40	1,40	1,40
$R_{b,d}$ (kN) =	2082,3	1601,7	1893,0	651,9
$R_{s,d}$ (kN) =	519,6	399,7	472,4	501,7
$R_{c,d}$ (kN) =	2601,9	2001,4	2365,3	1153,6
IZ (%) =	74,5	74,5	81,9	167,9

6.10 Računski primer 11: Nosilnost pilota v koherentnih tleh – analiza skupnih napetosti

Ta računski primer prikazuje načrtovanje pilota v glinenih tleh, skladno z upoštevanjem delnih količnikov varnosti projektnih pristopov 1, 2 in 3. Nosilnost pilota določimo na podlagi terenske preiskave SPT [21].



Slika 6-17: Korelacija f_1 in IP.

$$A_b = \pi \cdot D^2 / 4 \quad (\text{RP11-1})$$

$$f_1 = f(\text{IP}) \quad (\text{RP11-2})$$

$$c_u = f_1 \cdot N_{SPT} \quad (\text{RP11-3})$$

$$q_{b,k} = N_q \cdot c_u \quad (\text{RP11-4})$$

$$q_{s,k} = \alpha \cdot c_u \quad (\text{RP11-5})$$

$$W_{G,k} = \gamma_c \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \cdot L \quad (\text{RP11-6})$$

$$V_d = \gamma_G \cdot (V_{G,k} + W_{G,k}) + \gamma_Q \cdot V_{Q,k} \quad (\text{RP11-7})$$

$$R_{bk} = q_{b,k} \cdot A_b \quad (\text{RP11-8})$$

$$R_{sk} = q_{s,k} \cdot \pi \cdot D \cdot L \quad (\text{RP11-9})$$

$$R_{bd} = R_{bk} / (\gamma_b \cdot \gamma_R) \quad (\text{RP11-10})$$

$$R_{sd} = R_{sk} / (\gamma_s \cdot \gamma_R) \quad (\text{RP11-11})$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \quad (\text{RP11-12})$$

$$R_{cd} \geq V_d \quad (\text{RP11-13})$$

TLAČNA NOSILNOST PILOTA

(Nedrenirana strižna trdnost):

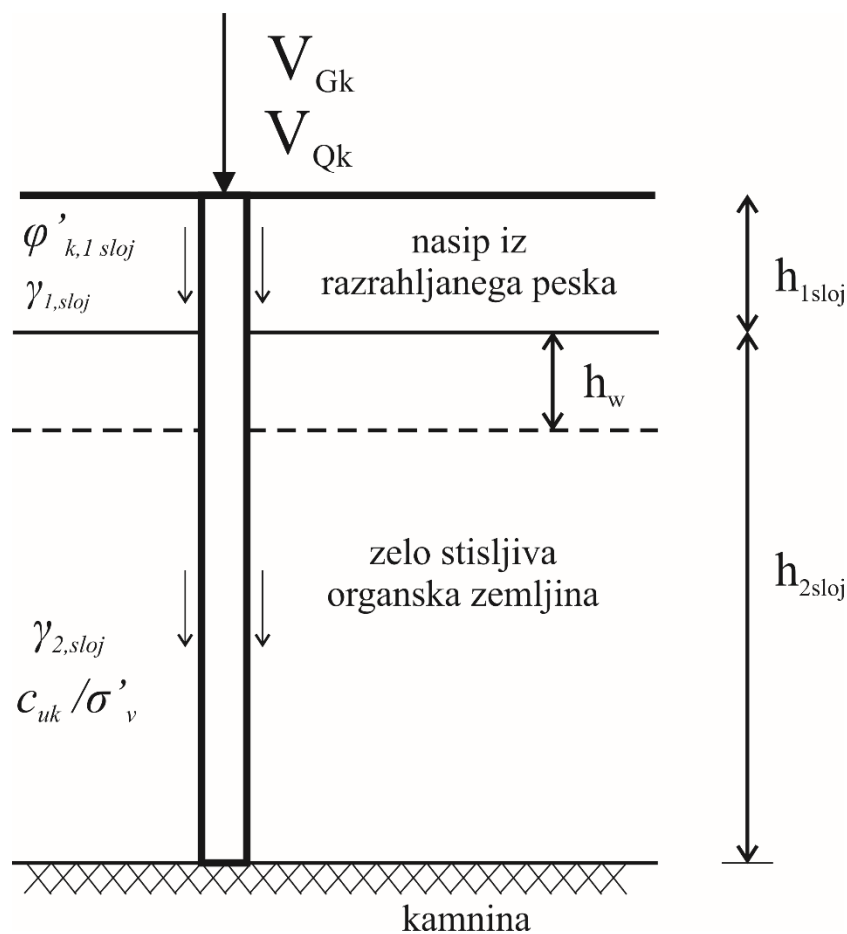
$V_{G,k}$ (kN) =	600
$V_{Q,k}$ (kN) =	300
L (m) =	13
D (m) =	0,45
γ_c (kN/m ³) =	24
N (-) =	45
PI (%) =	14
f_1 (kN/m ²) =	6
c_u (kN/m ²) =	270,0
α (-) =	0,4
A_b (m ²) =	0,159
A_s (m ²) =	18,378

PP1

	K1	K2	PP2	PP3
γ_G (-) =	1,35	1	1,35	1,35
γ_Q (-) =	1,50	1,3	1,50	1,50
N_q (-) =	9,0	9,0	9,0	9,0
$q_{b,k}$ (kPa) =	2430	2430	2430	2430
$q_{s,k}$ (kPa) =	108,0	108,0	108,0	108,0
V_d (kN) =	1327,0	1039,6	1327,0	1327,0
$R_{b,k}$ (kN) =	386,5	386,5	386,5	386,5
$R_{s,k}$ (kN) =	1984,9	1984,9	1984,9	1984,9
γ_b (-) =	1,00	1,30	1,10	1,00
γ_s (-) =	1,00	1,30	1,10	1,00
γ_R (-) =	1,30	1,30	1,30	1,30
γ_{cu} (-) =	1,00	1,00	1,00	1,40
$R_{b,d}$ (kN) =	297,3	228,7	270,3	212,3
$R_{s,d}$ (kN) =	1526,8	1174,5	1388,0	1090,6
$R_{c,d}$ (kN) =	1824,1	1403,2	1658,3	1302,9
IZ (%) =	72,7	74,1	80,0	101,8

6.11 Računski primer 12: Negativno trenje na pilotu

Izračunajte osno tlačno obremenitev montažnega kvadratnega pilota, izdelanega iz betona ($a=b=250$ mm, γ_b). skladno z mejnim stanjem nosilnosti (MSN). Pilot podpira stalno ($V_{G,k}$) in spremenljivo ($V_{Q,k}$) vertikalno obremenitev. Pilot je vgrajen skozi nasuti pesek, debeline $h_{1,sloj}$. Pesek je nasut na zelo mehko organsko zemljino debeline $h_{2,sloj}$. Pod organsko zemljino se nahaja kamnina, kot je prikazano na sliki spodaj. V sloju mehke organske zemljine pričakujemo velike vertikalne pomike. Materialne lastnosti so podane v preglednici spodaj.



Slika 6-18: Negativno trenje na pilotu.

$$q_s = c'_s + K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta' \quad \text{drenirani pogoji} \quad (\text{RP12-1})$$

$$q_s = c_a \quad \text{nedrenirani pogoji} \quad (\text{RP12-2})$$

kjer so:

c'_s – kohezija med plaščem pilota in zemljino,

K_s – koeficient bočnega tlaka na plašč pilota,

σ'_v – vertikalna napetost,

δ'_s – kot trenja med plaščem pilota in zemljino,

c_a – adhezija med plaščem pilota in zemljino.

V tem računskem primeru predpostavimo:

$$\delta'_k = \varphi'_k \quad (\text{RP12-3})$$

$$c_a = c_{uk} \quad (\text{RP12-4})$$

$$\sigma'_{av,h,1sloj} = K_0 \cdot \gamma_{1,sloj} \cdot h_{1,sloj} / 2 \quad (\text{RP12-5})$$

$$q_{s,1sloj} = \sigma'_{av,h,1sloj} \cdot \tan \delta \quad (\text{RP12-6})$$

$$D_{s,1sloj} = q_{s,1sloj} \cdot (2a + 2b) \cdot h_{1,sloj} \quad (\text{RP12-7})$$

$$\sigma'_{av,h,2sloj} = \left(h_w \cdot \frac{(\gamma_{1,sloj} \cdot h_{1,sloj} + (\gamma_{1sloj} \cdot h_{1,sloj} + \gamma_{2,sloj} \cdot h_w))}{2} + (h_{2,sloj} - h_w) \cdot \frac{((\gamma_{1,sloj} \cdot h_{1,sloj} + \gamma_{2,sloj} \cdot h_w) + (\gamma_{2,sloj} - \gamma_w) \cdot (h_{2,sloj} - h_w))}{2} \right) / h_{2,sloj} \quad (\text{RP12-8})$$

$$q_{s,2sloj} = (c_{uk} / \sigma'_v) \cdot \sigma'_{av,h,2sloj} \quad (\text{RP12-9})$$

$$D_{s,2sloj} = q_{s,2sloj} \cdot (2a + 2b) \cdot h_{2,sloj} \quad (\text{RP12-10})$$

NEGATIVNO TRENJE

NA PILOTU

$V_{G,k}$ (kN) =	300
$V_{Q,k}$ (kN) =	100
h_w (m) =	0,0
$h_{1,sloj}$ (m) =	3,0
$h_{2,sloj}$ (m) =	9,0
$\gamma_{1,sloj}$ (kN/m ³) =	19,0
$\gamma_{2,sloj}$ (kN/m ³) =	16,0
$\varphi'_{k,1sloj}$ (°) =	34
$c_{uk,2sloj} / \sigma'_{vk}$ =	0,31
γ_w (kN/m ³) =	9,81
γ_b (kN/m ³) =	24
a (m) =	0,25
b (m) =	0,25

$$A_b \text{ (m}^2\text{)} = 0,063$$

Količniki varnosti:

$$\gamma_G \text{ (-)} = 1,35$$

$$\gamma_Q \text{ (-)} = 1,50$$

Negativno trenje:

$$\sigma'_{av,h,1sloj} \text{ (kPa)} = 12,56$$

$$q_{s,1sloj} \text{ (kPa)} = 8,47$$

$$D_{s,1sloj} \text{ (kN)} = 25,42$$

$$\sigma'_{av,h,2sloj} \text{ (kPa)} = 84,86$$

$$q_{s,2sloj} \text{ (kPa)} = 26,31$$

$$D_{s,2sloj} \text{ (kN)} = 236,75$$

Lastna teža pilota:

$$W_{Gk} \text{ (kN)} = 18,00$$

Projektna obremenitev:

$$V_d \text{ (kN)} = 933,2$$

Literatura

- [1] Knappett, J.A., Craig, R.F., 2012. Craig's Soil Mechanics. Eighth Edition, Craig's Soil Mechanics, Eighth Edition. <https://doi.org/10.1201/b12841>.
- [2] Budhu, M., 2010. Soil Mechanics and Foundations. 3rd Edition. John Wiley & Sons, Incorporated.
- [3] Šuklje L., 1967. Mehanika tal, Univerza v Mariboru, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana.
- [4] Bond, A., Harris, A., 2008. Decoding Eurocode 7, Notes. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>.
- [5] Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York.
- [6] SIST EN 1997-1:2005. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje - 1. del: Splošna pravila.
- [7] Whitman R. V. and Rickart F. E. (1967), Design Procedure for Dynamically Loaded Foundations, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM6, page 169-193.
- [8] Rankine, W. (1856) On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147.
- [9] Coulomb C.A., (1776). Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture. Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants, Vol. 7.
- [10] Jaky, J. The coefficient of earth pressure at rest. J. Soc. Hung. Archit. Eng. 1944, 78, 355–388.
- [11] DIN 4085:2007-10 Baugrund - Berechnung des Erddrucks.
- [12] Tomlinson, M. J., 1995. Foundation design and construction, Longman Scientific and Technical, 6th edition.
- [13] Butler, F. G., 1975. Heavily over-consolidated clays Review paper: session 111, Conference on settlement of structures Pentech Press.
- [14] BS 8081:1989. Code of practice for ground anchorages.
- [15] SIST EN 1537:2013. Izvedba posebnih geotehničnih del - Geotehnična sidra.
- [16] ISO EN 22477-5 ENISO 22477-5 Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of anchorages.
- [17] Skempton, A.W., 1951. The bearing capacity of clays, Proceedings of the Building Research Congress, Vol. 1, pp. 180–189.
- [18] Tomlinson, M. J., 1987. Pile Design and Construction Practice (3rd ed.). Viewpoint Publications, London, UK.

-
- [19] O'Neill, M. W., and Reese, L. C., 1999. Drilled shafts: Construction procedures. FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- [20] Berezantzev, V. C., Khristoforov, V., Golubkov, V., 1961. Load bearing capacity and deformation of piled foundation. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Paris, 11–15.
- [21] Stroud, M. A. Butler, F. G., 1975. The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials.

TEMELJENJE

PRIMOŽ JELUŠIČ

Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo, Maribor, Slovenija

E-pošta: primoz.jelusic@um.si

Povzetek Namen učbenika je predstaviti osnovne postopke načrtovanja geotehničnih konstrukcij. Za razumevanje tega učbenika je zaželeno osnovno znanje mehanike tal. Teoretične vsebine so aplicirane na računskih primerih. Načrtovanje konstrukcij v geotehniko je izvedeno skladno s standardom SIST EN 1997, zato je učbenik tudi koristen pripomoček inženirjem. Vsebina učbenika je razdeljena na 6 poglavij: Nosilnost temeljnih tal, Zemeljski pritiski, Stabilnost podpornih konstrukcij, Vitke podporne konstrukcije, Sidranje in Piloti.

Ključne besede:

temeljenje,
plitvi
temelji,
zemeljski
pritiski,
podporne
konstrukcije,
globoko
temeljenje,
geotehnika

FOUNDATION ENGINEERING

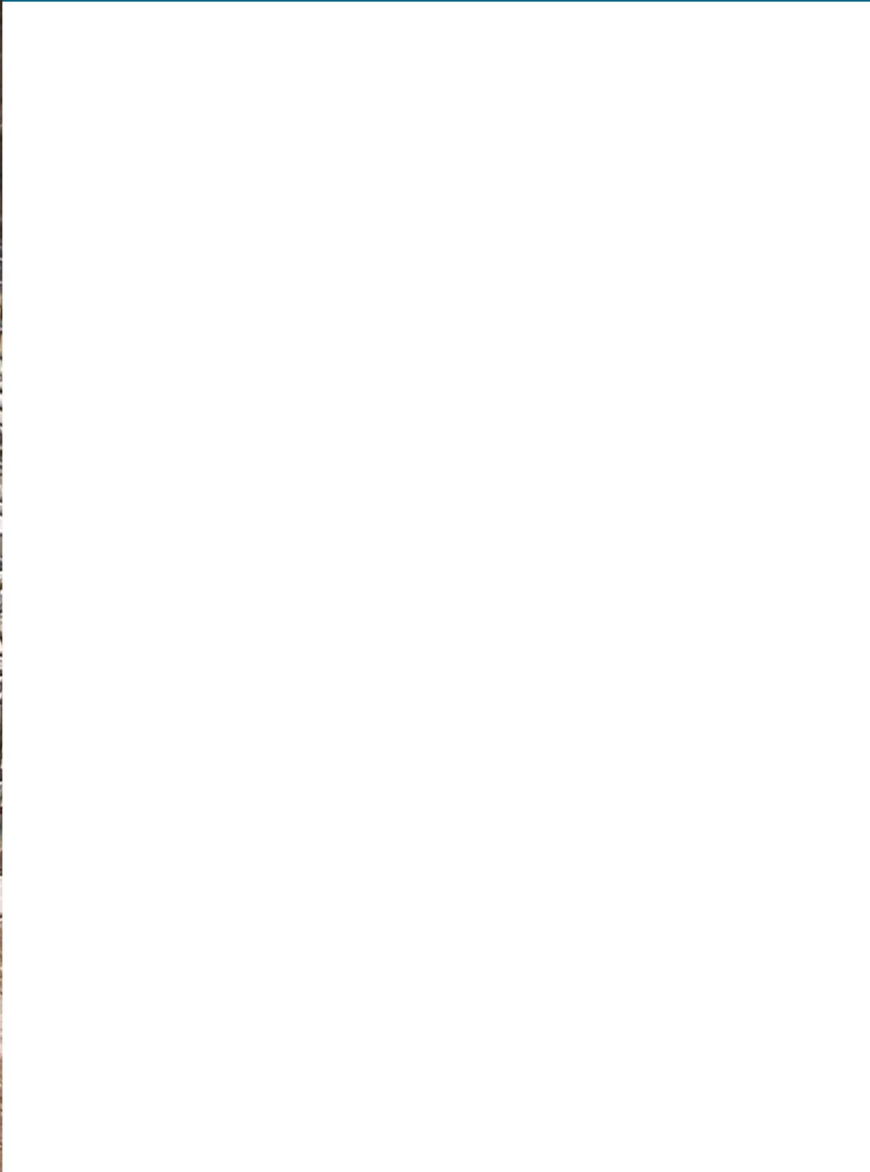
PRIMOŽ JELUŠIČ

University of Maribor, Faculty of Civil Engineering, Transportation Engineering and
Architecture, Maribor, Slovenia
E-mail: primoz.jelusic@um.si

Keywords: foundation engineering, shallow foundations, earth pressures, earth-retaining structures, deep foundation, geotechnic

Abstract The objective of this book is to present the basic procedures for the design of geotechnical structures. Basic knowledge of soil mechanics is desirable for understanding this textbook. Theoretical knowledge is applied to practical examples. The design of geotechnical structures is carried out according to the standard SIST EN 1997, so the book is also a useful tool for civil engineers in practice. The content of the book is divided into 6 chapters: Bearing capacity of foundations, Earth pressures, Stability of earth retaining structures, Embedded retaining structures, Geotechnical anchors and Piles.







Univerza v Mariboru

Fakulteta za gradbeništvo,
prometno inženirstvo in arhitekturo

