

# ***5. Potporne konstrukcije***

## ***5.1. Vrste potpornih konstrukcija***

### *SVRHA, IZBOR I PODJELA POTPORNIH KONSTRUKCIJA*

Potporne konstrukcije obično služe za bočno pridržavanje tla kad god to izgradnja neke građevine ili uređenje zemljišta to zahtijeva. Takve su konstrukcije redovito značajno skuplje od izvedbe stabilne i samostojeće kosine u tlu pa su razlozi njihovog izbora obično nedostatak prostora za slobodne kosine, kao što je slučaj pri izgradnji građevnih jama pored postojećih građevina, vrijednost vodoravne ravne površine terena ispred i iza zida dobivene njegovom izgradnjom, štednja na količini iskopa ili nasipa pri izvedbi usjeka, zasjeke i nasipa na padinama, smanjenje raspona skupih nadvožnjaka, namjena građevine kao što su obalne konstrukcije u lukama ili potreba uređenja obala, kao i mnogi drugi razlozi koje nameću posebne okolnosti prisutne pri izgradnji pojedinih građevina, kao što su primjerice konfiguracija terena, namjena građevine, te transportni i tehnološki zahtjevi.

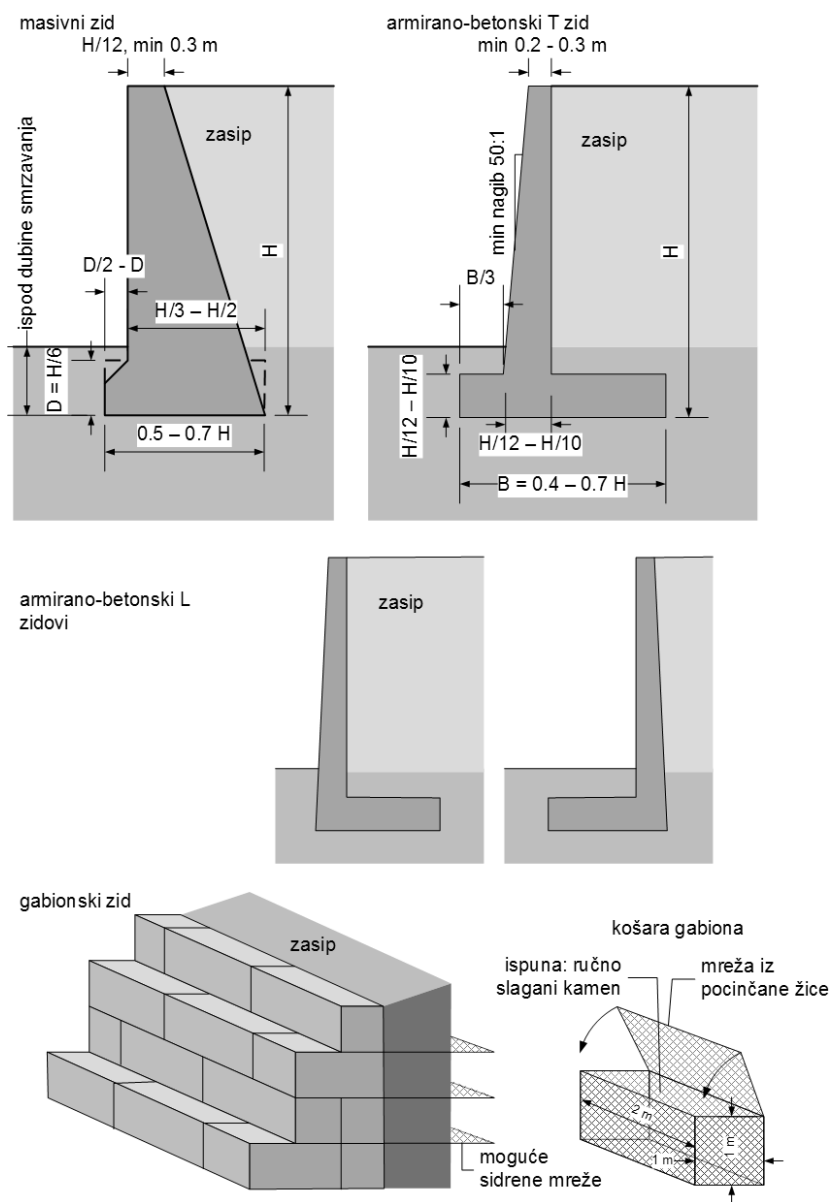
Na izbor vrste i dimenzija potporne konstrukcije, osim njene konačne namjene, važan utjecaj ima i način njene izgradnje, jer odgovarajući kriteriji pouzdanosti moraju biti zadovoljeni za obje te faze. Zato je, možda, poučno podijeliti potporne konstrukcije u dvije široke skupine čija je jedina razlika

način njihove izgradnje. U prvu grupu spadaju potporne konstrukcije koje se mogu graditi samo ako tlo na njih ne pritišće, a u drugu grupu one koje se grade u tlu bilo prije ili tijekom iskopa tla ispred njih. Prve se nazivaju zasipanim, a druge ugrađenim potpornim konstrukcijama. U zasipane potporne konstrukcije spada masivni potporni ili gravitacijski zid, najstarija vrsta među potpornim konstrukcijama, armirano-betonski L i T zidovi, razni tipovi montažnih zidova, gabioni, ali i konstrukcije od armiranog tla, jedna od najmlađih vrsta potpornih konstrukcija. Ugrađene potporne konstrukcije obično su plošnog oblika i novijeg su datuma, a predstavljaju ih razni zidovi od zabijenih platica ili talpi, armirano-betonske dijafragme, različite pilotne stijene izgrađene iz zabijenih ili bušenih pilota te, u novije vrijeme, konstrukcije od čavlanog tla.

#### ZASIPANE POTPORNE KONSTRUKCIJE

Slika 5-1 prikazuje tipične zasipane zidove: *gravitacijski masivni betonski zid, armirano-betonski T zid, armirano-betonske L zidove te zid od gabiona*. Za izgradnju ovih zidova potrebno je osloboditi prostor na kojima se oni mogu nesmetano graditi, da bi se nakon završetka gradnje prostor iza zida zasipao nekim pogodnim ili priručnim zemljanim materijalom. Ako se takovi zidovi koriste u usjecima u kojima treba potkopati kosinu da bi se oslobodio prostor za izgradnju zida, treba osigurati da se zasijecanjem kosine ne izazove njena nestabilnost te pokrene moguće klizište. U tom slučaju kosina se zasijeca samo za dio zida, obično u dužini približno jednako visini zasijecanja. Takav segment ukupnog budućeg zasjeke naziva se *kampadom*. U takvoj kampadi treba izgraditi zid i završiti zasip tlom u njegovoj pozadini prije nego se zasijeca susjedna kampada. Da bi se ubrzali radovi na zasijecanju i izgradnji zida, mogu se zasijecati prvo neparne kampade, dok se parne zasijecaju tek kad je u neparnim završena izgradnja zida sa zasipom. Ponekad ni to nije dovoljno za osiguranje stabilnosti kosine pa se izvode prvo svaka treća kampada, itd. Proračunom stabilnosti iskopenih kampada i susjednih neiskopenih dijelova kosine, na koje se prenosi dodatno opterećenje izazvano iskopom, treba dokazati stabilnost u svim fazama izgradnje zida. Proračun se obično izvodi uz pojednostavljene pretpostavke obzirom na trodimenzionalni karakter problema.

Gravitacijski masivni zid najjednostavnija je vrsta zida. Ime je dobio prema uzroku njegove stabilnosti, a to je težina samog zida. Nekad su se takvi zidovi izvodili i iz kamena ili opeke, ali danas obično iz nearmiranog betona. Slika 5-1 daje okvirne dimenzije takvih zidova od kojih se kreće u provjerama stabilnosti i izboru konačnih dimenzija.



**Slika 5-1 Tipične vrste zasipanih zidova s preliminarnim proračunskim dimenzijama: gravitacijski masivni betonski zid (gore lijevo), armirano-betonski gravitacijski zid (gore desno), armirano-betonski L zidovi (u sredini), gabionski zid (dolje)**

Ista slika prikazuje i lakše, armirano-betonske T i L zidove za koje je potrebno mnogo manje betona, nego za masivni zid. Stabilnost zida se postiže oblikovanjem samog zida kao i težinom tla koja pritišće stopu u

pozadini zida. I ovdje su prikazane okvirne dimenzije takvih zidova kao prvi korak njihovog konačnog oblikovanja i dimenzioniranja.

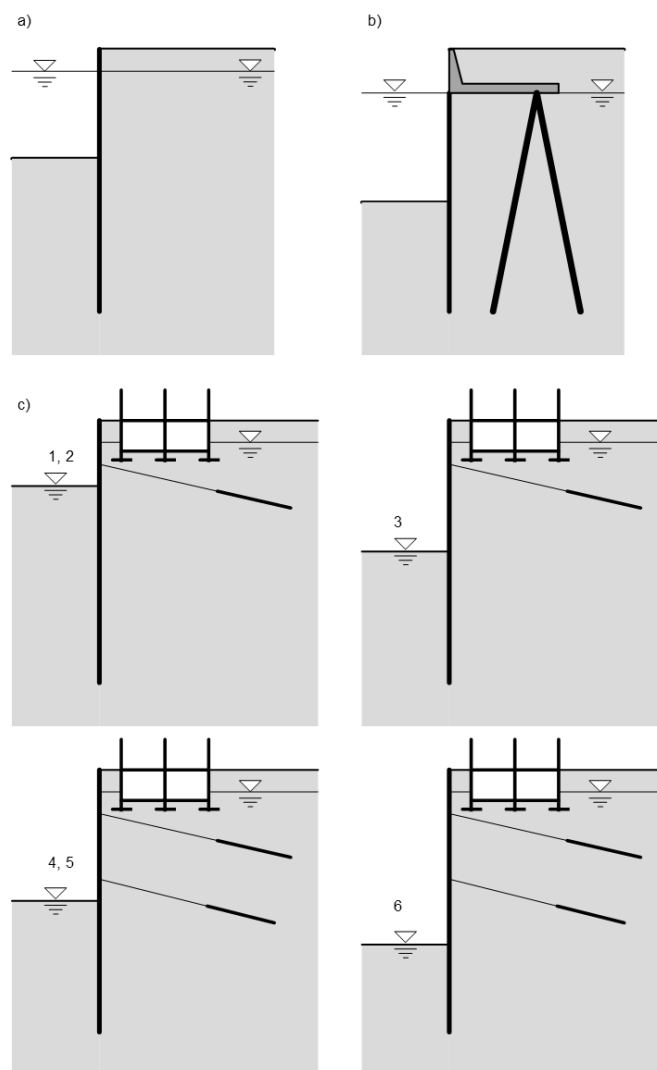
Posebnu vrstu gravitacijskih zidova čine često korišteni gabionski zidovi. Oni se izgrađuju slaganjem gabiona, kvadarskih košara, obično dimenzija 1x1x2 m, izrađenih od pletenih mreža pocinčane, a ponekad i plastičnim premazom zaštićene, čelične žice. Košara se iz pred gotovljenih elemenata slaže na licu mjesta te puni odgovarajućim lomljenim ili priručnim kamenom. Zid je vrlo pogodan jer osigurava dobro dreniranje tla iza zida, a njegova podatljivost omogućuje primjenu i tlina nejednolikih krutosti koja mogu izazivati probleme krutim zidovima. Nepovoljna im je strana što punjenje kamenom zahtijeva mnogo ručnog rada koji danas postaje sve skuplji. Ovi se zidovi ponekad rade u kombinaciji sa vodoravnim mrežama koje se vodoravno ugrađuju u zasip iza zida, a s prednje strane se vežu na gabione. Upita strana takvih zidova je i njihova trajnost. Iz tog razloga korištena čelična žica mora biti što bolje zaštićena kako s vremenom ne bi korodirala, a zid izgubio svoju stabilnost. Takvom konstrukcijom postiže se armiranje tla (preuzimanje vlačnih naprezanja koje tlo ne može preuzeti) pa ovi zidovi spadaju i u vrstu potpornih konstrukcije od armiranog tla.

Osim prikazanih gravitacijskih zidova, u praksi se susreću i brojne druge vrste, obično patenti pojedinih proizvođača. To se posebno odnosi na različite vrste montažnih zidova ili zidova izgrađenih iz montažnih dijelova. I na kraju nije nevažno upozoriti da su takvi zidovi obično trajne konstrukcije pa ih treba i ukusno oblikovati kako ne bi predstavljali ruglo i sramotu svojih projekatanata.

#### **UGRAĐENE POTPORNE KONSTRUKCIJE**

Karakteristika ugrađenih potpornih konstrukcija je da za njihovu izgradnju ne treba prvo iskopati tlo, a kasnije ga zasipati iza gotovog zida, već se one posebnim tehnologijama izvode neposredno u tlu. Takve konstrukcije se mogu izvoditi i u okolnostima koje su nepovoljne za gravitacijske zidove, na primjer u neposrednoj blizini postojećih zgrada ili za izvedbu u vodi i slično. Slika 5-2 prikazuje nekoliko primjera u kojima dolaze do izražaja njihove prednosti.

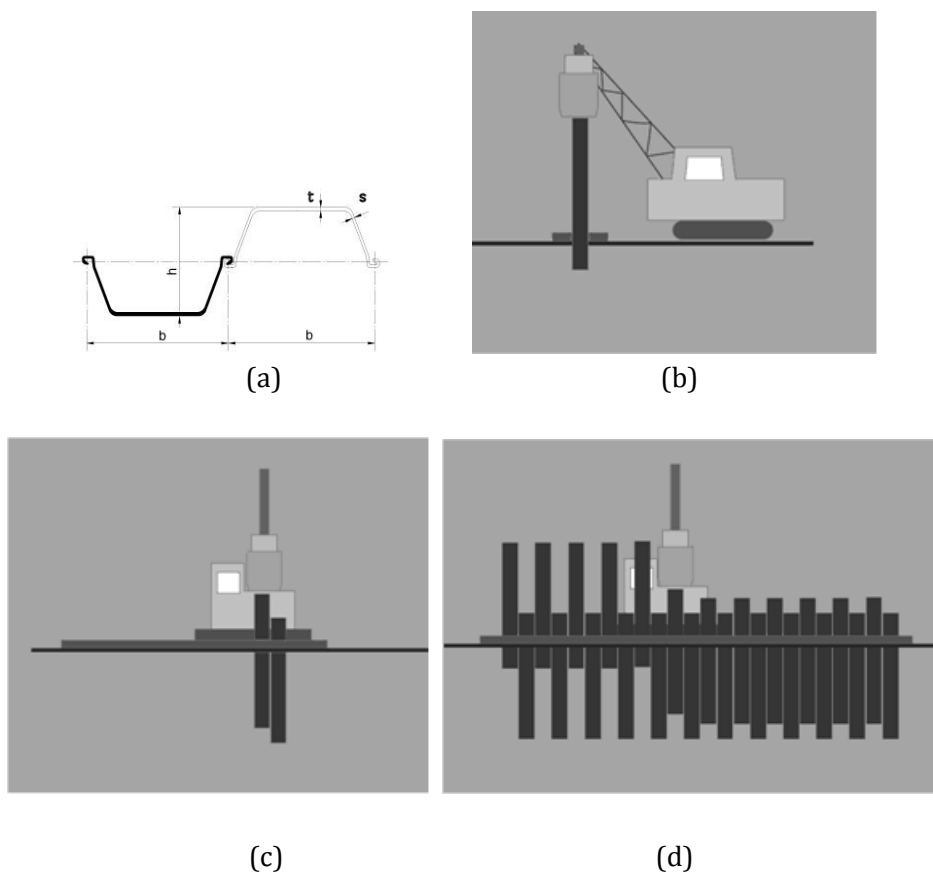
Ugrađene potporne konstrukcije obično se grade tako da se ili pred gotovljeni elementi zabijaju u tlo posebnim strojevima ili se izvode, opet posebnim strojevima, rovovi u koje se ugrađuje prvo armatura, a zatim se lijeva svježi beton. U prvu grupu spadaju stijene od zabijenih čeličnih talpi, a u drugu armirano-betonske dijafragme i pilotne stijene. Predgotovljeni elementi mogu biti armirano betonske ili čelične talpe. Danas se mnogo češće koriste čelične talpe. Za dublje konstrukcije, kad nosivost njihovog



**Slika 5-2** Nekoliko tipičnih primjera ugrađenih potpornih konstrukcija: (a) ugrađena potporna konstrukcija kao samostojeći obalni zid ili (b) kao nosač obalne konstrukcija zajedno s grupom kosih pilota za preuzimanje horizontalnog opterećenja; (c) sidrena ugrađena potporna konstrukcija za zaštitu građevne jame u neposrednoj blizini postojeće zgrade s fazama izgradnje (1- ugradnja potporne konstrukcije i djelomični iskop do prvog reda sidara, 2- ugradnja prvog reda sidara, 3- djelomični iskop do drugog reda sidara, 4- ugradnja drugog reda sidara, 5- prednapinjanje drugog reda sidara, 6- iskop do konačne dubine jame)

presjeka postane ograničenje, mogu se ugrađivati razupore ili sidra kao dodatni oslonci konstrukciji.

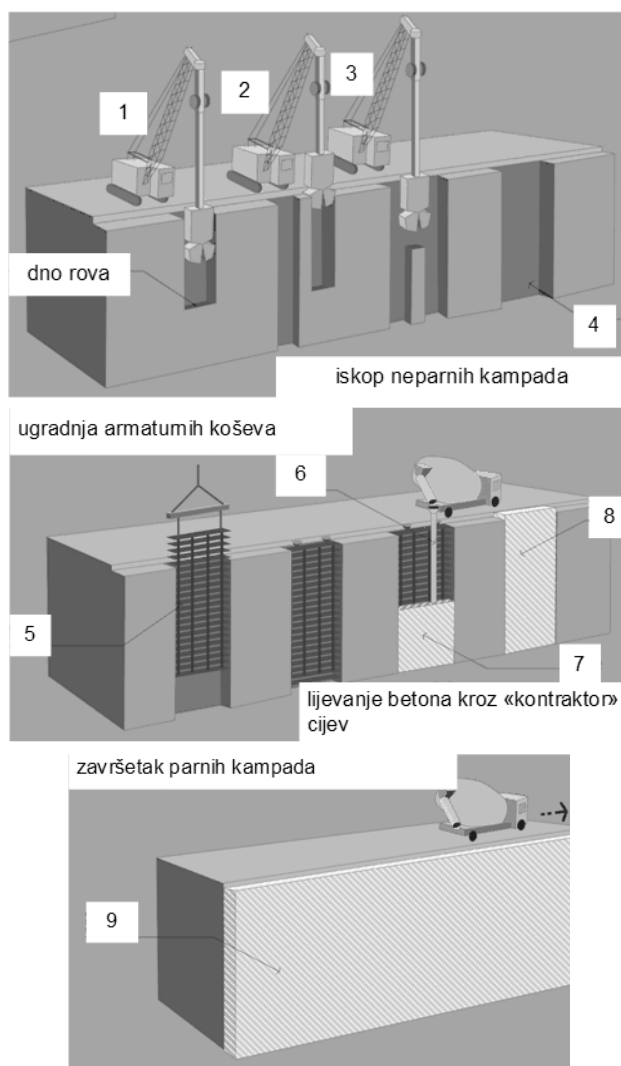
Čelične talpe su posebni dugački i uski čelični elementi izrađeni od valjanog čelika koji su na svojim rubovima posebno oblikovani kako bi



**Slika 5-3 Izvedba potporne konstrukcije od čeličnih talpi: (a) tipični poprečni presjek čelične talpe tipa Larsen s bravama na oba ruba i prikazom spajanja susjedne talpe, (b) ugradnja prve talpe u tlo zabijanjem (u gline i tvrđa tla) ili vibriranjem (u krupnozrna tla), (c) ugradnja druge talpe kojoj brava prve služi kao vodilica, (d) ugradnja ostalih talpi u nizu da bi se dobila potporna stijena**

omogućili spajanje niza takvih elemenata u zidove. Ovi posebno oblikovani rubovi talpi nazivaju se bravama. Na tržištu je dostupan veliki broj različitih talpi za različite namjene i različitih svojstava.

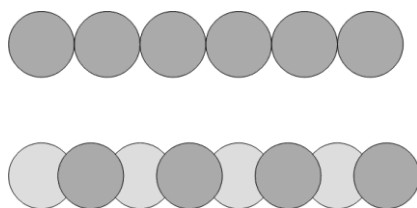
Slika 5-3 (a) prikazuje poprečni presjek čelične talpe tipa Larsen kao i položaj susjedne tlape koja se s prvom povezuje posebnom bravom. Na istoj je slici prikazan i redoslijed izvedbe takvog niza talpi da bi se dobila potporna stijena, a sve bez potrebe bilo kakvog prethodnog iskopa tla. Prednost čeličnih talpi posebno dolazi do izražaja pri izvedbi privremenih zaštita građevnih jama. Naime kad se jama konačno izvede, a u njoj buduća građevina, čelične se talpe mogu izvaditi za kasnije ponovno korištenje.



**Slika 5-4 Faze izvedbe armirano-betonske dijafragme u tlu: 1, 2, 3- faze iskopa neparnih kampada, 4- iskopana kampada, 5- spuštanje armaturnog koša u iskopanu kampadu, 6- ulijevanje svježeg betona kroz „kontraktor“ cijev (radi sprječavanja segregacije agregata u betonu), 7- izljevani dio buduće dijafragme, 8- gotova kampada, 9- izvedena stijena u tlu**

Čelične se talpe mogu i varenjem produžavati na licu mjesta pa je moguće izvođenje i vrlo dubokih potpornih konstrukcija.

Čelične se talpe izvođe u različitim oblicima pa u svakom slučaju treba izabrati one koje najbolje služe svojoj svrsi. Od njih se mogu izvoditi potporne konstrukcije najrazličitijih oblika, svojstava i namjene. Osim čeličnih tlapa, za potporne konstrukcije mogu se koristiti i zabijeni piloti koji se inače koriste za duboka temeljenja.

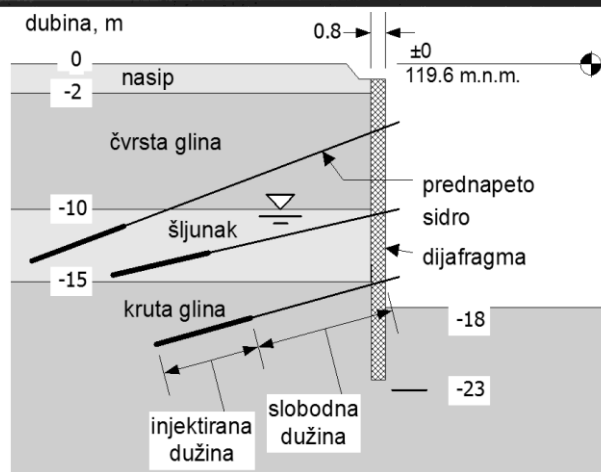
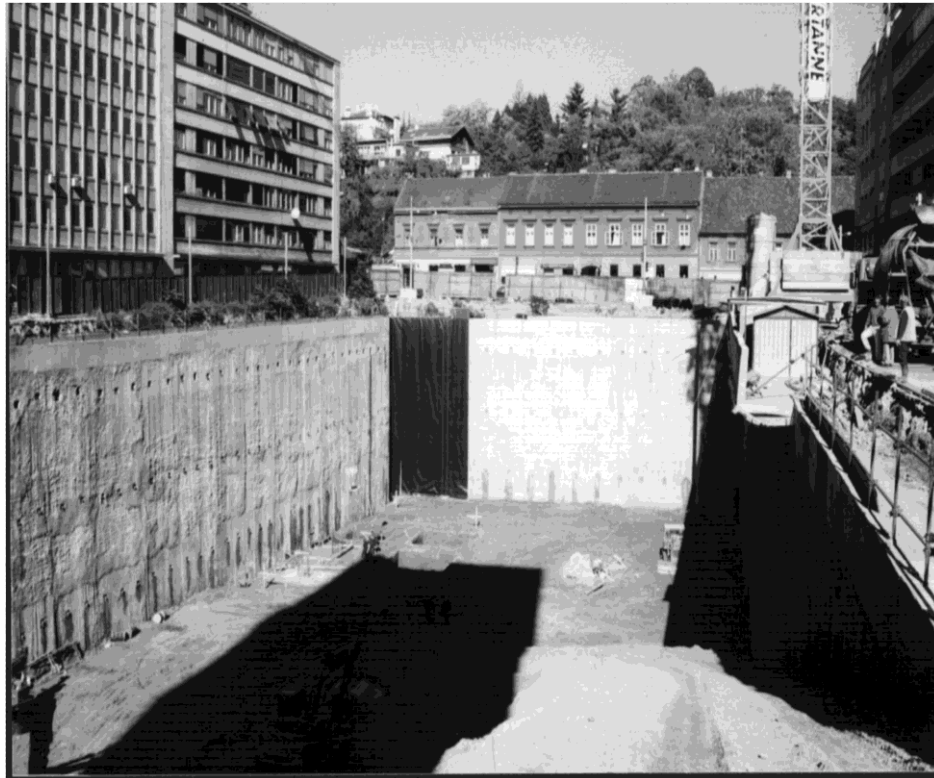


**Slika 5-5 Tlocrt pilotne stijene: dotičući piloti sa sustavom tvrdo-tvrdo (gore) u kojem se armirano-betonski piloti u nizu dodiruju, i sekantni piloti sa sustavom meko-tvrdo (dolje) u kojem armirano-betonski piloti (tamnije sjenčani) zasijecaju glino-betonske nearmirane pilote (svjetlije sjenčani)**

Ugrađene potporne konstrukcije mogu se izvoditi i neposredno u tlu. U tu vrstu spadaju i armirano-betonske dijafragme. One se izvode tako da se izvede poseban rov u kampadama, koji će poslije služiti kao oplata armirano-betonskoj konstrukcije stijene. Širina rova će uvjetovati debljinu buduće stijene. Uobičajene debljine su od 0.5 do 1.2 m. Stroj za izvedbu rova ima posebnu grabilicu koja je stabilno vođena kako bi se osigurala ravnina buduće stijene. Da se rov tijekom izvedbe ne bi urušio, iskop se radi pod vodom čija je razina obično viša od razine podzemne vode. Da voda iz rova nebi otjecala u tlo, vodi se mogu dodati posebni dodaci koji usporavaju njeno otjecanje. Kao dodatak obično se dodaje visoko plastična glina (bentonit) koji na stjenci rova stvara tanki slabo propusni sloj. Ova mješavina vode i bentonita s mogućim drugim dodacima naziva se *isplakom*. Slika 5-4 prikazuje glavne faze izvedbe armirano-betonske dijafragme u tlu. Kad je dijafragma izvedena, izgradnja jame može započeti kako je prikazano na slici 5-2. Slika 5-6 prikazuje izvedenu građevnu jamu za buduću zgradu Importanne galerije na Iblerovom trgu u Zagrebu. Građevna jama štíćena je armirano betonskom dijafragmom s tri reda prednapetih sidara.

Osim armirano-betonske dijafragme, kao ugrađena potporna konstrukcija koristi se često stijena izrađena od bušenih ili uvrtnih armirano-betonskih pilota. Piloti su štapne elementi, u ovom slučaju kružnog presjeka, koji se izvode prvo bušenjem okrugle bušotine promjera budućeg pilota obično pod zaštitom isplake, zatim se u bušotinu spušta armaturni koš da bi se iza toga ulijevao tekući beton „kontraktor“ postupkom. Ponekad, kod uvrtnih pilota, se može bušotina ispuniti betonom u operaciji vađenja pribora za bušenje, a armaturni koš se spušta u svježi beton uz pomoć vibratora. Stijena se može izvesti kao neprekidni niz armirano-betonskih pilota koji se međusobno dodiruju (sustav tvrdo-tvrdo) ili se mogu prvo izvesti neparni među-piloti koji nisu armirani i kojima je u beton dodan manji postotak bentonita kako bi bili mekši, da bi se bušotine za armirane





**Slika 5-6 Građevna jama za Importanne galeriju na Iblerovom trgu u Zagrebu, štíčena armirano betonskom dijafragmom s tri reda sidara (gore); poprečni presjek kroz dijafragmu (dolje)**

pilote izvele u drugom naletu. U tom slučaju piloti se preklapaju što je povoljno ako se želi održati vodo-drživost takve stijene (Slika 5-5).

## 5.2. Pritisak tla na zidove i granična stanja

### Počeci: Coulomb i Rankine

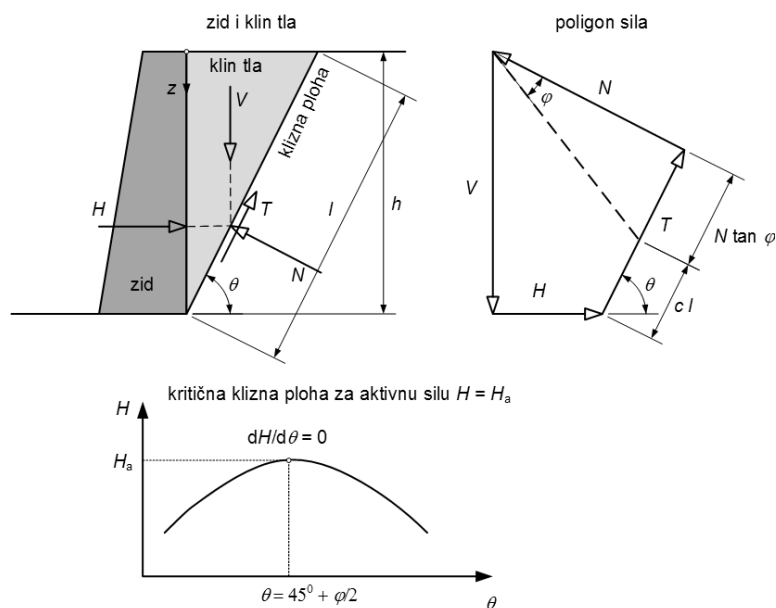
Značajnija gradnja velikih potpornih zidova bilježi se krajem 17. i početkom 18. stoljeća za potrebe izgradnje vojnih obrambenih utvrda protiv naglo uznapredovanog teškog topništva, često s dubokim rovovima u tlu i vertikalnim bočnim stranama. Tako veliki zahvati traže i racionalnije načine gradnje i pouzdane konstrukcije pa se javljaju prvi pokušaji razvoja teorija pritisaka tla na zidove kao i njihove stabilnosti. Među brojnim inženjerima koji su se tada bavili problemom stabilnosti potpornih zidova, ističe se C. A. Coulomb<sup>1</sup>, koji je kao mladi vojni časnik, nakon devet godina provedenih na izgradnji obrambenih utvrda na Martiniqueu, 1773. pročitao pred Francuskom kraljevskom akademijom znanosti u Parizu rad o rezultatima svojih istraživanja o pritiscima na potporne zidove i njihovoj stabilnosti te njime trajno obilježio daljnji razvoj teorija pritisaka tla do današnjih dana (Heyman, 1972).

Coulomb je ispitivao čvrstoću tla u uređaju koji po svom mehanizmu liči na današnje uređaje za direktno smicanje. Posmičnu čvrstoću tla na nekoj zamišljenoj ravnini podijelio u dvije komponente: jednu koja je neovisna o normalnoj sili na toj ravnini (kohezija) i jednu koja je razmjerna normalnoj sili (trenje), upravo kako se čvrstoća tla, uz male dorade, opisuje i danas u mehanici tla. Zatim je problemu pritiska tla na zid pristupio analizirajući ravnotežu klina tla koji kliže niz ravnu kliznu plohu i pritišće na zid (slika 5-7). Varirajući nagib klizne plohe utvrdio je mjerodavnu silu na zid kao onu koja odgovara klinu koji izaziva najveći pritisak. Za slučaj da klin klizi niz kritičnu kliznu plohu pod nagibom  $\theta_{cr} = \theta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$  ( $\varphi$  je efektivni kut trenja tla<sup>2</sup>), tangencijalna sila otpora na kliznoj plohi okrenuta je uz kosinu, pripadna sila na zid naziva se *aktivnom*, a odgovarajuće stanje sloma u tlu, *aktivnim stanjem*. Za slučaj da iz nekog razloga zid gura klin uz kosinu, kritična klizna ploha nagnuta je pod kutom  $\theta_{cr} = \theta_a = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$  i odgovara klinu tla koji pruža najmanji otpor utiskivanju zida, pripadna sila naziva se

---

<sup>1</sup> čita se Kulon

<sup>2</sup> U doba Coulomba, a i kasnije Rankinea, nije bio poznat pojam efektivnih naprezanja pa time ni pojam efektivnog kuta trenja tla, kojeg tek uvodi Terzaghi dvadesetih godina dvadesetog stoljeća.



**Slika 5-7 Uz Coulombovu teoriju pritiska na zid u aktivnom stanju;  $H_a$  je rezultanta pritiska tla na u aktivnom stanju sloma tla**

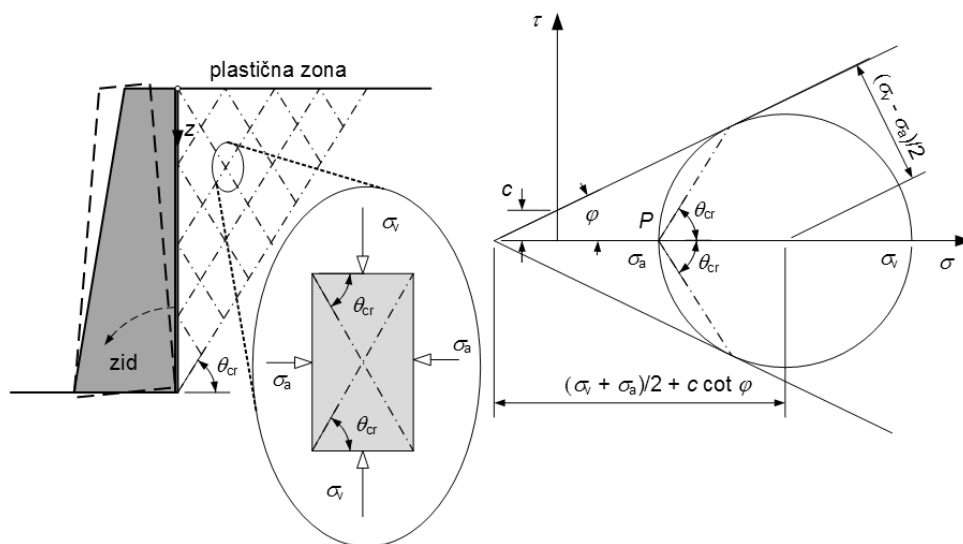
*pasivnom*, a stanje sloma u tlu *pasivnim stanjem*. U oba slučaja nagib kritične klizne plohe ovisi samo o kutu trenja, a neovisan je o koheziji.

Coulomb je bio svjestan da kritična klizna ploha ne mora biti ravna, ali je u svom radu napomenuo da opažanja pri rušenju zidova upućuju da je pretpostavka o ravnoj kliznoj plohi bliska stvarnoj pa je pretpostavka opravdana.

Drugi veliki doprinos razumijevanju pritiska tla na zidove dao je škotski znanstvenik Rankine<sup>3</sup>, koji je objavio svoja istraživanja 1857. On je proširio teoriju o pritisku tla pretpostavivši da je čitava masa tla u slomu, a ne samo a jednoj ravnini, kao što je pretpostavio Coulomb. Za isti slučaj zida koji je analizirao Coulomb (vertikalni zid, horizontalno tlo iza zida, zanemareno trenje između tla i pozadine zida) došao je do istog rješenja kao i Coulomb. Rankineova teorija približila se teoriji plastičnosti kakvu je poznamo danas.

Prema Rankineovoj teoriji iza zida, koji se može pomicati od tla, stvara se u tlu klin u kojem je u svakoj točki tlo u stanju sloma. Ako se pretpostavi da između vertikalne poleđine zida i tla nema trenja te da je površina tla iza zid vodoravna, na ravninama koje su nagnute pod kutom  $\theta_{cr} = \theta_a = \pm(45^\circ + \frac{\phi}{2})$  nastat će slom tla kad posmično naprezanje dosegne čvrstoću tla izraženu

<sup>3</sup> čita se Rankin



Slika 5-8 Uz Rankineovo stanje aktivnog tlaka iza zida

kao  $\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$  (4). Iz Mohrovog dijagrama sa slike 5-8 proizlazi tada slijedeća jednakost

$$\frac{\frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_a)}{\frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_a) + c \cot \varphi} = \sin \varphi \quad (5.1)$$

gdje je  $\sigma_v$  vertikalno naprezanje u tlu (za homogeno tlo jedinične težine  $\gamma$ ,  $\sigma_v = \gamma z$ ; ovdje se pretpostavlja da nema tlaka vode u porama),  $\sigma_a$  je bočno naprezanje u tlu u slučaju aktivnog sloma ili *aktivni tlak*, a  $c$  i  $\varphi$  su kohezija i kut trenja, parametri čvrstoće tla. Sređivanjem tog izraza slijedi za pritisak na zid ili aktivni tlak

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (5.2)$$

gdje je  $K_a$  koeficijent aktivnog tlaka i u slučaju Rankineovih uvjeta ima vrijednost

<sup>4</sup> U svom radu Rankine nije pretpostavljao postojanje kohezije,  $c$ , u tlu; njen utjecaj su dodali kasniji istraživači.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.3)$$

Na sličan način može se dobiti i izraz pasivni otpor tla pri Rankineovom pasivnom sanju sloma, kad se zid rotacijom oko dna utiskuje u tlo

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (5.4)$$

gdje je koeficijent pasivnog otpora

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{K_a} \quad (5.5)$$

U tom su slučaju ravnine na kojima dolazi do sloma tla, odnosno na kojima posmično naprezanje doseže čvrstoću, nagnute u odnosu na horizontalu pod kutom  $\theta_{cr} = \theta_p = \pm(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ .

Ni Coulomb ni Rankine nisu znali za princip efektivnog naprezanja kojeg je mnogo kasnije predložio Terzaghi. Danas, kad je on općenito prihvaćen, izraze (5.2) i (5.4) danas pišemo za efektivna naprezanja, a isto tako parametre čvrstoće izražavamo preko efektivnih naprezanja. O utjecaju podzemne vode na pritiske na potporne konstrukcije i njihovu stabilnost bit će riječi kasnije u poglavljima o dimenzioniranju.

## Bočni pritisci na nepomični zid

U slučaju spriječenih bočnih pomaka, pritisci na zid bit će jednaki bočnim naprezanjima u vodoravno uslojenom tlu. Za to stanje naprezanja Jaky (1944) je predložio teoriju koja u pojednostavljenom obliku daje slijedeći odnos vodoravnog i vertikalnog efektivnog naprezanja (koja su ujedno glavna naprezanja), koji se još naziva *koeficijent bočnog mirnog pritiska*,

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = 1 - \sin \varphi' \quad (5.6)$$

gdje je  $\varphi'$  efektivni kut trenja iz Mohr-Coulombovog zakona čvrstoće. Jakyeva teorija se, izgleda, pokazala neutemeljenom, ali su kasnija eksperimentalna istraživanja pokazala prihvatljivost izraz (5.6) za normalno konsolidirana tla.

Za sitnozrna tla u novijim se istraživanjima (EN 1997-1:2004) predlaže slijedeći empirijski izraz za *koeficijent bočnog mirnog pritiska*

$$K_0 = K_{0nc} \sqrt{OCR} = (1 - \sin \varphi') \sqrt{OCR} \quad (5.7)$$

gdje je  $K_{0nc}$  koeficijent mirnog pritiska za normalno konsolidirano tlo, izraz (5.6), a  $OCR$  je koeficijent prekonsolidacije ( $OCR = \sigma_p / \sigma'_{v0}$ ;  $\sigma_p$  je pritisak prekonsolidacije, a  $\sigma'_{v0}$  je vertikalno efektivno naprezanje u vodoravno uslojenom tlu. Za koeficijent bočnog mirnog pritiska u tlu nagnutom pod kutom  $\beta \leq \varphi'$  ponekad se u praksi koristi vrijednost (EN 1997-1:2004)

$$K_{0,\beta} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad (5.8)$$

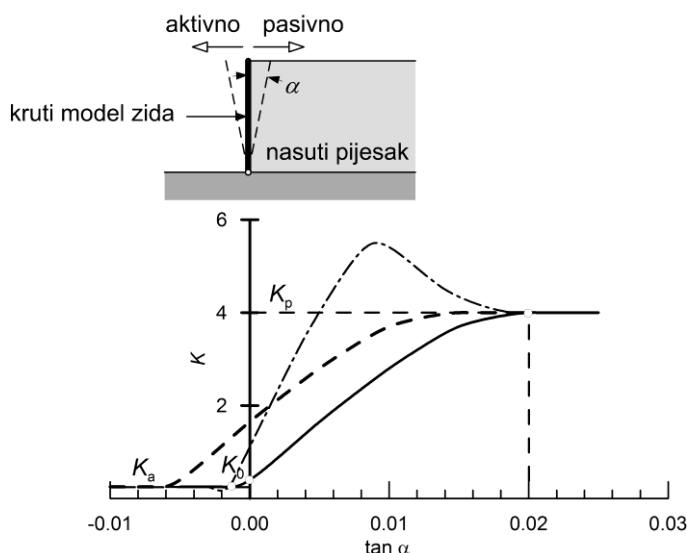
Ovaj izraz vrijedi za proračun pritisaka na bočno nepomične konstrukcije kad se površina tla uzdiže s udaljavanjem od zida.

Koeficijent bočnog mirnog pritiska u praksi se koristi za proračun efektivnog bočnog pritiska na konstrukcije kad je iz bilo kog razloga spriječeno njihovo bočno pomicanje. Eurokod 7 pod bočno nepomičnom konstrukcijom smatra onu koja se bočno pomiče manje od 0.05 % svoje visine. Koeficijent mirnog pritiska daje znatno veći pritisak na konstrukciju od aktivnog tlaka.

## Pritisci i pomaci: Terzaghi

Dvadesetih i tridesetih godina dvadesetog stoljeća Terzaghi eksperimentira na modelima potpornih zidova u pijesku i zaključuje da su potrebni bitno različiti pomaci zida za aktiviranje aktivnog tlaka od onih za aktiviranje pasivnog otpora (Slika 5-9). Dok su Coulomb i Rankine utvrdili granične vrijednosti tlakova na zidove, Terzaghi pokazuje utjecaj pomaka zida na vrijednosti tlakova između tih graničnih veličina. Dok je za aktiviranje pasivnog otpora potrebno 5 m visoki zid utisnuti u tlo na vrhu oko 10 cm, za aktiviranje aktivnog tlaka potrebno je zid na vrhu odmaknuti u smjeru od tla samo oko 0.5 cm. Ove veličine proizlaze korištenjem Terzaghijevih rezultata ispitivanja na pijesku, ali kasnija ispitivanja pokazuju da sličan red veličina vrijedi i za druge vrste tla.

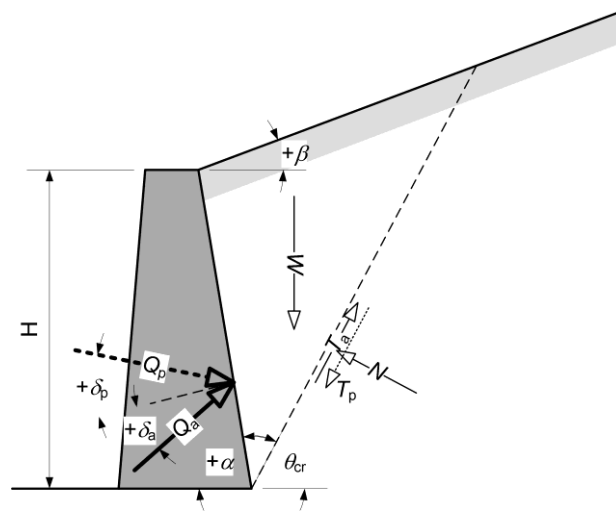
Novije numeričke simulacije (Gun i Clayon, 1992) pokazuju da ovisnost pritiska na zid o rotaciji zida ovisi i o početnom bočnom naprežanju u tlu (Slika 5-9, crtkana linija). Što je početno bočno efektivno naprežanje veće, to je potrebna rotacija zida za aktiviranje pasivnog otpora manja, a rotacija za



**Slika 5-9 Terzaghijeva modelska ispitivanja pritiska nasutog pijeska na kruti zid u ovisnosti o rotaciji zida (puna linija); kasnija istraživanja su pokazala da ovisnost pritiska o rotaciji zida ovisi i o početnom bočnom naprezanju u tlu (crtkana linija) i zbijenosti tla (točka-crta);  $K$  je odnos bočnog pritiska (normalnog naprezanja) na poledini zida i vertikalnog naprezanja u tlu**

aktiviranje aktivnog tlaka veća. Sama veličina aktivnog tlaka i pasivnog otpora ne ovisi o početnom bočnom naprezanju. Također je danas poznato da zbijena tla, koja pokazuju pojavu krtosti u odnosu posmičnih naprezanja i posmičnih deformacija, tu istu pojavu pokazuju i u odnosima pritiska na zid i njegove rotacije. Tako se u krtim tlama (zbijenim, prekonsolidiranim) primjećuje pri utiskivanju zida u tlo pojava vršne vrijednosti koeficijenta bočnog tlaka  $K$ , koji s daljnjom deformacijom pada do neke najmanje vrijednosti. Nasuprot tome, kod takvih tla odmicanje zida u smjeru od tla izaziva smanjenje bočnog pritiska do neke minimalne vrijednosti da bi daljnjim odmicanjem zida ona pritisak porastao na neku konačnu stabilnu vrijednost (Slika 5-9, linija crta-točka<sup>5</sup>).

<sup>5</sup> Crtkana linija i linija crta-točka s te slike samo su načelno prikazane i ne predstavljaju neki stvarni eksperiment



Slika 5-10 Pritisak na zid prema Müller-Breslau: sile na klin tla s ravnom kliznom plohom

## Daljnji razvoj teorija pritisaka

### PROŠIRENJE COULOMBOVE TEORIJE: MÜLLER-BRESLAU

Rankineova teorija plastične ravnoteže pretpostavlja da je tlo iza zida vodoravno, da zid rotira oko svoje stope i da je poledina zida glatka pa na njoj nisu prisutna posmična naprezanja. No zidovi nisu glatki, a kinematika gibanja tla pri pomicanju zida uvjetuje pojavu trenja između zida i tla. Mnogi su istraživači pokušali riješiti taj problem uz veća ili manja pojednostavljenja u svojim teoretskim postavkama.

Müller-Breslau (vidi Clayton i dr., 1993) su 1906. proširili Coulombovu teoriju pritisaka uz pretpostavku ravne klizne plohe, nagnuti zid, nagnutu površinu terena iza zida te su pretpostavili pojavu trenja između tla i zida. Za aktivno stanje, kad klin klizi po kliznoj plohi prema zidu, oni su iz jednadžbi ravnoteže sila i pretpostavku da na ravnoj kliznoj plohi vrijedi Coulombov zakon trenja (bez kohezije), pronašli kritični nagib klizne plohe,  $\theta_{cr}$ , koji za aktivno stanje daje najveći, a za pasivno stanje najmanji pritisak na zid. Njihovo rješenje za silu aktivnog tlaka  $Q_a$  (aktivno stanje sloma), koja djeluje pod kutom  $\delta_a$  (za definiciju pozitivnih vrijednosti kutova vidi sliku 5-10) u odnosu na normalu na poledinu zida je



$$Q_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_a}{\sin \alpha \cos \delta_a} \quad (5.9)$$

gdje indeks a označava aktivno, a p pasivno stanje, pri čemu je koeficijent aktivnog tlaka

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi) \cos \delta_a}{\sin \alpha \sin(\alpha - \delta_a) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta_a) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (5.10)$$

Veličina vodoravne komponenta aktivne sile iznosi

$$Q_{ah} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (5.11)$$

Na sličan su način dobili i silu pasivnog otpora  $Q_p$  koja djeluje pod kutom  $\delta_p$  u odnosu na normalu na poledinu zida (za definiciju pozitivnih predznaka pojedinih kutova vidi sliku 5-10)

$$Q_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_p}{\sin \alpha \cos \delta_p} \quad (5.12)$$

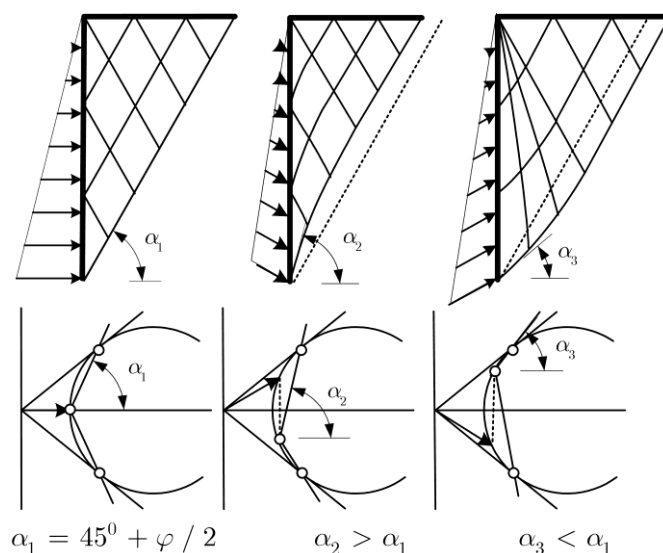
gdje je koeficijent pasivnog otpora

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi) \cos \delta_p}{\sin \alpha \sin(\alpha + \delta_p) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_p) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta_p) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (5.13)$$

a veličina vodoravne komponente sile aktivnog tlaka iznosi

$$Q_{ph} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (5.14)$$

Gornji izrazi za uspravnu poledinu zida ( $\alpha = 90^\circ$ ), ravni teren iza zida ( $\beta = 0$ ) i bez trenja između zida i tla ( $\delta_a = 0$  ili  $\delta_p = 0$ ) svode se na rješenja Coulomba i Rankinea. Pretpostavka o ravnoj kliznoj plohi pokazala se u



**Slika 5-11 Utjecaj trenja na zakrivljenost kliznih ploha u plastificiranoj aktivnoj zoni tla iza zida s prikazom određivanja smjera kliznih ploha pomoću Mohrove analize napreznja za točke na sučelju poledine zida i tla; slično vrijedi i za pasivno stanje, samo je utjecaj obratan**

kasnijim istraživanjima kao prihvatljiva i na strani sigurnosti za aktivno stanje sloma, dok je u slučaju pasivnog stanja sloma ona za kutove trenja između zida i tla veće od oko  $10^\circ$  ona na strani nesigurnosti jer daje nerealno velike sile pasivnog otpora pa nije preporučljiva za uporabu u praksi.

**TEORIJE PLASTIČNOSTI: KÖTTEROVE JEDNADŽBE, RADOVI KERISELA I ABSIA I TEOREMI GORNJE I DONJE GRANICE**

Pretpostavka o ravnoj kliznoj plohi za aktivno ili pasivno stanje pritisaka na zid u općem slučaju ne zadovoljavaju jednađbe ravnoteže napreznja i Mohr-Coulombov zakon čvrstoće. Jednostavna Mohrova analiza napreznja za točke na poledini vertikalnog zida s vodoravnim terenom iza zida, ali trenjem između tla i zida jasno pokazuje da plohe sloma moraju biti zakrivljene (slika 5-11). Razvoj teorije plastičnosti omogućio je rješavanje ovog problema za neke jednostavnije slučajeve. U početku se razvoj teorije plastičnosti ograničio na zadovoljenje uvjeta ravnoteže napreznja i uvjet sloma Mohr-Colulombovog zakona čvrstoće. Kombinacijom tih dviju elemenata dolazi Kötter 1888. do jednađbi plastične ravnoteže koje se u jednostavnijim slučajevima mogu riješiti analitički (kao na primjer Rankineovo rješenje za pritiske na zid), ili se mogu rješavati numerički odgovarajućim algoritmima kako je pokazao Sokolovski 1939. godine. Ovim

problemom bavio se i Boussinesq koji je svoje radove o plastičnoj ravnoteži objavio 1876. i 1885. Njegove jednačbe su numerički rješavali Caquot i Kerisel 1948 da bi za razna rješenja pritiska na zidove u obliku pogodnih tablica za korištenje objavili Kerisel i Absi (1990)<sup>6</sup>.

Međutim, pokazalo se da za rigorozno rješenje u teoriju plastičnosti treba uvesti i kinematičke uvjete klizanja po ravninama sloma u tlu. Uz pretpostavku o asocijativnoj plastičnosti, po kojoj su inkrementi plastičnih deformacija okomiti na plohu sloma u prostoru glavnih naprezanja, rigorozna teorija plastičnosti izvodi dva teorema po kojima se može dokazivati egzistencija rješenja ili se rješenje može omeđiti s donje i s gornje strane. To su teorem donje i teorem gornje granice.

Teorem donje granice dokazuje da pronade li se polje naprezanja u tlu koje je u ravnoteži s vanjskim opterećenjem (jedinična težina tla i naprezanja na rubovima mase tla) i ako ni u jednoj točki i ravnini posmično naprezanje ne prelazi čvrstoću tla, tada vanjsko opterećenje predstavlja donju granicu mogućih opterećenja među kojima će jedno izazvati slom tla. Ili, drugim riječima, takav sustav opterećenja neće izazvati slom u tlu, ako tlo može nositi nađeni sustav opterećenja, ono će ga i nositi (bez sloma).

Teorem gornje granice dokazuje da pronade li se takav mehanizam (sustav krutih tijela koje međusobno kližu) da rad vanjskog opterećenja (jedinične težine tla i rubnih naprezanja) na pomacima mehanizma proizvodi rad jednak radu unutarnjih sila u mehanizmu (sila među krutim blokovima koji međusobno kližu) na pomacima mehanizma (rad unutarnjih sila = izgubljenoj energiji na klizanju), tada vanjsko opterećenje predstavlja gornju granicu mogućih sustava opterećenja koja izazivaju slom. Ili drugim riječima, nađe li se navedeni mehanizam za dani sustav opterećenja, onda taj sustav opterećenja predstavlja gornju granicu. Ili, ako se za takav mehanizam i sustav opterećenja pokaže da će doći do sloma tla, onda će do sloma svakako doći po tom ili nekom drugom mehanizmu.

Očito je da ova dva teorema teorije plastičnosti upućuju na korisnu metodu omeđivanja točnog rješenja za slom tla. Međutim, osnovni nedostatak ovih teorema je što pretpostavljaju asocijativnu plastičnost, koju tlo, prema dosadašnjim eksperimentima niti približno ne zadovoljava u dreniranim uvjetima. Stoga primjena tih teorema u praksi, koliko god bila atraktivna, ostaje u vrlo ograničenim<sup>7</sup>.

Danas se za određivanja graničnih vrijednosti pritiska na zidove, odnosno aktivnog tlaka i pasivnog otpora najopćenitijima i najboljima

---

<sup>6</sup> vidi detaljnije u Szavits-Nossan (2007)

<sup>7</sup> isto kao gore

smatraju rješenja Kerisela i Absia (Kerisel i Absi, 1990), koja su prikazana u obliku tabela za koeficijente aktivnog tlaka i koeficijente pasivnog otpora u ovisnosti o nagibu zida, nagibu terena iza zida i veličini kuta trenja između tla i zida.

## Granični pritisci prema Eurokodu 7

Eurokod 7 predlaže približne izraze za proračun graničnih pritisaka na zid, aktivnog tlaka i pasivnog otpora, za općeniti slučaj nagnutog terena, nagnute poledine zida te trenja između zida i tla, uvažavajući rubne uvjete naprezanja, dakle uvodeći zakrivljene klizne plohe. Gaba i dr. (2003) izvode te izraze za poseban slučaj vertikalne poledine zida (Slika 5-12) te navode da se oni dobro slažu s vrijednostima Kerisela i Absia, navedenih u prethodnom poglavlju. Prema istim autorima, vodoravna efektivna komponenta aktivnog tlaka,  $\sigma'_{ah}$ , odnosno vodoravna efektivna komponenta pasivnog otpora,  $\sigma'_{ph}$ , je dana izrazima

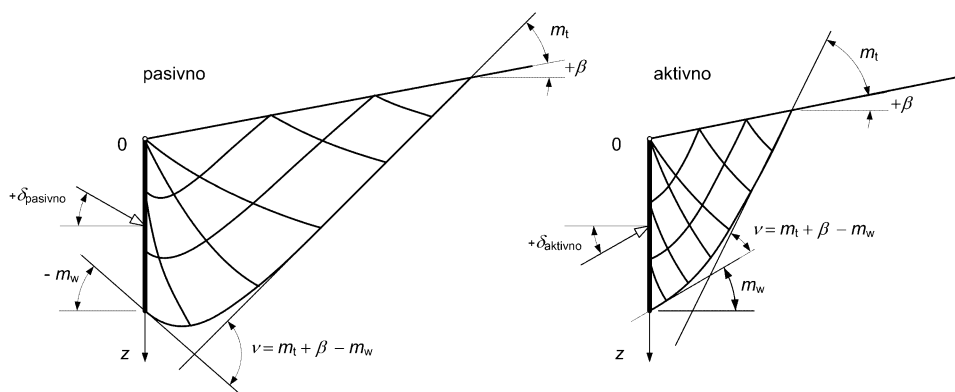
$$\sigma'_{ah}(z) = K_{ah}p'_v(z) - 2c' \sqrt{K_{ah} \left(1 + \frac{c'_w}{c'}\right)} \quad (5.15)$$

$$\sigma'_{ph}(z) = K_{ph}p'_v(z) + 2c' \sqrt{K_{ph} \left(1 + \frac{c'_w}{c'}\right)} \quad (5.16)$$

gdje je efektivni pritisak nadsloja  $p'_v$

$$p'_v(z) = \int_0^z \gamma dz + q - u \quad (5.17)$$

$q$  je vertikalno jednoliko rasprostrto opterećenje po površini terena,  $\gamma$  je jedinična težina tla,  $u$  je tlak vode uz zid na dubini  $z$  ispod površine terena uz poledinu zida,  $c'$  je efektivna kohezija tla,  $c'_w$  je efektivna adhezija između zida i tla (u praksi se redovito zanemaruje ukoliko uopće stvarno postoji), a  $K_{ah}$  odnosno  $K_{ph}$  su koeficijent horizontalne komponente aktivnog tlaka, odnosno koeficijent horizontalne komponente pasivnog otpora, koji se računaju iz kutova  $m_t$ ,  $m_w$  i  $\nu$ , čije značenje prikazuje slika 5-12, a dani su slijedećim izrazima



**Slika 5-12 Definicija veličina i predznaka za proračun pasivnog otpora (lijevo) i aktivnog tlaka (desno) prema EN 1997-1:2004**

$$m_t = \frac{1}{2} \left[ \operatorname{acos} \left( -\frac{\sin \beta}{\sin \varphi'} \right) - \varphi' - \beta \right] \quad (5.18)$$

$$m_w = \frac{1}{2} \left[ \operatorname{acos} \left( \frac{\sin \delta}{\sin \varphi'} \right) - \varphi' - \delta \right] \quad (5.19)$$

$$v = m_t + \beta - m_w \quad (5.20)$$

Veličine  $\varphi'$ ,  $\delta$  i  $\beta$  ( $|\beta| < \varphi'$ ) su efektivni kut trenja tla, kut trenja između poledine zida i tla odnosno nagib terena iza zida. Pozitivni predznaci od  $\delta$  odnosno od  $\beta$  za pasivno, odnosno aktivno stanje definirani su na slici 5-12. Koeficijenti horizontalne komponente aktivnog tlaka,  $K_{ah}$ , odnosno pasivnog otpora,  $K_{ph}$ , se tada oba izračunavaju iz izraza

$$K_h = (\cos^2 \beta) \frac{1 + \sin \varphi' \sin(2m_w + \varphi')}{1 - \sin \varphi' \sin(2m_t + \varphi')} e^{2v \tan \varphi'} \quad (5.21)$$

Za proračun pasivnog otpora kut trenja između zida i tla,  $\delta$ , kao i efektivni kut trenja tla,  $\varphi'$ , uvrštavaju se u izraze (5.18), (5.19), (5.20) i (5.21) prema definiciji predznaka sa slike 5-12 lijevo, dok se u slučaju proračuna aktivnog tlaka u te iste se izraze uvrštavaju za  $\delta$  i  $\varphi'$  sa suprotnim predznacima u odnosu na definiciju sa slike 5-12 desno (na primjer, u slučaju pasivnog otpora, ako je  $\delta = 10^\circ$ , a  $\varphi' = 30^\circ$ , u gornje izraze treba uvrstiti iste te

veliĉine, ali, ako se radi o aktivnom tlaku, u gornje izraze treba uvrstiti  $\delta = -10^\circ$  i  $\varphi' = -30^\circ$ ; predznak kuta  $\beta$ , kuta nagiba terena iza zida, ostaje uvijek onakav kako ga definira slika 5-12). Da ne bi došlo do zabune u korištenju predznaka za veliĉine  $\varphi'$ ,  $\delta$  i  $\beta$ , treba znati da povećanje  $\varphi'$  smanjuje aktini tlak, a povećava pasivni otpor, povećanje  $\delta$  također smanjuje aktivni tlak, a povećava pasivni otpor, dok povećanje  $\beta$  povećava i pasivni otpor i aktivni tlak. Također treba naglasiti da iz kinematike relativnog klizanja tla i poledine zida slijedi da će pozitivne veliĉine kuta trenja između zida i tla,  $\delta$ , koje za pasivno, odnosno aktivno stanje definira slika 5-12, biti u praksi redovito mjerodavne!

Na zid, osim normalne komponente aktivnog tlaka odnosno pasivnog otpora, djeluje i posmiĉna komponenta aktivnog tlaka,  $\tau_a$ , odnosno pasivnog otpora,  $\tau_p$ ,

$$\tau_a = c'_w + \sigma'_{ah} \tan \delta \quad (5.22)$$

odnosno

$$\tau_p = c'_w + \sigma'_{ph} \tan \delta \quad (5.23)$$

pri ĉemu smjer te komponente proizlazi iz predznaka kuta  $\delta$ , posebno za pasivni, a posebno za aktivno stanje, prema slici 5-12.

Za sluĉaj analize u totalnim naprezanjima (za nedrenirano stanje), izrazi za vodoravnu komponentu aktivnog tlaka, odnosno vodoravnu komponentu pasivnog otpora, poprimaju oblik

$$\sigma_{ah}(z) = \left( \int_0^z \gamma dz + q \right) - 2c_u \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad (5.24)$$

$$\sigma_{ph}(z) = \left( \int_0^z \gamma dz + q \right) + 2c_u \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad (5.25)$$

gdje je  $c_w$  neka nedrenirana adhezija između zida i tla. Osim vodoravne komponente aktivnog tlaka, odnosno pasivnog otpora, djeluje i posmiĉna komponenta koja za aktivno, odnosno pasivno stanje poprima oblik

$$\tau_a = c_w \quad (5.26)$$

odnosno

$$\tau_p = c_w \quad (5.27)$$

I ovdje smjer komponente posmičnog naprezanja ovisi o smjeru relativnog klizanja poledine zida i tla. U slučaju pasivnog otpora taj smjer djelovanja je na tlo prema dolje (na zid prema gore!), dok je kod aktivnog tlaka na tlo prema gore (na zid prema dolje!).

Prikazani proračuni vrijede ako je kut  $\nu \geq 0$ . Ako to nije ni približno zadovoljeno, potrebno je koristiti druge metode proračuna.

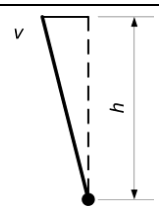
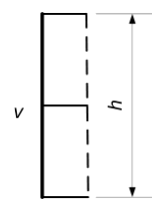
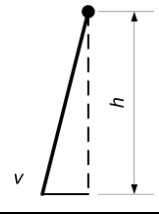
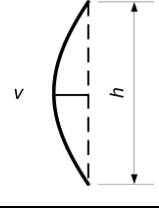
## Potrebni pomaci za potpuno aktiviranje graničnih pritisaka

### *POMACI I DEFORMACIJE ZIDA*

Sa stanovišta potrebnih a ekonomičnih dimenzija potporne konstrukcije povoljno je računati s punom mobilizacijom aktivnog tlaka koji je bitno manji od bočnog tlaka mirovanja u vodoravno uslojenom tlu. Računajući da će na potpornu konstrukciju djelovati aktivni tlak znači iskoristiti čvrstoća tla u potpunosti i prepustiti tlu samome da preuzme dio bočnog pritiska inače prisutnog u tlu. Međutim, to smanjenje bočnih efektivnih naprezanja popraćeno je odgovarajućim bočnim deformacijama. Ukoliko one nisu omogućene, do smanjenja bočnih pritisaka ne može doći. Slično je s pasivnim otporom. Utiskivanjem zida u tlo raste bočni otpor do granične vrijednosti pasivnog otpora kad je tlo iza zida u slomu, kad je u potpunosti iskorištena čvrstoća tla. Ta bi se to stanje postiglo, potrebni su odgovarajući pomaci. Eksperimenti i iskustvo uči da su pomaci potrebni za aktiviranje pune veličine pasivnog otpora obično za oko red veličine veći od onih potrebnih za puno aktiviranje aktivnog tlaka.

Eurokod 7 daje okvirne podatke o potrebnim pomacima vertikalnih zidova za aktiviranje kako aktivnog tlaka tako i pasivnog otpora s kojima treba računati pri njihovom punom aktiviranju (Tablica 5-1). Ukoliko iz nekih razloga ti pomaci nisu omogućeni, pritisci na zidove će biti veći od aktivnih ili manji od pasivnih, ovisno o veličini i smjeru samih pomaka. Iz navedene tablice uočljivo je da mobilizacija pasivnog otpora ne ovisi

**Tablica 5-1 Vodoravni pomaci potrebni za potpuno aktiviranje aktivnog tlaka i pasivnog otpora (prema EN 1997-1:2004)**

oblik pomicanja zida		aktivno $v_a/h$ (%)		pasivno $v_p/h$ (%)	
		rahlo tlo	zbijeno tlo	rahlo tlo	zbijeno tlo
a		0.4 - 0.5	0.1 - 0.2	7 - 25 (1.5 - 4)	5 - 10 (1.1 - 2)
b		0.2	0.05 - 0.1	5 - 10 (0.9 - 1.5)	3 - 6 (0.5 - 1)
c		0.8 - 1.0	0.2 - 0.5	6 - 15 (1 - 1.5)	5 - 6 (0.5 - 1.3)
d		0.4 - 0.5	0.1 - 0.2	-	-
<p><math>v</math> ... pomak u zagradi ... pomaci za mobiliziranje <math>\frac{1}{2}</math> pasivnog otpora  <math>h</math> ... visina zida  Veličine potrebnih pomaka za mobilizaciju pasivnog otpora treba povećati 1.5 do 2 puta ako se radi o tlu ispod razine podzemne vode</p>					

linearno o nametnutom pomaku, već je ta zakonitost izrazito nelinearna. Pedeset postotna mobilizacija pasivnog otpora zahtjeva oko šest puta manji pomak od onog potrebnog za puno aktiviranje pasivnog otpora. O tome treba svakako voditi računa pri određivanju pritisaka na zid i dimenzioniranju samih zidova. Isto se tako upozorava da je potreban veći pomak za aktiviranje pasivnog otpora ako se tlo nalazi pod vodom, nego ako je iznad razine podzemne vode.



**Tablica 5-2 Tipični mjereni horizontalni pomaci pri vrhu ugrađene stijene i vertikalni pomaci terena iza stijene uslijed ugradnje same stijene u krutim glinama (prma Gaba i dr. 2003)**

Vrsta stijene	horizontalni pomaci		vertikalni pomaci	
	(% dubine jame)			
	vrh stijene	udaljenost od stijene na površini terena sa zanemarivim pomacima	vrh stijene	udaljenost od stijene na površini terena sa zanemarivim pomacima
Bušeni piloti				
dotičući	0.04	150	0.04	200
sekantni	0.08	150	0.05	200
Dijafragme				
plošne	0.05	150	0.05	150
s kontraforama	0.10	150	0.05	150

**Tablica 5-3 Tipični mjereni horizontalni pomaci pri vrhu ugrađene stijene i vertikalni pomaci terena iza stijene uslijed iskopa jame u krutim glinama (prma Gaba i dr. 2003)**

Vrsta pomaka	velika krutost razupiranja (guste razupore ili „top-down“ metoda izvedbe)		mala krutost razupiranja (konzolna stijena ili mekane privremene razupore na nižim razinama)	
	(% dubine jame)			
	vrh stijene	udaljenost od stijene na površini terena sa zanemarivim pomacima	vrh stijene	udaljenost od stijene na površini terena sa zanemarivim pomacima
horizontalni	0.15	400	0.40	400
vertikalni	0.10	350	0.35	400

### SLIJEGANJE TLA IZA ZIDA

Bočni pomaci ugrađenih stijena koji se događaju pri njihovoj izgradnji dovodi do slijeganja površine terena iza stijene, a time i do slijeganja građevina temeljenih na tom terenu. Postoje brojni mjereni podaci o veličini slijeganja tla za stijene u krutim glinama (vidi pregled u Gaba i dr., 2003). Tablice 5-2 i 5-3 prenose samo osnovna zapažanja koja mogu poslužiti kao smjerokaz.

## Pritisци na zidove uz uvažavanje interakcije zida s tlom

### ZASUTI ZIDIVI

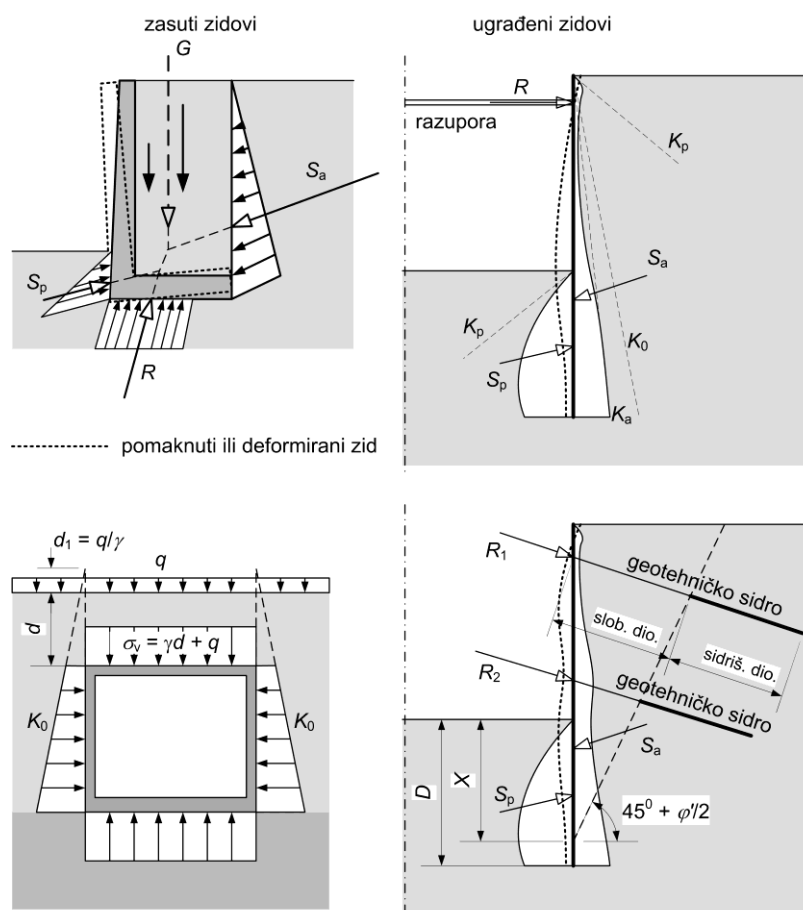
Kao što je već Terzaghi uočio, pritisci na zid ovise o pomacima zida i rezultat su interakcije zida, bilo krutog bilo savitljivog, i tla iza njega. Pri tome ovisi i kako je tlo došlo iza zida ili kako je zid došao u doticaj s tlom, da li je tlo nasipano i zbijano iza gotovog zida ili je zid ugrađen u postojeće tlo. Aktivni tlak i pasivni otpor samo su granične vrijednosti<sup>8</sup> pritisaka na zid, dok će o mnogim i različitim okolnostima, prvenstveno o pomacima i deformaciji zida kao i početnom stanju naprezanja u tlu, ovisiti da li će se takvi pritisci i ostvariti.

Sa stanovišta interakcije konstrukcije zida i tla povoljno je zidove klasificirati u dvije široke skupine. U prvu spadaju zidovi koji se izvode prvo, a zatim se nasipa tlo iza njih. To su obično gravitacijski masivni zidovi, armirano-betonski L zidovi, kao i zidovi od gabiona, krletkasti montažni zidovi i slični zidovi. Njihovo pomicanje, bilo rotacijom oko stope ili translacijom ničim nije ograničeno. Ako se iza njih razvijaju veći pritisci od aktivnih, izazvat će pomicanje zida, a to će omogućiti potrebne pomake za ostvarenje aktivnog stanja sloma u tlu iza zida. Pritisak na takve zidove može se određivati uz pretpostavku punog aktiviranja aktivnog tlaka iza zida, odnosno pasivnog otpora ispred zida, ako je dio zida ukopan u tlo (Slika 5-13). Pri tome se obično računa s reduciranom vrijednošću pasivnog otpora kako bi se ograničili pomaci i rotacije zida na prihvatljivu granicu, jer su pomaci i rotacije koji su potrebni za puno aktiviranje pasivnog otpora redovito u praksi neprihvatljivi. O uobičajenim redukcijama pasivnog otpora u takvim slučajevima kasnije će biti više riječi.

Sa stanovišta ekonomije poželjno je računati s aktivnim tlakom kao pritiskom na zid jer je to najmanji tlak koji na zid može djelovati. Ako na zid djeluje aktivni tlak, čvrstoća tla iza zida je iskorištena u potpunosti. Ili, drugim riječima, u aktivnom stanju plastične ravnoteže, dobar dio opterećenja tla, kao što su težina tla i opterećenje na njegovoj površini preuzelo je samo tlo, dok je samo manji dio prenesen bočno na zid. Pitanje je, međutim, da li karakter konstrukcije i njeni rubni uvjeti omogućuju ostvarenje pomaka potrebnih da bi se razvio aktivni tlak. Često to konstrukcija ne omogućuje.

---

<sup>8</sup> ove granične vrijednosti ne treba poistovjećivati s pojmom graničnih stanja iz sustava eurokodova. Oba su pojma povezana s pojmom sloma tla, ali im je to i jedina dodirna točka.



**Slika 5-13 Interakcija zida i tla: zasuti zidovi (lijevo) i ugrađeni zidovi (desno) s prikazom pomaka zida i pritiska na zid**

Tipičan primjer zidova kojima su vodoravni pomaci onemogućeni su armirano-betonski propusti, obično pravokutnog poprečnog presjeka, koje susrećemo u nasipima prometnica (Slika 5-13, lijevo dolje). Obzirom na monolitnost takve sandučaste armirano-betonske masivne konstrukcije, opravdana je pretpostavka da vertikalne stijene propusta ne mogu tijekom nasipavanja nasipa doživjeti bilo kakve spomena vrijedne bočne pomake. U tom slučaju pritisci na bočne stijene propusta bit će znatno bliže onima od bočnog tlaka mirovanja u tlu, nego aktivnom tlaku. Dimenzioniranje takvih konstrukcija na aktivni tlak je na strani nesigurnosti.

#### UGRAĐENI ZIDOVI

Drugu vrstu zidova sa stanovišta interakcije zida i tla predstavljaju zidovi koji se grade u tlu (zabijene talpe i zabijeni piloti, iskapane dijafragme

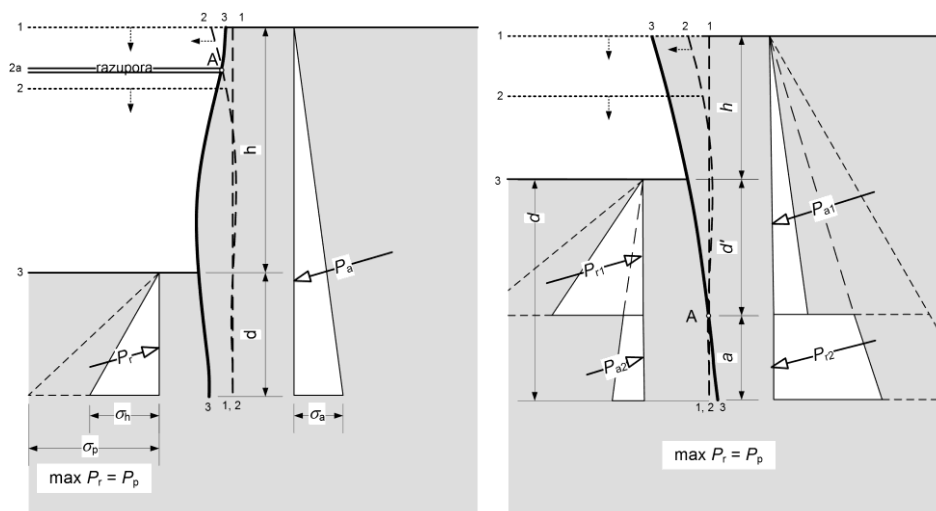
i bušeni piloti) i koji se često bilo razupiru ili sidre u tlu (Slika 5-13, desno). Kod takvih zidova na pritiske tla bitno utječe način ugradnje zida, njegova relativna krutost u odnosu na tlo, relativna brzina izgradnje u odnosu na brzinu konsolidacije kod slabo propusnih tla, način iskopa tla ispred zida i redosljed ugradnje razupora ili sidara, popuštanje razupora ili sidara te sile prednapinjanja koje se obično unose u sidra.

Općenito pomaci zida ovise o pritisku tla, a pritisak tla ovisi o pomacima zida. Ovaj naoko zatvoreni krug problema danas se rješava uvažavanjem interakcije konstrukcije zida i tla. Na taj je način moguće rješavati i složene slučajeve poduprtih ili sidrenih zidova uvažavajući uvjete podupiranja (krutost razupora ili sidara), redosljed izgradnje, krutost zida, utjecaj podzemne vode i mnoge druge. Za potrebe analize interakcije konstrukcije i tla dostupno je na tržištu nekoliko programa konačnih elemenata, posebno usmjerenih na geotehničke probleme, koji navedene utjecaje mogu uzeti u obzir. Takvi programi redovito traže više podataka o tlu od onih koji su potrebni za jednostavnije analize plastične ravnoteže. Ako takvi podaci nisu dostupni, upitna je svrha i pouzdanost složenih analiza interakcije. Ovdje treba poštivati staro pravilo geotehničkog inženjerstva: općenito je bolje koristiti jednostavnu analizu s mjerodavnim parametrima tla nego složenu analizu s lošim ili sumnjivim parametrima.

Interakcija savitljive potporne konstrukcije može u tlu izazvati svodno djelovanje. To je pojava povećanja pritisaka u pridržanim zonama, a smanjenje pritisaka na popustljivim (Slika 5-13, desno). Pridržane zone tla su one oko razupora, koje su slabo popustljive, ili u manjoj mjeri oko sidara koja su više popustljiva. U zonama tla između razupora, gdje savitljivi zid više popušta, tlak na zid može pasti ispod aktivnog. U ukopanom dijelu zida ispod razine dna jame, puna vrijednost pasivnog otpora može se aktivirati bliže površini jame, dok je pri stopi zida, gdje su vodoravni pomaci manji, stupanj mobilizacije pasivnog otpora manji. Takav raspored pritisaka se jasno odražava i na momente savijanja u zidu te na sile u razuporama ili sidrima. Tek primjereni račun interakcije zida, tla i razupora ili sidara može ove pojave kvantificirati. Opis metoda takvih proračuna izvan je okvira ovog prikaza.

#### *PRIBLIŽNI POSTUPCI ODREĐIVANJA PRITISAKA NA JEDNOSTAVNE UGRAĐENE ZIDOVE*

Kao što je već nekoliko puta istaknuto, pritisci na zidove ovise o njihovim pomacima i to ne samo o pomacima na mjestu djelovanja pritiska, već i o pomacima udaljenijih točaka. Sve to čini interakciju konstrukcije zida i tla složenim problemom čijem se rješenju može približiti uvažavanjem zakona



**Slika 5-14** Razvoj deformacija i konačni pritisci na dvije ugrađene potporne konstrukcije: stijena se jednim redom razupora (lijevo) i konzolna stijena (desno); 1, 2 i 3: faze iskopa jame i pripadni pomaci i deformacije stijene. Već su mali bočni pomaci i pripadne vlačne deformacije dovoljni za potpuno postizanje sile aktivnog tlaka  $P_a$ , dok je za postizanje pasivnog otpora potrebni znatno veći pomak i bočna tlačna deformacija.

mehanike neprekidnih sredina. U praksi to vodi numeričkim postupcima, uglavnom metodi konačnih elemenata, i isključivoj primjeni suvremenih računala.

U nekim jednostavnijim slučajevima moguće je, međutim, naći rješenje interakcije konstrukcije i tla neposredno. U te slučajeve spada potporna stijena s jednim redom zatega ili razupora te konzolna stijena (Slika 5-14).

Prvo će se razmotriti određivanje pritisaka na jednoredu razuprtu stijenu. Slika 5-14 (lijevo) prikazuje približni razvoj pomaka stijene tijekom iskopa građevne jame. Stijena je ugrađena u tlo prije početka iskopa. Nakon prve faze iskopa (oznaka 2 na slici) ugrađuje se razupora (2a). Tokom faze iskopa stijena se iz položaja (1) pomakla u položaj (2) i pri tome se savijala. Na tako pomaknutu stijenu ugrađuje se vodoravna razupora radi privremenog pridržavanja stijene za vrijeme daljnjeg iskopa. Nakon učvršćenja razupore nastavlja se s iskopom do razine 3. Stijena je na kraju poprimila oblik i pomake (3) koji karakterizira rotacija oko točke A u smjeru jame na sučelju s razuporom te savijanje zbog djelomičnog pridržavanja ukopanog dijela stijene ispod dna jame. Za pravilno dimenzioniranu stijenu ovi su pomaci mali, ali dovoljni da se aktivira aktivni tlak s njene desne strane. Na ukopanom dijelu stijene aktivirat će se tlakovi veći od tlaka mirovanja, koji odgovara tlakovima bez bočnih pomaka stijene, ali manji od

pasivnog otpora, za koji su potrebni veliki pomaci (vidi tablicu 5-1.) Pri dimenzioniranju takve stijene treba odrediti dubinu ukopavanja tako da se momenti rezultante aktivnog tlaka  $P_a$  i rezultante pritisaka na pasivnoj strani  $P_r$  oko točke A uravnotežuju (moment sile u razupori na tu točku jednak je nuli!) To se za složeniju raspodjelu pritisaka na stijenu (u slučaju uslojenog tla različitih čvrstoća i slično) obično postiže metodom pokušaja i provjere u kojoj se izabire nekoliko različitih dubina  $d$  i izabire ona kod koje se uspostavlja ravnoteže momenata. Da bi se ograničili veliki pomaci na pasivnoj strani stijene, reducira se veličina pritisaka na neku manju vrijednost od pasivnog otpora. Prema tablici 5-1 slijedi da je tako reducirani pasivni otpor oko dva puta manji od nereducirane vrijednosti. Kad se tako odredila dubina ukopavanja stijene  $d$ , iz uvjeta ravnoteže svih sila na stijenu u vodoravnom smjeru određuje se nepoznata veličina sile u razupori. Potrebna čvrstoća stijene na savijanje se zatim odredi dimenzioniranjem iz raspodjele momenata savijanja u stijeni koji se pak odrede iz sada poznatog opterećenja. Pri određivanju aktivnog tlaka i reduciranog pasivnog otpora ta treba uzeti u obzir sve utjecaje koji su u stvarnom slučaju mjerodavni (površinsko opterećenje, utjecaj strujanja podzemne vode na efektivna naprezanja, tlakovi podzemne vode i drugi, kao će biti opisano u slijedećim poglavljima.

Slučaj konzolne stijene, slika 5-14 desno, nešto je složeniji. Tu se stijena rotira oko nepoznate tečke A ispod razine dna jame. Opaža se da se iznad točke A s desne strane stijene aktivira aktivni tlak, a s lijeve otpor koji je za pomake kompatibilni s pomacima za aktivno stanje manji od veličine pasivnog otpora. Ispod točke A situacija je obratna. Lijevo od stijene se aktivira aktivni tlak, a desno reducirani pasivni otpor. Dimenzioniranje se provodi uz pojednostavljenu pretpostavku da rezultanta tlakova ispod točke A djeluje u točki A. Mada to očito nije točno, pogreška takve pretpostavke je relativno mala jer je dubina dijafragme  $a$  ispod točke A redovit relativno mala. Uz takvu pretpostavku se metodom pokušaja i provjere pretpostavlja nekoliko dubina točke A, a izabire sa kao mjerodavna ona za koju se uravnotežuju momenti rezultanti pritisaka na stijenu iznad te točke. Pri tome se opet radi ograničavanja pomaka ili rotacije stijene računa s reduciranim pasivnim otporom. Faktor redukcije je oko dva. Kad se na taj način našla dubina točke A, određuje se dodatna dubina stijene  $a$  potrebna da preuzme vodoravne komponente opterećenja iznad točke A i rezultantu aktivnog tlaka ispod točke A s lijeve strane stijene. Potrebna dužina  $a$  slijedi dijeljenjem tog opterećenja s prosječnim reduciranim pritiskom pasivnog otpora ispod točke A s desne strane stijene. Radi jednostavnosti, a na strani sigurnosti, za reducirani pritisak pasivnog otpora, koji inače raste s dubinom,

uzima se veličina reduciranog pasivnog otpora u točki A. Kao i kod razuprte stijene, i ovdje treba u proračun pritisaka na stijenu uzeti u obzir sve utjecaje mjerodavne za svaki pojedini slučaj, a kako će biti objašnjeno u slijedećim poglavljima.

U opisane proračune određivanja potrebne dubine ukopavanja bilo razuprte bilo konzolne stijene treba unijeti i određene zahtjeve pouzdanosti. To se provodi prema Eurokodu 7 primjenom metode parcijalnih koeficijenata, kako je općenito opisano u Poglavlju 2, a detaljnije pri kraju ovog poglavlja o potpornim konstrukcijama.

## Drugi utjecaji na pritiske

### *UTJECAJ PODZEMNE VODE I PROCJEĐIVANJA, DRENIRANJE I HIDRAULIČKI SLOM*

U porama tla gotovo je redovito prisutna podzemna voda. Ukupni pritisak tla na zid sastoji se iz zbroja efektivnog naprezanja i tlaka podzemne vode. Ovaj tlak može biti hidrostatički, kad vod miruje, ili može biti rezultat procjeđivanja zbog nejednolikih hidrauličkih potencijala u tlu. Osim neposrednog pritiska na zid, voda djeluje i na efektivnu težinu tla,  $\gamma'$ , uzgonom i silom strujnog tlaka

$$\vec{\gamma}' = \vec{\gamma} - \vec{\gamma}_w + \vec{i}|\vec{\gamma}_w| = \vec{\gamma}_b + \vec{i}|\vec{\gamma}_w| \quad (5.28)$$

gdje je  $\vec{\gamma}'$  vektor efektivne jedinične težine tla<sup>9</sup> koji mora biti u ravnoteži s efektivnim naprezanjima u tlu,  $\vec{\gamma}$  je vektor jedinične težine tla<sup>10</sup>,  $\vec{i} = \overline{\text{grad}} h$  je gradijent (vektor) hidrauličkog potencijala  $h$ ,  $\vec{\gamma}_w$  je vektor jedinične (specifične) težine vode,  $|\vec{\gamma}_w| = \gamma_w$  je njegova apsolutna veličina, a  $\vec{\gamma}_b = \vec{\gamma} - \vec{\gamma}_w$  je vektor uronjene jedinične težine tla, odnosno jedinične težine tla umanjene za vektor uzgona (apsolutna veličina uronjene jedinične težine označava se s  $\gamma_b = |\vec{\gamma}_b|$ ).

Ukupni normalni pritisak na zid,  $\sigma_{zid}$ , jednak je ukupnom normalnom naprezanju tlu,  $\sigma$ , na ravnini sučelja zida i tla, ali zbog principa akcije i reakcije, suprotnog predznaka), a ovo je pak, prema principu efektivnih naprezanja, jednako zbroju normalnog efektivnog naprezanja u tlu,  $\sigma'$ , i tlaka vode u porama tla,  $u$ ,

<sup>9</sup> jedinična težina = težina jedinice volumena

<sup>10</sup>  $\vec{\gamma}$  je po apsolutnoj vrijednosti jednak jediničnoj težini tla,  $\gamma = \rho g$ , a usmjeren u smjeru gravitacije sile teže  $\vec{g}$ .

$$\sigma_{\text{zid}} = -\sigma = -(\sigma' + u) \quad (5.29)$$

Za posmično djelovanje na zid,  $\tau_{\text{zid}}$ , vrijedi slično, ono je jednako posmičnom naprezanju u tlu na ravni sučelja tla i zida,  $\tau$ , ali suprotnog predznaka

$$\tau_{\text{zid}} = -\tau \quad (5.30)$$

Iz ovog razmatranja proizlazi da je u slučaju aktivnog stanja tla iza zida, ukupni normalni pritisak na zid

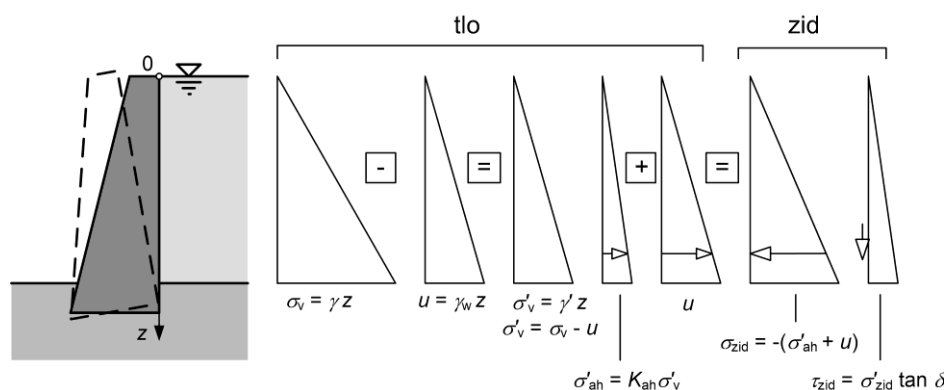
$$\sigma_{\text{zid}} = -(\sigma'_a + u) \quad (5.31)$$

gdje je  $\sigma'_a$  normalna komponenta efektivnog aktivnog tlaka. Slično se može pisati i za slučaj pasivnog stanja. U praksi se negativni predznaci u izrazima (5.29), (5.30) i (5.31) ne koriste, već se iz konteksta podrazumijeva smjer opterećenja na zid.

Na slici 5-15 je prikazan kao prvi primjer jednostavan gravitacijski zid koji podupire krupnozrno homogeno tlo (bez kohezije), jedinične težine  $\gamma$ , horizontalnog koeficijenta aktivnog tlaka  $K_{\text{ah}}$  i koeficijenta trenja između tla i zida  $\delta$ . Voda iza zida je u hidrostatičkom stanju ( $i = 0$ ) s razinom na površini terena. Na istoj je slici grafički prikazan proračun pritiska krupnozrnog tla i vode na zid. Proračun prikazuje raspodjele po dubini  $z$  na poledini zida slijedećih veličina: vertikalnog normalnog naprezanja u tlu,  $\sigma_v$ , tlaka porne vode,  $u$ , vertikalnog efektivnog normalnog naprezanja u tlu,  $\sigma'_v$ , normalne (vodoravne) komponente efektivnog aktivnog tlaka u tlu na vertikalnoj ravni sučelja zida i tla,  $\sigma'_{\text{ah}}$ , ukupnog normalnog pritiska na zid,  $\sigma_{\text{zid}}$ , i tangencijalnog (posmičnog) pritiska na zid,  $\tau_{\text{zid}}$ .

Sa slike 5-15 je odmah uočljiv znatan doprinos tlaka vode ukupnom pritisku na zid. Stoga je u praksi krajnje poželjno da se voda iza zida drenira kako bi se umanjili pritisci vode. Uobičajeno je kod gravitacijskih betonskih zidova postaviti drenažu na poledini zida. Ona se obično radi ugradnjom sloja dobro propusnog krupnozrnog tla, moguće sa zaštitom sitnog pijeska ili netkanim tekstilom prema strani s tlom, kako bi se filtrirao unos sitnih čestica zasipa iza zida i tako spriječio prestanak djelovanja drena. U dnu drena postavlja se obično posebna drenažna cijev s otvorima, kojom se drenirana voda odvodi uzduž zida do prikladnog šahta, a iz njega izvan zone zida. Radi sigurnosti, na dnu zida izvode se procjednice, manji otvori kroz





**Slika 5-15 Proračun i raspodjela pritisaka tla na gravitacijski zid za aktivno stanje plastične ravnoteže kad je podzemna voda u hidrostatskom stanju s razinom na površini terena iza zida**

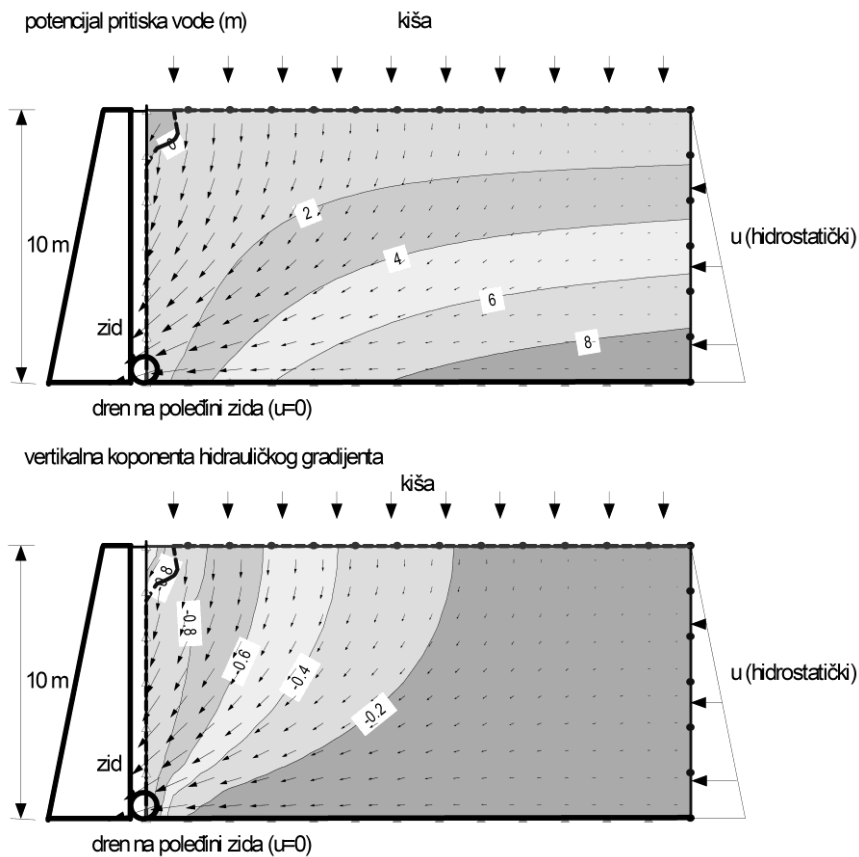
zid, kojima se omogućuje višku vode, u slučaju prestanka rada drenaže, izlazak ispred zida.

Utjecaj poledinske drenaže gravitacijskog zida prikazuje slika 5-16. Na gornjem dijelu slike su prikazani piezometrijski potencijali u metrima,  $h_p$ , iz kojih se može dobiti pritisak vode kao  $u = h_p \gamma_w$ . Vidi se da dren u aktivnoj zoni (iznad klizne plohe pod nagibom od oko  $45^\circ + \varphi'/2$ ) smanjuje tlakove vode na manje od 20 kPa. S druge strane, na donjem dijelu iste slike je primjetno da su nastali hidraulički gradijenti uslijed tečenja vode s vertikalnom komponentom u aktivnoj zoni između 0.6 i 0.8. To znači da je, prema izrazu (5.28) porasla efektivna jedinična težina tla s  $10 \text{ kN/m}^3$  na 16 do  $18 \text{ kN/m}^3$ . Kao grubo pojednostavljenje može se zaključiti da su dreniranjem porni tlakovi pali gotovo na nulu, ali je efektivna jedinična težina tla porasla gotovo dvostruko. Porastom efektivne jedinične težine tla, raste i vertikalno efektivno naprezanje

$$\sigma'_v(z) = \int_0^z \gamma'(z) dz + q \quad (5.32)$$

( $q$  je vanjsko jednoliko podijeljeno opterećenje), a povećanjem vertikalnog efektivnog naprezanja razmjerno se povećava i efektivni aktivni tlak. Povećanje ovog posljednjeg nešto je manje od pada pornog tlaka (zbog toga što je koeficijent aktivnog tlaka značajno manji od 1), pa je ukupni učinak dreniranja, izražen preko ukupnih pritisaka na zid, povoljan.

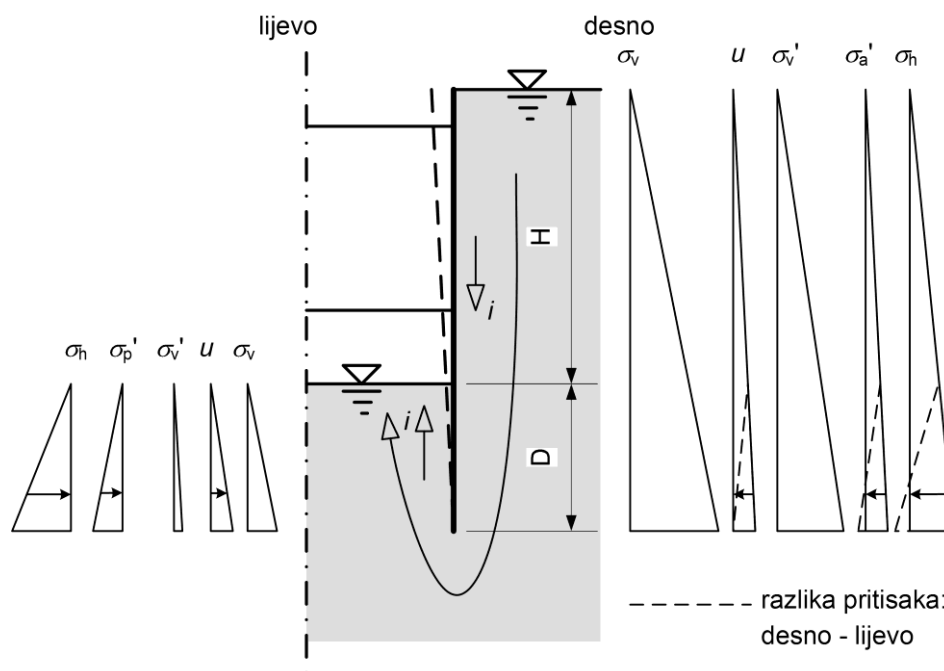
Proračuni kakve prikazuje slika 5-16 danas se, na žalost, još ne provode u rutinskoj praksi, mada se oni mogu provesti vrlo brzo i gotovo besplatno.



**Slika 5-16 Učinak drena na poledini gravitacijskog betonskog zida: potencijali pritiska ili piezometarki potencijali,  $h_p$  (gore) i vertikalne komponente hidrauličkog gradijenta,  $i_v$  (dolje); strelice označavaju smjer i relativnu veličinu brzine procjeđivanja podzemne vode (proračuni provedeni programom Seep/W tvrtke GeoSlope, Kanada)**

Međutim, jedino takvi proračuni omogućuju racionalno sagledavanje posljedica pojedinih rješenja u projektiranju te omogućuju racionalno donošenje odluka.

Kao drugi primjer utjecaja procjeđivanja na pritiske na potporne konstrukcije poslužit će slučaj zaštite građevne jame čeličnim talpama razuprtim dvama redovima vodoravnih razupora (slika 5-17). Nakon iskopa jame uspostavlja se stacionarno strujanje (procjeđivanje) podzemne vode oko stijene u jamu jer se dno jame crpljenjem održava suhim. Tlo je u čitavom području homogeno (jednake čvrstoće, jedinične težine i vodu-propusnosti). Pretpostavit će se da su razupore dovoljno popustile da se s



**Slika 5-17 Pritisaci na razuprtu stijenu od talpi za zaštitu građevne jame uz puno aktiviranje aktivnog tlaka (desno) i pasivnog otpora (lijevo) te uz procjeđivanje podzemne vode oko stijene u jamu**

desne strane stijene u potpunosti aktivira aktivni tlak, a s lijeve strane stijene pasivni otpor<sup>11</sup>.

Na desnoj strani slike 5-17 prikazan je proračun pritisaka na stijenu s desne strane. Prvo se izračunava raspodjela vertikalnih naprezanja,  $\sigma_v$ , u tlu na desnoj strani uz stijenu

$$\sigma_{v_{\text{desno}}}(z) = \int_0^z \gamma dz + q \quad (5.33)$$

gdje se dubina  $z$  mjeri od površine terena desno uz stijenu,  $\gamma$  je jedinična težina tla ( $\gamma = \rho g$ ,  $\rho$  je gustoća tla, a  $g$  akceleracija sile teže), a  $q$  je moguće jednoliko rasprostrto vertikalno opterećenje na površini terena. Da bi se dobila vertikalna efektivna naprezanja za daljnje proračune, treba odrediti veličinu pornog tlaka,  $u$ . Ako se pretpostavi da je homogeno, može se približno odrediti prosječni hidraulički gradijent procjeđivanja niz stijenu s

<sup>11</sup> ovo posljednje je malo vjerojatno u praktičnim slučajevima, ali je ovdje pretpostavljeno radi potrebe objašnjenja utjecaja.

desne strane i uz stijenu s lijeve strane (pretpostavlja se da je sama stijena nepropusna.) U tom slučaju je prosječni hidraulički gradijent

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{H}{H + 2D} \quad (5.34)$$

Za raspodjelu pornog tlaka s desne strane će tada vrijediti

$$u_{\text{desno}}(z) = \int_0^z (\gamma_w - i\gamma_w) dz \quad (5.35)$$

a za efektivno vertikalno naprezanje u tlu desno će vrijediti

$$\begin{aligned} \sigma'_{\text{vdesno}}(z) &= \sigma_{\text{vdesno}}(z) - u_{\text{desno}}(z) = \int_0^z \gamma' dz + q \\ &= \int_0^z (\gamma_b + i\gamma_w) dz + q \end{aligned} \quad (5.36)$$

gdje je  $\gamma_b = \gamma - \gamma_w$  uronjena jedinična težina tla. Za vodoravnu komponentu aktivnog tlaka će tada vrijediti

$$\sigma'_{\text{adesno}}(z) = \sigma'_{\text{vdesno}}(z) K_{\text{ah}} \quad (5.37)$$

pri čemu je pretpostavljeno iz razloga jednostavnosti da u tlu nema kohezije. Ta komponenta aktivnog tlaka je ujedno veličina efektivnog normalnog vodoravnog naprezanja u tlu i jednaka je efektivnom normalnom podijeljenom opterećenju na stijenu. Ukupno normalno podijeljeno opterećenje na stijenu se dobije pribrajanjem pornog tlaka

$$\sigma_{\text{hdesno}}(z) = \sigma'_{\text{adesno}}(z) + u_{\text{desno}}(z) \quad (5.38)$$

Za lijevu stranu stijene postupak proračuna pritisaka je analogan, osim što treba uvažiti da je prosječni hidraulički gradijent,  $i$ , sada usmjeren prema gore, a efektivni pritisak na zid je ovdje od pasivnog otpora tla. Tako je

$$\sigma_{\text{vlijevo}}(z') = \int_0^{z'} \gamma dz' \quad (5.39)$$

pri čemu se dubina  $z'$  sada mjeri od dna građevne jame, a

$$u_{\text{lijevo}}(z') = \int_0^{z'} (\gamma_w + i\gamma_w) dz' \quad (5.40)$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{\text{vlijevo}}(z') &= \sigma_{\text{vlijevo}}(z') - u_{\text{lijevo}}(z') = \int_0^{z'} \gamma' dz' \\ &= \int_0^{z'} (\gamma_b - i\gamma_w) dz' \end{aligned} \quad (5.41)$$

$$\sigma'_{\text{plijevo}}(z') = \sigma'_{\text{vlijevo}}(z') K_{\text{ph}} \quad (5.42)$$

$$\sigma_{\text{hlijevo}}(z') = \sigma'_{\text{plijevo}}(z') + u_{\text{lijevo}}(z') \quad (5.43)$$

Ako je pretpostavljeno trenje između tla i građevne jame, tangencijalna (posmična)komponenta podijeljenog opterećenja s desne odnosno lijeve strane stijene dobije se množenjem vodoravne komponente s tangensom kuta trenja između tla i stijene. U prikazanom slučaju tangencijalna će komponenta na zid s desne strane djelovati prema dolje, a na zid s lijeve strane na gore, što proizlazi iz kinematike relativnog gibanja tla i stijene: kad se stijena odmiče ulijevo, tlo se iza nje sliježe što na stijenu izaziva trenje prema dolje. Na lijevoj strani tlo se utiskivanjem stijene u lijevo uzdiže, što na stijenu izaziva trenje prema gore.

Ukupno opterećenje koje djeluje na stijenu jednako je zbroju opterećenja s lijeve i s desne strane. Na slici 5-17 je na desnoj strani crtkano označeno to ukupno opterećenje za efektivna naprezanja, porne tlakove i ukupna naprezanja.

Pri dimenzioniranju ovakvih stijena treba obratiti pažnju i na ravnotežu stijene u vertikalnom smjeru. U tu analizu ulazi težina stijene, uzgon na stijenu, trenje s jedne i s druge strane stijene te vertikalne komponente sila u sidrima ili razuporama. Posebno je važno da ona bude dokazana jer u suprotnom to može biti pokazatelj da neke pretpostavke, posebno one o smjeru trenja tla o zid, nisu zadovoljene.

Procjeđivanje vode u dnu građevne jame usmjereno je prema gore. To povećava porni tlak i smanjuje efektivnu jediničnu težinu tla. Ako porni tlak premaši ukupno vertikalno naprezanje ili, što je ekvivalentno, efektivna

jedinična težina tla  $\gamma'$  postaje negativna, kao što pokazuje izraz (5.41), u tlu će se javiti negativno efektivno vertikalno naprezanje<sup>12</sup>. To znači da bi se u tlu ispod dna građevne jame pojavilo vertikalno efektivno vlačno naprezanje. Kako tlo ne može preuzeti vlačno naprezanje, u njemu dolazi do sloma koji se naziva *hidrauličkim slomom*. U praksi je taj slom brz i s katastrofalnim posljedicama pa ga u svakom slučaju treba izbjeći. Eurokod 7 ovo granično stanje nosivosti naziva hidrauličkim (oznaka HYD) te definira parcijalne koeficijente i jednadžbe koje se u tom slučaju provjeravaju kako bi se utvrdilo da je stanje konstrukcije dovoljno udaljeno od tog nepovoljnog događaja. U tom slučaju Eurokod 7 traži da konstrukcija bude tako dimenzionirana da je zadovoljeno

$$1.35 u \leq 0.9 \sigma_v \quad (5.44)$$

gdje se parcijalni koeficijent 1.35 odnosi na destabilizirajući učinak, u ovom slučaju porni tlak  $u$ , dok se parcijalni koeficijent 0.9 odnosi na stabilizirajući učinak, u ovom slučaju ukupno vertikalno naprezanje u tlu (vidi i Poglavlje 2. tablice 2-2 i 2-6.)

Opisani primjeri su pokazali da voda ima vrlo jaki utjecaj na pritiske na potporne konstrukcije, kako samim svojim pritiskom tako i posrednim utjecajem na efektivna naprezanja. Svako zanemarivanje utjecaja vode može na stabilnost konstrukcije imati vrlo neugodne posljedice pa tom problemu treba posvetiti svaku moguću pažnju. Posljednji primjer, u kojem je primijenjen približni postupak procjene utjecaja procjeđivanja može se primijeniti samo u slučaju homogenog tla. U praksi je takvo tlo vrlo rijetko, a što je još gore, i neki tanki proslojci drugačije propusnog tla u inače homogenom tlu, koji istražnim radovima mogu i promaknuti, mogu znatno promijeniti sliku strujanja. Iz tog razloga u sličnim situacijama bolje je krenuti s konzervativnijim pretpostavkama ili se posebnim mjerama osigurati od neugodnih iznenađenja.

### VLAČNE PUKOTINE

Izrazi za aktivno tlak, na primjer izrazi (5.15) i (5.16), sadrže negativni član koji ovisi o veličini kohezije. Za manje dubine pri površini terena, gdje su vertikalna naprezanja mala, taj član može do negativne veličine aktivnog tlaka (Slika 5-18, a). To bi značilo da se u tlu javljaju vlačna naprezanja, Kako

---

<sup>12</sup> formalno time i pasivni otpor tla postaje negativan, što je besmisleno; ovo stanje samo pokazuje da će doći do destabilizacije dna građevne jame, a time će i potporna stijena izgubiti oslonac u tlu ispod dna jame

je već nekoliko puta istaknuto<sup>13</sup>, tlo ima zanemarivu vlačnu čvrstoću pa je pojava vlačnog naprezanja nerealna. Ona se u navedenim izrazima pojavila jer u teoriji, prema kojoj su ti izrazi izvedeni, nepostojanje vlačne čvrstoće nije ugrađeno. U praktičnim proračunima takva naprezanja naprosto treba zanemariti na način da se umjesto negativnog aktivnog tlaka računa s naprezanjem jednakim nuli. Ako postoji opasnost da se vlačna pukotina ispuni vodom, na primjer uslijed jače kiše, treba pretpostaviti da u njoj djeluje hidrostatički tlak koji dodatno pritišće na zid.

### *USLOJENO TLO*

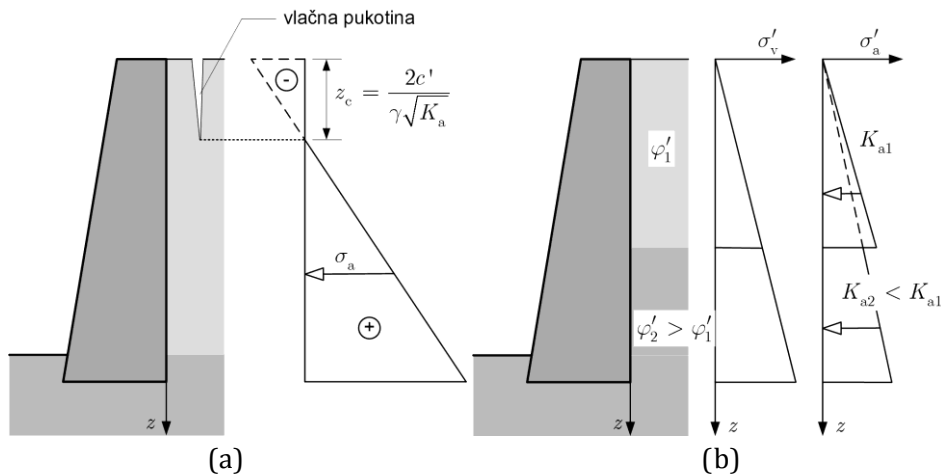
Aktivni tlak i pasivni otpor računaju se iz poznate raspodjele vertikalnih naprezanja u tlu na poleđini zida. Raspodjela vertikalnih naprezanja po dubini tla je uvijek neprekidna funkcija (u ni jednoj točki nikad neće imati skok u vrijednosti) što slijedi iz principa akcije i reakcije. Za razliku od vertikalnih naprezanja, raspodjela bočnih naprezanja u vertikalnom presjeku može biti prekinuta funkcija, odnosno može se dogoditi da u jednoj dubini z bočno naprezanje ima dvije vrijednosti. To će biti slučaj kako za bočni tlak mirovanja tako i za aktivni tlak te pasivni otpor na prijelazu između dva sloja s različitim parametrima čvrstoće (Slika 5-18, b). U tom slučaju će se razlikovati i koeficijent mirnog tlaka,  $K_0$ , kao i koeficijenti aktivnog tlaka i pasivnog otpora za gornji sloj od onih za donji sloj. To vrijedi i za njihovo sučelje na kojem su u oba sloja ista vertikalna naprezanja.

### *UTJECAJ POVRŠINSKOG OPTEREĆENJA*

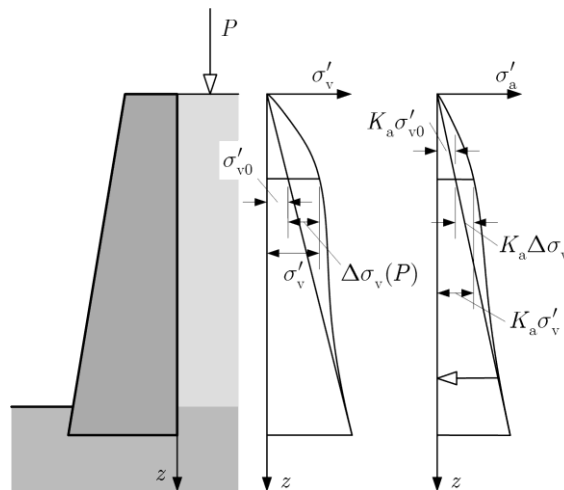
Opterećenje pri površini terena, kao što us na primjer vozila, zgrade i slično, utječe na raspodjelu naprezanja u tlu pa mora i na aktivni tlak i na pasivni otpor. Za taj slučaj analitičko i točno rješenje teorije plastičnosti ne postoji pa se kao inženjerski prihvatljiv pristup može prihvatiti pretpostavka da će se dodatna vertikalna naprezanja u tlu ravnati prema rješenjima teorije elastičnosti za elastični poluprostor, a da će za veličinu aktivnog tlaka ili pasivnog otpora vrijediti standardni izrazi, na primjer (5.24) i (5.25). Na slici 5-19 je skiciran takav postupak za slučaj aktivnog tlaka.

---

<sup>13</sup> vidi Poglavlje 3: Stabilnost kosina



**Slika 5-18 Utjecaj na aktivni tlak i pasivni otpor: (a) vlačne pukotine, i (b) uslojeno tla s različitim kutovima trenja**



**Slika 5-19 Utjecaj površinskog opterećenja na veličinu aktivnog tlaka; dodatno vertikalno naprezanje u tlu,  $\Delta\sigma_v$ , izazvano površinskim opterećenjem određuje se kao za elastični poluprostor**

### UTJECAJ TRENJA IZMEĐU ZIDA I TLA

Pomicanjem zida koje dovodi do aktiviranja aktivnog tlaka ili pasivnog otpora izaziva relativno gibanje zida i tla, a ovo pak dovodi do trenja među njima. U slučaju aktivnog stanja obično tlo klizi niz poledinu zida, dok kod pasivnog otpora klizi uz poledinu zida. Ovi relativni pomaci zida i tla uvjetuju i smjer sile trenja među njima. Ta sila trenja jednaka je rezultanti posmičnih naprezanja duž poledine zida. Prema zakonu trenja to je posmično naprezanje za efektivna naprezanja (drenirani uvjeti) dano izrazom



**Tablica 5-4 Preporučene vrijednosti parametara trenja između zida i tla**

slučaj	drenirani uvjeti		nedrenirani uvjeti	
	$c_w'$	$\delta'$	$c_w$	$\delta$
hrapavi zid, izliven u tlu	0 (EC7)	$\varphi'$ (EC7)	$\frac{1}{2} c_u$	0
glatki zid, pred gotovljen	0 (EC7)	do $\frac{2}{3} \varphi'$ (EC7)	$\frac{1}{2} c_u$	0
zabijene talpe, neposredno nakon zabijanja	-	-	0 (EC7)	0 (EC7)

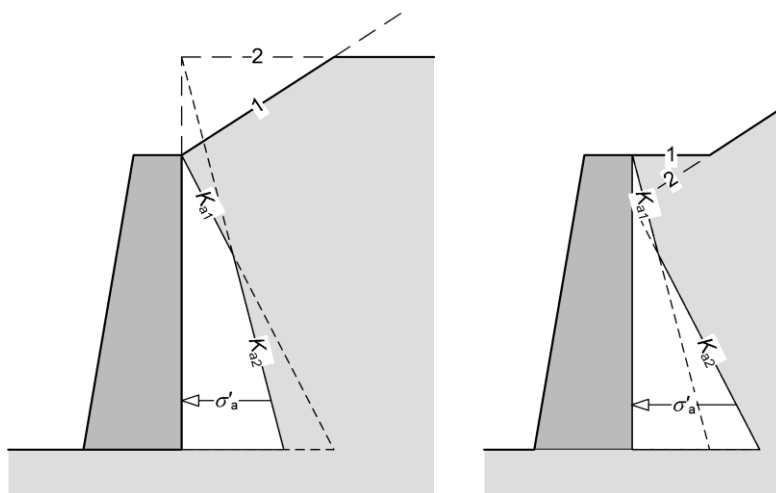
$$\tau_{f, \text{zid}} = c_w' + \sigma' \tan \delta' \quad (5.45)$$

gdje je  $\sigma'$  normalno naprezanje u promatranoj točki sučelja zida i tla, a  $\delta'$  i  $c_w'$  su efektivni kut trenja i efektivna adhezija među njima, a za nedrenirane uvjete

$$\tau_{f, \text{zid}} = c_w + \sigma \tan \delta \quad (5.46)$$

gdje je  $c_w$  nedrenirana adhezija između zida i tla, a  $\delta$  kut trenja između zida i tla izražen preko ukupnih normalnih naprezanja  $\sigma$ . Tablica 5-4 daje neke preporučene vrijednosti parametara za određivanje trenje između tla i zida. Mada ima malo sustavnih eksperimenata, redovita je praksa da se efektivna adhezija  $c_w'$  zanemari, a za efektivni kut trenja  $\delta'$  uzima se da je jednak efektivnom kutu trenja tla,  $\varphi'$ , za slučaj da se stijena izvela lijevanjem betona neposredno u tlu, ili dvije trećine te veličine ako je stijena izvedena iz pred gotovljenih elemenata kao što su zabijene čelične ili betonske tlape i slični elementi. Sličnu preporuku daje i Eurokod 7. U slučaju zabijenih talpi i nedreniranih uvjeta u tlu neposredno nakon njihove ugradnje Eurokod 7 uzimanje bilo kakvog trenja ili adhezije između talpi i tla u obzir. U ostalim nedreniranim slučajevima neki predlažu da se trenje ograniči na pola nedrenirane čvrstoće<sup>14</sup>.

<sup>14</sup> vidi detaljniju diskusiju o trenju između zida i tla u Powrie (1997)



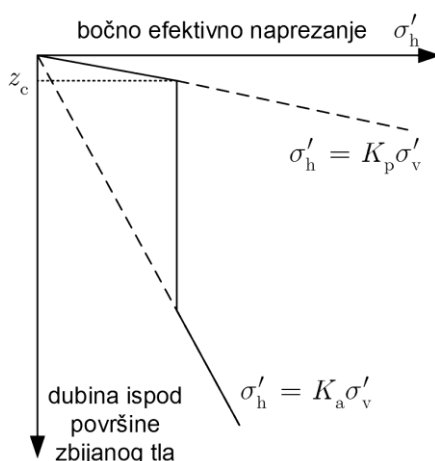
**Slika 5-20 Približno određivanje aktivnog tlaka (i pasivnog otpora) za slučaj izlomljene površine terena**

#### *UTJECAJ IZLOMLJENE POVRŠINE TERENA*

U praksi se često javlja slučaj izlomljene površine terena. Niti za taj slučaj ne postoji analitičko rješenje teorije plastičnosti, ali se kao približni postupak može koristiti onaj sa slike 5-20 kojim se kombiniraju odgovarajuća rješenja za ravnu bilo vodoravnu bilo nagnutu površinu terena.

#### *UTJECAJ ZBIJANJA TLA IZA ZIDA*

Često postoji potreba zbijanja nasutog tla iza zida. To se posebno odnosi na dio pristupnih rampi upornjacima mostova ili u slučaju nasipa prometnica uz zidove. Zbijanje tla izvodi se odgovarajućim strojevima, statičkim ili vibrovaljcima. Time se lokalno ispod valjka povećava površinsko opterećenje tla. Ovo opterećenje povećava lokalno vertikalna i bočna naprezanja u tlu. Zbog elasto-plastičnih svojstava tla, nestankom tog opterećenja u tlu ostaju „zaostala“ bočna naprezanja. Ta bočna naprezanja mogu doseći i veličinu pasivnog otpora tla. U literaturi je objavljeno nekoliko preporuka kojima se ta zaostala naprezanja mogu uzeti u obzir (Clayton i dr., 1993). Jednu takvu jednostavnu preporuku, djelomično potkrijepljenu opažanjima, predložio je Inglod (1979). Prema toj preporuci utjecaj zbijanja može se uzeti u obzir da se aktivnom tlaku (ili tlaku mirovanja ako se zid ne može bočno micati) doda pri vrhu dodatno opterećenje prema slici 5-21. Za kritičnu dubinu  $z_c$  se predlaže izraz



**Slika 5-21 Dodatni bočni pritisci na zid izazvani zbijanjem nasipa iza zida (prema Ingold, 1979)**

$$z_c = \frac{1}{K_p} \sqrt{\frac{2p}{\pi\gamma'}} \quad (5.47)$$

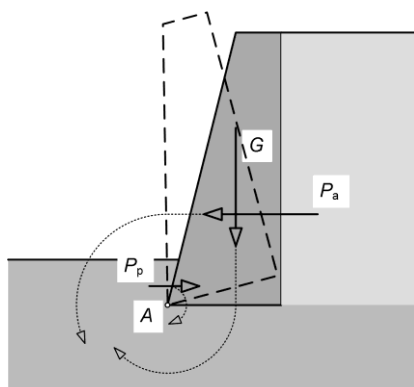
gdje je  $p$  linijsko opterećenje na površini terena. U praksi se za danu težinu statičkog stroja za zbijanje<sup>15</sup>  $W$  za  $p$  može uvrstiti vrijednost  $p = W/l$ , gdje je  $l$  tlocrtna dužina tog stroja.

## Granična stanja

### PREVRTANJE ZIDA

Granično stanje prevrtanja zida mjerodavno je za slobodne gravitacijske zidove i zamišlja se kao mogućnost njihovog prevrtanja kao krute konstrukcije pod opterećenjem aktivnog tlaka i drugih opterećenja na zidu oko točke na vanjskom rubu temeljne plohe. Tom se prevrtanju kao otpornost suprotstavlja prvenstveno vlastita težina zida (odadle im ime), a u manjoj mjeri pasivni otpor ispred zida. Podloga ispod temelja zida pretpostavlja se krutom pa nosivost tla ispod temelja u tom graničnom stanju ne sudjeluje (Slika 5-22). Zid mora biti tako dimenzioniran da je opasnost od prevrtanja zanemariva. Provjerava se usporedbom destabilizirajućih učinaka opterećenja (momenata sile aktivnog tlaka  $P_a$  oko

<sup>15</sup> težina tih strojeva kreće se do oko 100 kN



**Slika 5-22 Granično stanje prevrtanja zida oko rubne točke temelja**

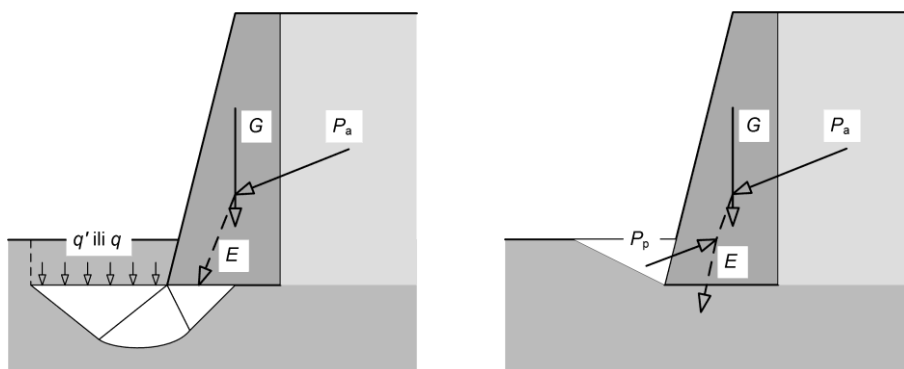
točke *A*) u odnosu na stabilizirajuće učinke sila (momenata vlastite težine zida *G* i eventualno momenta sile pasivnog otpora, odnosno njegove reducirane vrijednosti na razinu one koja je kompatibilna s prihvatljivim pomacima zida; vidi naredno poglavlje o pasivnom otporu.)

#### *NOSIVOST TLA ISPOD STOPE ZIDA I KLIZANJE ZIDA PO STOPI*

Opterećenja na poledini zida, uključivo i trenje između tla i zida, prenosi se na zid. To opterećenje s drugim opterećenjima na zid prenosi se preko temelja zida ili stope na temeljno tlo. Projektom zida treba biti osigurano da tlo ispod temelja zida može pouzdano preuzeti to opterećenje, da ne dođe u stanje sloma. Zato treba provjeravati nosivost tla ispod temelja zida. To se provjerava na isti način kao i kod svakog drugog plitkog temelja<sup>16</sup>. Pri tome treba uzeti u obzir da će zona sloma tla u tom slučaju biti usmjerena prema bližoj površini terena, a to je redovito prema nižem terenu ispred zida (Slika 5-23). Pri proračunu povoljnog opterećenja tla ispred zida ( $q'$  u dreniranoj analizi ili  $q$  u nedreneiranoj analizi) treba vodoto računa da li će sigurno tijekom životnog vijeka zida to tlo uvijek biti prisutno. Ako to nije sigurno, jer bi se nekim kasnijim građevinskim radovima ono moglo iz nekog razloga ukloniti, s tim povoljnim opterećenjem ne treba računati.

Posebni slučaj su tanke zagatne stijene, zabijene ili izgrađene iz lijevanog betona neposredno u odgovarajućem rovu. I u tom slučaju treba provjeriti stabilnost stijene u vertikalnom smjeru. Pri tome treba uzeti u obzir vertikalne komponente pritisaka iza i ispred zida, uključivo i trenje

<sup>16</sup> U izuzetnim slučajevima, kad se ne može osigurati dovoljan nosivost tla ispod temelja zida, može se kao alternativa razmisliti i o korištenju dubokih temelja ili o poboljšanju tla.



**Slika 5-23 Nosivost tla ispod stope temelja (lijevo) i pasivni otpor ispred zida (desno)**

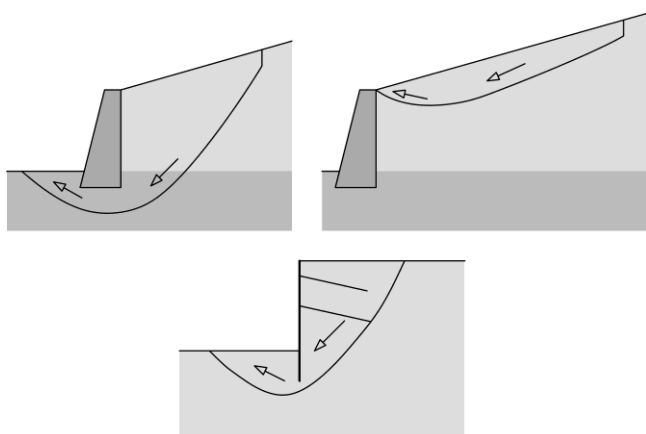
između tla i zida. U račun se može uključiti i nosivost tla ispod dna zida ako se radi o debljim zidovima. Kod tankih čeličnih talpi taj će doprinos vertikalnoj nosivosti zida biti redovito zanemariv.

Uloga temelja zida je da pouzdano prenese opterećenje zida u temeljno tlo. Pri tome je nosivost tla samo jedan od dva bitna uvjeta da se to ostvari. Drugi uvjet pravilno projektiranog temelja zida je da osigura da ne dođe do klizanja između temelja i zida. Provjera stabilnosti temelja na klizanje provodi se na isti način kao i za svaki drugi plitki temelj. Ako pouzdanost na to granično stanje nije osigurana, treba preoblikovati temelj zida.

#### *PASIVNI OTPOR ISPRED ZIDA*

Prednja strana potpornih konstrukcija često je ukopana. Pomicanjem zida u toj zoni dolazi obično do povećanja pritiska čija je granična veličina pasivni otpor tla. Aktiviranje pasivnog otpora ispred zida sastavni je dio graničnog stanja klizanja temelja po podlozi, kao i graničnog stanja prevrtanja zida.

Dok je za postizavanje aktivnog tlaka potreban relativno mali pomak zida prema nižem terenu, za postizavanje pune vrijednosti pasivnog otpora potreban je za oko red veličine veći pomak, kao što je već ranije prikazano. Zbog toga se pri dimenzioniranju zida obično pretpostavlja da će se on pomaknuti koliko je potrebno za postizavanje aktivnog tlaka, dok se za silu pasivnog otpor  $P_p$  (Slika 5-23 desno) uzima njegova reducirana vrijednost u iznosu koji slijedi iz kompatibilnosti s pretpostavljenim pomacima (vidi tablicu 5-1). Pri tome je uobičajeno da se računa s reduciranom veličinom koeficijenta pasivnog otpora u veličini koeficijenta tlaka mirovanja uvećanog za jednu trećinu do jednu polovinu razlike koeficijenta pasivnog otpora i koeficijenta tlaka mirovanja.



**Slika 5-24** Moguća granična stanja globalne nestabilnosti tla kod potpornih konstrukcija

Kao i pri proračunu nosivosti tla ispod temelja zida, treba uzeti u obzir da li je osigurano da će tlo ispred zida biti uvijek prisutno tijekom životnog vijeka zida. Ako to nije osigurano, s povoljnim djelovanjem pasivnog otpora ne treba računati.

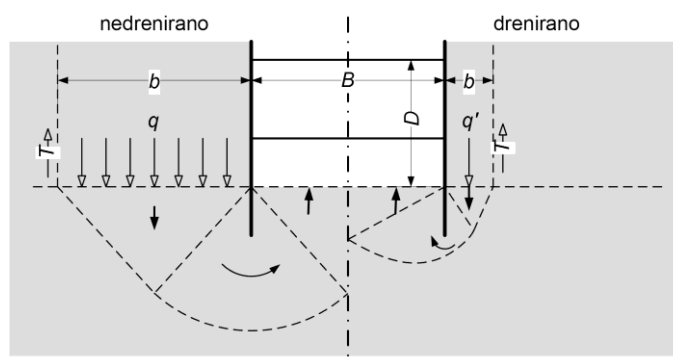
Za slučaj iskopa građevne jame osigurane potpornom konstrukcijom čija stabilnost ovisi u dijelu ili u cijelosti o pasivnom otporu tla ispod dna jame, Eurokod 7 preporuča da se računa s barem 0.5 m dubljom jamom od one predviđene projektom iz sigurnosnih razloga osim ako je posebnim mjerama predviđena stroga kontrola iskopa.

### *GLOBALNA STABILNOST*

Jedno od mogućih graničnih stanja nosivosti potpornih konstrukcija je globalni slom tla (Slika 5-24). Pri tome potporna konstrukcija ne sudjeluje u otpornosti na to granično stanje. Slom tla u takvim slučajevima može zahvatiti tlo iza, ispod i ispred potporne konstrukcije, ali i samo iza konstrukcije (Slika 5-24 desno gore). Provjera globalne stabilnosti provjerava se metodama provjere stabilnosti kosina.

### *STABILNOST DNA JAME I HIDRAULIČKI SLOM*

Posebni vid problema globalne stabilnosti prisutan je pri izgradnji građevnih jama i rovova osiguranih od urušavanja potpornim konstrukcijama, posebno u mekom, slabo propusnom tlu (Slika 5-25). Problem stabilnosti obratan je u odnosu na problem nosivosti tla ispod plitkih temelja. Tu okolno tlo više razine pritišće i uzdiže tlo u dnu građevne jame ili rova na nižoj razini. Zanimajući otpornost na savijanje dijela potporne konstrukcije ispod razine



**Slika 5-25** Mehanizam sloma dna rova ili građevne jame osigurane od urušavanja razuprtom potpornom konstrukcijom; nedrenirano stanje (lijevo) i drenirano stanje (desno)

dna jame, ako je takva prisutna, mogu se u analizi primijeniti iste postavke teorije plastičnosti ili granične analize kao u slučaju sloma tla ispod plitkih temelja.

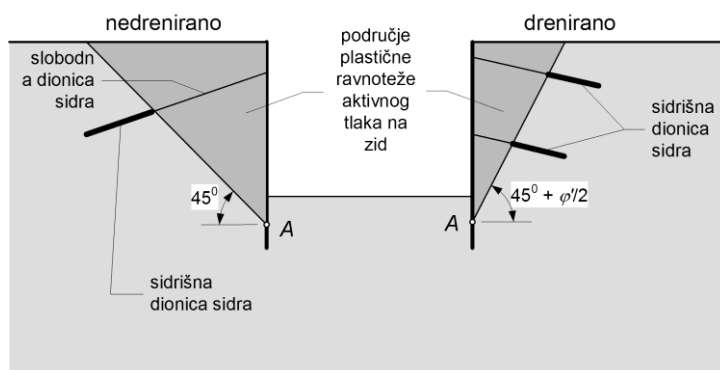
Razmotrit će se samo slučaj nedreniranog sloma u mekom sitnozrnrom tlu. Taj je slučaj u praksi gotovo jedni mjerodavan obzirom da figura sloma tla, čvrstoća tla kao i potrebna dubina potporne konstrukcije ispod razine dna gotovo isključuju drenirano stanje kao kritično. Primijenivši postavke teorije plastičnosti iz problema nedrenirane nosivosti tla ispod plitkog temelja, slijedi da slom tla nastaje kad je

$$q - \frac{T}{b} = c_u N_c \quad (5.48)$$

pri čemu je  $q$  vertikalno naprezanje u okolnom tlu na razini dna građevne jame i za homogeno tlo iznosi  $q = \gamma D$  ( $\gamma$  je jedinična težina tla, a  $D$  dubina jame),  $T$  je rezultanta tangencijalnog naprezanja duž vertikalne pklizne plohe iznad vanjskog ruba figure sloma,  $b$  je širina figure sloma (i koja je povezana sa širinom jame  $B$  izrazom  $B = b \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan \varphi\right) \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$ ),  $c_u$  je nedrenirana čvrstoća tla, a  $N_c$  je faktor nosivosti koji za nedrenirane uvjete dugačke jame (dvodimenzionalni problem) iznosi  $N_c = 2 + \pi$ . Iz izraza (5.48) slijedi da će dubina jame, pri kojoj će nastati slom dna, iznositi

$$D_{\text{slom dna}} = \frac{c_u N_c + \frac{T}{b}}{\gamma} \quad (5.49)$$

U praksi se tangencijalna sila  $T$  obično zanemaruje.



**Slika 5-26 Preporučeni položaj sidara pri sidrenim potpornim konstrukcijama**

Osim navedenog problema stabilnosti dna građevne jame, koja može biti ugrožena zbog velikog vertikalnog pritiska tla na razini jame iza stijene, stabilnost dna jame može biti ugrožena i zbog hidrauličkog sloma dna jame koji može nastati zbog nepovoljnog stanja procjeđivanja podzemne vode prema jami. Ovo je granično stanje detaljno analizirano ranije (na primjer vidi sliku 5-17).

#### **POLOŽAJ SIDARA**

Ugrađene potporne stijene često se podupiru sidrima<sup>17</sup> kojima se dio opterećenja stijene prenosi u tlo u njejoj pozadini. Sidra prenose silu u tlo preko sidrišne dionice u kojoj su čelično uže ili šipka u tijesnom sučelju s tлом. Da bi sidro služilo svojoj svrsi, mora pouzdano prenijeti silu u tlo, a ovo pak mora biti dovoljno stabilno da ju pouzdano preuzme. Iz tog razloga je povoljno sidrišnu dionicu sidra, odnosno zonu u kojoj sidro prenosi opterećenje u tlo, smjestiti iz zona koje su u plastičnoj ravnoteži (Slika 5-26). Također, ako je područje u koje sidro prenosi opterećenje u tlo u plastičnoj ravnoteži, kao što je slučaj prijenosa sile u sidrišni blok, onda treba izbjegavati da se ta zona preklapa sa zonom plastične ravnoteže aktivnog na koju se računa za aktiviranje aktivnog tlaka.

#### **IZBOR PARAMETARA ČVRSTOĆE TLA ZA GRANIČNO STANJE NOSIVOSTI**

Tlo pri dovoljno dugom monotonom smicanju doživljava slom. Pri tome prekonsolidirana sitnozrna tla i zbijena krupnozrna tla postižu vršnu čvrstoću, koja daljnjim smicanjem pada na neku konstantnu vrijednost koja

<sup>17</sup> O vrstama i karakteristikama sidara detaljnije će biti riječi kasnije



se obično zove kritičnom<sup>18</sup>. Kod normalno konsolidiranih tla i rahlih pijesaka vršna i kritična čvrstoća su gotovo iste. Nadalje, prekonsolidirana sitnozrna tla i zbijena krupnozrna tla pri dovoljno visokim pritiscima pokazuju vrlo blisku vršnu i kritičnu čvrstoću. Veća razlika između vršne i kritične čvrstoće čini tlo krutom što je vrlo nepovoljno mehaničko svojstvo materijala za razliku od suprotnog, povoljnog svojstva duktilnosti<sup>19</sup>. Ova općenita zapažanja o čvrstoći tla vrijede kako za drenirane tako i za nedrenirane uvjete u tlu.

Ova općenita zapažanja o čvrstoći tla dovode do pitanja s kojom čvrstoćom treba računati pri dimenzioniranju potpornih konstrukcija. Dimenzioniranje temeljeno na kritičnoj čvrstoći konzervativniji je pristup i manje podložan poteškoćama u određivanju parametara tla<sup>20</sup>. U stručnim krugovima nije postignut konsenzus po ovom pitanju pa se ni Eurokod 7 oko njega ne izjašnjava (vidi o tome nešto detaljnije u Powrie 1997 i Gaba i dr. 2003). U svakom slučaju, primjena parametara vršne čvrstoće zahtijeva veliki oprez.

Druga važno pitanje pri projektiranju potpornih konstrukcija je pitanje izbora između dreniranog i nedreniranog stanja u tlu kao mjerodavnog. Kao što je detaljnije obrazloženo u Poglavlju 3 o stabilnosti kosina, nedrenirano i drenirano stanje u tlu samo su dva krajnja stanja u svakom pojedinom slučaju, dok se stvarno stanje u svakom trenutku nalazi negdje između ova dva krajnja. Obzirom na praktične brzine izgradnje u građevinarstvu, krupnozrna tla (šljunci i pijesci) uvijek su u dreniranom stanju za statičke uvjete opterećenja. Za sitnozrna tla (gline i prašine) nije u konkretnim slučajevima uvijek jednostavno zaključiti da li je stvarnosti bliže nedrenirano ili drenirano stanje. To se pogotovo odnosi na fazu izgradnje građevine. Zato je preporučljivo da se provjere stabilnosti provedu za oba slučaja,

---

<sup>18</sup> Ovu čvrstoću ne treba miješati s rezidualnom čvrstoćom koja se javlja pri vrlo velikim posmičnim deformacijama, obično prisutnim oko kliznih ploha kod klizišta.

<sup>19</sup> Pojava krtosti je povezana s brzim rušenjima konstrukcija bez jasne prethodne najave. Nasuprot tome, suprotna pojava, pojava duktilnosti je puno poželjnija u građevinarstvu jer ako je povezana s rušenjem, to rušenje je sporo s mnog prethodnih upozorenja koja mogu omogućiti pravodobnu primjenu interventnih mjera.

<sup>20</sup> Kritična čvrstoća može se opisati odgovarajućim Mohr-Coulombovim zakonom  $\tau_{cs} = c_{cs} + \sigma' \tan \varphi_{cs}$  uvijek u efektivnim naprezanjima. Indeks *cs* označava da se radi o kritičnom stanju (engl. *critical state*); ponekad se susreće alternativna oznaka  $\varphi_{cv}$  prema svojstvu kritičnog stanja da pri smicanju tlo ne pokazuje tendenciju promjene volumena – engl. *constant volume*) Pokusi pokazuju da je uvijek  $c_{cs} = 0$ . Određivanje parametra  $\varphi_{cs}$  mnogo je manje podložno problemima s poremećenjem uzoraka tla nego što je to određivanja parametara vršne čvrstoće.

nedrenirani i drenirani. U tim analizama treba, jasno, koristiti odgovarajuće parametre čvrstoće, drenirane ili nedrenirane.

Posebno je osjetljivo pitanje mjerodavnog stanja tla u zoni pasivnog otpora, ako se na njega računa pri dimenzioniranju potporne konstrukcije. Za procjenu dubine  $L$  ispod dna građevne jame do koje je proces konsolidacije doveo tlakove porne vode u drenirano stanje može poslužiti izraz

$$L = \sqrt{12 c_v t} \quad (5.50)$$

gdje je  $c_v$  koeficijent konsolidacije slabo propusnog tla u dnu jame, a  $t$  je vrijeme proteklo od iskopa jame. Neki čak iskustveno smanjuju računsku vrijednost nedrenirane čvrstoće za 20 % do 30 % u plićoj zoni dna jame kako bi uzeli u obzir moguću djelomičnu konsolidaciju te zone nakon završetka iskopa jame (Powrie 1997). Eurokod 7 u tom pogledu nije eksplicitan, već traži da se uzmu obzir efekti promjene čvrstoće u prostoru i vremenu. Taj zahtjev, jasno, uključuje problem konsolidacije, ali Eurokod 7 prepušta projektantu da sam procijeni prema vlastitom iskustvu kako će te promjene uzeti u obzir.

#### **STABILNOST KONSTRUKCIJE ZIDA, RAZUPORA I SIDARA**

Osim što potporna konstrukcija mora pouzdano prenijeti sva opterećenja u tlo bez prekomjernih deformacija, i sami konstruktivni elementi potporne konstrukcije moraju pouzdano prenositi nametnuta opterećenja. Tako mora biti osigurana nosivost svakog presjeka zida kako sa stanovišta čvrstoće betona tako i čelika, već ovisno od kakvog je materijala zid ili stijena izgrađena, razupore moraju biti dimenzionirane da preuzmu tlačne sile, sidra moraju biti dimenzionirana da preuzmu predviđene vlačne sile sama po sebi, ali i sile čupanja u sidrišnoj dionici sidra. Osim što se tiče nosivosti sidra na čupanje iz tla preko sidrišne dionice, ostala granična stanja i način njihove provjere obrađuje se u drugim odgovarajućim materijalnim eurokodovima.

## **5.3. Dimenzioniranje potpornih konstrukcija prema Eurokodu 7**

### **Osnovni principi**

Ovdje će se ukratko prikazati postupci dimenzioniranja jednostavnijih potpornih konstrukcija prema Eurokodu 7. Eurokod 7 traži da se provjeri pouzdanost konstrukcije primjenom metode graničnih stanja uz primjenu odgovarajućih parcijalnih koeficijenta na opterećenja, odgovarajuće parametre materijala i geometrijske podatke. U praksi je za potporne konstrukcije najvažnije je da one budu pouzdane obzirom na moguća granična stanja nosivosti dok se granična stanja uporabivosti obično obuhvaćaju posredno bez posebne provjere, na primjer odgovarajućom redukcijom pasivnog otpora radi ograničavanja pomaka konstrukcije. Time se kroz provjeru pouzdanosti konstrukcije za mjerodavne proračunske situacije, koje se odnose na pojedina granična stanja nosivosti, posredno osigurava da će biti zadovoljena i granična stanja uporabivosti.

Za provjeru pouzdanosti konstrukcije obzirom na granična stanja nosivosti STR i GEO Eurokod 7 daje mogućnost izbora jednog od tri proračunska pristupa. Razlike među proračunskim pristupima odnose se na mjesto primjene i veličinu parcijalnih koeficijenata u proračunima. Ovdje će se kao primjer prikazati samo proračunski pristup 1 jer on obuhvaća elemente ostala dva pristupa i najsloženiji je u primjeni.

Provjera dovoljne pouzdanosti konstrukcije obzirom na neko granično stanje nosivosti provodi se tako da se karakteristične vrijednosti opterećenja uvećaju („faktoriziraju“) množenjem s odgovarajućim parcijalnim koeficijentima većim ili jednakim jedinici, a karakteristične vrijednosti čvrstoća materijala se umanjuju („faktorizira“) dijeljenjem s drugim parcijalnim koeficijentima većim ili jednakim jedinici. Veličine tako uvećanih opterećenja, odnosno umanjene čvrstoće materijala nazivaju se proračunskim veličinama i dodaje im se u simbolu indeks „*d*“ prema engleskoj riječi *design*. Provjerom da je učinak proračunskih opterećenja (ili djelovanja rječnikom Eurokoda),  $E_d$ , u svakoj točki (ili presjeku) konstrukcije manji ili jednak od proračunske otpornosti,  $R_d$ , koju konstrukcija u toj točki (ili presjeku) pruža, dokazuje se dovoljna pouzdanost konstrukcije u toj točki za analiziranu proračunsku situaciju.

Temeljno polazište proračunskog pristupa 1 je primjena dviju kombinacija parcijalnih koeficijenata (a ne jedne kao u ostala dva pristupa.)

U prvoj kombinaciji (K1) parcijalni su koeficijenti za opterećenja veći od 1, dok su parcijalni koeficijenti za čvrstoće materijala jednaki jedinici (vrijednosti čvrstoća su jednake karakterističnim.) U drugoj kombinaciji (K2), opterećenja uglavnom karakteristična<sup>21</sup>, a čvrstoće su umanjene parcijalnim koeficijentima većim od jedinice. Drugim riječima, proračunski pristup 1 polazi od pretpostavke da je previše konzervativno *istovremeno* uvećati opterećenje i umanjiti čvrstoće pa se odlučuje na provjeru dviju kombinacija, jednom s uvećanim opterećenjem (K1), i drugu s umanjenim čvrstoćama (K2) (vidi o proračunskom pristupu 2 u Poglavlju 2)! U proračunskom pristupu 1 mjerodavna kombinacija za dimenzioniranje bilo kojeg elementa potporne konstrukcije bit će ona koja daje veće dimenzije (geometrijskih veličina zida, armature sidara ili razupora. Kombinacija K2 redovito je mjerodavna za odabir vanjskih dimenzija potporne konstrukcije (na primjer potrebna visina konstrukcije), dok je kombinacija K1 redovito mjerodavna za dimenzioniranje konstruktivnih elemenata konstrukcije (betonski presjek, armatura, sidra, razupore i slično.)

Osim graničnih stanja STR i GEO, Eurokod 7 traži provjeru ostalih relevantnih graničnih stanja nosivosti, posebno problem hidrauličkog sloma dna jame (granično stanje HYD) gdje je to relevantno zbog nepovoljnog procjeđivanja podzemne vode.

## Granična stanja

### ZASIPANE POTPORNE KONSTRUKCIJE

Za zasipane potporne konstrukcije tipična granična stanja koja treba provjeriti su prevrtanje zida (granično stanje EQU), nosivost tla ispod temelja zida (GEO), klizanje temelja po tlu na temeljnoj plohi (GEO), globalna stabilnost (GEO), stabilnost samog tijela zida na svim kritičnim presjecima, što uključuje nosivost poprečnih presjeka zida i njegovog temelja (nosivost nearmiranog ili armiranog betonskog presjeka i slično) kao i stabilnost na sučeljima elemenata zida, kao što je klizanje i prevrtanje elemenata gabionskog zida na vodoravnim dodirnim ploham među gabionima ili među blokovima zidova izgrađenih iz nepovezanih pred gotovljenih blokova (STR). Provjera tih graničnih stanja treba uključiti sva povoljna i nepovoljna djelovanja koja se u odgovarajućoj proračunskoj situaciji mogu pojaviti.

---

<sup>21</sup> osim prolaznog opterećenja za koje je parcijalni koeficijent 1.3; vidi Poglavlje 2

### *UGRAĐENE POTPORNE KONSTRUKCIJE*

Za ugrađene potporne konstrukcije tipična granična stanja nosivosti obzirom na koja treba provjeriti pouzdanost konstrukcije su rotacijski slom (rotacija stijene zbog popuštanja pasivnog otpora tla, GEO), vertikalna stabilnost stijene (GEO), slom elemenata stijene (lom stijene od savijanja, pucanje slobodne dionice sidra, izvijanje i prestanak nosivosti razupore, čupanje sidrišne dionice sidra, izbijanje plitkih sidrišnih blokova, STR/GEO), hidraulički slom dna građevne jame (HYD), izdizanje dna jame zbog prevelikih vertikalnih pritisaka iza zida (GEO) te izdizanje konstrukcije ili njenog dijela zbog djelovanja uzgona (UPL).

Granična stanja uporabivosti mogu biti preveliki pomaci stijene koji izazivaju pomake okolnog tla te neuporabivost okolnih građevina, preveliki pomaci koji nastaju tijekom izgradnje stijene, pomaci od promjene slike strujanja podzemne vode (na primjer slijeganja nastala prekomjernim crpljenjem vode ili sniženjem razine podzemne vode), nepovoljna promjena režima procjeđivanja u tlu i slično. Potporna konstrukcija treba biti tako dimenzionirana da je dovoljno pouzdana obzirom na moguća granična stanja koja može doživjeti tijekom njene izgradnje ili uporabe.

Ugrađene potporne konstrukcije su često privremen pa im je stoga u takvim slučajevima životni vijek kratak. Eurokod 7 dozvoljava da svaka zemlja definira nižu razinu pouzdanosti za takve konstrukcije ako to smatra primjerenim.

### *SIDRA I RAZUPORE*

Sidra su posebno osjetljivi dijelovi potpornih konstrukcija. Ugrađuju se obično u prethodno izvedene bušotine, ali se u novije vrijeme susreću i samobušiva sidra. Zona bušotine u kojoj se predviđa prijenos opterećenje iz sidra u tlo obično se zapunjava posebnom smjesom cementnog morta. Pri tome se mogu koristiti visoki tlakovi radi uspostavljanja bolje veze sidra s okolnim tлом. Zapunjavanje bušotine takvom smjesom nazivamo injektiranjem, a smjesu s kojom se zapunjavanje postiže injekcijskom smjesom.

Sidra se ponekad prednapinju kako bi se u tlo unijela potrebna sila bez potrebe da se prvo ostvari neke značajnija deformacija tla. Takva sidra nazivamo prednapetim sidrima. Da bi se sila prednapinjanja mogla ostvariti, nužno je da sidra imaju tako zvanu slobodnu dionicu u kojoj se ne ostvaruje prijenos sile iz sidra u tlo. Sidra se prednapinju posebnim hidrauličkim prešama. Prednapeta sidra uglavnom se rade iz visokovrijednog čelika. Mada visokovrijedan, i takav je čelik podložan koroziji, pa ako se radi o trajnim

sidrima, treba ih ispravno zaštititi. Prednapinjanje sidara posebno se koristi pri izvedbi potpornih konstrukcija koje su u blizini osjetljivih građevina. U tom slučaju se tijekom izgradnje potporne konstrukcije i iskopa građevne jame sidra prednapinju kako bi se umanjile nepovoljne posljedice deformacija potpornih konstrukcija izazvanih relaksacijom naprezanja pri iskopu. Da bi se mogao razdvojiti prostor u bušotini namijenjen sidrišnoj dionici i time možda visokim tlakovima injektiranja injekcijske smjese od prostora koji mora ostati slobodan za slobodnu dionicu, koristi se posebna brtva koje se naziva paker. Dio kojim se sidro ukotvljuje na potpornu konstrukciju naziva se glavom sidra.

Sidra koja se ne prednapinju nazivaju se pasivnim sidrim. Obično se izrađuju iz mekog čelika pa su značajno jeftinija od onih koja su izgrađena iz čelika visoke kvalitete. Radi pojednostavljenja rada pri ugradnji često se izvode sa sidrišnom dionicom u punoj dužini sidra.

Sidra se na površini tla vežu na potpornu konstrukciju na način da se osigura pravilan prijenos sile iz konstrukcije na sidro. Obzirom da sile u sidrima mogu biti velike (ponekad i preko 1000 kN), spoj potporne konstrukcije i sidra mora biti pažljivo dimenzioniran i izveden. U betonskim se dijafragmama na mjestu budućih sidara ostavlja posebna čelična armatura (spiralna armatura oko sidra) kako bi se osigurala konstrukcija od opasnosti od proboja pod velikom silom. U slučaju sidra vezanih na čeličnu potpornu konstrukciju također je potrebno predvidjeti uredan prijenos sile.

Sidro mora pouzdano prenijeti projektom predviđenu silu, maksimalnu silu koju sidro može preuzeti naziva se njegovom nosivošću. Pri tome treba razlikovati nosivost slobodne dionice, znači nosivosti čistih čeličnih užadi, od nosivosti sidrišne dionice koja uključuje i slom čupanjem sidrišnog tijela iz bušotine. Nosivost sidra jednaka je manjoj vrijednosti ovih dviju nosivosti.

Nosivost sidrišne dionice vrlo je teško prognozirati nekim teorijskim modelom. Iz tog razloga Eurokod 7 traži da se svako sidro, koje se ugradi u tlo, optereti nešto povećanom proračunskom silom radi dokazivanja njegove nosivosti. Pri tome se pod proračunskom silom smatra najveća od sila koja se pojavila kao potrebna za osiguranje pouzdanosti konstrukcija za neko od graničnih stanja nosivosti. Sidro koje nije postiglo traženu nosivost mora se zamijeniti drugim.

Općenito se ispitivanje sidara može podijeliti na istražni ispitivanje kojim se ispituje nosivost sidrišne dionice i općenito ponašanje sidra, zatim ispitivanja podobnosti, kojima se utvrđuje da li je pojedina vrsta sidara ili tehnologija njihove ugradnje primjerena tlu i okolnostima pri gradnji, te na ispitivanja prihvatljivosti, kojim se ispituje svako sidro te se utvrđuje njegova pouzdanost za proračunska opterećenja. Istražna se ispitivanja

obično rade prije faze projektiranja potporne konstrukcije, ispitivnja podobnosti se obično provode prije početka izvedbe konstrukcija, a ispitivanja prihvatljivosti provode se a svako sidro tijekom izgradnje konstrukcija.

Prednapeta sidra izrađuju se od visokovrijednog čelika. Taj čelik ima visoku čvrstoću, ali pokazuje svojstvo krtosti. To znači da nakon što se u sidru postigne sila koja aktivira čvrstoću materijala, sidru puca i u potpunosti gubi sposobnost preuzimanja bilo kakve sile. S druge strane, kad se u sidru postigne nosivost sidrišne dionice, ona počinje popuštati i sidro se izvlači iz bušotine, ali pri tome još zadržava znatan dio sile koja je izazvala izvlačenje. Zato se kaže da je slom sidrišne dionice obično duktilan. Duktilan lom je znatno poželjniji od krtog, jer se dugo najavljuje za razliku od krtog loma. Eurokod 7 zbog toga traži da sidra budu tako dimenzionirana da pokazuju duktilno, a ne krto svojstvo. To znači da nosivost slobodne dionice sidra mora biti veća od nosivosti sidrišne dionice. Kako nosivost sidrišne dionice nije jednostavno prognozirati, a pri izvedbi može pokazivati značajan rasap vrijednosti, to znači da slobodna dionica sidra mora biti konzervativno dimenzionirana.

Za razliku od sidara, razupore su tlačni elementi konstrukcije. One moraju pouzdano preuzeti tlačna opterećenja ne samo obzirom na raspoloživu čvrstoću materijala, već i obzirom na moguće granično stanje nastalo izvijanjem tlačnog štapa. Razupore su elementi koji se dimenzioniraju po pravilima drugih eurokodova, ovisno o materijalu iz kojih su izgrađene.

#### ***5.4. Primjeri provjere pouzdanosti potpornih konstrukcija prema Eurokodu 7***

U nastavku su prikazani primjeri provjere pouzdanosti jednostavnih potpornih konstrukcija prema Eurokodu 7 (EN 1997-1:2004). U praksi se kreće od nekih pretpostavljenih dimenzija zida pa se provjerava pouzdanost obzirom na relevantna granična stanja primjenom metode parcijalnih koeficijenata. Ako se ustanovi da pretpostavljena konstrukcija nije pouzdana, mijenjaju se dimenzije, oblik pa i koncepcija konstrukcije ili zahvata dok se ne postigne tražena pouzdanost. Ukoliko se ustanovi da je postignuta nepotrebno velika pouzdanost, opet se mijenjaju (smanjuju) dimenzije konstrukcije ili se racionalizira koncepcija, sve dok se ne nađe racionalno, a pouzdano rješenje.





trenje zid/tlo	$\delta$ (obično 1/2 do 2/3 od $\varphi_{cv}$ , ovisno o glatkoći temelja; $\varphi_{cv}$ je efektivni kut trenja tla za kritično stanje kod kojeg pri smicanju tlo ne mijenja volumen; $\varphi_{cv} \leq \varphi'$ ) $q$ (nepovoljno samo ako je iza stope zida, inače povoljno)
Parcijalni koeficijenti	
prolazno opterećenje:	
granično stanje EQU	trajna $\gamma_G = 0.9/1.1$ ; prolazna $\gamma_Q = 0.0/1.5$ $\gamma_{\varphi'} = 1.25$ (veće vrijednosti za stabilizirajuće, a manje za destabilizirajuće djelovanje)
granično stanje STR/GEO)	(K1) $\gamma_{\varphi'} = 1.00$ $\gamma_Q = 1.0/1.35$ , $\gamma_Q = 0.0/1.50$ (K2) $\gamma_{\varphi'} = 1.25$ $\gamma_G = 1.0$ , $\gamma_Q = 0.0/1.30$
Pomoćne veličine	
reducirani $\varphi'$ i $\tan \delta$ za (K2)	$\varphi'_t = \text{atan} \frac{\tan \varphi'}{\gamma_{\varphi'}}$ , $\tan \delta'_t = \frac{\tan \delta}{\gamma_{\varphi'}}$
koeficijent aktivnog tlaka	$K_{ah}(\varphi', \delta)$ ; prema Müller-Breslau ili EN 1997-1:2004
koeficijent mirnog tlaka	$K_0 = 1 - \sin \varphi'$
reducirani $K_{ah,r}$ i $K_{0,r}$ za (K2)	$K_{ah,r} = K_{ah}(\varphi'_t, \delta'_t)$ , $K_{0,r} = K_0(\varphi'_t)$ ; prema istom izrazima kao $K_{ah}$ i $K_0$
Sile i krakovi (karakteristične veličine)	
težina zida i tla iznad stope zida	$G = G_t + G_z$ (iz površina presjeka te jediničnih težina betona i tla)
krakovi	$a_{G_t+G_z}$ (iz jednakosti sume momenata komponenti i momenta rezultante), $a_{E_v} = \frac{b}{2}$
Proračun horizontalnog opterećenja	
Horizontalni tak na vertikalnom presjeku kroz tlo	$\sigma_{ah} = (\gamma_G \gamma_{fil_0} z + \gamma_Q q) K$ , za $K$ : reducirani ili nereducirani

**Primjer 5-1 (nastavak 1) Provjera pouzdanosti zasipanog potpornog zida L presjeka prema EN 1997-1:2004**

koeficijent aktivnog tlaka ili tlaka mirovanja, ovisno o mogućnosti horizontalnih pomaka i parcijalnim koeficijentima

Napomena 1: površinsko opterećenje je prolazno i proizvodnjog položaja pa je uzeto u obzir samo na dijelu površine terena gdje daje nepovoljan utjecaj.

Granično stanje EQU - proračun pouzdanosti za prevrtanje zida oko točke  $A_1$

Horizontalna komponenta tlaka  $\sigma_{ah} = (1.1\gamma_{tlo,z} + 1.5q)K_{ahr}$  (trapezno opterećenje)

Sila aktivnog tlaka  $E_{ah}$   $E_{ahr} = \frac{1}{2}(1.5q + 1.1\gamma_{tlo}h + 1.5q)hK_{ahr}$ ,  $a_{Eh}$  iz težišta trapeznog opterećenja

Sila aktivnog tlaka  $E_{av}$   $E_{av} = E_{ah} \tan \delta$

Destabilizirajući učinak  $E_{dst;d} = E_{ah} a_{Eh}$  (moment oko točke  $A_1$ )

Stabilizirajući učinak  $E_{stb;d} = 0.9 \left[ E_{av}b + (G_t + G_z) \left( \frac{b}{2} + a_{G_t+G_z} \right) \right]$

Provjera pouzdanosti za EQU pouzdano ako  $E_{dst;d} \leq E_{stb;d}$ , u suprotnom nepouzdana, treba mijenjati dimenzije zida.

Granično stanje GEO – nosivost tla ispod temelja zida

Kombinacija 1 (K1)

Sile  $E_{ah}$  i  $E_{av}$

$$E_{ah} = \frac{1}{2}(1.5q + 1.35\gamma_{tlo}h + 1.5q)hK_{ah}$$

$$E_{av} = E_{ah} \tan \delta$$

Proračunske sile  $V_d$  i  $H_d$  u točki  $A_2$   $V_d = 1.35(G_t + G_z) + E_{av}$  (parcijalni koeficijenti su već u veličini  $E_{av}$ )

$H_d = E_{ah}$  (parcijalni koeficijenti su već u veličini  $E_{av}$ )

Vertikalna otpornost tla ispod temelja ( $R_v$ )

$$e_{Rv} = \frac{1.35(G_t + G_z)a_{G_t+G_z} + \frac{E_{av}b}{2} - E_{ah}a_{Eh}}{V_d} \quad (\text{iz momenata na točku } A_2)$$

**Primjer 5-1 (nastavak 2) Provjera pouzdanosti zasipanog potpornog zida L presjeka prema EN 1997-1:2004**

reducirana širina temelja  
nosivost tla (plitki temelj)

$$b' = b - 2e_{Rv}$$

$$q'_f = \gamma_{tlo} d N_q (\varphi') i_q (H_d, V_d) + \frac{1}{2} \gamma_{tlo} b' N_\gamma (\varphi') i_\gamma (H_d, V_d)$$

$$R_v = q'_f b'$$

Provjera pouzdanosti za kombinaciju K1: ako je  $V_d \leq R_d$ , temelj je pouzdan obzirom na promatrano granično stanje nosivosti, u suprotnom treba mijenjati dimenzije temelja zida.

#### Kombinacija 2 (K2)

Sile  $E_{ah}$  i  $E_{av}$

$$E_{ah} = \frac{1}{2} (1.3q + 1.0\gamma_{tlo} h + 1.3q) h K_{ahr}$$

$$E_{av} = E_{ah} \tan \delta_t$$

Proračunske sile  $V_d$  i  $H_d$  u točki A<sub>2</sub>

$$V_d = 1.0(G_t + G_z) + E_{av} \quad (\text{parcijalni koeficijenti su već u veličini } E_{av})$$

$$E_{av})$$

$$H_d = E_{ah} \quad (\text{parcijalni koeficijenti su već u veličini } E_{av})$$

Vertikalna otpornost tla ispod temelja ( $R_v$ )

$$e_{Rv} = \frac{1.0(G_t + G_z) a_{gt-gz} + \frac{E_{av} b}{2} - E_{ah} \cdot \delta_{eh}}{V_d} \quad (\text{iz momenta na točku A2})$$

reducirana širina temelja  
nosivost tla (plitki temelj)

$$b' = b - 2e_{Rv}$$

$$q'_f = \gamma_{tlo} d N_q (\varphi') i_q (H_d, V_d) + \frac{1}{2} \gamma_{tlo} b' N_\gamma (\varphi') i_\gamma (H_d, V_d)$$

$$R_v = q'_f b'$$

Provjera pouzdanosti za kombinaciju K2: ako je  $V_d \leq R_d$ , temelj je pouzdan obzirom na promatrano granično stanje nosivosti, u suprotnom treba mijenjati dimenzije temelja zida.

Napomena 2: u većini slučajeva za odabir dimenzija temelja zida mje rodavna je kombinacija K2, ali to ne mora uvijek biti slučaj pa treba proveravati obje kombinacije, K1 i K2.

Napomena 3: Eurokod 7 ne ograničava veličinu ekscentriciteta (osim očite granice  $e_{Rv} \leq \frac{b}{2}$ ), ali traži za

### Primjer 5-1 (nastavak 3) Provjera pouzdanosti zasipanog potpornog zida L presjeka prema EN 1997-1:2004

$e_{Rv} \leq \frac{b}{3}$  posebnu pažnju koja se sastoji iz posebno pažljivog pregleda proračunskih sila te uzimanje u obzir (ili definiranja) dopuštenih toleranci geometrijskih veličina temelja pri izvedbi (ako drugačije nije određeno u takvim slučajevima širinu temelja treba računski smanjiti sa svake strane za barem  $\Delta a = 0.1$  m pa je proračunska širina temelja tada  $b_d = b - 2\Delta a$ .)

#### Granično stanje GEO – klizanje temelja

Proračunsko normalno opterećenje ( $V_d$ ) i proračunsko horizontalno opterećenje ( $H_d$ )

Obzirom da je težina zida i tla iznad stope nezavisna veličina od aktivnog tlaka, potrebno je prema Euro kodu 7-1 izabrati nepovoljniju kombinaciju vertikalnog i horizontalnog opterećenja.

Horizontalna i vertikalna komponenta aktivnog tlaka su povezane pa „faktoriziranje“ jedne povlači i „faktoriziranje“ druge.

#### Kombinacija 1 (K1)

Sile  $E_{ah}$  i  $E_{av}$

$$E_{ah} = \frac{1}{2} (1.5q + 1.35\gamma_{f1o}h + 1.5q) h K_{ah}$$

$$E_{av} = E_{ah} \tan \delta$$

Proračunske sile  $V_d$  i  $H_d$  u točki  $A_2$

$$V_d = 1.0(G_t + G_z) + E_{av} \quad (\text{parcijalni koeficijenti su već u veličini } E_{av})$$

$$H_d = E_{ah} \quad (\text{parcijalni koeficijenti su već u veličini } E_{av})$$

Otpornost na klizanje

$$R_h = V_d \tan \delta_r$$

Provjera pouzdanosti za kombinaciju K1: ako je  $H_d \leq R_{av}$  temelj je pouzdan obzirom na promatrano granično stanje nosivosti, u suprotnom treba mijenjati dimenzije temelja zida.

#### Kombinacija 2 (K2)

Sile  $E_{ah}$  i  $E_{av}$

$$E_{ah} = \frac{1}{2} (1.3q + 1.0\gamma_{f1o}h + 1.3q) h K_{ah,r}$$

$$E_{av} = E_{ah} \tan \delta_r$$

**Primjer 5-1 (nastavak 4) Provjera pouzdanosti zasipanog potpornog zida L presjeka prema EN 1997-1:2004**

Proračunske sile  $V_d$  i  $H_d$  u točki  $A_2$   $V_d = 1.0(G_t + G_z) + E_{av}$  (parcijalni koeficijenti su već u veličini  $E_{av}$ )  
 $H_d = E_{ah}$  (parcijalni koeficijenti su već u veličini  $E_{av}$ )

Otpornost na klizanje  $R_h = V_d \tan \delta_t$

Provjera pouzdanosti za kombinaciju K2: ako je  $H_d \leq R_d$ , temelj je pouzdan obzirom na promatrano granično stanje nosivosti, u suprotnom treba mijenjati dimenzije temelja zida.

Napomena 4: u slučaju tla s kohezijom, koheziju treba zanemariti; u slučaju nedreniranog stanja treba računati samo s reduciranom površinom  $A'$  u proračunu  $R_h$ .

Napomena 4: Kombinacija K1 obično kritičnija, ali u slučaju nedoumice treba računati s obje kombinacije.  
Granično stanje STR/GEO – nosivost presjeka zida

Za razmatrani tip zida kritični presjeci konstrukcije, to jest oni s najvećim momentom savijanja su onaj u korijenu zida i u korijenu desnog konzolnog dijela temelja zida. Dok je za konzolni dio temelja zida relativno jasno određivanje momenta svijanja jer su poznata opterećenja (vertikalni pritisak stupca tla i reaktivno jednoliko podijeljeno opterećenje  $r$  na temeljnoj plohi), dotle je složenija situacija sa samim vertikalnim zidom. Bez složenog proračuna interakcije zida i tla, raspodjela pritiska na vertikalni dio zida ne može se pouzdano odrediti. Međutim, mogu se zaključiti nee granične veličine tih pritisa. Na vrhu zida, tlak je vjerojatno blizu aktivnog. Na dnu zida, gdje vlada trenje između tla i gornje plohe temelja, tlak je vjerojatno blizu vrijednosti tlaka mirovanja. Ovdje će se pretpostaviti da se prosječno za čitavu visinu vertikalne konzole tlak tla može izračunati kao srednja vrijednost aktivnog tlaka i tlaka mirovanja. Za vjerovati je da će takav proračun biti na strani sigurnosti (ukoliko je inženjer u dvojbi, mora se prikloniti konzervativnijem rješenju pa pretpostaviti da je po čitavoj visini tlak na zid jednak tlaku mirovanja.) Kako je za dimenzioniranje unutarnjih sila u presjecima konstrukcije obično mjerodavnija kombinacija 1 (K1) ovdje će se prikazati proračun samo za tu kombinaciju i to za mjesto korjena vertikalne konzole zida.

Horizontalna sila ( $E_{ah}$ )  $E_{ah} = \frac{1}{4} (1.5q + 1.35\gamma_{t10} (h - d) + 1.5q) (h - d) (K_{ah} + K_G)$

### Primjer 5-1 (nastavak 5) Provjera pouzdanosti zasipanog potpornog zida L presjeka prema EN 1997-1:2004

Proračunski moment savijanja u korijenu konzole zida

$$M_d = E_{ah} (\alpha_{Eh} - d)$$

Otpornost presjeka na savijanje

$R_d$  treba proračunati prema pravilima dimenzioniranja armirano-betonskih presjeka prema Eurokodu 2 (provjera debljine presjeka zida i izbor potrebne armature.)

Provjera pouzdanosti za kombinaciju K1: ako je  $M_d \leq R_d$ , temelj je pouzdan obzirom na promatrano granično stanje nosivosti, u suprotnom treba mijenjati dimenzije temelja zida.

#### Komentar

Ovdje je prikazan jedan vrlo jednostavan primjer radi jednostavnijeg oslikavanja primjene provjere pouzdanosti potporne konstrukcije prema Eurokodu 7. Primjer ne oslikava tipičan slučaj iz prakse u kojem bi se vjerojatno pojavili različita tla iza i ispod zida, podzemna voda, utjecaj zbijanje tla iza zida, složeniji oblik zida i možda dodatne proračunske situacije.

### Primjer 5-1 (nastavak 6) Provjera pouzdanosti zasipanog potpornog zida L presjeka prema EN 1997-1:2004

## Reference

- Clayton, C. R. I., Milititsky, J., Woods, R. I. (1993). *Earth Pressure and Earth-retaining Structures*. Blackie Academic & Professional, London.
- Gaba, A. R., Simpson, B., Powrie, W., Beadman, D. R. (2003). *Embedded retaining walls – guidance for economic design*. CIRIA C580, London.
- Gun, M. J., Clayton, C. R. I. (1992). Installation effects and their importance in the design of earth-retaining structures. *Geotechnique* 42, 137-141.
- Heyman, J. (1972). *Coulomb's Memoir on Statics. An Essay in the History of Civil Engineering*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Ingold, T. S. (1979). The effect of compaction on retaining walls. *Geotechnique* 29(3), 265-283.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *J. Soc. Hungarian Architects and Engineers* 78(22), 355-358 (na mađarskom).
- Kerisel, J., Absi, E. (1990). *Active and passive earth pressure tables*. AA. Balkema, Rotterdam.
- Powrie, W. (1997). *Soil mechanics – Concepts and applications*. E & FN Spon. London.
- Szavits-Nossan, A. (2007). *Uvod u mehaniku tla*. (rukopis predavanja). Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet.