

Splošno

Obravnavamo vtok jarka v cevovod s čelno steno in usedalnikom za zaledne padavinske vode na Debelem rtiču. Armiranobetonska čelna stena je sidrana v armiranobetonsko temeljno peto.

Nosilne konstrukcije – računski model

Čelna stena je debeline 30cm in je tlorsno iz treh segmentov. Srednji segment je pravokoten na jarek, stranska dva sta pa pod kotom 45°. Skupna dolžina stene je cca. 9,70m ter višine 4,60m. Za sredinskim segmentom se nahaja še jašek za namestitev čistilnih grabelj. Temeljna peta je pravokotne oblike 4,40x7,65m ter višine 50cm.

Temeljenje objekta

Za obravnavani objekt je izdelano Geomehansko poročilo št. MK-225/2018, katerega je izdelal GEOTRIAS d.o.o., Dobrova. Objekt bo temeljen na koti, ki je cca. 5m pod površjem terena. Glede na geomehansko poročilo se nahajajo na tej globini bolj ali manj preperele flišne kamnine.

Projektni odpor tal q_f , za vtok odprtega kanala v cevovod, je bil izvrednoten po Brinch Hansen-u, za pasovne temelje. Pri tem je bila upoštevana možnost temeljenja v treh geoloških plasteh, ki nastopajo na tej lokaciji: Deluvialne gline in melji, Deluvialni zameljenji grušči, Preperele flišne kamnine.

material	Naravna prostor. teža	Enosna tlačna trdnost	Strižni kot	kohezija
	γ	q_u	ϕ	c
	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]
Deluvialne gline in melji [CL – ML]	19	30	-	-
Deluvialni zameljenji grušči [GM]	18	-	34	0
Preperele flišne kamnine	24	800 – 2.000	25 - 30	7 - 12

Projektni odpor tal je računan po projektnem pristopu 2 [DA2]: **(A1+M1+R2)**

Pri tem so posamezni varnostni količniki:

- Stalni neugodni vplivi $\gamma_{G, dst}$ 1,35
- Stalni ugodni vplivi $\gamma_{G, stb}$ 1,00
- Strižni kot $\gamma_{\phi'}$ 1,00
- Kohezija $\gamma_{c'}$ 1,00
- Nedrenirana strižna trdnost γ_{cu} 1,00
- Nosilnostni odpor γ_{Rv} 1,40

Nadalje je v računu upoštevana širina temelja zidu $n = 3,60$ m in »dolžino« zidu 2,0 m.

V našem primeru bo temeljenje na preperelih flišnih kamninah in je specifična mejna nosilnost tal $q_f = 490$ kPa, upoštevajoč varnostni faktor $Y_R = 1,4$, **projektni odpor tal znaša $q_f = 350$ KPa**.

Posedki se bodo aktivirali med samo gradnjo na podlagi geološke sestave in velikosti objekta pričakujemo minimalne posedke. Izkopi se izvedejo v predpisanih naklonih iz geomehanskega poročila. Po izvedbi zaščite brežine v času gradnje, se brežino za čas gradnje dodatno zaščiti še s proti erozijsko zaščito iz PVC folije, katero se potem pred zasipanjem podpornega zidu odstrani. V času gradnje mora investitor zagotoviti nadzor geomehanika in statika.

Kvaliteta materialov

Vsi elementi vtoka so zgrajeni iz betona C25/30, za katerega znaša karakteristična tlačna trdnost $f_{ck}=30$ MPa. Razredi izpostavljenosti betona za kategorijo življenske dobe S4 (50 let). Stene imajo razred izpostavljenosti XC2, predpisan razred betona je C25/30, zaščitna plast armature $c=4,0$ cm. Enako velja za temeljno ploščo in stene. Podložni beton je C12/15. Uporabljena je armatura S500, kateri ustreza karakteristična vrednost meje tečenja $f_{yk}=500$ MPa. Izbrano jeklo je razreda C.

Osnove izračuna gradbenih konstrukcij

Skladno s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov (Uradni list RS 101/2005) so bili osnova za statične izračune v načrtu gradbenih konstrukcij Eurocodi (SIST EN 1990 – 1998). Pri izvedbi in polaganju armature so bila upoštevana konstrukcijska pravila iz evrokodov.

Projekt opazovanja konstrukcije

Betonske in armiranobetonske površine je potrebno vzdrževati tako, da so varne in funkcionalne. Če na konstrukciji pride do poškodb, je potrebno izvesti ustrezne zaščitne ukrepe, vključno s sanacijo betona in armature, če je to potrebno.

Opazovanje posedkov objekta, glede na pogoje temeljenja:

Na objekt (vrh zidov na zunanji strani) se vgradi več reperjev, izvede se nulti odčitek po izgradnji temeljne konstrukcije. Sledi meritev ob zaključku izvedbe nosilne konstrukcije, ter meritev ob dokončanju objekta. Opazovanje eventuelnih posedkov objekta se izvede še po 2 letih, 5 letih ter 10 letih.

Opazovanje glavnih nosilnih elementov konstrukcije:

Vizuelni pregled glavnih nosilnih elementov se izvede na vsakih 10 let. Pregled naj obsega snemanje položaja in velikosti eventuelnih razpok, ki bi nastale med eksploatacijo objekta.

Če se na podlagi pregleda ugotovi, da je varnost konstrukcije manjša od projektirane, je potrebno konzultirati projektanta – statika, ki predpiše nadaljnje ukrepe.

A. Čelna stena – skupne višine do 3,75m

POZ 102

1.0 Materialni podatki (karakteristične vrednosti)

temeljna tla:	$c_k = 0 \text{ kPa}$, $\varphi_k = 30^\circ$, $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
Zasip zidu	$c_k = 1 \text{ kPa}$, $\varphi_k = 27^\circ$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Modul reakcije tal.	$K = 10 \text{ MN/m}^3$
trenja zid-zemljina	$\delta = \beta = 20^\circ$

Podatki o AB zidu:

Prostorninska teža:	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Debelina stene	$d = 0,30\text{m}$ (zaledna stena), $d = 0,30\text{m}$ (stena pod kotom)
Debelina temeljne pete	$d = 0,50\text{m}$

2.0 Obtežba

Spremenljiva obtežba na zaledju:	$q_k = 10,0 \text{ kPa}$
----------------------------------	--------------------------

3.0 Pri projektiranju je treba preveriti naslednja mejna stanja nosilnosti:

Nosilnost temeljnih tal (primer GEO)
 zdrs (primer GEO)
 prevrnitev (primer GEO)
 določitev notranjih statičnih količin v podporni konstrukciji (primer STR)
 dimenzioniranje konstrukcije oziroma njenih elementov
 preverjanje globalne stabilnosti

Kontrola prevrnitve podpornega zidu v danem primeru ni relevantna, ker je mejno stanje nosilnosti za primer prevrnitve ustrezno, če je zagotovljena nosilnost temeljnih tal. Kontrola posameznega mejnega stanja nosilnosti bo izpolnjena, če bo projektni vpliv E_d manjši ali enak projektneemu odporu R_d .

$$E_d \leq R_d$$

Kontrolo mejnih stanj nosilnosti izvedemo po projektneem pristopu 2(PP2), z izjemo kontrole globalne stabilnosti, ki se vedno izvaja po projektneem pristopu 3 (PP3). Skladno z zahtevami standarda pri kontroli mejnih stanj uporabimo naslednje delne faktorje.

Projektni pristop	Vpliv in učinki vplivov		Odpornost tal
	Iz konstrukcij	Iz tal	
GEO – PP2	$\gamma_G = 1,35$ (1,0), $\gamma_Q = 1,50$		$\gamma_{R,e} = \gamma_{R,v} = 1,40$ $\gamma_{R,h} = 1,10$
GEO – PP3	$\gamma_G = 1,00$, $\gamma_Q = 1,35$		$\gamma_\varphi = \gamma_c = 1,25$ $\gamma_{cu} = 1,40$

Kontrolo mejnih stanj nosilnosti moramo izvesti za dve različni predpostavki:

- v prvem primeru upoštevamo, da lastna teža zidu, teže zasipa nad temeljem in obtežba na zaledju nad temeljem deluje ugodno (računska oznaka PP2-I)
- v drugem primeru upoštevamo, da lastna teža zidu, zasipa nad temeljem in obtežba na zaledju nad temeljem deluje neugodno (računska oznaka PP2-II)

Nabor delnih faktorjev, ki ga bomo uporabili v izračunih PP2-I in PP2-II, je prikazan v preglednici.

Parameter	Opis	Projektni pristop 2 (pp2)	
		Ugoden vpliv teže (PP2-I)	Neugoden vpliv teže (PP2-II)
γ_G – neugoden vpliv	obtežni faktor	1,35	1,35
γ_G – neugoden vpliv	obtežni faktor	1,0	1,0
γ_Q – neugoden vpliv	obtežni faktor	1,5	1,5
γ_Q – neugoden vpliv	materialni faktor	0,0	0,0
γ_φ	materialni faktor	1,0	1,0
γ_c	materialni faktor	1,0	1,0
$\gamma_{R,v}$	nosilnost tal	1,4	1,4
$\gamma_{R,h}$	odpornost tal-zdrs	1,1	1,1

V računskem primeru PP2-I upoštevamo, da lastna teža zidu in teža zasipa deluje ugodno, zato množimo sile z delnim faktorjem $\gamma_G = 1,0$. Spremenljivo obtežbo na zaledju upoštevamo kot spremenljivo po času in lokaciji in jo v primeru PP2-I ne upoštevamo na delu nad temeljem, kjer spremenljiva obtežba predstavlja ugoden vpliv.

V računskem primeru PP2-II upoštevamo, da lastna teža zidu, zasipa nad temeljem in obtežba na zaledju nad temeljem deluje neugodno, zato moramo sile teže W1 do W5 množiti z delnim faktorjem $\gamma_G = 1,35$.

Pri določitvi zalednih (aktivnih) pritiskov zemljine na geostatično višino zidu pa v obeh računskih primerih upoštevamo neugoden vpliv stalne in spremenljive obtežbe. Pri tem je vedno treba upoštevati ugoden ali neugoden vpliv in dejstvo, da vpliv, ki izhaja iz istega vira, vedno množimo z enakim delnim faktorjem. V računu zato vertikalno in horizontalno komponento sile zemeljskih pritiskov, ki sta posledica zasipov zidu in spremenljive obtežbe na zaledju, množimo z enakim varnostnim faktorjem $\gamma_G = 1,35$ za stalno obtežbo, oziroma $\gamma_Q = 1,50$ za spremenljivo obtežbo.

4.0 Geometrijski podatki o zidu in zaledju:

Parameter-oznaka	Opis	Projektni izračun	
		PP2-I (m)	PP2-II (m)
B(m)	Širina temelja	4,40	4,40
h _{z1} (m)	Višina zidu	3,75	3,75
h _{z2} (m)	Višina zidu	4,60	4,60
w ₁ (m)	Širina zidu	0,30	0,30
w ₂ (m)	Širina zidu	0,30	0,30
D(m)	Debelina temelja-pete	0,50	0,50
β (°)	Naklon zaledja(°)	0	0
H(m)	Efektivna višina zidu; H _z +D+(B-w)tanβ	4,35	4,35
d(m)	Globina temelja	0,50	0,50

5.0 Račun karakterističnih vrednosti (lastna teža zidu in obtežbe zaledja nad peto temelja)

Karakteristične vrednosti vplivov zaradi lastne teže zidu in obtežb na zaledju izračunamo ob upoštevanju materialnih in geometrijskih podatkov. Ročice sil so izračunane glede na središče dna temelja.

Opis	Oznaka	Izračun	Karakteristične vrednosti	
			Sila	Ročica
			(kN/m)	(m)
Vertikalen zid	W _{1;k-1}	3,70*0,20*25,0=18,50kN/m	18,50	+0,10
Vertikalen zid	W _{1';k-1}	1,75*0,15*25,0=6,56kN/m	6,56	+0,925
Temelj zidu	W _{2;k}	2,00*0,60*25,0=22,00kN/m	30,00	0
Vmesna rebra	W _{3;k}	0,65*0,3*1,70*25/2=6,00kN/m	4,14	+0,53
Zasip(pravokotnik)	W _{4;k}	1,00*3,0*19,0=57,00 kN/m	57,00	-1,00

6.0 Zemeljski pritiski:

Karakteristične vrednosti aktivnih zemeljskih pritiskov izračunamo ob upoštevanju mejnega stanja po naslednji enačbi. Količnik aktivnega zemeljskega pritiska lahko določimo z uporabo diagramov v standardu (dodatek C) ali pa izvršimo izračun količnika zemeljskega pritiska po Coulombovi enačbi:

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

Kjer je :

- φ – strižni kot zemljine
- β – naklon zaledja v stopinjah
- α – naklon zidu glede na navpičnico v stopinjah
- δ – naklon smernice zemeljskih pritiskov glede na vodoravnico

Ob upoštevanju karakterističnih vrednosti $\varphi = 35^\circ$, $\beta = \delta = 20^\circ$ in $\alpha = 0^\circ$ dobimo vrednost količnika aktivnega zemeljskega pritiska.

$$K_a = \frac{\cos^2(35 - 0)}{\cos^2 0 \cos(0 + 20) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(20 + 35) \sin(35 - 0)}{\cos(0 + 20) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0,217$$

in vrednosti horizontalnega in vertikalnega količnika zemeljskega pritiska:

$$K_{ah} = K_{a;k} \cos \beta = 0,217 \cos 0^\circ = 0,217$$

$$K_{av} = K_{a;k} \sin \beta = 0,217 \sin 0^\circ = 0$$

Z izračunanimi vrednostmi količnikov aktivnih zemeljskih pritiskov lahko izračunamo karakteristične vrednosti horizontalne in vertikalne komponente sil aktivnih zemeljskih pritiskov, ki jih povzroča zasip zidu in obtežba na zaledju podpornega zidu.

Pasivnega odpora zemljine pred temeljem podpornega zidu zaradi majhne globine dna temelja zidu in majhnih horizontalnih premikov zidu v izračunu ne upoštevamo. Karakteristične vrednosti vplivov zaradi lastne teže zidu in obtežb na zaledju izračunamo ob upoštevanju materialnih in geometrijskih podatkov. Ročice sil so izračunane glede na središče dna temelja.

Opis	Oznaka	Izračun	Karakteristična vrednost	
			Sila	Ročica
			(kN/m)	(m)
Hor. sila zem. pritiska	$E_{h;k}$	$E_{h;k} = \frac{\gamma H^2}{2} K_{ah} = \frac{19 * 4,00^2}{2} * 0,333 = 53,00 \text{ kN/m}$	53,00	-1,833
Vert. sila zem. pritiska	$E_{v;k}$	$E_{v;k} = \frac{\gamma H^2}{2} K_{av} = \frac{19 * 5,99^2}{2} * 0 = 0 \text{ kN/m}$	0	0
Hor. zem. pritisk obtežba na zaledju	$Q_{h;k}$	$Q_{h;k} = q_k H K_{ah} = 3,0 * 4,00 * 0,333 = 3,90 \text{ kN/m}$	3,90	-1,99
Ver. zem. pritisk-obtežba na zaledju	$Q_{v;k}$	$Q_{v;k} = q_k H K_{av} = 6,0 * 2,55 * 0 = 0 \text{ kN/m}$	0	0

7.0 Projektni izračun PP2-I

V projektnem izračunu PP2-I upoštevamo ugoden vpliv vertikalnih sil. Najprej določimo projektne vrednosti vertikalnih in horizontalnih sil, tako da karakteristične vrednosti sil pomnožimo z ustreznimi delnimi faktorji:

$$V_d = \gamma_G \sum_{i=1}^4 W_{i;k} + \gamma_Q W_{5;k} + \gamma_G E_{v;k} + \gamma_Q Q_{v;k} =$$

$$= 1,0 * (38,75 + 13,00 + 34,40 + 0) + 0,0 * 4,80 + 1,35 * 0 + 1,5 * 0 = 86,15 \text{ kN/m}$$

$$H_d = \gamma_G E_{h;k} + \gamma_Q Q_{h;k} = 1,35 * 14,11 + 1,50 * 3,32 = 24,03 \text{ kN/m}$$

Nato pa še moment vseh projektnih sil glede na središče dna temelja:

$$M_d = \gamma_G \sum_{i=1}^4 W_{i;k} w_i + \gamma_Q W_{5;k} w_5 + \gamma_G E_{v;k} e_v + \gamma_Q Q_{v;k} q_v + \gamma_G E_{h;k} e_h + \gamma_Q Q_{h;k} q_h =$$

$$= 1,0 * (38,75 * 0,40 + 13,00 * 0,0 + 34,40 * (-0,25)) + 0,0 * 12,00 * (-0,25) +$$

$$+ 0 + 0 + 1,35 * 14,11 * 0,85 + 1,50 * 3,32 * 1,28 = 29,47 \text{ kNm/m}$$

In projektno ekscentričnost rezultante glede na temeljno ploskev:

$$e_d = \frac{M_d}{V_d} = \frac{29,47}{86,15} = 0,34 \text{ m}$$

Z izračunano ekscentričnostjo izračunamo efektivno širino temelja:

$$B' = B - 2e_d = 1,30 - 2 * 0,34 = 0,62 \text{ m}$$

8.0 Projektni izračun PP2-II

V projektnem izračunu PP2-II upoštevamo neugoden vpliv vertikalnih sil. Najprej določimo projektne vrednosti vertikalnih in horizontalnih sil, tako da karakteristične vrednosti sil pomnožimo z ustreznimi delnimi faktorji:

$$V_d = \gamma_G \sum_{i=1}^4 W_{i;k} + \gamma_Q W_{5;k} + \gamma_G E_{v;k} + \gamma_Q Q_{v;k} =$$

$$= 1,35 * (38,75 + 13,00 + 34,40 + 0) + 1,5 * 4,80 + 1,35 * 0 + 1,5 * 0 = 123,50 \text{ kN/m}$$

$$H_d = \gamma_G E_{h;k} + \gamma_Q Q_{h;k} = 1,35 * 14,11 + 1,50 * 3,32 = 24,03 \text{ kN/m}$$

Nato pa še moment vseh projektnih sil glede na središče dna temelja:

$$M_d = \gamma_G \sum_{i=1}^4 W_{i;k} w_i + \gamma_Q W_{5;k} w_5 + \gamma_G E_{v;k} e_v + \gamma_Q Q_{v;k} q_v + \gamma_G E_{h;k} e_h + \gamma_Q Q_{h;k} q_h =$$

$$= 1,35 * (38,75 * 0,40 + 13,00 * 0,0 + 34,40 * (-0,25)) + 1,5 * 4,8 * (-0,25) + 1,35 * 0 +$$

$$+ 1,5 * 0 + 1,35 * 14,11 * 0,85 + 1,5 * 3,32 * 1,28 = 30,08 \text{ kNm/m}$$

In projektno ekscentričnost rezultante glede na temeljno ploskev:

$$e_d = \frac{M_d}{V_d} = \frac{30,08}{123,50} = 0,24\text{m}$$

Z izračunano ekscentričnostjo izračunamo efektivno širino temelja:

$$B' = B - 2e_d = 1,30 - 2 * 0,24 = 0,82\text{m}$$

9.0 Kontrola nosilnosti temeljnih tal – izračun PP2-I in PP2-II

Kontrolo nosilnosti temeljnih tal izvršimo ob upoštevanju projektnih obtežb, dolžine temelja L in efektivne širine temeljne ploskve B' po enačbi:

$$V_d \leq R_d = B' L (c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma) / \gamma_{R,v}$$

S projektnimi vrednostmi brezdimenzijskih faktorjev in ob upoštevanju delnega faktorja

$\gamma_{R,v} = 1,4$ po enačbi:

- nosilnosti tal
 $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 (45 + \varphi' / 2)$
 $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$
 $N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi'$
- nagib temeljne ploskve
 $b_c = b_q - (1 - b_q) / N_c * \tan \varphi'$
 $b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$
- obliko temelja
 $s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi'$
 $s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L')$
 $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$
- naklon obtežbe, ki ga povzroča projektna horizontalna sila H
 $i_c = i_q - (1 - i_q) / N_c * \tan \varphi$
 $i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^m$
 $i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^{m+1}$

kjer je:

$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')]$, ko sila H deluje v smeri širine temelja B' z dolžino $L' = L (A' = L' * B')$

V izračunu upoštevamo karakteristične vrednosti parametrov efektivne strižne trdnosti temeljnih tal ($c' = 0$ kPa, $\phi' = 34^\circ$), karakteristično obtežbo tal v ravnini dna temelja, projektno vrednost efektivne širine temelja B' in razmerja H_d / V_d . V izračunu bomo privzeli, da je dolžina temelja velika v primerjavi z efektivno širino (pasovni temelj) in upoštevali razmerje $B' / L' \approx 0$.

Opis	Oznaka	Projektni pristop	
		PP2-I	PP2-II
Razmerje H_d / V_d	H_d / V_d	0,29	0,19
Obtežba v nivoju dna temelja (kPa)	$q' = 0,75 * 19$	14,25	14,25
Faktor nosilnosti	N_q	29,44	29,44
Faktor nosilnosti	N_γ	38,37	38,37
Količnik nagiba temeljne ploskve	$b_q = b_\gamma$	1,0	1,0
Količnik oblike temelja	$s_q = s_\gamma$	1,0	1,0
Količnik	m_B	2,0	2,0
Količnik naklona obtežbe	i_q	0,40	0,55
Količnik naklona obtežbe	i_γ	0,25	0,41
Efektivna širina temelja (m)	$B' = B - 2 e_d$	0,62	0,82
Projektni odpor (kN/m)	R_d	183	414
Projektni vpliv (kN/m)	V_d	86	124
Kontrola	$R_d \geq V_d$	ustreza	ustreza

Z upoštevanjem vrednosti iz preglednice dobimo projektno silo odpora na meter dolžine zidu:

$$\begin{aligned}
 R_d &= B' L (q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma) / \gamma_{R;d} = \\
 &= 0,62 * (14,25 * 29,44 * 1 * 1 * 0,4 + 0,5 * 19,0 * 2,69 * 38,37 * 1 * 1 * 0,25) / 1,4 = \\
 &= 182,88 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Za izračun z oznako PP2-I in projektno silo odpora za izračun z oznako PP2-II:

$$\begin{aligned}
 R_d &= B' L (q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma) / \gamma_{R;d} = \\
 &= 0,82 * (14,25 * 29,44 * 1 * 1 * 0,55 + 0,5 * 19,0 * 3,19 * 38,37 * 1 * 1 * 0,41) / 1,4 = \\
 &= 414,38 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

V obeh računskih primerih projektni sili odpora R_d presegata vrednosti projektnih vplivov V_d . S tem je ustrezno preverjeno mejno stanje nosilnosti temeljnih tal in mejno stanje prevrnitve težnostnega podpornega zidu.

10.0 Kontrola zdrsa zidu – izračun PP2-I in PP2-II

Kjer obtežba na temelj ne deluje pravokotno na temeljno ploskev, je treba temelje preveriti glede na porušitev zaradi zdrsa vzdolž temeljne ploskve po enačbah:

$$H_d \leq R_d$$

$$R_d = V_d \tan \delta_d / \gamma_{R,h}$$

Za temelje, betonirane na mestu, se za projektni strižni kot δ_d lahko privzame projektna vrednost efektivnega strižnega kota pri kritičnem stanju $\phi'_{cv;d}$, za gladke prefabricirane temelje pa vrednost $2/3 \phi'_{cv;d}$. Vsakršno efektivno kohezijo c' se v računu zanemari.

Za nekoherentne materiale s strižnim kotom nad 30° lahko za vrednost strižnega kota pri konstantnem volumnu ϕ'_{cv} in pri upoštevanju projektnega pristopa PP2 privzamemo vrednost $\phi'_{cv} = \phi'_{cv;d} \delta_d = 30^\circ$

Za projektni izračun PP2-I dobimo

$$H_d = 24,03 \text{ kN/m} \leq R_d = 86,15 \tan 30 / 1,1 = 45,22 \text{ kN/m}$$

In za projektni izračun PP2-II:

$$H_d = 24,03 \text{ kN/m} \leq R_d = 123,50 \tan 30 / 1,1 = 64,82 \text{ kN/m}$$

Za oba izračuna sta kontroli mejnega stanja zdrsa temelja ustrezni.

11.0 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti moramo pri podpornih konstrukcijah upoštevati splošne zahteve glede mejnih vrednosti premikov oziroma deformacij. Pri tem je treba upoštevati:

- v izračunu karakteristične vrednosti materialnih parametrov in karakteristične obtežbe na zaledju.
- Vrednost zemeljskega pritiska pri mejnem stanju nosilnosti se razlikuje od njegove vrednosti pri mejnem stanju uporabnosti. Ti dve vrednosti določimo iz dveh osnovi različnih izračunov. Zato zemeljski pritisk, izražen kot vpliv, nima ene same karakteristične vrednosti.

Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti bomo upoštevali le obtežni primer PP2-II, ker zaledna obtežba nad peto temelja deluje ugodno in zmanjšuje premike podpornega zidu.

Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti smo upoštevali mejno vrednost aktivnega zemeljskega pritiska. Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti pa pri določitvi aktivnih zemeljskih pritiskov

upoštevamo interakcijo konstrukcije in temeljnih tal. V primeru, da so mejne vrednosti premikov (deformacij) zidu dovolj velike, da dopuščajo mobilizacijo mejnih vrednosti zemeljskih pritiskov, lahko upoštevamo enake karakteristične zemeljske pritiske kot pri kontroli mejnih stanj. V splošnem pa je treba, glede na pričakovane deformacije, za kontrolo mejnega stanja uporabnosti izbrati vrednost med mirnim zemeljskim pritiskom in aktivnim zemeljskim pritiskom. Pri izračunu premikov zidu bomo upoštevali horizontalne zemeljske pritiske v vrednosti povprečja mejnih aktivnih zemeljskih pritiskov:

$$K_{ah} = K_{a,h} \cos \beta = 0,277 \cos 20^\circ = 0,260$$

In mirnih zemeljskih pritiskov

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') * \sqrt{OCR} = (1 - \sin 38) * \sqrt{1} = 0,384$$

$$K_{0;\beta} = (1 + \sin \beta) = 0,38 * (1 + \sin 20) = 0,515$$

V vrednosti:

$$K_{ah;k} (SLS) = (K_{ah} (ULS) + K_{0;\beta}) / 2 = \frac{0,260 + 0,515}{2} = 0,388$$

Za izračun vertikalnih zemeljskih pritiskov upoštevamo privzeti naklon rezultante aktivnih zemeljskih pritiskov δ :

$$K_{av;k} (SLS) = K_{ah;k} (SLS) \tan \delta = 0,388 * \tan 20 = 0,141$$

12.0 Račun karakterističnih vrednosti (mejno stanje uporabnosti)

Karakteristične vrednosti vplivov zaradi lastne teže zidu in obtežb na zaledju so podane v preglednici. Vrednosti sil tež zidu in zasipa so identične, z izjemo sile $W_{5;k}$, ki je v izračunu premikov ne bomo upoštevali, saj deluje ugodno. Zemeljske pritiske izračunamo ob upoštevanju karakterističnih vrednosti količnikov zemeljskih pritiskov na mejno stanje uporabnosti:

$$E_{h;k} (SLS) = \frac{\gamma H^2}{2} K_{ah;k} (SLS) = \frac{20 * 2,55^2}{2} * 0,388 = 25,23 \text{ kN/m}$$

$$E_{v;k} (SLS) = \frac{\gamma H^2}{2} K_{av;k} (SLS) = \frac{20 * 2,55^2}{2} * 0,141 = 9,17 \text{ kN/m}$$

$$Q_{h;k} (SLS) = q_k H K_{ah;k} (SLS) = 6 * 2,55 * 0,388 = 5,94 \text{ kN/m}$$

$$Q_{v;k} (SLS) = q_k H K_{av} = 6 * 2,55 * 0,141 = 2,15 \text{ kN/m}$$

Nato določimo vertikalno karakteristično silo.

$$V_k = \sum_{i=1}^4 W_{i;k} (SLS) + E_{v;k} (SLS) + Q_{v;k} (SLS) =$$

$$= 38,75 + 13,00 + 34,40 + 0 + 9,17 + 2,15 = 97,07 \text{ kN/m}$$

In karakteristični moment na središče dna temelja M_k :

$$M_k = \sum_{i=1}^4 W_{i;k} w_i + E_{v;k} (\text{SLS}) e_v + Q_{v;k} (\text{SLS}) q_v + E_{h;k} (\text{SLS}) e_h + Q_{h;k} (\text{SLS}) q_h =$$

$$= (38,75 * 0,40 + 13,00 * 0,0 + 34,40 * (-0,25)) +$$

$$+ 9,17 * -0,65 + 2,15 * -0,65 + 25,23 * 0,85 + 5,94 * 1,28 = 28,59 \text{ kNm/m}$$

Ter ekscentričnost sile V_k :

$$e_k = \frac{M_k}{V_k} = \frac{28,59}{97,07} = 0,29 \text{ m} > \frac{B}{6} = \frac{1,30}{6} = 0,22 \text{ m}$$

Če upoštevamo linearen razpored kontaktnih napetosti pod temeljem lahko maksimalne robne napetosti izračunamo po enačbah.

$$\sigma_{1,2} = \frac{V_k}{B} \left(1 \pm \frac{6e_k}{B} \right); \quad \text{če velja } e_k \leq \frac{B}{6}$$

oziroma

$$\sigma_1 = \frac{2V_k}{3 \left(\frac{B}{2} - e_k \right)}, \quad \sigma_2 = 0; \quad \text{če velja } e_k \geq \frac{B}{6}$$

pri čemer znaša širina tlačne cone temelja $B^* = 3(B/2 - e_k)$

Za izračunane vrednosti dobimo maksimalno robno kontaktno napetost σ_1 in širino tlačene cone temelja B^* :

$$\sigma_1 = \frac{2V_k}{3 \left(\frac{B}{2} - e \right)} = \frac{2 \times 97,59}{3 \left(\frac{1,30}{2} - 0,29 \right)} = 180,72 \text{ kPa}$$

$$B^* = 3(B/2 - e_k) = 3 \times (1,30/2 - 0,29) = 1,08 \text{ m}$$

Maksimalni posedek temelja lahko približno izračunamo kot kvocient med maksimalno robno napetostjo in modulom reakcije tal:

$$\rho_{\max} = \frac{\sigma_1}{K} = \frac{180,72}{30000} = 0,006 \text{ m}$$

Zasuk zidu ϑ izračunamo kot kvocient med maksimalnim posedkom ρ_{\max} in širino tlačene cone B^* :

$$\vartheta = \frac{\rho_{\max}}{B^*} = \frac{0,006}{1,08} = 0,0056 = 0,56\%$$

Horizontalni premik vrha zidu zaradi zasuka temelja izračunamo kot produkt višine zidu in zasuka ϑ :

$$u_{h,\max} = h_z \vartheta = 3,50 \times 0,0056 = 0,0196m = 1,96cm$$

Ker je izračunani zasuk večji od zasuka, ki je potreben za mobilizacijo aktivnih zemeljskih pritiskov v gostih tleh lahko zaključimo, da so zemeljski pritiski, ki so upoštevani pri kontroli mejnega stanja nosilnosti ustrezni. Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti, pa bi glede na izračunani premik in kriterij za mobilizacijo aktivnih zemeljskih pritiskov, lahko uporabili tudi manjšo vrednost količnika zemeljskih pritiskov.

13.0 Notranje sile v podpornem zidu in dimenzioniranje.

Notranje sile v podpornem zidu (osne sile prečne sile, upogibni moment) se izračuna za vse izkazane kontrole mejnega stanja nosilnosti in uporabnosti ob upoštevanju enakih (pripadajočih) delnih faktorjev, kot smo jih uporabili pri dokazu posameznih mejnih stanj.

Pri določitvi notranjih sil je treba upoštevati, da se lahko vrednost zemeljskega pritiska pri mejnem stanju nosilnosti razlikuje od njegove vrednosti pri mejnem stanju uporabnosti. Ker ti dve vrednosti v osnovi dveh, različnih izračunov, tudi zemeljski pritisk, izražen kot vpliv, nima ene same karakteristične vrednosti. To lahko v veliki meri vpliva na izračunane projektne vplive v konstrukciji.

Ker pri kontroli mejnega stanja nosilnosti običajno upoštevamo mejne vrednosti zemeljskih pritiskov in v računu ne upoštevamo premikov, je možno da dobimo v geostatičnem izračunu mejnega stanja uporabnosti (MSU) z upoštevanjem karakterističnih vrednosti vplivov večje notranje sile v konstrukciji kot v izračunu mejnega stanja nosilnosti (MSN). Ker je po EN1997-1 treba vse karakteristične vplive povečati s faktorjem vsaj γ_G je smiselno uporabiti modelni faktor γ_m ki ga dopušča člen 8.6.(4) v vrednosti $\gamma_m = \gamma_G = 1,35$.

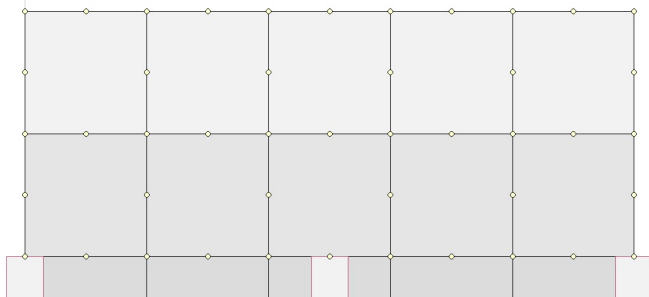
Za dimenzioniranje armirano-betonskega podpornega zidu je treba upoštevati večjo izmed vrednosti, ki jih izkažeta izračuna PP2-I, ali PP2-II. oziroma vrednosti, ki jih dobimo v izračunu mejnega stanja uporabnosti, povečane z modelnim faktorjem $\gamma_m = \gamma_G$. Dimenzioniranje se izvrši ob upoštevanju –materialnih- evrokodov.

Materiali:

$$\begin{array}{ll} \text{C25/30} & \rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C = 1,0 * 3,0 / 1,5 = 2,0 kN / cm^2 \\ \text{S500-C} & \rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 50,0 / 1,15 = 43,5 kN / cm^2 \\ & \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_S = 43,5 / 20000 = 2,17\% \circ \end{array}$$

Kontrola izbranega koeficienta redukcije $\delta = 0,75$ glede na armaturo:

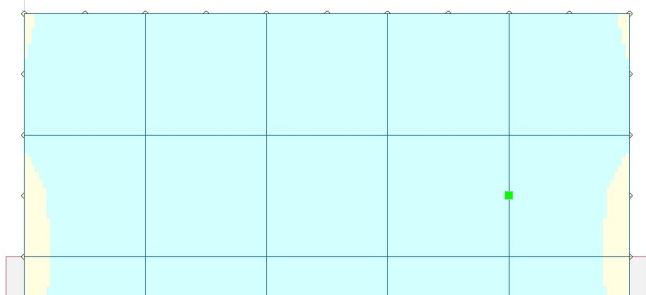
14.0 Matematični model:



Dimenzioniranje:

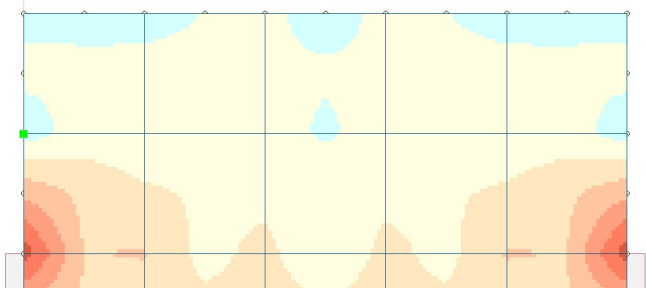
OP 1 Armatura v X-smeri [cm2]

■ Asmin= -1.50 cm2
■ Asmax= 1.00 cm2



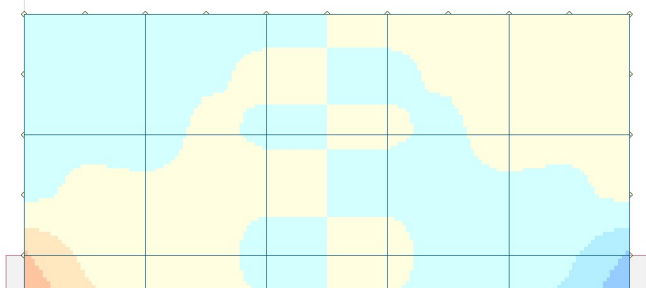
OP 1 Armatura v Y-smeri [cm2]

■ Asmin= -8.84 cm2
■ Asmax= 0.48 cm2

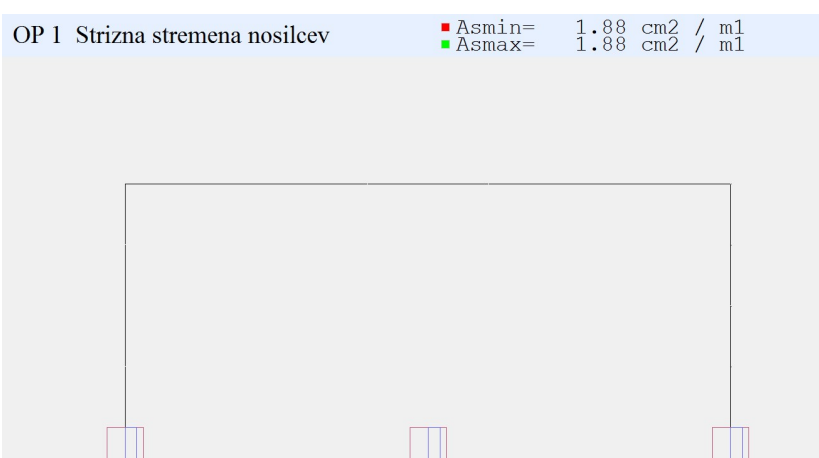
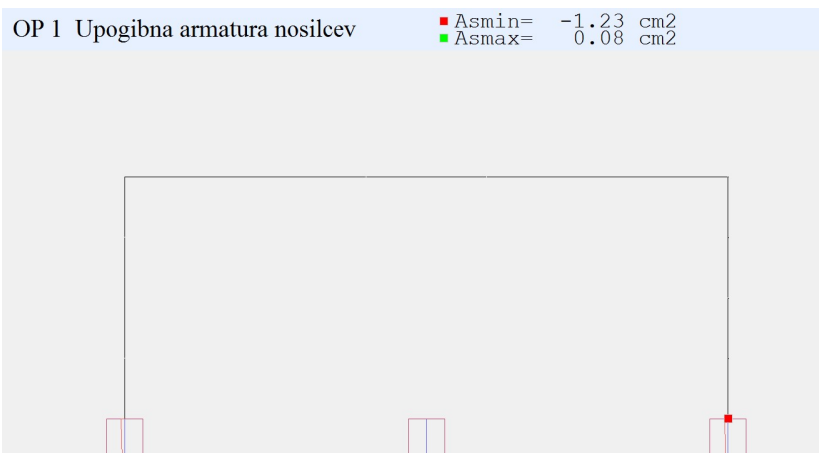


OP 1 Armatura v XY-smeri [cm2]

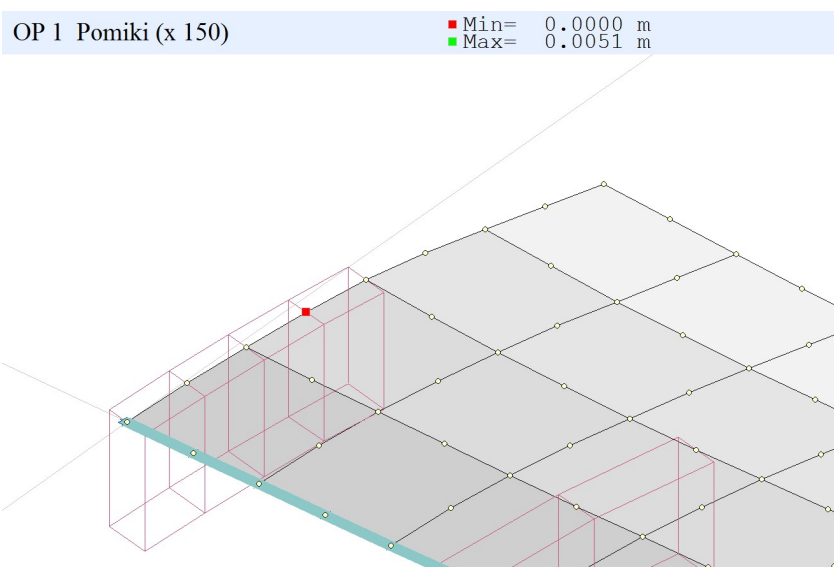
■ Asmin= -3.23 cm2
■ Asmax= 3.23 cm2



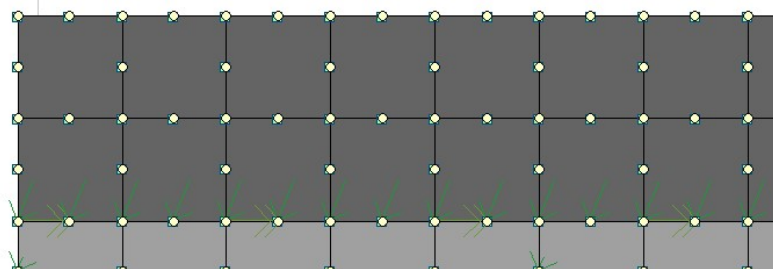
Dimenzioniranje reber:



Elastične deformacije:



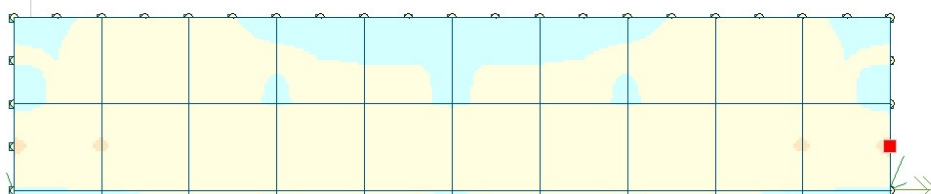
15.0 Matematični model – temeljna peta:



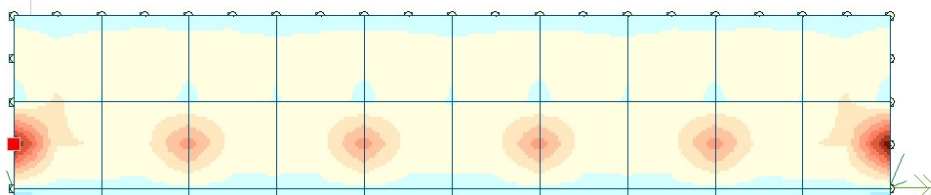
Dimenzioniranje:

OP 1 Armatura v X-smeri [cm²]

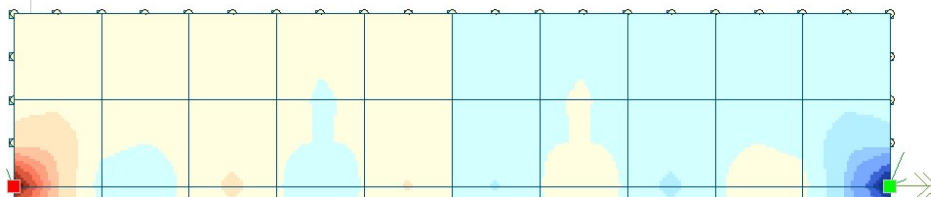
■ Asmin= -1.38 cm²
 ■ Asmax= 1.49 cm²

OP 1 Armatura v Y-smeri [cm²]

■ Asmin= -7.98 cm²
 ■ Asmax= 8.27 cm²

OP 1 Armatura v XY-smeri [cm²]

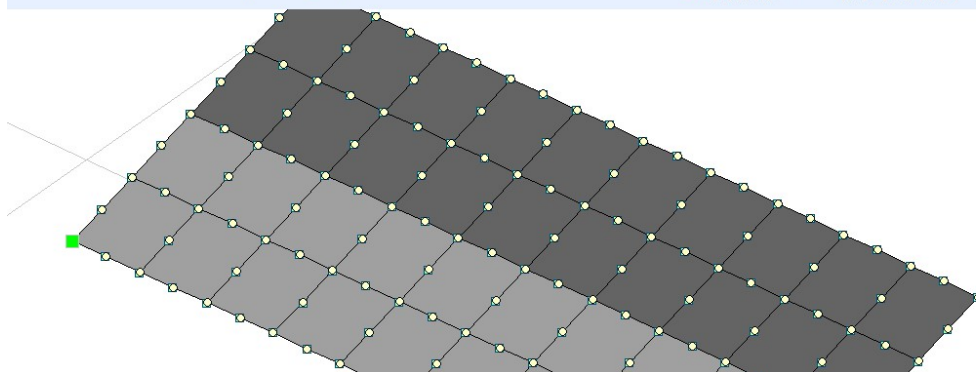
■ Asmin= -8.65 cm²
 ■ Asmax= 8.65 cm²



Elastične deformacije:

OP 1 Pomiki (x 115)

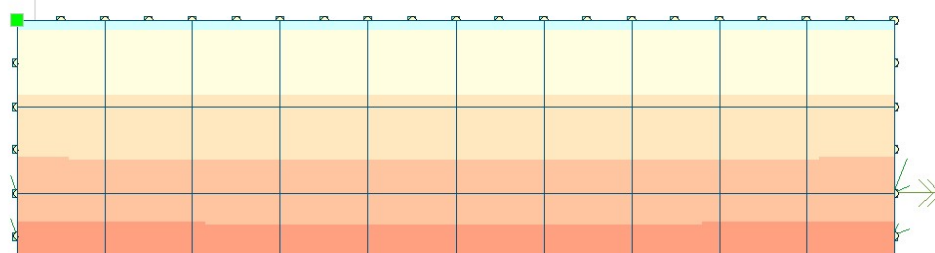
■ Min= -0.0002 m
■ Max= 0.0052 m



Kontaktne napetosti:

OP 1 Pritiski na elast.podlagi

■ p min=-156.12 kPa
■ p max= 4.68 kPa



Zid na južni strani se že po 120cm nadaljuje pravokotno navkreber v obliki ab krila, kjer potem sledi terenu. Temelj tega zidu je najmanj 100cm širine in sega do nosilnih plasti temeljnih tal. Debelina stene zidu je 20 cm. Temeljna peta zidu sega od zunanjega roba zidu proti stanovanjskemu objektu.

Armatura temeljne pete:

vzdolžno	11Φr14(spodaj in zgoraj)
prečno	stremena Φr12/20cm

Armatura stene:

vertikalno-znotraj	Φr12/15cm,
horizontalno-znotraj	Φr10/15cm,
zunaj	Q-139/139 za omejitev razpok