

Duboko temeljenje i poboljšanje temeljnog tla

Roje-Bonacci, Tanja

Authored book / Autorska knjiga

Publication status / Verzija rada: **Published version / Objavljena verzija rada (izdavačev PDF)**

Publication year / Godina izdavanja: **2010**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:123:634488>

Download date / Datum preuzimanja: **2024-11-28**



Repository / Repozitorij:

[FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split](#)



UNIVERSITY OF SPLIT


DIGITALNI AKADEMSKI ARHIVI I REPOZITORIJI

TANJA ROJE-BONACCI

DUBOKO TEMELJENJE I POBOLJŠANJE TEMELJNOG TLA



SVEUČILIŠTE U SPLITU
GRAĐEVINSKO-ARHITEKTONSKI FAKULTET



UDŽBENICI SVEUČILIŠTA U SPLITU
MANUALIA UNIVERSITATIS STUDIORUM SPALATENSIS



TISKANJE OVOG UDŽBENIKA POTPOMOGLI SU:

CONEX-ST d.o.o, Split.

Dalkoning d.o.o, Split.

Geotehnika inženjering, Zagreb,

Hrvatske vode,

Keller Geotechnik d.o.o.,

Projektni biro, Split.

Tanja Roje-Bonacci

DUBOKO TEMELJENJE I POBOLJŠANJE TEMELJNOG TLA



SVEUČILIŠTE U SPLITU

GRAĐEVINSKO-ARHITEKTONSKI FAKULTET

SPLIT 2010.

NAKLADNIK:

Sveučilište u Splitu, Građevinsko-arhitektonski fakultet
ul. Matice hrvatske 15, 21000 SPLIT

UREDNIKA:

prof. dr. sc. Vesna Denić-Jukić

RECENZENTI:

Prof. dr. sc. Nenad Grubić, Sarajevo
Prof. dr. sc. Predrag Mišćević, Split
Prof. dr. sc. Sonja Zlatović, Zagreb

TEHNIČKO UREĐENJE, CRTEŽI I PRIJELOM TEKSTA:

Prof. dr. sc. Tanja Roje-Bonacci

Objavljivanje ovog udžbenika odobrio je Senat Sveučilišta u Splitu Odlukom br.:01-1-41/16-2-2010. od 01. ožujka 2010. godine

CIP - Katalogizacija u publikaciji
SVEUČILIŠNA KNJIŽNICA U SPLITU
UDK 624.15(075.8)

ROJE-Bonacci, Tanja
Duboko temeljenje i poboljšanje temeljnog tla /
Tanja Roje-Bonacci. - Split: Građevinsko-arhitektonski fakultet Sveučilišta, 2010. -
(Udžbenici Sveučilišta u Splitu = Manualia Universitatis studiorum Spalatensis)
Bibliografija. - Kazalo.
ISBN 978-953-6116-40-9
I. Temeljenje -- Udžbenik
130628006

Kopiranje ove knjige ili njenih dijelova u bilo kojem obliku i bilo kojim sredstvom nije dozvoljeno bez pismene dozvole nakladnika. Sva autorska prava su pridržana!

Tiskara: TIPOART, Smiljanićeva 2, 21000 Split

Tiskano u 500 primjeraka

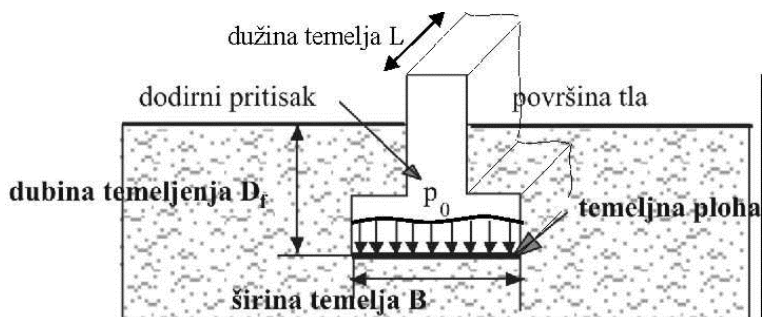
1	UVOD	1
2	OSNOVNE VRSTE TEMELJENJA	4
2.1	PLITKO TEMELJENJE	4
2.2	PRODUBLJENO TEMELJENJE	5
2.3	DUBOKO TEMELJENJE	5
2.3.1	<i>Podjela dubokih temelja</i>	<i>6</i>
2.4	HIBRIDNO TEMELJENJE	8
2.5	TEMELJENJE NA POBOLJŠANOM TLU	9
2.6	POSEBNE VRSTE TEMELJA	10
2.7	PODTEMELJNE GRAĐEVINE	11
3	ODABIR NAČINA I DUBINE TEMELJENJA	12
3.1	ODABIR PREMA ZAHTJEVIMA GRAĐEVINE	12
3.2	ODABIR PREMA KRITERIJU SLIJEGANJA.....	13
4	DUBOKO TEMELJENJE	14
4.1	PODJELA DUBOKIH TEMELJA PREMA STUPNJU RAZMICANJA OKOLNOG TLA	14
4.2	PRIJENOS USPRAVNIH SILA KOD DUBOKIH TEMELJA	17
4.2.1	<i>Nosivost na vrh – analitički pristup</i>	<i>19</i>
4.2.2	<i>Nosivost trenjem po plaštu</i>	<i>22</i>
5	PILOTI	34
5.1	OPĆENITO	34
5.2	PODJELA PILOTA PREMA NAČINU IZVOĐENJA.....	38
5.3	PODJELA PILOTA PREMA VRSTI GRADIVA	39
5.4	PRIJENOS USPRAVNIH SILA	40
5.4.1	<i>Negativno trenje</i>	<i>42</i>
5.5	PRORAČUN PILOTA	44
5.5.1	<i>Pilot opterećen uzdužnom silom</i>	<i>45</i>
5.5.2	<i>Pilot opterećen poprečnom silom</i>	<i>65</i>
5.6	SLIJEGANJE PILOTA	83
5.7	MODELSKA ISPITIVANJA	84
5.8	STATNAMIK TERENSKI POKUS.....	86
5.8.1	<i>Općenito</i>	<i>86</i>
5.8.2	<i>Teoretska podloga</i>	<i>87</i>
5.8.3	<i>Uređaji za izvođenje pokusa na terenu</i>	<i>89</i>
5.8.4	<i>Zaključak</i>	<i>97</i>
5.9	GRUPE PILOTA	98
5.9.1	<i>Opis grupe pilota.....</i>	<i>98</i>
5.9.2	<i>Proračun nosivosti grupe pilota</i>	<i>98</i>

5.9.3	<i>Djelovanje grupe pilota</i>	99
5.9.4	<i>Proračun slijeganja grupe pilota</i>	101
5.10	VRSTE I NAČINI IZVOĐENJA PILOTA	104
5.10.1	<i>Zabijeni piloti</i>	105
5.10.2	<i>Nabijeni piloti</i>	109
5.10.3	<i>Utisnuti piloti</i>	110
5.10.4	<i>Kopani piloti</i>	111
6	HIBRIDNO TEMELJENJE	119
6.1	OPĆENITO	119
6.2	SUSTAV I NJEGOVO DJELOVANJE	119
6.3	PRIMJER HIBRIDNOG TEMELJENJA	125
6.4	ZAKLJUČAK	126
7	DUBOKI MASIVNI TEMELJI	127
7.1	OPĆENITO	127
7.2	VRSTE I NAČIN IZVOĐENJA DUBOKIH MASIVNIH TEMELJA	130
7.2.1	<i>Kopani piloti velikog promjera</i>	130
7.2.2	<i>Bunari i kesoni</i>	132
7.2.3	<i>Sanduci</i>	139
8	VIŠENAMJENSKI ZAHVATI U TLU	150
8.1	OPĆENITO	150
8.2	MIKROPILOTI.....	151
8.2.1	<i>Svrha i djelovanje</i>	151
8.2.2	<i>Podjela mikropilota prema namjeni</i>	155
8.2.3	<i>Podjela mikropilota prema europskim propisima (EN 14199)</i>	158
8.2.4	<i>Podjela mikropilota prema tehnikama izvođenja</i>	161
8.2.5	<i>Primjeri raznih mogućnosti primjene mikropilota</i>	162
8.3	MLAZNO INJEKTIRANA TIJELA	164
8.3.1	<i>Općenito</i>	164
8.3.2	<i>Tehnike izvođenja</i>	164
8.3.3	<i>Svojstva gotovih stupnjaka i provjera kakvoće</i>	168
8.3.4	<i>Primjeri primjene mlaznoinjektiranih stupnjaka</i>	169
9	POBOLJŠANJE TEMELJNOG TLA	172
9.1	OPĆENITO	172
9.2	LIKVEFAKCIJA	173
9.3	ZAMJENA MATERIJALA.....	174
9.3.1	<i>Zamjena betonom ili produbljeno temeljenje</i>	174
9.3.2	<i>Zamjena nasipom tražene zbijenosti iznad razine podzemne vode...</i>	175
9.3.3	<i>Zamjena tla nasipom kod visoke razine podzemne vode</i>	181

9.4	STABILIZACIJA TLA DODACIMA	182
9.4.1	<i>Općenito</i>	182
9.4.2	<i>Stabilizacija plitkih slojeva tla dodacima</i>	183
9.4.3	<i>Stabilizacija dubokih slojeva tla</i>	184
9.5	DUBINSKO ZBIJANJE TLA	187
9.5.1	<i>Dinamička stabilizacija tla s površine</i>	187
9.5.2	<i>Dinamička stabilizacija vibriranjem ispod površine i vibroflotacija</i>	191
9.5.3	<i>Zbijanje i zamjena tla miniranjem</i>	198
9.6	UPRAVLJANJE PROCESOM KONSOLIDACIJE	202
9.6.1	<i>Općenito</i>	202
9.6.2	<i>Predopterećenje</i>	202
9.6.3	<i>Uspravna drenaža – radijalna konsolidacija</i>	204
9.6.4	<i>Izvedba drenova</i>	209
9.6.5	<i>Uspravna drenaža s vakuumom</i>	212
9.7	ŠLJUNČANI STUPOVI (PILOTI)	215
9.7.1	<i>Općenito</i>	215
9.7.2	<i>Tehnologije izvođenja</i>	215
9.8	SLOŽENE TEHNIKE POBOLJŠANJA	219
10	POSEBNE VRSTE TEMELJA	221
10.1	OPĆENITO	221
10.2	NADOKNADNI TEMELJI	221
10.3	PLIVAJUĆI TEMELJI	224
10.4	VLAČNI TEMELJI	225
10.4.1	<i>Općenito</i>	225
10.4.2	<i>Plitki vlačni temelji</i>	225
10.4.3	<i>Duboki vlačni temelji</i>	230
11	PODTEMELJNE GRAĐEVINE	231
	LITERATURA	233
	KAZALO POJMOVA	242

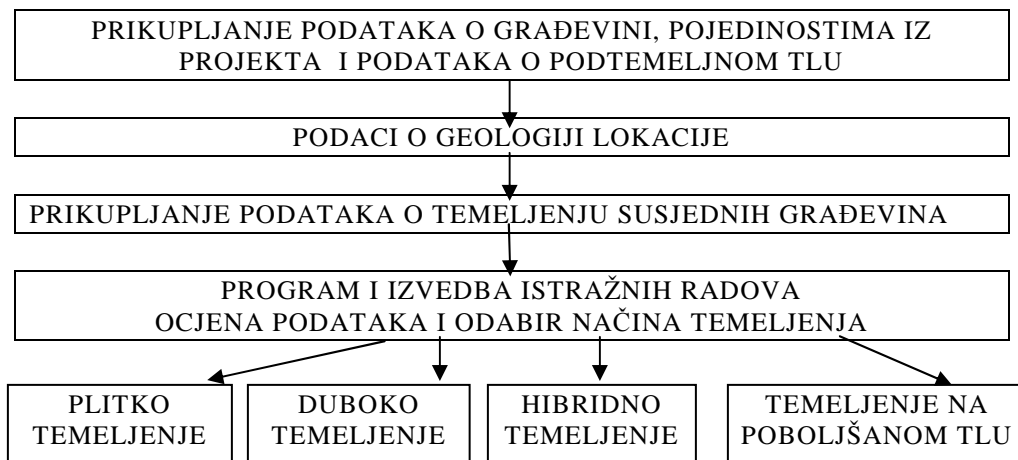
1 UVOD

TEMELJ je dio građevine kojim se opterećenja iz KONTROLIRANOG nadzemnog dijela prenose u PRIRODNU sredinu, tlo, na način da građevina bude upotrebljiva i stabilna. TEMELJ je sastavni dio svake građevine, a oblik temelja i dubina temeljenja ovise o vrsti građevine i osobinama tla ispod nje. Temelj nikad nije sam sebi svrha. Na slici 1.1 prikazani su osnovni pojmovi vezani uz temelj.



Slika 1.1 Osnovni pojmovi kod temelja

Izbor načina temeljenja može se prikazati dijagramom toka, kao na slici 1.2. Način temeljenja ovisan je o nizu čimbenika koje je potrebno utvrditi prije projektiranja temelja. U protivnom temeljenje može biti ograničavajući čimbenik u ostvarenju projektirane građevine kako tehnički tako pogotovo ekonomski. Iz tog razloga potrebno je vrlo pažljivo pristupiti radnjama opisanim na slici 1.2.



Slika 1.2 Postupak projektiranja temeljenja (Collin, 2002. i Reese i dr. 2006.)

Collin daje izbor između tri mogućnosti. Njegov prijedlog moguće je i proširiti. Tako Reese i drugi (2006.) uvodi pojam HIBRIDNOG TEMELJENJA. Radi se o kombinaciji pilota i ploča poznatoj pod nazivom „piled raft“ za potrebe temeljenja

izrazito visokih zgrada. Metoda nije nova, (Hooper 1979.; El-Mossallamy1996.), ali joj je tek Reese dao ovakav naziv.

Za odabir vrste i načina temeljenja, osim u najjednostavnijim slučajevima plitkog temeljenja, često je presudan izvođač i oprema s kojom isti raspolaže. Nerijetko izvođači, za vlastitu tehnologiju, nude i vlastite projekte. Kako se tehnologija i dalje razvija tako se temeljenju pružaju sve veće mogućnosti projektiranja i izvođenja.

U posljednjih dvadesetak godina pojavilo se niz novih tehnologija u području dubokog temeljenja. To se posebno odnosi na tehnologije izrade stupnjaka – pilota. Tu se može ukazati na tehniku svrdlanih (CFA) pilota, tehniku miješanja na licu mjesta (Mixed in place, MIP), mlaznog injektiranja, razne vrste mikropilota, i razne vrste nabijenih, šljunčanih stupova sa ili bez dodatka veziva i armatura.

Nove tehnologije izbrisale su oštru granicu između nosivih, čvrstih tijela, pilota, uglavnom armiranih i poboljšanja temeljnog tla mikropilotima, šljunčanim stupovima i mlazno injektiranim pilotima. U tom smislu upozorava se čitatelj da je na geotehničaru vrlo ozbiljna odluka kako će tretirati neku od mjera poboljšanja tla. Dok je kod pilota djelovanje jasno, kod nekih od novih tehnologija učinci se miješaju pa nije sasvim jasno što su piloti, a što poboljšanje tla.

Tehnika mlaznog injektiranja razvila se iz injektiranja za potrebe brtvljenja pri izgradnji velikih brana. Izgradnja velikih brana u Europi i SAD-u je danas gotovo zaboravljena, ali je tehnologija injektiranja ostala, napredovala i preobrazila se u vrlo korisnu tehnologiju za izvedbu između ostalog i dubokih temelja. To naravno ne isključuje klasične izvedbe pilota, ali bitno širi mogućnost njihove primjene.

Tehnika izrade mikropilota razvila se iz potrebe izvedbe pilota na mjestima gdje je teško doprijeti u tlo glomaznim strojevima, kao na pr. kod sanacije starih temelja kada je potrebno raditi u niskim podrumima. Osim te primjene mikropiloti su u upotrebi kao mjera poboljšanja temeljnog tla. Nose razne nazive i izvode se na razne načine i od različitih materijala, ali se sve svodi na isto, tj. na stupove malih promjera izvedene na licu mjesta ili zabijene u tlo. Tehnologije su vrlo različite. Betonski mikropiloti mogu imati armaturu u središtu poprečnog presjeka. Armatura je obavijena malterom metodom injektiranja. Sve ostalo su varijante.

Tehnika izvedbe poboljšanja tla, koju u svom dijagramu odlučivanja spominje Collin (2002.), sastoji se od niza različitih zahvata. Neki od zahvata su poznati

odavno, dok neki spadaju u najnovija dostignuća graditeljske tehnologije. Poboljšanje temeljnog tla može se podijeliti u dvije osnovne skupine:

- poboljšanje svojstava površinskih i plitkih slojeva tla;
- poboljšanje svojstava tla koja dosežu veće dubine.

Osnovni smisao poboljšanja temeljnog tla je da se poveća njegova gustoća i da se omogući što brže smanjenje pornog nadpritiska, koji se pojavljuje pri nanošenju dodatnog opterećenja na zasićena tla male propusnosti. Pri tom se poboljšavaju ukupna fizičko –mehanička svojstva tla.

Ovaj drugi učinak vezan je s ubrzanjem procesa konsolidacije koji se u takvim tlima javlja, a koji izaziva dugotrajni vremenski tok slijeganja.

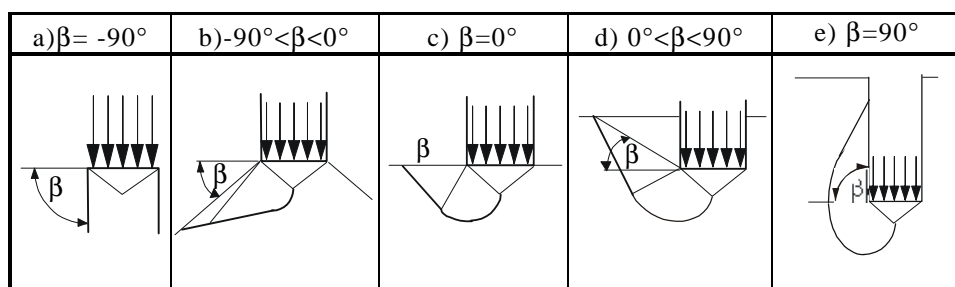
Učinak se može postići izvedbom šljunčanih stupova, izvedenih različitim tehnologijama, ali u suštini istog smisla; povećanja gustoće temeljnog tla i ubrzanja procesa konsolidacije učinkom radijalnog dreniranja. Za poboljšanje svojstava na velikim površinama u plitkim slojevima može se upotrijebiti dinamička stabilizacija, nabijanje površine tla teškim utegom koji sustavno slobodno pada kao i dubinsko vibriranje tla. U poboljšanje svojstava plitkih slojeva spada i zamjena površinskih slojeva tla uz upotrebu geotekstila, koji tlu dodaje vlačnu čvrstoću i omogućuje odvajanja slojeva razne krupnoće bez potrebe izvedbe filterškog sloja. Tu također spadaju razne tehnike zamjene temeljnog tla mješavinom tla i veziva. I posljednje, ali ne i konačno, tu spadaju različite tehnike izvedbe mikropilota, mlazno injektiranih stupnjaka i slični zahvati u tlu ispod temelja.

2 OSNOVNE VRSTE TEMELJENJA

Klasifikacija temeljenja po vrstama naizgled je jednostavna. Razni autori priklanjaju se raznim podjelama prema vlastitom iskustvu i nahođenju. U ovom radu prikazat će ih se nekoliko, s tim da je detaljna podjela prijedlog autora, kao rezultat dugogodišnjeg iskustva.

Jednu od podjela dao je Meyerhof (1951.) na način prikazan na slici 2.1. To je teoretska podjela po odnosu tla izvan temelja i položaja temeljne plohe. Da bi zadatak mogao riješiti, Meyerhof je morao odabrati geometriju koja će poslužiti za određivanje potrebnih jednadžbi ravnoteže.

Osim toga za potrebe numeričkog rješenja potrebno je zasebno razmatrati temelje kružnog poprečnog presjeka i kvadratnog poprečnog presjeka, uz uvjet hrapave dodirne površine temelj-tlo. Pretpostavka je da nije moguće da površina na dodiru temelj – tlo bude savršeno glatka.



Slika 2.1 Pet različitih mogućnosti položaja temelja u odnosu na okolno tlo

Rješenja Meyerhof daje u obliku familije krivulja za kružni i kvadratni poprečni presjek, za kutove β od -90° do $+90^\circ$ i različite kutove unutarnjeg trenja ϕ . Ovime je obuhvatio temeljenje na uspravnom rubu, na kosini, na površini terena, plitko temeljenje, produbljeno temeljenje i duboko temeljenje.

2.1 PLITKO TEMELJENJE

Plitko temeljenje podrazumijeva temeljenje na temeljima samcima, trakama, roštiljima, pločama i elastičnim nosačima. Ovi temelji opterećenje u tlo prenose dodirnom plohom temelj – tlo, za razliku od dubokih koji prenose opterećenje i trenjem po plaštu.

Dubina temeljenja mora zadovoljiti uvjete nosivosti i slijeganja za građevinu kojoj je temelj namijenjen. Pri tom mora biti zadovoljen zahtjev da temelj bude ispod granice smrzavanja za određenu klimatsku zonu (s izuzetkom permafrosta).

2.2 PRODUBLJENO TEMELJENJE

To je svako ono temeljenje koje je dublje od plitkog, tj. temeljna stopa se nalazi dublje od najmanje potrebne dubine, a da zadovolji uvjete dozvoljenog slijeganja i potrebne nosivosti. Po drugoj definiciji pod produbljenim se temeljima smatraju oni temelji čija je temeljna ploha na dubini za koju vrijedi da je $D_f > B$.

Produbljeno temeljenje se može izvesti s razloga da se izbjegne temeljenje na lošijim, površinskim slojevima tla u istovrsnom materijalu ili da se prođe kroz jedan geološki sloj na pr. kvartarni, i dohvati čvrsta stijenska podloga, dobro zbijeni slojevi šljunka i slično.

Produbljeno temeljenje ne podrazumijeva nikakve dodatne zahvate u zaštiti građevne jame niti izvedbu bilo kakvih zamjena i poboljšanja tla ispod temeljne plohe. Tim pretpostavkama je određena i moguća dubina izvedbe produbljenog temeljenja.

2.3 DUBOKO TEMELJENJE

Duboko temeljenje je svako ono temeljenje pri kojem je dubina temeljena $D_f > 4B$, gdje je B širina temeljne stope, ispod najniže kote građevine koju temelj nosi, a uspravno se opterećenje na tlo, osim preko dodirnog pritiska temeljne plohe, prenosi barem dijelom i trenjem po plaštu tijela ugrađenog u tlo.

Iznimku čine oni piloti, koji opterećenje predaju izravno na čvrstu stijensku podlogu, pa se ne može ostvariti pomak i neki masivni temelji izvedeni tehnologijom bunara, kod kojih se ne može ostvariti trenje po plaštu.

Duboko temeljenje primjenjuje se kod složenijih građevinskih zahvata, kada temeljno tlo, na dohvatljivoj dubini koja odgovara plitkom ili produbljenom temeljenju, nema svojstva koja mogu zadovoljiti traženu kakvoću s obzirom na slijeganja i /ili nosivost. Duboko temeljenje primijeniti će se i kod temeljenja u dubokoj vodi u kombinaciji sa složenim geotehničkim zahvatima. Upravo je temeljenje u dubokoj vodi uzrokovalo razvoj tehnologija koje danas omogućuju radove svrstane pod naziv duboko temeljenje.

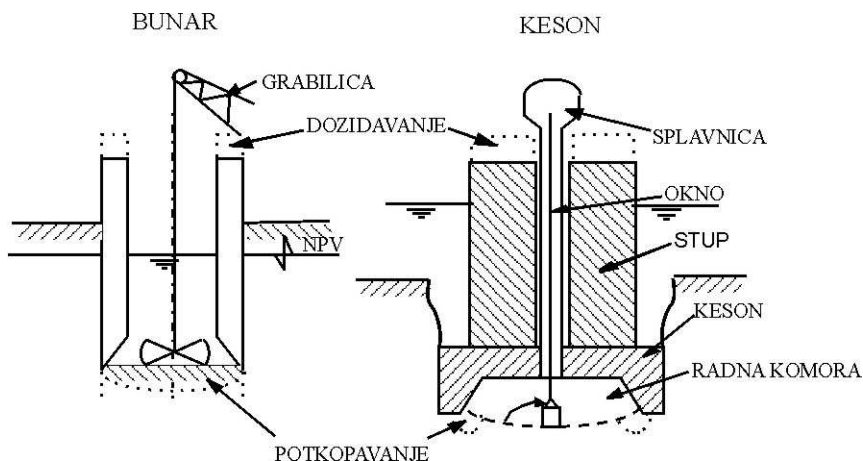
Duboko temeljenje velikim je dijelom izvodljivo zahvaljujući naglom razvoju tehnologije. Duboki temelji se mogu podijeliti na podskupine ovisno o obliku temelja i prijenosu sila u tlo.

2.3.1 Podjela dubokih temelja

Novo tehnologije uvjetovale su pojavu novih vrsta dubokih temelja. Nastavno je klasična podjela dubokih temelja dopunjena s mogućnošću korištenja nove tehnologije.

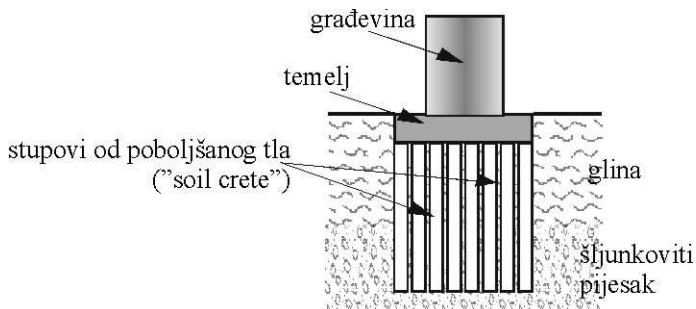
Osnovni oblici dubokih temelja mogu se prikazati kako slijedi:

- **duboki masivni**; pojedinačni temelji velikih tlocrtnih dimenzija (kesoni, bunari i sanduci), građevine koje s temeljem čine jedinstvenu cjelinu, kao na primjer priobalne građevine.



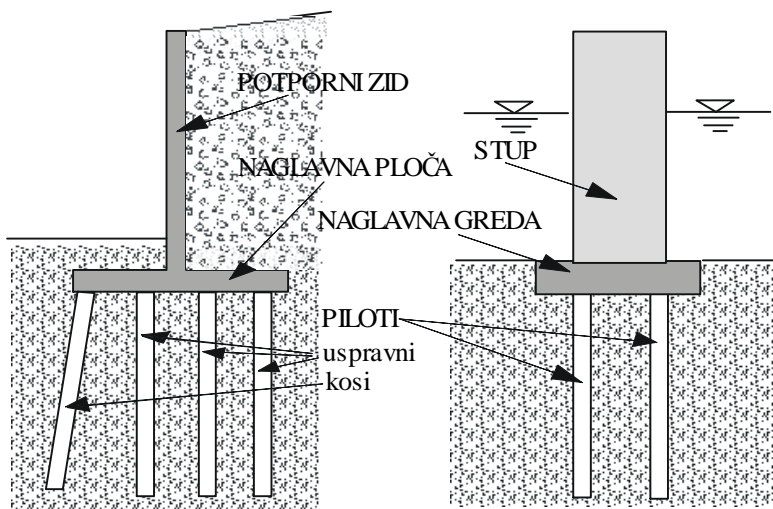
Slika 2.2 Duboki masivni temelji izvedeni iskopom (primjer bunara i kesona)

- **duboki masivni temelji** –prelazni tip ka pilotima, izvedeni nekom od metoda poboljšanja tla. Metoda omogućava izvedbu ojačanog masivnog bloka ispod površine koju je potrebno temeljiti. Nosivost ovakvog bloka računa se kao nosivost dubokog masivnog temelja koji nosi na trenje po plaštu i na temeljenju plohu. Ako su ojačana tijela dovoljno daleko, pretvaraju se u grupu pilota ili u niz pojedinačnih pilota.



Slika 2.3 Duboki masivni temelj od poboljšanog tla (raznih tehnologija izvedbe)

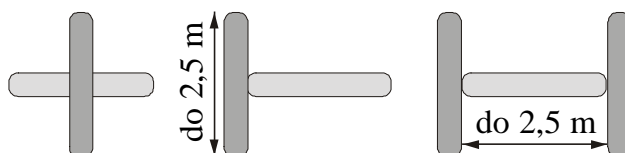
- **piloti i/ili raščlanjeni duboki temelji;** koji mogu opterećenje prenositi po principu jedan pilot jedan stup (pilon) ili mogu biti s naglavnom konstrukcijom spojeni u grupe koje prenose opterećenje s građevine preko naglavne konstrukcije na pilote pa u tlo.



Slika 2.4 Duboki, raščlanjeni temelji-piloti (primjer)

- **piloti izvedeni od elemenata dijafragmi;** ovisi o tlocrtnom obliku i rasporedu panela da li će se tretirati kao piloti izduženog tlocrta ili kao duboki masivni temelj.

Na slici 2.5 prikazani su mogući tlocrtni oblici ovakvih dubokih temelja.



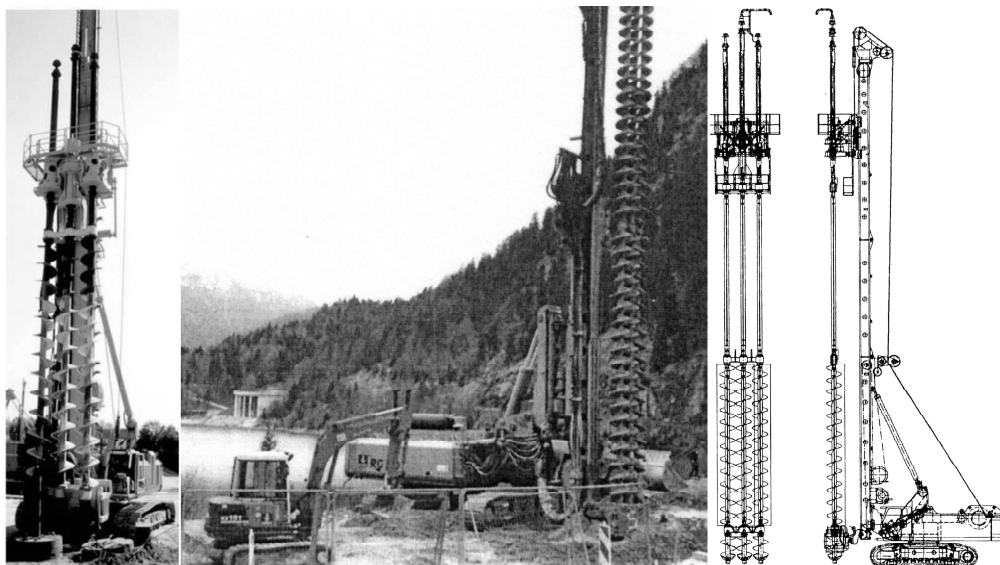
Slika 2.5 Tlocrtni oblici dubokih temelja izvedenih od panela tehnologijom dijafragmi i/ili mixed in place (MIP) tehnologijom

Ovo su samo osnovni primjeri iako nisu svi.

Teško je povući oštru crtu između dubokog temeljenja i poboljšanja temeljnog tla. Tehnologije miješanja tla i veziva, kao i tehnologija mlaznog injektiranja mogu biti duboki temelji ali i vrsta poboljšanja tla. Većina ovih tehnologija omogućava stvaranje uspravnih tijela boljih svojstava od okoline, u tlu. I ovdje ovisi o obliku podzemnog tijela, koji će se računski postupak primijeniti na ovakav tip dubokog temeljenja.

Šljunčani, nabijeni piloti uglavnom služe za poboljšanje temeljnog tla ali uz dodatak cementnog veziva mogu postati nearmirani, nabijeni piloti. Mikropiloti su prvenstveno služili za poboljšanje svojstava tla, ali mogu služiti u obje svrhe. Pitanje je koncepta rješenja i proračunskog postupka odgovarajućeg za predviđeni zahvat. Nove tehnologije proširile su mogućnost primjene istih tehnologija izvedbe za različite geotehničke zahvate jer se isti tipovi tijela izvedenih u tlu koriste i u druge svrhe, na primjer za zaštitu građevnih jama.

Iz tih razloga je gornju podjelu dubokih temelja potrebno shvatiti veoma uvjetno. Na geotehničaru je da procijeni o kakvom se zahvatu radi i da ga proračuna i dimenzionira tako da građevina, koju nosi, bude sigurna i stabilna, bez obzira na to kako zahvat u tlu nazvali.

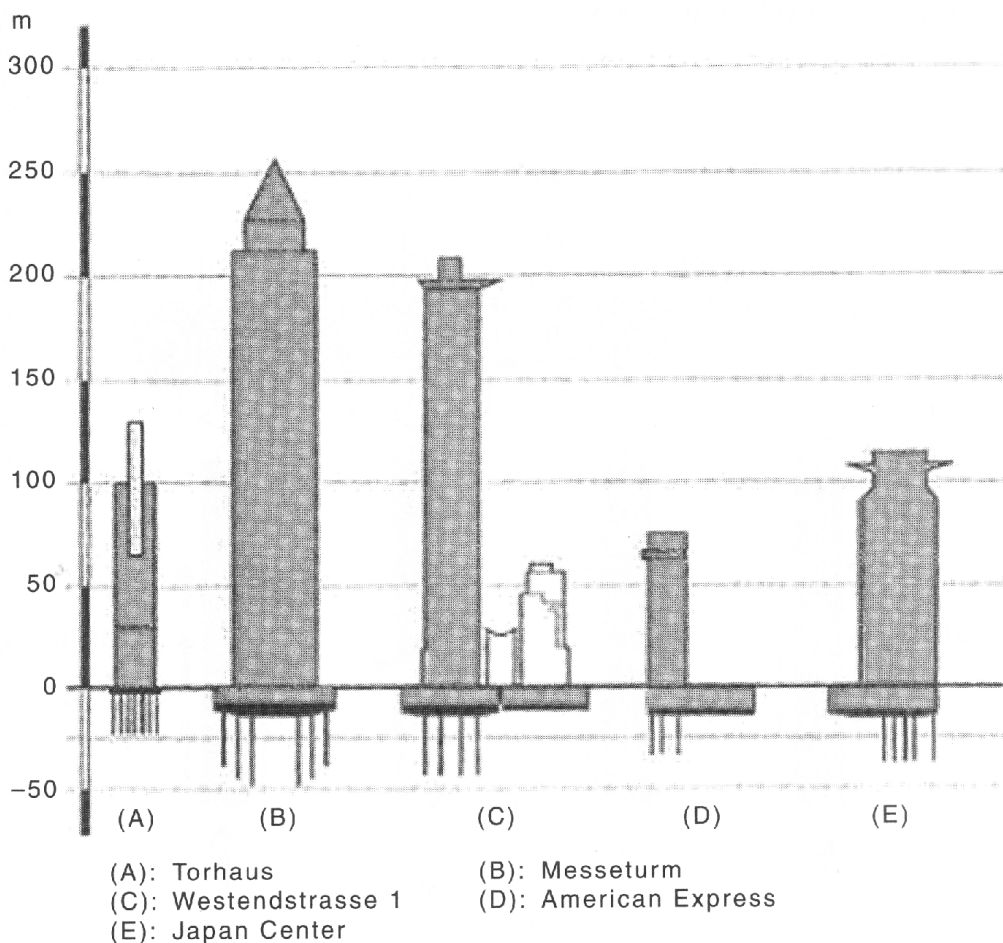


Slika 2.6 Uređaj za "Mixed in place" (MIP) izvedbu panela u tlu (Bauer, 2004. WEB 1)

2.4 HIBRIDNO TEMELJENJE

To je vrsta temeljenja u kojem opterećenja od građevine u tlo prenosi ploča potpomognuta pilotima. Ovaj način temeljenja pod nazivom „piled raft“ poznat je od početka 80-tih godina prošlog stoljeća pod navedenim imenom (Hooper 1979.). Izuzetno visoke i teške građevine pokazale su potrebu za sve složenijim temeljenjem te je navedeni autor dao pregled svojstava ovakvog načina temeljenja u britanskom CIRIAreport (Hooper, 1979.)

Naziv hibridno temeljenje ovaj je način temeljenja dobio naknadno u radovima El-Mossallamy i Franke, 1997. i kasnije. Reese (2006.) daje za primjer temeljenja nebodera sa slike 2.7.



Slika 2.7 Neboderi u Frankfurtu n/M, na hibridnim temeljima (Reese i dr, 2006., prema El-Mossallamy i Franke, 1997)

2.5 TEMELJENJE NA POBOLJŠANOM TLU

Ovdje spadaju svi zahvati u tlu ispod temelja, koji rezultiraju izvedbom plitkog temelja po definiciji iz stavka 2.1, ali ne preuzimaju ulogu temelja. Drugim riječima ovdje spadaju najrazličitiji zahvati za poboljšanje temeljnog tla u smislu njegovih svojstava prvenstveno stišljivosti, a naravno i nosivosti.

Prema današnjem stanju tehnologije to su:

- zamjena materijala sa zbijanjem, sa ili bez upotrebe geotekstila;
- stabilizacija tla raznim vezivima;
- dinamičko zbijanje tla s površine;
- dubinsko vibriranje tla;

- ubrzavanje procesa konsolidacija uspravnim drenovima;
- povećanje gustoće tla ugradnjom šljunčanih pilota;
- poboljšanje svojstava tla ugradnjom šljunčanih pilota uz vibriranje;
- poboljšanje svojstava tla mlaznim injektiranjem;
- poboljšanje svojstava tla sustavom mikropilota;
- i drugo.

2.6 POSEBNE VRSTE TEMELJA

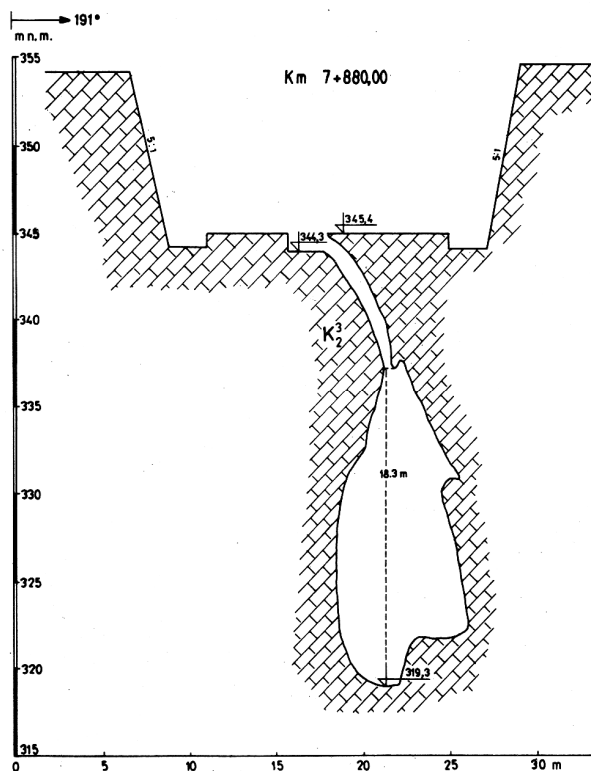
Posebne vrste temelja, kod kojih namjena građevine zahtijeva određenu dubinu, mogu zadirati duboko ispod razine podzemne vode. Tada na njih ima učinak uzgon, koji se ne može zanemariti. To također mogu biti građevine koje se jednim svojim dijelom nalaze potopljene u vodu (suhi dokovi, brodske prevodnice, crpne stanice). Takve građevine zahtijevaju posebne zahvate osiguranja protiv negativnog učinka uzgona.

Osim uzgona na temelje ponekad djeluju dovoljno velike vlačne sile, koje zahtijevaju posebne zahvate za njihovo savladavanje. To također zahtijeva posebne zahvate kod temeljenja. U toj grupi prema odnosu pritisaka na temeljnu plohu i težine građevine može se izvršiti podjela na:

- **zamjenjujuće temelji;** dimenzionirani tako da je u toku korištenja građevine dodirni pritisak temelj-tlo približno jednak nuli. To su krute, sandučaste konstrukcije, ukopane u tlo do potrebne dubine. Ovakvi temelji proračunski (teoretski) ne izazivaju dodatna slijeganja.
- **plivajući temelji;** kod kojih je uzgon u toku korištenja građevine veći od njene korisne težine. Takve je temelje potrebno dodatno povezati s tlom da ne dođe do isplivavanja građevine. Pri tom se mogu koristiti vlačni piloti, geotehnička sidra i neka druga tehnološka rješenja.
- **vlačni temelji,** koji moraju preuzeti vlačne sile da bi građevine bila stabilna i sigurna. Mogu biti gravitacioni, kad vlačne sile preuzimaju vlastitom težinom, vlačni piloti, geotehnička sidra i slično.

2.7 PODTEMELJNE GRAĐEVINE

Ove se građevine javljaju u područjima pojave mogućih proloma tla ili pojave kaverni i pukotina velikih dimenzija. To su građevine koje moraju preuzeti opterećenje s površine i pri tom premostiti dio prostora na koji nije moguće osloniti temelje. Svaka ovakva građevina je sasvim posebna i neponovljiva. Na geotehničaru je da potraži optimalno rješenje za svaki pojedini slučaj.



Slika 2.8 Kaverna ispod brze ceste Splin –Klis na mjestu umjetnog tunela Klis –Grlo (Roje-Bonacci i dr. 1993.)

Kaverna sa slike otkrivena je slučajno, prilikom miniranja za temelj srednjeg stupa umjetnog tunela Klis-Grlo. Iskop je izveden u površinskoj zoni krša koja je intenzivno okršena i puna kaverni i pukotina, praznih i/ili ispunjenih glinom crvenicom. Ovakve pojave su vrlo opasne ako ostanu neotkrivene. Dio temelja za srednji stup umjetnog tunela i dio ceste na kojem je otkrivena kaverna premošten je odgovarajućom AB pločom.

3 ODABIR NAČINA I DUBINE TEMELJENJA

Najmanja dubina temeljenja određena je propisima. Mora zadovoljiti uvjet da temeljna ploha bude ispod dubine smrzavanja. Za Hrvatsku je to 0,8 m ispod površine terena.

U klimatskim predjelima koji su dugotrajno pod utjecajem vrlo niskih temperatura vrijede sasvim drugi uvjeti za temeljenje. Čitatelja se upućuje na literaturu (Phukan, 1991.)

3.1 ODABIR PREMA ZAHTJEVIMA GRAĐEVINE

Ovaj odabir prvenstveno se oslanja na potrebe građevine, ne vodi računa o osobinama temeljnog tla. Odabir je prikazan u tabeli 3.1.

Tabela 3.1 Tipična građevina i njeni temelji

GRAĐEVINA	SVRHA	NOSIVI SKLOP	TEMELJ
ZGRADA	Omeđuje i zatvara prostor	zidovi, stupovi, ploče, grede	samac, traka, ploča
MOST VIJADUKT	Savladava veće raspone u prostoru	grede, ploče, okviri, rešetke, lukovi, stupovi, piloni, zatege	samci, ploče, vlačni temelji
POTPORN GRAĐEVINA	Savladava visinske razlike u terenu	masivni zid, ploče	trake, sidra
BRANE	Savladava denivelaciju vode	masivni zid, ljuska, nasip	trake, ploče
DIMNJACI, STUPOVI, PILONI, TORNJEVI	Dosizanje velikih visina (antenski, dalekovodni, žičare)	masivne, vitke konstrukcije, rešetke	samci, ploče, vlačni temelji
REZERVOARI, SILOSI	Skladištenje rasutih tereta, tekućina i plinova	kugle, valjci, sačaste čelije	ploče, trake, roštilji
STAZE DIZALICA	Kretanje na šinama (nema diferencijalnog slijeganja)	zidovi, grede na više ležajeva na stupovima, kao podloga šinama	kontinuirani, kruti nosači; nosač na el. podlozi
PODOVI (prostori s teškim vozilima i sl)	Oslanjanje i prevoz teških tereta	ploče	ploče na elastičnoj podlozi
AERODROMSKE PISTE	slijetanje i uzlijetanje zrakoplova	kolnička konstrukcija posebnih zahtjeva	plošni elastični nosač na el. podlozi
KOLNICI	podloga za vozila na (gumenim) kotačima	kolnička konstrukcija	plošni elastični nosač na el. podlozi
KOLOSJECI	šinska vozila	šine na pragovima	linijski elastični nosač na el. podlozi

Općenito gledajući, pobrojane su građevine po namjeni, a ne po vrsti nosive konstrukcije. Odabir pokazuje da u građevinarstvu i nema tako velike raznolikosti u vrsti građevina, koliko bi se moglo očekivati. U tabeli su pobrojane isključivo vrste plitkog temeljenja, jer je građevina povezana isključivo s potrebnom vrste temelja, ali ne i s potrebnom veličinom nosivosti i slijeganja.

3.2 ODABIR PREMA KRITERIJU SLIJEGANJA

Vrstu temelja potrebno je prilagoditi vrsti tla te vrsti i namjeni građevine. Vrsta i namjena građevine uvjetuju veličinu ukupnih i diferencijalnih slijeganja. Vrste temelja, ovisno o kakvoći temeljnog tla i vrsti nosive konstrukcije, mogu se podijeliti na način prikazan u tabeli 3.2.

Tabela 3.2 Odabir načina temeljenja prema zahtjevima GRAĐEVINE i svojstvima tla

a) malo stišljiva tla, male deformacije;

NOSIVA KONSTRUKCIJA	VRSTA TEMELJA
građevine na stupovima, rešetke i sl.	temelji samci
građevine sa zidovima, ljsuke i sl.	temeljne trake

b) jače stišljiva, nehomogena tla, veće deformacije;

NOSIVA KONSTRUKCIJA	VRSTA TEMELJA
građevine na stupovima, rešetke i sl.	temeljni nosači temeljni roštilji
građevine s nosivim zidovima, ljsuke	temeljni roštilji temeljne ploče
zidovi i stupovi, ljsuke, sanduci	temeljni roštilji temeljne ploče

c) slabo nosiva i jako stišljiva tla;

NOSIVA KONSTRUKCIJA	VRSTA TEMELJA
sve vrste građevina osim nasipa	duboko temeljenje hibridno temeljenje
sve vrste građevina i nasipi	temeljenje na poboljšanom tlu

d) temeljenje na tlu različitih osobina;

NOSIVA KONSTRUKCIJA	VRSTA TEMELJA
sve vrste građevina osim nasipa	podtemeljne građevine

4 DUBOKO TEMELJENJE

Prvi tip dubokih temelja bili su **piloti (šipovi)**, na kojima su ljudi još u davna vremena temeljili nastambe, sojenice, u močvarama i plitkim vodama, da bi se na taj način osigurali od napada neprijatelja. Taj tip dubokog temeljenja je samo sličan današnjem tipu dubokih temeljenja na pilotima, jer je dubina zabijanja tih davnih drvenih pilota reda veličine današnjeg poimanja produbljenog temeljenja. Postoji podatak za Veneciju da su piloti dugi 2-5 m promjera $\varnothing=20\text{cm}$, zabijani ručnim nabijačima s privremene skele. Na sličan način temeljeni su u povijesti mnogi europski gradovi.

Razvitkom tehnologije, naročito pojavom parnog stroja, pojavili su se prvi građevinski strojevi na parni pogon. Oni su omogućili nagli razvoj dubokog temeljenja. Nabijači ili makare na parni pogon mogle su zabiti duže i deblje pilote. Industrija čelika uvjetovala je pojavu čeličnih cijevi, koje su ključne u mnogim tehnologijama dubokog temeljenja ili kao elementi temelja ili kao dijelovi strojeva za izvedbu dubokih temelja. Osim cijevi pojavljuju se različiti čelični profili koji se koriste pri izradi dubokih temelja. Pojavio se kompresor na parni pogon i omogućio izvedbu kesona kao tipa masivnog dubokog temelja na principu ronilačkog zvona.

Kraj 19. i početak 20. stoljeća izvršili su revolucionarne promjene u tehnološkim mogućnostima koje ni danas nisu završile.

U ovom poglavlju razmotriti će se duboko temeljenje na današnjoj razini upotrebe.

4.1 PODJELA DUBOKIH TEMELJA PREMA STUPNJU RAZMICANJA OKOLNOG TLA

Uz sva teoretska razmatranja i podatke koji se mogu naći u literaturi, vrlo je nesigurna procjena nosivosti dubokih temelja. Teško je dobiti stvarne vrijednosti parametara čvrstoće na smicanje koji su za proračune potrebni, a još je nesigurniji podatak o vodoravnim pritiscima pomoću kojih se računa nosivost po plaštu. Stoga su Ng i ostali (2004.), na temelju analize literature (GEO, 96) i vlastitih iskustava predložili podjelu prema veličini razmicanja okolnog tla prilikom izvedbe dubokih temelja. Oni su dali naglasak na pilote ali je njihovu podjelu moguće poopćiti na sve duboke temelje. Poznato je da je trenje po plaštu ovisno o koeficijentu bočnog tlaka K_s koji varira od K_A (koeficijent aktivnog pritiska) do K_P (koeficijent pasivnog otpora) preko K_0 (koeficijent tlaka mirovanja), ovisno o tome koliko je tlo razmaknuto prilikom izvedbe dubokih temelja.

Tu činjenicu koristi Ng i ostali (2004.) te dijeli duboke temelje (u konkretnom slučaju pilote) na slijedeći način:

- **duboki temelji, piloti koji jako razmiču tlo**, svi piloti koji se zabijaju ili nabijaju u tlo, a sami imaju značajnu zapreminu; drveni i armirano betonski predgotovljeni piloti promjera 250 do 450 mm, dužine do 20 m; prednapregnuti armiranobetonski piloti promjera 400 do 600 mm, čelične i betonske cijevi zatvorene na vrhu,

nabijeni piloti, betonirani u nabijenoj zatvorenoj cijevi na licu mjesta, promjera do 600 mm;

- **duboki temelji, piloti koji malo razmiču tlo**, valjani čelični profili kao na pr. H–profili, cijevi s otvorenim vrhom i slični profili male vlastite zapremine, koji u tlu zahtijevaju malo prostora i
- **duboki temelji i piloti koji ne mijenjaju gustoću okolnog tla**, koji se izvode iskopom tla sa ili bez zaštite iskopa i zatim ugradnjom drugog gradiva, najčešće betona, u izvedeni iskop. U ovu grupu spadaju svi kopani i bušeni piloti, elementi dijafragme koji se koriste s obzirom na način prenošenja opterećenja kao piloti i slični elementi. Tu se također mogu ubrojiti neki duboki temelji tipa bunara i kesona.

U ovu podjelu autori nisu uključili tehnologije mlaznog injektiranja i mixed in place tehnologije, ali bi se one mogle svrstati u grupu temelja koji lokalno razmiču okolno tlo, ali ga ukupno ne razmiču bitno.

Prednosti i mane ovih pilota i dubokih temelja dane su u tabeli 4.1.

Tabela 4.1 Prednosti i mane pilota prema stupnju razmicanja okolnog tla (Ng i dr. 2004.)

a) bez iskopa tla, jako razmicanje tla

prednosti	mane
a) gradivo provjerene kakvoće	a) mogu se oštetiti prilikom ugradnje
b) prilagodljiva dužina čeličnih i utisnutih pilota	b) nema mogućnosti provjere kojom bi se potvrdili uvjeti u tlu dobiveni iz podataka istražnih radova
c) ugradnja neovisna o razini podzemne vode	c) pomaci tla mogu uzrokovati pomake ili oštetiti već ugrađene pilote, podzemne instalacije i druge građevine
d) nema odlaganja tla	d) izvedba je vrlo bučna
e) podaci o zabijanju mogu se usporediti s podacima penetracija	e) vibracije mogu izazvati nepoželjne učinke na okolinu
f) nekoherentno tlo se zbija čime se poboljšava nosivost i krutost	f) ne mogu se izvoditi u visinski ograničenom prostoru
g) pogodni su za nastavljanje stupova za gornju građevinu	g) mogu prouzročiti povećane porne pritiske i naknadno negativno trenje
h) relativno su jeftini	h) dužina predgotovljenih pilota mora se prilagoditi mogućnostima prijevoza i prilikama na mjestu ugradnje
	i) teški strojevi zahtijevaju opsežnu pripremu gradilišta na lošem temeljnom tlu
	j) poteškoće pri savladavanju podzemnih prepreka (samci, kruti, krupni otpad)
	k) svježe betonirani nabijeni piloti u prvo su vrijeme osjetljiviji na razna oštećenja svježeg betona

b) bez iskopa tla, s malim razmicanjem

prednosti	mane
a) vrijedi isto kao za prethodne po a), b), c), d), e) i g)	a) isto kao za prethodne pod a), b), f) i i)
b) prouzrokuju male razmicanje tla i manje vibracije pri ugradnji	

c) duboki temelji i piloti izvedeni strojnim iskopom tla

a) nema opasnosti od razmicanja tla	a) rizik od gubitka nekoherentnog tla prilikom iskopa, moguća smanjena nosivost i slijeganje okolnog tla
b) dužina može biti promjenjiva	b) osjetljivi na onečišćenje ili suženje pri betoniranju u nestabilnom tlu
c) moguća usporedba s podacima istražnih radova	c) kakvoću ugrađenog betona moguće je provjeriti jedino jezgrovanjem
d) nosivost je neovisna o uvjetima izvedbe	d) pri značajnom protoku vode može biti smanjena kakvoća betona
e) manja buka i trešnja u usporedbi sa zabijenim i nabijenim	e) iskopani materijal zahtijeva odlagalište što povećava trošak
f) mogu postići velike dubine	

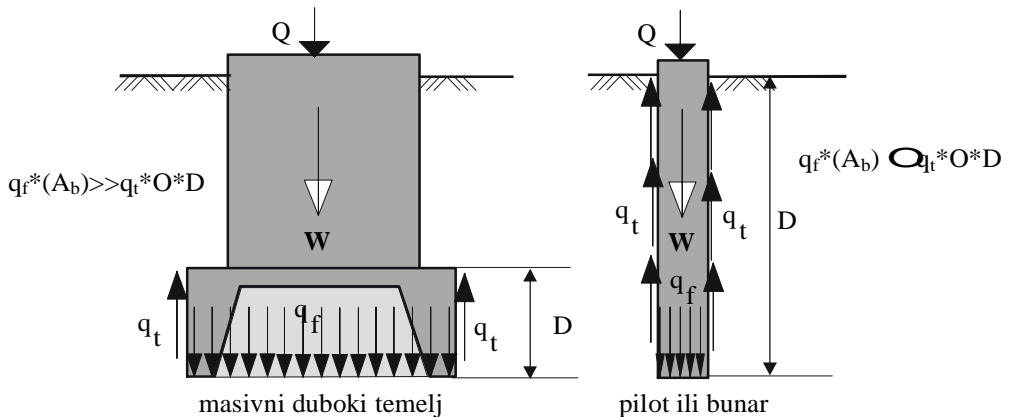
d) duboki temelji i piloti izvedeni ručnim iskopom tla

a) kao od a) do e) za strojni iskop	a) kao prethodni a), c) i e)
b) korištenje ekonomski usporedive radne snage	b) veliki rizik za sigurnost ljudi
c) ne zahtjeva veliku pripremu terena oko mjesta izvedbe	c) mogućnost pojave hidrauličkog sloma
d) ne smetaju samci i slične zapreke	d) mogućnost deformacije tla i susjednih zgrada uslijed spuštanja razine podzemne vode
e) omogućuje neprekidan rad u smjenama	e) rad vrlo nezdrav za radnike
g) mogu se izvoditi veliki promjeri	

4.2 PRIJENOS USPRAVNIH SILA KOD DUBOKIH TEMELJA

Duboki temelji prenose opterećenja od građevine u tlo dodirnom plohom temelj-tlo i trenjem po plaštu. Plašt je kod ovakvih temelja znatnih površina te se njegov udio u prijenosu sila ne smije zanemariti. Piloti koji se oslanjaju na čvrstu stijenu i neke vrste bunara, nose isključivo na dodirnu plohu temelj tlo, tj. na vrh. Ili se trenje po plaštu ne može ostvariti jer nema pomaka ili je, kod bunara, trenje namjerno bitno smanjeno radi lakšeg spuštanja.

Na slici 4.1 prikazan je način prenošenja sila u tlo pomoću dubokih temelja.



Slika 4.1 Prijenos sila preko vrha i po plaštu

Nosivost dubokih temelja u uspravnom smjeru, može se izraziti preko veličine ukupne sile:

$$Q = Q_v + Q_p - W \quad (4.1)$$

gdje je:

$$Q_v = q_f * A_b, \quad (4.2)$$

sila na temeljnoj plohi, a

$$Q_p = \sum_n \bar{q}_{tn} * O_n * \Delta D_n \quad (4.3)$$

sila koju takav temelj može preuzeti trenjem po plaštu. Sila W je vlastita težina temelja.

U jednadžbama 4.1 do 4.3 i na slici 4.1 je:

q_f - nosivost na vrh, na dodirnoj (vodoravnoj) plohi temelj tlo;

A_b - površina dodirne plohe temelj - tlo (vrha pilota);

n - broj slojeva sa značajnim trenjem po plaštu;

\bar{q}_{tn} – prosječna nosivost trenjem po plaštu pojedinog sloja;

O_n - opseg dijela temelja koji nosi po plaštu;

ΔD_n - dio dubine temelja na kojem se ostvaruje trenje.

*Eurocode 7 uvodi pojam: »projektna nosivost« R_{cd} koja je izražena kao :

$$R_{cd} = R_{sk}/\gamma_s + R_{bk}/\gamma_b \quad (4.4)$$

gdje su γ_s i γ_b parcijalni koeficijenti sigurnosti za trenje po plaštu i nosivost na vrh;

$$R_{sk} = \sum_1^n q_{sik} A_{si} \quad (4.5)$$

je ukupna sila po plaštu;

$$R_{bk} = q_{bk} A_b \quad (4.6)$$

je ukupna sila na vrh.

Pri tome je A_{si} površina plašta u i -tom sloju, A_b površina poprečnog presjeka vrha pilota, q_{sik} nosivost na trenje po plaštu i -tog sloja, q_{bk} nosivost na vrh.

Duboki masivni temelji se prema EUROKOD 7 računaju prema pravilima za temelje samce, trake i ploče (Norma, poglavlje 6, 6.1 (2)). Za pilote EUROKOD 7 ima posebne upute i zahtjeve.

Proračun prema EUROKOD 7 dubokih masivnih temelja vrši se prema:

1) **kritičnom graničnom stanju** kojim se određuje: opća stabilnost, nosivost, otpor klizanju, učinak velikih ekscentriciteta i slom građevine uslijed pomaka temelja,

ili prema:

2) **graničnom stanju uporabivosti** kojim se određuje: slijeganje (trenutno, konsolidacijsko, sekundarno – puzanje), izdizanje (bujanje), provjera na vibracije.

Način određivanja nosivosti pilota tj. odabir mogućih metoda za proračun dan je u poglavlju 5.5, prema preporukama danim u EUROKOD – u 7.

Na slici 4.1 vidljiva je razlika utjecaja pojedine nosivosti, ovisno o obliku dubokog temelja. Pri tome je O -opseg temelja, a D -dubina na koju djeluje trenje po plaštu. Trenje po plaštu mnogo je značajnije kod pilota i pilona, a ponekad i kod bunara, nego kod dubokih masivnih temelja tipa kesoni i sanduci.

Za **proračun udjela plašta** u prijenosu sila potrebno je dobro poznavanje raspodjele vrsta tla i njihovih parametara čvrstoće po dubini **do dna temelja**.

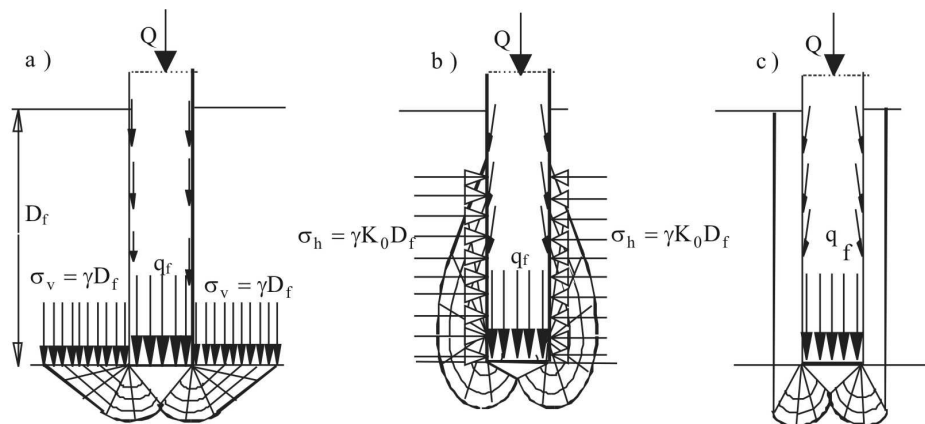
Za **proračun nosivosti na vrh** i dodatnih naprezanja koja bi mogla izazvati slijeganje ispod dubokih temelja, potrebno je poznavanje osobina tla **na koti dna temelja i na dijelu dubine ispod dodirne plohe temelj-tlo**, koja je značajna za proračun slijeganja. Iako su duboki temelji teške građevine, oni zahtijevaju i znatan iskop tla, te vlastita težina iako značajna, ne utječe bitno na povećanje dodatnih naprezanja u tlu koja izazivaju slijeganje. Ovo se ne odnosi na zabijene i nabijene pilote. Prilikom proračuna ukupnog tereta koji temelj prenosi na tlo, težinu ovih temelja treba uzeti u račun.

Plašt, osim što pomaže pri nošenju može biti i jedini prijenosnik sile (na pr. kod pilota malog promjera), ali može u određenim uvjetima doći pod utjecaj negativnog trenja i povećati ukupnu silu koju duboki temelj mora prenijeti na vrh.

Kod nekih vrsta dubokog temeljenja kao što su kesoni i bunari, koji se izvode na način da se potkopavaju do trenutka dok ne izazovu slom tla ispod “noža” uslijed opterećenja vlastitom težinom, može trenje po plaštu biti nepovoljan činilac. Osim čvrstoće tla ispod noža takav temelj mora savladati i trenje po plaštu u trenutku spuštanja, jer ako se to ne dogodi temelj će ostati visjeti na plaštu. Prilikom spuštanja može se tako oblikovati nož da se oko plašta temelja ostvari aktivno stanje granične ravnoteže, što daje najmanju vodoravnu silu od koje ovisi trenje po plaštu. Za savladavanje takvih poteškoća postoji i drugi niz najrazličitijih tehnoloških rješenja.

4.2.1 Nosivost na vrh – analitički pristup

Duboki temelji ne mogu izazvati lom tla zbog prekoračenja čvrstoće na smicanje, koji bi se očitovao na površini terena. Iz tih razloga trebalo je iznaći odgovarajuća teorijska rješenja koja će omogućiti proračun nosivosti dubokih temelja na vrh, na vodoravnoj dodirnoj plohi temelj-tlo. Mnogi su se autori bavili analizom stanja naprezanja na dubini vrha pilota. Za razne oblike plastificiranih zona oko vrha pilota pokušali su naći odgovarajuća rješenja. Na slici 4.2 prikazani su usvojeni oblici lomnih ploha, koji su poslužili za proračunska rješenja (Vesić, 1967.).



Slika 4.2 Oblik područja plastifikacije oko temeljne plohe kod dubokih temelja

Na slici 4.2 D_f je dubina temeljenja, σ_v efektivno geostatičko uspravno naprezanje na dubini temeljne plohe, γ jedinična težina tla, q_f nosivost u kritičnom graničnom stanju, Q vanjsko opterećenje (podrazumijeva sva djelovanja).

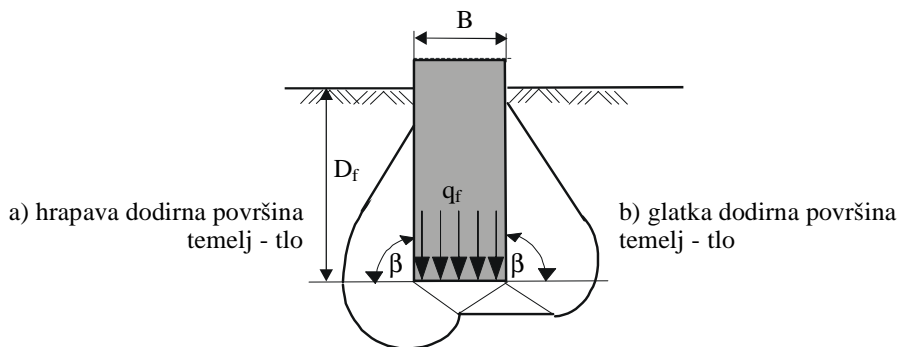
Prema modelu sa slike 4.2 a) proračun nosivosti dali su Terzaghi, Prandtl, Reissner, Buismann, Berezanstev i dr. (1961.) i Caquot; sa sl. 4.2. b) Meyerhof, Jáky i de Beer; sa slike 4.2 c) Vesić (1967.).

Meyerhof (1951.) daje rješenje za sve moguće varijacije dubina temelja, mijenjajući u svom izrazu za nosivost vrijednost kuta β od -90° do $+90^\circ$ (sl. 2.1). Kada je $\beta = +90^\circ$ radi se o dubokim temeljima. Koristi poznatu Terzaghi-ovu jednadžbu za nosivost plitkih temelja u malo modificiranom obliku:

$$q_f = cN_c + \sigma'_0 N_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma \quad (4.7)$$

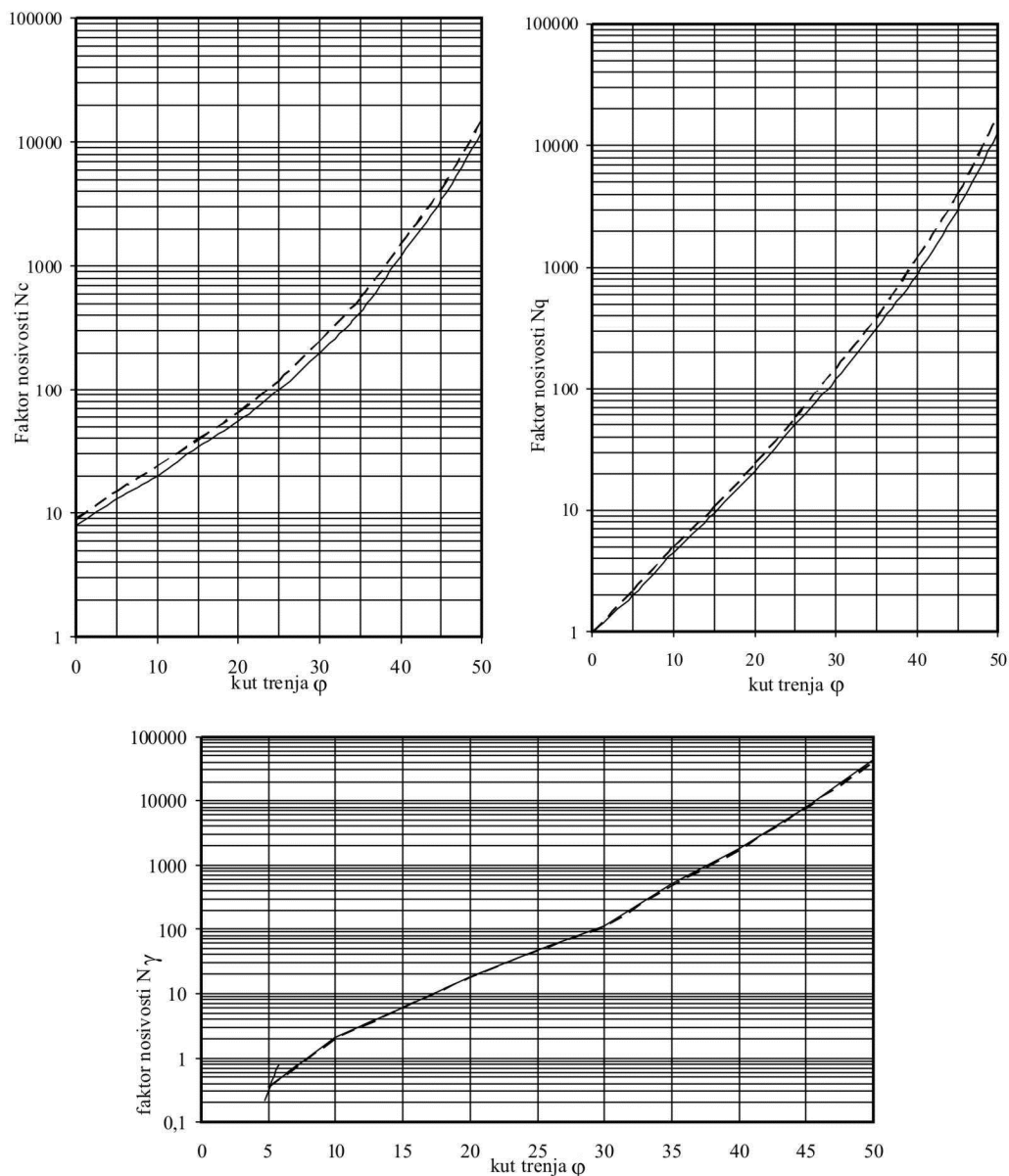
u kojoj je za duboke temelje kada je $D_f/B \geq 4$; $\sigma_0 = K_0 \cdot \gamma' \cdot D_f$

Pri tome je K_0 koeficijent tlaka mirovanja, koji Meyerhof predlaže da se za pijeske uzima sa vrijednošću oko 0,5, a za gline 1,0.



Slika 4.3 područja plastifikacije za duboke temelje po Meyerhofu (1961.)

Ovo proizlazi iz geometrije plohe loma, koja kod dubokih temelja ne može izaći na površinu terena već se lom dešava unutar mase tla. Teorija je prikladna za temelje malih tlocrtnih površina na većoj dubini (piloti). Za temelje velikih tlocrtnih površina potrebno je ovaj odnos provjeriti. Ako je on između $1 \leq D_f/B \leq 4$, treba primijeniti vrijednosti faktori nosivosti za produbljeno temeljenje. Za ovakve slučajeve mogu se koristiti izvorni Meyerhofovi dijagrami.



Slika 4.4 Dijagrami za faktori nosivost N_c , N_q i N_γ □ dubokih temelja po Meyerhofu
Puna linija – pravokutni presjek; crtkana linija – kružni presjek.

Na slici 4.4. dati su dijagrami za vrijednosti faktora nosivosti N za duboke temelje prema Meyerhofu (kada je kut $\beta=90^\circ$ kako je prikazano na slici 4.3). Meyerhof razlikuje vrijednosti faktora nosivosti ovisno o tlocrtnom obliku temelja.

U koherentnim materijalima, kada se za vrijednost kuta trenja može pretpostaviti da je $\varphi \cong 0$, faktori nosivosti iznose:

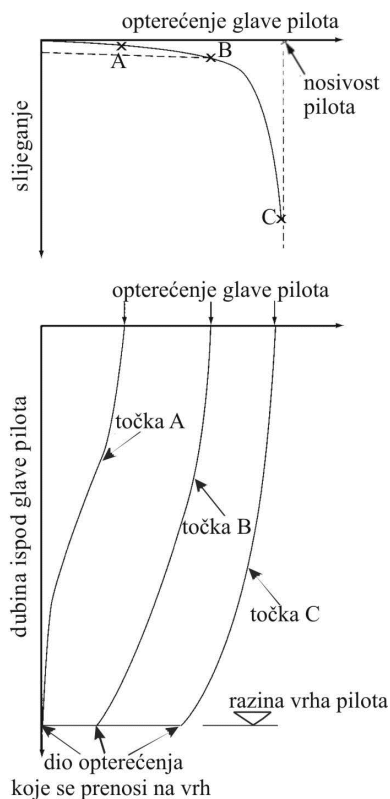
$$N_c = \frac{3}{2}\pi + 1 = 5,7; \quad N_q = 1; \quad N_\gamma = 0 \quad (4.8)$$

U poglavlju o pilotima malog promjera dana je tablica (5.1) vrijednosti faktora N_c za pilote malog promjera u glinama za koje vrijedi da je $\varphi \cong 0$ a koji su dobiveni laboratorijskim i terenskim mjerenjima na velikom broju pilota i penetrometra koji odgovaraju, modelski, pilotima malog promjera.

4.2.2 Nosivost trenjem po plaštu

4.2.2.1 Odnos naprezanje – deformacija

Odnos naprezanje – deformacija za pojedinačni piloti, zabijen u pijesak, analizira Tomlinson (2001.) na način prikazan na slici 4.5.

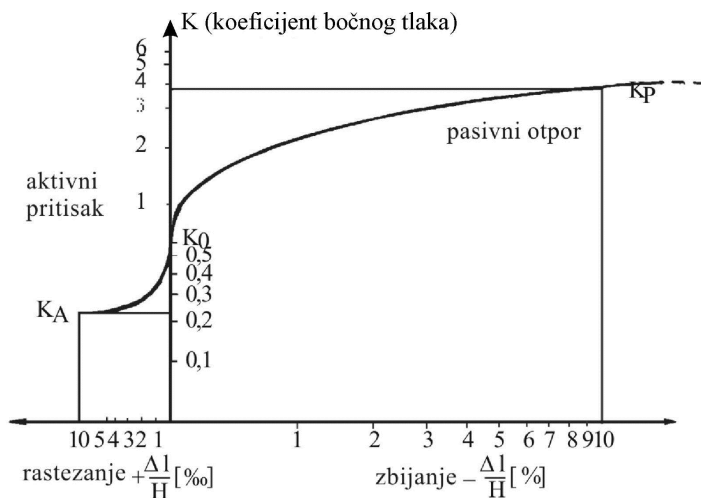


Slika 4.5 Ovisnost nosivosti po plaštu o veličini deformacije (slijeganja) pilota

Iz slike je jasno da veličina nosivosti po plaštu ovisi o veličini slijeganja. Ako nema pomaka, nema ni aktiviranja trenja po plaštu. Bitna je razlika u nosivosti na trenje po plaštu ovisno o razmicanju okolnog tla prilikom izvedbe dubokih temelja. Uvažavajući da je trenje po plaštu funkcija naprezanja okomitog na površinu na kojoj se ostvaruje, uglavnom vodoravnog naprezanja σ_h , očito je da je trenutni bočni pritisak na plašt ključan za veličinu trenja, a o čemu je bilo govora u poglavlju 4.1.

Aktivni tlak i pasivni otpor dva su krajnja slučaja bočnih pritisaka u tlu, koji se izražava koeficijentom bočnog tlaka $K = \sigma_h / \sigma_v$.

Pri vodoravnoj deformaciji u tlu, veličina koeficijenta bočnog tlaka ovisi o veličini i smjeru deformacije. Za postizanje pune vrijednosti koeficijenta aktivnog pritiska dovoljna je vrlo mala deformacija, tj. vrlo malo rastezanje, da bi koeficijent postigao punu vrijednost. Za aktiviranje pune vrijednosti pasivnog otpora potrebna je znatno veća tlačna deformacije tj. značajno zbijanje tla. Na slici 4.6 prikazan je odnos koeficijenata bočnog tlaka za aktivno stanje, K_A , za stanje mirovanja K_0 , i za pasivno stanje K_P pri pomaku uspravne podgrade Δl , od (aktivno) tla, i k_a (pasivno) tlu. H je slobodna visina podgrade.



Slika 4.6 Odnos koeficijenata bočnog tlaka za granična stanja ravnoteže i stanje mirovanja (Reimbert, 2001.)

Iz slike 4.6 jasno je da su deformacije u tlu, koje nastaju ugradnjom dubokih temelja, vrlo bitne za ponašanje, odnosno veličinu bočnog pritiska na plašt.

4.2.2.2 Tlak mirovanja

Mehanika tla daje teoretsko rješenje za odnose naprezanja u tlu, na dubini z , uslijed vlastite težine tla. Glavna naprezanja, uspravno i vodoravno, međusobno su zavisna. Ova su dva naprezanja, za vodoravno uslojeno tlo i tlo vodoravne površine, međusobno povezana koeficijentom bočnog tlaka mirovanja, K_0 na način iskazan poznatom jednadžbom.

$$\sigma_h = K_0 * \sigma_v$$

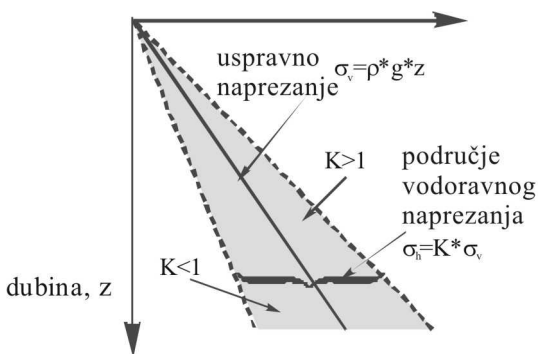
Koeficijentom tlaka mirovanja, K_0 bitna je veličina kod proračuna dubokih temelja koji nose pretežno trenjem po plaštu u nekoherentnim materijalima kada je okolno tlo malo razmaknuto. To se uglavnom odnosi na pilote koji se zabijaju, a imaju male površine poprečnog presjeka (cijevi otvorenog vrha i različiti čelični profili). Također se može primijeniti kod proračuna nekih kopanih dubokih temelja pod zaštitom cijevi koje se ne vade.

Koeficijent bočnog tlaka, K , koji povezuje veličine glavnih naprezanja nije jednoznačan i teško ga je odrediti. Razni autori predložili su približne vrijednosti ili izraze za koeficijent tlaka mirovanja, K_0 . Izrazi i vrijednosti dani su u tabeli 4.2

U literaturi se mogu naći i preporuke za tipične vrijednosti koeficijenta, K_0 , te se jedna takva grupa vrijednosti daje u tabeli 4.3.

U prekonsolidiranim tlima koeficijent bočnog tlaka mirovanja može biti veći od 1 (vidi tablicu 4.3), tj. vodoravno naprezanje u stanju mirovanja je veće od uspravnog. Ovo je posljedica svojstva tla da “pamti” povijest opterećenja.

Za vodoravno uslojeno tlo ovaj je odnos prikazan na slici 4.7. Javlja se ne samo u tlu već i u stijenskim masama u područjima reversnih rasjeda.



Slika 4.7 Područje vrijednost vodoravnih naprezanja za stanje mirovanja

Tabela 4.2 Koeficijent bočnog tlaka mirovanja prema nekim autorima

Tlo	Teorija	Autor	K_0
normalno konsolidirano	plastičnosti	Jáky (1944.) (za rahli pijesak)	$(1 - \sin \varphi') \frac{\left(1 + \frac{2}{3} \sin \varphi'\right)}{(1 + \sin \varphi')}$
		Jáky (1944.) pojednostavnjena	$1 - \sin \varphi'$
		Danski geotehnički institut (1978.) (nagnuta površina tla iza podupore za kut β)	$(1 - \sin \varphi')(1 + \sin \beta)$
		Brooker i Ireland (1965.) (daje rezultate sličnije teoretskoj Jákyevoj jednadžbi)	$0,95 - \sin \varphi'$
		Šuklje (1979.)	nekoherentno tlo; $<0,5$ koherentno tlo; $>0,5$
prekonsolidirano		Mayne i Kulhway (1982.) (OCR= σ_p'/σ_{v0} , Roje-Bonacci, 2007.)	$(1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi}$
normalno i prekonsolidirano, za pilote		Burland (1973.) i Parry i Swain (1977.)	$(1 - \sin \varphi')$ i $\cos^2 \varphi' / (1 + \sin^2 \varphi')$
		Terzaghi (1920.)	$0,4 - 0,5$
zbijeni pijesak		Sherif i sur. (1982.) ρ_{komp} – zbijena gustoća; ρ_{min} – minimalna gustoća.	$(1 - \sin \varphi') - 5,5 \left[\frac{\rho_{komp}}{\rho_{min}} - 1 \right]$
	elastičnosti	Moroto i Muramatsu (1987.): E_h i E_v moduli elastičnosti tla u vodoravnom (h) i uspravnom (v) smjeru	$\sqrt{\frac{E_h}{E_v}}$
		Tschebotarioff (1973.) (v, Poissonov koeficijent)	$\frac{v}{1 - v}$ ($v_{max}=0,5$)

Tabela 4.3 Tipične vrijednosti koeficijenta tlaka mirovanja, K_0 (Craig, 1997.)

Vrsta tla	K_0
zbijeni pijesak	0,35
rahli pijesak	0,60
normalno konsolidirana glina	0,5-0,6
prekonsolidirana glina (OCR=3,5)	1,0
jako prekonsolidirana glina (OCR=20)	3,0

Istraživanja su pokazala da je razlika u vrijednostima računatim prema izvornom i pojednostavnjenom Jákyevom izrazu (vidi tabelu 4.2) za kutove unutarnjeg trenja φ' između 20° i 45° , od 9 % do 16 % što nije zanemarivo. Tumačenje prihvatljivosti pojednostavljenog Jákyevog izraza leži u činjenici da je greška u određivanju vrijednosti kuta unutarnjeg trenja φ' daleko veća.

Kako je smisaono bitna razlika u trenju po plaštu u koherentnim i nekoherentnim materijalima to se oni nastavno razmatraju odvojeno.

Nosivost trenjem po plaštu se može pretvoriti i u vlastitu suprotnost (negativno trenje) i vršiti na duboke temelje dodatno opterećenje.

4.2.2.3 Nosivost trenjem po plaštu u koherentnom tlu

Granična nosivost trenjem po plaštu u koherentnom tlu određena je posmičnom čvrstoćom (q_t) između plašta temelja i tla u dodiru, koja prikazana Coulombovim izrazom ima oblik:

$$q_t = c_a + \sigma'_n \operatorname{tg} \delta \quad (4.9)$$

gdje su:

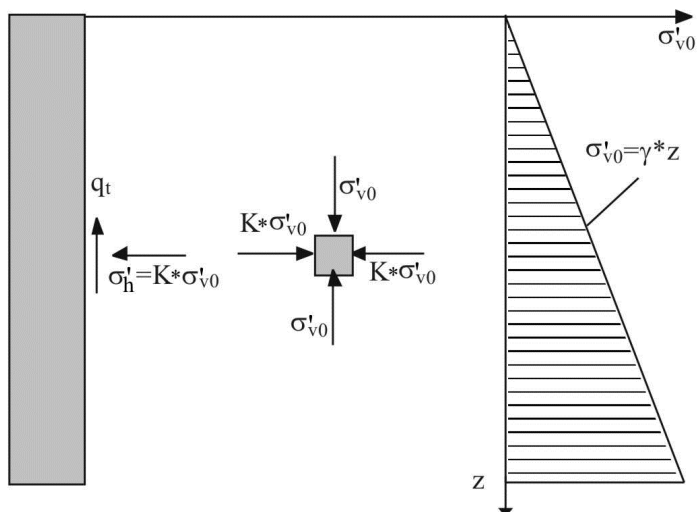
q_t - posmična čvrstoća plašt-tlo

c_a - adhezija plašt-tlo

σ'_h - efektivni pritisak tla okomito na plašt (vodoravni pritisak tla)

δ - kut trenja između plašta i tla

Raspodjela naprezanja u tlu oko plašta dubokog temelja prikazana je na slici 4.8.



Slika 4.8 Posmično i okomito (normalno) naprezanje uz plašt dubokog temelja za homogeno tlo

Ako se za homogeno tlo, naprezanje σ_n po dubini ispod temelja, z , okomito (normalno) na plašt, izrazi preko uspravnog, efektivnog, geostatičkog naprezanja tla σ'_{v0} (vidi sliku 4.8.) dobije se:

$$\sigma'_h = K * \sigma'_{v0} = K * \gamma' * z \quad (4.10)$$

gdje su:

K - koeficijent bočnog pritiska tla na plašt temelja, (ovisi o intenzitetu razmicanja tla prilikom izvedbe);

γ' - prostorna, jedinična težina tla, efektivna

z - dubina na kojoj se promatra naprezanje.

Uvrsti li se izraz (4.10) u izraz (4.9) može se posmičnu čvrstoću plašt-tlo prikazati:

$$q_t = c_a + K * \gamma' * z * \text{tg} \delta \quad (4.11)$$

Ako se prihvati da temelj po dubini ne mijenja veličinu poprečnog presjeka, odnosno da mu je opseg, O , stalan, nosivost trenjem po plaštu prikazana preko ukupne sile trenja Q_P može se izraziti na način :

$$Q_P = \int_0^L O q_t dz = O \int_0^L [c_a + K * \gamma' * z * \text{tg} \delta] dz \quad (4.12)$$

gdje je L debljina sloja ili visina dijela temelja (D sa slike 4.1), za koju je trenje po plaštu značajno.

Ukoliko tlo, kroz koje prolazi temelj, nije homogeno, nego se sastoji od više slojeva različitih svojstava, izraz (4.10) može se napisati u obliku već navedenom u izrazu (4.3). Pri tom je n-broj slojeva različitih svojstava, a \bar{q}_m -prosječna vrijednost granične nosivosti u n-tom sloju, određena za efektivno naprezanje, okomito na promatranu površinu, σ'_n , na sredini pripadajućeg sloja. Treba procijeniti da li su odnosi nosivosti na trenje po plaštu u pojedinim slojevima takvi, da se mogu aktivirati svi, ili će trenjem nositi samo oni slojevi boljih svojstava, dok će udio slabijih slojeva biti beznačajan.

Neki autori posmičnu čvrstoću između plašta i tla izražavaju preko jediničnog otpora trenjem. Prema Meyerhof-u (1957.) jedinično trenje (f_s) se izražava kao;

$$f_s = 1,5 * c_u * \text{tg } \varphi \quad \text{- za zabijene pilote} \quad (4.13a)$$

$$f_s = c_u * \text{tg } \varphi \quad \text{- za bušene pilote} \quad (4.13b)$$

gdje su :

c_u - kohezija u nedreniranim uvjetima;

φ - kut unutarnjeg trenja koherentnog tla u dreniranom stanju,

te je ukupna sila koja se može prenijeti trenjem po plaštu u tlu s n različitih slojeva debljine H_n :

$$Q_p = \sum_n H_n * f_{sn} \quad (4.14)$$

U tablici 4.4 prikazan je primjer vrijednosti jediničnog otpora trenjem određen za glinu različite jednoosne tlačne čvrstoće.

Tablica 4.4 Vrijednosti f_s u ovisnosti prema jednoosnoj tlačnoj čvrstoće gline, Tomlinson, 1975, prema (Poulos & Davis, 1980.)

Jednoosna čvrstoća gline [kPa]	f_s [kPa] (ovisno o gradivu)	
	beton ili drvo	čelik
0-72	0-34	0-34
72-144	34-48	34-48
144-288	48-62	48-57
288	62	57

Adhezija u nedreniranim uvjetima između tla i plašta (c_a) ovisi o nizu uvjeta koji uključuju vrstu tla, vrstu dubokog temelja (gradivo od kojeg je izrađen i svojstva površine plašta), te način ugradnje u tlo. U idealnim uvjetima ova vrijednost mogla bi

se odrediti pokusnim opterećenjem, ali se u praksi najčešće koriste iskustvene vrijednosti. Neke od tih vrijednosti prikazane u tablicama 4.5 i 4.6, ali se u praksi često koriste izrazi koji adheziju tretiraju kao postotak mobilizirane kohezije tla u koji je temelj ugrađen. Ako se u takvom proračunu izostavi analiza svojstava površine plašta i način postavljanja temelja u tlu, takvi izrazi postaju vrlo nepouzdana.

Tablica 4.5. Odnos adhezije (c_a) i kohezije (c_u) u nedreniranim uvjetima za pilote zabijene u čvrsto koherentno tlo prema Tomlison, 1970., (Poulos, Davis, 1980.)

Odnos dubine zabijanja, D, u čvrstu glinu prema promjeru pilota, d (D/d)	Uvjeti u tlu	c_a / c_u
< 20 > 20	Pijesak ili pjeskovito tlo iznad sloja čvrste gline	1,25 0,75 - 1,25
< 20 (> 8) > 20	Meka glina ili prah iznad sloja čvrste gline	0,40 0,70
< 20 (> 8) > 20	Čvrsto koherentno tlo bez nadsloja	0,40 0,40 - 0,90

Veličina koeficijenta pritiska tla na plašt temelja (K) izrazito je ovisna o uvjetima u tlu koji su uspostavljeni nakon ugradnje dubokog temelja. Kod kopanih dubokih temelja tlo se razrahljuje te ova vrijednost može pasti na vrijednost koeficijenta aktivnog tlaka K_A . Kod zabijenih dubokih temelja, tlo se oko temelja zbija, te vrijednosti koeficijenta pritiska tla na plašt temelja mogu narasti do veličine koeficijenta pasivnog otpora tla K_p . U idealnim uvjetima, kada bi mogli tlo zamijeniti temeljem, a da nema vodoravnih deformacija, K bi trebao odgovarati koeficijentu tlaka mirovanja K_0 .

Tablica 4.6. Odnos adhezije (c_a) i kohezije (c_u) u nedreniranim uvjetima za bušene pilote u koherentnom tlu (prema Vesić, 1967.)

Vrsta tla	Faktor adhezije	Vrijednost	Referenca
Londonska glina	c_a / c_u	0,25-0,7	Tomlinson (1957.)
Osjetljiva glina	c_a / c_u	1,0	Golder (1957.)
Glina koja buja	c_a / c_u	0,5	Mohan & Chandra (1961.)

4.2.2.4 Nosivost trenjem po plaštu u nekoherentnom tlu

Granična nosivost trenjem po plaštu u nekoherentnom tlu određena je posmičnom čvrstoćom (q_t) između plašta temelja i tla u dodiru, koja prema izrazu (4.11) za nekoherentno tlo ima oblik

$$q_t = K * \gamma z \operatorname{tg} \delta \quad (4.15)$$

odnosno izraz za ukupnu silu koja se može prenijeti trenjem preko plašta postaje:

$$Q_P = \int_0^L O q_t dz = O \int_0^L [K * \gamma z \operatorname{tg} \delta] dz \quad (4.16)$$

Neke vrijednosti koeficijenta pritiska tla na plašt K i kuta trenja plašt-tlo δ , prikazane su u tablicama 4.7 i 4.8 kao iskustvene vrijednosti koje se koriste u praksi. Vrijednosti veličina K i δ ovise o vrsti tla, gradivu od kojeg je izrađen temelj, obradi površine plašta i načinu ugradnje dubokog temelja u tlo.

Za posmičnu čvrstoću između plašta i tla izraženu pomoću jediničnog otpora trenjem f_s u nekoherentnim materijalima može se upotrijebiti izraz (4.14). Neke vrijednosti veličine f_s za temelje u nekoherentnim materijalima date su u tablici 4.9 i 4.10.

Tablica 4.7 Približne vrijednosti K za neke zabijene pilote (iz Cernica, 1995.)

Vrsta materijala pilota	Vrijednost K
beton	$1,5 \pm 10 \%$
čelik okrugli presjek	$1,1 \pm 10 \%$
čelik H presjek	$1,6 \pm 10 \%$

Tablica 4.8 Vrijednosti K i δ za zabijene pilote prema Broms, 1966. (iz Cernica, 1995.)

Vrsta materijala pilota	δ	K	
		mala relativna gustoća tla	velika relativna gustoća tla
čelik	20°	0,5	1,0
beton	$3/4 \varphi$	1,0	2,0
drvo	$2/3 \varphi$	1,5	4,0

Tablica 4.9 Prosječne vrijednosti jediničnog otpora trenjem f_s za temelj ravnih površina plašta u nekoherentnom materijalu u ovisnosti o relativnoj gustoći (Cernica, 1995.)

Relativna gustoća tla D_r	Prosječna vrijednost jediničnog otpora trenjem f_s (kPa)
< 0,35	10
0,35 – 0,65	10-25
0,65 – 0,85	25-70
> 0,85	70 - 110

Tablica 4.10 Vrijednosti za trenje po plaštu f_s betonskih bunara u ovisnosti o vrsti tla (Babić, 1968.)

Vrsta tla	Prosječna vrijednost jediničnog otpora trenjem f_s (kPa)
mulj, vrlo meka glina	7-20
pjeskovita glina	12,5-20
prah i pjeskovit prah	15-25
kruta glina	50-20
rahli pijesak	12-30
zbijeni pijesak	30-60
pjeskovit šljunak, slabo zbijen	20-35
šljunak, dobro zbijen	50-90

4.2.2.5 Nosivost trenjem po plaštu u stijeni

Razvojem moćnih alata za iskope danas se sve više izvode piloti velikih promjera u stijeni. U tom slučaju trenje po plaštu postaje vrijedno pažnje, jer se radi o pilotima većih promjera – pilonima. Postoji značajna literatura koja se bavi samo izučavanjem pilota izvedenih u stijeni (Wyllie, 1999.). Novija istraživanja ukazala su na znatan utjecaj trenja po plaštu kod ovakvih dubokih temelja. Pregled ovih rezultata moguće je naći u literaturi (Zertsalov i Konyukhov, 2007.). Prema Serrano i Olalla (2006.) postoje dvije grupe autora koji

daju teoretska rješenja trenja po plaštu kod dubokih temelja u stijeni. Obje grupe vezuju tu nosivost za jednoosnu čvrstoću intaktne stijene, σ_c . Jedna grupa daje teoretsko rješenje preko linearne zavisnosti, a druga preko funkcije kvadratnog korijena iz jednoosne čvrstoće σ_c . Obje grupe daju i koeficijente za popravke. Autori navode konačan izraz za proračun trenja po plaštu kako slijedi:

$$\tau_{gr} = \alpha * \sigma_c^k \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (4.17)$$

pri čemu je:

α - bezdimenzionalni koeficijent popravka, ovisan o jednoosnoj čvrstoći stijene i kreće se od 0,1 do 0,4 za linearni odnos ($k=1$), odnosno od 0,1 do 0,8 – češće od 0,2-0,6 za odnos preko drugog korijena;

k - eksponent koji za prvu grupu autora iznosi 1, a za drugu 0,5 ili vrlo blizu njemu;

σ_c – jednoosna čvrstoće uzorka stijene u $[\text{MN/m}^2]$.

U spomenutom radu od Serrano i Olalla (2006.) autori daju rezultate svojih istraživanja preko niza dijagrama.

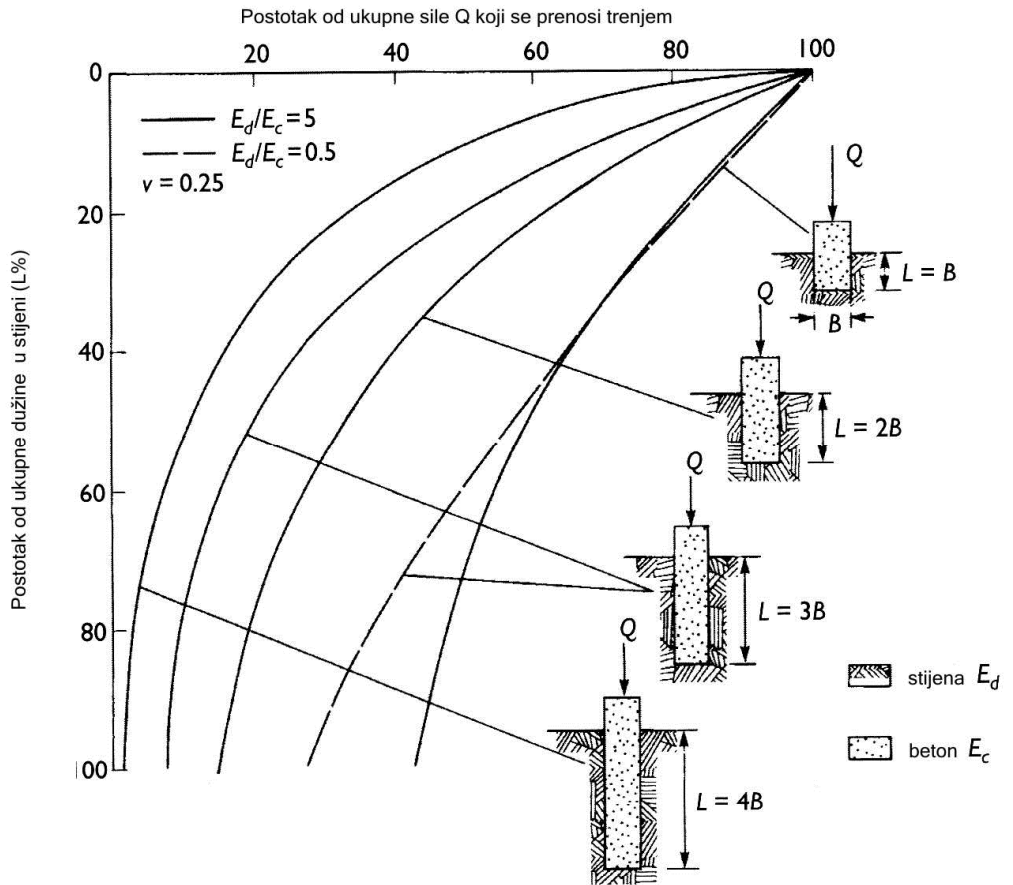
Standard DIN 4014 predlažu nosivost na plašt u ovisnosti o jednoosnoj čvrstoći, σ_c prikazane u tabeli 4.11.

Tabela 4.11 Nosivost trenja po plaštu u ovisnosti o jednoosnoj čvrstoći stijene

σ_c $[\text{MN/m}^2]$	τ_{gr} $[\text{MN/m}^2]$
0,5	0,08
5,0	0,5
20	0,5

Nosivost po plaštu pilona u stijeni ovisi o nizu čimbenika. Temeljen niza ispitivanja u laboratoriju utvrđeno je da nosivost po plaštu ovisi o geometriji uklještenja (duljina i promjer), modulu elastičnosti stijene, čvrstoći stijene oko i ispod uklještenog dijela pilota, uvjetima na dodiru beton stijena (hrapavost dodira, bentonitni ostaci), uvjetima dodira vrha pilota i stijene (ostaci od iskopa na dnu), uslojenosti stijene (slojevi različitih mehaničkih osobina), itd. (Wylle, 1999.).

Nastavno je priložen grafikon raspodjele trenja po plaštu i nosivosti na vrh, u odnosu na dužinu uklještenja u stijenu i odnosa krutosti stijene i betona (Ostergerg i Gill, 1973.).



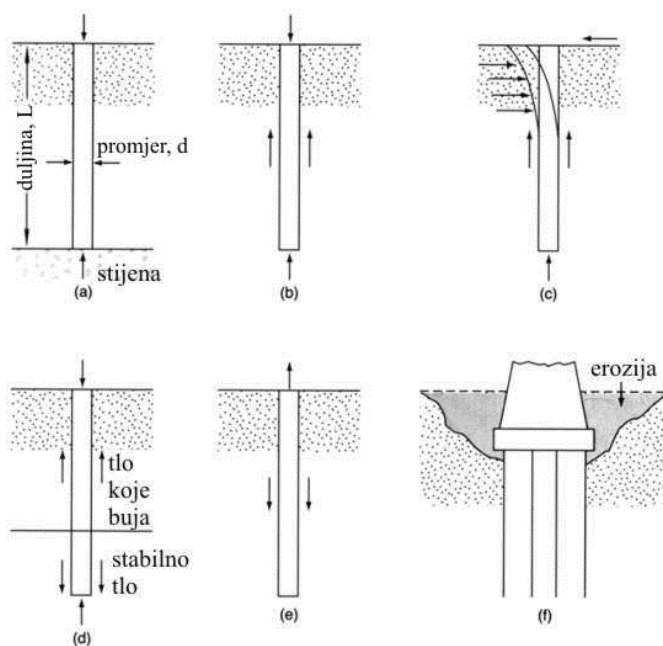
Slika 4.9 Raspodjela trenja po plaštu u odnosu na dužinu uklještenja u stijenu i odnosa modula elastičnosti stijene i betona

5 PILOTI

5.1 OPĆENITO

Piloti su duboki temelji, kod kojih je dužina bitno veća od poprečnog presjeka. Predstavljaju stupove koji silu s građevine prenose duboko u tlo. Mogu djelovati kao pojedinačni temelji ili u grupi. Mogu, ali i ne moraju biti spojeni naglavnicom. Češća je njihova primjena u grupi. Piloti mogu u tlo prenositi i vlačnu silu, koja se javlja u slučaju kada piloti djeluju kao par kod prijenosa momenata u tlo. Piloti se mogu izvoditi i kao kosi. Naglavnica prenosi i preraspodjeljuje opterećenja od građevine na pilote. Piloti su najstarija vrsta dubokog temeljenja.

Prema Das, (2000.) piloti se koriste u uvjetima i na način prikazan na slici 5.1.

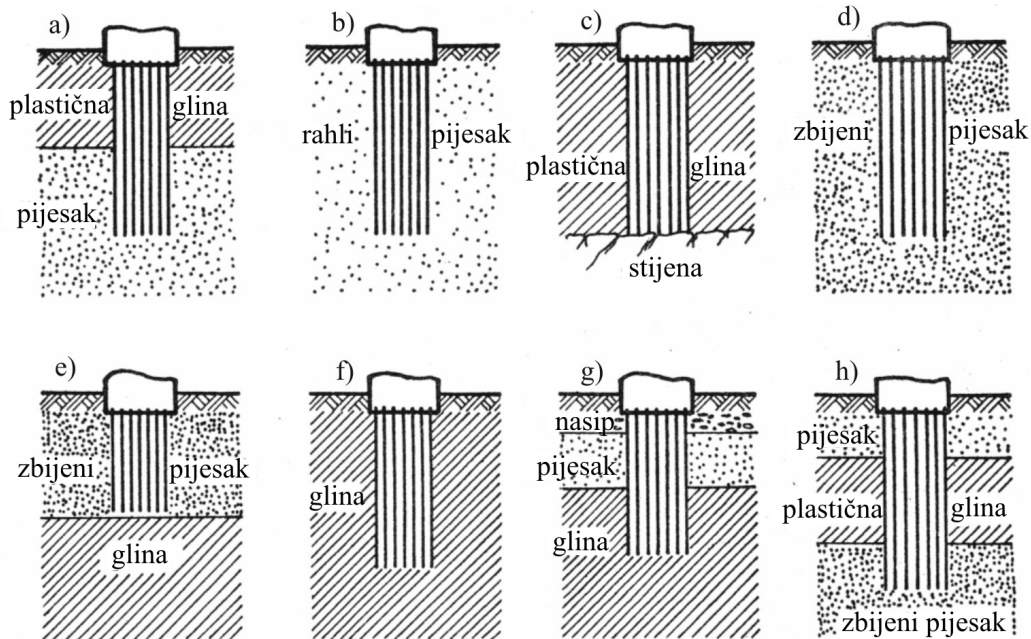


Slika 5.1 Uvjeti korištenja pilota i osnovne oznake

Na slici 5.1 (a) je pilot koji opterećenje prenosi kroz loše tlo u čvrstu stijensku podlogu, na vrh, bez sudjelovanja trenja po plaštu. Na slici 5.1 (b) pilot prenosi opterećenje dijelom na vrh, a dijelom trenjem po plaštu u homogenom tlu. Pilot na slici 5.1 (c) prenosi u tlo vodoravna opterećenja nastala djelovanjem momenata i vodoravne sile iz nadzemnog dijela građevine, uslijed djelovanja vjeta, potresa ili nekih drugih opterećenja. Na slici 5.1 (d) pilot prolazi kroz tlo koje reagira na promjenu vlage, buja ili se radi o tlu koje može kolabirati kao na pr. les. Tada je

temeljenje na pilotima jedino moguće rješenje, ako se dobro nosivo tlo nalazi na razumno dohvatljivoj dubini. Na slici 5.1 (e) prikazan je pilot koji je opterećen vlačnom silom. Ovakvi se piloti mogu pojaviti kod dalekovodnih stupova, platformi za vađenje nafte, i građevina pod značajnim utjecajem uzgona. Na slici 5.1 (f) prikazana je primjena temeljenja na pilotima stupa mosta, kod kojeg postoji mogućnost pojave erozije riječnog korita oko stupnog mjesta.

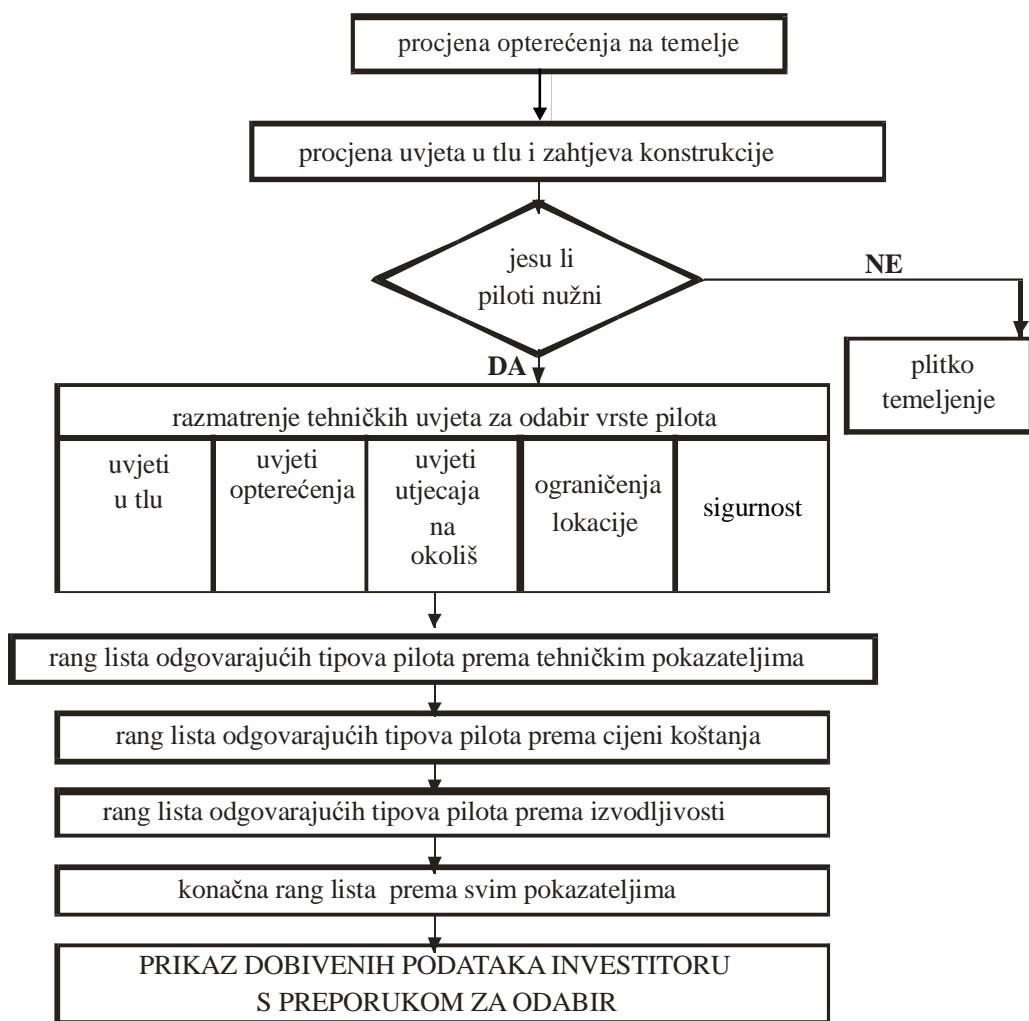
Na slici 5.2 prikazan je niz slučajeva primjene temeljenja na pilotima uz raspravu o opravdanosti odnosno neopravdanosti primjene takvog načina temeljenja.



Slika 5.2 Odnosi pilota i tla, prikladni i neprikladni za primjenu pilota, Kleiner (1981.)

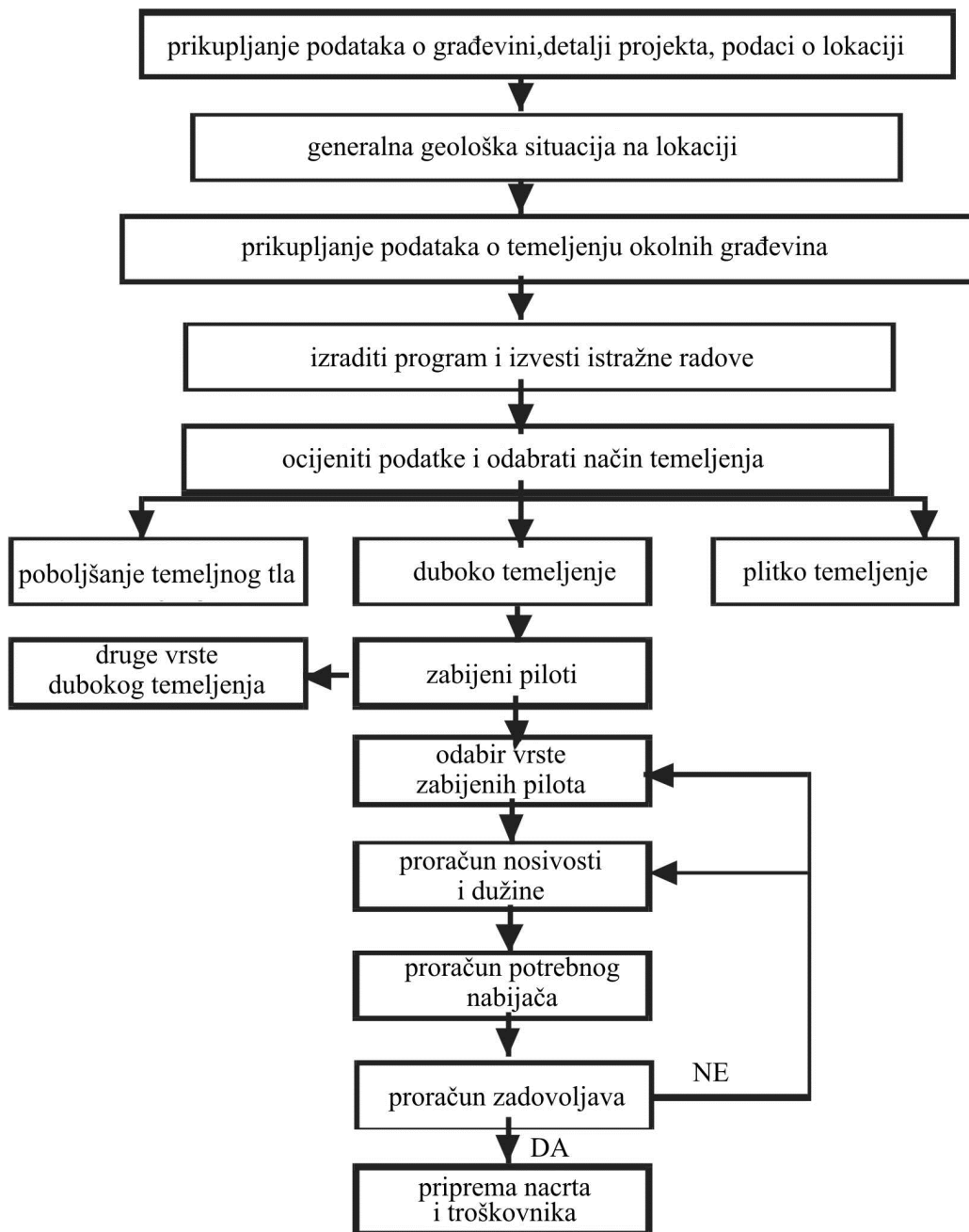
Za preporučiti je primjenu pilota u slučajevima sa slike 5.2 a, i c. Za slučaj 5.2 b postoje mogućnosti poboljšanja temeljnog tla pa piloti nisu uvijek optimalno rješenje. U slučajevima sa slike 5.2 d i e nema potrebe za temeljenjem na pilotima osim ako se ne radi, kao i na slici 5.2 f, o mogućoj pojavi erozije ispod temelja. U ostalim slučajevima potrebno je razmotriti opravdanost izvedbe pilota ovisno o kakvoći glina i stvarnom stanju na terenu.

U nastavku je dan dijagram toka odlučivanja pri odabiru vrste pilota prema preporukama Ureda za geotehničko inženjerstva, Građevinskog odjela, Gradske uprave Hong Konga (GEO 96).



Dijagram toka (1) odlučivanja pri odabiru vrste pilota (Prema GEO Publication No. 1/96)

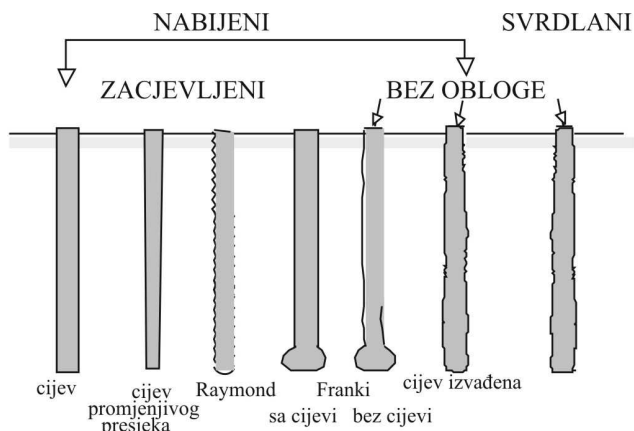
Sličan dijagram toka za odabir načina temeljenja preporuča i Američki institut za očuvanje šuma (Collin 2002.). Dijagram toka dan je u nastavku.



Dijagram toka (2) za odabir načina temeljenja - Američki institut za očuvanje šuma (Collin 2002.)

5.2 PODJELA PILOTA PREMA NAČINU IZVOĐENJA

Ovo je podjela prema tehnologiji izvođenja. Moguće ju je povezati s podjelom dubokog temeljenja općenito, kako je to učinjeno u poglavlju 4.1, jer i ona ovisi o tehnologiji. Kod ove podjele težište je na tehnologiji i načinu izvedbe, a ne toliko na utjecaju na okolno tlo u kojem se piloti izvođe. Pojavom novih tehnologija ovo se područje znatno proširilo u posljednje vrijeme. Nekoliko primjera dano je na slici 5.3.



Slika 5.3 Nekoliko primjera pilota manjih i srednjih promjera, izvedenih u tlu

Piloti se klasičnim tehnologijama izvođe kao **zabijeni, utisnuti i kopani**. Kada su malog promjera izvođe se kao **zabijeni, nabijeni, utisnuti i svrdlani**. Zabijeni, nabijeni i utisnuti piloti prilikom izvedbe izazivaju razmicanje tla u prostoru u kojem se izvođe pa spadaju, prema prethodnoj podjeli, u pilote koji razmiču tlo. To ne vrijedi onda kada se zabijaju čelični profili ili cijevi s otvorenim dnom.

Kopani piloti su pogodni za izvedbu širokog raspona promjera. Piloti velikih promjera su gotovo uvijek kopani. Načini iskopa su različiti, od svrdlanja u mekšim tlima do razbijanja stijene i samaca raketom. Mogu se kopati bez zaštite, pod zaštitom bentonitne isplake ili pod zaštitom cijevi-kolone, koja se tijekom betoniranja pilota vadi. U ovu grupu spadaju i elementi dijafragmi, najčešće za ovu svrhu armiranobetonskih, koje kao zasebni elementi predstavljaju pilote pravokutnog poprečnog presjeka i njihovu kombinaciju. Izvođe se iskopom pod zaštitom bentonitne isplake.

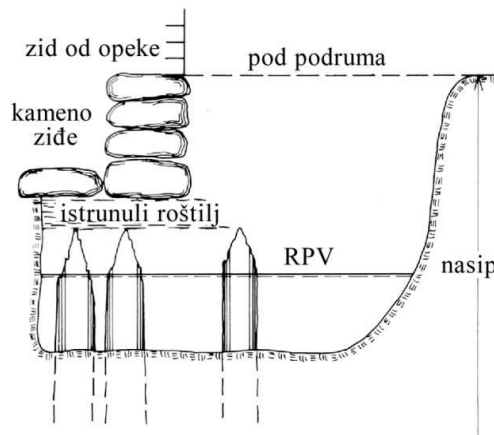
Metoda **mlaznog injektiranja** donijela je novu vrstu pilota – stupnjaka, izvedenih u prethodno razrahljenom – razbijenom tlu u koje se pod pritiskom ugrađuje vezivno sredstvo. Time se u tlu dobiva čvrsto tijelo nepravilnog vanjskog ruba.

Metoda **mixed in place** stvara u tlu stupnjake izvedene od autohtonog tla pomiješanog s veznim sredstvom (soilcrete).

Piloti se često koriste za temeljenje u vodi. Tada dio pilota, koji izlazi iz tla i prolazi kroz vodu, ujedno služi kao stup.

5.3 PODJELA PILOTA PREMA VRSTI GRADIVA

Drveni piloti su najstarija vrsta pilota po gradivu. Ako se nalaze u području s visokom podzemnom vodom moraju se izvesti tako da se uvijek nalaze ispod razine podzemne vode jer u tom slučaju ne trunu. Na slici 5.4 prikazano je temeljenje na pilotima stare jezgre Stockholma i posljedice spuštanja razine podzemne vode ispod glava pilota.



Slika 5.4 Rezultat istražne jame ispod temelja zgrade u staroj jezgri Stockholma (Bohm i Stjerngren, 1980.)

Danas se u Europi koriste malo, ali su u SAD još uvijek u upotrebi u znatnim količinama.

Čelični piloti mogu biti različitih oblika i različito utjecati na razmicanje okolnog tla. Prethodno je rečeno da cijev zatvorenog vrha razmiče tlo, dok ta ista cijev otvorenog vrha, zabijena u tlo, vrlo malo razmiču okolno tlo. Ovi piloti se ne preporučuju kao trajna vrsta temelja zbog korozije, iako su im sve druge osobine vrlo povoljne. Ako se primjene, treba izvesti antikorozivnu zaštitu (premaži, elektroosmoza, debljina stjenki). Za slučajeve ugradnje pilota u agresivnu sredinu, koriste se predgotovljeni, armiranobetonski piloti, koji su manje osjetljivi na agresivno djelovanje vode.

Armirano-betonski, predgotovljeni, prednapregnuti piloti su se pojavili kao zamjena za drvene pilote. U početku primjene su oblikom poprečnog presjeka imitirali drvene pilote. Kasnije im poprečni presjek postaje višekutan, a zatim pravokutan. Dobra im je strana što predstavljaju provjereni proizvod, kod kojeg se može postići standardizirana kakvoća. Mana im je ograničenje dužine kako prilikom prijevoza tako i prilikom ugradnje. Teško ih je nastavljati, a i višak dužine predstavlja poteškoću.

Potrebno ih je proračunati na savijanje prilikom prijevoza na gradilište i podizanja pri zabijanju.

Betonski piloti izvedeni na licu mjesta. Ovi piloti nemaju armature. Može ih se koristiti samo onda kada nisu opterećeni na savijanje. Često se koriste u grupi kao poboljšanje temeljnog tla. Najčešće se izvode kao nabijeni, utisnuti i/ ili vibrirani.

Armirano-betonski piloti izvedeni na licu mjesta. Tehnologije izvedbe su različite. Prostor za pilote može se izvesti nabijanjem, zabijanjem, bušenjem i kopanjem. Zajedničko im je da se armatura ugrađuje na licu mjesta pa se dužina koševa može prilagoditi potrebama na terenu. Betoniraju se također na licu mjesta, a način ugradnje betona ovisi o vrsti tehnologije izvođenja. Betoniraju se kontraktor postupkom ili ugradnjom suhog betona u otvor izveden u tlu, što ovisi o tipu tehnologije izvođenja. Ove tehnologije opisati će se naknadno. U ovu skupinu spadaju piloti izvedeni tehnologijom dijafragme.

Piloti od miješanih gradiva. Najčešće se radi o čeliku i betonu. Mogu se izvoditi i od plastičnih cijevi, metalnih umetaka (I profila, željezničkih šina i slično) i betonske ispune. Kod malih poprečnih presjeka ispuna je malter ili smjese za injektiranje. Miješana se gradiva najčešće koriste kod mikropilota.

Piloti od mješavine tla i veziva. U ovu grupu spadaju mlazno injektirani stupnjaci i piloti izvedeni Mix in place i sličnim tehnologijama. Nastaju miješanjem tla i veziva, koje se ubacuje različitim postupcima. Proizvođači opreme tvrde da se u svježju smjesu tla i veziva može ugraditi i armatura te teko nastaju armirani, nosivi piloti. Mnogo se koriste za izvedbu zaštite građevnih jama. Ako se ugrađuju kao neprekinuti niz s preklopima, tvore vodonepropusne, nosive zavjese.

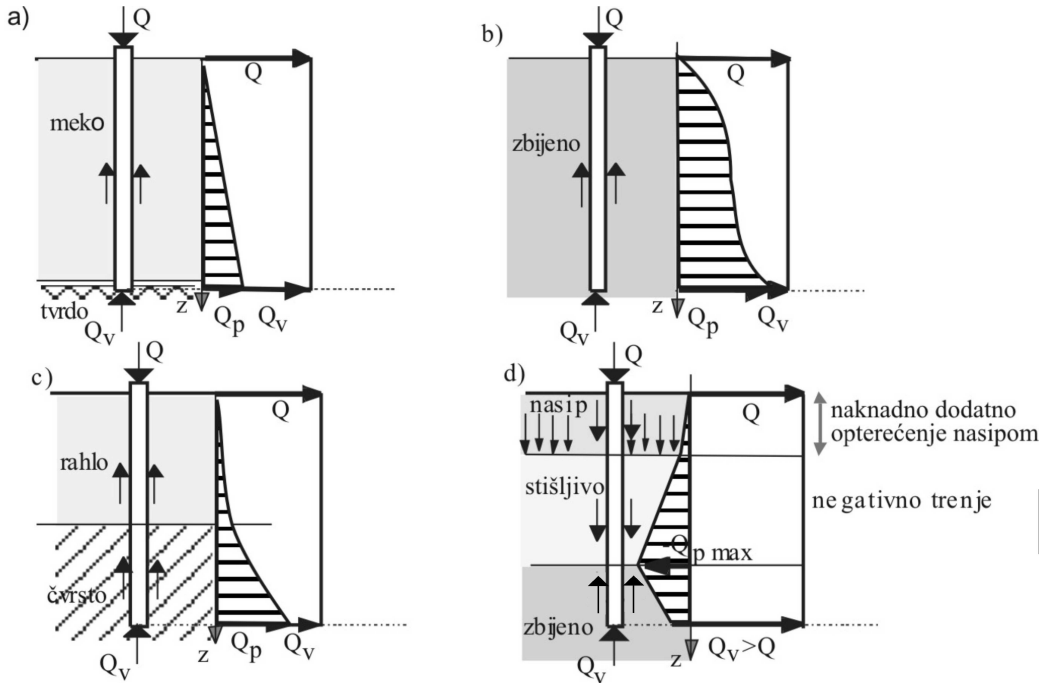
5.4 PRIJENOS USPRAVNIH SILA

Piloti uvijek zadovoljavaju uvjet da je $D/B > 4$ te se mogu računati prema izrazima za duboke temelje koji su dani u poglavlju 4.2. Prema prijenosu sila razlikuju se:

- piloti koji nose na vrh;
- piloti koji nose isključivo trenjem po plaštu (lebdeći piloti)
- piloti koji nose na vrh i trenje po plaštu.

Kod pilota koji nose na vrh i trenjem po plaštu, može se trenje po plaštu usvojiti samo za tla sa većim čvrstoćama na smicanja i to **samo onda kada je moguće mobilizirati trenje po plaštu za što je potreban relativni pomak između tla i pilota** (vidi sliku 4.5 i 5.5). Ukoliko pilot prolazi kroz izrazito stišljive slojeve ili slojeve

podložne naknadnom slijeganju dolazi do pojave *negativnog trenja* koje povećava ukupnu silu koju pilot vrhom prenosi u tlo.



Slika 5.5 Odnos veličina sila koje pilot u tlo prenosi vrhom i trenjem po plaštu ovisno o kakvoći slojeva kroz koje prolazi (vodoravno šrafirani dijagram je raspodjela vrijednosti trenja po plaštu). Vlastita težina pilota nije uključena.

Slika 5.5 a) prikazuje pilot koji nosi uglavnom na vrh i nešto vrlo malo trenjem po plaštu. Slika 5.5 b) prikazuje način prijenosa sila kod lebdećih pilota. Slika 5.5 c) prikazuje prijenos sile trenjem i na vrh s pretežnom nosivošću u čvrstom sloju. Slika 5.5 d) prikazuje povećanje ukupne sile koju pilot nosi na vrh zbog pojave negativnog trenja.

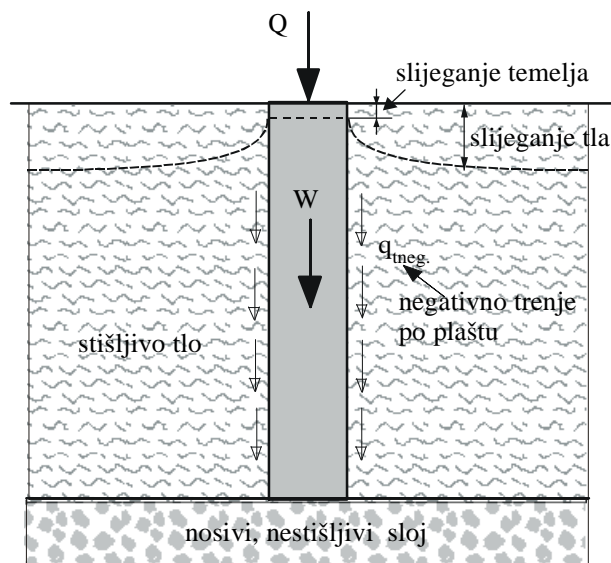
Uobičajena je pretpostavka da se za ostvarenje punog trenja po plaštu treba ostvariti pomak (slijeganje) pilota od 2,5 mm (vidi: Smith 1960. i Paikowsky i dr. 1995.). Nasuprot tome prema Bowles (1988.), potreban je pomak pilota pod opterećenjem od oko $0,1B$, gdje je B promjer pilota, da bi se ostvarila nosivost na vrh. Kod pilona i pilota velikog promjera ovo je nedopustivo velika, a i malo vjerojatna vrijednost, pa se pretpostavlja da to vrijedi isključivo za pilote malog promjera, reda veličine do 400 mm. Iz ukupnog pomaka potrebno je isključiti elastičnu deformaciju samog pilota. U stvari, svi piloti nose na trenje više ili manje. Tek kad je mobilizirano puno trenje po plaštu može se ostvariti nosivost na vrh. Odnos nosivosti na trenje po plaštu i na vrh je ovdje od bitne važnosti, ali je jasno da se trenje po plaštu ne može

izbjeći. Prema istraživanjima FHWA (US Savezna administracija za autoceste, (Paikowsky i Hart, 2000.) pokazalo se u praksi, da postoji značajno trenje po plaštu i kod onih pilota koji su projektirani kao da nose samo na vrh. Za ekonomično projektiranje pilota važno je poznavati stvarni odnos Q_v/Q_p . Kod pilota koji završavaju na čvrstoj stijeni, nosivost na vrh je i pored svega toliko veća od nosivosti po plaštu da zahtijeva posebno izučavanje.

Piloti dijelom izvedeni u stijeni neosporno nose trenjem po plaštu u dijelu koji prolazi kroz stijenu. Trenjem po plaštu za ovakve slučajeve bavi se niz autora te se podaci mogu naći u literaturi, (Serrano, Olalla, 2004., 2006.; Zertsalov, Konyukhov, 2007.).

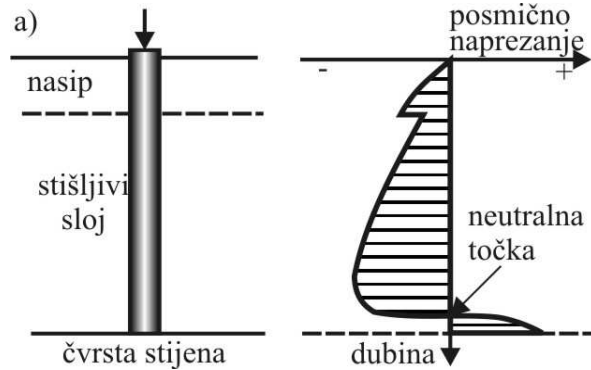
5.4.1 Negativno trenje

Kod dubokih temelja, naročito pilota, oko kojih se nalazi nekonsolidirana masa stišljivog tla, javlja se dodatna vučna sila prema dolje zbog relativnog pomaka mase tla, u odnosu na temelj prilikom procesa konsolidacije. Ova pojava naziva se negativno trenje. Primjer pojave negativnog trenja kod dubokih temelja, koji prenose opterećenje na vrh u nestišljiv, kruti sloj, prikazan je na slici 5.6.

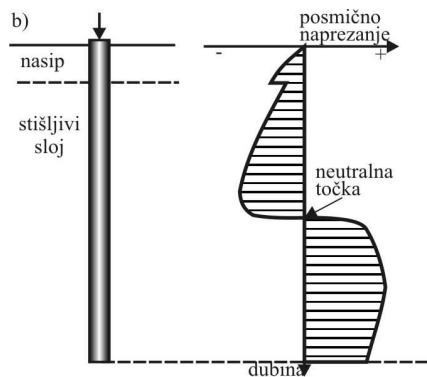


Slika 5.6 Relativni pomak mase stišljivog tla oko dubokog temelja - pojava negativnog trenja

Različita je raspodjela negativnog trenja kod pilota koji nose na vrh, a prolaze kroz stišljiv sloj i pilota koji pretežno nose na trenje. Na slici 5.7 a i 5.7 b, prikazane su raspodjele (Fleming i dr. 1992.) posmičnog naprezanja po plaštu za gornja dva slučaja.



Slika 5.7 a) Raspodjela negativnog trenja na pilot koji nosi na vrh



Slika 5.7 b) Raspodjela negativnog trenja na pilot koji nosi na trenje

Razvoj i veličina negativnog trenja uvjetovani su gradivom pilota, načinom izvedbe, vrstom okolnog tla i iznosom relativnog pomaka između tla i pilota (Bjerrum, 1973.). Da bi se odredio iznos negativnog trenja potrebno je odrediti položaj neutralne točke tj. dubinu na kojoj je slijeganje pilota jednako slijeganju okolnog tla. Za pilote koji nose na vrh ta je točka vrlo blizu dna stišljivog sloja. Za pilote koji nose na trenje postoje rješenja više autora. (GEO 1996.; Fleming i dr. 1992. Fellenius, 1984.).

Konsolidacija mase stišljivog tla oko pilota može biti posljedica cijelog niza razloga. Neki od njih su: opterećenje površine stišljivog tla oko pilota (cestovni nasip uz upornjak mosta), konsolidacija uslijed vlastite težine tla (svježi, nedovoljno zbijeni nasip), spuštanja razine podzemne vode, učinka zabijanja temelja u meko tlo.

Veličina negativnog trenja određuje se na isti način kao i veličina naprezanja koja se može prenijeti trenjem na tlo, kako je to objašnjeno u poglavljima 4.2.2.3 (nosivost trenjem po plaštu u koherentnom tlu) i 4.2.2.4. (nosivost trenjem po plaštu u nekoherentnom tlu). Međutim, ova veličina predstavlja opterećenje na pilot, pa je rezultantu silu negativnog trenja Q_{NP} potrebno u izrazu (5.1), za veličinu sile koja se može prenijeti na pilot, oduzeti umjesto dodati:

$$Q = Q_v - Q_{NP} - W \quad (5.1)$$

Na negativno trenje osjetljivi su piloti malog promjera koji imaju malu nosivost na vrh. Kod slabo propusnih materijala ono se razvija kroz dugo vrijeme usporedno s konsolidacijom.

Utjecaj negativnog trenja može se smanjiti na razne načine. Jedna od mogućnosti je da se dopusti slijeganje građevine na pilotima zajedno s pilotima i okolnim tlom. Druga je mogućnost premazivanje pilota tvarima s minimalnim trenjem u dodiru s okolnim tlom (Fleming i dr. 1992.).

5.5 PRORAČUN PILOTA

U nastavku se daje način proračuna **graničnih vrijednosti** sila koje djeluju na pilot. **Svojsvene (karakteristične) i projektne vrijednosti ovise o projektnom pristupu** i drugim okolnostima predviđenim propisom.

Nosivost pilota može se odrediti kao:

- **ono opterećenje koje uvjetuje slom u gradivu pilota (granično stanje nosivosti gradiva);**
- **ono opterećenje pri kojem je u tlu, oko pilota, mobilizirana puna čvrstoća na smicanje (granično stanje nosivosti tla).**

U inženjerskom smislu, nosivost može biti postignuta pri mnogo manjem opterećenju. **To je ono opterećenje pri kojem pilot postiže tolerantnu granicu deformacije za građevinu kojoj je namijenjen.** To je projektiranje prema **graničnom stanju uporabivosti.**

U tom je smislu prihvaćen Terzaghi-ev prijedlog (Terzaghi, Peck, Mesri, 1996.), da se za graničnu nosivost pilota uzme ono opterećenje, koje kao tolerantnu granicu slijeganja izaziva veličinu od 1/10 promjera ili širine pilota. Ova tolerancija može biti dobra kod pilota manjih promjera. Kod pilota velikih promjera ovo ne daje zadovoljavajuće rješenje.

Za grupe pilota analiza je još složenija u slučaju oštih zahtjeva u pogledu slijeganja.

Metode proračuna mogu se temeljiti na (Eurokod 7, 2004.):

- **analitičkim i iskustvenim proračunima;**
- **rezultatima dinamičkih ispitivanja**
- **rezultatima pokusnih opterećenja.**
- **opaženim svojstvima na izvedenim pilotima koji se po svim svojstvima mogu usporediti na temelju istražnih radova i ispitivanja tla.**

Najbolja rješenja daju rezultati pokusnih ispitivanja pilota, ali se ona rijetko rade jer su skupa. Statnamik metode danas istiskuju statička pokusna ispitivanja, ali još nisu potpuno obuhvaćena propisima.

5.5.1 Pilot opterećen uzdužnom silom

Pilot u uzdužnom smjeru može preuzeti tlačnu u vlačnu silu. Proračun se vrši za oba slučaja na prethodno iznesene načine. Vlačno opterećeni piloti nisu tako rijetki kako bi to izgledalo.

Propisi se iz tih razloga posebno bave proračunom pilota opterećenih vlačnom silom.

5.5.1.1 Proračun nosivosti pilota iz podataka o parametrima čvrstoće na smicanje

Ovi proračuni spadaju u grupu analitičkih proračuna.

Usvoji li se jednadžba (4.1) za proračun ukupne sile koju jedan pilot može preuzeti, općenito se može pisati, koristeći rješenje prema teoriji graničnih stanja plastične ravnoteže za nosivost na vrh i Coulomb-ov zakon za trenje po plaštu:

$$Q_f = A_b (cN_c + \sigma'_0 N_q + 0,5\gamma' dN_\gamma) + O \int_0^L (c_a + \gamma' z K_s \operatorname{tg} \delta) dz - W \quad (5.2)$$

gdje je A_b -površina poprečnog presjeka vrha pilota promjera $\phi=d$, O -opseg pilota, a W -vlastita težina pilota.

Za pilote izvedene u glini, uvažavajući da je $\phi \cong 0$, vrijedi da je $N_q=1$ a N_c je konstanta, izraz (5.2) se može pojednostavniti u slijedeći oblik:

$$Q_f = A_b (c_u N_c + \sigma'_0) + O \int_0^L c_a dz - W \quad (5.3)$$

Kohezija, c_u , je vrijednost dobivena za nedrenirane uvjete iz troosnog pokusa u laboratoriju ili dobivena iz rezultata krilne sonde (Roje-Bonacci, 2007). Za pilote koji nemaju proširenje baze na vrhu, moguće je slijedeće pojednostavljenje ako vrijedi da je $A_b \cdot \sigma'_0 \cong W$:

$$Q_f = A_b c_u N_c + O \int_0^L c_a dz \quad (5.4)$$

U tabeli 5.1 date su vrijednosti faktora nosivosti na vrh, N_c , prema nekim autorima.

Tabela 5.1 Vrijednosti N_c za gline kod kojih vrijedi da je $\varphi \cong 0$ (Meyerhof, 1959.)

Izvor	N_c
Sanglerat:	
izduženi temelj ($L/B > 1$)	5,7
kvadratični ili kružni temelj	6,8
Craig:	5,7
Skempton:	
izduženi poprečni presjek (za elemente dijafragmi)	7,5
Skempton, Meyerhof:	
teoretsko rješenje, modelska ispitivanja i potvrda terenskim ispitivanjima	9
Sowers, na modelima	$5 < N_c < 8$
Mohan, za ekspanzivne gline	$5,7 < N_c < 8,2$
Podaci iz rezultata penetracijskih testova:	
Ladany, Eden:	
normalne gline (prema Vesic 1967.)	$7,4 < N_c < 9,3$
osjetljive gline, laboratorij	$5,7 < N_c < 8$
osjetljive gline, terenski rezultati	$5,5 < N_c < 7,5$
Kanadski testovi	$5,71 < N_c < 8$
prosječna vrijednost	7,23
Gloucesterska glina	6,85
Delft laboratorij	5,14
Sowers, Ward i dr.	$N_c > 5$ i $N_c < 25$

Za pilote u nekoherentnim tlima, kada je $c=0$, iz izraza 5.2 dobiva se:

$$Q_f = A_b \sigma_{b0} N_q + \int_0^L O F_\omega \gamma' z K_s \text{tg} \delta \text{d}z - W \quad (5.5)$$

pri čemu je σ_{b0} efektivno uspravno naprezanje na razini vrha pilota, a F_ω čimbenik popravke za pilote koji se sužavaju prema vrhu (za nepromjenjiv poprečni presjek $F_\omega = 1$). U izrazu (5.5) zanemaren je član $(0,5 \gamma' d N_\gamma)$ s razloga što je njegova vrijednost vrlo mala u odnosu na član uz N_q .

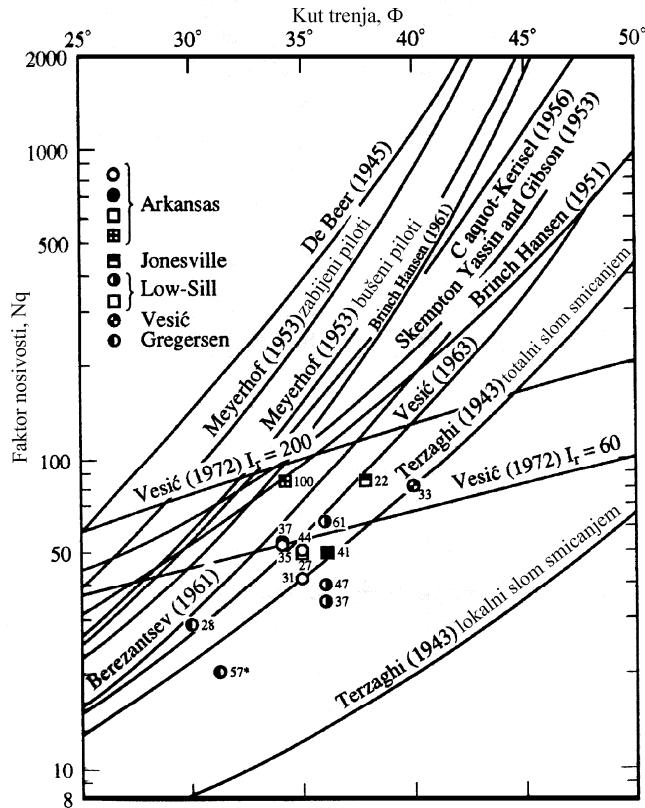
Nosivost pilota može se proračunati i prema jednadžbi Terzagija koja glasi:

$$Q_f = A_b (c_u N_c + \sigma'_0 N_q + 0,5 \gamma' d N_\gamma) + O * L * f_s - W \quad (5.6)$$

gdje je L duljina pilota na kojoj se ostvaruje trenje, a f_s je jedinični otpor na trenje između plašta pilota i tla koje ovisi o vrsti tla i pilota. Za koherentne materijale dati su

podaci za f_s u tablici 4.4, a za nekoherentne u tablici 4.9. Za proračun se mogu koristiti i izrazi (4.13a) i (4.13b).

Na slici 5.8 dan je niz dijagrama za faktor nosivosti na vrh, N_q , prema raznim autorima i tablica 5.2, vrijednosti istog faktora prema Meyerhofu (2009.) za zabijene i bušene pilote



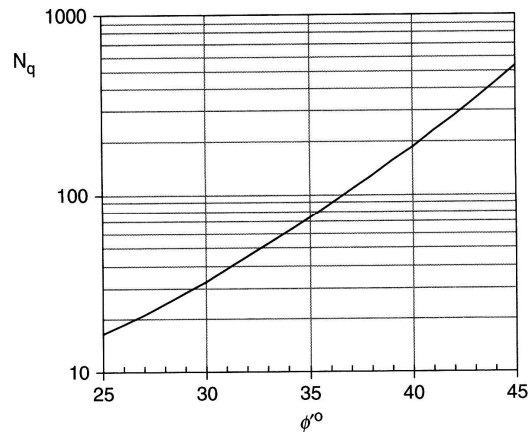
Slika 5.8 Vrijednosti faktora nosivosti N_q prema nizu autora (Vesić 1967.)

Tabela 5.2 Vrijednosti faktora nosivosti na vrh, N_q , u ovisnosti o kutu unutarnjeg trenja

kut trenja [°]		20	25	28	30	32	34	36	38	40	42	45
N_q za pilote	zabijene	8	12	20	25	35	45	60	80	120	160	230
	bušene	4	5	8	12	17	22	30	40	60	80	115

Najjednostavniji izraz za nosivost na vrh, u nekoherentnim tlima, daje Berezancev i dr (1961.) (preneseno iz Fleming i dr. 2009.), kao: $q_b = N_q \cdot \sigma'_v$.

Vrijednosti faktora nosivosti na vrh, N_q , veže za kut unutarnjeg trenja φ .



Slika 5.9 Faktor za proračun nosivosti na vrh N_q prema Berezancev i dr. 1961.

Tabela 5.3 Faktor nosivosti na vrh f_b određen iz podataka dobivenih u laboratoriju (Poulos 1989.)

Vrsta tla	Jednadžba	Primjedba	Izvor
Glina	$f_b = N_c c_{ub}$	$N_c = 9$ za $L/d \geq 3$ c_{ub} = vrijednost c_u u blizini vrha	Skempton (1959.)
Silikatni pijesci*	$f_b = N_q \sigma'_v$ ne veći od graničnog $f_{b \text{ lim}}^{**}$	$N_q = 40$ N_q prikazan u odnosu na φ' N_q ovisi o φ' , relativnoj gustoći i prosječnom efektivnom naprezanju N_q kod teorije širenja šupljina kao funkcija od φ' i zapreminske stišljivosti	API (1984.) Berezatzev i dr. (1961.) Fleming i dr. (1985.) Vesić (1972.)
Nevezani vapnenački pijesci	$f_b = N_q \sigma'_v$ ne veći od graničnog $f_{b \text{ lim}}$	$N_q = 20$ Tipičan raspon za $N_q = 8-20$ N_q određen za reduciranu vrijednost φ' (tj. 18°)	Datta i dr. (1980.) Poulos (1988d) Dutt i Ingram (1984.)

*Za silikatne i vapnenačke pijeske gornje izraze preporuča se koristiti jedino za zabijene pilote.

**Tipične granične vrijednosti $f_{b \text{ lim}}$ kreću se od 10-15 MPa za silikatne pijeske a 3-5 MPa za vapnenačke pijeske. Posljednje vrijednosti ovise o stišljivosti tla (Nauroy i dr. 1986.)

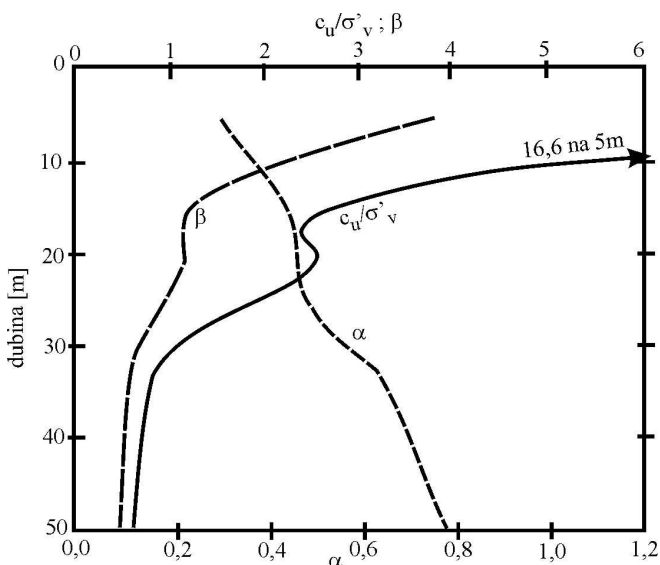
Nosivost trenjem po plaštu u koherentnom tlu može se računati iz vrijednosti kohezije c_u dobivene u nedreniranim nekonsolidiranim uvjetima kao: $\tau_p = \alpha c_u$, (Tomlinson 1957.). Za veličinu koeficijenta α može se u literaturi naći niz vrijednosti

prema raznim autorima. Za nekoherentna tla izraz se može povezati preko koeficijenta β s vrijednosti efektivnog uspravnog naprezanja σ'_v na način da je: $\tau_p = \beta \sigma'_v$. Pri tom koeficijenti α i β ovise o koeficijentu krutosti tla c_u / σ'_v i dubini.

Tabela 5.4 Faktor trenja f_p (odgovara τ_p) za proračun nosivosti po plaštu zabijenih pilota, dobivenih iz laboratorijskih rezultata (Poulos 1989.)

Vrsta tla	Jednadžba	Primjedba	Izvor
Glina	$f_p = \alpha c_u$	$\alpha = 1,0 (c_u \leq 25 \text{ kPa})$ $\alpha = 0,5 (c_u \geq 70 \text{ kPa})$ Za međuvrijednosti koristiti linearnu promjenu	API (1984.)
		$\alpha = 1,0 (c_u \leq 35 \text{ kPa})$ $\alpha = 0,5 (c_u \geq 80 \text{ kPa})$ Za međuvrijednosti koristiti linearnu promjenu Primjenjivo za faktor duljine pilota $L/d > 50$	Semple i Rigden (1984.)
		$\alpha = \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)_{nc}^{0,5} \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{-0,5}$ za $\left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \leq 1 \right)$ $\alpha = \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)_{nc}^{0,5} \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{-0,25}$ za $\left(\frac{c_u}{\sigma'_v} > 1 \right)$	Fleming i dr. (2009.) (indeks <i>nc</i> kazuje da se radi o normalno konsolidiranom stanju; c_u / σ'_v promjenjiv duž plašta)
	$f_p = \beta \sigma'_v$	$\beta = (1 - \sin \varphi') \tan \varphi' (\text{OCR})^{0,5}$	Burland (1973.) Meyerhof (1976.)
Silikatni pijesci	$f_p = \beta \sigma'_v$ ($f_p > f_{s \text{ lim}}$)	$\beta = 0,15 - 0,35$ (pritisak) $0,10 - 0,24$ (vlak)	Mc Clelland (1974.)
		$\beta = 0,44$ za $\varphi' = 28^\circ$ $0,75$ za $\varphi' = 35^\circ$ $1,2$ za $\varphi' = 37^\circ$	Meyerhof (1976.)
		$\beta = (K/K_0) * K_0 \tan(\varphi' * (\delta/\varphi))$ δ/φ ovisi o vrsti gradiva pilota (raspon 0,5-1,0) K/K_0 ovisi o načinu ugradnje (raspon 0,5-2,0) K_0 = koeficijent tlaka mirovanja, koji je funkcija OCR	Stas i Kulhawy (1984.)
Nevezani vapnenački pijesci	$f_p = \beta \sigma'_v$	$\beta = 0,05 - 0,1$	Poulos (1988.d)

Nastavno je priložen dijagram odnosa koeficijenata α i β iz gornje tabele i odnos c_u/σ'_v naprama dubini, (Fleming i dr. 2009.) dobivenih mjerenjem c_u i f_p na terenu. (prvih 5m dubine nije nosivo na trenje)



Slika 5.10 Vrijednosti koeficijenata α i β za proračun faktora trenja f_s po plaštu iz tabele 5.3 (Fleming i dr. 2009.)

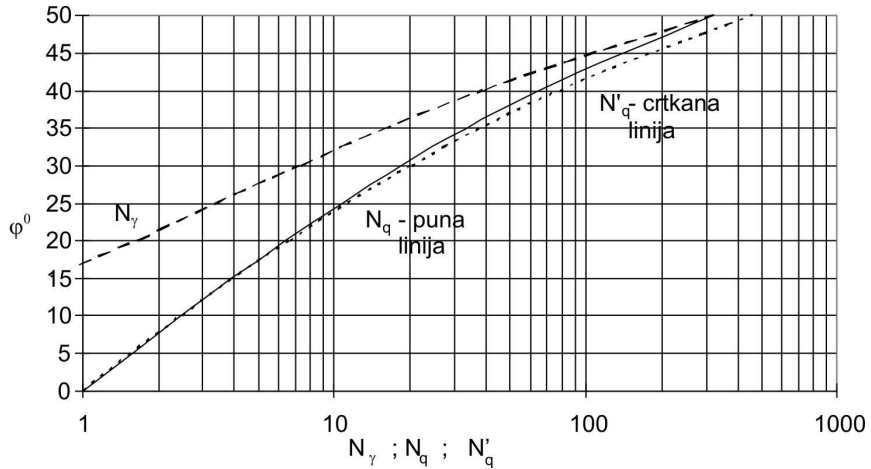
Tabela 5.5 Faktor trenja f_p za proračun nosivosti po plaštu bušenih pilota, dobivenih iz rezultata laboratorijskih ispitivanja čvrstoće (Paulos, 1989.; dopunjeno Fleming i dr. 2009.)

Vrsta tla	Jednadžba	Primjedba	Izvor
Glina	$f_p = \alpha c_u$	$\alpha = 0,45$ (Londonska glina) $\alpha = 0,5$ (uobičajeno bušeni) $\alpha = 0,6$ (svrdlani) $\alpha = 0,7$ (množitelj za zabijene pilote s razmicanjem tla)	Skempton (1959.) Fleming i dr. (2009.)
	$f_p = K \tan \delta \sigma'_v$	$K < K_0$ ili $0,5(1+K_0)$ $K/K_0 = 2/3$ do 1 ; K_0 ovisi o OCR; δ ovisi o gradivu pilota	Fleming i dr. (1985.) Stas i Kulhawy (1984.)
Silikatni pijesci	$f_p = \beta \sigma'_v$	$\beta = 0,1$ za $\phi' = 33^\circ$ $0,2$ za $\phi' = 35^\circ$ $0,35$ za $\phi' = 37^\circ$	Meyerhof (1976.)
		$\beta = F \tan(\phi' - 5)$ gdje je $F = 0,7$ (pritisak) i $0,5$ (vlak)	Kraft i Lyons (1974.)
Nevezani vapnenački pijesci	$f_p = \beta \sigma'_v$ ($f_p > f_{p \text{ lim}}$)	$\beta = 0,05$ do $0,8$ $f_{s \text{ lim}} = 60$ do 100 kPa	Poulos (1988.d)

Caquot i Kerissel (1967.), dali su svoje izraze za proračun nosivosti temelja kod kojih je lomna ploha elipsa. Uvažavajući izraz (5.2) dobiva se slijedeće:

$$Q_f = A_b \left[\frac{d}{2} \gamma' N_\gamma + c_u * \frac{1}{\text{tg}\phi} (N_q - 1) + \sigma'_0 N'_q + 2\gamma' \frac{L^2}{d} * s_3 \right] + O * L (\beta * c_u + c_u * s_4) - W \quad (5.7)$$

pri čemu su N_q i N_γ faktori nosivosti dani u dijagramu na slici 5.11, a s_3 i s_4 faktori nosivosti za trenje po plaštu dani nastavno u dijagramu na slici 5.12. Koeficijent β daje odnos između adhezije na plašt i kohezije u nedreniranim uvjetima, a utvrdili su ga autori empirijski iz niza pokusa penetracije.



Slika 5.11 Dijagrami faktora nosivosti po Caquot-Keriselu (1967)

Jednadžbu (5.7) može se raščlaniti kao i jednadžbu (5.2), ovisno o vrsti tla u kojem se duboki temelji nalaze. Za pilote u glini kada je $\phi \equiv 0$ dobiva se jednadžba koja odgovara jednadžbi (5.4):

$$Q_f = A_b c_u * N_c + O L \beta c_u \quad (5.8)$$

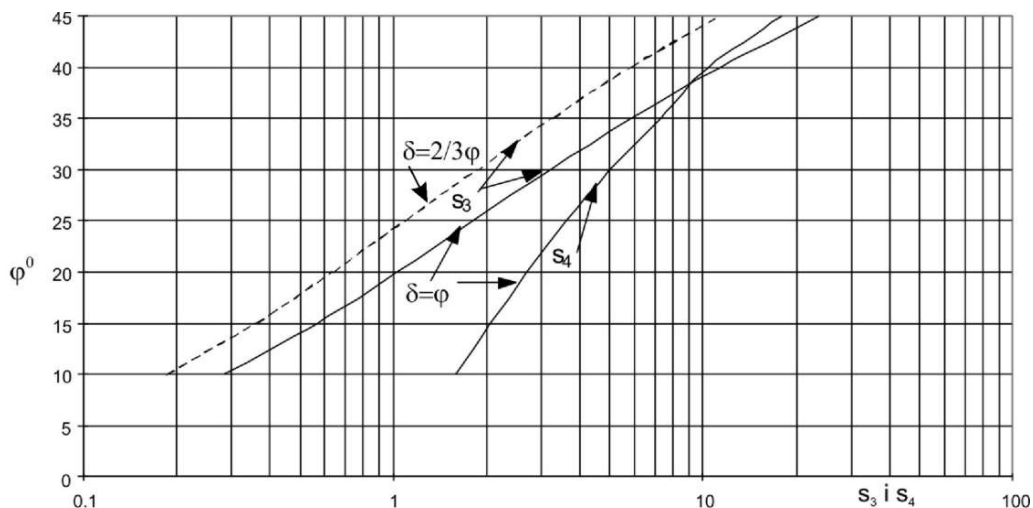
pri čemu je $N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi}$; za $\phi=0$, $N_c=7$, a $\beta = \frac{100 + c_u^2}{100 + 7c_u^2}$.

Ukoliko se u glini ne može zanemariti kut trenja ϕ , potrebno je račun provesti prema jednadžbi (5.7). Kod pilota izrazito malih promjera može se član uz faktor nosivosti N_γ zanemariti.

Za pilote u nekoherentnim tlima, s $c=0$ i dubinom sloja koji nosi na trenje L , dobiva se:

$$Q_f = A_b (\sigma'_0 N'_q + 2\gamma' \frac{L^2}{d} * s_3) - W \quad (5.9)$$

Faktor nosivosti s_3 je funkcija kuta trenja δ između tla i plašta pilota, koji se za bušene pilote uzima sa vrijednošću $\delta=(2/3)\varphi$, a za zabijene sa $\delta=\varphi$.



Slika 5.12 Dijagram faktora nosivosti za trenje po plaštu prema Caquot-Keriselu
Proračuni po Caquot-Keriselu rađeni su za pilote kružnog poprečnog presjeka.

5.5.1.2 Proračun nosivosti iz rezultata standardnog penetracijskog pokusa (SPT)

Ova se ispitivanja mogu neizravno koristiti za određivanje vrijednosti kuta trenja φ (Roje-Bonacci, 2007.) na način da je:

$$\varphi=27+0,3N \text{ za } N<45 \text{ i}$$

$$\varphi=17,57*N^{0,22} \text{ za } N>45,$$

gdje je N popravljani broj udaraca standardnog penetracijskog pokusa ovisno o dubini, vrsti tla, razini podzemne vode i ostalim čimbenicima koji utječu na vrijednost broja udaraca N. Tako dobivena vrijednost kuta φ može se koristiti u tabelama 5.4 i 5.5 za određivanje koeficijenta β .

Temeljem rezultata SPP-a nastao je i dijagram na slici 5.9 za određivanje faktora nosivosti N_q (Berezantzev 1961.) za kojeg Tomlinson (2001.) tvrdi da nema neovisne provjere.

Mnogi autori dali su izraze koji povezuju broj udaraca, N, dinamičkog (standardnog SPT) penetracijskog pokusa, s nosivošću na vrh i trenjem po plaštu. Razlog tomu je što je SPT često jedini raspoloživi podatak terenskih ispitivanja.

U tabelama koje slijede dani su izrazi prikupljeni u literaturi (Ng i drugi 2004.) i pripadni koeficijenti, za određivanje nosivosti na vrh i trenje po plaštu iz rezultata SPT-a.

Tabela 5.6 Odnos nosivosti na vrh f_b i rezultata dinamičke penetracije, SPT, pri čemu je $f_b=K*N$ [MPa] (Poulos 1989.)

Vrsta pilota	Vrsta tla	K	Primjedba	Izvor
Zabijeni piloti	Pijesak	0,45	N=prosječna vrijednost SPP-a u području vrha pilota	Martin i dr. (1987.)
	Pijesak	0,40		Decourt (1982.)
	Prah, prah pjeskovit	0,35		Martin i dr. (1987.)
	Glacijalne naslage krupnog do sitnog praha	0,25		Thorburn i Mac Vicar (1971.)
	Rezidualni pjeskoviti prah	0,25		Decourt (1982.)
	Rezidualni glinoviti prah	0,20		Decourt (1982.)
	Glina	0,20		Martin i dr. (1987.)
	Glina	0,12		Shioi i Fukui (1982.)
	Sva tla	0,30	Za $L/d \geq 5$ ako je $L/d < 5$, $K=0,1+0,04(L/d)$ za pilote punog vrha $K=0,06(L/d)$ za pilote otvorenog vrha	Shioi i Fukui (1982.)
Kopani s isplakom	Nekoherentna		$f_b=3,0$ MPa	Shioi i Fukui (1982.)
		0,15	$f_b>7,5$ MPa	Yamashita i dr. (1987.)
	Koherentna	-	$f_b=0,09(1+0,16z)$ gdje je z=dubina vrha u [m]	Yamashita i dr. (1987.)
Bušeni	Pijesak	0,1		Shioi i Fukui (1982.)
	Glina	0,15		Shioi i Fukui (1982.)
	Kreda	0,25 0,20	$N<30$ $N>40$	Hobbs (1977.)

Tabela 5.7 Odnos između trenja po plaštu f_p i rezultata standardnog penetracijskog pokusa (SPT) $f_p = \alpha + \beta N$ [kPa]

Način ugradnje	Vrsta tla	α	β	Primjedba	Izvor
Zabijeni s razmicanjem tla	Nekoherentno	0	2	f_p = prosječna vrijednost duž plašta N-prosječan broj udaraca SPT-a duž plašta Za pilote koji malo razmiču tlo raspoloviti vrijednost f_p	Meyerhof (1956.) Shioi i Fukui (1982.)
	Nekoherentno i koherentno	10	3,3	Vrsta pilota nije naznačena $50 \geq N \geq 3$; $f_p \leq 170$ kPa	Decourt (1982.)
	Koherentno	0	10		Shioi i Fukui (1982.)
Kopani	Nekoherentno	30	2	$f_p \leq 200$ kPa	Yamashita i dr. (1987.)
		0	5		Shioi i Fukui (1982.)
	Koherentno	0	5	$f_p \leq 150$ kPa	Yamashita i dr. (1987.)
		0	10		Shioi i Fukui (1982.)
Bušeni	Nekoherentno	0	1		Findlay (1984.); Shioi i Fukui (1982.)
		0	3,3		Wright and Reese (1979.)
	Koherentno	0	5		Shioi i Fukui (1982.)
	Koherentno	10	3,3	Iskop pridržan bentonitom $50 \leq N \leq 3$; $f_p \leq 170$ kPa	Decourt (1982.)
	Kreda	-125	12,5	$30 > N > 15$; $f_p \leq 250$ kPa	Fletcher & Mizon (1984.)

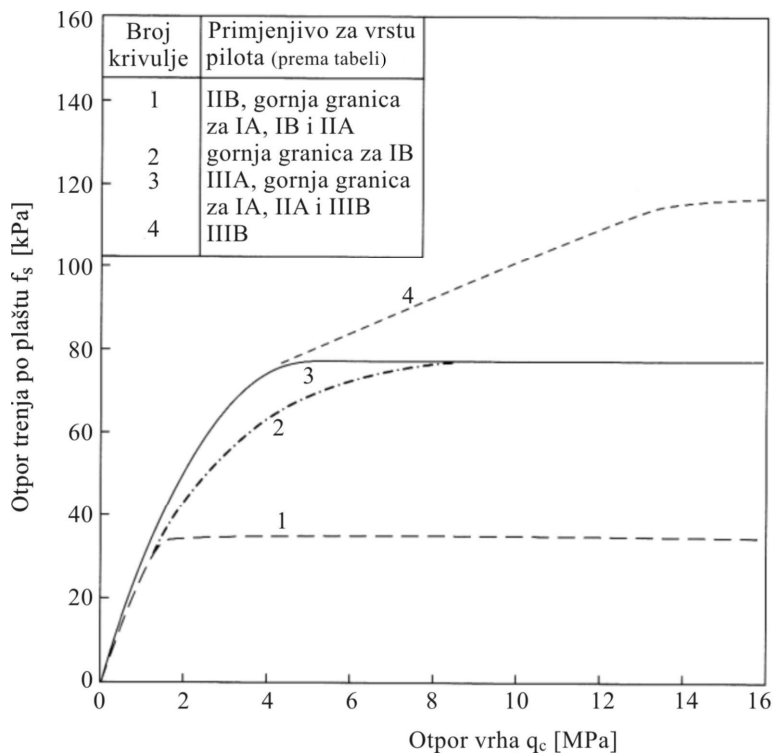
5.5.1.3 Proračun nosivosti iz rezultata statičkog penetracijskog pokusa

Statički penetracijski pokus izravno daje podatak o nosivosti vrha pilota kao vrijednost q_c i podatak o sili trenja po plaštu preko vrijednosti F_1 (Roje-Bonacci, 2007.). Pomoću ova dva podatka može se proračunati ukupna granična sila nošenja jednog pilota u tlu u kojem je izvršena statička penetracija kao:

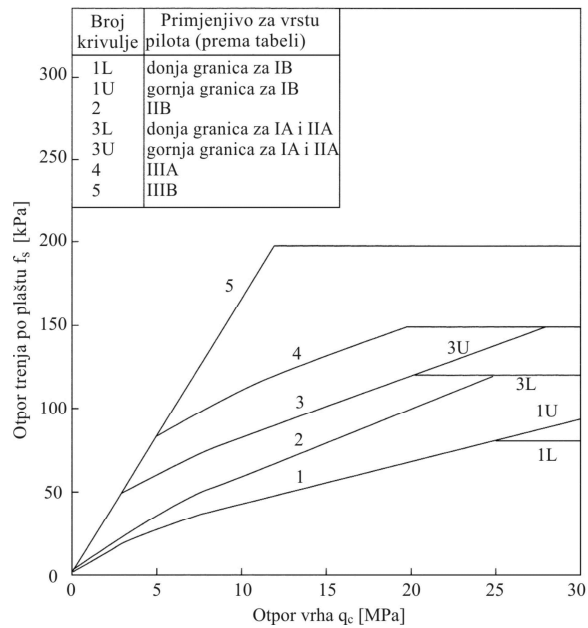
$$Q_f = q_c * A + F_1 \left(\frac{O_r}{O_p} \right) \quad (5.10)$$

gdje je A – površina poprečnog presjeka vrha pilota, O_r – opseg pilota na dijelu koji nosi trenjem po plaštu a O_p – opseg penetrometra. q_c i F_1 su podaci iz statičke penetracije, (Roje-Bonacci, 2007.).

Slika 5.13 prikazuje dijagram vrijednosti otpora trenja po plaštu za razne vrste pilota u glini u odnosu na otpor vrha statičkog penetrometra q_c , a slika 5.14 isto za pilote izvedene u pijesku.



Slika 5.13 Projektne vrijednosti trenja po plaštu za pilote u glini iz rezultata statičke penetracije (Poulos 1989.)



Slika 5.14 Projektne vrijednosti trenja po plaštu za pilote u pijesku iz rezultata statičke penetracije (Poulos 1989.)

U tabeli 5.8 dane su kategorije pilota na koje se odnose prethodni dijagrami.

Tabela 5.8 Klasifikacija pilota prema vrsti (Bustamante i Gianceselli, 1982. prema Poulos, 1989.)

Kategorija pilota	Vrsta pilota
IA	Bušeni piloti bez zaštite, s bentonitnom zaštitom, piloti izvedeni šupljim svrdlom, piloti s vijkom na vrhu Tip I mikropilota, piloni, dijafragme
IB	Bušeni betonski piloti Zabijeni betonski piloti
IIA	Zabijeni betonski piloti Prednapregnuti valjkasti piloti Utisnuti betonski piloti
IIB	Zabijeni čelični piloti Utisnuti čelični piloti
IIIA	Zabijeni injektirani piloti Nabijeni betonski piloti
IIIB	Mlazno injektirani piloti ($d > 0,25$ m) Tip II mikropilota

Napomena: U gornjoj tabeli su neki engleski nazivi teško prevodivi (izvor Poulos 1989.)

Nosivost na vrh po francuskoj metodi (LCPC, Ashari, 2009.) daje jednostavan izraz, vrlo prikladan za proračune kada se raspolože s dobrim terenskim podacima. Izraz glasi :

$$Q_{fv}=(q_{ce}k_c)A_b \quad (5.11)$$

gdje je:

- Q_{fv} – nosivost pilota na vrh [kPa],
- q_{ce} – ekvivalentni otpor vrha [kPa],
- k_c – faktor nosivosti vrha,
- A_b – površina temeljne plohe pilota [m²].

Ekvivalentni otpor vrha, q_{ce} , se uzima kao prosječna vrijednost izmjerena na dubini od 1,5d iznad vrha do 1,5d ispod vrha pilota (d, promjer pilota). U tabeli u nastavku dana je vrijednost faktora nosivosti vrha, k_c , za razne vrste tla.

Tabela 5.9 Vrijednosti faktora nosivosti vrha prema LCPC-Francuska

Vrsta tla	k_c
glina i prah	0,600
pijesak i šljunak	0,375
kreda	0,400

Nosivost trenjem po plaštu može se izračunati izrazom od:

a) **Meyerhofa** pomoću podataka o **otporu vrha** (Ashari, 2009.) :

$$Q_{fp}=(0,005q_c)A_p \quad (5.12)$$

gdje je:

- Q_{fp} – nosivost pilota po plaštu [kPa],
- q_c – otpor vrha [kPa],
- A_p – površina plašta na koju se prenosi trenje [m²].

b) **Meyerhofa** pomoću podataka o **trenju po plaštu**:

za pilote s koji jako razmiču tlo:

$$Q_{fp}=(1,5-2q_p)A_p \quad (5.13)$$

za pilote koji malo razmiču tlo:

$$Q_{fp}=(q_p)A_p; \quad (5.14)$$

gdje je:

- Q_{fp} – nosivost pilota po plaštu [kPa],
- q_p – prosječan otpor trenjem po plaštu na promatranom odsječku [kPa],
- A_p – površina plašta na koju se prenosi trenje [m²].

c) **Nottinghama i Schmertmanna** (1975.) pomoću podataka **otpora vrha**;

za **nekoherentna tla**:

$$Q_{fp} = C_f \sum q_c A_p \quad (5.15)$$

gdje je:

Q_{fp} – nosivost pilota po plaštu [kPa],

C_f – za drvene pilote $C_f = 0,018$,

q_c – prosječan otpor vrha duž pilota [kPa],

A_p – površina plašta na koju se prenosi trenje [m²].

d) **Nottinghama i Schmertmanna** pomoću podataka o **trenju po plaštu**;

za **nekoherentno tlo** i dubinu $z < 8B$:

$$Q_{fp} = \left(\alpha'_p \frac{z}{d} q_p \right) A_p \quad (5.16)$$

za dubine $z > 8m$ pa do vrha pilota:

$$Q_{fp} = (\alpha'_p q_p) A_p \quad (5.17)$$

gdje je:

Q_{fp} – nosivost pilota po plaštu [kPa]

α'_p – odnos otpora plašta pilota i otpora plašta penetrometra iz dijagrama,

z – dubina sredine sloja za koji se vrši proračun,

q_p – prosječan otpor trenjem po plaštu na promatranom odsječku [kPa],

A_p – površina plašta na koju se prenosi trenje [m²].

e) **Nottinghama i Schmertmanna** pomoću podataka o **trenju po plaštu**;

za **koherentno tlo**

$$Q_{fp} = (\alpha' q_p) A_p \quad (5.18)$$

gdje je:

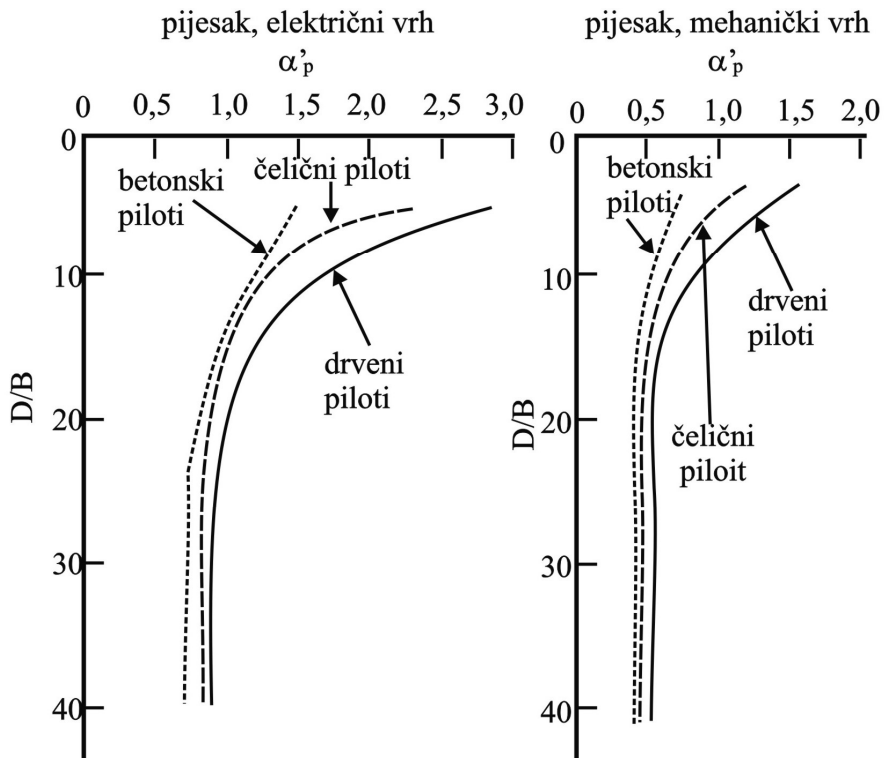
Q_{fp} – nosivost pilota po plaštu [kPa]

α' – odnos otpora plašta pilota i otpora plašta penetrometra iz dijagrama,

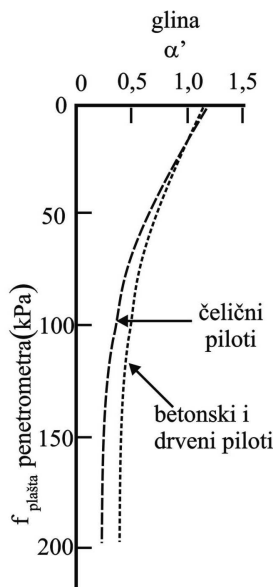
q_p – prosječan otpor trenjem po plaštu na promatranom odsječku [kPa],

A_p – površina plašta na koju se prenosi trenje [m²].

Odnosi otpora plašta pilota i otpora plašta penetrometra dani su na dijagramima koji slijede.



Slika 5.15 a Dijagram za određivanje odnosa otpora plašta pilota i penetrometra α'_p



Slika 5.15 b Dijagram za određivanje odnosa otpora plašta pilota i penetrometra α'

5.5.1.4 Proračun nosivosti iz dinamičkih jednadžbi

Ovaj je proračun predviđen postojećim propisima ako se može dokazati pokusnim opterećenjem u usporedivim situacijama. Izrazi, koji se koriste za proračun, temelje se na povezivanju dinamičkog učinka pri zabijanju i statičke nosivosti pilota, temeljeni ne iskustvenim i teoretskim osnovama. Prilikom zabijanja pilota ostvaruju se ukupna deformacija, S , prodiranjem pilota pri posljednjem udaru koji se sastoji od:

ΔS_{pp} – plastična deformacija pilota;

ΔS_{ep} – elastična deformacija pilota;

ΔS_{es} – elastična deformacija tla;

$S_0 = S - \Delta S_{pp}$ – prodiranje pilota u tlo

Metoda proračuna se osniva na podacima koji se dobiju tokom zabijanja pilota na određenoj lokaciji. Postoji čitav niz izraza za ukupnu silu koju može preuzeti jedan pilot uz pomoć podataka koji se dobiju prilikom zabijanja (Vesić, 1967.).

U svim tim jednadžbama pojavljuju se oznake:

- W , težina malja s kojim se pilot zabija;
- H , visina pada malja;
- L , dužina pilota;
- S , prodiranje pilota pri posljednjem udarcu;
- W_p , težina pilota i naglavka za zabijanje;
- A , poprečni presjek pilota;
- E_p , modul elastičnosti pilota;
- e_f , faktor učinka malja;
- R_u , nosivost pilota (neposredno nakon zabijanja).

Većina izraza temelji se na slijedećoj jednadžbi:

$$e_{iv} e_f W H = \zeta \frac{1}{2} \left(\frac{R_u}{A E_p} \right) + R_u S \quad (5.19)$$

gdje je:

e_{iv} – učinak sraza;

e_f – učinak udarca malja;

ζ – faktor uz elastično zbijanje tla i jastuka u vodilici.

U tabeli, koja slijedi, priložen je niz izraza za proračun nosivosti pilota pomoću rezultata zabijanja. Uz tabelu 5.10 priložene su i tabele koje slijede, a u kojima su potrebne dodatne vrijednosti da bi se priloženi izrazi iz tabele 5.10 mogli koristiti. Tabele su iz literature (Poulos, Davis, 1980.).

Tabela 5.10 Izrazi za proračun nosivosti pilota iz podataka zabijanja

Autor	Izraz za nosivost pilota Q	Napomena
Sanders	$\frac{WH}{S}$	
Engineering News	$\frac{WH}{S+C}$	C=2,5cm za malj 0,25cm za vibro nabijač 0,25(W _p /W) cm za vibro nabijač kod vrlo teških pilota
Eytelwein (Nizozemska)	$\frac{WH}{S} * \frac{W}{W+W_p}$	
Weisbach	$-\frac{SAE_p}{L} + \sqrt{\frac{2WHAE_p}{L} + \left(\frac{SAE_p}{L}\right)^2}$	
Hiley	$\frac{e_f WH}{S + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} * \frac{W + n^2 W_p}{W + W_p}$	e _f →ovisi o odabranoj vrsti malja, podatak daje proizvođač (0,75-1,00) C ₁ * C ₂ = $\frac{R_u L}{AE_p}$; C ₃ →0-0,5cm, ovisi o tlu C ₃ , nominalno 0,25cm
Jambu	$\left(\frac{1}{k_u}\right) \left(\frac{WH}{S}\right)$	k _u = C _d (1 + √(1 + λ _e /C _d)) C _d = 0,75 + 0,15 W _p /W; λ _e = WHL/AE _p S ²
Danski institut	$\frac{e_f WH}{S + (2e_f WHL / AE_p)^{1/2}}$	e _f , iz tablice koja slijedi
Gates	5,6√e _f WH × log ₁₀ (10/S)	u jedinicama palac (inch) i tona
	4,0√e _f WH × log ₁₀ (25/S)	u metričkim jedinicama; tone i centimetri

*C₁, vrijednost privremene deformacije glave pilota i kape (nastavka) ovisna o: pritisku na kapu (težini nabijača), vrsti kape i vrsti pilota. Kreće se od 0,05 do 1,25 cm.

Tabela 5.10 a) Vrijednosti učinka malja, e_f (Chellis 1961.)

Vrsta malja	e _f
slobodno padajući, pušten okidačem	1,0
slobodno padajući, pušten preko kolature	0,75
McKiernan-Terri s jednostrukim djelovanjem	0,85
Warrington n-Vulcan, s jednostrukim djelovanjem	0,75
malj s diferencijalnim djelovanjem	0,75
McKiernan-Terri i slični s dvostrukim djelovanjem	0,85
malj s Diesel motorom	1,0

Vrijednosti C₁, C₂, C₃ za Hiley-ev izraz prema Chellis, (1961.)

Tabela 5.10 b Za privremeno dodatno skraćenje C₁ [mm], za kape za zaštitu glave

Građa kape	Lagano nabijanje	Srednje nabijanje	Teško nabijanje	Vrlo teško nabijanje
	pritisak na glavi odnosno kapi			
	3,5 [MPa]	7,0 [MPa]	10,5 [MPa]	14 [MPa]
glava drvenog pilota	1,23	2,5	3,8	5,1
7-10 cm zaštitnog sloja na zaštitnoj kapi glave betonskog pilota	1,23+1,8 ^a	2,5+3,8 ^a	3,8+5,6 ^a	5,1+7,7 ^a
F1,5-2,5 cm debeli podložak na glavi betonskog pilota	0,64	1,23	1,9	2,5
čelični nastavak s drvenim umetkom za čelične pilote i cijevi	1,0	2,0	3,05	4,06
5 mm bakrene električne žice između 1 cm debelih čeličnih ploča za teško zabijanje Monotube pilota	0,51	1,0	1,52	2,03
Kapa za čelične pilote ili cijevi	0	0	0	0

Za vrijednost C₂ $C_2=R_uL/AE_p$ (uključuje dodatnu vrijednosti za malj i pribor)

Za vrijednost C₃ C₃ je privremeno dodatno skraćenje od potresanja tla.

Nominalna vrijednost je 2,5mm, raspona od 5,0mm za elastična tla od 0,0mm za krutu podlogu

^a prvi broj se odnosi skraćenje drvenog umetka na vrhu kape, a drugi na skraćenje drvenog umetka između kape i betonskog pilota.

Tabela 5.10 c Vrijednosti koeficijenta povratka n (Whitaker (1970.))

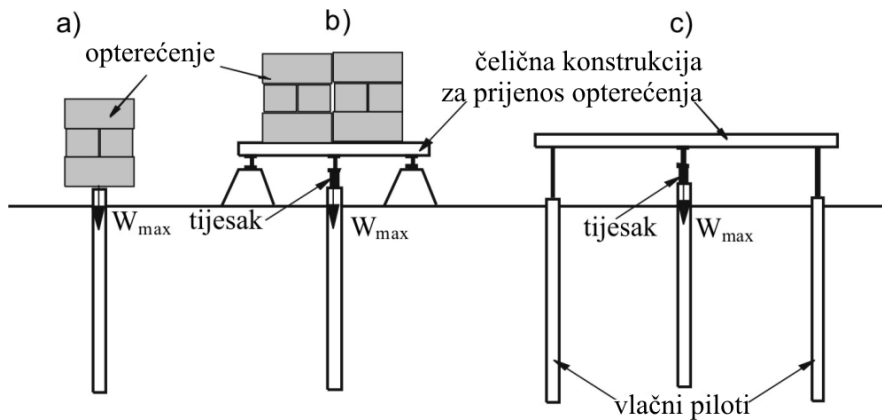
Vrsta pilota	Uvjeti na glavi	Vrsta nabijača	
		Slobodno padajući, s jednostrukim djelovanjem, Diesel motorni	S dvostrukim djelovanjem
Armirano betonski	Kapa s složenom plastičnom jezgrom ili jezgrom od mekog drveta i brtvilom na glavi pilota	0,4	0,5
	Kapa s drvenom jezgrom i brtvilom na glavi pilota	0,25	0,4
	Bat izravno na pilot samo s podloškom	–	0,5
Čelični	Kapa s standardnom plastičnom jezgrom ili jezgrom od mekog drveta	0,5	0,5
	Kapa s drvenom jezgrom	0,3	0,3
	Bat izravno na pilot	–	0,5
Drveni	Bat izravno na pilot	0,25	0,4

5.5.1.5 Proračun nosivosti iz pokusnog opterećenja

EUROCODE 7 preporučuje rezultate pokusnog opterećenja kao mjerodavne za određivanje nosivosti pilota. Pokusno opterećenje zahtijeva osiguranje znatnog balasta i dobru, preciznu, 24-satnu organizaciju geodetske službe. Jedan pokus traje oko tjedan dana. Postupak je relativno skup i upotrebljava se u tijesnoj suradnji s investitorom. Osim za tlačno, pokusno opterećenje se vrši i za vlačno opterećenje.

Na slici 5.16 prikazani su mogući načini nanošenja opterećenja na pokusni pilot.

Slika 5.16a) prikazuje izravno nanošenje opterećenja na pilot. Slika 5.16b) prikazuje prijenos sile tijeskom sa stalka za balast na pilot. Slika 5.16c) prikazuje prijenos sile tijeskom sa konstrukcije pridržane vlačnim pilotima na pokusni pilot.



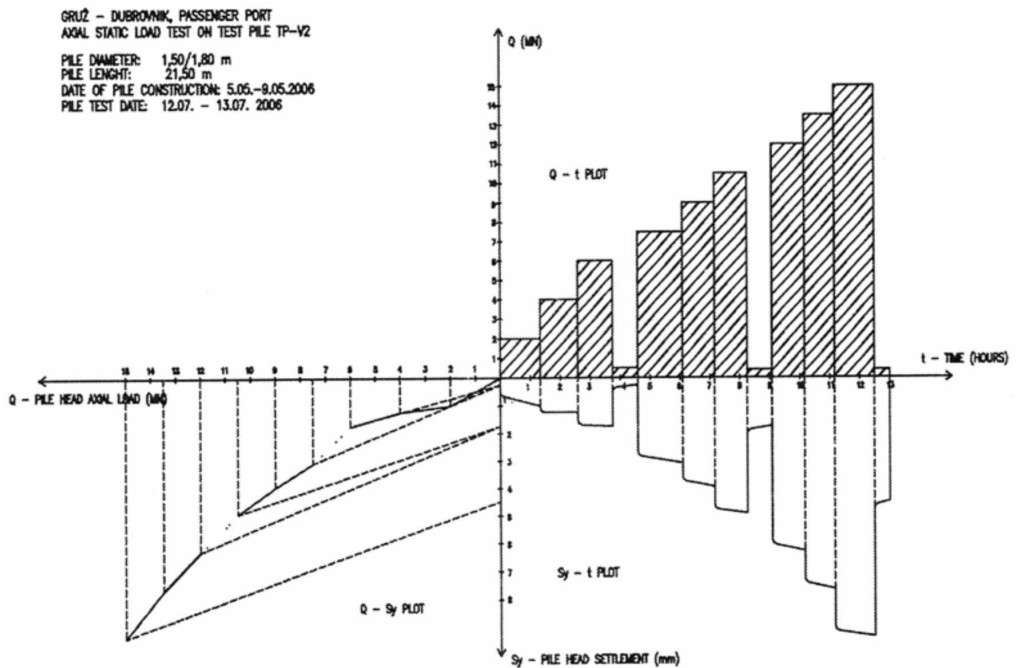
Slika 5.16 Načini opterećivanja pokusnog pilota, W_{maks} najveće opterećenje

Na slici 5.17 prikazan je balast usidren u tlo geotehničkim sidrima za pokusno opterećenje pilota velikog promjera u luci Gruž u Dubrovniku.



Slika 5.17 Opterećenje za pokus nosivosti pilota na pritisak, luka Gruž, Dubrovnik

Rezultati pokusnog opterećenja prikazuju se grafički (slika 5.18), na način da se u gornjem desnom kvadrantu prikazuje nanošenje i trajanje opterećenja u vremenu; u donjem desnom kvadrantu su prikazani opaženi pomaci u vremenu. U donjem lijevom kvadrantu prikazana je krivulja pomaka. Nastaje tako da se na ordinatu nanese vrijednosti najvećih pomaka glave pilota pri određenom stupnju opterećenja prikazanog na apscisi. Na krivulji su vidljive i povratne deformacije nastale prilikom rasterećenja.



Slika 5.18 Rezultata ispitivanja pilota u luci Gruž (Zakladany staveb, 2006.)

5.5.2 Pilot opterećen poprečnom silom

Kao i za uspravne sile i ovdje se daje način proračuna **graničnih vrijednosti**. **Svojtvene (karakteristične) i projektne vrijednosti ovise o projektnom pristupu i drugim okolnostima predviđenim propisom.**

Kod prijenosa poprečnih sila pilotom u tlo, potrebno je postići izvjesno uklještenje, da bi se preuzeo moment savijanja nametnut pilotu-nosaču. Do točke dodira pilot - tlo, statički se javlja čista konzola. Ulaskom pilota u tlo javlja se reakcija tla (podloge) u obliku otpora tla. Veličina projektne poprečne sile ili djelujućeg momenta na glavu

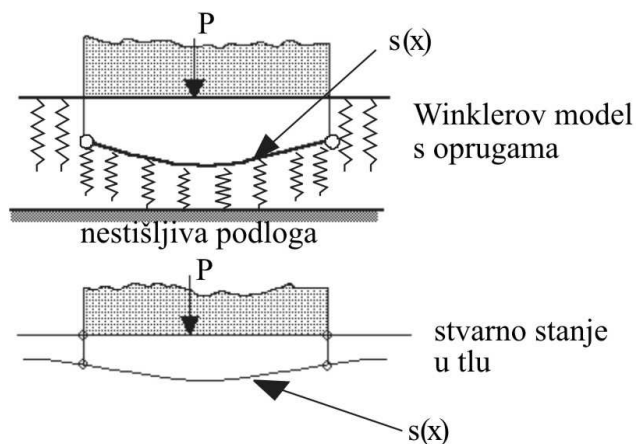
pilota, češće je ograničena veličinom dozvoljenog otklona glave pilota nego čvrstoćom tla u koje je pilot ugrađen.

Bitna je razlika u prijenosu poprečnih sila i momenata pomoću pilota samca i pomoću grupe pilota. U grupi se, naglavnom konstrukcijom, djelujuće opterećenje prenosi na par ili parove sila koje piloti preuzimaju kao uzdužno opterećenje (tlačno i vlačno) te se savijanje svodi na minimum. U takvim se konstrukcijama najčešće koriste grupe kosih pilota. Pilot samac, opterećen vodoravnom silom, naginje se u tlu i izaziva reakciju tla kao i savitljivi nosač. Reakcija tla ovisi o veličini deformacije. Veličina deformacije pak ovisi o krutosti sustava pilot - tlo.

Pomak glave pilota pod utjecajem vodoravne sile sastoji se od elastičnog dijela, konsolidacijske deformacije tla i puzanja. Konsolidacijska deformacija i puzanje ovise o vremenu i neće se ovdje razmatrati.

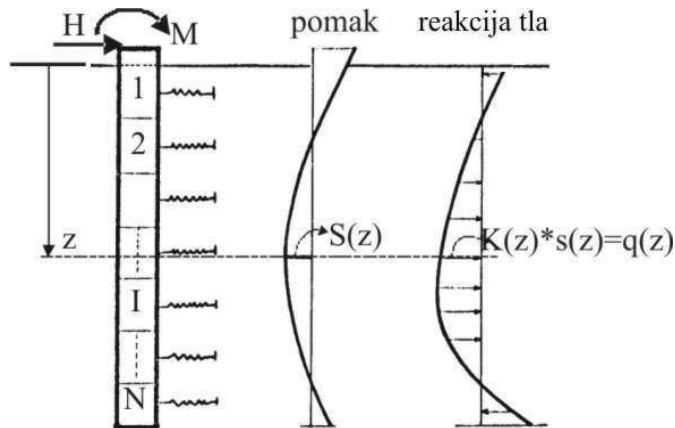
5.5.2.1 Teorija prvog reda

Ova se teorija koristi kod proračuna nosača na elastičnoj podlozi. Kako je veoma pogodna za proračun na računaru, tek je njihovim razvojem dobila na značaju. Danas se metoda koristi za proračuna slijeganja temelja rezervoara i sličnih savitljivih temelja. Metoda se sastoji u tome da se tlo zamjeni nizom opruga. Svojstva elastičnih pera izražavaju se modulom reakcije tla. Metoda se još naziva i Winklerova metoda prema njenom autoru (Winkler, 1867.). Na slici 5.18 je prikazan Winklerov model s elastičnim perima i greška koja nastaje njegovim korištenjem.



Slika 5.19 Greška kod proračuna stvarnog nosača na tlu pomoću Winklerovog modela

Postavi li se nosač u uspravan položaj u kakvom se nalaze piloti, dobiva se nosač na elastičnoj podlozi koja se odupire pomaku u vodoravnom smjeru. Na slici 5.20 prikazan je proračunski model kod kojeg je tlo zamijenjeno nizom elastičnih pera.



Slika 5.20 Winklerov model za proračun pilota u tlu

Prethodno je pokazano da greška nastaje na rubovima izvan opterećenog područja, što je bitno kod vodoravnih nosača, dok kod proračuna pilota i zagatnih stijena, ovaj nedostatak nije toliko uočljiv. Teoretsko je rješenje opće poznato i rješivo. Ostaje da se odrede ulazni parametri, 1) reakcija tla i 2) rubni uvjeti potrebni za određivanje statičkog sustava nosača.

5.5.2.2 Reakcija tla ili Winklerov koeficijent

Potrebno je odrediti pojmove da bi se moglo koristiti podatke iz literature. U tom smislu je najbolju odrednicu dao Vesić (1961.a). On razlikuje **koeficijent reakcija tla** K_0 , dobiven ispitivanjem krutom probnom pločom 1×1 stopa (prema jednadžbi 5.22) i **modul reakcije tla** K_V , koji se koristi za simulaciju krutosti opruge u proračunima, a koji je između ostalog ovisi o širini i krutosti nosača.

Iz gore rečenog je vidljivo da modul reakcije podloge nije konstanta tla, jer njegova vrijednost ovisi o veličini opterećene površine, obliku opterećene površine i intenzitetu opterećenja. Primjena brojčanih vrijednosti mora se uzeti s velikim oprezom.

Postoji nekoliko načina kako se mogu provjeriti odabrane veličine. Najčešće se to radi pomoću proračuna slijeganja neke točke uz upotrebu nekog od deformacijskih svojstava tla, kao kontrolnog svojstva, kojeg se može mnogo pouzdanije odrediti pokusom u edometru, probnom pločom ili kojim drugim pokusom.

Prema raznim autorima postoje veze između Winklerovog koeficijenta tla K_0 i drugih deformacijskih svojstava, dobivene uspoređivanjem. Kod korištenja Winklerovog modela za proračun pilota potrebno je poznavati vrijednost ovog koeficijenta u vodoravnom smjeru. I za to postoje empirijski izrazi veza po raznim autorima.

U svom radu iz 1943. Terzaghi razmatra primjenu teorije elastičnosti u mehanici tla. U tom poglavlju govori o koeficijentu reakcije podloge potrebnom za proračun i dimenzioniranje pilota. On doslovno kaže „Vrijednost koeficijenta reakcije tla K , ne zavisi samo o prirodi tla, već i o veličini i obliku opterećene površine. Ako se ostali uvjeti ne mijenjaju, **reakcija tla se smanjuje povećanjem intenziteta opterećenja**. Prema tome, vrijednost K_0 nije konstanta određenog tla, a odnos izražen jednačbom:

$$\frac{p}{s} = K \left[\text{N/m}^3 \right] \quad (5.20)$$

samo je gruba zamjena za stvarni odnos.“

U kasnijem radu Terzaghi, (1955.) predlaže određivanje koeficijenta (prema Vesiću modula) reakcija tla K_v pomoću jediničnog koeficijenta K_0 i širine stvarnog temelja B prema jednačbi:

$$K_v = K_0 \left(\frac{B+0,30}{2B} \right)^2 \left[\text{N/m}^3 \right] \quad (5.21)$$

Pri tom je:

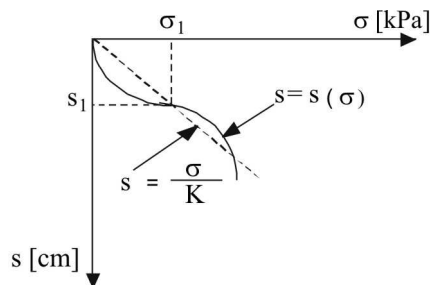
K_v – uspravni modul reakcije tla;

K_0 – jedinični koeficijent reakcije tla;

B – širina temelja u metrima.

Jedinični koeficijent reakcije podloge K_0 , određuje se probnom pločom stranice 30×30 cm (u stvari je to jedna stopa ili 0,305 m) kako je prethodno rečeno.

Za kriterij određivanja K_0 je rješenje predložio Vesić (1963.) na slijedeći način:



$$K_0 = \frac{\sigma_1}{s_1} \quad (5.22)$$

Prema Vesiću (1961.b) K_0 se određuje za slijeganje $s_1 = 2,5$ cm

U svim ovim rješenjima razmatra se uspravna reakcija vodoravne podloge. Za proračune savijanja pilota potrebno je odrediti **koeficijent reakcije uspravne podloge u vodoravnom smjeru** što postaje još složenije. Dok se za vodoravne podloge može vršiti ispitivanje probnom pločom, to za uspravne ravnine nije moguće. Ostaju na raspolaganju samo približne, izvedene veličine.

Za nekoherentna tla Terzaghi (1955.) predlaže vrijednost jediničnog koeficijenta reakcije tla u vodoravnom smjeru, koja raste proporcionalno s dubinom prema izrazu:

$$K_{0h} = \frac{p}{s} = m_h * z \quad (5.23)$$

Za pilote koji leže u koherentnom tlu Terzaghi (1955.) predlaže raspodjelu reakcije podloge neovisnu o dubini tj.:

$$K_{0h} = \frac{p}{s} = \text{konst.} \quad (5.24)$$

U prilogu se daju vrijednosti za proračun reakcije podloge u vodoravnom smjeru prema Terzaghi-ju (1955.) za nekoherentne i koherentne materijale, a koje u svom radu prenose i Frisch i Simon (1974.).

Tabela 5.11 Koeficijenti reakcije podloge u vodoravnom smjeru K_{0h} [N/m^3]

pijesak	gustoća		
	rahla	srednja	gusta
nepotopljeni	$0,22 \times 10^7$ [N/m^3]	$0,67 \times 10^7$ [N/m^3]	$1,79 \times 10^7$ [N/m^3]
potopljeni	$0,13 \times 10^7$ [N/m^3]	$0,44 \times 10^7$ [N/m^3]	$1,08 \times 10^7$ [N/m^3]
glina	konzistencija		
	kruta	vrlo kruta	tvrd
	$2,4 \times 10^7$ [N/m^3]	$4,8 \times 10^7$ [N/m^3]	$9,6 \times 10^7$ [N/m^3]

Ova je tablica prikladna za korištenje u izrazima za proračun vodoravnog modula reakcije podloge prema Terzaghi-ju:

$$\text{za nekoherentne materijale; } K_h = K_{0h} * \frac{z}{B} \text{ [N/m}^3\text{]}, \quad (5.25a)$$

$$\text{odnosno za koherentna tla; } K_h = K_{0h} * \frac{0,2}{B} \text{ [N/m}^3\text{]}. \quad (5.25b)$$

pri čemu su B i z u metrima.

Kubo (prema Yokohama 1971.) povezuje vodoravni koeficijent reakcije podloge s brojem N udaraca SPP-a na način:

$$K_{0h} = (0,2 \times 10^7) N \text{ [N/m}^3\text{]} \quad (5.26)$$

U svom radu iz 1977. Vesić daje izraz za vodoravni koeficijent reakcija podloge za pilote kao:

$$K_h = 0,6512 \sqrt{\frac{E_s d^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \nu} \quad (5.27)$$

gdje je:

- E_s - modul elastičnosti tla;
- d - promjer pilota;
- E_p - modul elastičnosti pilota;
- I_p - moment inercije pilota;
- ν - Poissonov koeficijent.

Prave podatke moglo bi se dobiti pokusnim opterećenjem pilota opterećenog vodoravnom silom.

5.5.2.3 Rješenje diferencijalne jednačine progibne linije

Općenito se može reći da je proračun pilota opterećenog vodoravnom silom vrlo složen. Za praktičnu su upotrebu mnogi autori dali postupke s određenim pojednostavljenjima, što omogućuju brze i dovoljno točne proračune potrebne za praksu.

Neka je pilot nosač dužine L i širine (promjera) B na savitljivoj podlozi, opterećen vanjskim teretom p_z i reakcijom tla q_z . Diferencijalna jednačina progibne linije elastičnog nosača na elastičnoj podlozi prema teoriji prvog reda glasi:

$$\frac{d^4 s_z}{dz^4} = -\frac{d}{EI} (q_z - p_z) \quad (5.28)$$

Gdje je:

s_z – vodoravni pomak osi štapa (pilota) na udaljenosti z od površine poluprostora;

d – promjer štapa (pilota)

E – modul elastičnosti štapa (pilota); I – moment inercije poprečnog presjeka pilota;

q_z – reakcija podloge;

p_z – vanjsko opterećenje na dubini z .

Prema ovoj teoriji, na po volji odabranoj dubini z , neprekinutog elastičnog ležaja, pomak s_z proporcionalan je reakciji podloge q_z . Pri tom je koeficijent proporcionalnosti ništa drugo nego koeficijent reakcije podloge, ali u vodoravnom smjeru K_h , odnosno:

$$s_z = \frac{q_z}{K_h} \quad (5.29)$$

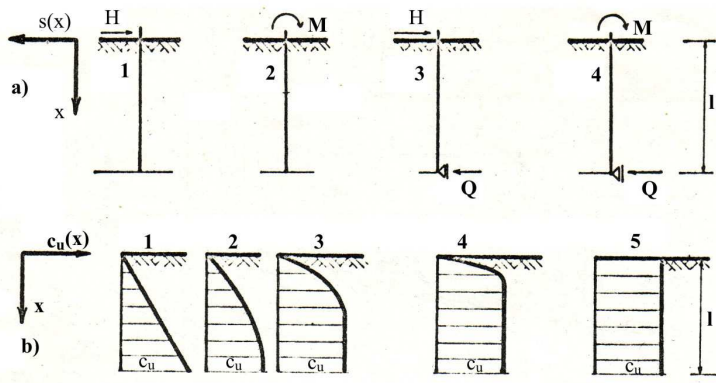
Uvrsti li se vrijednost za slijeganje u jednačinu 5.28 dobije se :

$$\frac{d^4 s_z}{dz^4} = -4s_z * \lambda^4 \quad (5.30)$$

gdje je:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_h * d}{4EI}} \quad (5.31)$$

Da bi se jednačina riješila, moraju se uvesti još neki rubni uvjeti. Poznato je rješenje Wernera (1970.). On razmatra dva slučaja pilota i dva slučaja opterećenja prikazanih na slici 5.21. Daje raspodjelu koeficijenta reakcije podloge $c_{(x)}/c_u$ u desetinskim točkama pilota dužine l .



Slika 5.21 a) piloti i njihova opterećenja; b) raspodjela reakcije podloge

Pri tom razmatra lebdeće pilote (1 i 2) opterećene vodoravnom silom ili momentom i pilote koji imaju vodoravni otpor, ležaj na vrhu-bazi (3 i 4), s istim prethodno spomenutim opterećenjem i (5) slučaj kada pilot leži u krutoj glini te je koeficijent otpora podloge nepromjenjiv s dubinom. U nastavku je dana tablica vrijednosti reakcije podloge po dubini pomoću koje se može izračunati vrijednost λ^4 iz jednadžbe (5.30) kao pomoćna veličina.

Vrijednost c_u može se odrediti pomoću vrijednosti iz tabele 5.11 (Terzaghi) i jednadžbi 5.25a i 5.25b u kojima je $K_h=c_u$.

Tabela 5.12 Promjena modula reakcije podloge po dubini $c(x)/c_u$ Prema Werneru (1970.)

x/l	Modul reakcije podloge $c_u(x)/c_u$ za slučaj br.				
	1	2	3	4	5
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,0
0,1	0,10	0,19	0,36	0,64	1,00
0,2	0,20	0,36	0,64	0,96	1,00
0,3	0,30	0,51	0,84	1,00	1,00
0,4	0,40	0,64	0,96	1,00	1,00
0,5	0,50	0,75	1,00	1,00	1,00
0,6	0,60	0,84	1,00	1,00	1,00
0,7	0,70	0,91	1,00	1,00	1,00
0,8	0,80	0,96	1,00	1,00	1,00
0,9	0,90	0,99	1,00	1,00	1,00
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

5.5.2.4 Terzaghi-evo rješenje i rješenja koja se na njega naslanjaju

Većina se proračuna svodi na određivanje dubine ispod koje se računski može uzeti da pilot ostaje nepomičan.

Na slici 5.21 prikazana je proračunska shema kratkog i dugog pilota malog promjera prema Terzaghi-u, pomoću koje je on dao jednadžbu. (5.32).

Klasičan izraz Terzaghi-a za fiktivnu duljinu uklještenja iznosi:

$$L = \sqrt[5]{\frac{216EI}{d m_h}} \quad (5.32)$$

gdje je:

L - fiktivna duljina uklještenja;

E - modul elastičnosti pilota

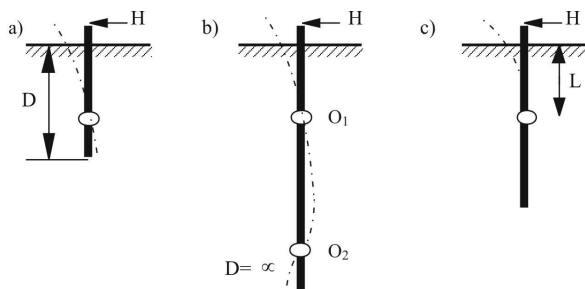
I - moment inercije pilota;

d - poprečni presjek pilota (u nekim izrazima označeno kao B, ovisno o izvoru)

$$m_h = \gamma' \frac{K_P - K_A}{s}$$

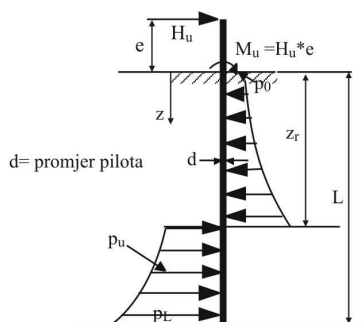
γ' -efektivna jedinična težina tla; s - pomak glave pilota na razini terena;

K_A , K_P -koeficijenti vodoravnog pritiska u tlu.



Slika 5.22 Kratki a) i dugi b) pilot opterećen vodoravnom silom; c) shema za proračun momenata savijanja (Terzaghi, 1943.)

Za lebdeće pilote sa slobodnom glavom postoji jednostavno rješenje za graničnu vrijednost vodoravne sile H_u na slijedeći način (slika 5.23):



Slika 5.23 Skica raspodjele otpora tla duž pilota potrebna za proračun granične vrijednosti sile $H=H_u$ (Poulos & Davis 1980.)]

Usvoji li se sliku 5.23 kao model za proračun, može se pisati:

$$H_u = \int_0^{z_r} p_u * d * dz - \int_{z_r}^L p_u * d * dz \quad (5.33)$$

$$M_u = H_u * e = - \int_0^{z_r} p_u * d * z * dz + \int_{z_r}^L p_u * d * z * dz \quad (5.34)$$

Rješenja postoje za dva rubna slučaja kada je:

- 1) $p_0=p_L=p_u$; tj. za nepromjenjivu raspodjelu otpora tla po dubini (koherentno tlo);
- 2) $p_0=0$ i linearno raste do vrijednosti p_L (nekoherentno tlo).

Werner (1970.) daje rješenje za maksimalno dozvoljenu vodoravnu silu H u obliku:

$$H = \frac{EI * w(0) * \lambda^3}{\kappa_w} \quad (5.35)$$

gdje je:

EI – krutost pilota;

$w(0)$ – dozvoljeni pomak glave;

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{d * c_u}{4EI}}$ - koeficijent ovisan o tlu, geometriji i gradivu pilota;

$\kappa_w = EI * w(\xi)$; $\xi = x/l$.

Svi ovi proračuni daju najveću moguću vrijednost vodoravne sile, koju pilot može preuzeti u zavisnosti o kakvoći tla, za neki zadani dozvoljeni pomak glave. Potrebno je naglasiti da je češće kritična vrijednost **dozvoljenog otklona**, nego najveća moguća vodoravna sila ili moment savijanja kojeg ona proizvede.

Teoretsko rješenje moguće je naći u području teorije elastičnosti. Teorija daje rješenje za pomak glave pilota, a što i jest stvarno potrebno odrediti. Da bi se ono moglo odrediti mora se definirati rubne uvjete.

5.5.2.5 Rubni uvjeti i odgovarajuća rješenja

Iz gornjih razmatranja vidi se da je proračun ovisan o nizu rubnih uvjeta koje je nužno odrediti i pojednostavniti prije oblikovanja proračunskog modela. Nastavno će se ukazati na moguće rubne uvjete i njihove kombinacije o kojima ovise pojednostavljeni proračuni pilota opterećenih vodoravnom silom (Broms, 1964. i Poulos i Davis 1980.). Iza rubnih uvjeta dani su crteži i pripadna pojednostavljena rješenja za proračune. Podjela se može izvršiti kako slijedi:

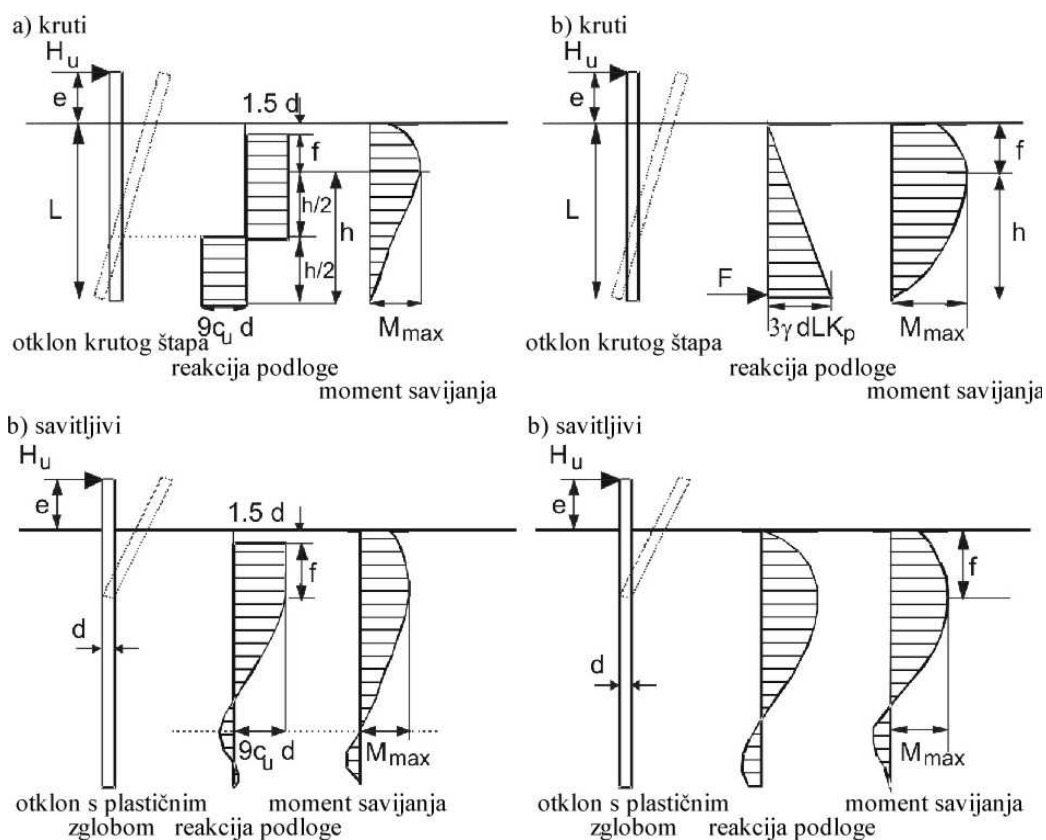
1. Prema odnosu dužine i poprečnog presjeka pilota, može ih se podijeliti na **krute i savitljive**. Kako raspodjela reakcije podloge ovisi izravno o nametnutoj deformaciji u tlu, to ovaj čimbenik ima važan utjecaj na model, odabran za proračun.

2. Prema učvršćenju u naglavnu konstrukciju može ih se podijeliti na pilote **slobodne glave** (glava se ponaša kao slobodni rub konzole) sl. 5.24, i **upete** u naglavnu konstrukciju, (što onemogućava zaokret glave pilota) sl. 5.25.

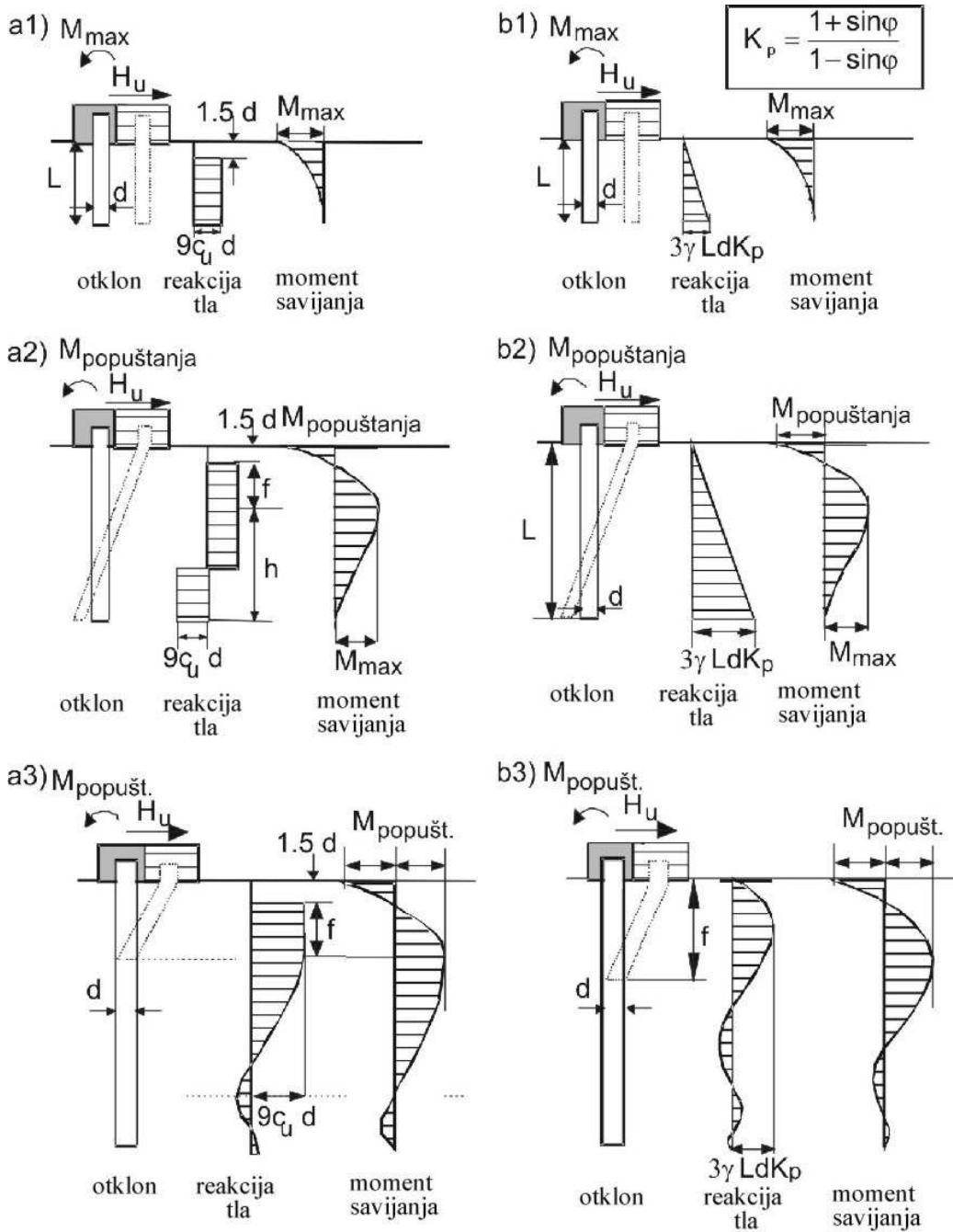
3. Prema dužini mogu biti **kratki i dugi** piloti što je donekle vezano sa stavom 1. i prikazano na slici 5.22.

4. Prema načinu oblikovanja reakcije podloge razlikuju se piloti izvedeni **u glini** i piloti izvedeni **u pijesku**, a razlika u oblikovanju reakcije podloge je vidljiva na slikama 5.24 i 5.25.

Prema načinu učvršćenja donjeg kraja pilota mogu biti **upeti u čvrstu podlogu** (na pr. stijensku masu ili glinu čvrste konzistencije ili jako zbijene nekoherentne materijala) ili slobodno lebdeći u masi tla.



Slika 5.24 Kruti i savitljivi pilot slobodne glave: a) u glini, koherentno i b) pijesku



Slika 5.25 Piloti pridržane glave, različitih duljina, u glini a) i pijesku b); 1) kratki; 2) srednji; 3) dugi (prema Broms, 1964)

Uvažavajući sve naprijed rečeno Broms (1964.) je prikupio podatke pokusnih ispitivanja pilota opterećenih vodoravnom silom. Temeljem toga dao je niz praktičnih rješenja koja slijede.

Rješenja za **lebdeći pilot** u beskonačnom poluprostoru. Postoje dvije mogućnosti: pilot **slobodne glave** i pilot **ukliještene glave**.

Rješenje za pilote slobodne glave sa slike 5. 24 a), za **koherentno** tlo, je:

$$f = \frac{H_u}{9c_u d} \quad (5.36)$$

$$M_{\max} = H_u (e + 1,5d + 0,5f) \quad (5.37)$$

odnosno :

$$M_{\max} = 2,25 d h^2 c_u \quad (5.38)$$

a kako je

$$L = 1,5d + f + h \quad (5.39)$$

javljuju se tri jednačbe s tri nepoznanice (f, h, H_u) koje daju rješenje za H_u .

Pri tom je $c_u \Rightarrow K_h$, prema preporukama Terzaghi-a (jedn. 5.25a i 5.25b).

Za savitljivi pilot sa slike 5.24a) rješenje je vezano uz poznavanje granične vrijednosti M_{\max} , koja ovisi o svojstvima pilota. Rješenje za graničnu vrijednost sile H_u se dobiva uvrštavajući vrijednost M_{\max} u jednačbu (5.37). Tako nastaju dvije jednačbe s dvije nepoznanice.

Za pilote u **nekoherentnim** materijalima, kod kojih je reakcija podloge na razini terena jednaka nuli i raste s dubinom, a ovisi o veličini deformacije štapa, slika 5.24 b), rješenja su slijedeća:

$$H_u = \frac{0,5\gamma'dL^3K_p}{e + L} \quad (5.40)$$

maksimalni se moment pojavljuje na dubini:

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{dK_p\gamma'}} \quad (5.41)$$

a iznosi:

$$M_{\max} = H_u \left(e + \frac{2}{3}f \right) \quad (5.42)$$

Ako se desi da je M_{\max} veći od maksimalno mogućeg momenta kojeg može preuzeti pilot zadanih dimenzija, tada se pilot ponaša kao “dugi, savitljivi” pilot te račun za graničnu silu treba ponoviti uvrštavajući granični moment koji pilot može preuzeti u jed. (5.31). U svim ovim jednadžbama kao i na slici 5.24 b), K_p je koeficijent koji ovisi o kutu trenja φ i jednak je:

$$K_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

Na slici 5.25 prikazani su piloti s glavom učvršćenom u naglavnu konstrukciju, a) u koherentnom tlu i b) nekoherentnom tlu, kao i u tri različite mogućnosti dužina: kratki (kruti), srednji, i dugi (savitljivi). Za svaku je podvrstu u pojednostavljenom obliku moguće dati rješenje za najveću moguću vodoravnu silu i odgovarajući moment. I ovdje vrijedi da je:

$$L = 1,5d + f + h \quad (5.43)$$

za pilote u koherentnim tlima.

Za pilote sa slike 5.25a), tj. kratke pilote u koherentnim tlima pojednostavljeni proračuni glase:

$$H_u = 9c_u d(L - 1,5d) \quad (5.44)$$

$$M_{\max.} = H_u(0,5L + 0,75d) \quad (5.45)$$

Za srednje duge pilote, koji imaju ograničenje s momentom uklještenja glave u naglavni blok, može se koristiti jednadžba (5.36), a za moment vrijedi jednadžba:

$$M_{\text{pop.}} = 2,25c_u d h^2 - 9c_u d f(1,5d + 0,5f) \quad (5.46)$$

Uvažavajući da vrijedi jed. (5.43), može se proračunati vrijednost H_u . Pri tom je nužno provjeriti da li je najveći moment, koji se javlja na dubini $(f + 1,5d)$, manji od momenta $M_{\text{pop.}}$. Ako je moment veći onda odgovara rješenje za dugi pilot sa slike 5.25 a3).

$$H_u = \frac{2M_{\text{pop.}}}{(1,5d + 0,5f)} \quad (5.47)$$

Za pilote s uklještenom glavom, izvedene u nekoherentnim materijalima, dana su rješenja nastavno za kratki pilot:

$$H_u = 1,5\gamma L^2 d K_p \quad (5.48)$$

Maksimalni moment iznosi:

$$M_{\max.} = \frac{2}{3} H_u L \quad (5.49)$$

Ako se desi da je $M_{\max.} \geq M_{\text{popušt.}}$ tada vrijedi slučaj pilota srednje dužine sa slike 5.25 b2). Za vodoravno uravnoteženje sustava potrebno je dodati silu:

$$F = \left(\frac{3}{2} \gamma' d L^2 K_p \right) - H_u \quad (5.50)$$

Uzme li se u obzir momente koji djeluju na glavu pilota i uvrsti li se vrijednost sile F iz jednadžbe (5.49):

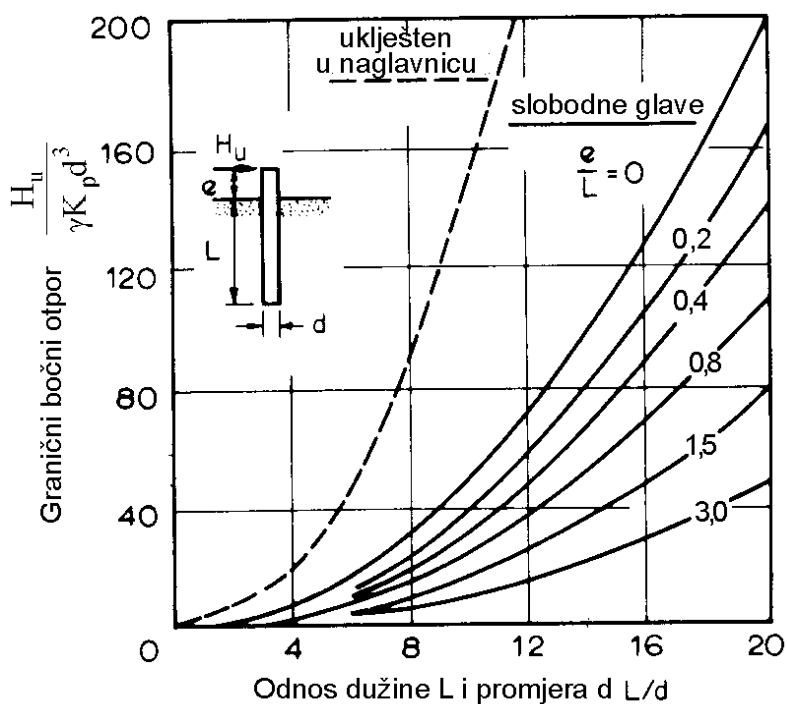
$$M_{pop.} = (0,5 \gamma' d L^3 K_p) - H_u L \quad (5.51)$$

može se izračunati vrijednost sile H_u . Proračun vrijedi kada je maksimalni moment na dubini f manji od $M_{pop.}$, a dubina f može se izračunati iz jed. (5.40).

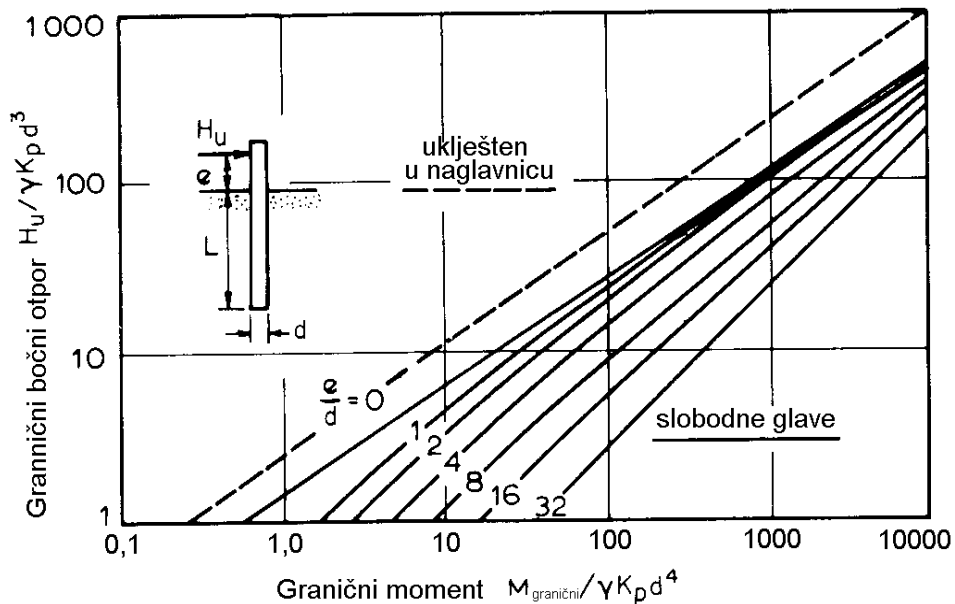
Za dugi pilot sa slike 5.25 b3), gdje se maksimalni moment $M_{pop.}$ pojavljuje na dva mjesta vrijedi izraz:

$$H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) = 2 M_{pop.} \quad (5.52)$$

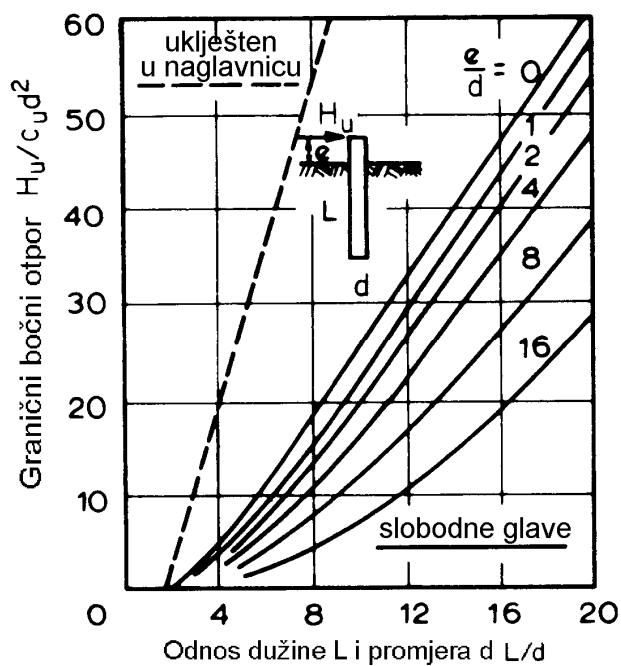
Za brze provjere moći nošenja pilota opterećenog vodoravnom silom moguće je poslužiti se dijagrama koji slijede (Poulos i Davis, 1980.).



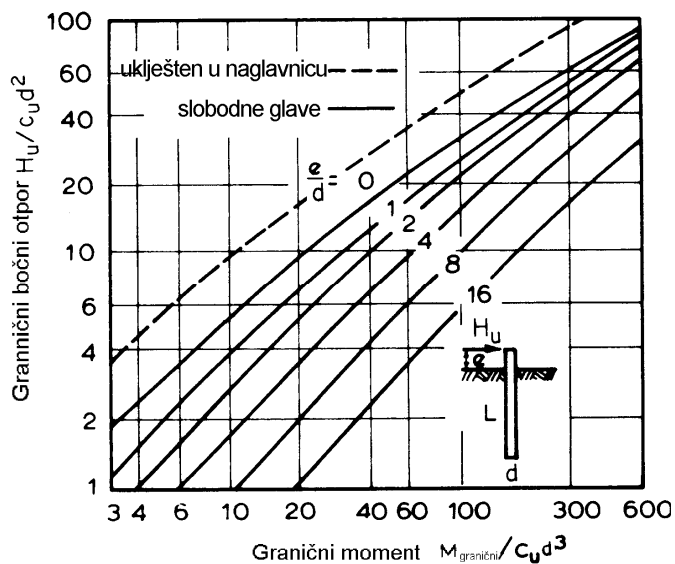
Slika 5.26 Dijagram za određivanje granične sile H_u u nekoherentnom tlu



Slika 5.27 Dijagram za određivanje graničnog momenta $M_{granično}$ u nekoherentnom tlu



Slika 5.28 Dijagram za određivanje granične sile H_u u koherentnom tlu (c_u je vrijednost nedrenirane kohezije)



Slika 5.29 Dijagram za određivanje graničnog momenta $M_{\text{granično}}$ u koherentnom tlu (c_u je vrijednost nedrenirane kohezije)

5.5.2.6 Rješenja temeljem analize pokusnog opterećenja

Pokusno opterećenje pilota vodoravnom silom je najpouzdaniji podatak za njegovo dimenzioniranje. Radi se u iznimnim slučajevima jer je veoma skupo. U luci Gruž u Dubrovniku izvedeno je jedno takvo probno opterećenje prilikom izvedbe novog pristana za velike putničke brodove.

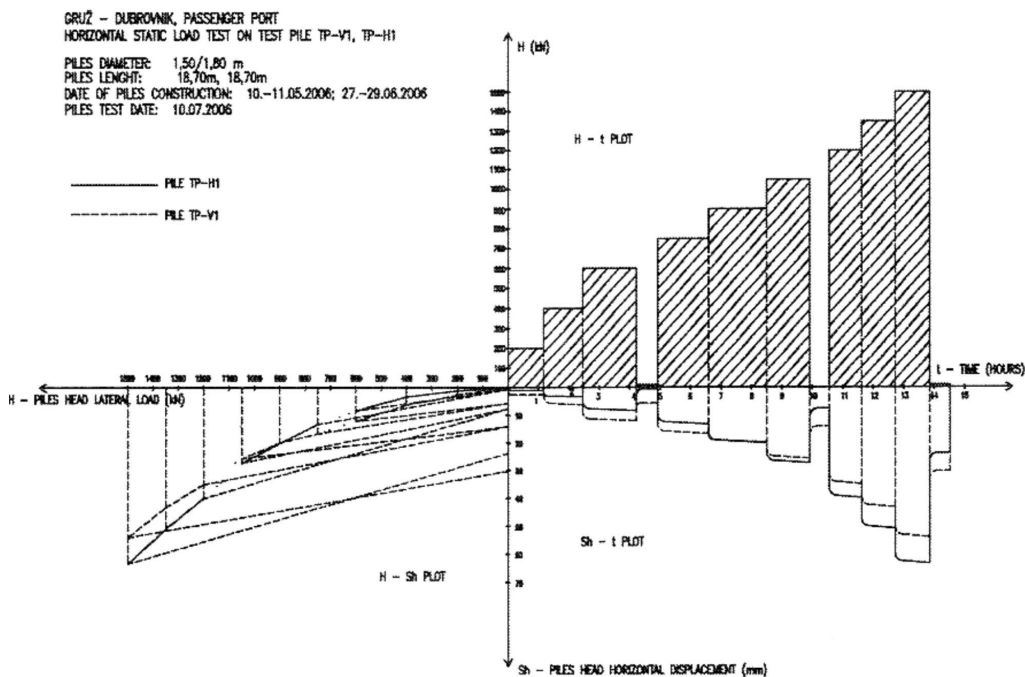


Slika 5.30 Pokusno vodoravno opterećenje pilota – razupora između dva pilota

Radilo se o izvedbi velikog broja kopanih (Benoto) pilota koji su između ostalog morali preuzeti vodoravni pritisak od udara broda u pristan (Masopust, 2006.). Na slikama 5.30 do 5.32 prikazani su uređaji za ispitivanje i rezultati ispitivanja



Slika 5.31 Tijesak (desno) i suprotni ležaj (lijevo) za vodoravno opterećeni, pokusni pilot



Slika 5.32 Grafički prikaz rezultata pokusnog vodoravnog opterećenja pilota (Masopust, 2006.)

5.5.2.7 Završne napomene

Kod pilota kojima vrh leži u čvrstim tlima, a tijelo prolazi kroz meke slojeve, pretežni će dio momenta savijanja preuzeti vrh koji za takva opterećenja mora prema iskustvu, biti ukliješten u čvrstu podlogu najmanje za dubinu jednaku dvostrukom promjeru pilota. I upeti piloti se proračunski razlikuju ovisno o tome da li su dugi ili kratki.

Kod lebdećih pilota nema ove mogućnosti. Moment ili vodoravna sila izazivaju savijanje pilota na način da se na nekoj dubini L , javlja točka infleksije. Deformacija je približno sinusoidalna i prigušuje se s dubinom. Za pilot velike duljine javiti će se nekoliko točaka promjene smjera savijanja. Ovo je prikazano na slici 5.22.

Današnje mogućnosti proračuna pilota, koji mora preuzeti vodoravnu silu, pomoću numeričkih metoda, svode se na to da se pilot promatra kao greda na elastičnoj podlozi, opterećena okomitom silom ili momentom na jednom rubu. U ovakvom sustavu, ležajevi mogu preuzeti tlačna i vlačna naprezanja simulirajući aktivno i pasivno stanje naprezanja u tlu. Može se primijeniti Winklerova metoda gdje je tlo zamijenjeno nizom opruga, metoda konačnih elemenata, konačnih razlika i sl. Pri tom je potrebno poznavati deformacijska svojstva tla za **vodoravni** smjer. Upravo ovaj podatak pravi poteškoće, jer su sve numeričke metode mnogostruko preciznije od mogućnosti određivanja parametara čvrstoće na smicanje, deformacijskih svojstava tla, pa tako i vodoravnog koeficijenta reakcije podloge.

5.6 SLIJEGANJE PILOTA

Piloti koji nose pretežno na trenje mogu iziskivati velika slijeganja da bi dosegli punu nosivost. O ovome posebno govori Eurokod 7.

Slijeganje glave pilota (prikazano na slici 5.18 za pokusni pilot), sastoji se od;

- elastične deformacije pilota kao stupa pod tlačnim opterećenjem,
- deformacije, koja nastaje uslijed slijeganja tla opterećenog posmičnim silama oko pilota koji nosi na trenje,
- deformacije tla ispod vrha pilota, kao kod svakog drugog temelja.

Za pilote koji nose na vrh, u stišljivom tlu, može se primijeniti proračun kao i za plitke temelje. Za pilote u pijesku je Meyerhof (1959), na temelju analize većeg broja rezultata pokusnog opterećenja daje izraz za granično slijeganje “ s ”, koji vrijedi, ako ispod vrha nema jače stišljivog sloja:

$$s = \frac{d_b}{90} \quad (5.53)$$

i u koliko je računsko opterećenje pilota manje od 1/3 graničnog opterećenja. Pri tom je: d_b - promjer vrha pilota;

Ovo je deformacija samo vrha bez deformacije stupa. Za gline daje Focht (1967) također analizom rezultata pokusnog opterećenja takozvani "koeficijent pomaka" s/s_{stupa} koji veže na elastičnu deformaciju stupa s_{stupa} na način:

- za duge jako opterećene pilote s deformacijom stupa $s_{stupa} > 8\text{mm}$; s/s_{stupa} je reda veličine 0,5;
- za krute pilote kod kojih je $s_{stupa} < 8\text{mm}$; s/s_{stupa} je veći i reda veličine 1.

Računala su omogućila vrlo raznolike i sofisticirane proračune u koje ulaze analize naprezanja raspodijeljenih duž pojedinog pilota i time izazvanih deformacija u tlu. Za takve analize predlaže se konzultirati literaturu (Bowles, J.H. 1974.) . Najpoznatije su metode:

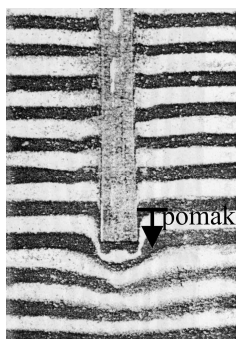
- Metoda prenosa opterećenja (koristi mjerene podatke u raznim točkama duž pilota, odnosa otpora i pomaka pilota);
- Metoda teorije elastičnosti (primjenjuje jednadžbu od Mindlin-a za opterećeno podzemlje u polubeskonačnoj masi);
- Numeričke metode (konačni elementi).

Potrebno je odabrati metodu koja najbolje opisuje stvarni način prijenosa opterećenja pilotom u tlo. Bitna je razlika proračuna slijeganja lebdećih pilota od onih koji nose isključivo na vrh.

5.7 MODELSKA ISPITIVANJA

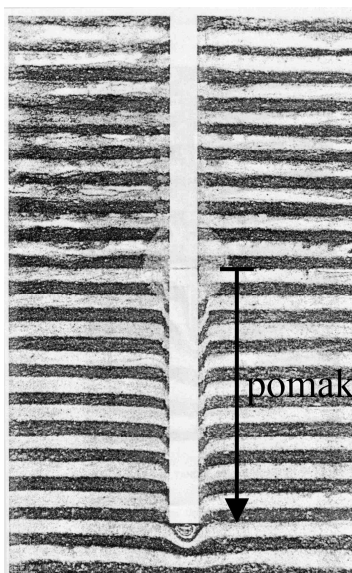
Za potrebe boljeg uvida u međusobno djelovanje pilota i tla oko njega, vršena su ispitivanja pilota u malom mjerilu u laboratoriju.

Na fotografijama pilota pri slomu (Vesić 1967.), koje slijede, može se uočiti plastifikacija tla ispod vrha, kao i tla uz plašt podložnog trenju.



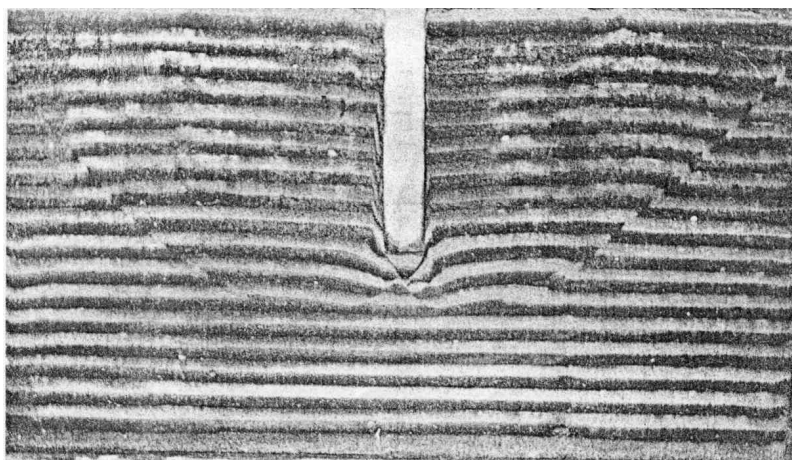
Slika 5.33a Pilot kvadratičnog presjeka, stranice $B=3,8$ cm zabijen s dubine 38 cm na dubinu 42cm. Vidljiv je početak stvaranja aktivnog klina oko vrha.

Na slici (5.33b) pomak tla oko plašta, nastao kao posljedica trenja pri prijenosu sile preko plašta. Kako je deformacija dovoljno velika, ispod vrha, koji je vodoravan uočljivo je oblikovanje aktivnog klina.



Slika 5.33b Pilot promjera 2,54 cm zabijen s dubine od 25cm na dubinu od 48,3cm u jako zbijenom pijesku ($D_r \sim 0,9$). Vidljive su deformacije nastale posmičnim naprezanjima po plaštu kao i aktivni klin ispod vrha.

Iz dva prethodna primjera vidljivo je da je za aktiviranje trenja po plaštu potrebna relativno velika deformacija. Na primjeru pomaka od svega 4cm nema uočljivih pomaka tla oko plašta.



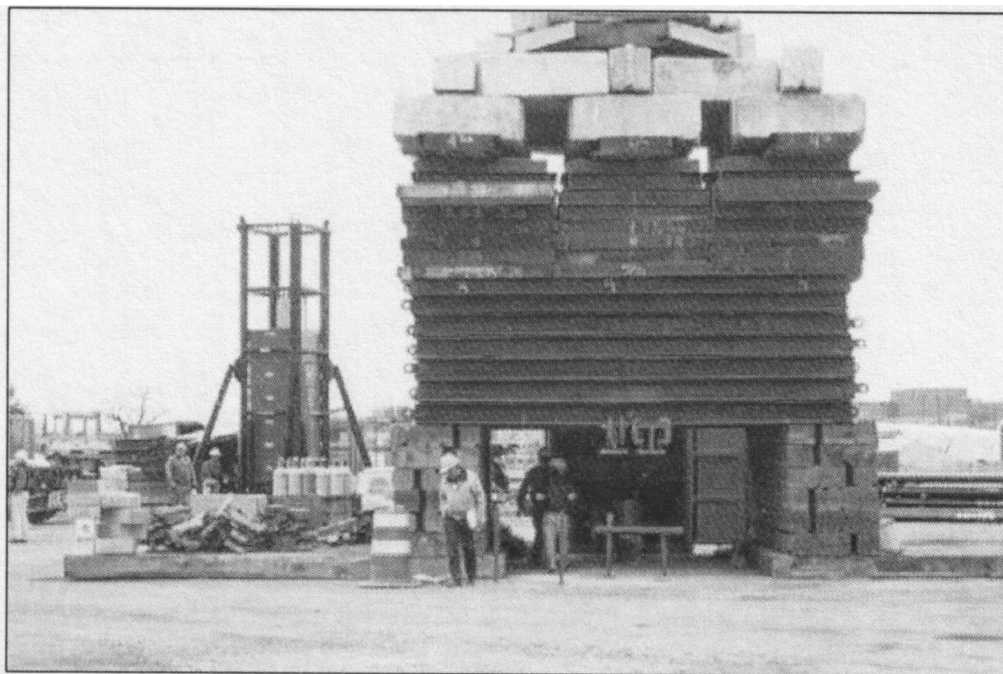
Slika 5.33c Kratki pilot (s razmicanjem tla) zabijen u zbijeni pijesak. Vidi se aktivni klin ispod vrha i ploha sloma koja izlazi na površinu i uzrokuje izdizanje tla oko pilota

5.8 STATNAMIK TERENSKI POKUS

5.8.1 Općenito

Statnamik terenski pokus opterećenja temelja je metoda ispitivanja temelja odobrena u SAD-u 2008. godine kao ASTM standard D7383-08. Izvodi se na način da se sila na temelj izaziva eksplozijom između temelja i kontratereta.

Može se koristiti za ispitivanja nosivosti i slijeganja odnosno pomaka bušenih i zabijenih pilota i mikropilota na uspravnu silu, na vodoravnu silu, grupe pilota, plitkih temelja, šljunčanih pilota i vibriranih betonskih stupova-pilota. Počeci istraživanja mogućnosti korištenja ovog ispitivanja sežu u 1989. godinu kada su istovremeno prva istraživanja započeta u Kanadi i Nizozemskoj. Godine 1998. u istraživanja se uključila Savezna agencija za autoceste SAD-a, koja je zainteresirana za izvođenje ovog pokusa pri gradnji mostova i vijadukata. Izveden je niz pokusa i usporedbi ispitivanja pilota statičkim opterećenje i Statnamik pokusom.



Slika 5.34 Usporedba opreme i uređaja za pokus statičkim opterećenjem, desno i Statnamik pokusa, lijevo

Dobiveni rezultati pokazuju da temeljni čimbenik učinka (λ), temeljen na odnosu rezultata statičkog i Statnamičkog pokusa ovisi o vrsti tla, a i ujedno pokazuje općenito dobro statističko slaganje rezultata. Ispitivanja su provedena posebno za temelje na stijeni, pijesku, prahu i glini. Čimbenik učinka λ , pokazuje za stijene i

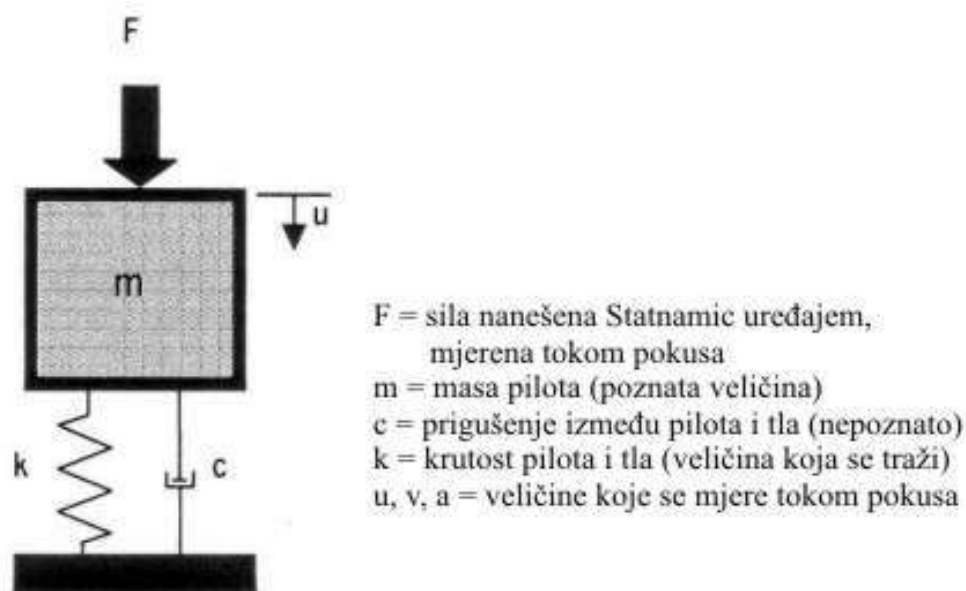
pijesak vrijednosti nešto manje od jedinice a za prašine i gline nešto veće od jedinice. pri tom su standardna odstupanja nešto manja kod stijena i pijeska ($\sigma=0,07-0,08$), a za prašine i gline nešto veća ($\sigma=0,1-0,12$). Prosječni čimbenik učinka λ za sva tla je prema ovim istraživanjima (Applied Foundation Testing, Inc., UC Davis University of California), približno jednak 1, a standardna devijacija σ iznosi 0,097. Ovo je dalo povoda da se postupak ozakoni. Od tada do danas izvedeno je u SAD-u preko 2000 ovih pokusa, a preko 5000 u svijetu. Većina pokusa van SAD-a izvodi se u Azijskim zemljama (Malezija), te od tuda dolazi i veliki broj radova koji se bave učincima i vrednovanjem ovog načina ispitivanja temelja.

Statnamik pokus je znatno brži i jeftiniji od klasičnog pokusa statičkim opterećenjem kako je prikazano na slici 5.34.

5.8.2 Teoretska podloga

Statnamik pokus opterećenja temelja osniva se na dva Newton-ova zakona. Drugom zakonu gibanja koji glasi da je sila jednaka umnošku mase i ubrzanja ($F=m \cdot a$) i trećem Newton-ovom zakonu gibanja, prema kojem, kada dva tijela djeluju jedno na drugo, izazovu jednako veliku silu obrnutog predznaka (zakon akcije i reakcije $-\vec{F}_2 = \vec{F}_1$). Drugi Newton-ov zakon daje mogućnost odabira sile (F) za istu masu (m) promjenom ubrzanja (a).

Fizikalni model Statnamik pokusa prikazan je na slijedećoj slici.



Slika 5.35 Fizikalni model Statnamik pokusa (Othman i Chuah, 2004.)

Odgovor pilota na Statnamik opterećenje može se matematički izraziti kao:

$$F_{\text{statičko}} = F_{\text{Statnamik}} - ma - cv \quad (5.54)$$

pri čemu je:

m = masa temelja (ne mora biti pilot);

a = ubrzanje temelja;

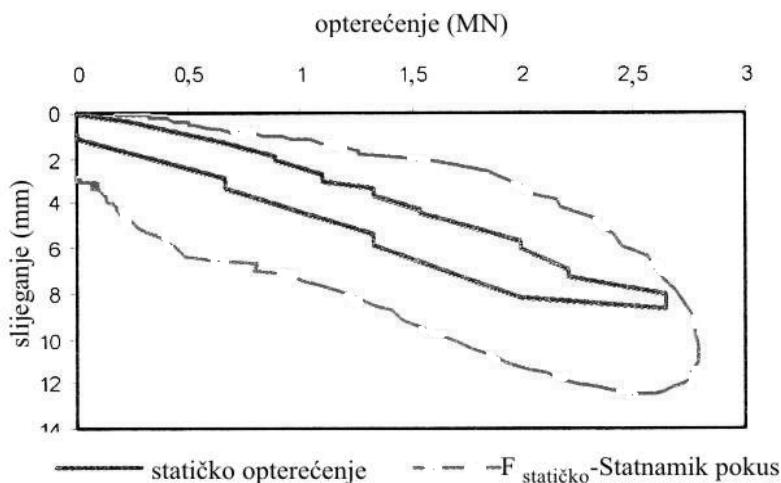
c = prigušenje između pilota (temelja) i tla;

v = brzina temelja.

Pri tom se sila $F_{\text{statičko}}$ može prikazati kao umnožak krutosti temelja (pilota), k , i veličine pomaka (slijeganja), u : $F_{\text{stat}} = k \cdot u$.

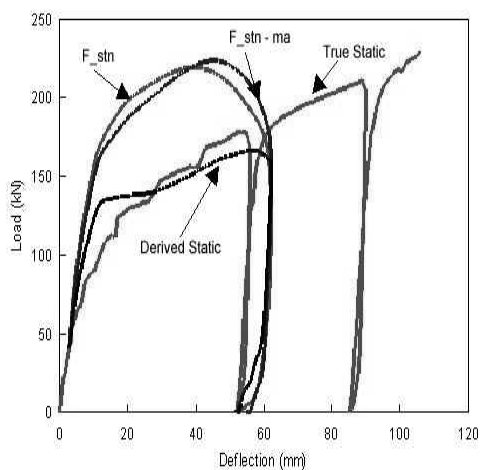
Prilikom pokusa mjere se: pomak, u , brzina, v , i ubrzanje, a , zajedno sa Statnamik silom $F_{\text{Statmatik}}$, u istom trenutku vremena, t . Iz dobivenih podataka određuju se parametri, k , i c , potrebni za određivanje vrijednosti $F_{\text{statičko}}$ i $c \cdot v$.

Rezultate je moguće prikazati krivuljom i usporediti je s rezultatom pokusa statičkim opterećenjem, kako je to prikazano na slijedećoj slici.



Slika 5.36 Usporedba rezultata statičkog i Statnamik pokusa opterećenja pilota

Na slici koja slijedi prikazani su usporedni rezultati vodoravnog statičkog i Statnamk pokusa. Prikazana je krivulja opterećenje (F_{stn}) – pomak Statnamik pokusa, zatim krivulja opterećenje Statnamik pokusa (F_{stn}) umanjeno za silu koju stvara temelj uslijed nametnutog ubrzanja ($-ma$), krivulja rezultata statičkog pokusa i krivulja za statičko opterećenje izvedena iz rezultata Statnamik pokusa korištenjem teoretskog rješenja. Iz ovako dobivenih rezultata može se izračunati vrijednost čimbenika učinka λ .



Slika 5.37 Usporedba rezultata statičkog i Statnamik vodoravnog pokusnog opterećenja pilota

Na slici se vidi vrlo dobro slaganje između krivulje dobivene pokusom statičkim opterećenjem i krivulje za statičko opterećenje izvedene iz Statnamik pokusa.

5.8.3 Uredaji za izvođenje pokusa na terenu

Oprema potrebna za ova ispitivanja sastoji se od klipa koji proizvodi silu. Proizvedena sila se mjeri izravno u kućištu klipa. Klip je spojen na osovinu koja nosi kontra teret potreban za stvarane sile i prigušivač. Na slici je prikazan klip za nanošenje opterećenja na temelj.



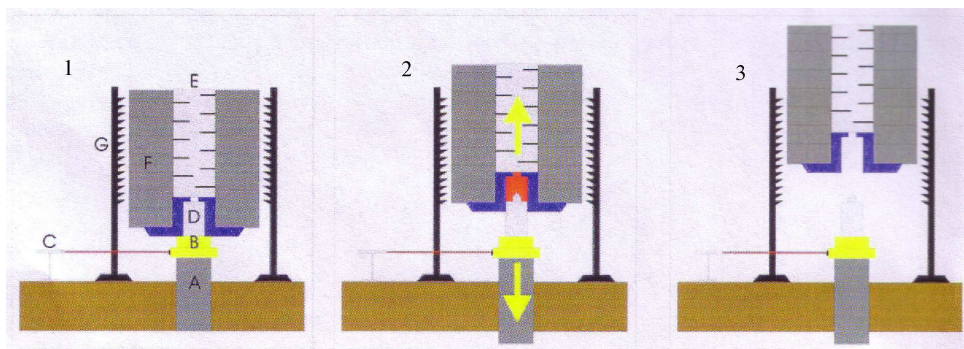
Slika 5.38 Klip na glavi pilota, između klipa i pilota je ćelija za mjerenje pritiska

Pomak se opaža i bilježi fotonaponskim pretvaračem i daljinskim laserskom izvorom. Uređaji su prikazani na slici koja slijedi.



Slika 5.39 Fotonaponski pretvarač, lijevo i daljinski izvor laserske zrake, desno

U postupku uspravnog opterećenja potrebno je osigurati da ne dođe do ponavljanja opterećenja uslijed pada kontra tereta u početni položaj. To se postiže na dva načina. Jedan je pomoću mehaničkog odnosno hidrauličkog hvatača, a drugi je pomoću zasipanja prostora između temelja i kontra tereta šljunkom. Nastavno su oba uređaja prikazana shematski i na fotografiji.



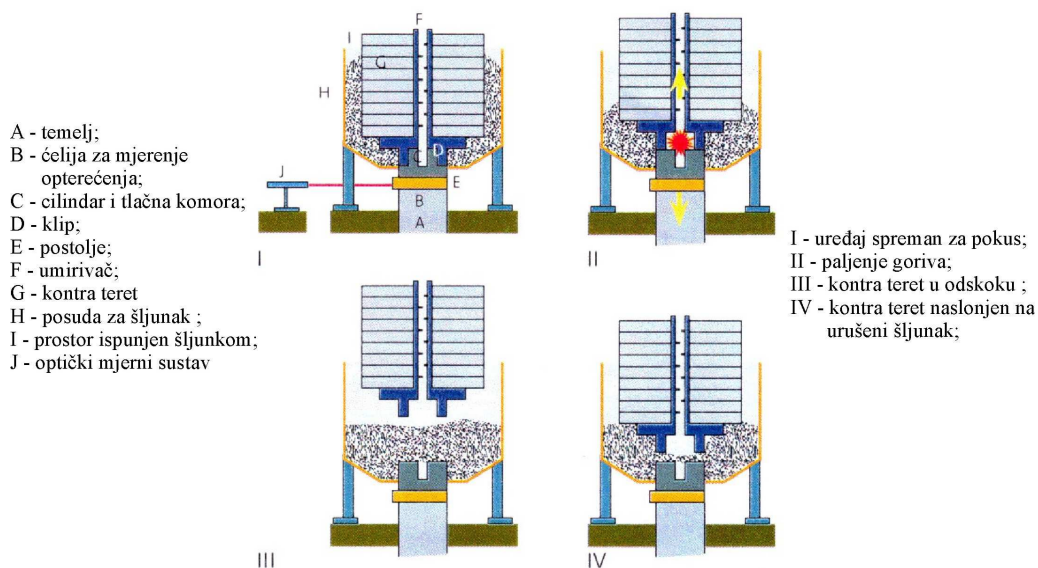
- A - temelj;
- B - kalibrirana čelija;
- C - sustav za lasersko praćenje pomaka;
- D - klip i cilindar;
- E - umirivač;
- F - kontra teret;
- G - mehanizam za hvatanje

- 1 Prije pokusa kontra teret je u dodiru s temeljem;
- 2 Paljenje goriva izaziva visoki pritisak istovremeno na kontra teret i temelj. Opterećenje ne temelj i pomak se mjere preciznim uređajima i sustavom za prikupljanje podataka.
- 3 Nakon pokusa kontra teret je prodržan hidraulički ili mehanički i spreman je za ponovni pokus na istom temelju.

Slika 5.40 Statnamik uređaj s mehaničkim hvatačem, shema rada



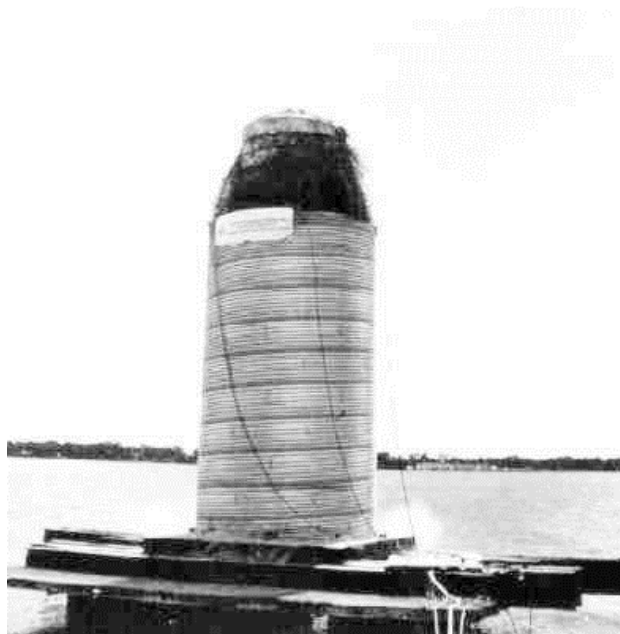
Slika 5.41 Fotografija uređaja s hidrauličkim hvatačem, spremnog za pokus



Slika 5.42 Uređaj sa šljunčanim punjenjem



Slika 5.43 Uređaj sa šljunčanim punjenjem u trenutku eksplozije, na kopnu



Slika 5.44 Uređaj sa šljunčanim punjenjem na pilotu u dubokoj vodi

Za sve pokuse koristi se ista osnovna oprema i isti mjerni uređaji, koji šalju podatke na iste uređaje za prihvatanje podataka. Radi se o visoko sofisticiranoj digitalnoj opremi, koja se za sada proizvodi u Nizozemskoj i SAD-u.

Raspon osnovnog opterećenja pilota odnosno uspravnog opterećenja temelja, koji se može postići ovim uređajem, je od 1 MN do 40 MN, a iskoristivost u pokusu se kreće od 25% do 100%. (prema Profound BV, Nizozemska)

Pokazalo se da od ukupnog broja izvedenih pokusa gotovo 1/3 čine pokusi u vodoravnom smjeru. Ovaj postupak je po svojoj prirodi mnogo bliži stvarnom djelovanju opterećenje koja prouzrokuju djelovanja poprečno na pilot kao na primjer opterećenje vjetrom, od potresa, udara broda, udara vala i slično. Na slikama koje slijede prikazan je uređaj za izvedbu pokusa u vodoravnom smjeru.



Slika 5.45 Pokus vodoravnog opterećenja pilota velikog kružnog poprečnog presjeka (Boulanger, 1997.) Vide se sanjke i odbojnik koji zaustavlja teret.

Kod pokusa u vodoravnom smjeru je kontra teret postavljen na sanjke. Nakon pokusa kontra teret je naprosto odgurnut i ne vraća se na pilot kao ponovljeno opterećenje te uređaj za pridržavanje nije potreban. Kontra teret se sastoji od niza teških, metalnih prstenova koji oblikuju valjak oko osi na čijem se kraju nalazi klip. Vodoravno opterećenje se prenosi na pilot preko velikog polukuglastog ležaja, koji omogućava zakretanje pilota za vrijeme pokusa.

Moguće je ispitivati jedan pilot i grupu pilota



Slika 5.46 Ispitivanje grupe pilota povezanih naglavnicom na koju djeluje opterećenje



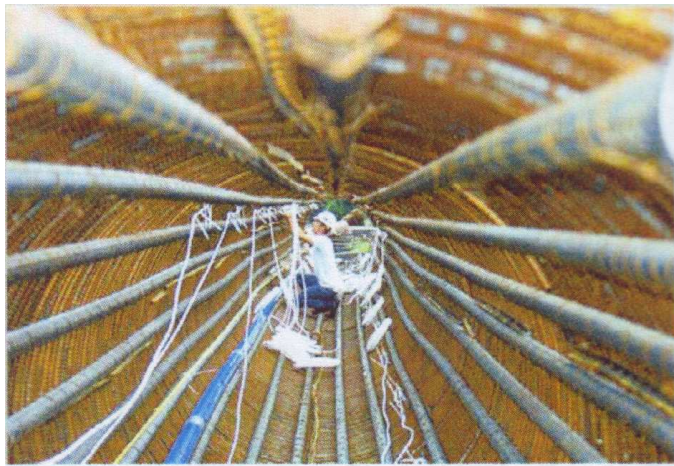
Slika 5.47 Pokus vodoravnog opterećenja u trenutku aktiviranja eksploziva. Vidi se odbojnik na slobodnom kraju kontra tereta

Mogu se ispitivati piloti različitih veličina poprečnih presjeka, svih načina izvedbe i načina ugradnje.



Slika 5.48 Polukuglasti ležaj na pilotu velikog promjera (1800mm)

Kratkotrajni odgovor pilota u trenutku opterećenja duž tijela, mjeri se posebno projektiranim i patentiranim inklinometrom. Postavljanjem uređaja za mjerenje duž armaturnog koša ili duž čelične košuljice – cijevi, moguće je dobiti podatke o ponašanju duž cijelog tijela pilota. Na slikama koje slijede prikazana je ugradnja opreme za osmatranje učinka Statnamik pokusa duž cijelog tijela pilota.



Slika 5.49 Ugradnja mjernih uređaja u armaturni koš kopanog pilota velikog promjera



Slika 5.50 Ugradnja mjernih uređaja u armaturni koš predgotovljenog pilota u betonari



Slika 5.51 Ugradnja mjernih uređaja na čelični cijevni pilot velikog promjera

U pokusima u vodoravnom smjeru se opterećenja mogu postići u veličini od 150 kN do 20 MN.

5.8.4 Zaključak

Statnamik pokus opterećenja može se koristiti za provjeru ponašanja ne samo za pilote već i za druge vrste temelja i podtemeljnih zahvata u geotehnici.

Pokus zahtjeva znatno jednostavniju i po količini manju opremu od one potrebne za statički pokus.

Pokus iziskuje mnogo manje vremena u odnosu na pokus statičkim opterećenjem.

Ekonomičniji je od statičkog ispitivanja.

Mjerenja opterećenja i pomaka se vrše izravno te su se pokazala preciznija od onih pri statičkom ispitivanju.

Moguće je provesti mjerenja niza podataka duž cijelog tijela pilota (pomaci, raspodjela opterećenja, pomak vrha, mogućnost utvrđivanja nosivosti na plašt i nosivosti na vrh svake za sebe).

Postavljanje opreme je vrlo jednostavno te je moguće provesti brzu provjeru sumnjivih temelja i pilota.

Pokus ne utječe na susjedne temelje i okolni prostor.

Mogućnost postizanja opterećenja do 50 MN i više, može se postići s istim uređajem.

Ponovljeno opterećenje moguće je izvesti brzo i jednostavno.

Mogućnost ponavljanja je mnogo veća nego kod bilo kojeg drugog načina ispitivanja.

Na rezultate ne utječu svojstva pilota jer se opterećenje i pomak mjere izravno kalibriranom ćelijom i senzorom pomaka. Time je pokus vrlo prihvatljiv umjesto dinamičke provjere neujednačenih pilota.

Tokom pokusa temelj je cijeli u stanju pritiska. Trajanje pokusa je duže od prirodnog perioda temelja što sprječava pojavu oscilacija.

Pokus nije štetniji na cjelovitost temelja od statičkog pokusa.

Izučavanjem razvoja pornih pritisaka u sitnozrnim tlima za vrijeme pokusa, došlo se do zaključka da oni nemaju značajan utjecaj na rezultate (Huy i drugi, 2008.).

5.9 GRUPE PILOTA

5.9.1 Opis grupe pilota

Kada se iz razloga nosivosti mora izvesti više pilota da bi se preuzelo vanjsko opterećenje, govori se o grupi pilota. Smatra se da piloti djeluju u grupi ako je osni razmak, s , između pilota približno (Nonveiller, 1979.):

- koji nose na vrh, $s \leq 2,5 d$;
- koji nose na trenje u nekoherentnom tlu veće zbijenosti $s \leq 3d$;
- koji nose na trenje u nekoherentnom tlu male zbijenosti $s \leq 5d$;

gdje je d -promjer pilota.

Grupa pilota može biti slobodno stojeća, s naglavnicom koja ne dodiruje tlo i vezana s temeljnim blokom koji leži na tlu (Vesić, 1967; Poulos i Davis, 1980.). Sustav pilota povezanih naglavnom pločom koja leži na tlu predstavlja ono što je prethodno nazvano „hibridno temeljenje“. U tom slučaju nose i piloti i ploča.

5.9.2 Proračun nosivosti grupe pilota

Kada se radi o grupi pilota, potrebno je izvršiti smanjenje nosivosti grupe u odnosu na ukupno opterećenje koje mogu preuzeti svi piloti svojom pojedinačnom nosivošću. Smanjenje se vrši pomoću koeficijenta η za koje postoji više načina određivanja.

$$\eta = \frac{\text{nosivost pilota u grupi}}{\text{nosivost pojedinog pilota}} \leq 1 \quad (5.55)$$

Za slobodno stojeću grupu postoji nekoliko empirijskih izraza:

- Prema Converse-Labarre-u (Shroff & Shah, 2003.):

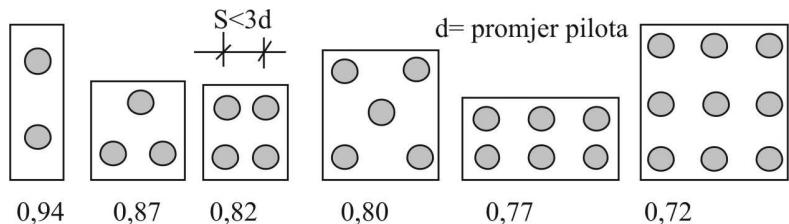
$$\eta = 1 - \xi \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90m \cdot n} \right] \quad (5.54a)$$

gdje je:

- m =broj redova pilota;
- n =broj pilota u redu;
- ξ =arc tg (d/s) u stupnjevim;
- d =promjer pilota;
- s =osni razmak pilota.

Navedeni izraz daje izrazito konzervativno rješenje.

- Nosivost grupe se smanjuje na način da se svakom pilotu (slika 5.51) nosivost smanji za 1/16 za svaki susjedni pilot s kojim je promatrani pilot okružen. Vrijedi za $S < 3d$.



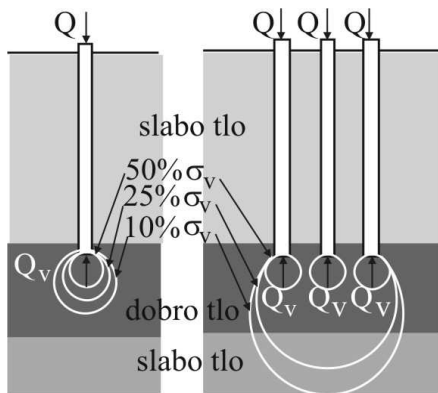
Slika 5.52 Vrijednosti koeficijenta η za nekoliko vrsta grupa pilota

- Nosivost grupe se smanjuje na način da se svakom pilotu nosivost pomnoži sa koeficijentom I za svaki susjedni pilot kojim je promatrani pilot okružen pri čemu je $I = \frac{1}{8}d/s$.

5.9.3 Djelovanje grupe pilota

Grupa pilota može djelovati kao temeljni blok na velikoj dubini. U tom slučaju, preporuča se provjeriti nosivost grupe pilota tako da se odabere manja vrijednost nosivosti iz usporednih proračuna; a) zbrajanja nosivosti svih pilota u grupi i b) rezultata proračuna nosivosti dubokog masivnog temelja dimenzija $L_g \times B_g$. Pri tom je $L_g \times B_g$ tlocrt po obodu grupe pilota a dubina D_f je dubina grupe pilota.

Zbog utjecaja preklapanja dodatnih naprezanja koje grupa prenosi u tlo, utjecaj grupe pilota seže daleko dublje od utjecaja pojedinog pilota (slika 5.53). Iz tog razloga potrebno je poznavati svojstva tla na većoj dubini ispod grupe pilota nego, ispod pojedinog pilota. Ti su podaci potrebni za ispravan proračun nosivosti i slijezanja grupe.

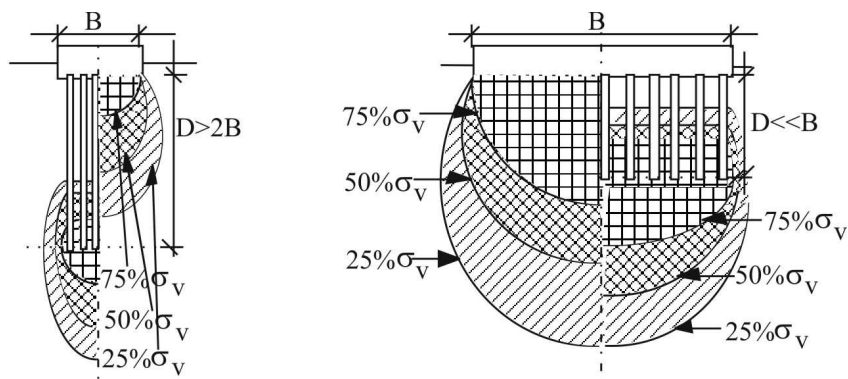


Slika 5.53 Dubina utjecaja uspravnih dodatnih naprezanja σ_v , kod pilota samca i pilota u grupi

Odnos dubine pilota i veličine tlocrta temelja, bitan je za preraspodjelu dodatnih naprezanja po dubini. Da bi piloti izvršili svoju zadaću prijenosa dodatnih naprezanja u dublje slojeve tla, potrebno je da budu dublji od barem dvostruke širine temelja, B ,

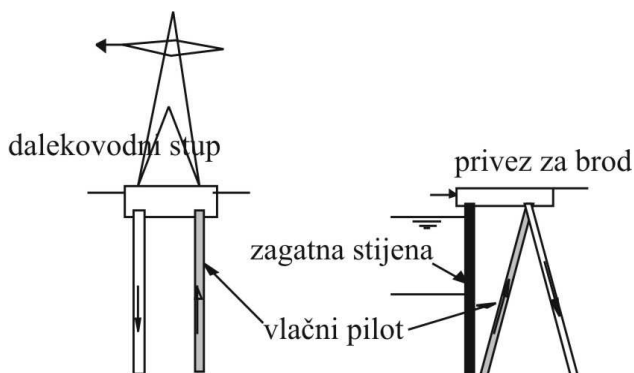
koji na njima leži. Ukoliko je dubina pilota manja od širine temelja, učinak pilota je neznatan. Oni tada mogu poslužiti jedino da premoste površinske, loše slojeve malih debljina. Ovaj učinak prikazan je na slici 5.54.

Današnje tehnologije izvedbe omogućuju izvođenje pilota velikih dužina tj. dubina. Omogućuju i izvedbu pilota sa proširenim vrhom na tim velikim dubinama. Tako se može povećati i njihova nosivost. To omogućuje i njihovu tlocrtnu preraspodjelu i izbjegavanje grupnog djelovanja.



Slika 5.54 Dubina utjecaja dodatnih naprezanja kod grupe pilota za različite odnose dubine pilota D i širine temeljne plohe B (Terzaghi, Peck, 1948)

Piloti u grupi upotrebljavaju se redovito kada je potrebno preuzeti vodoravne sile ili momente savijanja koje tvori par sila. Tada neki od pilota iz grupe preuzimaju vlačne sile kako je to prikazano na slici 5.55.



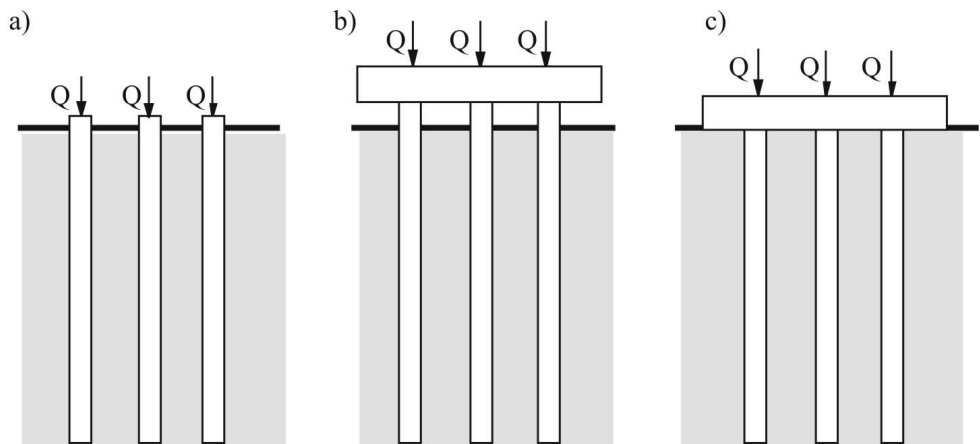
Slika 5.55 Primjer pilota koji preuzima vlačnu silu

Ovisno o smjeru vanjskih sila postoji mogućnost da neki od pilota iz takve grupe bude tlačni odnosno vlačni te ih je tako potrebno i dimenzionirati.

5.9.4 Proračun slijeganja grupe pilota

Slijeganje pojedinog pilota iz grupe pilota ovisi o:

- načinu prenošenja opterećenja s pilota na tlo (trenjem po plaštu, prijenos na vrh ili kombinacija);
- stišljivosti slojeva tla kroz koje piloti prolaze;
- odnosu krutosti naglavne konstrukcije i pilota koje povezuje u grupu (raspodjela opterećenja s naglavne konstrukcije na pilote);
- načinu oslanjanja naglavne konstrukcije (da li je naglavna konstrukcija oslonjena na tlo ili se nalazi iznad tla).



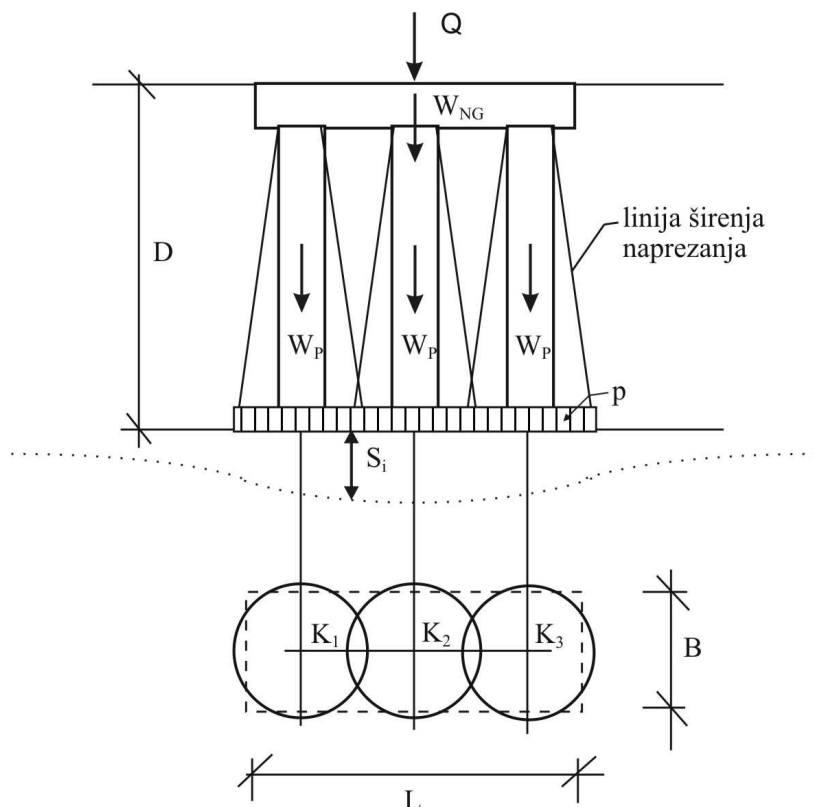
Slika 5.56 Modeli grupe pilota za proračun slijeganja: a) grupa nepovezanih glava; b) grupa povezanih glava sa naglavnom konstrukcijom koja ne leži na tlu; c) grupa povezanih glava sa naglavnom konstrukcijom koja leži na tlu – **hibridno temeljenje**

Najjednostavniji pristup proračunu predviđanja slijeganja pilota u grupi zasnovan je na pretpostavci homogenog i izotropnog poluprostora i zamjenjujućim temeljem. Tlo se promatra kao homogeno izotropno, a grupa pilota se zamjenjuje s elastičnim temeljem na dubini vrha pilota, ili kod opreznijeg pristupa problemu, na 2/3 dubine postavljanja pilota. Dimenzija zamjenjujućeg temelja određuje se uz pretpostavku da se sila trenja rasprostire postepeno oko pilota pod kutom $\varphi/4$ (vidi sliku 5.57), a dobivena površina zamjenjuje se s pravokutnikom dimenzija $B_g \times L_g$. Opterećenje, p , na tako dobivenoj površini može se odrediti, uz pretpostavku da je jednoliko raspodijeljeno, prema izrazu:

$$p = \frac{Q + W_{NG} + \sum W_P - \gamma^*(V_{NG} + \sum V_P)}{B_g * L_g} \quad (5.56)$$

gdje su:

- Q - opterećenje koje se prenosi preko naglavne konstrukcije;
- W_{NG} - težina naglavne konstrukcije;
- W_P - težina pojedinog pilota;
- γ - prostorna težina tla koje je iskopano na račun ugradnje naglavnice i pilota;
- V_{NG} - zapremina naglavne konstrukcije;
- V_P - zapremina pojedinog pilota.



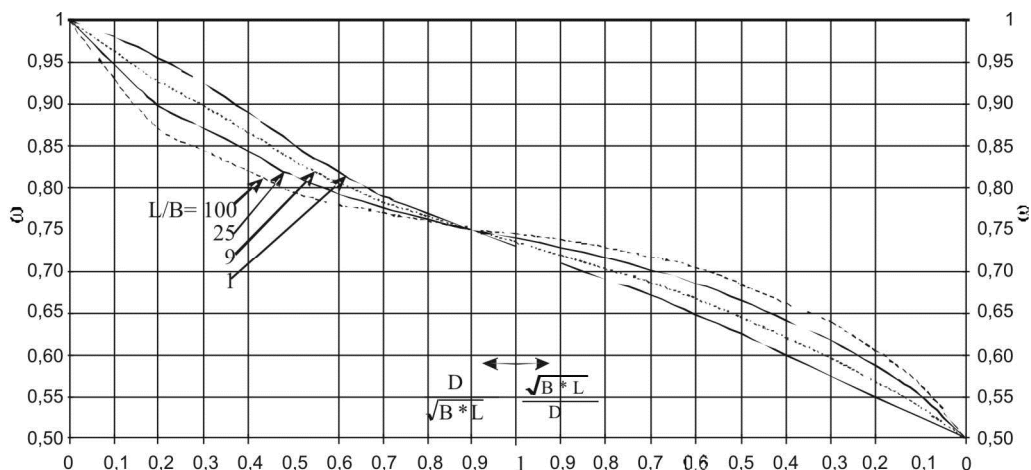
Slika 5.57 Pojednostavljena teorija rasprostiranja opterećenja ispod grupe pilota

Određivanje dodatnih naprezanja u tlu ispod pojedine točke K_i svodi se na proračun dodatnih naprezanja u tlu ispod savitljive opterećene plohe na površini tla. Predviđanja slijeganja iz tako dobivenih dodatnih naprezanja (označena na slici 5.57 sa s_i) mogu se odrediti prema nekoj od teorija za proračun slijeganja objašnjenih u teoriji mehanike tla. Područje tla iznad razine vrha pilota postaje vlačna zona. I ona se djelomično deformira, ali s obzirom na pretpostavke unesene u proračun slijeganja, ove deformacije ne prate u potpunosti liniju slijeganja s_i . Iz tih razloga potrebno je

napraviti popravak dobivenih vrijednosti slijeganja. Prema Fox-u (Lisac, 1981.) popravljena vrijednost iznosi

$$s_p = s_1 * \omega \quad (5.57)$$

gdje je $\omega = \omega\left(\frac{D}{\sqrt{B * L}}\right)$ čimbenik popravka prikazan na slici 5.58.



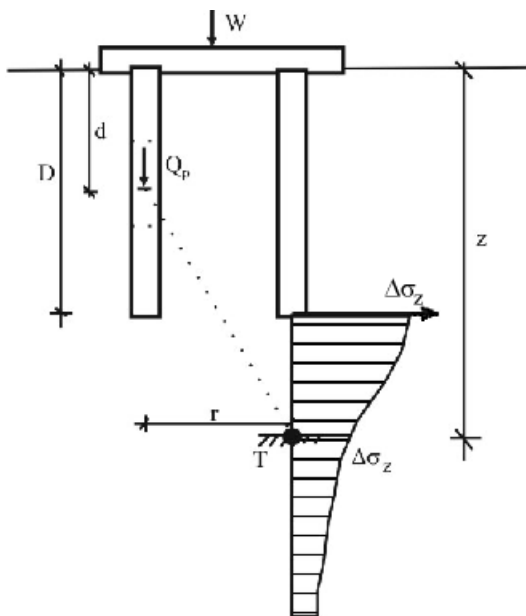
Slika 5.58 Čimbenici popravka prema Fox-u

Ako piloti prenose opterećenje samo preko vrha, ova teorija može se dodatno pojednostavniti na način da se proračun predviđanja slijeganja izvrši za međusobni utjecaj niza neovisnih temelja na razini vrha temelja, a s površinom pojedinog temelja koja odgovara poprečnom presjeku pilota na vrhu i opterećenjem koje se prenosi preko pojedinog pilota.

"Točnije" metode određivanja predviđanja slijeganja grupe pilota su analitičke metode zasnovane na teoriji elastičnosti. U ovim teorijama se piloti iz grupe promatraju kao zasebni duboki temelji i računa se utjecaj pojedinog pilota na raspodjelu naprezanja ispod promatranog pilota i okolnih pilota. Utjecaj susjednih pilota na promatrani se zbraja. Utjecaj naglavne konstrukcije u ovim proračunima se obuhvaća samo kroz raspodjelu naprezanja, koje se prenosi s građevine, oslonjene na naglavnu konstrukciju, na pojedini pilot, odnosno provjerava se diferencijalno slijeganje između pilota.

U ovim proračunima se utjecaj pojedinog dijela trenja na plaštu, na dodatno naprezanje na nekoj dubini ispod promatranog pilota, analizira kao utjecaj koncentrirane sile na dodatno naprezanje na promatranj dubini (vidi sliku 5.59). Veličina koncentrirane sile odgovara rezultanti naprezanja trenja na odsječku plašta. Bolje rezultate proračuna slijeganja može se danas dobiti numeričkim metodama.

Točnost proračuna ovisi o točnosti sustava kojim se određuje ponašanje tla, a to pak ovisi o pouzdanosti podataka o svojstvima tla potrebnim za proračun.



Slika 5.59 Utjecaj trenja po plaštu na raspodjelu dodatnog naprezanja

Ovakvi proračuni moraju obuhvatiti i odnos krutosti sustava pilot-naglavna greda-tlo, te se sam proračun neće posebno izlagati. Postupak proračuna može se pronaći u literaturi Vesic (1967.). Radi pojednostavljenja proračuna razni autori dali su tablice i dijagrame popravni čimbenika, kojima se može obuhvatiti utjecaj krutosti na raspodjelu dodatnog naprezanja.

5.10 VRSTE I NAČINI IZVOĐENJA PILOTA

Piloti se mogu podijeliti na niz načina (vidi tabelu 5.8):

- prema gradivu, (drveni, čelični, betonski, armirano-betonski) ;
- prema načinu izvođenja, (zabijeni, nabijeni, kopani (bušeni, svrdlani), mlazno injektirani, utisnuti i na niz raznih drugih načina);
- prema utjecaju na okolno tlo, (piloti koji ne razmiču tlo, koji malo razmiču tlo i koji jako razmiču tlo);
- prema promjeru, (100-400 mm, mikropiloti; 400-900 mm piloti malog promjera; 900-2000 mm, piloti velikog promjera; >2000 mm i s proširenim vrhom, piloni, odnosno duboki masivni temelji izvedeni tehnologijom pilota).

Piloti, kao nosiva podloga građevinama kroz stoljeća, više su napredovali u posljednjih 150 godina nego u nekoliko gotovo desetaka stoljeća prije toga. Tome je

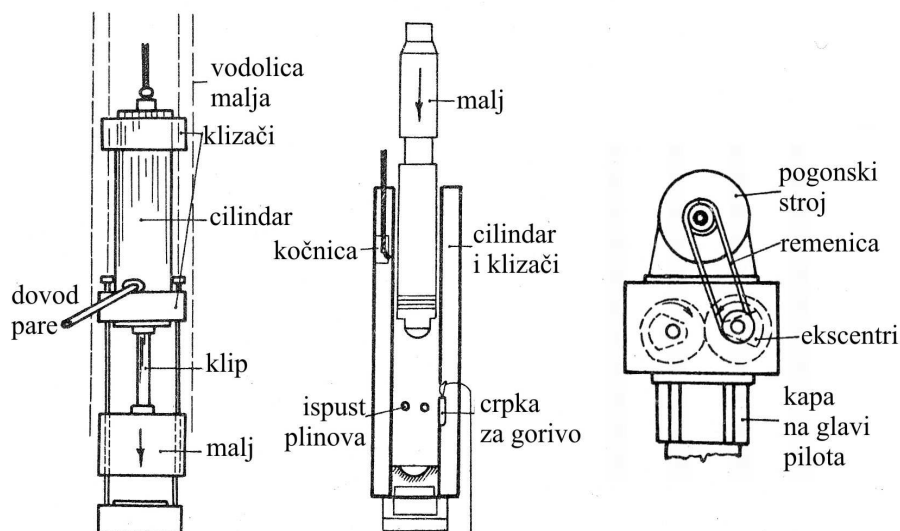
doprinio razvoj motora na parni pogon i Diesel motora koji pokreću sve snažnije strojeve i kakvoća gradiva tih strojeva koji služe za različite tehnologije izvedbe pilota.

U literaturi je moguće naći (Škacan, 2009.) preko 60 patentiranih sustava za izvođenje pilota. Nove tehnologije iskopa odnosno izvedbe čvrstih stupnjaka u tlu, proširile su primjenu pilota na tla takovih sastava, za koje je donedavno izvedba pilota bila nezamisliva. U daljnjem tekstu opisati će se podjela prema tehnologiji izvedbe i gradivu od kojeg su piloti izvedeni.

5.10.1 Zabijeni piloti

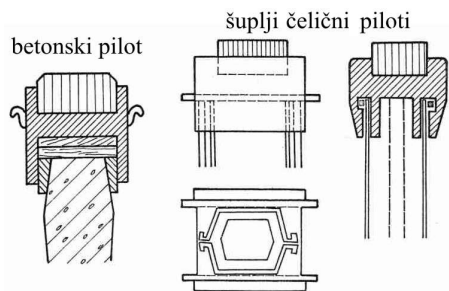
To su svi oni piloti, koji se kao gotovi stupovi na gradilištu zabijaju u tlo pomoću najrazličitijih vrsta nabijača. Drveni i betonski piloti bitno zbijaju okolno tlo. Čelični piloti zbijaju okolno tlo ako su izvedeni od cijevi sa zatvorenim vrhom. Ako se zabijaju cijevi otvorenog vrha ili različiti čelični profili drugih oblika (H, I profili, željezničke šine), okolno tlo se ne zbjija bitno. Veličina im je ograničena mogućnostima prijevoza i strojeva na radilištu. U principu se koriste kao piloti manjih profila (do 0,5 m) i mikropiloti.

Najstarija tehnologije je ručno nabijanje maljem kojeg na skeli podižu dva radnika. Slijedeći je korak malj, koji slobodno pada, a podiže se pomoću koloture ljudskom snagom. Ljudski je rad zatim zamijenio parni stroj, a iza njega najrazličitije vrste strojnih nabijača i vibro nabijača. Neki su prikazani na slici 5.60.



Slika 5.60 Nabijači, lijevo parni, u sredini eksplozivni, desno vibro

Da bi se smanjila buka i zaštitila glava pilota prilikom nabijanja koriste se različiti nastavci. Prikazani su na slici 5.61.



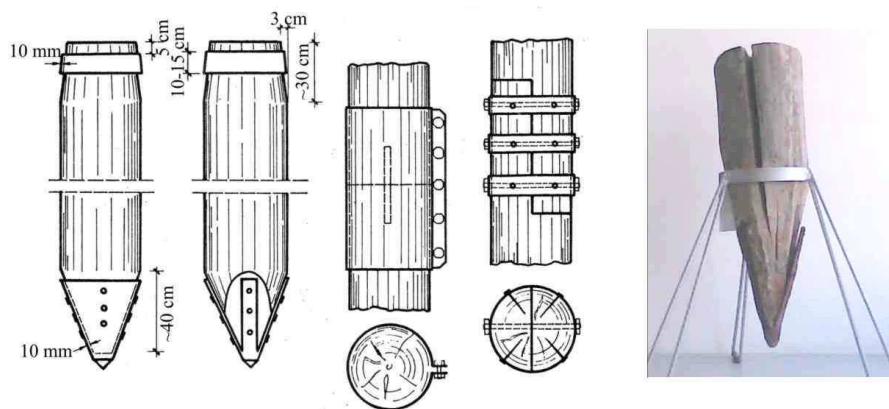
Slika 5.61 Nastavci, zaštite glave pilota koji se zabijaju

Na slici 5.62 prikazan je pilot spreman za zabijanje vibro nabijačem. Pilot je čelični, cijev promjera Φ 60mm. Na pilotu se vide oznake dužine.



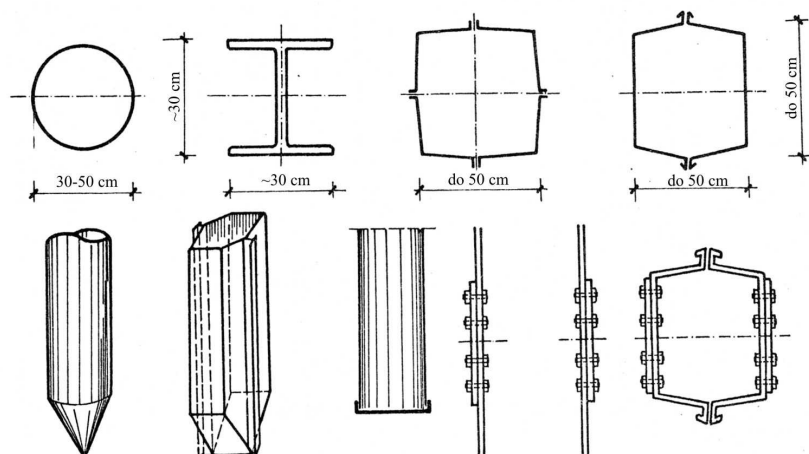
Slika 5.62 Pilot spreman za zabijanje pomoću vibro-glave (Zakladani staveb, 2003.).

Čitatelju je, za proširenje znanja, dana slika 5.63 koja prikazuje opremanje glave i vrha drvenog pilota za zaštitu od oštećenja prilikom zabijanja. Napominje se da neke države, bogate drvetom i danas masovno koriste drvene pilote. U SAD je 2002 godine izdan priručnik za projektiranje i izvođenje drvenih pilota od strane Američkog instituta za zaštitu drveta (Collin, 2002.)



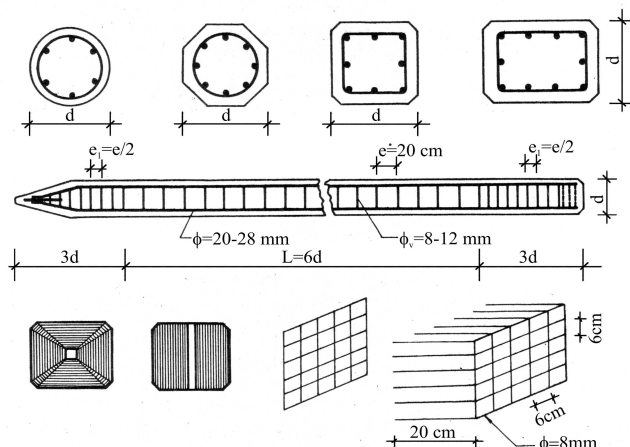
Slika 5.63 Okivanje glave, vrha i nastavljanje drvenih pilota (Kleiner 1981.), s primjerom glave pilota izvađenog iz temelja obale u Trogiru.

Osim drvenih, zabijaju se čelični i armirano-betonski piloti. Na slici 5.64 prikazani su poprečni presjeci i detalji čeličnih pilota.



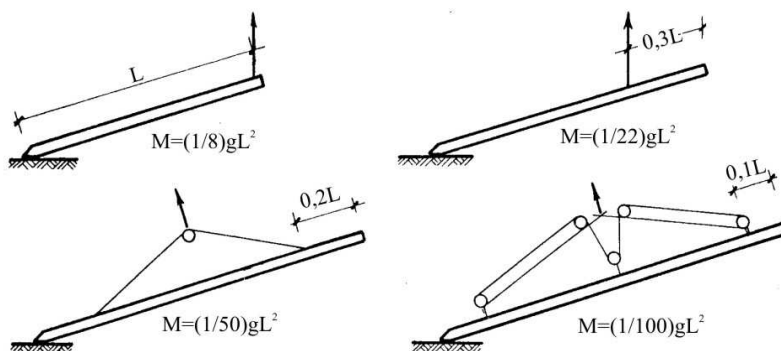
Slika 5.64 Presjeci i detalji čeličnih pilota (Kleiner, 1981.)

Na slici 5.65 prikazano je nekoliko poprečnih presjeka predgotovljenih armirano-betonskih pilota i načina armiranja ovakvih pilota.



Slika 5.65 Predgotovljeni prednapregnuti AB piloti, presjeci i detalji armaturnog koša

Da bi se ovakvi piloti mogli ugraditi zabijanjem potrebno ih je dimenzionirati za potrebe dopreme na gradilište i prihvaćanje prilikom podizanja na mjesto ugradnje. Na slici 5.66 prikazan je način prihvaćanja i podizanja pilota ovisno o dužini. Svaki ovakav pilot mora biti proračunat, dimenzioniran i armiran za ovakav zahvat.



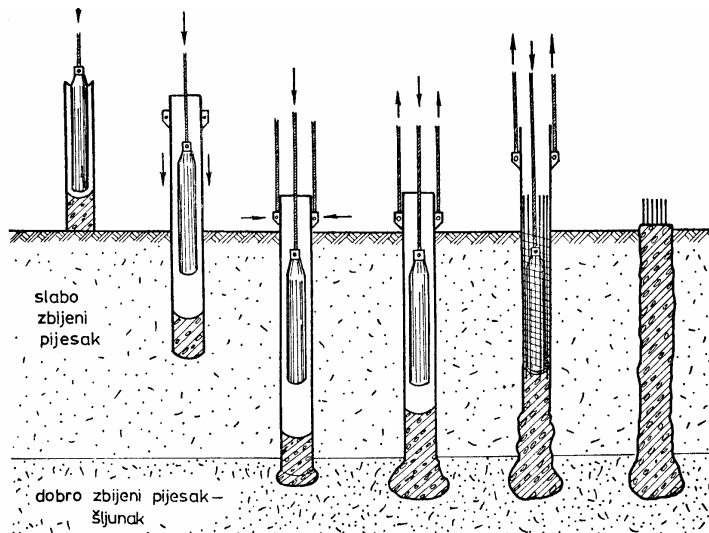
Slika 5.66 Mjesta pridržanja pri prijenosu i maksimalni momenti, M , pri radu s pilotima koji se zabijaju

Veće grupe pilota zabijaju se uvijek takvim redoslijedom da se prvo zabijaju oni u sredini a zatim se zabijaju piloti bliži vanjskom rubu tlocrta. Na ovaj se način smanjuje utjecaj zbijanja tla koji bi otežao zabijanje pilota.

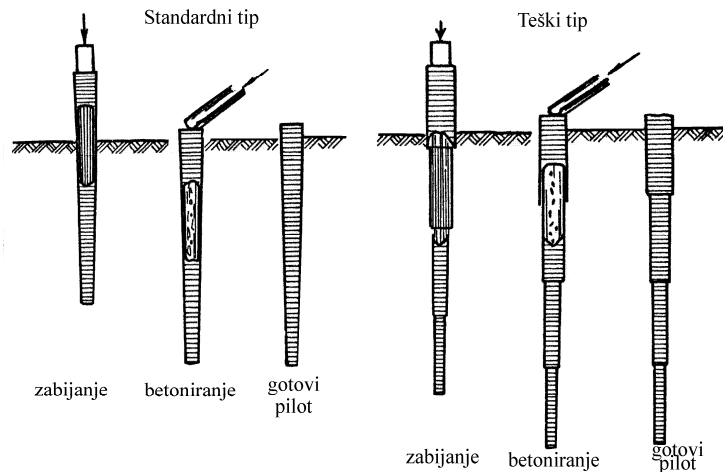
Mana predgotovljenih armirano betonskih zabijenih pilota je što imaju unaprijed određenu duljinu. Stoga ih je vrlo teško ili gotovo nemoguće nastavljati, a i smanjenje dužine nije jednostavno. Kod čeličnih i drvenih pilota, promjena dužine je relativno jednostavna.

5.10.2 Nabijeni piloti

To su piloti koji jako remete gustoću tla u koje se ugrađuju. Izvode se na način da se u tlo zabije cijev u koju se ugrađuje beton ili šljunak. Može se ugraditi i cijev sa zatvorenim vrhom. Pri tom se, ovisno o tehnologiji, cijev vadi (sistem Franki) ili ostavlja kao košuljica pilota (sistem Raymond), a gradivo koje se ugrađuje nabija batom s površine. U nekim se slučajevima kao na pr. kod Franki pilota, može u košuljicu prije ispune betonom, ugraditi i potrebna armatura. Kod šljunčanih pilota koji služe kao uspravni drenovi, košuljica se obavezno mora izvaditi.



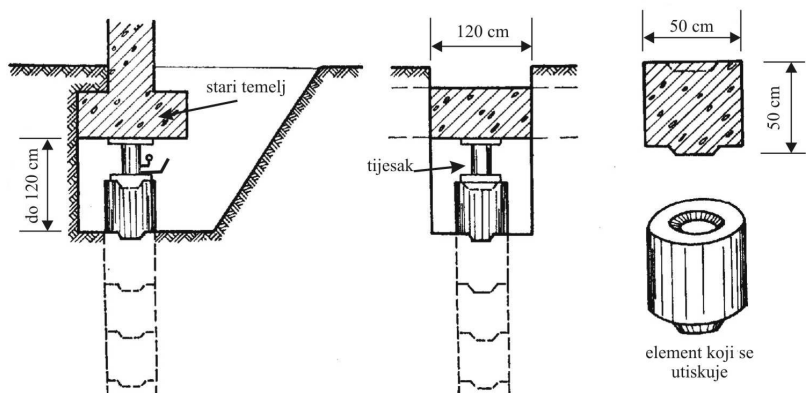
Slika 5.67 Nabijanje pilota (Franki tehnologija s vađenjem cijevi)



Slika 5.68 Primjer nabijenih pilota bez vađenja cijevi (Raymond tehnologija)

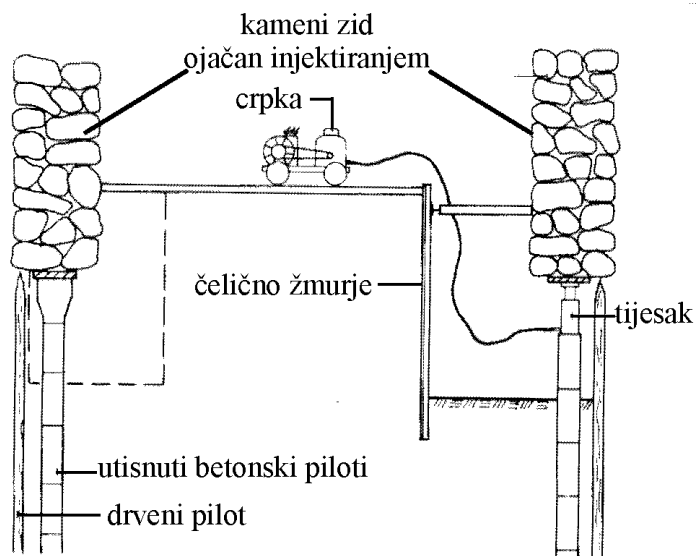
5.10.3 Utisnuti piloti

Služe u posebne svrhe kod sanacija temelja. Utiskuju se između temelja i podtemeljnog tla pomoću hidrauličkih tijesaka. Prethodno je potrebno izvršiti sanaciju i ukrutiti postojeće temelje, kako bi se opterećenje od građevine ravnomjerno prenijelo na utisnute pilote. Pri ugradnji ovih pilota razmiče se odnosno zbija okolno tlo. Prilikom izvođenja treba voditi računa da se sila utiskivanja pravilno odabere, da ne dođe do oštećenja temelja.



Slika 5.69 Primjer tehnologije izvedbe utisnutih pilota

Na slici 5.70 prikazani su utisnuti piloti izvedeni prilikom sanacija stare gradske jezgre u Stocholmu, Švedska (Bohm i Stjerngren, 1980.).



Slika 5.70 Primjer ugradnje utisnutih pilota kod sanacije kulturne baštine

5.10.4 Kopani piloti

Pogodni su za prijenos velikih osnih i poprečnih opterećenja. Koriste se za izvedbe većih promjera, od 0,6m na više. Moguće je pilot nastaviti u slobodni prostor kao stup. Pogodni su i za izvođenje u dubokoj vodi. Mogu se izvoditi s proširenom glavnom. Mogu biti samci i u grupi.

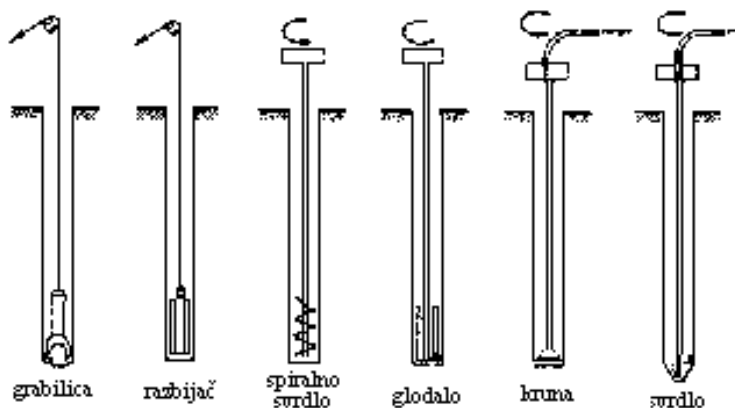
Izvide se na slijedeći način:

- 1) Do projektirane dubine izvede se iskop tla;
- 2) U tako pripremljenu šupljinu se ugradi armatura;
- 3) Kroz armaturni koš se ugradi beton kontraktor postupkom.

Armatura se može raditi na licu mjesta – na gradilištu ili u pogonu – armiračnici.

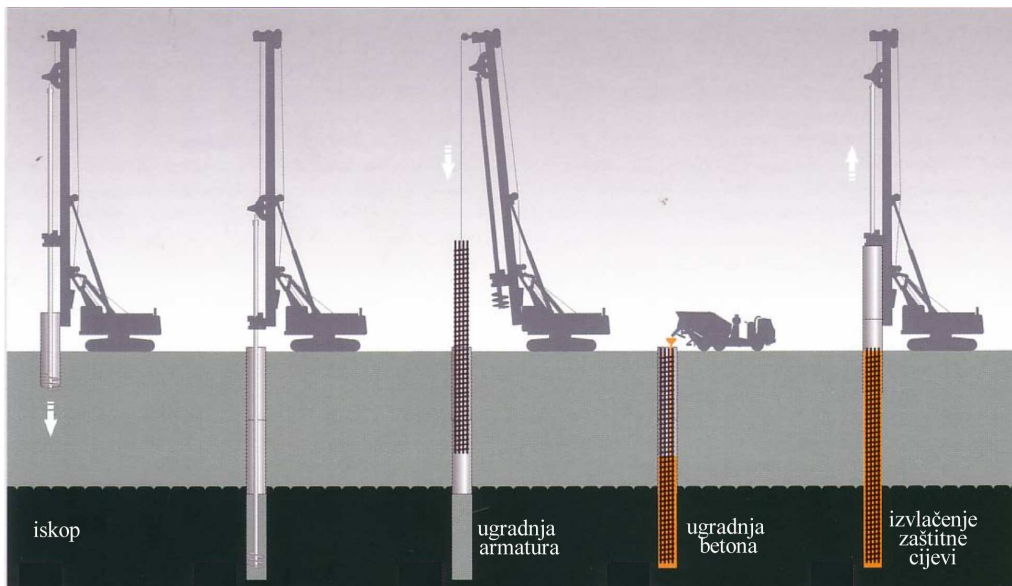
Ovi piloti gotovo da ne razmiču okolno tlo. Zaštita iskopa može biti pomoću cijevi, koja prati iskop, s bentonitnom isplakom, kao pri izvedbi panela armirano-betonske dijafragme ili potpuno bez zaštite u tlu, koje može određeno vrijeme održati bušotinu bez zaštite. Tehnologija iskopa je različita, ovisno o proizvođaču opreme. Na slici 5.71 prikazano je nekoliko alata za iskope pilota.

U Hrvatskoj se najčešće koristi tehnologija koja za iskop koristi grabilicu, a za zaštitu od urušavanja zaštitnu kolonu (cijev) koja se vadi u toku betoniranja. Za iskop u stijeni koristi se razbijač koji pada kroz cijev i lomi dno bušotine. Odlomljeni se komadi vade grabilicom. Danas se koriste i tehnologije rotirajućih glava za iskope u stijeni (kao krtica za iskop tunela), iskop svrdlom u za to pogodnim tlima i druge tehnike.



Slika 5.71 Vrste grabilica i razbijača za izvedbu kopanih (bušenih) pilota

Na slici 5.72 prikazan je shematski način izvedbe kopanog pilota, kada je bušotina zaštićena sa cijevi – zaštitnom kolonom.



Slika 5.72 Tehnologija izvedbe kopanih pilota sa zaštitnom kolonom (Zakladani 2003.)

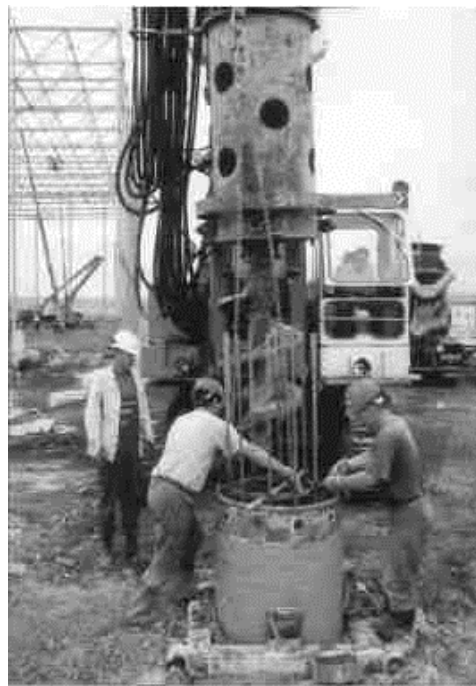
Na slikama koje slijede prikazani su detalji strojeva i izvedbe kopanih pilota.



Slika 5.73 Iskop bušotine za pilot pod zaštitom cijevi (zaštitne kolone)



Slika 5.74 Zaštitna cijev, s krunom na dnu, lijevo i koš spreman za ugradnju, u sredini



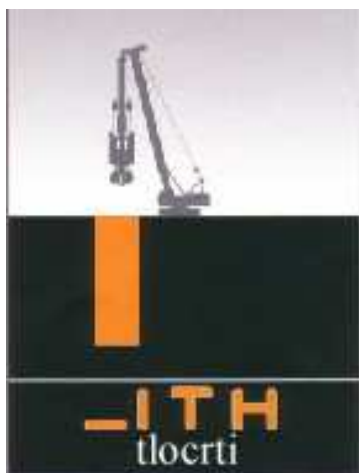
Slika 5.75 Vješanje armaturnog koša na vrh zaštitne cijevi, iskop svrdlom

Na slici 5.76 prikazani su piloti na gradilištu mosta preko Rijeke dubrovačke. Na slici se vide glave pilota iz kojih izlazi vezna armatura, gotovi armaturni koševi i jedan pilot u tijeku izvedbe. Na koševima se vide prsteni – ukrute, temeljni dio armaturnog koša o kojem ovisi promjer armaturnog koša.



Slika 5.76 Piloti na radilištu temelja mosta na Rijeci Dubrovačkoj (Masopust, 2006.)

Na slici 5.77 prikazana je shematski izvedba pilota kopanih tehnologijom dijafragme i mogući tlocrtni oblici.



Slika 5.77 Shematski prikaz izrade pilota tehnologijom dijafragme (Zakladani, 2003.)

Kopani piloti pogodni su za izvedbu pri kojoj je potrebno da vrh pilota uđe u površinski sloj stijene jer takva tehnologija omogućuje razbijanje površinskog sloja stijenske mase. Ukoliko je pilot ušao u stijensku masu približno 1,5 dužine vlastitog promjera, može se smatrati da je na vrhu moguće ostvariti upetost. Ova činjenica može pomoći pri statičkom proračunu temeljenja na pilotima.

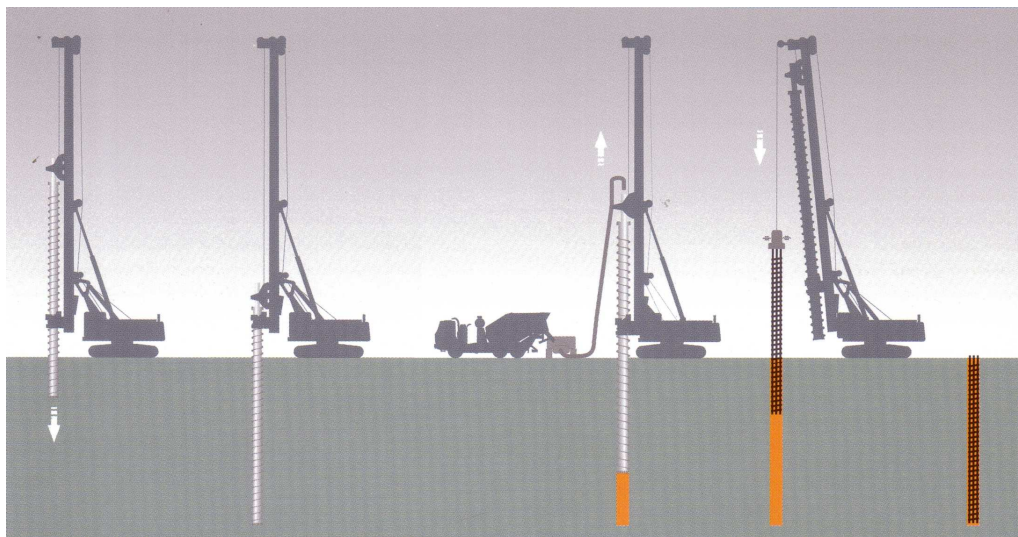
Osim grabilicom, u nekim je vrstama tla moguć iskop svrdlom. Neovisno o načinu iskopa može se koristiti zaštita bušotina kao na slici 5.74, kolonom, ali i ne mora. Na slici 5.78 prikazan je stroj za iskop bušotina za pilote svrdlom i detalji svrdla.



Slika 5.78 Stroj za iskop pilota svrdlom i detalj svrdla

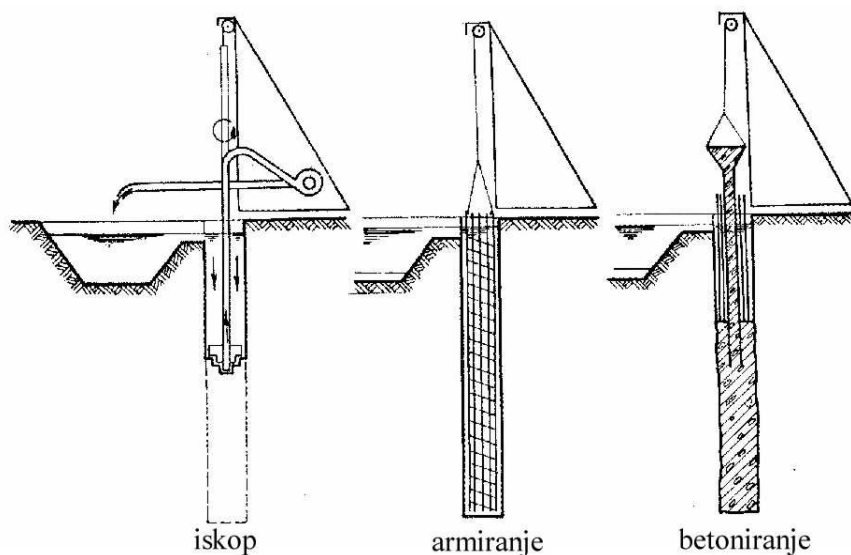
Na slici 5.79 prikazan je shematski iskop svrdlom bez zaštite bušotine. Kod tehnologija iskopa grabilicom i svrdlom, iskopani se materijal vadi mehanički na površinu i odvozi na deponiju. Tako nastaje čist, prazan otvor u kojem se izvodi pilot. Tijelo pilota je armirano betonski nosivi stup, tj. izveden u čistoj (zaštićenoj ili

nezaštićenoj) bušotini u koju je prethodno ugrađena je armatura, a zatim beton. Nema miješanja betona i okolnog tla.



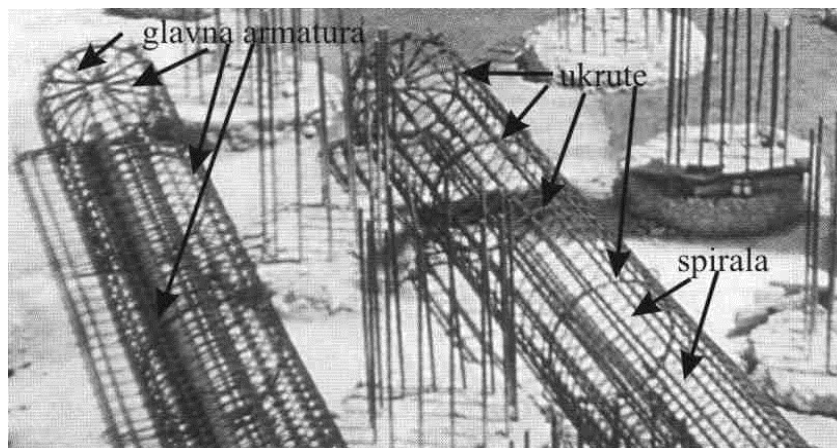
Slika 5.79 Shema iskopa svrdlom

Neke druge tehnologije koriste iskop pomoću glodanja materijala. Za vađenje iskopanog materijala i razupiranje iskopa koristi se glinobetska isplaka koja kruži pomoću sustava crpki. Ovdje se tlo vadi hidrauličkim putem, taloži u za to namijenjenom prostoru i naknadno odvozi na deponiju.



Slika 5.80 Tehnologija izvedbe bušenog pilota rotirajućom glavom uz zaštitu glinobetskom isplakom

Armiranje ovih pilota izvodi se tako da se u gotovu bušotinu ugradi na površini izrađeni armaturni koš (vidi slike 5.74 i 5.75). Armaturni se koš sastoji od osnovnih prstenova, ukruta, kojima je osiguran proračunom određeni promjer armaturnog koša, zatim glavne (uzdužne) armature, spiralne vilice koja je nešto gušća na mjestu buduće glave pilota i razmaknica (distancera) koji moraju osigurati, da armaturni koš stoji u sredini bušotine, tj. moraju osigurati da se prilikom betoniranja zaista ostvari projektom predviđeni zaštitni sloj betona između tla i armature.

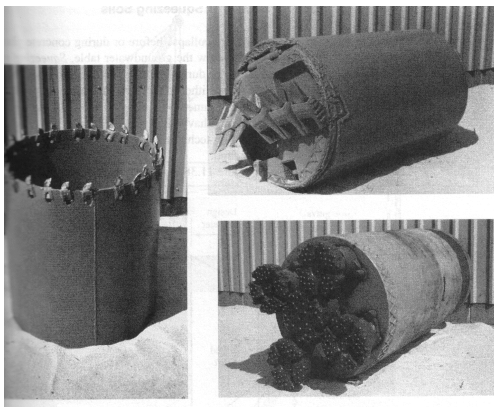


Slika 5.81 Armaturni koševi za pilote

Prilikom projektiranja armaturnog koša treba voditi računa o **svjetlom** otvoru bušotine. Ponuđač i izvođač pri spomenu promjera pilota govore o **vanjskom** promjeru bušotine, a što je znatno više od prostora u koji se može ugraditi armaturni koš. Ovo je naročito izraženo kod pilota koji se izvode pod zaštitom čeličnih cijevi (kolona), koje također imaju značajnu debljinu stijenki koja smanjuje svjetli promjer u koji se može ugraditi koš.

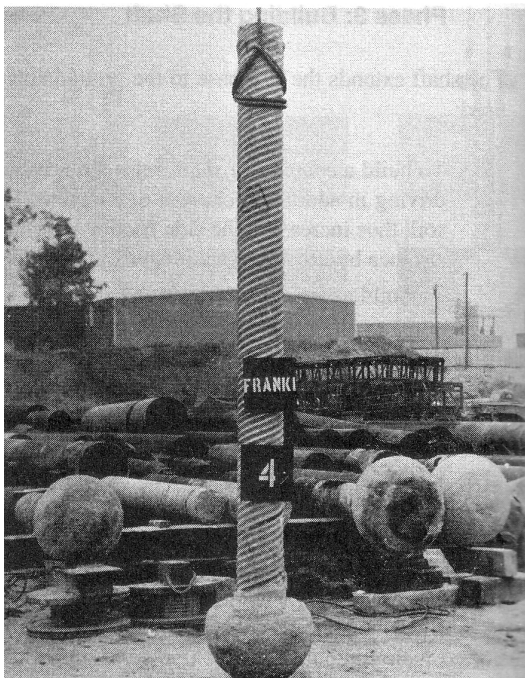
Betoniranje se kod svih bušenih i kopanih pilota vrši na isti način, **kontraktor** postupkom. To je način ugradnje betona od dna iskopa prema površini. Beton se pomoću cijevi ugrađuje u dno bušotine. Kako se bušotina puni, cijev se vadi na način, da **uvijek** ostaje barem 1,0 m u svježem betonu (kao na slici 5.80 desno). Ovo je vrlo važno stoga što svježiji beton gura ispred sebe nečistoće, vodu i glinobetonsku isplaku. U slučaju prekida betoniranja, ako bi cijev kontraktora izašla iz svježeg betona, sve bi ove nečistoće ostale u tijelu pilota. Pri ispravnom betoniranju, sve ove nečistoće ostaju na glavi pilota te se odstranjuju prije povezivanja pilota s naglavnicom ili dijelom građevine kojeg nose.

Kod svih pilota izvedenih iskopom u tlu, potrebno je izvršiti betoniranje oko 0,5 m iznad projektirane kote. To je onaj dio pilota, koji se mora se odstraniti jer sadrži beton loše kakvoće i sadrži nečistoće.



Slika 5.82 Glave za iskop pilota; (Coduto 2001.)

Nove tehnologije daju još neke mogućnosti kod izvedbe pilota, na pr. proširenje glave.



Slika 5.83 Pilot s glavom proširenom mlaznim injektiranjem (Coduto 2001.)

6 HIBRIDNO TEMELJENJE

6.1 OPĆENITO

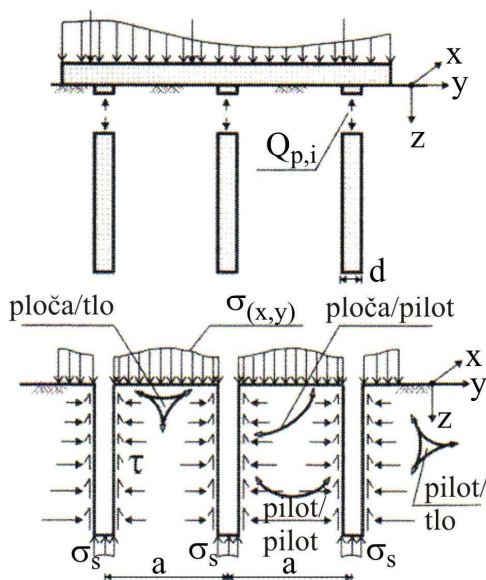
U uvodu je spomenuto hibridno temeljenje, kao jedna od metoda koje se primjenjuju kod temeljenja visokih građevina na stišljivom tlu. Ovo je složeni način temeljenja, sastavljen od ploče i pilota. Prema dostupnim podacima spominje se u literaturi (Butterfield i Banerjee, 1971.) već 1971 godine, kao analiza sudjelovanja pilota i naglavne ploče koja leži na tlu. Način temeljenja počeo se primjenjivati 80-tih godina prošlog stoljeća, kada je naglo porastao broj visokih građevina u gusto naseljenim gradovima (El-Mossallamy, 2008.). Uz visoke građevine javlja se potreba građenja na tlima koja nisu naročito pogodna za temeljenje s obzirom na dugotrajno, konsolidacijsko slijeganje.

U literaturu najčešće spominjane građevine, temeljene na ovaj način, su niz visokih zgrada u središtu Frankfurta n/M u Njemačkoj (El-Mossallamy, 2008., Ahner, Sukhov, 1996.), a ima ih i drugdje.

U ovom radu dati će se samo neke naznake o proračunima ovih sustava i određeni rezultati istraživanja vezano za slijeganje temeljenja na ploči, pilotima i njihovoj kombinaciji.

6.2 SUSTAV I NJEGOVO DJELOVANJE

Na slici 6.1 prikazan je sustav ploča – piloti – tlo i njihov međusobni utjecaj.



Slika 6.1 Osnova proračuna hibridnog temelja

Model sa slike 6.1 odgovara modelu sa slike 5.55 c). Proračunski model može biti ravninski, kada se opterećenje preraspodijeli između naglavne grede koja leži na tlu i pilota, odnosno danas sve češće prostorni, kada se opterećenje dijeli između ploče koja leži na tlu i pilota. Za proračun stoje na raspolaganju gotovi računalni programi. U rješavanju ovih sustava ključ nije u povećanju nosivosti već u smanjenju slijeganja.

Na slici 6.2 prikazan je odnos slijeganja prema preraspodjeli opterećenja između ploče i pilota u rasponu od uobičajene ploče preko hibridnog temelja do uobičajenih pilota (El-Mossallamy, 2008.). Oznake na slici znače slijedeće:

α_L = Opterećenje na pilotima/Ukupno opterećenje;

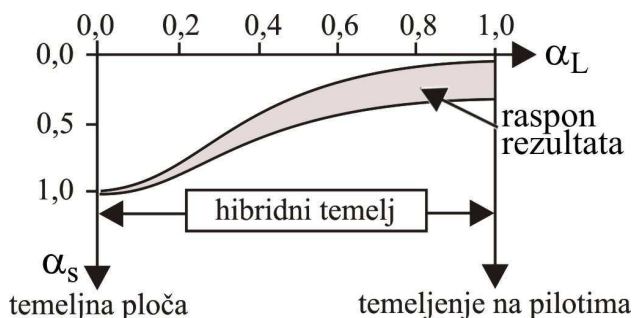
α_s = Slijeganje hibridnog temelja/Slijeganje ploče

pri čemu se ukupno opterećenje ploče dobije kao:

$$Q_{\text{ploč.}} = \int \sigma(x, y) dA, \quad (6.1)$$

a ukupno opterećenje pilota kao:

$$Q_{\text{pilot}} = \sum_{i=1}^{i=n} Q_{pi} \quad n : \text{broj pilota} \quad (6.2)$$



Slika 6.2 Odnos slijeganja α_s i udjela ploče i pilota u prijenosu opterećenja α_L

Iz priloženih podataka vidljivo je da je smisao ovog sustava temeljenja, svesti slijeganje na razumnu mjeru, tako da bude manje nego na ploči (koja se i onako mora izvesti), a uštedjeti na broju pilota koji povećavaju trošak temeljenja. Očito je da je na projektantima da sami izaberu taj odnos tj. da izvrše optimalizaciju u smislu uporabljivosti građevine s jedne strane i troškova izgradnje s druge.

Proračuni ovakvih sustava vrlo su složeni stoga, što su stvarni sustavi hibridnog temeljena trodimenzionalni. Prve analize provedene su na ravninskom sustavu sastavljenom od dva pilota međusobno povezana gredom koja leži na tlu. U literaturi (Bakholdin 2003.) je moguće naći podatke o modelskim ispitivanjima ovakvih sustava hibridnog temeljenja.

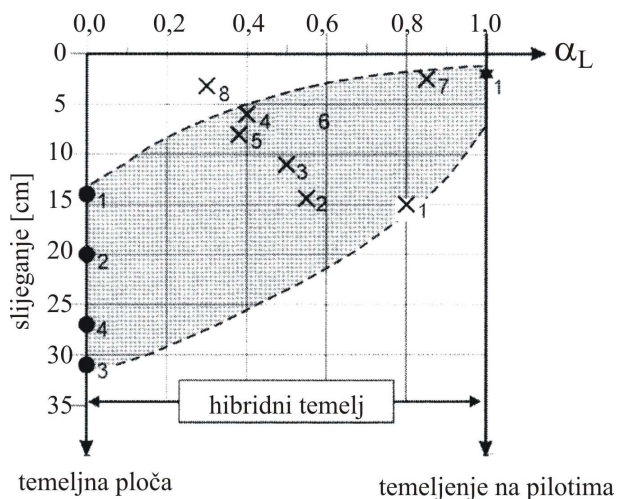
Da bi se potvrdile pretpostavke iz proračuna, provedena su opsežna mjerenja za vrijeme gradnje i po njenom završetku, na više hibridno temeljenih građevina u Frankfurtu n/M, gdje je ovakav način temeljenja široko primijenjen. Ovim se mjerenjima željela dokazati i uporabljivost ovih građevina u smislu slijeganja i diferencijalnog slijeganja koje izaziva naginjanje. Naginjanje je neugodno, glede uporabivosti kod visokih građevina, čak i onda kada nije opasno po njihovu stabilnost.

Na slici 6.3 prikazan je niz podataka prikupljenih opsežnim mjerenjima na visokim građevinama u središtu Frankfurta. Građevine su temeljene na različite načine, od temeljne ploče preko hibridnog temelja do čistih pilota. Zanimljivo je vidjeti utjecaj hibridnog temeljenja na slijeganje u odnosu na udio prijenosa opterećenja pločom i pilotima. Na slici 6.3 oznaka α_L znači isto što i na slici 6.2.

Oznake •1, •2, •3, i •4 odnose se na 1Kommerz bank (stara), 2Drezdenska banka, 3SGZ banka i 4Marriot Hotel. Ove su građevine temeljenje klasično, **na ploči**.

Oznake X1, X2, X3, X4, X5, X6, X7 i X8 odnose se na 1Torhaus, 2Messeturm, 3DG Banka, 4Japan centar, 5Kastor/Pollux, 6Kongresni centar, 7Main toranj i 8Eurotheum. Ove su građevine na **hibridnim temeljima**.

Oznaka * 1 odnosi se na novu zgradu Kommerz bank, koja je temeljena **na pilotima**.



Slika 6.3 Slijeganja visokih građevina u Frankfurtu u odnosu na način temeljenja

Uočljiv je doprinos hibridnog temeljenja smanjenju slijeganja.

U ovakve proračune uključuje se tlo svojim konstitutivnim jednadžbama kojima se opisuje njegovo ponašanje pri promjeni stanja naprezanja. Najčešće se koriste modeli s očvršćavanjem. Fizikalno gledajući do je dobar opis ponašanja tla u ovakvim sustavima. Ovakvo se temeljenje koristi uglavnom kod glinovitih tala, koja su podložna procesu konsolidacije. El-Mossallamy (2008.) navodi da se koristi za kruto

kao i za meko temeljno tlo. U tom procesu smanjuje se porozitet i povećava krutost gline, njena deformacijska svojstva se poboljšavaju s vremenom kao i s povećanjem opterećenja, što odgovara konstitutivnim modelima s očvršćivanjem.

Posljedica procesa konsolidacije je slijeganje. Ono će djelovati na trenja po plaštu pilota koji se nalaze u sustavu hibridnog temeljenja. Sve do završetka procesa konsolidacije na pilote će djelovati **negativno trenje**.

Veliku ulogu u proračunu ove vrste temeljenja igra krutost ploče, nelinearno svojstvo oslonaca pilota, kao i razvoj posmičnog naprezanja duž plašta pilota. O učincima krutosti ploče i pilota govori Maharaj (2004.). Daje se kratki izvod njegovih rezultata proračuna hibridnih temelja, metodom izoparametarskih trodimenzionalnih konačnih (brick) elemenata.

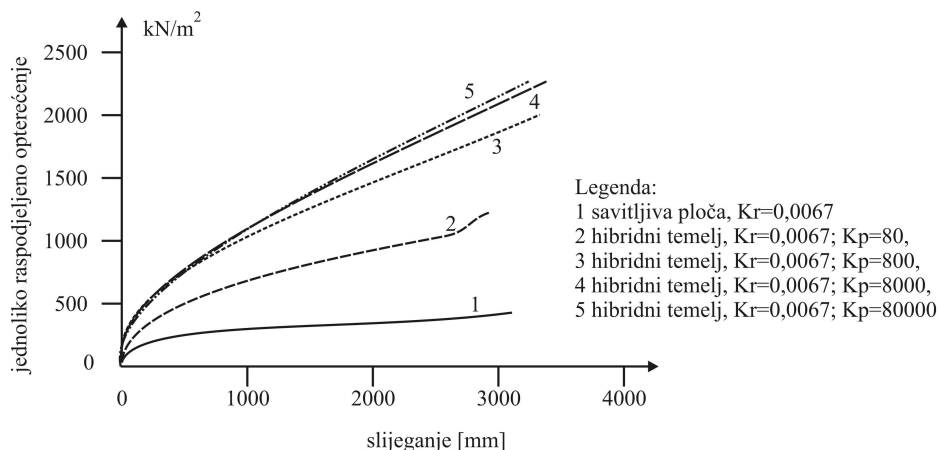
Uvažavajući izraze za relativnu krutost ploče koja leži na tlu, K_r i pilota koji leže u tlu, K_p , prema Hain i Lee, (1978.) Maharaj (2004.) je analizirao učinke krutosti ploče i pilota na slijeganje sustava. Pri tom je:

$$K_r = \frac{4E_r t_r B_r (1 - \nu^2)}{3\pi E_s L_r^4} \quad (6.1)$$

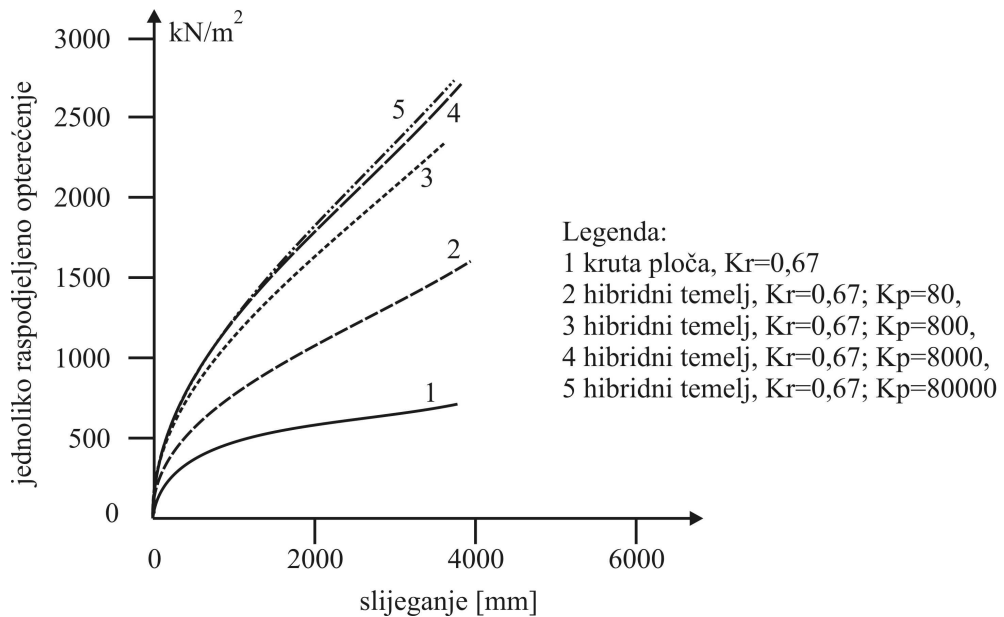
pri čemu je E_r modul elastičnosti ploče; E_s , nedrenirani modul elastičnosti tla; t_r , debljina ploče; B_r , širina ploče; L_r , dužina ploče, E_p modul elastičnosti pilota, a

$$K_p = \frac{E_p}{E_s} \quad (6.2)$$

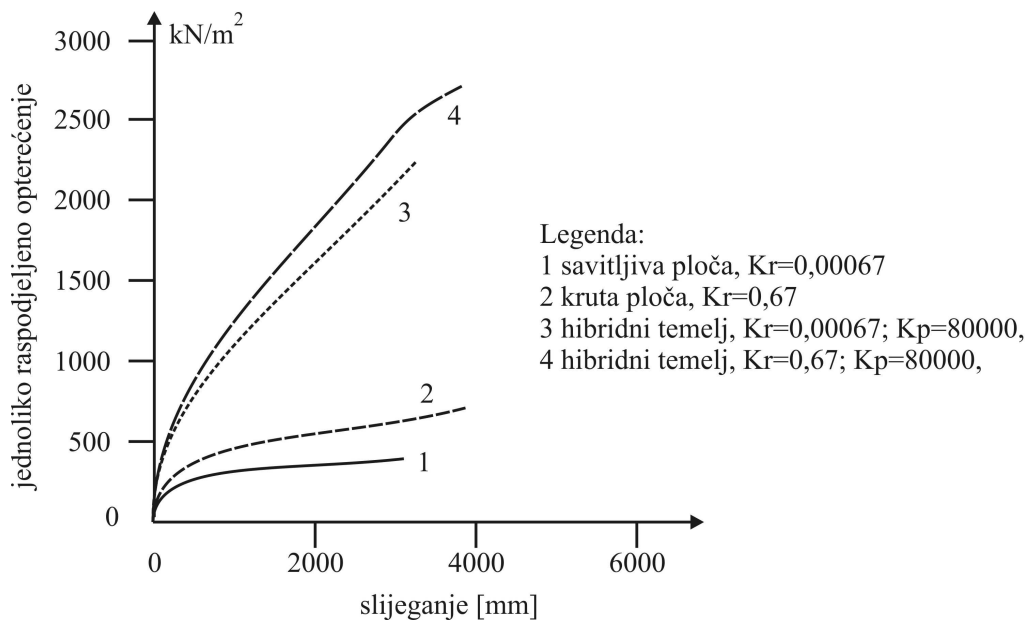
Na slikama 6.4 do 6.7 se daju rezultati ovog rada, iz kojih je vidljiv značajan utjecaj odnosa krutosti ploče i hibridnog temelja na ovakav sustav.



Slika 6.4 Utjecaj promjene krutosti pilota na slijeganje-savitljiva ploča

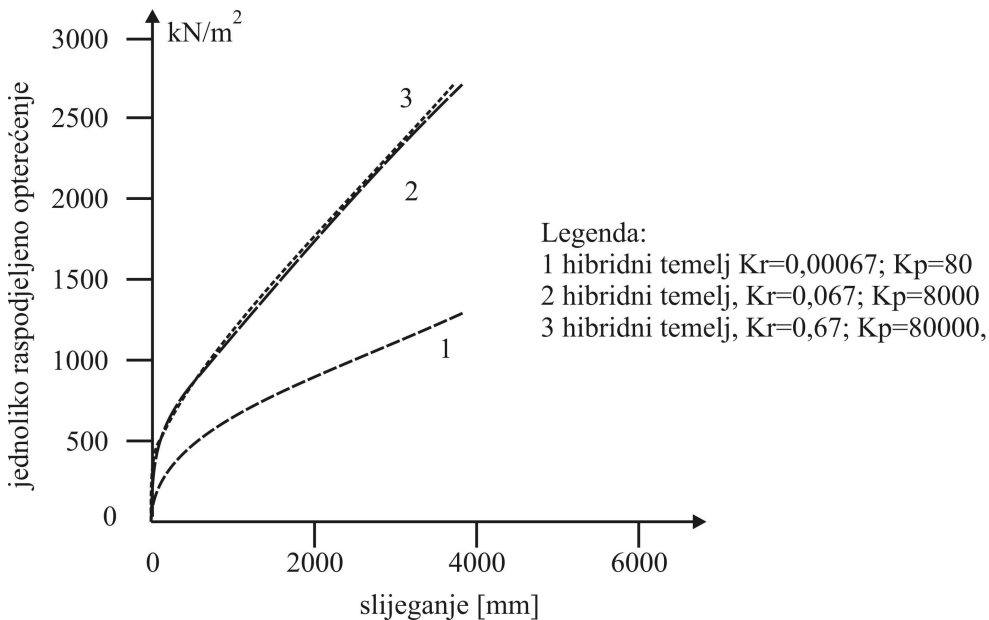


Slika 6.5 Utjecaj promjene krutosti pilota na slijeganje-kruta ploča



Slika 6.6 Usporedba slijeganja ploča različite krutosti i istih ploča na krutim pilotima

Primjeri sa slika 6.4-6.7 su isključivo teoretske naravi s izrazito prenaplašenim vrijednostima deformacija.



Slika 6.7 Učinak promjene krutosti ploče i pilota na odnos opterećenje-slijeganje

Može se primijetiti da povećanje krutosti pilota ima smisla do određenog reda veličine. Preko toga nema učinka na slijeganje. Krutost ploče pak bitno utječe na veličinu slijeganja (slika 6.6).

Ispitivanje je rađeno za nepromjenjiva svojstva tla kako slijedi: Nedrenirani modul tla $E=25000\text{kN/m}^2$; Nedrenirana kohezija $c_u=20,83\text{ kN/m}^2$; kut trenja $\varphi=0$; kut dilatancije $\psi=0$, Poissonov koeficijent $\nu=0,45$.

Svojstva pilota i ploče su promjenjiva da bi se mogla simulirati promjenjiva krutost.

Piloti su dužine 48 m poprečnog presjeka $0,4\text{m}\times 0,4\text{m}$. Model je osno simetričan. Površina ploče je u oba smjera dvostruko veća od površine na kojoj se nalaze piloti. Rezultati su nerealni s pretjerano velikim slijeganjima. Služe isključivo za usporedbu učinaka pri promjeni svojstava ploče i pilota.

Ova učešća nije bilo moguće proračunati klasičnim statičkim metodama koje su se koristile ranih 70-tih godina.

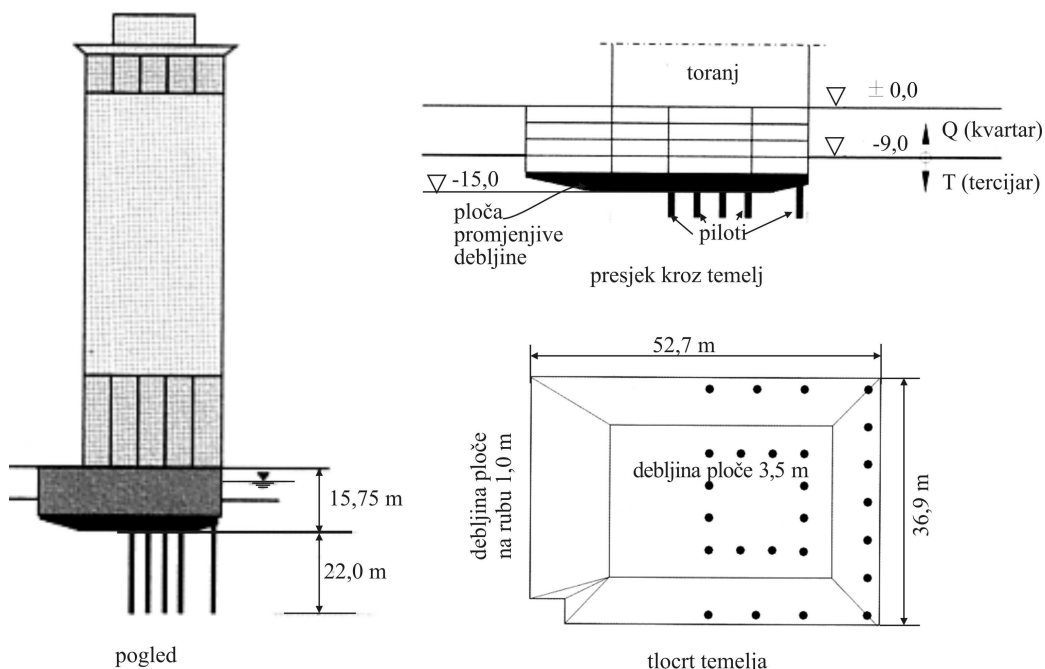
Primjenom računala danas je moguće relativno dobro opisati ponašanje sustava. Jedan od prvih numeričkih trodimenzionalnih modela izradio je El-Mossallamy u svojoj doktorskoj disertaciji 1996. U to doba bilo je više doktorskih disertacija na istu temu (Mandolini i Viggiani 1997.; Maharaj 1996. i drugi), što ukazuje da se zadatak mogao riješiti na tehnički zadovoljavajući način.

6.3 PRIMJER HIBRIDNOG TEMELJENJA

U nastavku je prikazano hibridno temeljenje Građevine sa slike 2.11 E – Japan Center. Građevina je zanimljiva s toga što ima asimetrično hibridno temeljenje s pločom promjenjive krutosti.

Temeljno tlo na kojem je izvršeno temeljenje je morski sediment svojstava prekonsolidirane gline, poznat kao Frankfurtska glina, nastala taloženjem u Mainz bazenu u tercijaru. Naslage gline deblje su od 100 m s proslojcima vapnenaca, lećama lignita i vapnenačkog pijeska. Razina podzemne vode je na razini površine glinenog sloja a vodonosnik se nalazi u raspucalim slojevima vapnenca i lećama pijeska s različitim pornim pritiscima.

Na takvom je tlu izgrađena zgrada visine 120 m s četiri podrumске etaže. Na slici 6.8 prikazano je nekoliko elemenata ove građevine.



Slika 6.8 Osnovni dijelovi temeljenja Japan centra u Frankfurtu (Maharaj, 2004.)

Iz crteža na slici 6.8 vidi se da se radi o ekscentričnom opterećenju. Podzemni dio građevine – garaže, izlazi jednostrano izvan gabarita tornja. Nastaje lik L oblika. Dio temelja ispod tornja neusporedivo je više opterećen nego dio ispod garaža izvan tornja. Smisao hibridnog temeljenja je bila izbjeći dilataciju između niskog i visokog dijela građevine.

Ekscentrično, ispod tornja, postavljeno je svega 25 pilota promjera 1,3 m, dužine 22m. Temeljna ploča je promjenjive krutosti, tj. debljine. Na području pilota je debela 3,5 m a na rubu – kraju niskog objekta svega 1,0 m. Ukupno opterećenje iznosi oko 900 MN.

Za proračun ploče i pilota uzete su stvarne vrijednosti težine i krutosti. Tlo je simulirano modelom s očvršćivanjem, koji omogućuje kontrolu traga naprezanja i učinak na promjenu krutosti tla. Granično trenje na plaštu pilota uzeto je s 60 kPa na glavi pilota i raste s dubinom na 120 kPa na vrhu pilota. Granična nosivost na vrhu uzeta je s 2,0 MPa.

Zanimljivi su rezultati preraspodjele opterećenja na pilote. Vanjski prsten nosi nerazmjerno manje opterećenje od unutarnjeg prstena (odnos je 1:6). Daljnjom analizom utvrđeno je da je razlog tome vanjski zid tornja, koji je kruto spojen s temeljnom pločom kao i glave pilota.

Primjer pokazuje da hibridno temeljenje daje mogućnost ekonomičnog temeljenja u vrlo složenim uvjetima. I u ovom slučaju se pokazuje kako su krutosti pojedinih dijelova temelja ali i same građevine, ključni za ekonomična rješenja općenito, pa tako i hibridnog temeljenja.

Analiza ovog temeljenja rađena je sa svrhom, da se odredi slijeganje za granično stanje uporabivosti građevine. Proračun je dao kao rezultat, slijeganje od 4 cm u sredini ploče. Rezultat je u suglasju s mjerenjima izvedenim na građevini što dokazuje ispravnost odabira ovakvog tipa temeljenja.

6.4 ZAKLJUČAK

Hibridno temeljenje je opisano isključivo informativno. Proračun je moguće izvršiti isključivo nekom od numeričkih modela za koje postoje gotovi programi za računala.

7 DUBOKI MASIVNI TEMELJI

7.1 OPĆENITO

Uvodno su, pod pojmom duboki masivni temelji, spomenuti bunari, kesoni i sanduci. To je klasična građevinska podjela prema načinu izvođenja. Ova podjela nastala je na prijelazu iz 19. u 20. stoljeće, kada su se ove vrste temeljenja masovno izvodile. S jedne strane pojavili su se moćni strojevi, zahvaljujući najprije parnom pogonu, a zatim motorima na tekuće gorivo, a s druge strane su se povećali zahtjevi na građevine i to ne u ekskluzivnim djelima već u masovnoj izgradnji. To je doba nagle promjene u prijevozu roba. Motorni pogon omogućava izgradnju sve većih brodova. Grade se prvo Sueski, a zatim i Panamski kanal. Potražnja za naftom s istoka je sve veća. Sve to uvjetuje izgradnju pomorskih putova i luka za sve veće brodove. Pristani moraju imati sve veće dubine. Potrebno je izgraditi priveze za tankere na posebno za to određenim mjestima, van područja luka za rasute terete. Tankerski privezi zahtijevaju vezu s kopnom samo s cijevima, bez operativne obale. To iziskuje izgradnju čvrstih točaka za privez velikih brodova, u dubokoj vodi, bez čvrste veze s kopnom.

Rade se pojedinačni svjetionici za označavanje pomorskih plovnih putova (Palagruža 1875. WWW 19). Počinju se raditi ceste za sve teži promet, a s njima i mostovi sve većih zahtjeva. Nastaje revolucija u izgradnji infrastrukture u Europi, ali i u svim ekonomski snažnijim zemljama svijeta i u kolonijama. To je doba procvata dubokih, masivnih temelja.

Danas su duboki masivni temelji, u klasičnom smislu, gotovo napušteni. Nove tehnologije zamijenile su ovaj način temeljenja koji je zahtijevao dosta napornog ljudskog rada, naročito prilikom izvođenja kesona (pneumatskih sanduka). Da se o ovom načinu temeljenja uglavnom više i ne razmišlja govori i činjenica da ih Eurokod 7, koji se bavi temeljenjem, gotovo ne spominje. U poglavlju 6 EN 1997-1:2004, u članku 6.1 stav (2) spominje se, kako se neke odredbe iz spomenutog poglavlja, a koje se odnosi na dimenzioniranje plitkih temelja, mogu koristiti i za duboke temelje, kao na primjer sanduke. Pod tim nazivom podrazumijevaju se sve vrste dubokih, masivnih temelja o kojima se govori u ovom poglavlju.

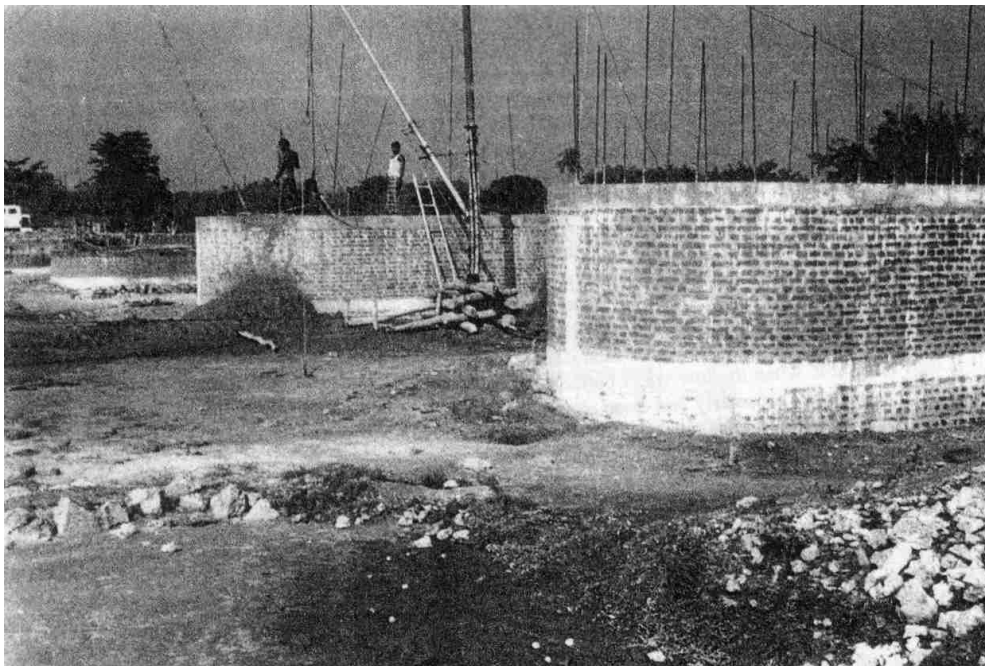
Da su složene tehnologije izvedbe, koje će kasnije biti opisane, danas napuštene, vidi se i po pristupu ovim temeljima u knjizi Fang, 1990., Priručnik za temeljenje, u kojem je urednik ovom temeljenju posvetio samo jedno poglavlje pod nazivom „Bušena okna“ (Kulhawy 1990.), u kojem je u stvari riječ o pilotima velikog promjera i pilotima s proširenim vrhom. Tomlinson u sedmom izdanju svoje knjige (Tomlinson i Boorman, 2001.) ispušta poglavlje 6. „Temeljenje na bunarima i kesonima“ i zamjenjuje ga poglavljem o temeljenju mostova. U ovoj zamjeni, istina, postoji prikaz temeljenja pomoću bunara i kesona, ali je znatno proširen prikaz temeljenja mostova

na pilotima i pilonima kao novim tehnologijama. Ovo također ukazuje na promjenu tehnologije tijekom vremena.

U engleskoj i francuskoj literaturi riječ „caisson“ (keson) znači sanduk i podrazumijeva, u proračunskom smislu, svaki masivni temelj izrazito velikih dimenzija. Naziv proizlazi i od tuda što se ovi temelji izvode na način da se prvo načini košuljice (oplata, sanduk) koja se ugrađuje na za to predviđeno mjesto, a zatim se tako ugrađeni sanduk puni balastom koji može biti beton slabije kakvoće, zrnati materijali – drobljeni kamen, šljunak, a u nekim slučajevima i voda. Punjenje može biti potpuno i djelomično. Ima slučajeva kada sanduk služi da se u njega ugradi oprema ili uređaji.

Tehnološki gledano postoji više načina na koje se ovi temelji mogu izvesti, a za što u hrvatskom jeziku postoje zasebni nazivi.

Većina ovih temeljenja izvodi se u dubokoj vodi ili duboko ispod razine podzemne vode. Služe za temeljenje stupova mostova, izdvojenih građevina kao što su svjetionici, platforme za vađenje nafte (offshore structure), pristana u lukama i slično. Bunari služe i kao zaštita građevne jame (PHE Obrovac,)



Slika 7.1 Bunari zidani opekom, Bangladeš (Tomlinson, Boorman , 2001.)

Razvojem tehnologije uspravnog iskopa – bušenja, danas se većina ovih temelja može zamijeniti pilotima velikih promjera, sa ili bez proširenih vrhova, koji se u literaturi nazivaju i **piloni**. Ovi temelji za razliku od pilota imaju dovoljno velike

površine nalijeganja na tlo da pretežni dio opterećenja prenose upravo preko te površine. Osim pilota velikog promjera danas se još izvode i bunari – sanduci velikog promjera, otvoreni prema gore i prema dolje.

U hrvatskoj geotehničkoj praksi, podjela ovih temelja (sanduka) je nastala prema načinu izvođenja (slično nalazimo i u starijoj francuskoj i njemačkoj literaturi):

- bunari (sanduci otvoreni s obje strane);
- kesoni (pneumatski sanduci otvoreni prema dolje a zatvoreni prema gore);
- plivajući sanduci (otvoreni prema gore sa zatvorenim dnom).

To je tradicionalna podjela za koju je potrebno kazati da dolazi iz tradicije građenja u dubokoj vodi. Bunari i kesoni su stvarno masivni temelji izvedeni u tlu na većim dubinama, dok su plivajući sanduci građevine koje su zapravo plitko temeljene na unaprijed pripremljenoj podlozi u dubokoj vodi. Sustavom plivajućih sanduka često se u lukama izvode potporne građevine najrazličitije namjene (valo brani, lukobrani, pristani, obalni zidovi).

Masivni duboki temelji se koriste kod složenih uvjeta tla, ograničenog ili složenog okoliša i građevine većih težina. Oni zbog svoje veličine, debljine temeljne ploče i stjenki i udjela u statici građevine, predstavljaju potpuno krutu konstrukciju.

U geotehničko - proračunskom smislu ne razlikuju se od temelja samaca, što znači da je za njih potrebno provesti proračun dozvoljene nosivosti i slijeganja kao i za plitki temelj samac, ali uvažavajući dubinu temeljenja i neke uvjete za nosivost i slijeganje dubokih temelja koji su navedeni u poglavlju 4.2. Kada su plivajući sanduci ugrađeni na za to predviđeno mjesto i tvore obalnu građevinu, tada ih je potrebno dimenzionirati kao potpornu građevinu, prema svim zahtjevima za takav proračun (Roje-Bonacci, 2005.).

Dimenzioniranje prvog, armiranog dijela konstrukcije takvog temelja potrebno je provesti posebno, uvažavajući tehnologiju prijenosa na mjesto ugradnje i polaganje na predviđenu dubinu, odnosno način spuštanja u tlo. Do trenutka postavljanja bilo koje vrste sanduka na mjesto ugradnje, on predstavlja građevinu s posebnim zahtjevima, koji uglavnom nemaju veze s tlom. Sanduci (bunari, kesoni) mogu se izvoditi i kao metalne konstrukcije. Tada pri dimenzioniranju samog sanduka treba koristiti sva pravila koja vrijede za metalne konstrukcije, uvažavajući i opterećenja prilikom prijevoza na mjesto ugradnje i polaganja na mjesto za spuštanje.

Iz naprijed rečenog vidljivo je da se radi o izrazito složenim građevinskom zahvatima za koje nema jednoznačnih rješenja. Ovakve građevine zahtijevaju složene pripreme i obimni timski rad ne samo građevinaru već i strojaru, geodetu i raznih drugih srodnih struka. Primjena novih tehnologija (lasersko upravljanje) i elektronički, precizno upravljanih naprava, omogućava njihovu složenu izvedbu.

7.2 VRSTE I NAČIN IZVOĐENJA DUBOKIH MASIVNIH TEMELJA

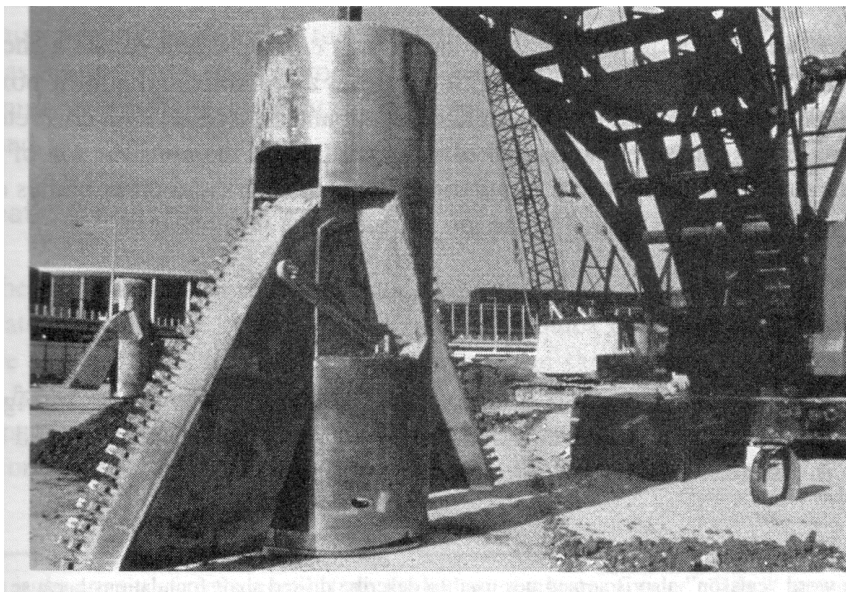
Duboki masivni temelji izvode se tehnologijom bunara, sanduka i kesona kako je to prikazano na slici 2.6. Mogu se izvoditi i kao kopani piloti velikog promjera. Postoji tehnologija izvođenja kopanih pilota s proširenjem vrha.

7.2.1 Kopani piloti velikog promjera

Izvode se vađenjem tla s mjesta na koje dolazi pilot – iskopom. Spadaju u grupu pilota bez razmicanja okolnog tla. Zbog velikih promjera ovi se piloti ne mogu zabijati niti nabijati. Redovito se radi o tehnologijama bušenja ili raznih vrsta iskopa. Danas postoje najrazličitiji alati za iskop od svrdala velikih promjera do bušačkih glava s rotirajućim noževima, za iskope u čvrstim materijalima ili prolaze kroz čvrste zapreke (samce). Načini iskopa su isti kao i kod ostalih pilota (poglavlje 5). Ovisno o vrsti tla može se vršiti iskop sa ili bez zaštitne košuljice – oplata.

Kopani piloti velikog promjera koriste se kada je potrebno temeljenje izvršiti na stijenskoj podlozi koja se nalazi ispod kvartarnog pokrivača, ali i u drugim prilikama kada je nužno duboko temeljenje. Mogu se izvoditi s plovila, na način da se kroz vodu izvode kao stupovi u čeličnoj oplati - zaštitnoj koloni. Piloti velikog promjera nose po principu jedan pilot - jedan kruti temelj samac, jedan stup. Postoje tehnologije proširenja vrha na dubini koja zadovoljava traženu nosivost.

Na slikama 7.2a i 7.2b prikazana su dva uređaja za proširenje vrha kod pilota velikog promjera-pilona.



Slika 7.2a Uređaj za proširenje stope pilota velikog promjera (pilona)(Coduto, 2001.)

U izvedeni se iskop ugrađuje armatura. Zatim se ugrađuje beton, kontraktor postupkom. Jedino je važno da cijev kontraktora stalno bude barem 1 metar u svježem betonu, da ne dođe do prekida betoniranja. Ako je iskop raden sa zaštitnom kolonom, ona se može i ne mora vaditi. Zbog velikih promjera, ovdje je u slučaju prekida betoniranja čak moguće sanirati prekid, ručnim odstranjivanjem površinskog sloja betona loše kakvoće i nastaviti s betoniranjem nakon obrade spoja nekim od premaza za prijanjanje novog betona na stari, što međutim iziskuje dosta ljudskog (opasnog) rada i nije baš preporučljivo.

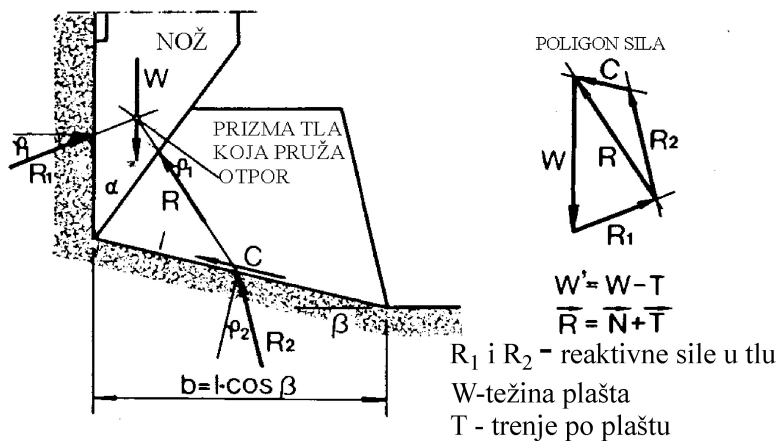


Slika 7.2b Uređaj za proširenje stope u otvorenom položaju (Fleming i dr. 2009.)

Kod temeljenja mostova većih poprečnih presjeka ovi se piloti upotrebljavaju u paru ili nizu. Mogu se produžiti u stupove i tek na razini oslonca za vodoravne nosače spojiti u cjelinu preko naglavnice.

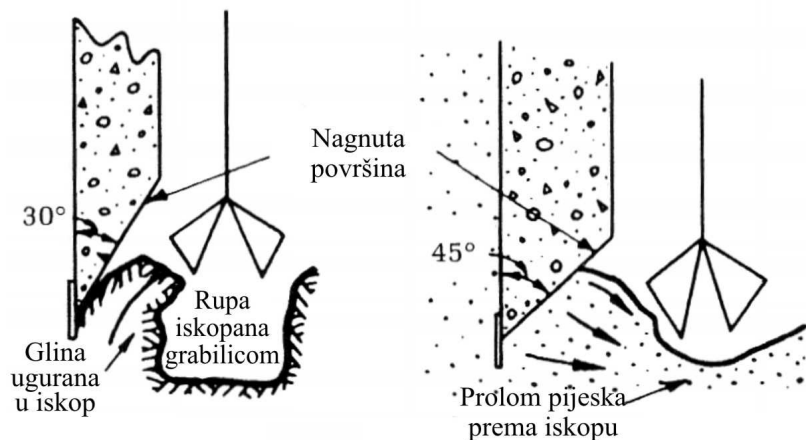
7.2.2 Bunari i kesoni

Izvode se potkopavanjem unutar armirano-betonskog noža. Na taj se način izazove prolom tla s unutarnje strane noža te se plašt postepeno spušta na projektiranu dubinu. Na slici 7.3 prikazan je mehanizam sloma prizme tla uz nož bunara sa slike 7.6 (isto vrijedi i za keson); Vrkljan i dr. 1983.



Slika 7.3 Mehanizam sloma prizme tla koja pridržava nož bunara ili kesona

Na slici 7.4 shematski je prikazan slom tla u glini i u pijesku prilikom iskopa tla pored noža kao i odgovarajući nagib noža ovisno o vrsti tla u koje nož ulazi (Tomlinson 2001.).

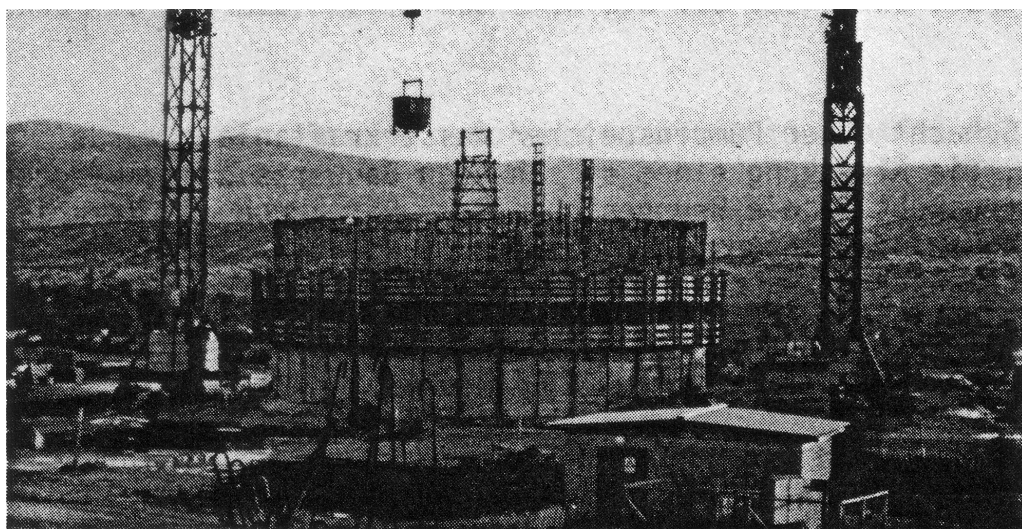


Slika 7.4 Nagib kosine nož: a) za krutu glinu; b) za pijeske i meke gline

7.2.2.1 Bunari

Mogu biti vrlo velikih promjera. Tada ne služe samo za temeljenje već i kao zaštita građevne jame i dio buduće građevine. Takav tip bunara izveden je na pr. u Obrovcu. U njega je smještena strojarnica reverzibilne hidroelektrane Obrovac. (vidi Roje-Bonacci, 2005.). Nakon što se izvede nož i položi na mjesto ugradnje, bunari velikih promjera se nadograđuju kliznom oplatom, ali se mogu zidati i opekom (slika 7.1).

Upravo čimbenici, potrebni za spuštanje, predstavljaju geotehnički dio projekta ovakvih temelja. Na slici 7.5 prikazano je gradilište bunara u koji je smješten pogon reverzibilne hidroelektrane Obrovac.



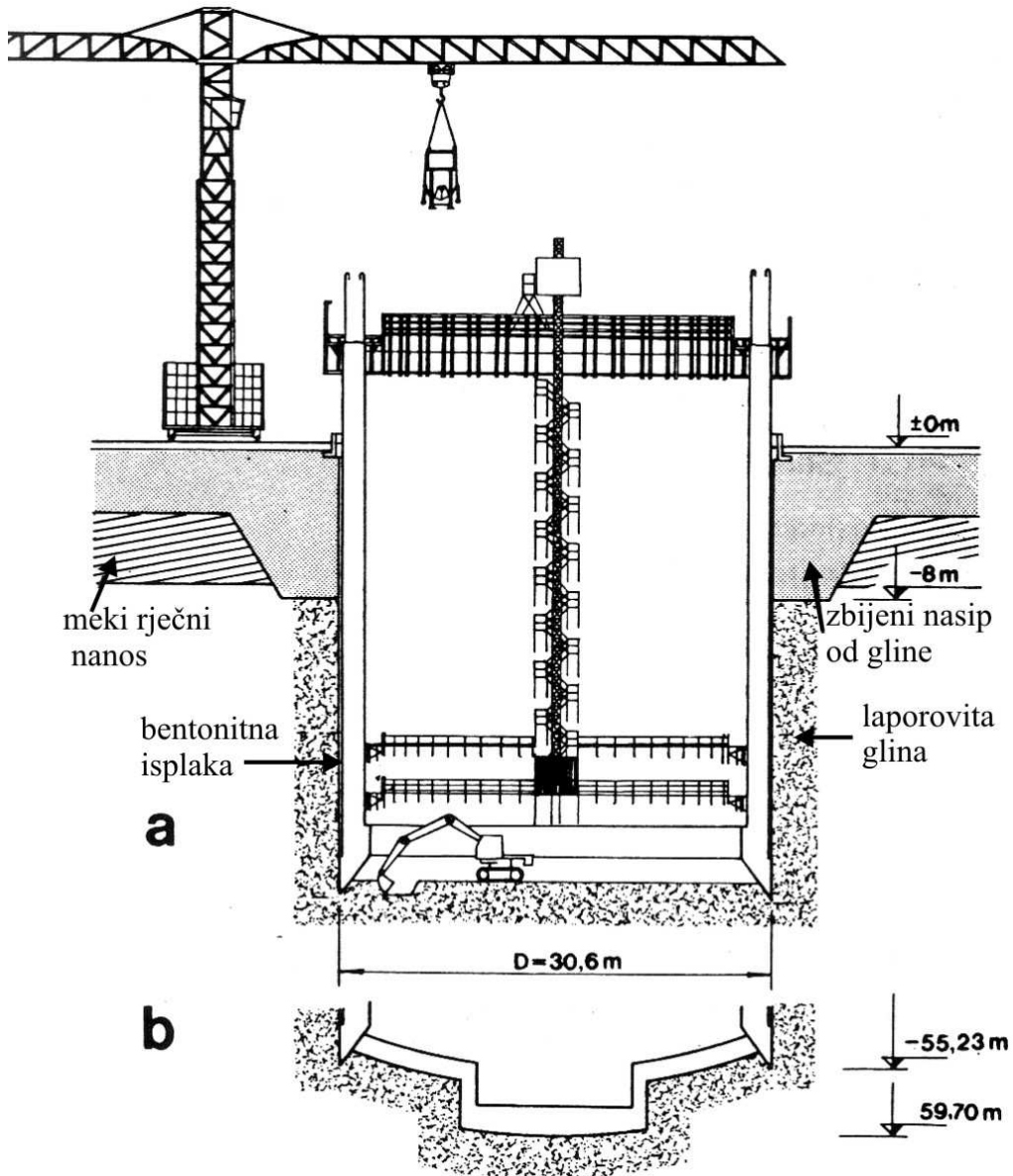
Slika 7.5 Pogled na radilište bunara u Obrovcu (Vrkljan, 1983.)

Bunar je kružnog poprečnog presjeka, unutarnjeg promjera 27m, vanjskog promjera 30,6m, spušten na dubinu od 58,23m. Spuštanje je završeno 31. 12. 1980. godine (Lisac i dr. 1980.). Bunar je uspravnog plašta, ima nož s proširenjem koji tvori utor za prihvaćanje bentonitne isplake. Na taj je način smanjeno trenje plašta o tlo i omogućeno nesmetano spuštanje bunara. Veliki promjer omogućio je strojni iskop bagerom, unutar samog bunara. Ovo je primjer bunara velikog promjera.

Na slici 7.6 prikazan je način iskopa i završni oblik dna – temelja, bunara u Obrovcu, (Vrkljan i dr 1983.).

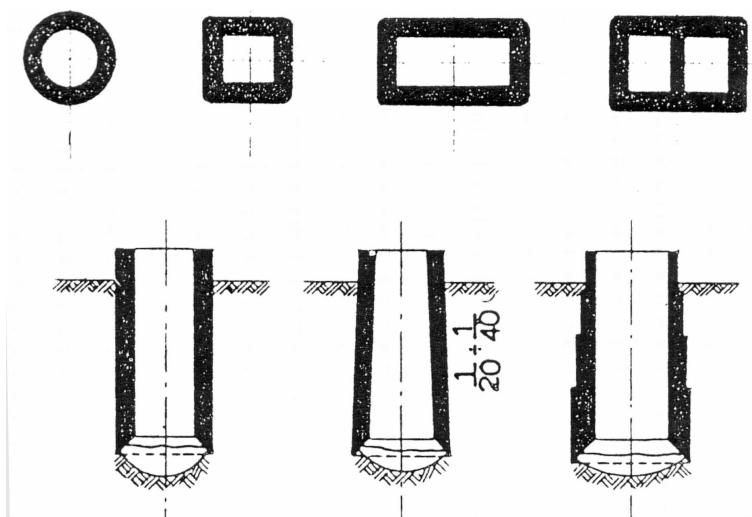
Bunari su najčešće kružnog tlocrta, jer tada imaju najmanju površinu plašta na kojoj se ostvaruje trenje pri spuštaju. Mogu imati i tlocrt prilagođen tlocrtu građevine koja se na njega nastavlja, kvadratni, pravokutni, bez ili s unutarnjim pregradama. Oblik može biti valjkast, krnjeg stošca, krnje piramide ili stepenaste

vanjske površine plašta (za smanjenje trenja). Na slici 7.7 prikazano je nekoliko poprečnih presjela bunara (Babić 1968.).



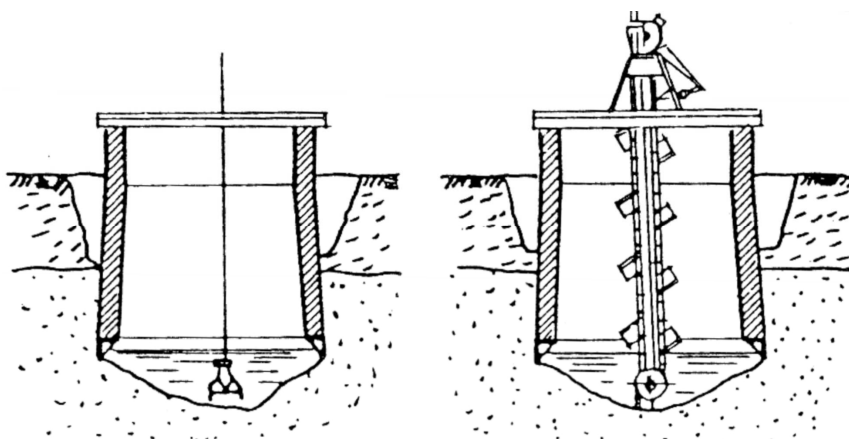
Slika 7.6 Shema iskopa bunara u Obrovcu: a) poprečni presjek pri iskopu; b) završeno dno – temeljna ploča (Vrkljan i dr. 1983.)

Bunari su otvoreni s gornje i donje strane, a iskop se vrši uz ili bez crpljenja vode iz područja unutar bunara. Valja voditi račun da se uslijed velike razlike razine vode u bunaru i vanjske podzemne ili slobodne vode, ne izazove hidraulički slom.



Slika 7.7 Presjeci bunara (Babić 1968.)

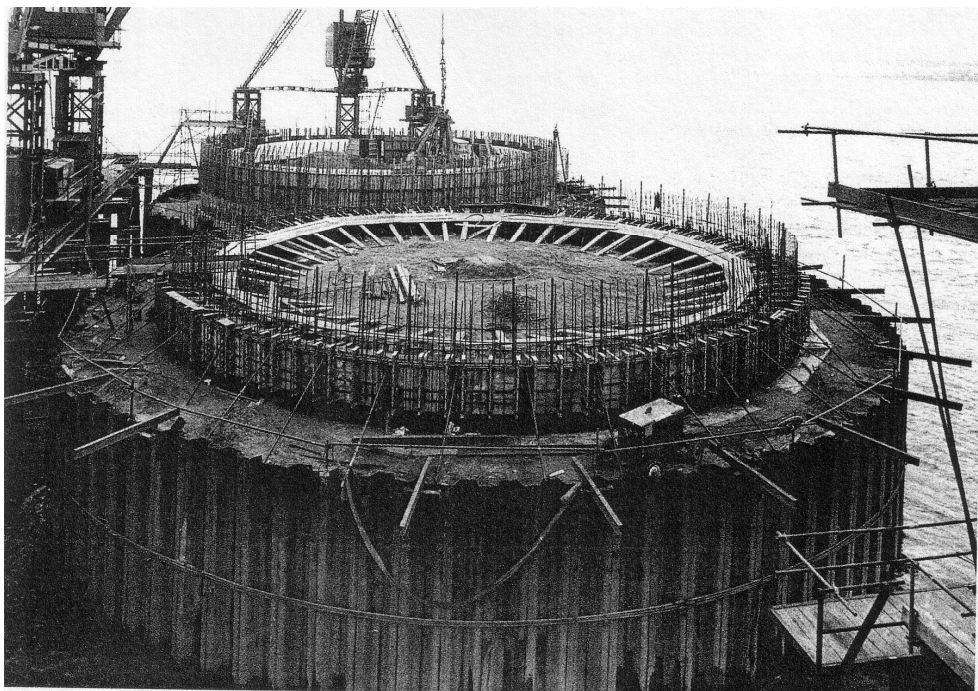
Na slici 7.8 prikazan je način strojnog iskopa kod izvedbe bunara, manjih promjera, uz crpljenje vode. Uočava se rasterećenje stjenki od trenja po plaštu iskopom s vanjske strane bunara do određene razine iznad podzemne vode (Babić, 1968.).



Slika 7.8 Mogući načini iskopa bunara (Babić 1968.)

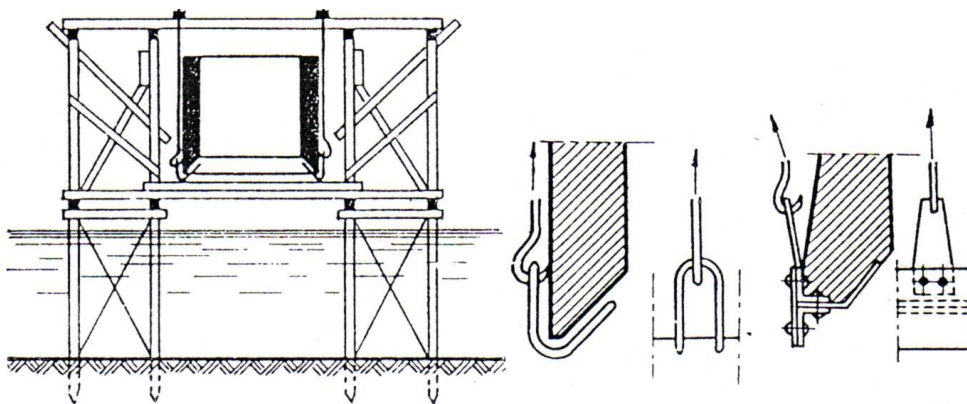
Bunari se izvode sa suhog. Iz tog se razloga izvrši iskop do dubine nešto iznad razine podzemne vode i tu se izvede nož i prvih 0,5 m zida. Zatim se nastavlja spuštanje ispod razine podzemne vode. Ovo je vidljivo na slici 7.8.

Kod izvedbe bunara u dubokoj vodi, do dubina od 4,0 m, uobičajeno je izvesti umjetni otok i s njega spuštati bunar. Na slici 7.9 prikazan je jedan takav otok za izvedbu temelja južnog stupa mosta Humber (Tomlinson 2001.)



Slika 7.9 Umjetni otok za izvedbu bunara-temelja za most Humber (Tomlinson 2001.)

Za veće dubine vode, bunar se spušta sa skele ili plovila. (slika 7.10)

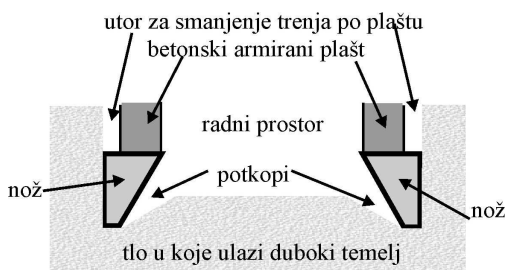


Slika 7.10 Spuštanje bunara u duboku vodu sa skele, lijevo i pridržavanje za nož, desno (Babić, 1968.)

Za olakšavanje spuštanja oblikuje se na donjem kraju armirane košuljice **nož**, kako je to prikazano na slikama 7.4 i 7.10.

Za smanjenje trenja po plaštu prilikom spuštanja ovih temelja, najčešće se nož oblikuje sa istakom prema tlu. Tada takav oblik noža prilikom iskopa oblikuje nešto veći promjer iskopa od vanjskog promjera armirano-betonske ili metalne košuljice. U tom prostoru nastaje razrahljeno područje koje olakšava spuštanje temelja. U nekim se slučajevima ovaj prostor može ispuniti glinobetonskom isplakom, kao što je bio slučaj s bunarom u Obrovcu.

Unutar radnog prostora detaljno se proračuna, koliki dio površine oko noža treba potkopati da bi, uslijed prekoračenja čvrstoće na smicanje, na nepotkopanom dijelu oboda došlo do proloma tla (slika 7.3) i spuštanja košuljice. Bitan element proračuna je da, na malim dubinama, zbog male težine konstrukcije, koja se stalno nadograđuje na površini, košuljica ipak klizne pod vlastitom težinom. Na većim dubinama treba nastojati da ne dođe do nepredviđenih proloma tla zbog velikih težina košuljice. Najveći problem koji se kod ovih temelja može dogoditi je da se košuljica počne nagnjati u toku spuštanja. Ako je utor sa slike 7.11, ispunjen bentonitnom isplakom ona, zbog veće gustoće, hidrostatičkim tlakom sprečava vodoravnu deformaciju tla oko košuljice bunara.



Slika 7.11 Nož na dnu bunara ili kesona

Najčešće se završni dio iskopa bunara izvodi podvodno, kao i betoniranje temeljne ploče. To ne daje mogućnost provjere kakvoće tla na dodirnoj plohi temelj-tlo, kao ni pouzdanu izvedbu temeljne ploče.

7.2.2.2 Kesoni

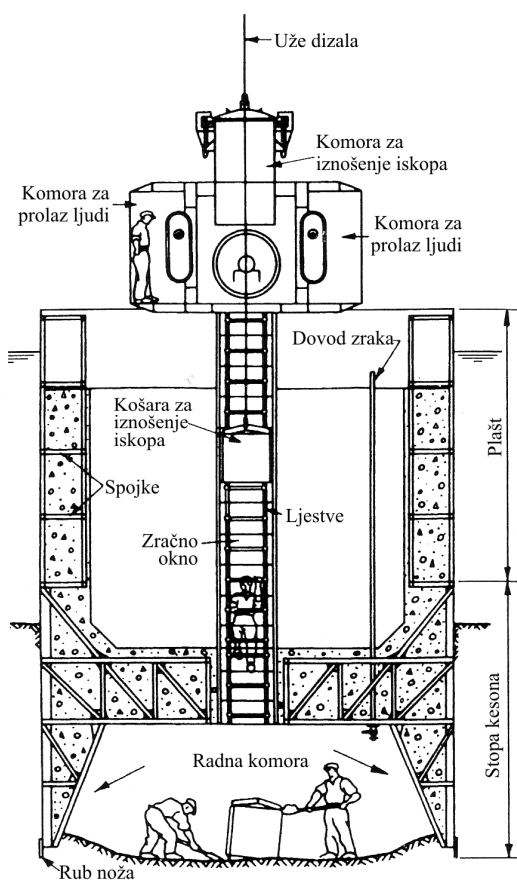
Oni su oblikom slični bunarima ali su zatvoreni s gornje strane. Koriste se onda, kada se očekuje da bi pri dnu, prilikom iskopa ispod razine podzemne vode, moglo doći do hidrauličkog sloma i/ili proloma tla, koje bi moglo izazvati slijeganja susjednih građevina. Koriste se i onda kada se očekuje prolaz kroz tlo različitih svojstava ili kroz tlo koje sadrži neočekivane prepreke na koje bi prilikom iskopa nož mogao naići, a što bi moglo izazvati poteškoće pri spuštanju ili nagnjanje.

Iskop se vrši u suhom, isključivo ručno, što omogućava nadzor nad iskopom i odstranjivanje zapreka koje se mogu pojaviti ispod noža. Zbog rada u suhom moguće

je pri završetku iskopa izvršiti provjeru svojstava temeljnog tla. Betonska temeljna ploča može se izvoditi u suhom što kod bunara nije slučaj.

Na dnu kesona (pneumatskog sanduka) se nalazi radna komora, unutar koje vlada pritisak veći od atmosferskog. Visina pritiska u komori ovisi o hidrostatskom pritisku podzemne odnosno vanjske vode, koji vlada na razini noža. Na taj se način sprječava dotok vanjske vode u radni prostor.

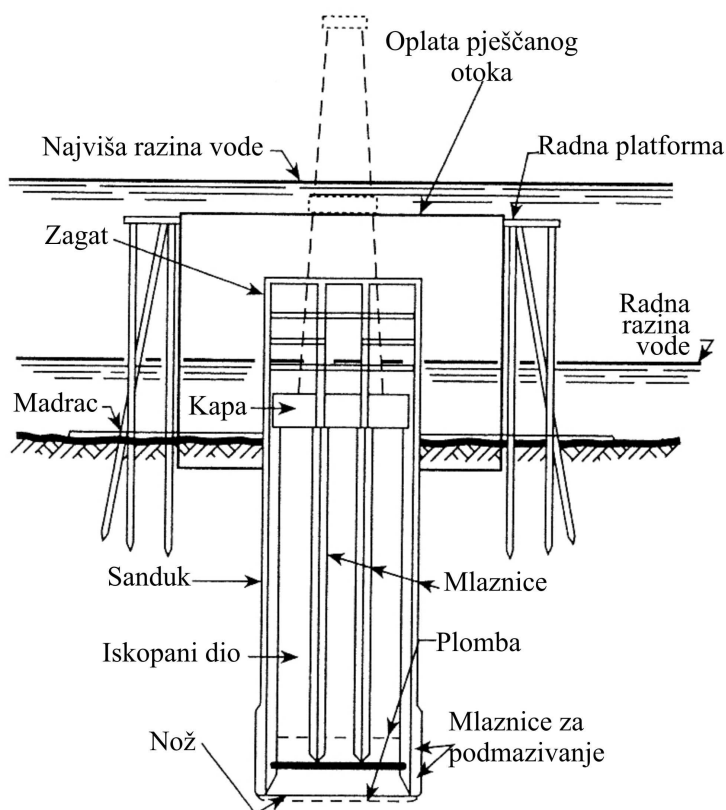
Radnici u ovakvom prostoru mogu raditi vremenski ograničeno. Što je pritisak u komori veći to je zadržavanje radnika kraće. Za ulaz i izlaz ljudi u i iz radnog prostora kesona, koristi se komora za izjednačavanje pritiska (baro-komora). Na slici 7.12 prikazana je shema kesona (prema Tomlinson i dr. 2001.).



Slika 7.12 Shematski prikaz kesona (Tomlinson i dr. 2001.)

Izvođenje kesona zahtjeva složene pripreme, suradnju raznih struka i vrlo detaljne projekte izvedbe i ugradnje.

Stopa kesona može se izvesti na mjestu ugradnje. Može se izvesti na suhom pa zatim spustiti u vodu i tegliti do mjesta ugradnje. Može se izvesti u suhom doku, na vodoravnom navozu i slično. Najjeftinije je izvesti stopu na mjestu spuštanja. Ovo je moguće s umjetnog otoka i pri dužim trajanjima niskih vodostaja. Shema jednog takvog otoka dana je na slici 7.13.



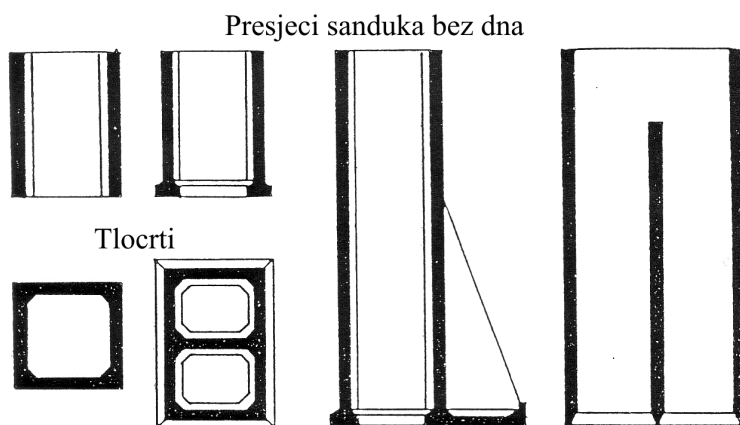
Slika 7.13 Shematski prikaz masivnog temelja stupa mosta (Blaine, 1947.)

7.2.3 Sanduci

To je vrsta dubokih temelja koji se upotrebljavaju za temeljenje u dubokoj vodi. Oni leže na unaprijed pripremljenoj podlozi, tj. na samoj površini terena. Nose isključivo na dodirnu površinu temelj-tlo. Nemaju plašt jer nisu ukopani u tlo. S prethodnim temeljima imaju samo toliko veze što su masivni, velikih dimenzija i težine. Često su oni sami oplata buduće građevine tj. predstavljaju njezin pretežni dio. Mogu se slagati u niz, kada tvore lukobrane ili obalne zidove, a mogu biti korišteni i pojedinačno, za izvedbu svjetionika, priveza za tankere, temelja stupova mostova. Najčešće se pomoću njih izvode obalni zidovi i druge pomorske građevine. Sanduci se

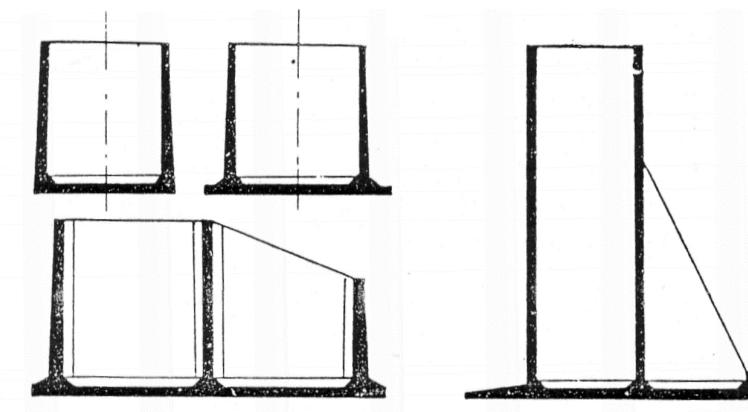
izvode na suhom, porinu u vodu kao brod, a zatim dotegle na mjesto ugradnje. Po definiciji su plivajući sanduci otvoreni s gornje strane ali to ne mora biti pravilo.

Sanduci mogu biti otvoreni s obje strane, kada su ograničenih težina. Takvi se sanduci postavljaju s plovne dizalice na dobro nosivo, stjenovito tlo, na betonsku podlogu kojom se izravna prostor za nalijeganje sanduka. Na slici 7.14 prikazano je nekoliko poprečnih presjeka sanduka bez dna.



Slika 7.14 Poprečni presjeci i tlocrti sanduka bez dna (Babić 1968.)

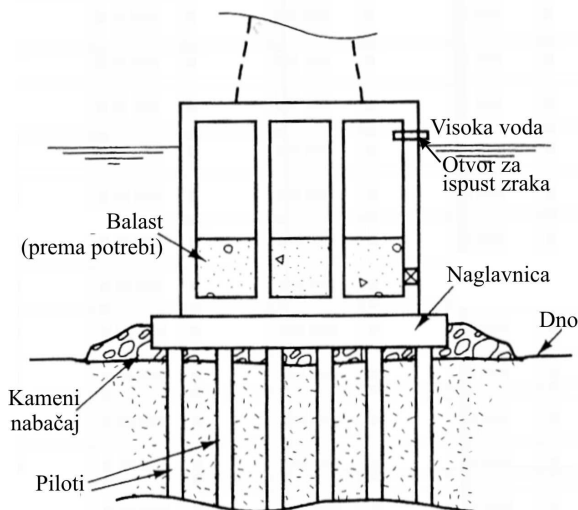
Sanduci su češće otvoreni s gornje strane. To su pravi plivajući sanduci koji se na mjesto ugradnje tegle remorkerom. Poprečni presjeci prikazani su na slici 7.15



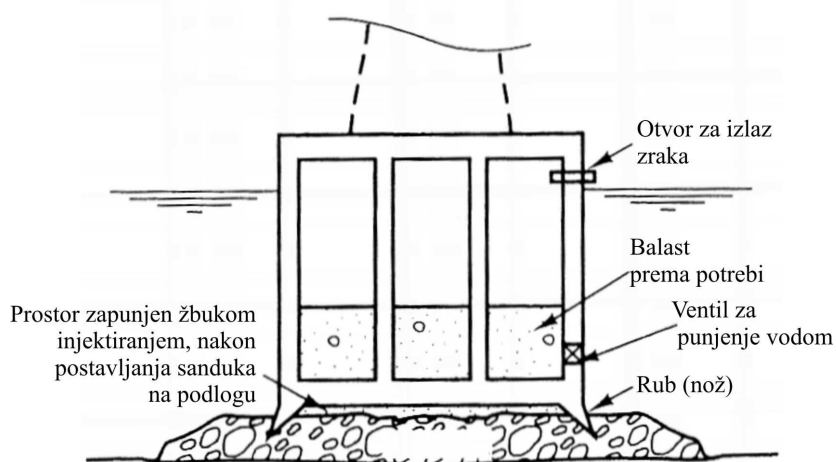
Slika 7.15 Poprečni presjeci plivajućih sanduka (Babić 1968.)

U nekim se slučajevima mogu koristiti i plivajući sanduci zatvoreni s obje strane, Kada je dubina vode takva da se potapanjem sanduka može izvesti gotovo postolja – temelj za izgradnju na pr. stupa mosta iznad neke računske razine vode, onda se može potopiti i sanduk sa gotovom gornjom pločom. Potapa se na gotovu podlogu koja može

biti različita ovisno o uvjetima u tlu. Na slikama 7.16 i 7.17 prikazani su sanduci zatvoreni s obje strane potopljeni na različite podloge.



Slika 7.16 Plivajući sanduk zatvoren s obje strane, položen na podlogu od pilota povezanih naglavnicom (Tomlinson i dr. 2001.)



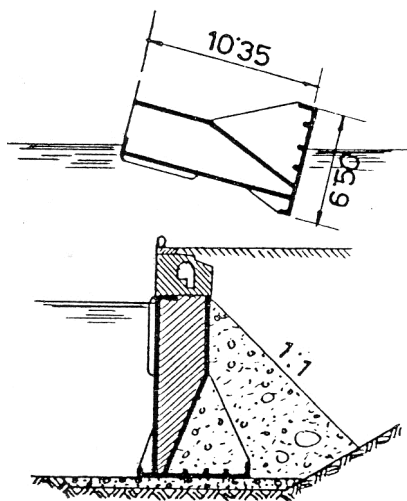
Slika 7.17 Postavljanje sanduka zatvorenog s obje strane na kamenu posteljicu (Tomlinson i dr 2001.)

Tegle se izrazito veliki i teški sanduci koje nije moguće prevoziti plovećim dizalicama iako ni to nije pravilo.

Tijekom tegljenja, kako im ime kaže, ovi sanduci plivaju. To je posebno stanje građevine pa ju je za to potrebno posebno dimenzionirati. Potrebno je ispitati

stabilnost sanduka za vrijeme tegljenja, da ne dođe do njegovog prevrtanja. (detalje proračuna vidi u Babić, 1968.).

Kontrolirano ponašanje prilikom tegljenja može se postići odabirom oblika sanduka kao i programiranjem balasta. Jedan takav sanduk koji se kontrolira projektiranim oblikom prikazan je na slici 7.18.

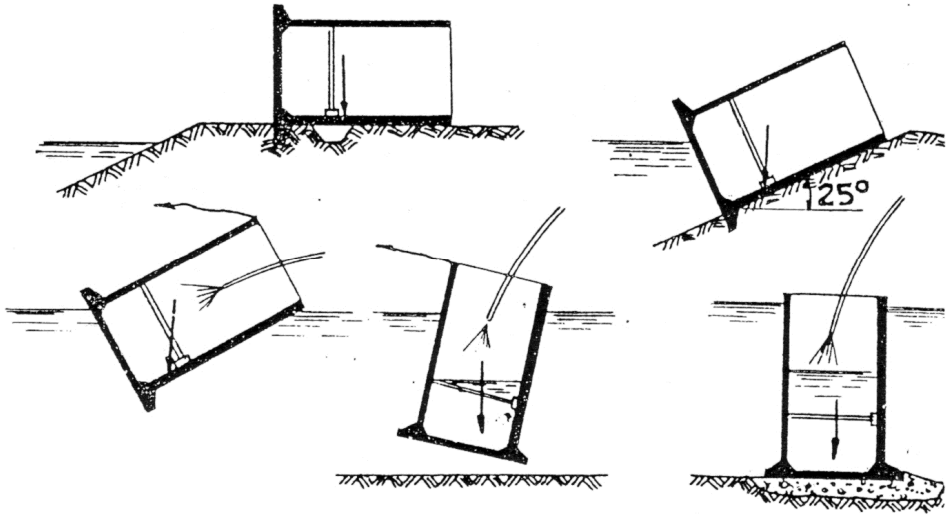


Slika 7.18 Oblik sanduka prilagođen stabilnom tegljenju i isti sanduk ugrađen na predviđeno mjesto (Babić 1968.)

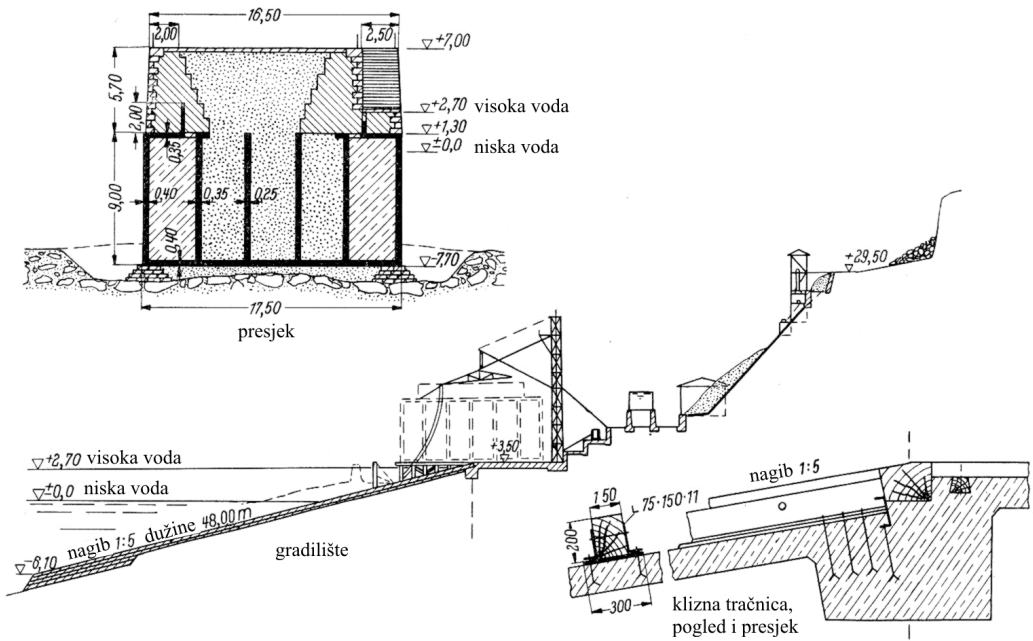
Prilikom tegljenja može se dubina urona sanduka regulirati balastnom vodom. Spuštaju se pomoću reguliranog punjenja vodom na unaprijed pripremljenu podlogu koja se priprema uz pomoć ronilaca. Kada je sanduk sjeo na predviđeno mjesto, puni se balastom prema projektu.

Sanduci se najčešće izvode na suhom i na neki način spuštaju u vodu. Na slici 7.19 prikazan je jedan od mogućih načina spuštanja u vodu s potkopavanjem podloge na kojoj je sanduk izveden, dok sanduk ne zapliva.

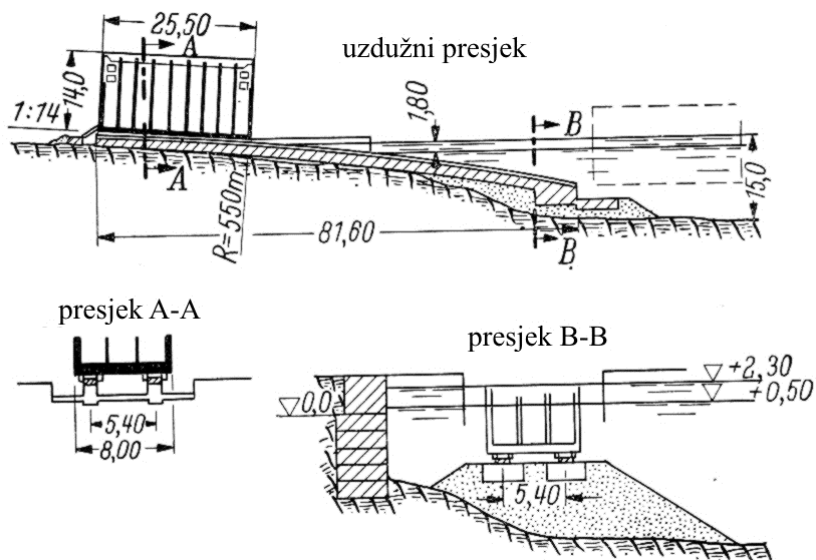
Na slici 7.20 prikazano je potapanje sanduka izvedenog na kosini, niz koju se sanduk spušta kao brod. Na slici 7.21 prikazano je još jedno spuštanje sanduka niz kosinu.



Slika 7.19 Postupak postavljanja sanduka na mjesto ugradnje potkapanjem i tegljenjem (Babić, 1968.)

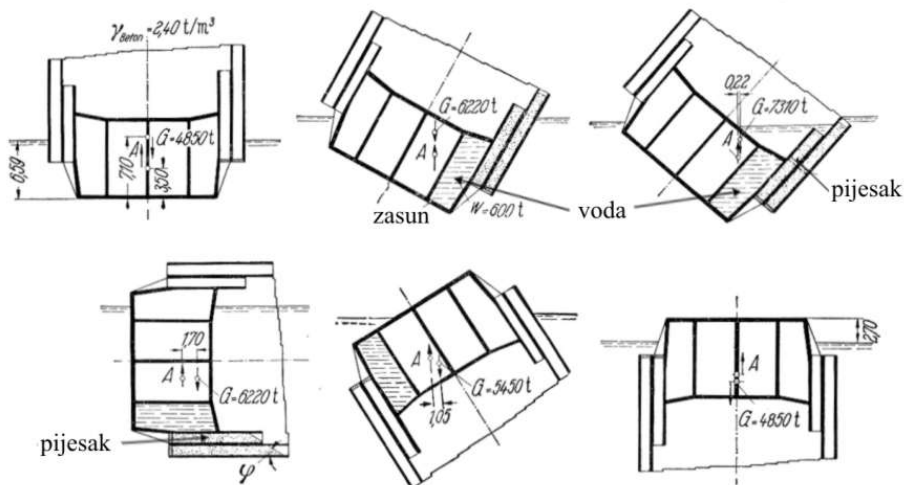


Slika 7.20 Izgradnja sanduka na navozu i gotovi, ugrađeni sanduk, (gore lijevo) (Press 1962.)



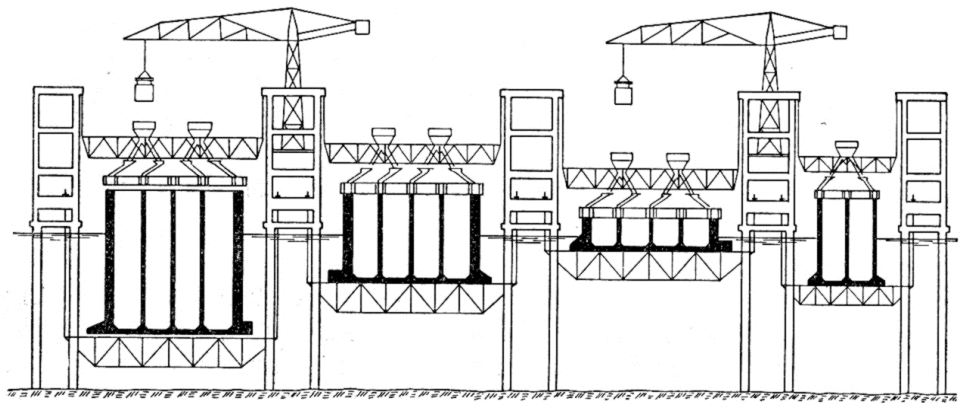
Slika 7.21 Izgradnja sanduka na navozu (Press 1962.)

Na slici 7.22 prikazan je sanduk za vrijeme tegljenja i potapanja. Kao balast za manipulaciju sa sandukom služe voda i pijesak. Prilikom prevrtanja pijesak ispada te se na taj način manipulira prevrtanjem (Press, 1962.).



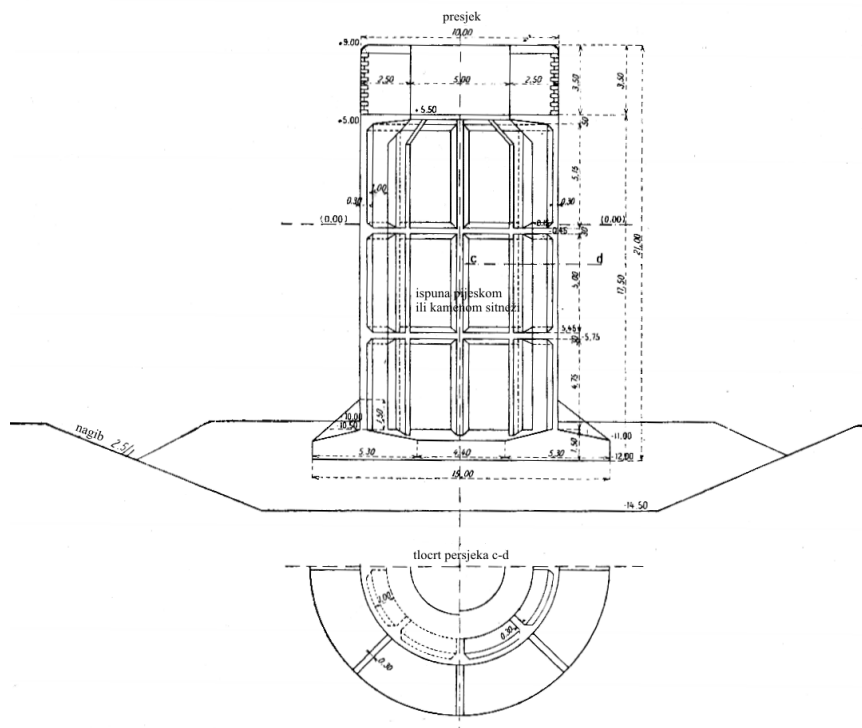
Slika 7.22 Potapanje plivajućeg sanduka okretanjem za 180°

Osim potapanjem, sanduci se mogu postavljati na podlogu pomoću skela i dizalica, kada je dubina vode dohvatljiva i postoji ekonomska opravdanost.



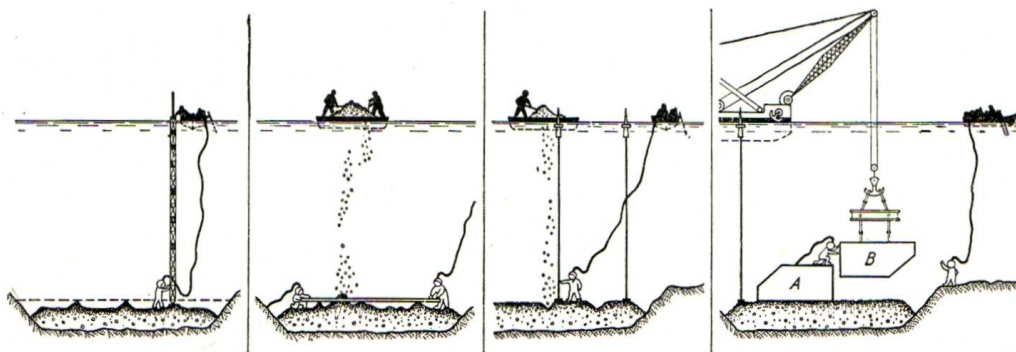
Slika 7.23 Postavljanje sanduka na predviđeno mjesto sa skele uz postepenu nadogradnju – betoniranje (Press 1962.)

Sanduci se koriste za izgradnju pojedinačnih temelja za mostove, kao oni na slikama 7.16 i 7.17. Mogu se koristiti za izvedbu cijele građevine kao na pr. priveza za brodove izvan luke. Na slici 7.24 prikazan je takav privez.



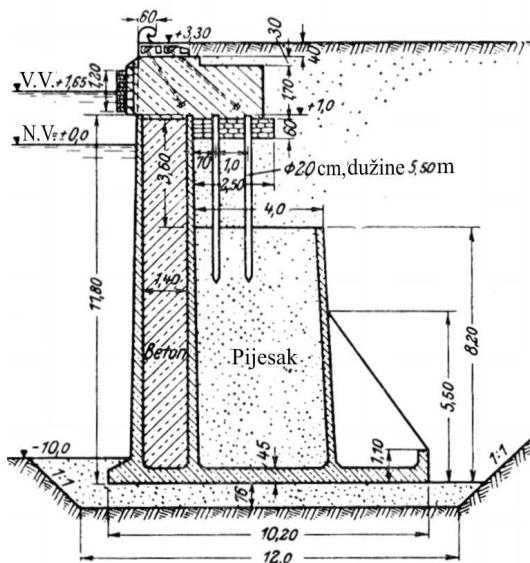
Slika 7.24 Priveza van luke, izveden pomoću plivajućeg sanduka (Prudon, 1939., 4.)

Za postavljanje sanduka potrebno je urediti podlogu. Na slikama 7.16 i 7.17 prikazana je podloga od pilota s naglaviticom i posteljica od kamenog nabačaja. Na slici 7.24 prikazano je uređenje podloge pomoću ronilaca i plovila.

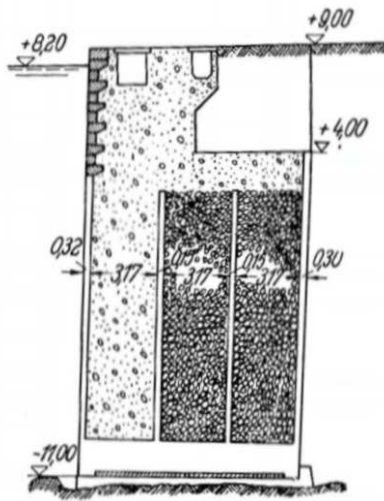


Slika 7.25 Uređenje podloge za postavljanje sanduka pomoću ronilaca (Press, 1962.)

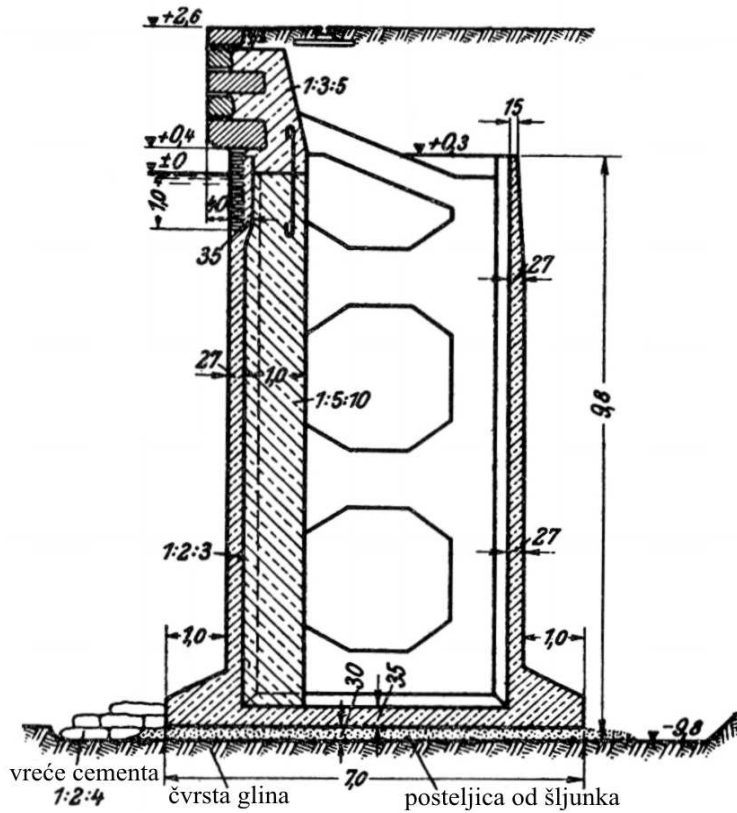
Pomoću sanduka se izvode obalni zidovi, kada se slažu jedan do drugoga. Pri tom je vrlo važno da je podloga pravilna i vodoravna, da bi sanduci mogli pravilno nalijegati jedan do drugoga bez naginjanja. Iza niza sanduka izvodi se nasip lučkog platoa. Tada, konstruktivno gledano, sanduk postaje gravitacioni, masivni potporni zid i kao takav se i dimenzionira (vidi Roje-Bonacci, 2005). Na slijedećim crtežima pokazani su poprečni presjeci nekoliko obalnih zidova (Press, 1962.).



Slika 7.26 Obalni zid u Kobe-u, Japan (Press, 1962.)

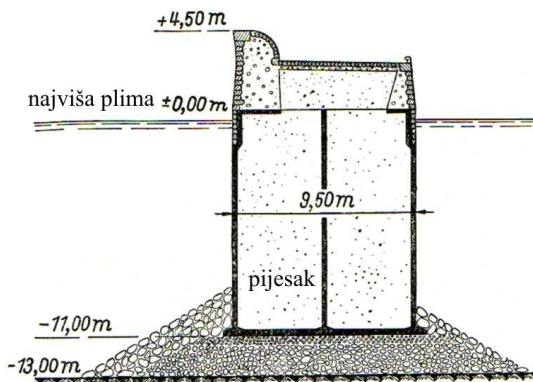


Slika 7.27 Obalni zid u Brestu, Francuska (Press, 1962.)



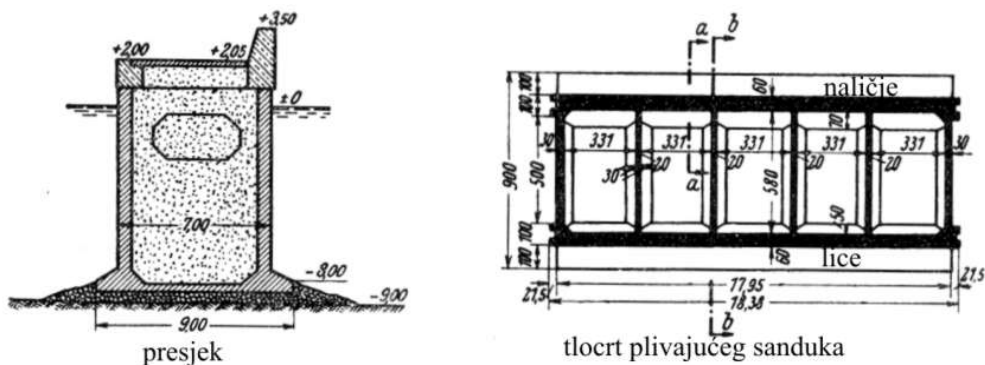
Slika 7.28 Obalni zid u Kölnu, Njemačka (Press, 1962.)

Pomoću sanduka se mogu izvoditi i valobrani, odnosno lukobrani. Tada najveće opterećenje, koje djeluje na građevinu, nastaje uslijed udara valova. Ova opterećenja ne spadaju u područje mehanike tla te se stoga njihovo djelovanje ovdje ne razmatra. Sanduci se udaru valova odupiru svojom težinom. Poprečni presjek jednog valobrana prikazan je na slici 7.29.



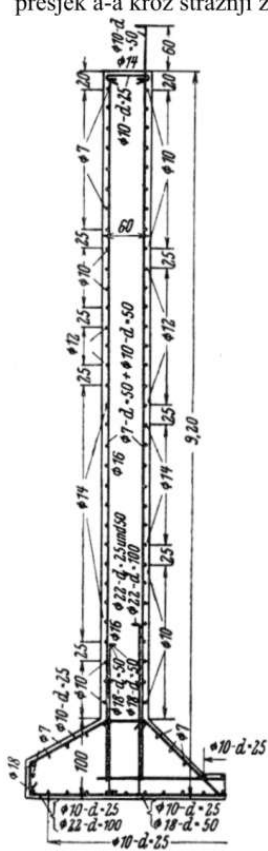
Slika 7.29 Valobran izveden pomoću sanduka (Press, 1962.)

Projekt dubokog masivnog temelja mora sadržavati dimenzioniranje elemenata temelja za sve faze od izvođenja na predviđenoj lokaciji, prijevoza odnosno tegljenja, ugradnje do konačnog korištenja. Dimenzioniranje elemenata konstrukcije dubokih temelja je predmet izučavanja šireg od područja geotehničkih konstrukcija. Za detaljnije upoznavanje s proračunom sanduka i bunara vidi Babić, 1968. Iz navedenog se vidi da duboki masivni temelji nisu isključivo geotehničke konstrukcije već zahtijevaju suradnju većeg broja građevinskih inženjera različitih specijalnosti. Za izvođenje ovakvih vrsta temeljenja najčešće postoje specijalizirana izvođačka poduzeća. Nastavno je prikazana armatura sanduka sa slike 7.30.

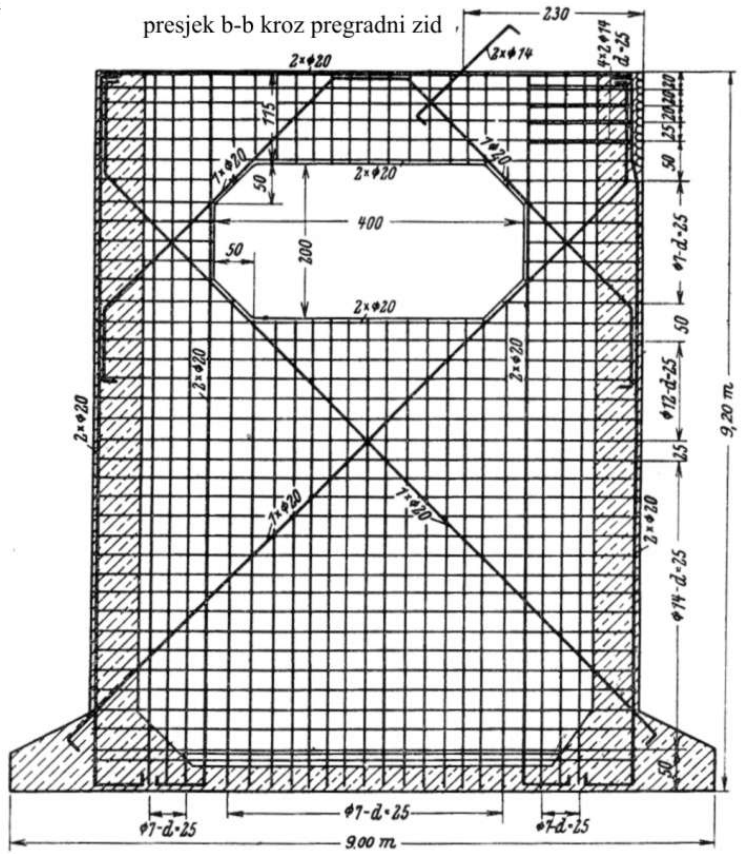


Slika 7.30 Poprečni presjek i tlocrt sanduka

presjek a-a kroz stražnji zid



presjek b-b kroz pregradni zid



Slika 7.31 Detalji armature sanduka (Press, 1962.)

8 VIŠENAMJENSKI ZAHVATI U TLU

8.1 OPĆENITO

Neke tehnologije zahvata u tlu mogu služiti u različite svrhe. Kada je bilo govora o podjeli pilota prema njihovom utjecaju na okolno tlo, spomenuti su piloti s značajnim razmicanjem tla. Takvi piloti bitno utječu na svojstva tla u koje su ugrađeni. Oni zbijaju tlo i ako se izvode u velikom broju i na malim razmacima, mogu znatno poboljšati kakvoću tla unutar kojeg se nalaze. Osim poboljšanja kakvoće tla, oni prenose i sile u dublje slojeve tla, kao i svaki drugi pilot. Grupa ovakvih pilota na malom međusobnom razmaku može se pretvoriti u temeljni blok, koji nosi na dodirnoj plohi temelj-tlo i na trenje po plaštu kao duboki temelj izveden tehnikom bunara ili kesona. Gore opisani učinci odnose se na mikropilote. Oni se mogu koristiti i za preuzimanje vlačnih naprezanja (vlačni piloti, sidra, zatege u tlu), a pojavljuju se pod raznim imenima kao na pr minipiloti, igličasti ili iglasti piloti, čavlasti piloti, korjenasti piloti (Hayward, Baker 2004.).

Slične učinke ima i tehnika mlaznog injektiranja. Njezina je primjena još šira. Mlazno injektiranje ima učinak zbijanja i očvršćenja tla. Mlaznim injektiranjem je moguće oblikovanje stupnjaka koji prenose sile u tlo kao piloti, a koji se mogu i armirati. Mogu se oblikovati kao duboki masivni temeljni blokovi, dijelovi za produbljenje i stabilizaciju postojećih temelja pri raznim sanacijama i rekonstrukcijama te imaju niz drugih primjena. Ova tehnika omogućava izvedbu nepropusnih područja u tlu najrazličitijih oblika i namjene te je danas doživjela vrlo široku primjenu u geotehničkom inženjerstvu.

Dok mikropiloti u stvari nisu nikakva novost, jer su prvi drveni piloti, izvedeni prije više tisućljeća u stvari mikropiloti po definiciji promjera, dotle je mlazno injektiranje posljedica novih tehnologija. Međutim, nove tehnologije danas šire mogućnosti primjene kao i izvedbe mikropilota.

Ove dvije tehnike zahvata u tlu povezuje još nešto. Obje se mogu izvoditi i primjenjuju se onda kada je potrebno raditi u vrlo skućenim prostorima. Mogu se izvoditi u podrumima, bunarima, tunelima i sličnim skućenim prostorima. Neke od njih ne zahtijevaju velike pripreme i raspeme radilišta što znatno smanjuje troškove ali i ubrzo izvedbu a samim time smanjuje troškove uz vrlo visoke učinke na svrhu kojoj su namijenjene.

Većina izvođača geotehničkih radova danas raspolaže uređajima za izvedbu obiju ovih vrsta radova te na taj način ima zaokruženu ponudu. Mikropiloti se mogu, između ostalog, izvoditi i tehnikom mlaznog injektiranja.

Oba ova zahvata u tlo mogu se smatrati poveznicom između dubokog temeljenja i poboljšanja svojstava temeljnog odnosno podtemelnog tla te su stoga svrstani u ovo, zajedničko poglavlje.

8.2 MIKROPILOTI

Mikropiloti su geotehnički zahvati koji čine prijelaz između pilota, kao nosivih dijelova građevine izvedenih u tlu i poboljšanja temeljnog tla, koje nije nosivi sklop građevine već samo djelovanje na poboljšanje svojstava temeljnog tla. Koju će funkciju imati, ovisi o tome kako ih se primjenjuje. Mikropiloti se gotovo uvijek izvode u grupi. To su svi oni zahvati u tlu, koji se sastoje od niza stupova malog promjera zabijenih u tlo ili izvedenih u tlu. Uobičajeno je to promjer manji od 250mm. Imaju vrlo široku primjenu kao i načine izvedbe.

Mikropiloti imaju višeznačno djelovanje u geotehnici. U literaturi je moguće naći najrazličitije definicije. Ako djeluju kao piloti onda se računaju po istim principima i metodama kao i svi drugi piloti.

Europski standard (EN 14199) za izvođenje posebnih geotehničkih radova, a koji se odnosi na mikropilote, dijeli ih na zabijene mikropilote vanjskog promjera do 150mm i bušene mikropilote promjera ne većeg od 300mm.

8.2.1 Svrha i djelovanje

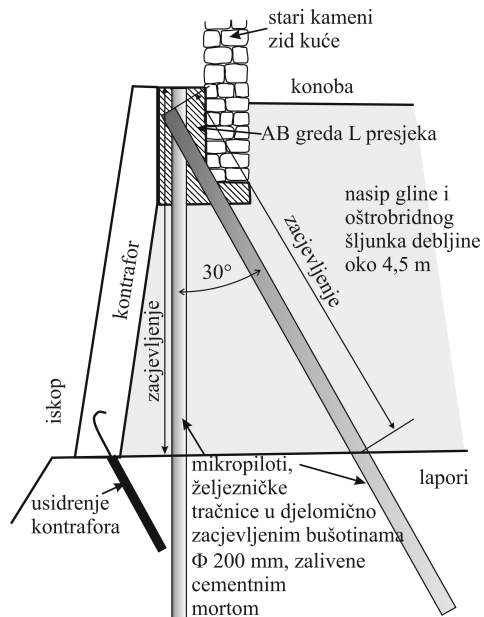
Mikropiloti imaju višeznačnu namjenu. Kako se uvijek izvode u grupi može ih se tako izvoditi, da imaju isključivo svrhu poboljšanja temeljnog tla zgušnjavanjem uslijed ugradnje određene zapremine tijela mikropilota u tlo. Pri tom ne treba zanemariti njihovu mogućnost prenošenja sila u tlo. Prema nekom autorima to im je i bila početna namjena.

Mikropilot ima mali promjer glave te se prijenos sile vrši uglavnom trenjem po plaštu. Kao takav on može djelovati kao tlačni pilot ali i kao vlačni pilot. Pri projektiranju mikropilota valja voditi računa da su vrlo vitki pa nisu samostalno sposobni, kao pojedini piloti, preuzimati vodoravna opterećenja.

Danas postoji niz tehnologija kako se mogu izvesti mikropiloti.

Često se koriste pri sanaciji temelja postojećih građevina kod kojih je došlo do neželjenog slijeganja iz različitih razloga. Tipičan primjer takve upotrebe je sanacija „Kuće od kamena“ u Splitu, (Roje-Bonacci, Samardžija, 1985.), koja je izvedena prilikom spuštanja željezničke pruge u podzemlje u gradskoj jezgri. Na slici 8.1 prikazan je poprečni presjek zahvata ispod stare kamene kuće koja je bila u vrlo lošem stanju u smislu stabilnosti općenito, pa i temelja. U trenutku projektiranja i izvedbe ovog zahvata on nije razmatran kao upotreba mikropilota, već kao polu improvizirani građevinski zahvat. U konkretnom slučaju su mikropiloti izvedeni na način da je izvedena bušotina (gheotehničkom bušilicom uz kontinuirano jezgrovanje sa zacjevljenjem). U bušotinu je ugrađena željeznička šina, a zatim je bušotina zalivena malterom od dna prema površini. Na taj je način nastao niz pilota malog promjera koji je spojen s temeljnom, armiranom gredom. Kako piloti sežu u čvrstu

flišnu podlogu, to je opterećenje od nove, armirane temeljne trake preneseno u duboki čvrsti flišni sloj. Primjer se navodi kao prikaz najrazličitijih mogućnosti izvedbe mikropilota. Na slikama 8.2, 8.3 i 8.4 prikazana je izvedbe ojačanja temelja Kuće od kamena tijekom izvedbe.



Slika 8.1 Ojačanje i produbljenje temelja mikropilotima (Roje-Bonacci, Samardžija, 1985.)



Slika 8.2 Željezničke šine kao dio mikropilota na površini terena (snimio: M. Čagalj)

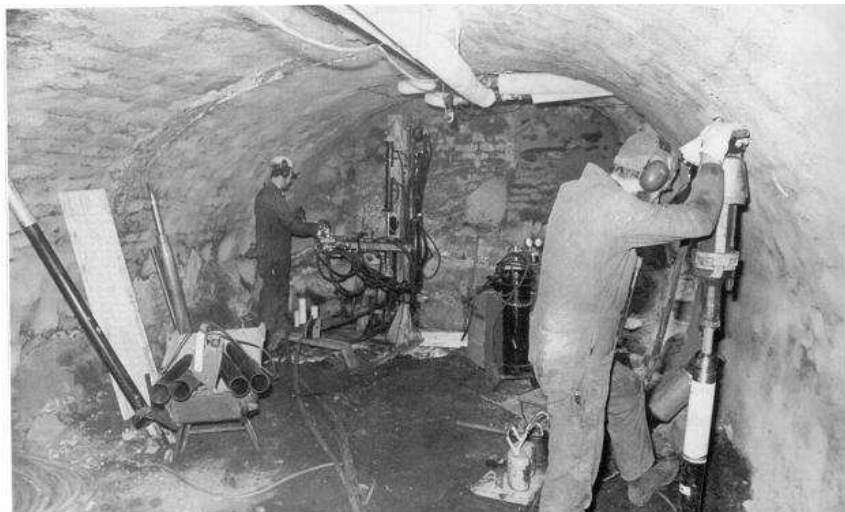


Slika 8.3 „Kuća od kamena“, željezničke šine i armatura kontrafora (snimio:M. Čagalj)



Slika 8.4 Odnos tunela i ojačanja temelja Kamene kuće (snimio:M. Čagalj, Conex, St)

Tehnologijom mikropilota izvršena je sanacija temelja niza građevina u starom dijelu Stockholma – Švedska (Bohm i Stjerngren 1980.), koje su temeljene na drvenim pilotima. Iz određenih razloga su glave pilota tijekom vremena propale (slika 5.4) te su se javila znatna slijeganja. Kako bi se spasila graditeljska baština, primijenjena je ugradnja mikropilota ispod postojećih temelja. Radovi su izvedeni sredinom 70-tih godina tada dostupnim tehnikama. Radovi su prikazani na slici 8.5.



Slika 8.5 Izrada mikropilota s plastičnom košuljicom u skučenom prostoru

Iz gornjeg primjera se vidi da su mikropiloti vrlo pogodni za izvedbu u skućenim prostorima, (slika 8.5). Uočava se bušaći stroj bez tornja i plastične cijevi koje se ugrađuju u bušotine u kojima se izvode mikropiloti.

Sličnu primjenu imaju mikropiloti i za pridržanje temelja uz buduće iskope. Tada zamjenjuju produbljeno temeljenje odnosno kampadno podbetoniranje, što ubrzava rad na iskopu. U takvim se slučajevima često izvode u paru kao kod „Kuće od kamena“, gdje jedan pilot preuzima silu pritiska, a par zajedno moment savijanja iz temeljne grede. Za ovu primjenu mogu se mikropiloti izvesti tehnologijom mlaznog injektiranja.

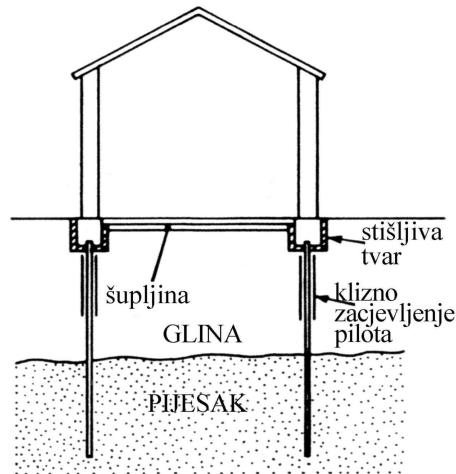
Mikropiloti se mogu koristiti i kao ojačanje tla u području iskopa tunela, građevnih jama i drugim najrazličitijim situacijama. Mogu se koristiti za ojačanje tla na razne načine. Ako se ugradi veliki broj mikropilota na dovoljno malom razmaku da čine grupu i to u prostoru, mogu se pretvoriti u duboki, masivni temelj – temeljni blok, koji nosi na dodir temelj – tlo i na trenje po plaštu bloka. Kojom su tehnologijom ti mikropiloti izvedeni, nije bitno, ali je proračun trenja po plaštu potrebno prilagoditi gradivu pilota i tehnologiji izvedbe (sa ili bez razmicanja tla). Primjena mikropilota u raznim oblicima biti će prikazana u daljnjem tekstu.

8.2.2 Podjela mikropilota prema namjeni

Nastavno se daje jedna od mogućih podjela mikropilota prema namjeni. Navodi se podjela primjene mikropilota prema Fleming, Weltman, Randolph i Elson, 1992., s pripadnim crtežima.

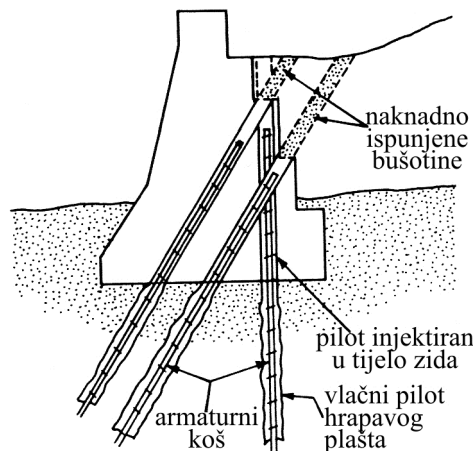
Nosivi mikropiloti:

- za temeljenje laganih industrijskih i stambenih građevina na lošem tlu, stišljivom tlu i tlu koje buja (slika 8.6);



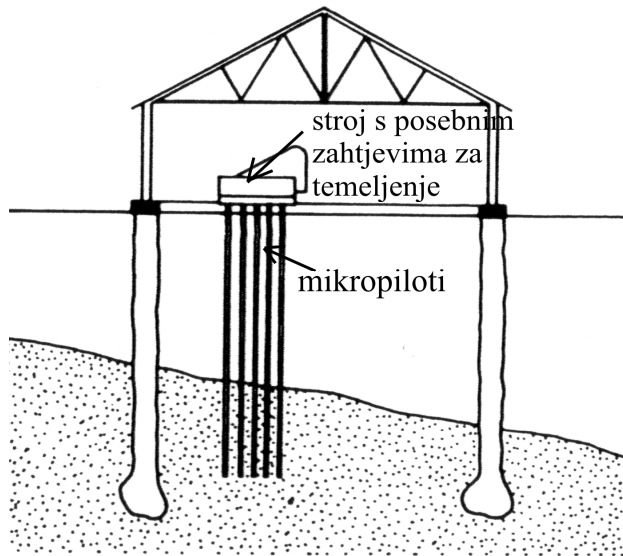
Slika 8.6 Lagana građevina na lošem i stišljivom tlu, temeljena na mikropilotima

- za smanjenje diferencijalnog slijeganja između postojeće i nove građevine;
- za ojačanje i produbljene temelja u kombinaciji s ojačanjem građevine (slika 8.6 i 8.7);



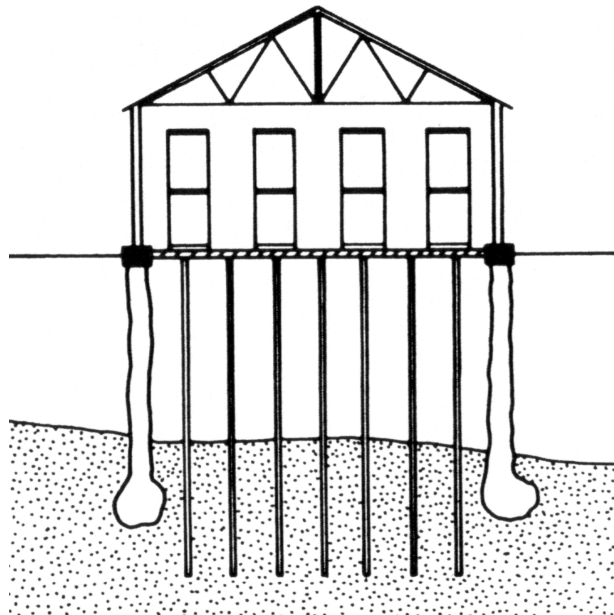
Slika 8.7 Ojačanje potpornog zida sa svrhom smanjenja slijeganja i vlačnim pilotom protiv prevrtanja; Mikropiloti su injektirani izravno u zid bez vezne grede

– za temeljenje pojedinačnih, i/ ili naknadno ugrađenih strojeva (slika 8.8);



Slika 8.8 Temeljenje stroja s posebnim zahtjevima, na mikropilotima

– za preuzimanje opterećenja podova industrijskih postrojenja koja su inače temeljena na pilotima, može biti i kao mjera sanacije (slika 8.9);



Slika 8.9 Mikropiloti za pridržanje jako opterećenog poda

– za smanjenje slijeganja.

Mikropiloti za pridrzanje i ojačanje tla:

– za izvedbu potpornih građevina od ojačanog tla;

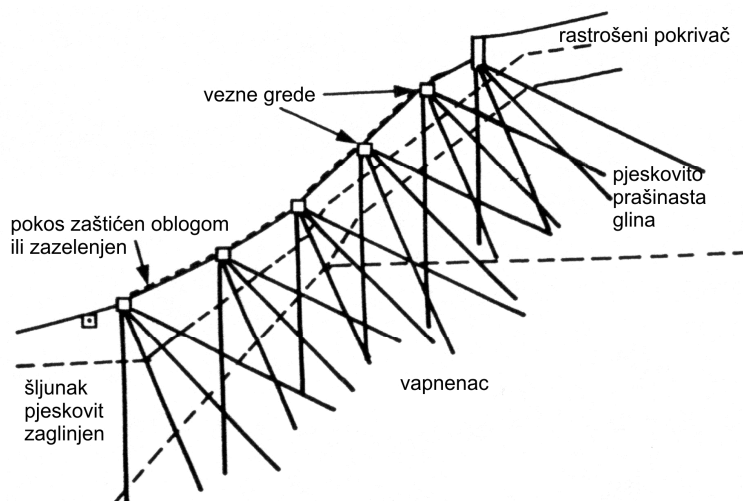


Slika 8.10 Produbljenje temelja i oblikovanje potporne građevine uz rub iskopa
građevne jame mlazno injektiranim stupnjacima – mikropilotima



Slika 8.10 a Tehnika zaštite iskopa prikazana na slici 8.10 u izvedenom stanju

– za ojačanje i stabilizaciju kosina;

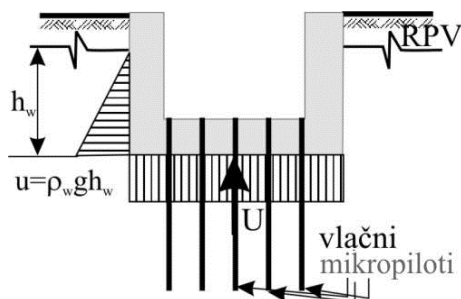


Slika 8.11 Stabilizacija kosine nizom mikropilota

– za pridržanje dubokih iskopa u složenim potpornim građevinama (slika 8.10).

Vlačni mikropiloti:

– ispod plivajućih temelja, temelja pod utjecajem uzgona,



Slika 8.12 Mikropiloti za osiguranje plivajućeg temelja od izrona

– ispod visokih stupova i jarbola.

U posljednje dvije grupe svrstani su mikropiloti koji poprimaju, u smislu proračuna i dimenzioniranja, funkciju sidara odnosno armature. Kada imaju ulogu ojačanja tla mogu biti napregnuti na savijanje (sanacija klizanja) i/ili na vlak.

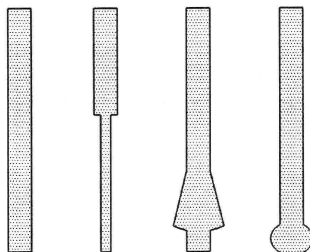
8.2.3 Podjela mikropilota prema europskim propisima (EN 14199)

Podjela prema izvedbi:

- bušeni piloti promjera do 300mm;
- zabijeni piloti poprečnog presjeka do 150mm ili s najvećim proširenjem poprečnog presjeka do 150mm.

Podjela prema poprečnom presjeku, koji se može prilagoditi potrebama prenošenja opterećenja ili ograničavanju slijeganja, najčešće injektiranjem (slika 8.13):

- jednaki poprečni presjek cijelom visinom;
- teleskopska promjena poprečnog presjeka;
- postepeno proširenje plašta – poprečnog presjeka;
- proširenje vrha.



Slika 8.13 Presjeci tijela mikropilota prema EN 14199

Podjela prema načinu djelovanja:

- pilot samac (vrlo rijetko);
- grupe pilota;
- grupe s unakrsnim pilotima;
- zidovi od mikropilota.

Na slici 8.14 vide se glave unakrsnih mikropilota.



Slika 8.14 Glave unakrsnih pilota izvedenih od čeličnih cijevi

Podjela po gradivu:

- čelik i druga slična gradiva;
- žbuka (injekciona smjesa), malter i beton;
- kombinacija gornjih gradiva.

Na slici 8.15 prikazane su glave mikropilota izvedenih od čeličnih I profila.



Slika 8.15 Glave mikropilota od čeličnih I profila, (u pozadini se vidi stroj za zabijanje pilota)

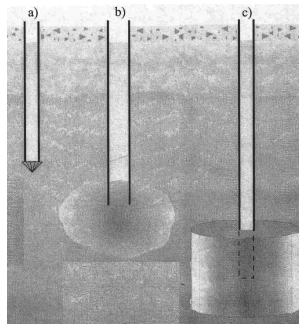
Podjela po primjeni:

- izvedba u teško pristupačnim ili skučenim prostorima;
- temeljenje novih građevina (posebno u vrlo heterogenim tlima);
- ojačanja postojećih građevina da bi se povećala nosivost prijenosom opterećenja u dublje slojeve s prihvatljivim deformacijskim svojstvima;
- za podtemeljne radove;
- za smanjenje slijeganja i/ili pomaka;
- za izradu zagatnih (potpornih) stjenki;
- ojačanje tla s ciljem oblikovanja nosive ili potporne građevine;
- povećanje stabilnosti kosina;
- osiguranje od izrona plivajućih temelja;
- i sve druge namjene gdje se mikropiloti pokažu tehnički prihvatljivi.

8.2.4 Podjela mikropilota prema tehnikama izvođenja

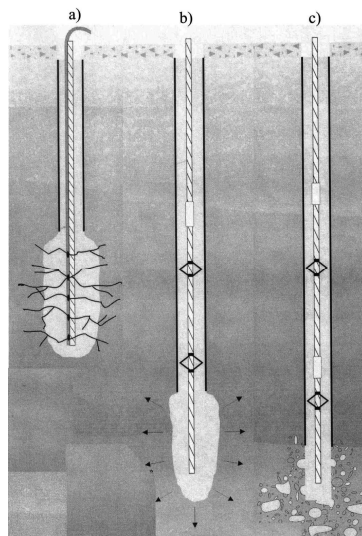
(prema Hayward Baker 2004)

- utisnuti ili zabijeni piloti, (nosivosti 30-300 kN), slika 8.16 a);
- mikropiloti s područjem oko vrha zbijenim injektiranjem (nosivosti 150-750 kN), slika 8.16 b);
- mlazno injektirani stupnjaci (nosivost 500kN-1,5MN), slika 8.16 c)



Slika 8.16 Tehnike izvedbe mikropilota

- s naknadno injektiranim vrhom, (nosivosti 40-1000 kN), slika 8.17 a);
- izveden injektiranjem pod pritiskom (nosivosti 250 – 750 kN), slika 8.17 b);
- bušeni mikropiloti koji nose na vrh (nosivost 500 kN-5 MN) slika 8.17 c).



Slika 8.17 Tehnike izvedbe mikropilota

8.2.5 Primjeri raznih mogućnosti primjene mikropilota

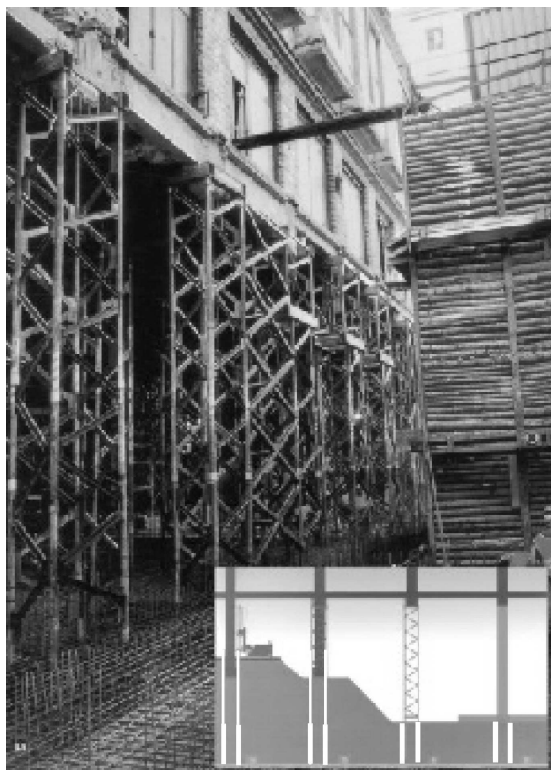
Zgodni primjeri drugih namjena mikropilota prikazani su nastavno. Na slici 8.18 prikazana je mogućnost ojačanja tla, „kišobran“ (pipe of the roof), iznad kalote budućeg tunela koji omogućuje osiguranje njegovog iskopa.



Slika 8.18 Ojačanje svoda prije iskopa tunela-Prag (Zakladani staveb 2003.)

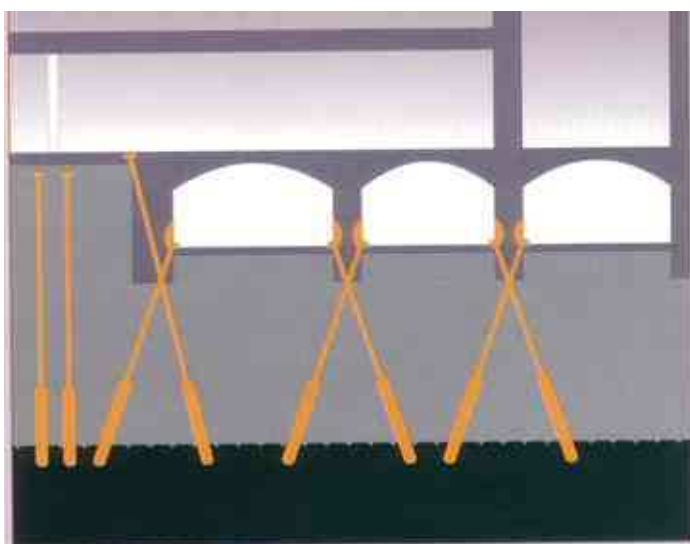
Na slijedećem primjeru pokazana je primjena mikropilota u složenom geotehničkom zahvatu.

Zahvat se sastojao u tome da se ispod postojeće zgrade, u staroj gradskoj jezgri, trebalo izvršiti produbljenje podruma. Na fotografiji (slika 8.19) je prikazan vidljivi dio gradilišta s metalnim stupovima koji pridržavaju staru zgradu. Na shematskom se crtežu vidi djelovanje mikropilota u ovom zahvatu. Mikropiloti se sastoje od jezgre od čelične cijevi i injektiranog tijela oko nje. Cijevi se produžuju u pomoćnu nosivu metalnu rešetku, koja omogućava odstranjivanje starih stupova i zamjenu novim, prikladnim za savladavanje novih opterećenja. Ovaj primjer govori o brojnim mogućnostima primjene mikropilota.



Slika 8.19 Primjena pilota pri produbljenju podruma (Zakladani staveb2003.)

Na slici 8.20 prikazana je primjena mikropilota za smanjenje slijeganja i sanaciju starih temelja.



Slika 8.20 Ojačanje i produbljenje starih temelja pri rekonstrukciji zgrade

8.3 MLAZNO INJEKTIRANA TIJELA

8.3.1 Općenito

Tehnologija mlaznog injektiranja je relativno nova, a danas se sve češće primjenjuje za izvedbu mikropilota i drugih zahvata u tlu opisanih u uvodu. Promjeri stupnjaka nastalih mlaznim injektiranjem u tlu kreću se od 30 do 80cm i u tome nešto odstupaju od prethodno izrečenog određenja mikropilota kao stupova promjera do 30 cm. Međutim je namjena mlazno injektiranih stupnjaka upravo ona nabrojena u prethodnim poglavljima. Osim ove namjene, tehnikom mlaznog injektiranja se izvode i drugi zahvati u tlu, naročito tamo gdje se treba postići vododrživost.

Mlazno injektiranje je sustav poboljšanja tla, korišten da se in situ izvede cementirano tijelo, nastalo mješavinom tla i injekcijske smjese utisnute u tlo pod visokim pritiskom. (engleski naziv **soilcrete**, Hayward Baker 2004.). Prema navedenim autorima mlazno injektiranje ima slijedeću primjenu:

- za podzidavanje temelja i pridržanje iskopa;
- za privremeno ili trajno ojačanje mekog tla i tla sklonog likvefakciji;
- za kontrolu zagađenja podzemnih voda i osiguranje vododrživosti.

U konkretnom slučaju razmatrati će se uloga mlaznog injektiranja za izvedbu stupnjaka za podzidavanje temelja i poboljšanje svojstava temeljnog tla jer tada ima ulogu koju imaju i mikropiloti iako su mogućnosti primjene daleko šire.

Tehnologija se svodi na ubrizgavanje injekcijske mase u tijeku bušenja u tlo, pod visokim pritiskom, pri čemu se u potpunosti razbija struktura tla i izvodi valjkasto nosivo tijelo. Tako nastaje niz stupnjaka – pilota, koji se izvode vrlo brzo i relativno jeftino. Pogoni za izvedbu mlazno injektiranih stupnjaka su relativno mali i vrlo pokretni te zahtijevaju male troškove pripreme i raspore gradilišta. Mikropiloti dobiveni pomoću mlaznog injektiranja upotrebljavaju se u raznim uvjetima naročito kada nikakvi iskopi ili potresi zbog nabijanja nisu preporučljivi.

8.3.2 Tehnike izvođenja

Prema najnovijim podacima iz literature (Hayward Baker 2004.) postoje četiri načina izvedbe mlazno injektiranih tijela:

- pomoću jednog fluida (Soilcrete S);

Injekcijska smjesa ubrizgava se kroz šipku na čijem je kraju mlaznica kroz koju smjesa izlazi u vodoravnom smjeru brzinom od oko 200m/s. Na taj način mlaz siječe tlo i stvara mješavinu veziva i tla. Ova vrsta tehnologije učinkovita je u nekoherentnim

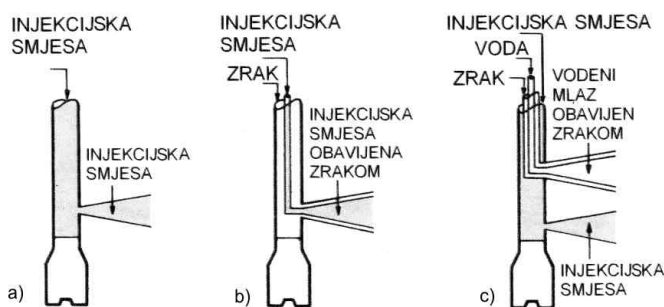
materijalima. Navode se stupnjaci promjera od 0,6 do 1,2m. Tehnologija rada je prikazana na slici 8.21 a.

– pomoću dva fluida (Soilcrete D);

Za ovu tehniku izvedbe koristi se šipka s dva kanala za dovod dva fluida svakog za sebe. Jedan je za injekcijsku smjesu, a drugi za zrak. Fluidi se istiskuju kroz koncentrične mlaznice. Mlaznica je tako izvedena da kroz sredinu izlazi injekcijska smjesa, a oko nje izlazi zrak koji pojačava učinak razrahljenja tla. Ova tehnologija je učinkovitija u koherentnim materijalima od one s jednim fluidom. Injektiranje s dva fluida prikazano je na slici 8.21 b.

– pomoću tri fluida (Soilcrete T);

Kroz tri nezavisna kanala u bušačkoj šipki tlače se injekcijska smjesa, zrak i voda. Voda obavijena zrakom razrahljuje tlo. Injekcijska smjesa izbija manjom brzinom iz zasebne mlaznice ispod erozijskog mlaza. Na ovaj način postižu se stupnjaci bolje kakvoće. Ovaj način izvedbe je još učinkovitiji u koherentnim tlima. Tehnika je prikazana na slici 8.21 c.



Slika 8.21 Tri načina izvedbe mlazno injektiranih stupnjaka

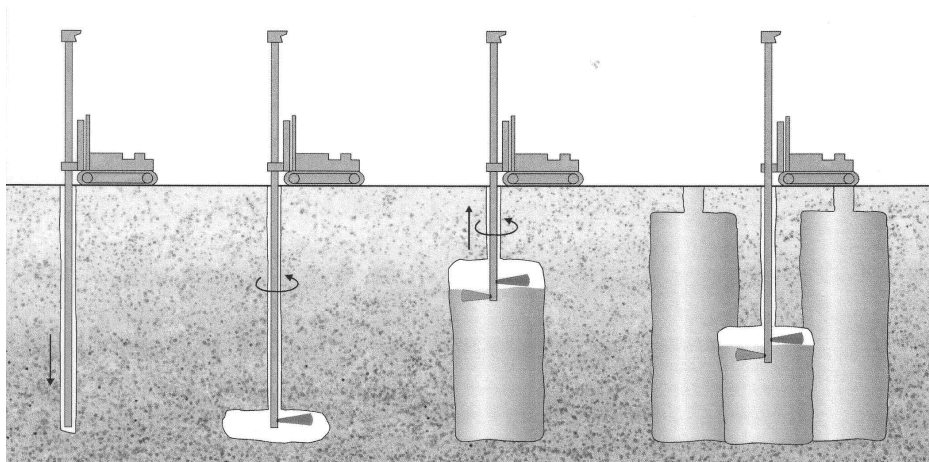
– Supermlazno injektiranje;

Bušenje se vrši uz pomoć vode koja ima posebni dovod. Kada se postigne projektirana dubina, obustavi se dovod vode za bušenje i započne injektiranje. Ovo je tehnika s dva fluida koji se zajedno, smjesa obavijena zrakom, vrlo velikom brzinom brizgaju kroz dvije nasuprotne mlaznice. Mlaznice su posebno projektirane za precizno usmjeravanje injekcijskog mlaza. Smjesa se ubrizgava uz vrlo sporo okretanje i podizanje pribora kako bi se postigli stupnjaci izrazito velikih promjera. Tehnika se koristi za stabiliziranje velikih masa.

Postupak izvedbe stupnjaka je slijedeći. Izvede se geotehnička bušotina s jezgrovanjem, uobičajeno promjera 150 mm, do predviđene dubine, na kojoj će započeti injektiranje. Bušotina se stabilizira injekcijskom smjesom ili glinobetskom isplakom za cijelo vrijeme postupka injektiranja. Postupak injektiranja počinje odozdo prema gore. Pribor se jednoliko okreće i povlači prema gore oblikujući pravilno

valjkasto tijelo. Povezivanje injekcijske smjese s okolinom nastaju stupnjaci očvrslje mješavine injekcijske smjese i tla. Prilikom postupka razrahljenja tla mlazom, nastaje otpadni višak tla koji izlazi na površinu kroz vrh bušotine. Količina tog viška može se predvidjeti vezano na količinu injektirane smjese, a iznosi od 40-60% zapremine stupnjaka. Taj višak sadrži značajnu količinu cementa te kroz izvjesno vrijeme postiče određenu čvrstoću. Može se iskoristiti za ugradnju umjesto krutih glina.

Na slici 8.22 prikazan je postupak izvedbe stupnjaka mlaznim injektiranjem.



Slika 8.22 Prikaz izvedbe mlazno injektiranih stupnjaka

Tehnologija izvedbe ide u dva smjera, a što je vidljivo iz postupka tijekom izvođenja. Prvi se dio sastoji od razaranja tla, a drugi od ubrizgavanja smjese. Mogućnost razaranja tla ovisi o granulometrijskom sastavu i može se prikazati slijedećim redoslijedom idući od lako razarajućeg prema teško razarajućem tlu:

- izrazito krupnozrno tlo s komadima veličine šakavca;
- šljunkovita tla;
- čisti pijesci;
- rahli, prašinski pijesci;
- treset i organski prah;
- zbijeni prašinski pijesci;
- rahli, zaglinjeni pijesci;
- nisko plastični prah
- zbijeni, zaglinjeni pijesci;
- nisko plastične, meke gline;
- visoko plastični prah;
- nisko plastične, krute gline;
- visokoplastične gline.

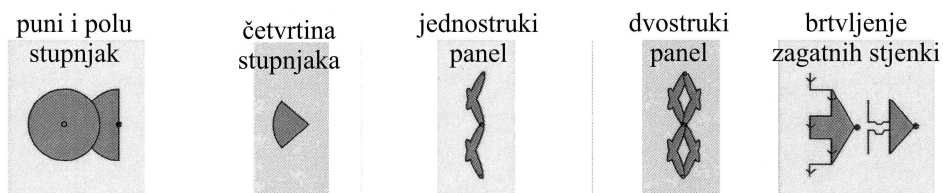
Injekcijska smjesa prilagođava se vrsti tla koju se injektira i nije predmet ovog razmatranja.

Na slici 8.23 vide se otkopane glave mlazno injektiranih stupnjaka na probnom polju. U sredini je ugrađena armaturna šipka.



Slika 8.23 Probno polje mlazno injektiranih stupnjaka s armaturnom šipkom u osi

Raznim načinima zakretanja mlaznica mogu se dobiti različiti poprečni presjeci stupnjaka, ovisno o tome što se želi postići mlaznim injektiranjem. Na slici 8.24 prikazano je nekoliko mogućih poprečnih presjeka stupnjaka za različite namjene.



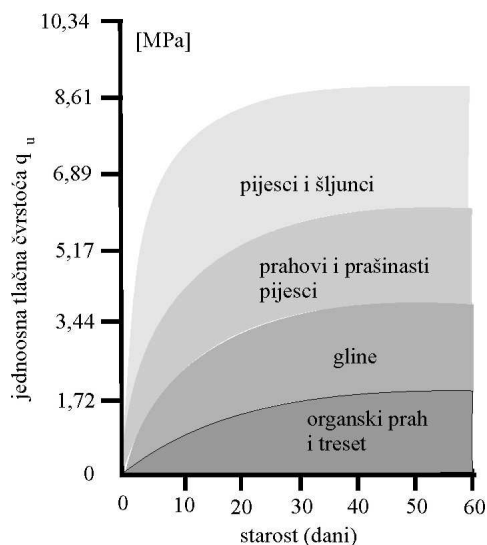
Slika 8.24 Poprečni presjeci stupnjaka koji se mogu izvesti mlaznim injektiranjem

Osim različitih poprečnih presjeka, mlazno se injektiranje može izvoditi samo na određenoj dubini, na kojoj najčešće ima ulogu smanjenja vodopropusnosti odnosno svođenja brzine tečenja kroz određeni sloj na najmanju moguću mjeru. To je učinak naveden na početku, kada mlazno injektiranje služi za sprječavanje širenja zagađenja kroz podzemnu vodu, ali ima i drugih primjena.

Mlazno injektiranje ne izaziva vibracije, injekcijske smjese su neškodljive za okoliš, nisu topive, ne zahtijevaju održavanja, mogu se izvoditi pored postojećih podzemnih građevina i oko njih, izvodi se relativno brzo i ima niz drugih dobrih svojstava. Pritisak treba tako regulirati da ne dođe do neželjenog razaranja tla.

8.3.3 Svojstva gotovih stupnjaka i provjera kakvoće

Fizičko-mehanička svojstva stupnjaka ovise o vrsti mješavine. Da bi se projektirala ispravno mješavina, potrebno je pažljivo ispitati granulometrijski sastav tla. Poteškoće nastaju kod izvedbe stupnjaka u uslojenom tlu izrazito različitih granulometrijskih svojstava na koja se ne može utjecati. Stoga je vrlo bitno pravilno projektirati sastav injekcijske smjese. Potrebno je vrlo pažljivo projektirati i ispitati fizikalna i kemijska svojstva smjese kao i količinu koju je potrebno dodavati u tlo, koje je u ovom slučaju punilo (agregat), da bi se dobile željene čvrstoće stupnjaka i druga potrebna fizičko-mehanička svojstva. Nastavno se daje dijagram približnih vrijednosti jednoosnih čvrstoća gotovih stupnjaka ovisno o granulometrijskom sastavu tla u kojem su izvedeni i starosti (Hayward Baker 2004.)



Slika 8.25 Jednoosna čvrstoća stupnjaka q_u ovisno o vrsti tla u kojoj su izvedeni i starosti u danima (Hayward Baker 2004.)

Valja napomenuti da su ovo samo približne vrijednosti i ne mogu se koristiti izravno za projektiranje.

Provjera kakvoće određuje se tehničkim uvjetima u okviru projekta, ovisno o namjeni mlazno injektiranih tijela. Može se provjeravati čvrstoća, vodopropusnost, promjer i drugo. Za detaljne provjere uzimaju se reprezentativni uzorci.

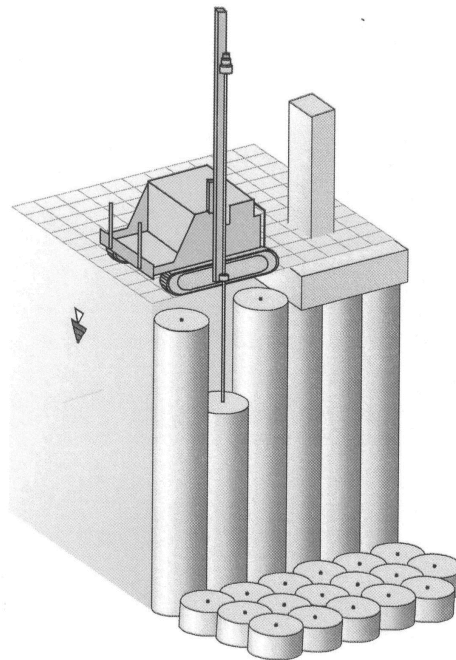
8.3.4 Primjeri primjene mlaznoinjektiranih stupnjaka

Mlaznoinjektirani stupnjaci mogu se koristiti na isti način kao i mikropiloti, kako je to prethodno prikazano. Osim toga oni imaju i širu primjenu. Jedan od primjera je izvedba zaštite građevne jame.(za slike korišteni javno dostupni materijali)



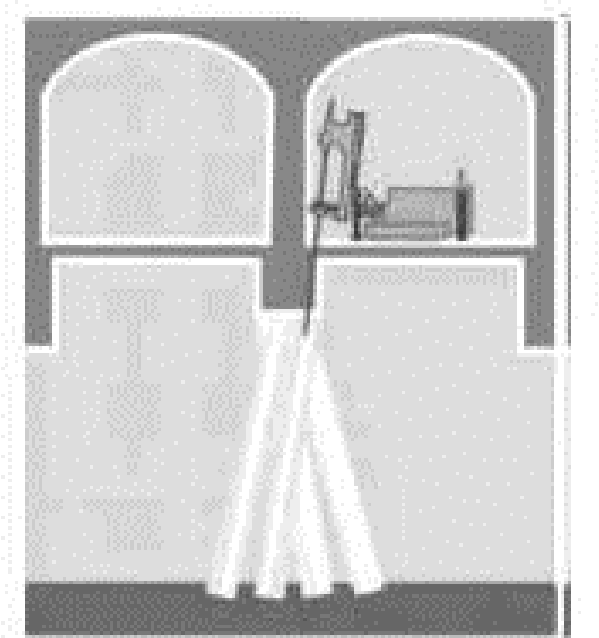
Slika 8.26 Zagatna stjenka kao zaštita građevne jame, izvedena od mlazno injektiranih stupnjaka

Na slijedećoj slici prikazan je zaštita građevne jame mlazno injektiranim stupnjacima po obodu i brtvljenje dna.



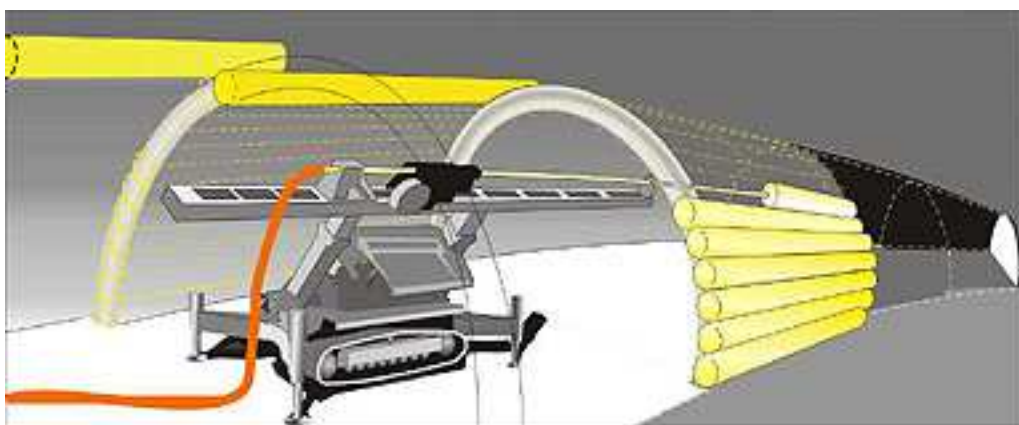
Slika 8.27 Zaštita građevne jame mlazno injektiranim stupnjacima

Primjena za izvedbu podtemelnog produbljenja do nestišljive podloge kod zaštite spomeničke baštine i sanacije starih temelja prikazana je na slici 8.28.



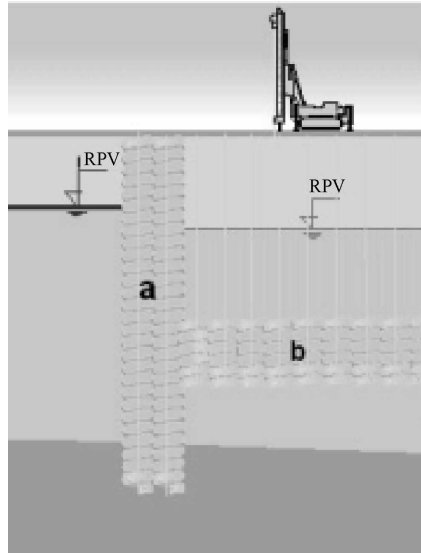
Slika 8.28 Produbljenje temelja do dobro nosivog sloja

Gotovo identično kao i mikropiloti može se mlazno injektiranje koristiti za ojačanje oboda pri izvedbi tunela u lošem tlu.

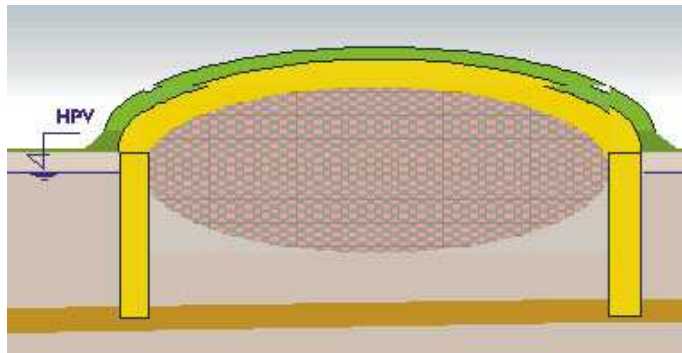


Slika 8.29 Primjena mlaznog injektiranja pri izvedbi tunela

Mlazno injektiranje je vrlo rašireno u zaštiti okoliša. Pomoću njega se izvode vodonepropusna tijela za brtvljenje određenih slojeva tla i spriječenje širenje zagađenja u preostali prostor. Nastavno se daje nekoliko takvih primjera.



Slika 8.30 Odvajanje dvaju vodonosnika u podzemlju



Slika 8.31 Zaštita podzemne vode od zagađenja s odlagališta komunalnog otpada.



Slika 8.32 Stabilizacija klizišta

9 POBOLJŠANJE TEMELJNOG TLA

9.1 OPĆENITO

Poboljšanje tla izvodi se tamo gdje je moguće, nakon zahvata izvesti, na tako poboljšanom tlu, plitko temeljenje. Poboljšanje temeljnog tla izvodi se pretežno u plićim slojevima. Posebno se to odnosi na tla sklona likvefakciji, za koja je utvrđeno da se pružaju od površine do približno 10m dubine. Pretpostavka je da ispod tih dubina dolazi do zbijanja tla uslijed vlastite težine te da u prirodi ima malo mogućnosti da se tla loših svojstava pojave ispod te dubine. Današnji strojevi mogu izvoditi poboljšanja i na većim dubinama, ako je potrebno.

Poboljšanja temeljnog tla u određenim slučajevima mogu biti vrlo učinkovita i ekonomski opravdanija od dubokog temeljenja. U nekim slučajevima je neizbježno, u nekim slučajevima moguće, a u nekim nedopustivo. Ovo treba razmotriti prije projektiranja načina temeljenja.

Poboljšanje temeljnog tla nužno je kod izgradnje prometnica na lošem tlu. Radi se o poboljšanju na velikim površinama za koje nema drugog rješenja. Metode poboljšanja, koje se koriste kod prometnica, jednako se tako mogu primijeniti i kod temeljenja.

Svrha poboljšanja temeljnog tla je:

- povećanje nosivosti na dodirnoj plohi temelj – tlo, odnosno povećanje nosivosti sloja tla na kojem neposredno leži temelj ili kolnička konstrukcija;
- smanjenje slijeganja tla ispod nasipa i temelja uslijed dodatnog opterećenja nasipom ili temeljima;
- povećanje nosivosti sloja tla i smanjenje slijeganja tog istog sloja;
- smanjenje slijeganja tla u većim dubinama kada se dodatno naprezanje rasprostire u veće dubine;
- ubrzanje procesa konsolidacije tj. smanjenje vremena trajanja slijeganja;
- sprječavanje ili smanjenje mogućnosti pojave likvefakcije.

Gore opisani razlozi poboljšanja odnose se isključivo na zahvate za potrebe poboljšanja uvjeta temeljenja (nosivosti i slijeganja). To međutim nije jedina svrha poboljšanja temeljnog tla. Jedna velika grupa zahvata, u smislu poboljšanja temeljnog tla, odnosi se na smanjenje vodopropusnosti za različite svrhe u geotehničkom inženjerstvu. Druga grupa zahvata odnosi se na ojačanje fizičko-mehaničkih svojstava tla, da bi se u njemu nesmetano mogli vršiti duboki iskopi, ili čak podzemni zahvati.

U ovom poglavlju biti će govora samo o poboljšanju svojstava temeljnog tla u svrhu poboljšanja nosivosti, osiguranja dozvoljene veličine slijeganja u temeljnom tlu, smanjenja mogućnosti pojave likvefakcije i ubrzanja procesa konsolidacije. Nakon izvedenih poboljšanja na takvom se tlu može izvoditi bilo koji način plitkog temeljenja.

9.2 LIKVEFAKCIJA

Likvefakcija je pojava koja se javlja u rahlim, vodom zasićenim pijescima uskog granulometrijskog sastava, u trenutku cikličke promjene stanja naprezanja uzrokovanog potresom. Ciklička promjena stanja naprezanja izaziva potresanje tla koje gubi čvrstoću te se ponaša kao viskozna tekućina. Da bi došlo do likvefakcije moraju istovremeno biti ispunjena dva uvjeta:

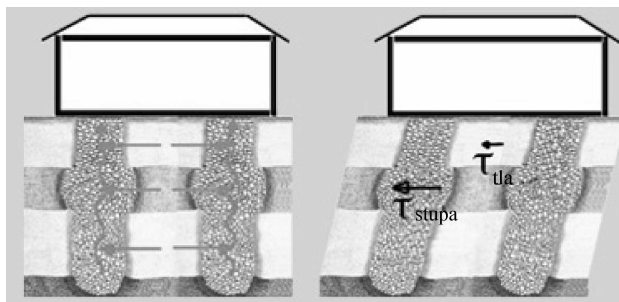
- 1) tlo mora biti rahlo, zasićeno vodom, pjeskovito i na dubini od 0 do 10 metara ispod površine tla;
- 2) potres mora biti dovoljno jak da bi izazvao tlo sklono likvefakciji da se pokrene.

Iz gore navedenog, očito je da je moguće odrediti područja koja su sklona likvefakciji, globalno, kao i mogućnost iste pojave lokalno. U tu je svrhu potrebno odrediti stupanj mogućnosti pojave likvefakcije (potential). S jedne strane je potrebno odrediti stupanj seizmičnosti područja, a s druge strane svojstva tla. Dok određivanje stupnja seizmičnosti spada u geofizičku struku, određivanje svojstava tla je geotehnički zadatak.

Mnogi su se autori bavili ovim, te je moguće u literaturi naći vezu između svojstava tla, uglavnom relativne zbijenosti, D_r , i potencijala likvefakcije (Idriss i Boulanger, 2004). Pri tom se relativna zbijenost određuje jednim od penetracijskih pokusa (dinamički, odnosno statički).

Posljedice likvefakcije mogu biti: potonuće ili naginjanje građevina, pojava klizanja tla, usjedanja tla, izbacivanje tekućeg pijeska na površinu terena, pojave pukotina u tlu i slično. Uslijed likvefakcije nastaju mnoga oštećenja na građevinama i površini tla prilikom pojave potresa.

Većina metoda poboljšanja svojstava temeljnog tla djeluje na smanjenje mogućnosti pojave likvefakcije. Na slici 9.1 prikazano je djelovanje šljunčanih stupova u skraćanju vremena konsolidacijskog slijeganja i u sprječavanju likvefakcije prilikom potresa. (WEB 17)



Slika 9.1 Učinak šljunčanih stupova pri ubrzanju konsolidacijskog slijeganja, lijevo i pri potresu, ublažavanju likvefakcije, desno

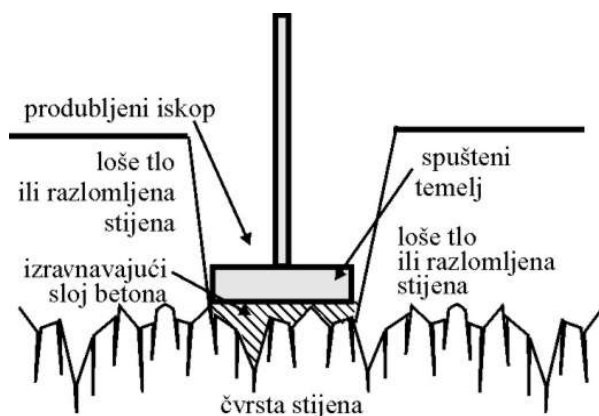
9.3 ZAMJENA MATERIJALA

Zamjena materijala je jedan od najčešćih postupaka poboljšanja temeljnog tla. Smisao je u tome da se loše tlo, koje se nalazi neposredno ispod dodirne plohe temelj – tlo, zamijeni tлом boljih fizikalno-mehaničkih svojstava, koja se postižu projektiranim načinom ugradnje (zbijanja). Bitno se razlikuju postupci zamjene, kada je razina podzemne vode duboko ispod temeljne plohe od onih kada je razina podzemne vode neposredno ispod temeljne plohe ili čak na površini terena.

Način izvedbe i gradivo koje će se za tu svrhu koristiti ovise o konkretnom slučaju.

9.3.1 Zamjena betonom ili produbljeno temeljenje

Najjednostavniji slučaj je zamjena lošeg, površinskog sloja tla iznad čvrste stjenke podloge. Kada se čvrsta, nosiva, stjenka podloga nalazi na dohvatljivoj dubini (do dubine koju je moguće s površine dohvatiti bagerom, približno 4,00 do 6,00m) moguća su dva rješenja. Prvo rješenje je tzv. **produbljeno temeljenje**. To je zahvat kod kojeg se projektirani temelj naprosto spušta s projektirane kote na kotu dobro nosivog tla. Ovo je moguće učiniti onda, ako nije upitno izvijanje stupa koji se može nalaziti na takvom temelju, zbog povećanja njegove visine, a time i vitkosti. Na slici 9.2 prikazano je produbljeno temeljenje.

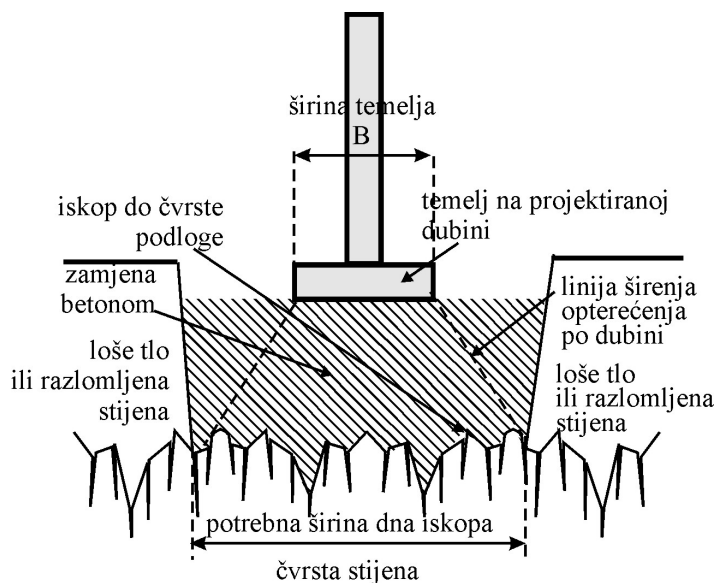


Slika 9.2 Produbljeno temeljenje

Druga je mogućnosti iskop do potrebne kote i ugradnja podbetona. Podbeton mora zadovoljiti kakvoću koju zahtijeva opterećenje temeljem koji će se na njega osloniti. Ovaj način temeljenja primjenjuje se i kod mekih stijena, osjetljivih na utjecaje atmosferilija.

Prilikom temeljenja na mekim stijenama, kao što su na pr. lapori i siltiti, obavezno površinu stijene, na kojoj će se vršiti temeljenje, treba zaštititi odmah nakon iskopa i čišćenja, izravnavajućim slojem podbetona, a **nikako** tucanikom ili kamenom sitneži.

Na slici 9.2 prikazana je zamjena materijala na čvrstoj stjenskoj podlozi, podbetonom.



Slika 9.3 Zamjena tla betonom do dobro nosive podloge

Površinu meke stijene je obavezno trajno zaštititi od utjecaja vode, jer se u suprotnom ona raspada tijekom vremena.

9.3.2 Zamjena nasipom tražene zbijenosti iznad razine podzemne vode

Kada čvrsta stjenska podloga nije na dohvatljivoj dubini, ili je uopće nema na lokaciji, već se na dohvatljivoj ili većoj dubini nalazi neko bolje nosivo tlo, postoji nekoliko načina projektiranja i izvedbe poboljšanja svojstava tla zamjenom materijala. Pri tom je vrlo važno utvrditi razinu podzemne vode.

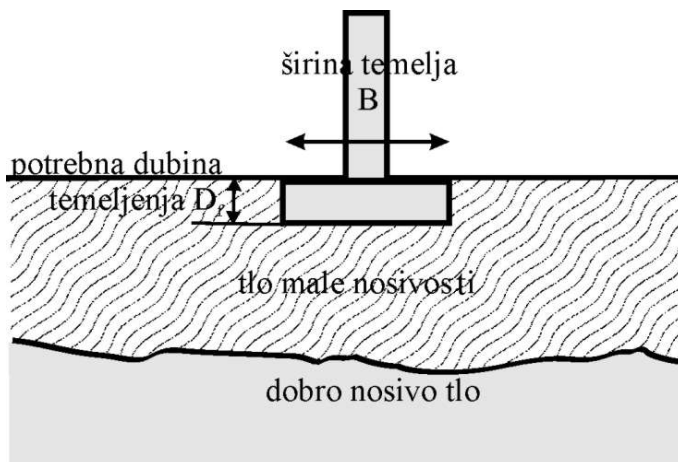
U ovom poglavlju će se razmatrati zahvati ispod temelja kada je **podzemna voda duboko ispod dna temelja**

Najprije treba odrediti koja je svrha zamjene temeljnog tla. To može biti poboljšanje nosivosti, smanjenje ukupnog slijeganja, odnosno da bi se postiglo oba učinka.

–povećanje nosivosti;

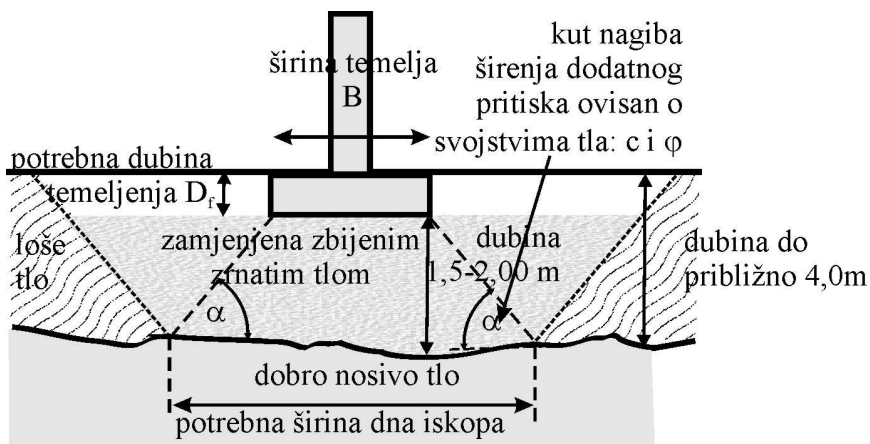
Povećanje nosivosti može se postići zamjenom slabog sloja tla neposredno ispod temelja. Ako je slabo nosivi sloj na dohvatljivoj dubini, može ga se odstraniti u cijelosti i zamijeniti znatim tlom propisane granulometrijske krivulje i propisane zbijenosti. Zbijanje se izvodi u slojevima debljine 30 do 40 cm, a zbijenost se provjerava probnom pločom.

Na slici 9.4 prikazani su odnosi temelja i podloge na koju se temelj naslanja.



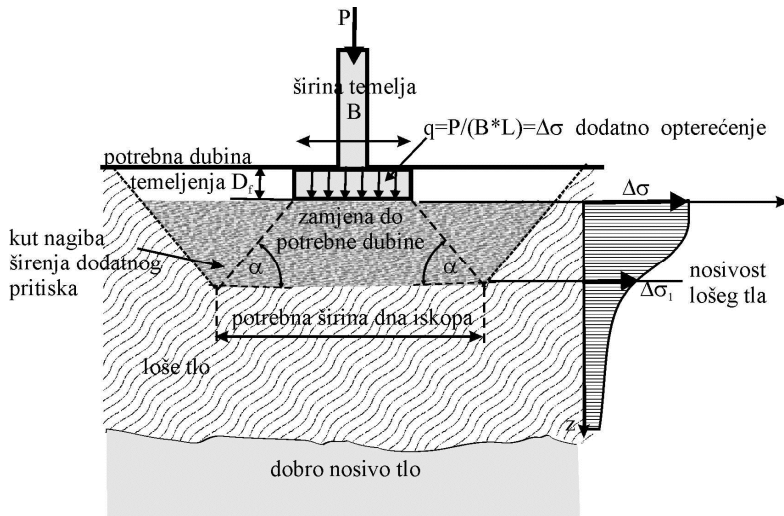
Slika 9.4 Odnos temelja, slabo nosivog tla i dobro nosive podloge

Ugradnjom sloja tražene kakvoće nastoji se postići veća zbijenost ugrađenih slojeva od one koju ima prirodno tlo i time postići veći kut unutarnjeg trenja ugrađenog materijala ϕ , čime se postižu veći proračunski faktori nosivosti N_g i N_q . Kako se ugrađuju najčešće nekoherentna tla, kohezija je u tom slučaju $c \sim 0$, pa faktor N_c nije bitan. Na slici 9.5 prikazana je zamjena lošeg tla u punoj visini.



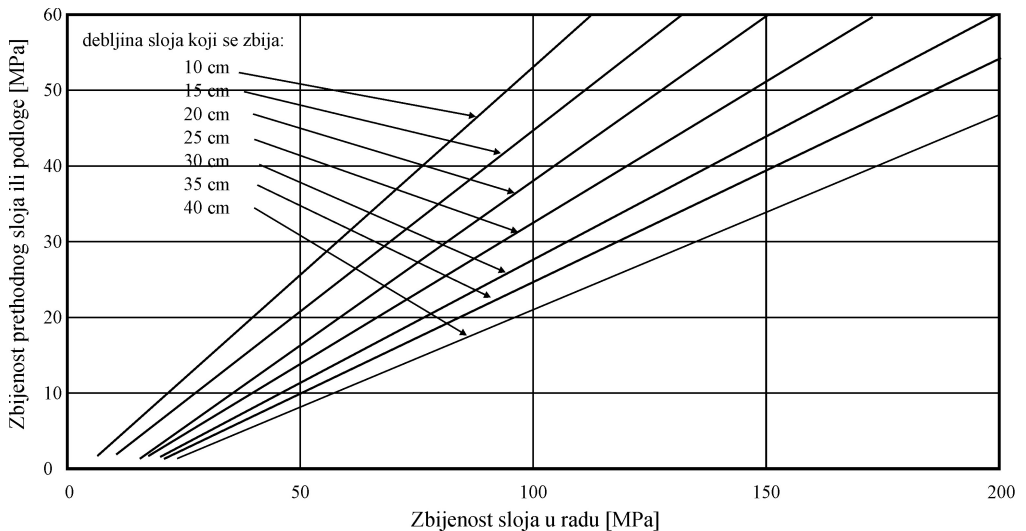
Slika 9.5 Potpuna zamjena lošeg temeljnog tla boljim s kontroliranom ugradnjom

Kada je slabo nosivi sloj veće moćnosti, nije ga potrebno zamijeniti u cijelosti već samo do određene dubine. Potrebna dubina se određuje tako da se izračuna nosivost slabog sloja i raspodjela dodatnih napreznja po dubini za temelj prema projektu. Zamjena se vrši do one dubine na kojoj se javlja nosivost slabijeg sloja ($\Delta\sigma_1$). Na slici 9.6 prikazan je slučaj zamjene temeljnog tla do potrebne dubine.



Slika 9.6 Zamjena temeljnog tla do ograničene, potrebne dubine

Pri određivanju projektnih modula stišljivosti zamjenskih slojeva potrebno je poznavati modul stišljivosti površine prirodnog tla na koju se ugrađuje prvi zamjenski sloj. Moduli stišljivosti (zbijenost) zamjenskih slojeva nisu neovisni o zbijenosti prirodnog tla niti prethodno ugrađenog sloja. Postoji veza između zbijenosti prethodnog sloja, debljine sloja koji se ugrađuje i najveće moguće zbijenosti koja se može postići u sloju koji se ugrađuje. Ta veza propisana je na primjer Voss-ovim (Fos) dijagramom.



Slika 9.7 Voss-ov dijagram za određivanje zbijenosti zamjenskih slojeva (WEB 2))

Ispitivanje površine prirodnog tla, na koju se ugrađuje prvi zamjenski sloj, vrši se probnom pločom promjera $\Phi=600$ mm. Pretpostavka je, da prirodno tlo ima dovoljno malu zbijenost tako da je za postizanje potrebnog dodirnog pritiska moguće osigurati prihvatljivi kontra-teret.

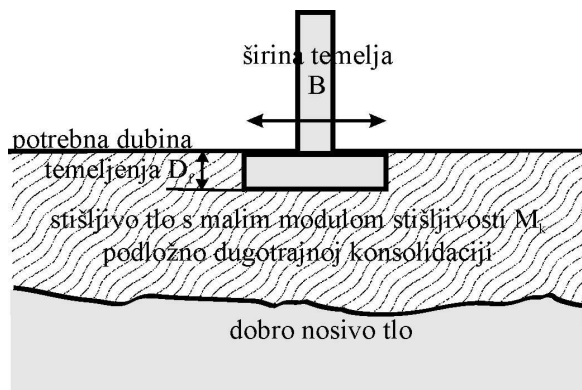
Zamjenski slojevi ispituju se probnom pločom promjera $\Phi=300$ mm, kao i u cestogradnji. Manji promjer ploče zahtijeva manji kontra teret, a debljina sloja je dovoljno mala da se zadovolji provjera ukupne debljine zamjenskog sloja.

Prilikom ugradnje prvog zamjenskog sloja, potrebno je odabrati takav granulometrijski sastav pri kojem neće doći do miješanja s podlogom. Potrebno je ili primijeniti filtarsko pravilo ili ugraditi sloj geotekstila između podloge i prvog zamjenskog sloja.

– smanjenje slijeganja;

Slijeganje je češće kritična, zadana veličina. Ovisno o namjeni građevine, unaprijed je određeno dozvoljeno slijeganje. Stoga je zamjena temeljnog tla češća s razloga ograničenja slijeganja, nego s razloga zadovoljenja nosivosti.

Slično kao kod potrebe povećanja nosivosti i kod potrebe ograničenja odnosno reguliranja slijeganja, mogu se razlikovati dva slučaja. Prvi je kada se manje stišljiva podloga nalazi na dohvatnoj dubini (4-5m ispod površine) odnosno kada je manje stišljiva podloga na većoj dubini.

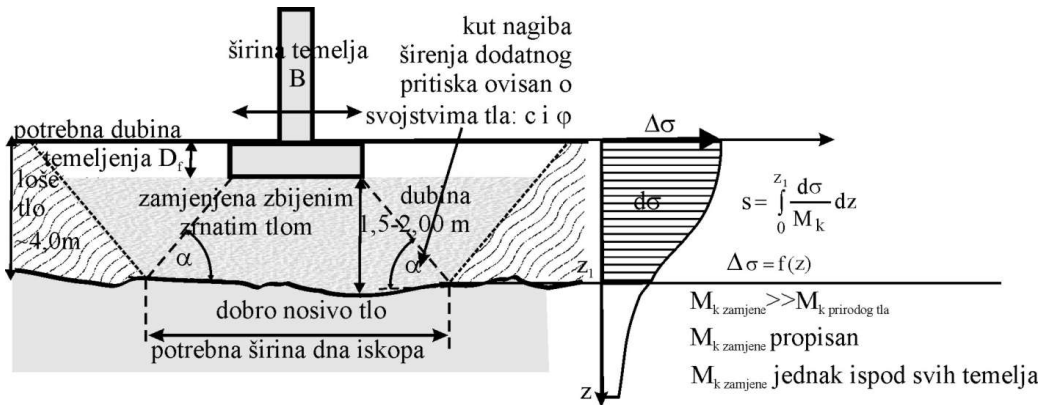


Slika 9.8 Odnos temelja i temeljnog tla kada je potrebno ograničiti slijeganja

Na slici 9.9 prikazana je zamjena lošeg temeljnog tla u cijelosti, a na slici 9.10 djelomično, do potrebne dubine.

Uvjeti za ograničavanje slijeganja sa slike 9.8 podrazumijevaju zamjenu prvog sloja tla, uz zbijanje u slojevima debljine 30-40cm, do propisanog modula stišljivosti. Za unaprijed zadani dodirni pritisak temelja na tlo, uz tako projektirani modul stišljivosti, postiže se projektirano slijeganje, uz pretpostavku da je slijeganje u drugom sloju zanemarivo malo. Veličinu slijeganja u drugom sloju se može ograničiti

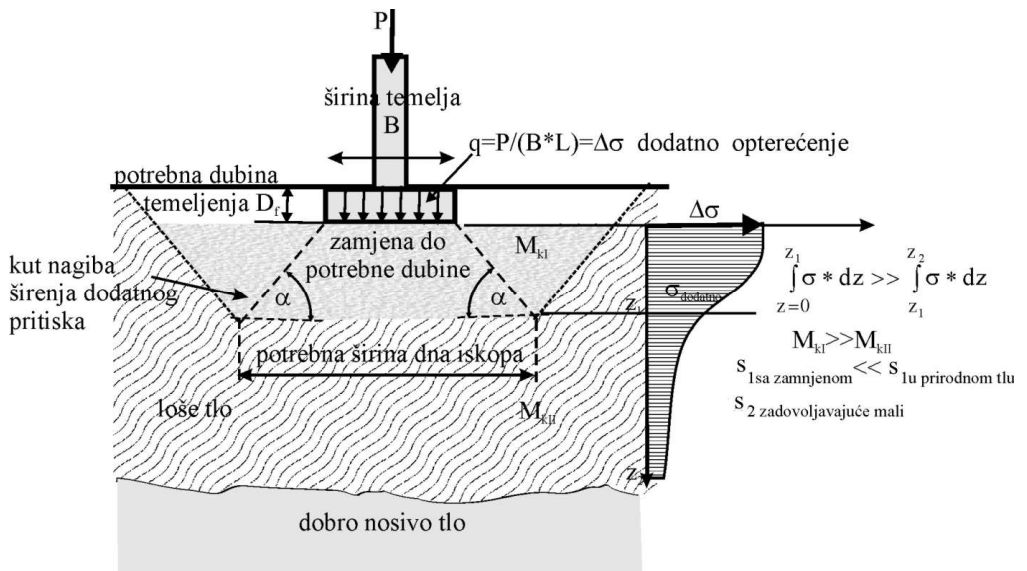
tako da se širinom temeljne plohe odredi veličina dodatnog naprezanja na površini i u dubini drugog sloja. Ako je dodatno naprezanje u drugom sloju primjereno stišljivosti drugog sloja, ovo slijeganje može zaista biti zanemarivo.



Slika 9.9 Zamjena temeljnog tla u potpunosti s uvjetima koji osiguravaju smanjenje slijeganja

Kada je slabi, stišljivi sloj veće moćnosti, zamjena se vrši samo do potrebne dubine, tehnološki na isti način kao kod prethodnog slučaja. Ovo je prikazano na slici 9.10.

Na slici 9.10 sa s_1 je označeno slijeganje dijela tla u kojem se vrši zamjena, a sa s_2 slijeganje preostalog dijela slabog, stišljivog sloja. Za istu veličinu dodatnog naprezanja će slijeganje biti znatno manje u zamijenjenom sloju tla projektirane stišljivosti.



Slika 9.10 Ograničenje slijeganja zamjenom dijela lošeg sloja

U dubljem dijelu stišljivog sloja, veličina preostalih dodatnih naprezanja izaziva zadovoljavajuće malo slijeganje. Raspodjela dodatnih naprezanja može se prilagoditi izborom širine temelja.

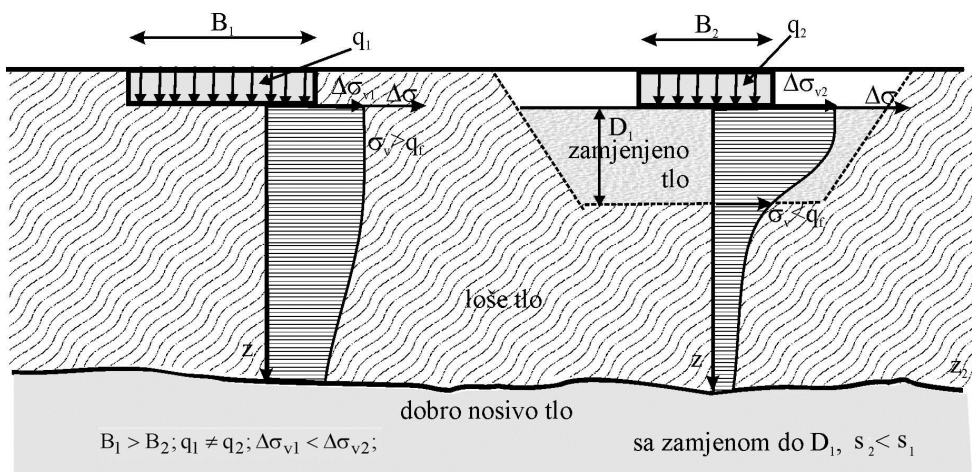
–povećanje nosivosti i smanjenje slijeganja;

Najčešće je, kod pojave sloja slabe nosivosti i temeljne plohe na projektiranoj dubini, potrebno izvršiti zamjenu temeljnog tla da bi se povećala nosivost i smanjilo slijeganje. U tom slučaju postoji mogućnost prilagodbe raspodjele dodatnih naprezanja po dubini, odgovarajućim odabirom širine temeljnih stopa, ili traka.

Uvaži li se da je za traku opterećenu uzdužno stalnim, uspravnim opterećenjem Q [kN/m']: $q = \sigma_v = \frac{Q}{B}$, može se zaključiti da se promjenom širine trake B , može utjecati na intenzitet dodirnog pritiska q , odnosno dodatnog uspravnog naprezanja na plohi temelj – tlo, $\Delta\sigma_v$.

S druge strane, dubina utjecaja dodatnog opterećenja ovisi o širini temelja B . Ako se ugradi sloj veće nosivosti ispod temelja, to omogućava prijenos opterećenja na temelj manje širine, koji ima manju dubinu utjecaja dodatnog opterećenja po dubini.

Na slici 9.11 prikazano je kako zamjena temeljnog tla uz promjenu širine temelja, B , može utjecati na poboljšanje u smislu povećanja nosivosti i smanjenja slijeganja promatranog temelja. Dubina utjecaja dodatnih pritisaka od temelja u uobičajenim okolnostima seže do $3B$. Ispod te dubine se dodatni pritisak može zanemariti.

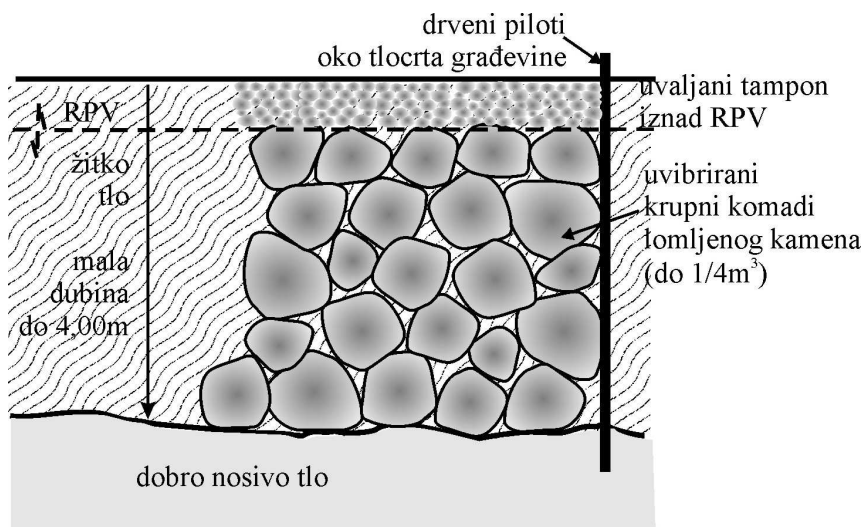


Slika 9.11 Povećanje nosivosti i smanjenje slijeganja zamjenom tla i suženjem temelja (q_f =čvrstoća prirodnog tla)

9.3.3 Zamjena tla nasipom kod visoke razine podzemne vode

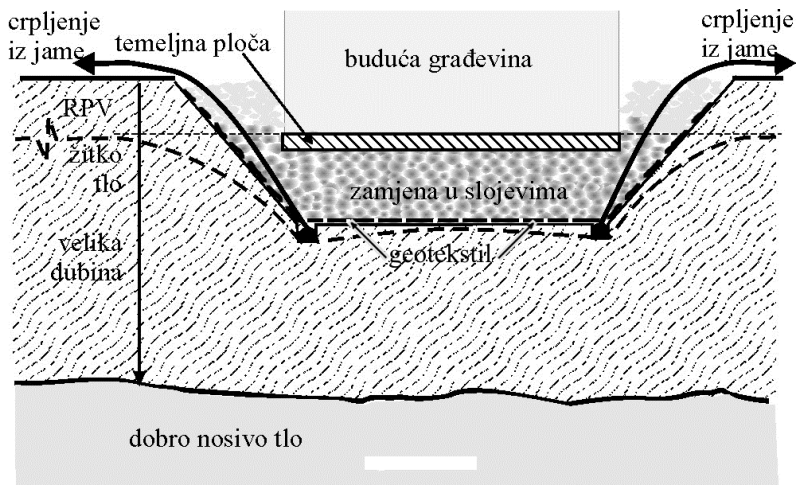
Žitko i slabo nosivo tlo često se javlja na močvarnim i muljevitim terenima. Ovakva se tla nalaze na riječnim ušćima, plitkim lagunama, obalama jezera, starim koritima naknadno zapunjenim nanosom i sličnim lokacijama.

Jedna od najstarijih metoda poboljšanja ovakvog tla je nasipavanje krupnim komadima kamena, koji pod vlastitom težinom tonu u mulj. Ovo je moguće izvesti kada žitki sloj nije previše deo (do približno 4,00m). Pojavom vibro-valjaka i vibro-žaba, moguće je pospješiti tonjenje kamena valjanjem iznad razine vode. Prostor u koji se potapa krupni kamen može se tlocrtno ograničiti zabijanjem drvenih pilota ili platica oko oboda tlocrtne površine, da se dio kamena ne gubi bočno u mulj.



Slika 9.12 Poboljšanje žitke podloge vibriranjem krupnog kamena u mulj

Kada podloga nije dovoljno žitka da bi se u nju moglo utopiti krupno kamenje, potrebno je izvršiti zamjenu materijala u slojevima uz nabijanje. Na dodiru autohtonog tla i nasipa treba osigurati da ne dođe do miješanja i upadanja krupnijeg nasipa u sitniju podlogu. To je najjednostavnije postići ugradnjom vodopropusnog sloja geotekstila. Da bi se mogla postići potrebna zbijenost, potrebno je sniziti razinu podzemne vode ispod najniže kote iskopa, jer u protivnom zbijanje nije moguće. To se postiže trajnim crpljenjem vode iz građevne jame. Valja voditi računa da ne dođe do hidrauličkog sloma na virnoj plohi pokosa iskopa. Ovaj način zamjene je potrebno pažljivo projektirati.



Slika 9.13 Zamjena tla pod temeljem pri visokoj razini podzemne vode

Crpljenje je potrebno provoditi 24 sata na dan toliko dugo dok se ne postigne dovoljna težina građevine da može nadoknaditi utjecaj uzgona (izvesti barem prvu etažu građevine).

Kada je tlo takvo da uslijed crpljenja postoji mogućnost pojave hidrauličkog sloma, treba primijeniti zaštitu građevne jame na neki drugi, odgovarajući način.

Za zbijanje i odabir granulometrijske krivulje zamjenskog tla vrijedi sve rečeno za zamjenu bez prisustva vode.

9.4 STABILIZACIJA TLA DODACIMA

9.4.1 Općenito

Ovakva stabilizacija tla odavno je poznata tehnička mjera, koja se koristi kod izgradnje prometnica na lošem tlu. Kod plitkog temeljenja ne primjenjuje se često ali može u određenim uvjetima biti od koristi i ekonomski opravdana. Postupak je sličan kao kod zamjene nasipom, ali se mjesto prirodnog, zrnatog tla, ugrađuje stabilizirana podloga. Time se postiže manja stišljivost i veća posmična čvrstoća, a poboljšavaju se i ostala mehanička svojstva tla.

Pod stabilizacijom se podrazumijeva miješanje prirodnog tla s različitim dodacima i vodom. Osim prirodnog tla kao punilo (agregat) mogu služiti i neke industrijske otpadne tvari. Ti dodaci mogu biti zrnati materijali za poboljšanje granulometrijskog sastava tla, veziva (vapno i cement), te u novije doba sintetički materijali, ulja, bitumeni itd.

Jedna mogućnost, koja također spada u ovu grupu zahvata je mehanička stabilizacija. To je zahvat pri kojem se osnovnom tlu, uske granulometrijske krivulje, dodaju određene frakcije da bi se postigla granulometrijska krivulja jednoliko raspoređenih frakcija u širokom rasponu (nastoji se dobiti GW ili SW krivulja). Ovim se načinom postiže bolja ugradivost prilikom zbijanja.

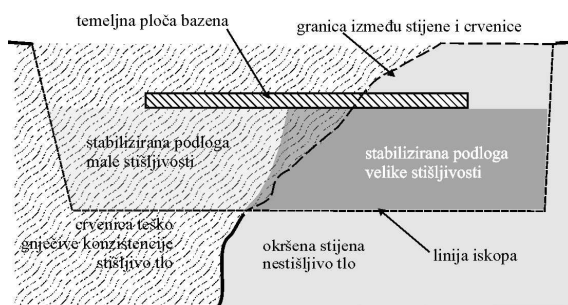
Stabilizacija vapnom koristi se za koherentna, glinovita tla, a stabilizacija cementom za nekoherentna tla. Ovom posljednjom mješavinom se postiže tzv. cementirano tlo (soil-cement). Osim prirodnih gradiva, danas se za spravljanje stabilizacije koriste i različiti industrijske otpadne tvari, kao što su topionička šljaka, pepeo i šljaka iz termoelektrana, leteći pepeo, ugljena prašina, cementna prašina i drugi slični industrijski ostaci (Roje-Bonacci, 2006.) koji služe kao vezivo ali neki mogu služiti i kao punilo (agregata). Više o sastavu i načinu pripreme mješavina za stabiliziranu podlogu može se naći u literaturi (Winkerton, Pamukcu, 1991.)

9.4.2 Stabilizacija plitkih slojeva tla dodacima

Postoje dvije mogućnosti izvedbe plitke stabilizacije tla dodacima. Jedna je rijanje prirodne površine tla s dodavanjem sredstva za stabilizaciju. Nakon toga se ponovnim rijanjem miješa tlo s dodatkom i konačno zbjija valjanjem bez ili sa vibriranjem, ovisno o vrsti tla. Na ovaj se način mogu stabilizirati samo relativno tanki, površinski slojevi tla.

Drugi je način da se stabilizirana podloga pripravi van prostora ugradbe i ugrađuje slično kao i zamjenjujuće tlo, u slojevima uz valjanje, bez ili s vibriranjem, ovisno o vrsti tla. Na taj način nastaje sloj projektirane debljine, projektiranih, unaprijed zadanih svojstava. Mješavine se određuju laboratorijskim pokusima kojima se određuje količina veziva i vlažnost. Konačno se svojstva ispituju u laboratoriju na način da se uzorci odabranog sastava zbijaju po Proctoru, a zatim ispituju na stišljivost (edometarski pokus) i čvrstoću na smicanje, prema važećim standardima za laboratorijska ispitivanja. Kada se radi o stabilizaciji s vezivom, ispituje se i trajnost, postojanost na vlaženje-sušenje i postojanost na smrzavanje (vidi Winkweron i Pamukcu, 1991.).

Kod plitkog temeljenja stabilizacija tla se može upotrijebiti kada se naiđe tlo izrazito različitih svojstava na tlocrtnoj površini jedne te iste građevine. Tada je moguće dio lošeg tla popraviti nekom od mjera stabilizacije i na taj način ujednačiti svojstva podtemelnog tla. Na slici 9.14 prikazana je primjena stabilizacije za ujednačavanje svojstava tla ispod ploče bazena izvedenog na rubu vrtače.



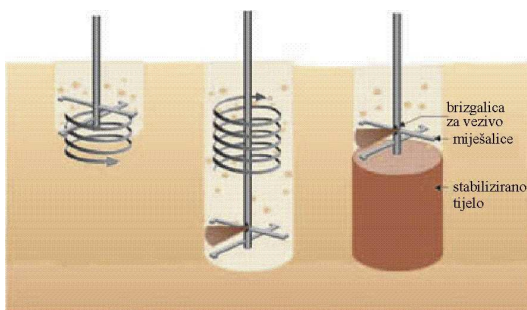
Slika 9.14 Primjena stabilizirane podloge kod temeljenja ploče bazena na tlu izrazito različitih svojstava

U ovom primjeru prvo je odstranjen dio nestišljive stijene do određene dubine, kao i dio stišljive gline do iste dubine. zatim je izvršena zamjena u slojevima, stabiliziranom podlogom programirane zbijenosti. Stišljivost stabilizirane podloge u slučaju bazena sa slike 9.14 je tako projektirana da stišljiva podloga iznad stijene nadoknadi slijeganje koje će se odvititi u preostalom dijelu crvenice unutar kojeg još dopire dodatni pritisak uslijed opterećenja pločom bazena. Iznad crvenice je projektiran sloj vrlo male stišljivosti, da bi se izjednačila slijeganja na cijeloj tlocrtnoj površini.

Sličnih slučajeva u kršu ima dosta i mnogi su riješeni primjenom stabilizacije.

9.4.3 Stabilizacija dubokih slojeva tla

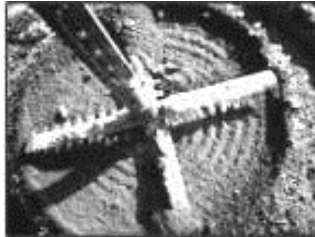
Današnja tehnologija omogućuje dodavanje veziva i miješanje s podtemeljnim tlom u dubokim slojevima (na pr. MIP tehnologija). Na slici 9.15 je prikazan je jedan od načina izvedbe ovakvog poboljšanja tla. Pribor se vrti i razrahljuje tlo do potrebne dubine. Zatim se kroz središnju cijev pod pritiskom ubacuje vezno sredstvo, pribor ubrzano rotira i miješa tlo i vezivo, a istovremeno se pribor programirano podiže.



Slika 9.15 Shema miješanja tla i veziva u dubini (WEB 13)

Ovaj postupak se razlikuje od mlaznog injektiranja i MIP tehnologije.

Kao dodaci koriste se: cement, leteći pepeo, šljaka iz visokih peći i termoelektrana, vapno, razni drugi dodaci kao i međusobne kombinacije navedenih tvari, (Hayward Baker, 2004.). Postoji suhi i mokri postupak. Fotografija ovog pribora dana je na slici 9.16.

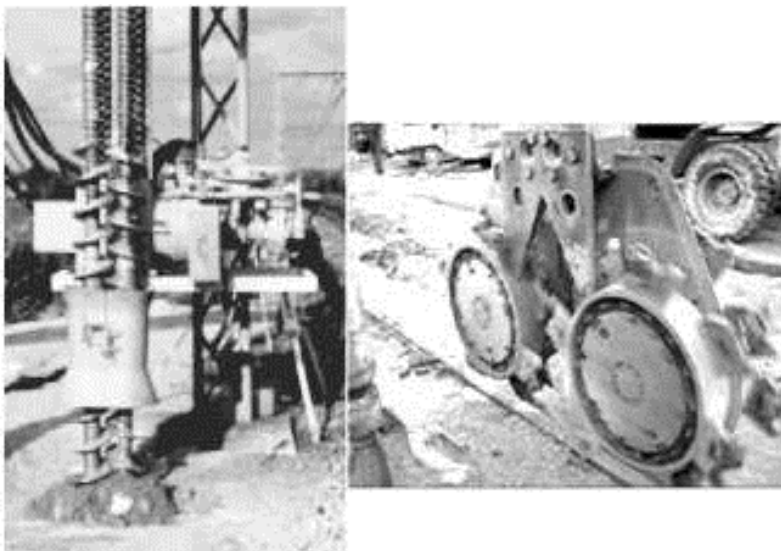


Slika 9.16 Pribor za dubinsko miješanje sustava Keller

Izvođači ovih vrsta radova nude različite sustave za razrahljenje i miješanje, ovisno o vrsti tla, namjeni podtemeljnog zahvata, traženom obliku stabiliziranih tijela u tlu itd. Valja napomenuti da se ova tehnologija koristi općenito za poboljšanje svojstava tla ne samo kao podtemeljna građevina već i u druge geotehničke svrha kao na primjer: vodonepropusne pregrade, zagatne stijenke, mikropiloti i slično.

Da je tehnologija zanimljiva pokazuje i interes koji su pokazali geotehničari Sveučilišta u Oxfordu, koji su 2007. godine započeli rad na projektu SMiRT (Soil Mix Remediation Technology), ispitujući razne vrste pribora za izvođenje i razne vrste veziva za razne vrste tala.

Na slici 9.17 prikazana su dva uređaja za razrahljenje i miješanje tla i veziva. (WEB 14).



Slika 9.17 Pokusne miješalice iz projekta SMiRT

Na slici 9.18 prikazan je još jedan uređaj za dubinsko miješanje tla.



Slika 9.18 Uređaj za dubinsko miješanje tla (WEB 15)

Najčešća je mješavina vapna i cementa, koja se pokazala dobra za razne vrste tala. Mješavinom vapna i cementa u različitim omjerima moguće je prilagoditi vezivo određenoj vrsti tla. O omjeru vapna, cementa i tla ovisi čvrstoća stabilizirane mase, pa se tako može dobiti poboljšanje čvrstoće podtemeljnog tla u širokom rasponu. Na slici 9.19 prikazano je otkopano tijelo stabiliziranog tla.



Slika 9.19 Otkopana tijela stabiliziranog tla

Grupiranjem stupova ojačanog tla može se izvesti duboki temeljni blok, ojačati prostor budućih temeljnih traka, ali najsigurniji učinak ima jednoliki, računski pravilno odabrani skup stupova ispod temeljnih ploča buduće građevine. NIJE PREPORUČLJIVO OVU TEHNOLOGIJU IZVODITI KAO ZAMIJENU ZA PILOTE. Ona prvenstveno služi za poboljšanje svojstava lošeg tla kada se želi smanjiti slijeganje na prihvatljivu mjeru.

Učinak se može provjeriti nekom od metoda penetracije.

9.5 DUBINSKO ZBIJANJE TLA

9.5.1 Dinamička stabilizacija tla s površine

Dinamička stabilizacija vrši se dinamičkim učinkom građevinskih strojeva na tlo. Pogodna je za organska tla, zasićena stnozrna tla i odlagališta jalovine i komunalnog otpada. Pod ovim pojmom u temeljenju se podrazumijeva posebni način zbijanja tla s površine. Radi se o slobodnom padanju utega težine od 0,6 do 2,0 MN s visine od 15-25m, koji visi na grani dizalice kao na slici 9. 20.



Slika 9.20 Oprema za dinamičko zbijanje tla

To je relativno jeftini način da se poboljšaju svojstva površinskih slojeva tla. Primjena je učinkovita za zbijanje rahlih pijesaka i prašina odnosno za zbijanje starih nasipa i odlagališta komunalnog otpada. Prema podacima iz literature (TerraSystem, 2009.), kada postoji sumnja da u podzemlju postoje kaverne, vrtače ili ponori, ovaj način poboljšanje tla je također učinkovit.

Zbijati se može cjelokupna površina ispod buduće građevine ali i površina ispod samo pojedinačnog temelja, ovisno o potrebama i projektnim zahtjevima.

Učink zbijanja može se približno proračunati pomoću jednadžbe 9.1 (WEB 11)

$$d_{\text{maks}} = n\sqrt{WH} \quad (9.1)$$

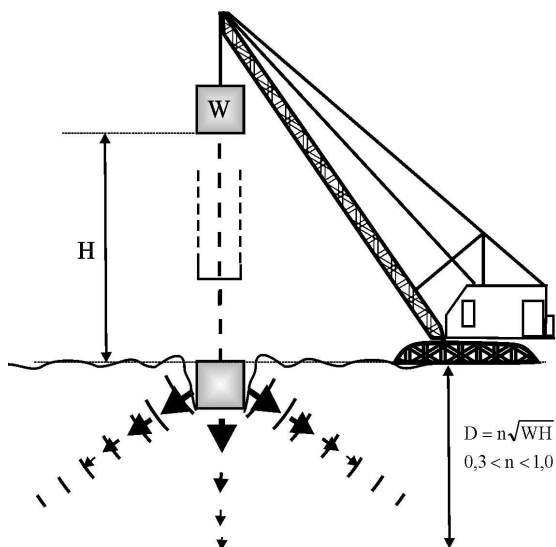
pri čemu je W = težina utega u tonama, H = visina padanja u metrima, a n je iskustveno 0,5. Za čiste pijeske, n , može biti i veći od 0,9.

Učinak utega prikazan je na slici 9.21.



Slika 9.21 Učinak pada utega pri dinamičkoj stabilizaciji (WEB 6)

Za iskustveni koeficijent, n , u literaturi je moguće naći još neke podatke, ovisi o vrsti tla. On se kreće od 0,3 do 1,0. Nastavno je to prikazano na slici 9.22.

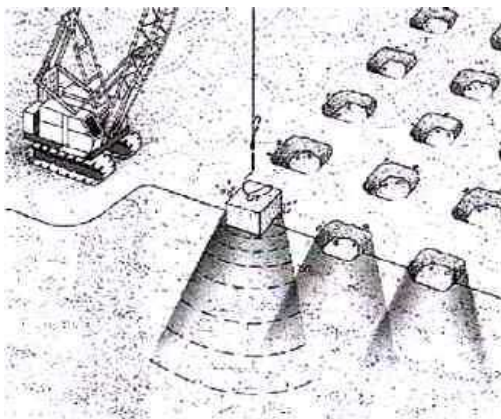


Slika 9.22 Dubina utjecaja dinamičke stabilizacije.

Stabilizacija se osniva na učinku širenja valova kroz tlo, pod utjecajem kojih dolazi do zbijanja rahlog tla. U slučaju većih šupljina učinak je malo drugačiji, tj trebalo bi da zbijanje izazova slom krovine koja će se urušiti u šupljine. U oba slučaja na površini ostaju šupljine koje je naknadno potrebno popuniti i kontrolirano zbiti na traženu mjeru, prema projektu.

Na slici 9.23 dana je skica učinka dinamičke stabilizacije tla u prostoru tj. po

dubini. Da bi postupak bio uspješan potrebno je pažljivo razraditi razmak među mjestima udara



Slika 9.23 Učinak zbijanja u dubini tla

Stupanj poboljšanja tla svodi se na povećanje relativne zbijenosti (D_r), pri čemu se mijenja porozitet e . Provjera se može vršiti utvrđivanjem poroziteta e , nakon zbijanja, ali i ispitivanjem standardnim penetracijskim pokusom (SPP/SPT), statičkim penetracijskim pokusom (CPT), pomoću mjerenja presiometrom (PMT), ili nekim drugim, propisima priznatim pokusom, za provjeru gustoće tla.

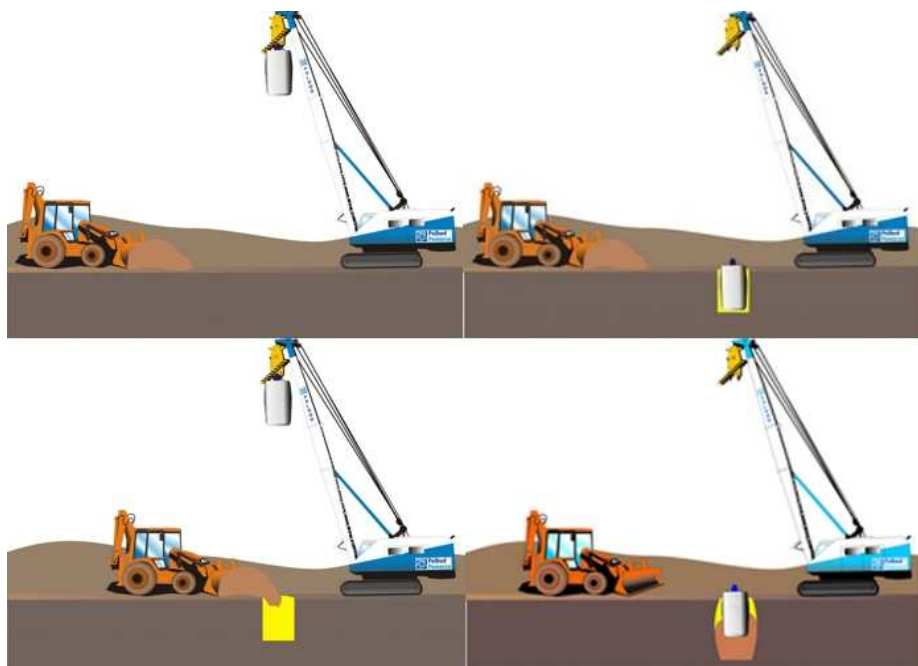


Slika 9.24 Veličina rupe koja nastaje pri udaru tereta o tlo

Postupak je moguć pri postojanju razine podzemne vode u dohvat utjecaja udara. Tada je potrebno voditi računa o disipaciji pornih pritisaka koji se pojavljuju prilikom ovog postupka.

Nakon zbijanja potrebno je popuniti nastale rupe. To se može učiniti nasipavanjem nekoherentnog tla uz zbijanje ili razgrtanjem okolnog tla u rupe, također uz površinsko zbijanje valjcima, vibrovaljcima i drugim sličnim strojevima.

Postoji postupak s dodavanjem i zbijanjem dodanog nasipa (WEB 16). Na slici 9.25 prikazana je shema ovakvog zbijanja, a na slici 9.26 polje s nizom dizalica i nabijača u radu.



Slika 9.25 Dinamička stabilizacija s površine sa zbijanjem dodatnog nasipa

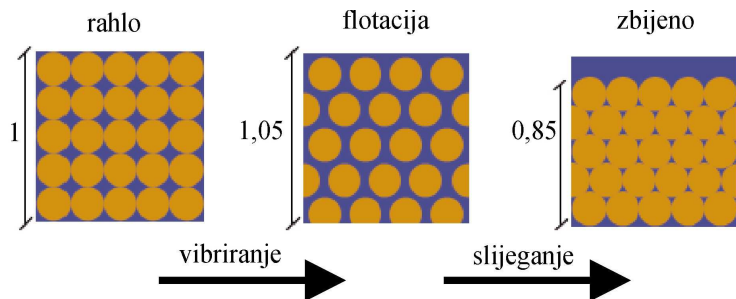


Slika 9.26 Polje s nizom strojeva za dinamičku stabilizaciju s dodatnim nasipanjem

9.5.2 Dinamička stabilizacija vibriranjem ispod površine i vibroflotacija

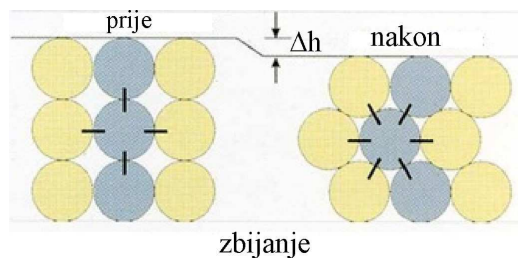
Ovaj način poboljšanja temeljnog tla je učinkovitiji od zbijanja s površine. Vrlo je koristan za tla sklona likvefakciji (rahli pijesci jednolikog granulometrijskog sastava), kao i za ojačanje hidrauličkih nasipa, nastalih refuliranjem pijeska. Primijenjen je prvi put 70-tih godina 20. stoljeća u Njemačkoj. Relativno je jeftin i vremenski brz. Pokazalo se da je učinkovit do dubine od oko 4,0m. Može se izvoditi bez ili sa dodavanjem nekoherentnog tla u temeljno tlo. Praksu prati i razvoj teorija u smislu numeričkog modeliranja zbijanja vibroflotacijom (Geise, 2003.).

Postupak se temelji na pobudi čestica nevezanog tla, koje se premještaju iz rahlog u zbijeniji položaj. Na taj se način postiže veća relativna zbijenost (D_r) i poboljšavaju fizičko-mehanička svojstva tla. Zbijanje je shematski prikazano na slici 9.27.



Slika 9.27 Postupak premještanja čestica prilikom vibroflotacije

Kada se odabere pravilan raspored izvođenja, stvara se zgusnuti prostor ispod površine tla, pogodan za plitko temeljenje. Smanjeni obujam rezultira gušćim rasporedom čestica na račun pora. Povećava se broj točaka dodira između pojedinih čestica, što bitno utječe na povećanje trenja među česticama i poboljšanje ostalih fizičko-mehaničkih svojstva tla. Učinak zbijanja može se objasniti slikom 9.28.

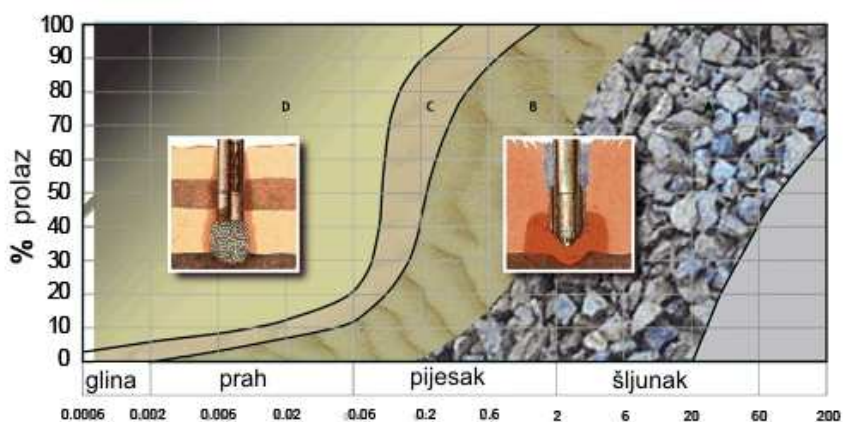


Slika 9.28 Premještanje čestica nakon vibriranja i povećanje broja dodirnih točaka

Prvobitni se postupak temeljio isključivo na upuštanju pribora u tlo isključivo vibriranjem. Zatim je izrađen pribor koji uz vibriranje pospješuje pokretljivost čestica mlazom vode koji izlazi na vrhu pribora. Stoga se ova tehnika naziva vibroflotacija. Danas postoji niz izvođača koji nude vlastitu tehnologiju s učinkom vibroflotacije.

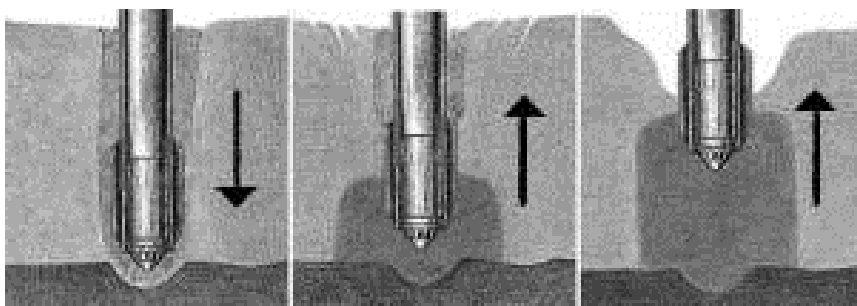
U koherentnim tlima postupak vibriranja i vibroflotacije ima učinak različit od onoga u rahlim, nekoherentnim tlima. U koherentnom se tlu ne može pobuditi premještanje čestica, već uređaj isključivo stvara prostor u tlu u koji ulazi, zbija okolno tlo, ne bitno, ali povećava porne pritiske, ako je tlo potpuno zasićeno. Novostvoreni prostor se puni nekoherentnim tлом i nastaju šljunčani stupovi u tlu. Šljunčani stupovi u tlu imaju učinak povećanja gustoće tla, osiguravaju ojačanje tla, a učinkoviti su i kao šljunčani drenovi koji znatno mogu ubrzati proces konsolidacije. (WEB 6).

Granice postupka bez odnosno sa dopunom šljunkom, ovisno o krupnoći tla prikazane su na granulometrijskom dijagramu na slici 9.29. Područje D nije pogodno za premještanje čestica, te se tu ugrađuje šljunak u nastali prostor. (WEB 5)



Slika 9.29 Granice postupka zbijanja bez i sa dodavanjem šljunčanog zasipa

Na slici 9.30 prikazan je učinak vibratora bez dodavanja šljunka u detalju, a na slici 9.31 isti učinak u prostoru.

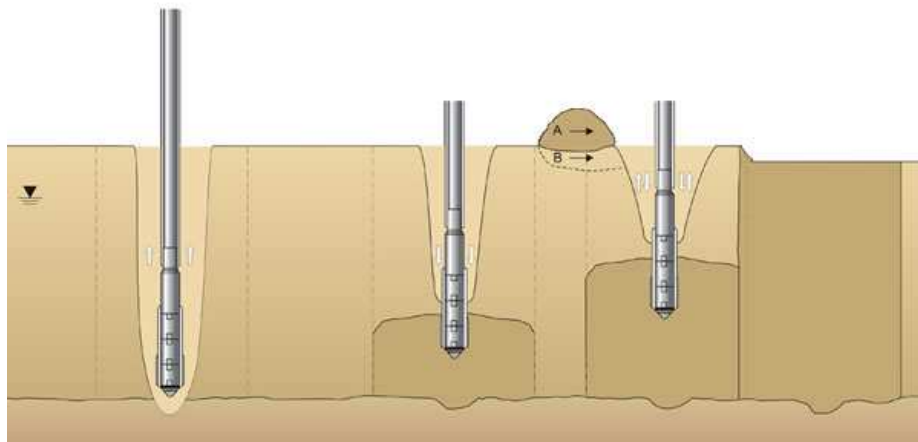


Slika 9.30 Učinak vibriranja bez dodataka (detalj)

Na slici 9.31 uočava se hrpa tla uz vibriranu površinu, koja tone. Na taj se način može nadomjestiti dio utonulog tla oko mjesta ugradnje. Ovo treba razlikovati od

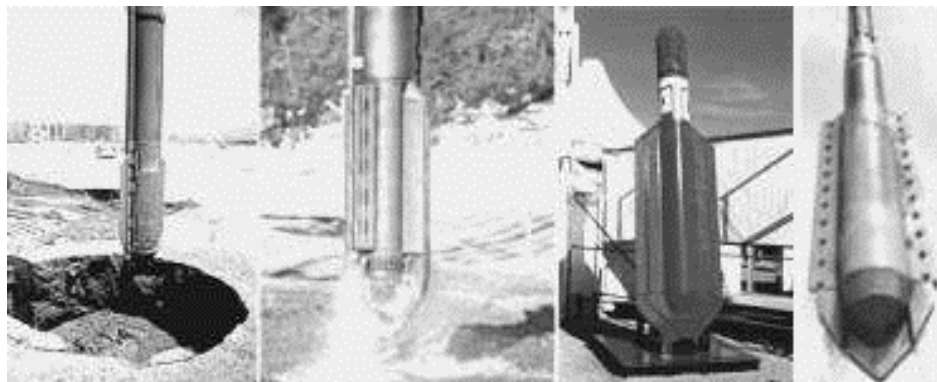
postupka s dodavanjem šljunka. Ovdje se ne djeluje na dodani materijal, već on samo nadomješta nastali prostor.

Odabir razmaka mora biti takav da dođe do preklapanja učinka vibracije.



Slika 9.31 Vibriranje sa slijeganjem površine na račun smanjenja poroziteta

Postupak se sastoji u tome da sonda vibriranjem ulazi u tlo do određene dubine i idući prema gore vibrira i zbija okolno tlo. Postupaka vibriranja ima više. Uz vibriranje malja, flotacija nekoherentnih tala postiže se pomoću mlaza vode na vrhu sonde, kako je prije rečeno ili pomoću komprimiranog zraka. Nekoliko vrhova prikazano je na slici 9.32.



Slika 9.32 Nekoliko vibratora za vibroflotaciju i dubinsko vibriranje

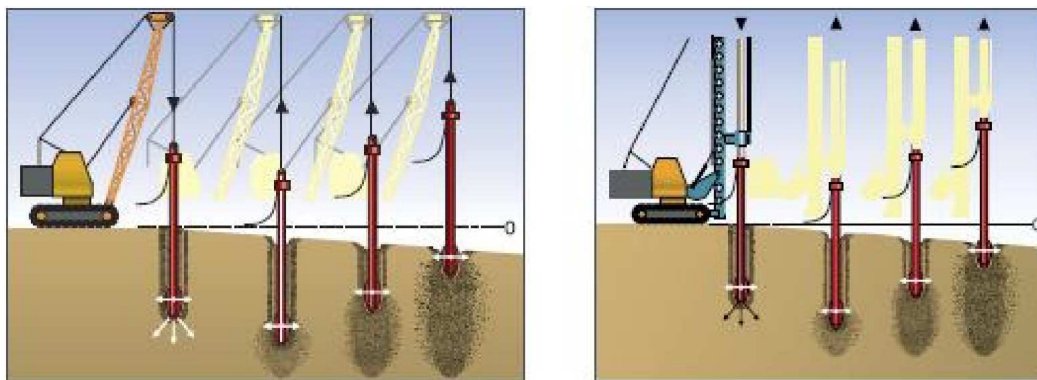
Sonda – vibrator se vješa na granu 50-tonske dizalice ili se postavlja na krutu, uspravnu vodilicu. Ista se tehnika koristi u postupku bez i sa dodavanjem šljunka prilikom vibriranja.

Prilikom dodavanja šljunka, vibriranjem se zbija i šljunak, ubačen u nastalu šupljinu u koherentnom tlu. Tako nastali stupovi u tlu, ispunjeni šljunkom, djeluju kao uspravni drenovi. Koriste se za ubrzanje konsolidacije velikih zapremina tla, na pr. ispod nasipa za autoceste. Oni poboljšavaju svojstva tla u koje su uvibrirani jer povećavaju njegovu gustoću. Na slici 9.33 prikazan je vibrator s dodatnom cijevi za ugradnju šljunka.



Slika 9.33 Sonda za vibroflotaciju sa cijevi kroz koju se dodaje šljunak u osvojeni prostor u koherentnim tlima, vide se otvori za vodu

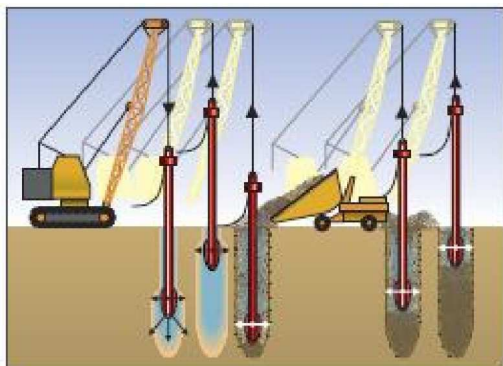
Nastavno je shematski prikazana vibroflotacija bez i sa dodavanjem šljunka za slučaj spuštanja sonde pomoću grane dizalice i pomoću krute vodilice - jarbola. Na skici se jasno vidi slijeganje koje nastaje nakon što čestice tla zauzmu gušći položaj.



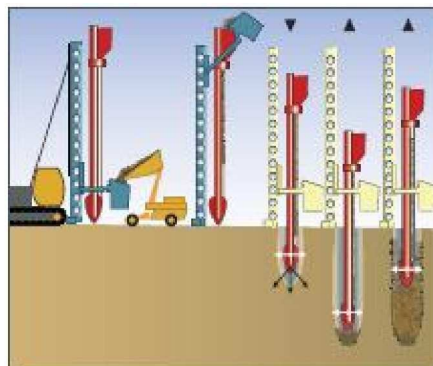
slobodno viseća sonda

sonda na jarbolu

Slika 9.34 Postupak vibroflotacije u rahlom, nekoherentnom tlu bez dodavanja šljunka



slobodno viseća sonda



sonda na jarbolu

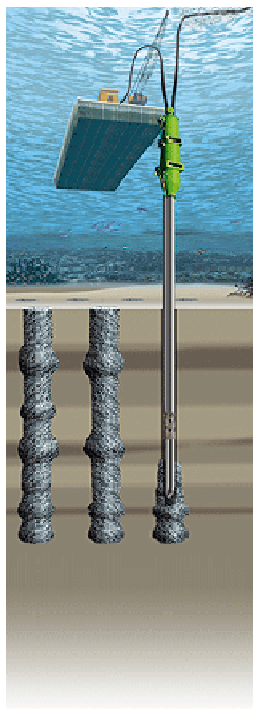
Slika 9.35 Postupak vibroflotacija u koherentnom tlu uz dodavanje šljunka u nastali prostor ispod sonde – vibratora (WEB7)

Razvoj građevinskih strojeva čini izvedbu dubinskog vibriranja tla sve bržom. Tako se pojavljuju tzv. tandemi, dizalice koje nose dva vibratora. Stroj je prikazan na slijedećoj slici.



Slika 9.36 Tandem u radu

Prema podacima iz literature (WEB 5) postupak vibroflotacije je moguće provoditi i u dnu ispod otvorene vodene površine. Postupak je prikazan na slici 9.37.

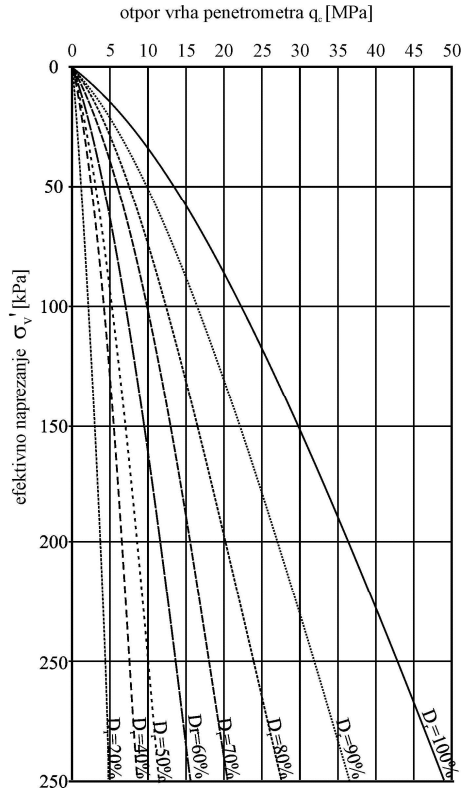


Slika 9.37 Vibroflotacija s šljunčanim zasipom, ispod razine vode

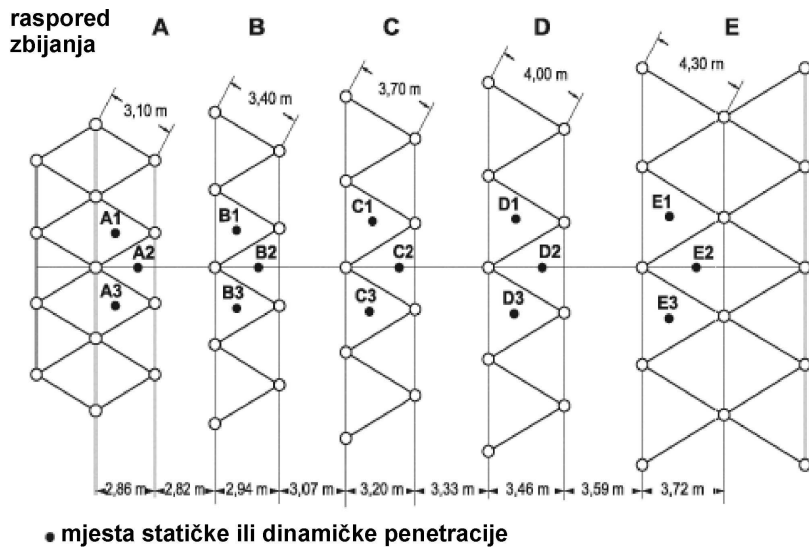
Za korištenje ove metode nema izravnih teoretskih rješenja. Do danas postoje praktična iskustva koja su dostupna korisnicima najčešće na način da ih izvođači stavljaju korisnicima na raspolaganje. Postoje i razrađeni modeli za proračune s pripadajućim računalnim programima. Pored svega bitno je provesti strogu provjeru učinkovitosti postupka.

Na slici 9.38 prikazan je dijagram odnosa efektivnog napreznja i otpora prodiranja šiljka statičkog penetrometra u ovisnosti o relativnoj zbijenosti D_r . Dijagram se može koristiti za ocjenu uspješnosti dubinskog vibriranja u tlu.

Najbolji podaci o postupku dubinskog vibriranja tla mogu se postići izradom probnog polja. Na slici 9.39 prikazano je jedno takvo probno polje s različitim razmacima između mjesta vibriranja. Provjera zbijenosti vrši se, kao i kod dinamičke stabilizacije s površine, statičkim (CPT) penetracijskim pokusom ili dinamičkim, standardnim (SPP) penetracijskim pokusom, ili nekim drugim pokusom za utvrđivanje poboljšanja svojstava tla. Rezultati se mogu provjeriti korištenjem dijagrama sa slike 9.38. Podrazumijeva se naravno da postoje podaci o zbijenosti tla prije zahvata kako bi se mogli usporediti s rezultatima nakon zahvata i ocijeniti učinkovitost zbijanja.



Slika 9.38 Odnos geostatičkog efektivnog naprezanja, otpora vrha penetrometra q_c i relativne zbijenosti D_r (WEB 5)

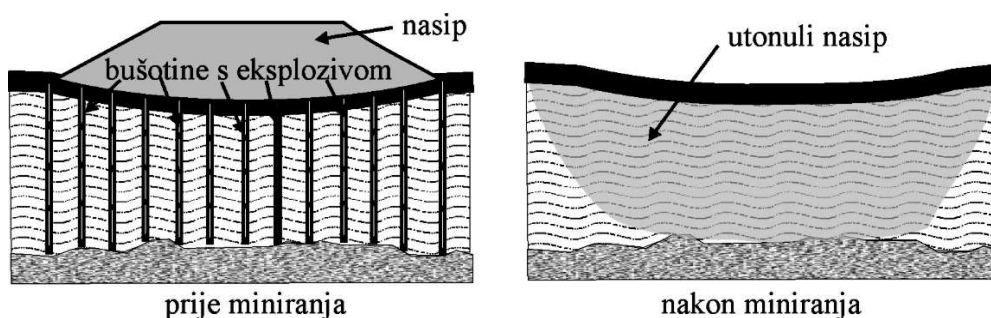


Slika 9.39 Shema probnog polja za dubinsko vibriranje tla

9.5.3 Zbijanje i zamjena tla miniranjem

Metoda je poznata dugi niz godina. Korištena je u Rusiji sredinom 20. stoljeća za zamjenu lošeg, površinskog sloja tla, naročito treseta, pri gradnji prometnica. Postupak se sastoji u tome da se u tlu izvedu bušotine u koje se ugradi eksploziv, a zatim se prostor prekrije određenom količinom šljunka tako da nakon eksplozije šljunak utone u novonastali prostor.

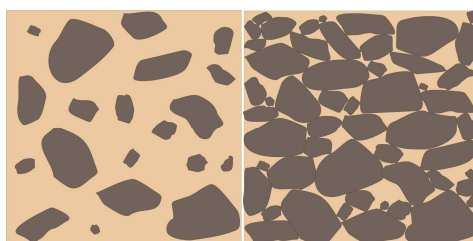
Na slici 9.40 prikazan je načina upotrebe miniranja u poboljšanju kakvoće temeljnog tla za prometnice.



Slika 9.40 Zamjena tla miniranjem na trasi buduće prometnice

Tijekom vremena se ova tehnika zamjene tla i poboljšanja podtemelnog tla usavršila. Danas se na tržištu mogu naći izvođači specijalizirani za ove vrste radova (WEB 16).

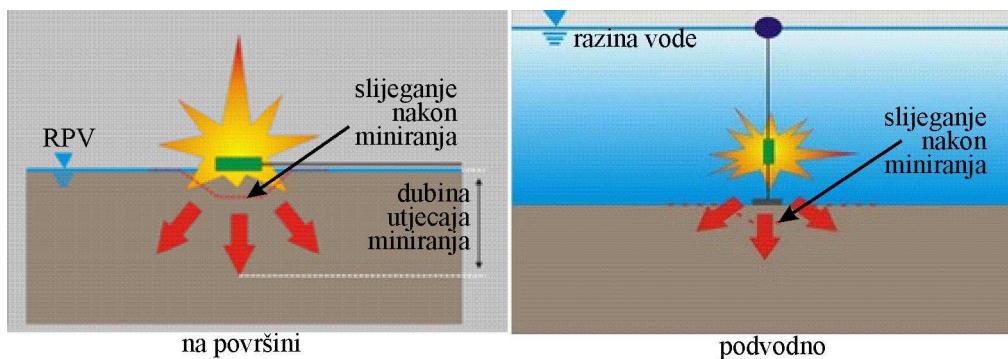
Tehnologija je usavršena tako da se danas izvodi na niz načina. Učinkovit je za pobuđivanje potresnih valova unutar mase tla, koji izazivaju flotaciju čestica. Koristi se za površinsko i dubinsko zbijanje rahlih, nekoherentnih tala, najčešće rahlih pijesaka sklonih likvefakciji kao i za zbijanje mekih sitnozrnih tala kao na pr. mulj i treset. Učinak je prikazan na slici 9.41.



Slika 9.41 Raspored čestica u tlu. Lijevo prije miniranja; desno nakon miniranja

Učinak miniranja na površini sličan je dinamičkoj stabilizaciji s površine. Prema postojećim podacima, 1kg eksploziva (TNT) odgovara energiji udarca malja od 5 tona koji slobodno padne s visine od 100 metara.

Jednu od novijih tehnika, mikrominiranje, moguće je primijeniti pri visokoj razini podzemne vode kao i na površini tla (dnu) ispod vode, kako je prikazano na slici 9.42.



Slika 9.42 Učinak mikrominiranja na površini tla i ispod površine vode

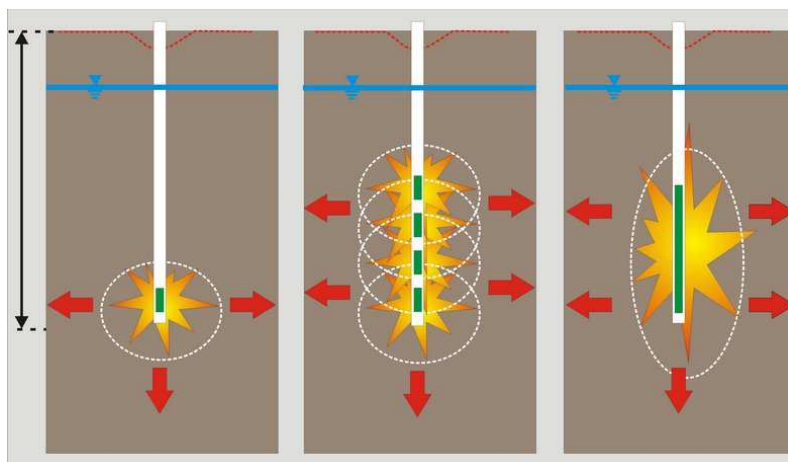
Na slici 9.43 vidi se učinak miniranja na površini tla.



Slika 9.43 Učinak miniranja na površini (WEB 16)

Osim s površine, zbijanje je moguće provoditi i u dubini, u bušotini. Pažljivo odabranom količinom eksploziva mogu se postići različiti učinci zbijanja, koji

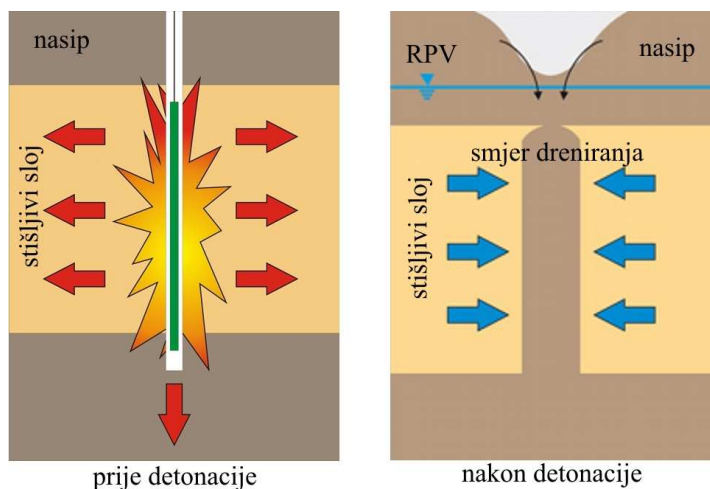
odgovaraju konkretnoj lokaciji, vrsti tla i zahtjevima buduće građevine koja će na lokaciji biti temeljena. Na slici 9.44 prikazani su mogući načini miniranja u bušotini.



Slika 9.44 Mogući načini punjenja pri mikro miniranju u bušotini

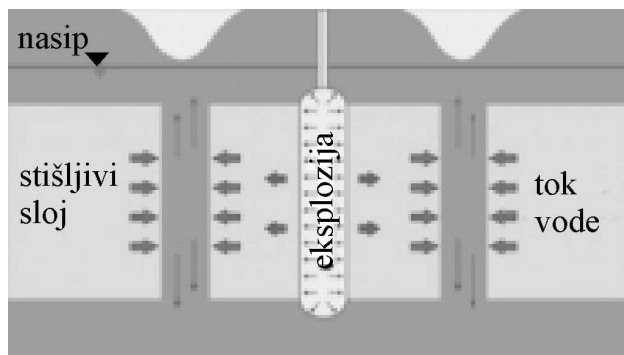
Ovakav način mikro miniranja primijenjen je u Hrvatskoj za zbijanje mješavine komada stijena i šljunka prilikom izgradnje marine u Ičićima.

U koherentnim tlima nije moguće izazvati flotaciju i pomicanje čestica. Tu se mikro miniranje može koristiti za izvedbu pješčanih drenova. Za to je potrebno površinu, na kojoj se izvodi poboljšanje tla, prekriti nasipom od pijeska provjerene granulacije da zadovolji filtarsko pravilo. U trenutku miniranja pijesak puni nastali prostor u koherentnom tlu i oblikuje uspravni dren koji uvjetuje radijalno dreniranje. Shema izvedbe prikazana je na slici 9.45.



Slika 9.45 Izvedba pješčanih drenova u koherentnom tlu tehnikom mikro miniranja

Na slici 9.46 prikazan je učinak mikro miniranja između gotovih uspravnih drenova u usmjerenju toka vode ka drenovima.



Slika 9.46 Pospješenje toka vode ka drenovima naizmjeničnom izvedbom drenova

Rezultati mikro miniranja vidljivi na površini, prikazani su na slici 9.47.



Slika 9.47 Površina nasipa pijeska nakon miniranja koherentnog sloja tla

9.6 UPRAVLJANJE PROCESOM KONSOLIDACIJE

9.6.1 Općenito

Konsolidacija je pojava slijeganja tla u vremenu. Nastaje u slabo propusnim, koherentnim tlima odnosno glinama, s malim vrijednostima koeficijenta propusnosti, k. Dugotrajno slijeganje nanosi velike šteta građevinama, a u nekom je slučajevima neprihvatljivo te ga je potrebno svesti u vremenski prihvatljive granice.

Pojava je naročito neugodna kada na ovakvom tlu leže građevine velikih površina (nasipi raznih namjena), ali i druge plošne građevine kao na pr. bazeni, uređaji za pročišćavanje voda koji rade na principu gravitacije i slično, a koje nije moguće točkasto temeljiti u dublje, bolje slojeve tla ili bi takvo temeljenje bilo nerazmjerno skupo u odnosu na vrijednost građevine.

Na raspolaganju stoji više načina savladavanja ovakvih poteškoća, a koji će biti opisani u nastavku.

9.6.2 Predopterećenje

Kada graditeljima na raspolaganju stoji dovoljno vremena, može se koristiti postupak predopterećenja. On se sastoji u tome da se na prostoru koji je potrebno poboljšati u smislu smanjenja vremena potrebnog za konsolidacijsko slijeganje ispod buduće građevine, nanese teret većeg pritiska na tlo, od pritiska koji će nastati uslijed oslanjanja buduće građevine.

Teret q_1 izazvati će ukupno slijeganje s_1 , u nekom vremenu t . Građevina, koja će na tlo predati teret q_2 , znatno manji od predopterećenja q_1 ($q_2 \ll q_1$), izazvati će proporcionalno manje slijeganje $s_2 < s_1$. Kako je konsolidacijsko slijeganje većim dijelom nepovratno, to se trajanje predopterećenja može programirati tako, da izazove odgovarajući, odabrani postotak slijeganja (konsolidacije $U\%$), koje bi izazvala predviđena građevina, a nakon kojeg su slijeganja dovoljno mala da ne mogu više imati štetan utjecaj na stabilnost i uporabivost te građevine.

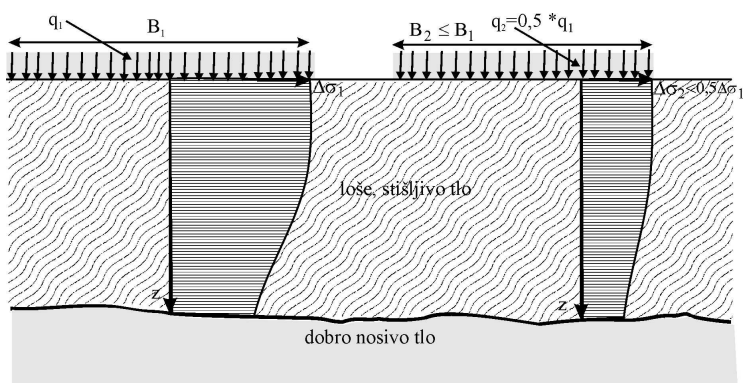
Kada se predviđeno slijeganje postigne, predopterećenje se zamjenjuje projektiranom građevinom. Ovaj je postupak moguće primijeniti na površinama, za koje se unaprijed zna da će kroz neko vrijeme postati građevinsko zemljište s unaprijed približno određenim opterećenjima. Površina je ograničena količinom gradiva koje se koristi kao predopterećenje. Postupak se često koristi za slijeganje većih površina stišljivog malo propusnog tla (mulj) ispod budućih platoa koji nastaju nasipanjem. Tada se može izvesti nasipe dvostruko i više veće visine od projektiranih. Kada se postigne zadovoljavajući stupanj konsolidacijskog slijeganja, nasipi se skidaju na projektiranu kotu, a slijeganje je ili završeno ili preostaje vrlo mali

postotak koji ne šteti budućoj namjeni platoa. Uobičajene visine nasipa za predopterećenje su 4-6 metara, a uobičajeno izazovu slijeganje od 0,3 do 1,0 metra.

Ukupno slijeganje je:

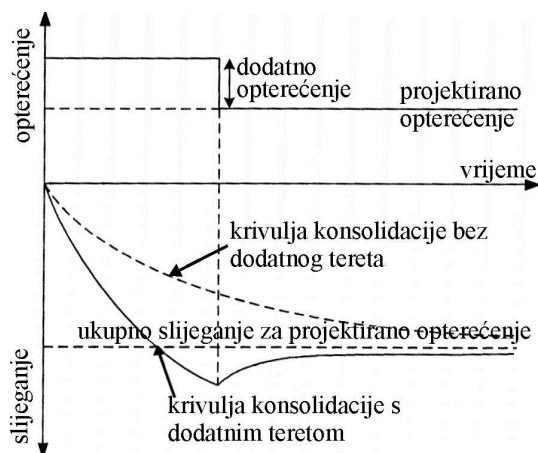
$$s = \int_0^z \frac{\Delta\sigma}{M_k} dz \quad (9.2)$$

Kako je vrijednost dodatnog, efektivnog naprezanja $\Delta\sigma_1$, veća za veći dodirni pritisak q_1 , to će predopterećenje izazvati određeno konsolidacijsko slijeganje, u vremenu, dovoljno veliko da bude jednako barem 80 – 90% ukupnog slijeganja pod korisnim teretom. Na slici 9.48 prikazana je raspodjela dodatnih naprezanja po dubini.



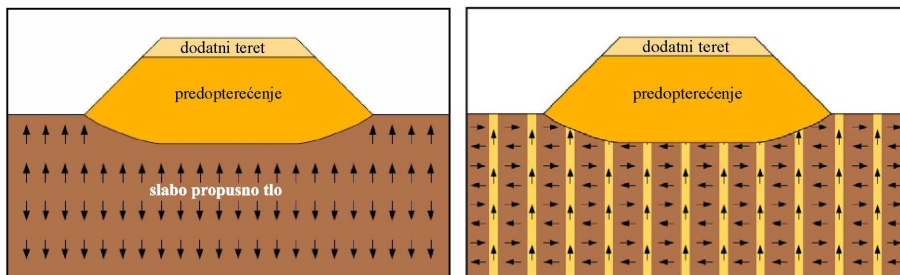
Slika 9.48 Raspodjela dodatnog efektivnog naprezanja $\Delta\sigma$ po dubini za predopterećenje q_1 i korisno opterećenje q_2

Na slici 9.49 prikazan je dijagram slijeganja s učinkom predopterećenja.



Slika 9.49 Konsolidacijsko slijeganje ubrzano dodatnim opterećenjem (Stapelfeldt, 2006.)

Postupak se može ubrzati izvedbom uspravnih drenova u malo propusnom tlu ispod predopterećenja, što je prikazano na slici 9.50.



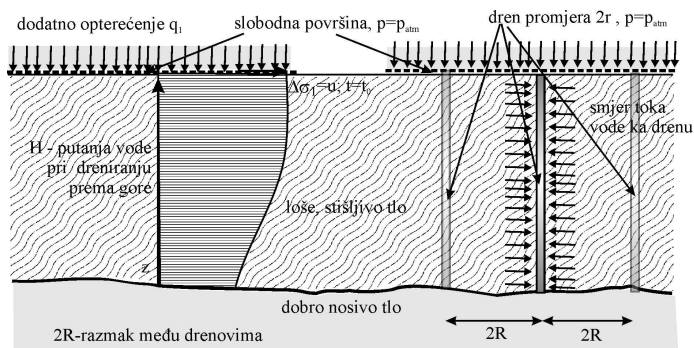
Slika 9.50 Učinak predopterećenja i uspravnih drenova s označenim smjerom kretanja čestica vode (Stapelfeldt, 2006.)

9.6.3 Uspravna drenaža – radijalna konsolidacija

Prema teoriji (Terzaghi, 1943.), vrijeme, t , potrebno da se odvijer određeni postotak konsolidacije, $U\%$, ovisi između ostalog o kvadratu puta koji je potreban da prijeđe čestica vode od mjesta najvišeg do mjesta najnižeg potencijala u promatranom sloju tla.

$$t = \frac{T * H^2}{c_v} \quad (9.3)$$

Bezdimenzionalni vremenski faktor T ovisi isključivo o prosječnom stupnju konsolidacije ($T=f(U\%)$), a koeficijent konsolidacije c_v o svojstvima tla i gustoći vode (m_v, k, γ_w). Te se dvije vrijednosti za određenu lokaciju i tlo ne mogu mijenjati. Ostaje jedino put vode, H , kao vrijednost pomoću koje se može regulirati vrijeme potrebno da se odvijer željeni stupanj konsolidacije. Za postizanje takvog učinka pokazali su se idealni uspravni drenovi. Odabirom njihovog međusobnog razmaka može se regulirati vrijeme potrebno da se postigne potrebni stupanj konsolidacije.



Slika 9.51 Skraćenje putanje čestica vode pri procesu konsolidacija primjenom uspravne drenaže

Ugradnjom drenova unosi se u tlo atmosferski ili u najboljem slučaju hidrostatski pritisak jednak visini stupca podzemne vode. Ovaj je pritisak manji od pornog pritiska uzrokovanog dodatnim naprezanjem. Zato voda počinje teći prema drenovima tj. prema najbližim točkama pritiska nižeg od okolnog u porama tla. Drenovi mogu biti ispunjeni dobro propusnim tлом, pijeskom i/ili šljunkom, koji se može ugraditi nekim od prethodno opisanih postupaka.

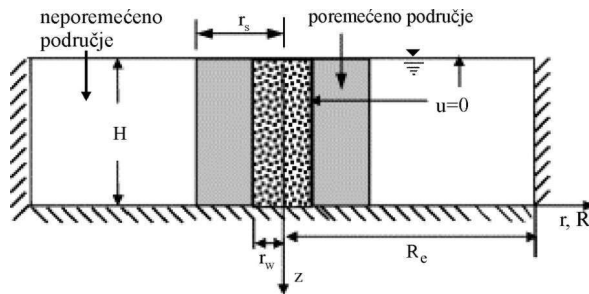
Sam proračun je složen i osniva se na klasičnom proračunu dvodimenzionalne konsolidacije. Prilikom usporedbe teoretskog rješenja i praktične primjene uočeno je da na učinak drenaže ima i način ugradnje drenova. Pri nekim tehnikama izvedbe, koji jako poremećuju okolno tlo, oko oboda drena se javlja poremećeno, zbijeno područje, koje nastaje utiskivanjem drena, cijevi ili alata kojim se izvodi otvor u tlu, po principu pilota. To poremećeno područje ovisi o vanjskom promjeru otvora odnosno obloge drena na način da je: $d_s = (5-6)d_w$, pri čemu je $d_s = 2r_s$ promjer poremećenog područja, a $d_w = 2r_w$ svijetli otvor drena ili vanjski promjer obloge.

Osim veličine poremećenog područja na učinak drenaže bitno utječe odnos koeficijenta filtracije (k_h/k_v). Utvrđeno je da kod izrazito anizotropnih tala dolazi do smanjenje koeficijenta procjeđivanja k_h u okolini drena, dok k_v ostaje gotovo nepromijenjen. Treći čimbenik koji utječe na učinkovitost drenaže je debljina obloge drena. Općenito je poremećaj tla to veći što je deblja obloga drena. Manje poremećeno područje oko drena daje bolju učinkovitost. (Bergado et al. 1996.)

Stapelfeldt, (2006.) daje teoretsko objašnjenje utjecaja uspravnih drenova na poboljšanje svojstava tla. Istraživanja su pokazala da ove metode poboljšanja tla nisu učinkovite za organska tla i tresete, u kojima se slijeganje očituje kao sekundarno. U proračunima u nastavku je pretpostavljeno da u tlu ne postoje vodoravni slojevi veće propusnost.

Većina tala pokazuje anizotropiju u pogledu veličine koeficijenta procjeđivanja, k , na način da je $k_h > k_v$. Ova činjenica pogoduje primjeni uspravnih drenova u skraćanju vremena primarne konsolidacije.

Teoretska rješenja primarne, radijalne konsolidacije dali su Barron (1948.) i Carrillo (1942.). Pojednostavljeni prikaz postavki potrebnih za proračun prikazan je u osno simetričnom obliku na slici 9.52, uključujući i poremećeno područje koje se javlja prilikom određenih tehnologija ugradnje drenova (Holtz i dr. 1991.). Da bi se pojavu moglo razmatrati potrebno je da budu zadovoljene slijedeće pretpostavke (Zhu i Yin, 2004.): a) tlo je potpuno zasićeno; b) čestice tla i vode su nestišljive; c) vrijedi Darcy-ev zakon; d) deformacija je mala; e) stišljivost u tlu se odvija isključivo u uspravnom smjeru; f) Koeficijent stišljivosti je nepromjenjiv. Valja napomenuti da ovo vrijedi isključivo onda kada je zadovoljen uvjet pod d), tj. da je deformacija vrlo mala i količina istekle vode vrlo mala. Smanjenjem poroziteta mijenjaju se svi ulazni računski parametri, pa u svim drugim slučajevima pretpostavke nisu točne.



Slika 9.52 Osnovni simetrični model stanja oko uspravnog drena potrebna za proračun stupnja konsolidacije U (Zhu i Yin, 2004.)

Diferencijalna jednačina disipacije poreznog tlaka pri radijalnoj konsolidaciji glasi (Terzaghi, 1972.):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (9.4)$$

Pri tome je c_h , koeficijent konsolidacije u vodoravnom smjeru; $c_h = k_h / (\gamma_w \cdot m_v)$; m_v , modul promjene volumena iz edometarskog pokusa, a r je udaljenost promatrane točke od osi valjka koji se drenira; $u = u_0$ za $t = 0$ u svim točkama modela, a $u = u_0$ u drenovima za cijelo vrijeme $t > 0$. (u_0 je vrijednost početnog tlaka u vodi, prije nanošenja opterećenja)

Rješenje se može postići za dva rubna uvjeta. Jedan je razmatranje jednoliko raspodijeljenog opterećenja na površini tla – slobodna deformacija, a drugi je razmatranje jednolikog slijezanja površine – jednake deformacije. Jednostavnije rješenje daju prvi rubni uvjeti.

Pretpostavivši da je uspravno tečenje beznačajno, za idealne uvjete prosječni stupanj konsolidacije može se izraziti kao:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F}} \quad (9.5)$$

pri čemu je

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{D_e^2} \quad (9.6)$$

vremenski faktor u vodoravnom smjeru, a $D_e = 2R_e$, promjer valjkastog područja utjecaja drena.

Funkcija F se sastoji od tri dijela (Hansbo 1979.):

$$F = F(n) + F_s + F_r \quad (9.7)$$

pri čemu:

- **F(n) ovisi o razmaku drenova ($n=R_e/r_w$ sa slike 9.52);**
- **F_s je posljedica poremećaja tla pri ugradnji dreva (poremećeno područje polumjera r_s sa slike 9.52), a**
- **F_r ovisi o otporu koji tečenju pruža sam dren.**

Vrijeme, potrebno da se odvijer prosječni stupanj konsolidacije, \bar{U}_h , iznosi:

$$t = \frac{D_e^2 * \mu}{8c_h} \ln\left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h}\right) \quad (9.8)$$

Uobičajeni razmak drenova je određen na način da je veličina $n > 12$, a $F(n) = \mu$. Za vrijednosti, μ , Stapelfeldt (2006.) daje slijedeći izraz:

$$\mu = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (9.9)$$

dok se za praktičnu primjenu može koristiti izraz:

$$F = F(n) + F_s + F_r = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_w}\right) \ln(s) - 0,75 + \pi z(2l - z^2) \frac{k_h}{q_w} \quad (9.10)$$

pri čemu je $s = r_s/r_w$ (prema slici 9.52), a k_w je smanjena propusnost u poremećenom području.

U slučaju kad postoji samo učinak poremećenog područja tada se za parametar F može pisati:

$$F = F(n) + F_s = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_w}\right) \ln(s) - 0,75 \quad (9.11)$$

odnosno za savršeni dren bez otpora, a često i dovoljno precizno za praktičnu primjenu:

$$F = F(n) = \ln(n) - 0,75 \quad (9.12)$$

Za proračun vremena, t, potrebnog da se odvijer odabrani postotak konsolidacije potrebno je poznavati koeficijent konsolidacije c_h koji iznosi:

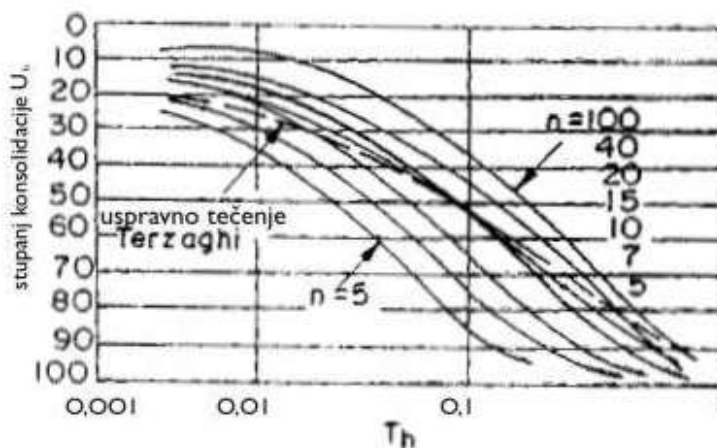
$$c_h = \frac{k_h}{m_v * \gamma_w} = \frac{D_e^2 * T_h}{t} \quad (9.13)$$

i ovisi isključivo o svojstvima tla koja je moguće dobiti ispitivanjem neporemećenih uzoraka u laboratoriju.

Odatle je za odabrani vremenski faktor T_h moguće odrediti vrijeme t kao:

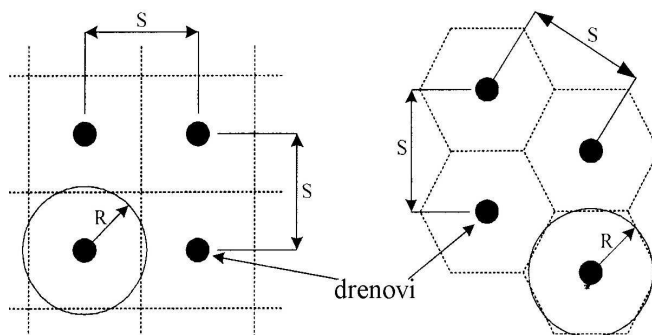
$$t = \frac{T_h * D_e^2}{c_h} \quad (9.14)$$

Na slici koja slijedi dana je familija krivulja odnosa prosječnog stupnja konsolidacije \bar{U} i vremenskog faktora T_h za različite vrijednosti, $n = R_c / r_w$.



Slika 9.53 Krivulje odnosa vremenskog faktora T i prosječnog stupnja konsolidacije \bar{U} , za različite vrijednosti koeficijenta n

Uspravni se drenovi u pravilu postavljaju u pravokutnim ili šesterokutnim rasterima kako je pokazano na slici 9.54.



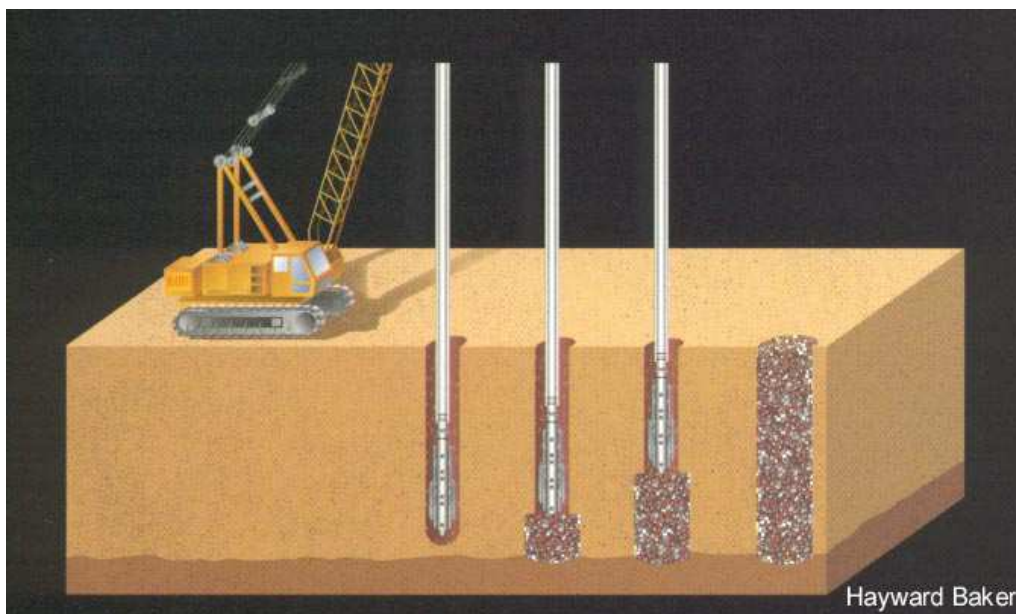
Slika 9.54 Razmak drenova

Holtz i dr.(1991.), smatraju da je pravokutni raspored lakši za postavljanje na terenu dok se češće koristi šesterokutni, uz tumačenje da osigurava jednoličnu konsolidaciju tla između drenova. Utjecajno područje drena, R , je odabrana promjenjiva i funkcija je razmaka između drenova, S . Za kvadratni raspored veza između R i S glasi: $R=0,546*S$, a za šesterokutni: $R=0,525*S$.

Odabirom vrijednosti, R , može se regulirati proces konsolidacije u promatranom prostoru. Pri tom ne treba zanemariti hidraulički proračun radijusa utjecaja drena ovisno o vodoravnom koeficijentu filtracije k_h i drugim prethodno navedenom čimbenicima.

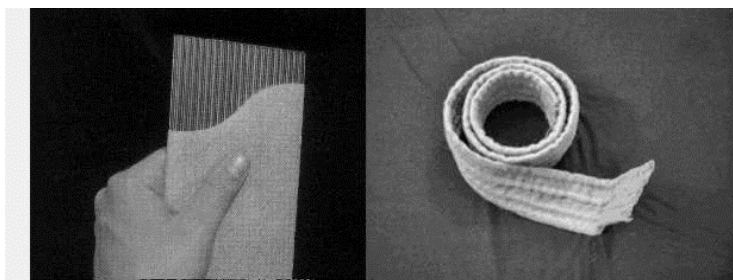
9.6.4 Izvedba drenova

Na slici 9.55 shematski je prikazana ugradnja pješčanih drenova vibriranjem. Tehnologija je ista kao kod izrade šljunčanih pilota. Potrebno je prilagoditi granulometrijski sastav da ne dođe do miješanja materijala – poštovati filtarsko pravilo.



Slika 9.55 Ugradnja šljunčanih drenova

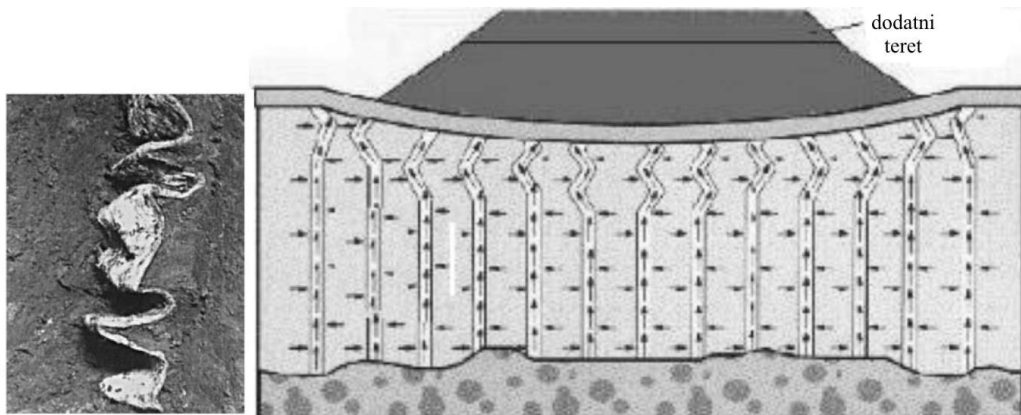
Ovi se drenovi mogu se izvoditi kao predgotovljeni pješčani drenovi a najčešće se izvode kao savitljivi od predgotovljenih drenažnih traka od plastične mase, a danas već i od prirodnih tvari. Trake su prikazana na slici 9.56.



Slika 9.56 Savitljivi, predgotovljeni dren: lijevo plastični, desno prirodna vlakna

Plastični se dren sastoji od ovojnice od geotekstila, koji ima ulogu filtra, i nešto čvršće rebraste trake koja omogućuje tok vode kroz kanale između rebara. Široke su oko 10cm, a presjek im je oko 3cm. Trake od prirodnih vlakana su također dvodijelne,

s filtrom kao ovojnicom i propusnom jezgrom. Danas postoji niz proizvođača ovih traka. Prednost savitljivih (mekih) drenova je u tome što se oni slobodno gužvaju u gornjem dijelu nasipa u koji su ugrađeni, zajedno sa tlom koje se sliježe.



Slika 9.57 Savitljivi (meki) drenovi, lijevo detalj, desno shema gužvanja u nasipu

Drenovi se ugrađuju posebnim strojem prikazanim na slici 9.58. Dren je namotan na kalem, a ugrađuje se uvlačenjem u tlo pomoću mehanizma na stroju.



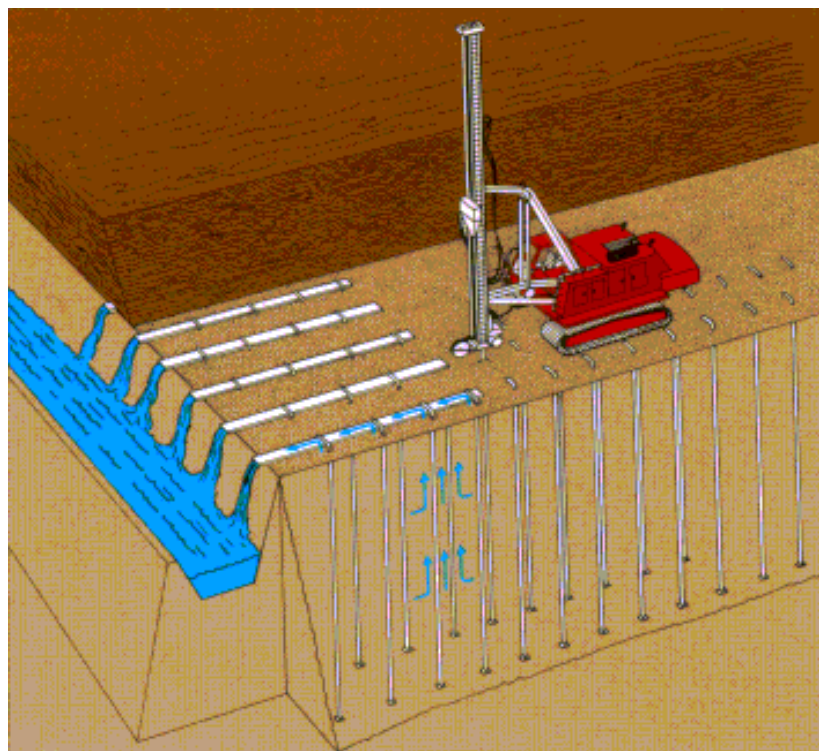
Slika 9.58 Uređaj za ugradnju savitljivih (mekih) drenova

Polje s ugrađenim plastičnim drenovima prikazano je na slici 9.59.



Slika 9.59 Polje s ugrađenim uspravnim, plastičnim drenovima

Na slici 9.60 prikazana je shema jedne ovakve drenaže.



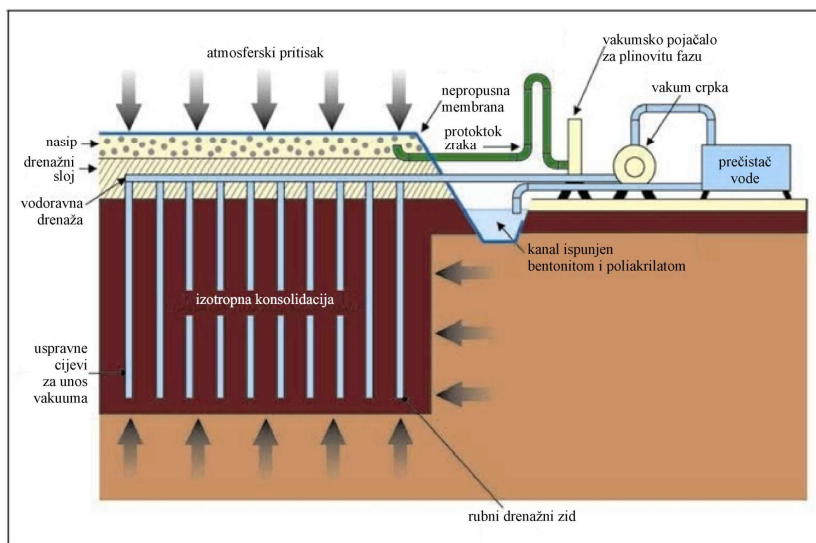
Slika 9.60 Shema uspravne drenaže s predopterećenjem i način rada

Najbolji učinak postiže se kada se ugrade uspravni drenovi, a na površini izvrši predopterećenje. Najčešće se predopterećenje postavlja na sloj geotekstila. Geotekstil omogućava dreniranje podloge i sprječava prodiranje i utapanje nasipa u temeljno tlo (Stapelfeldt, 2006.).

9.6.5 Uspjevna drenaža s vakuumom

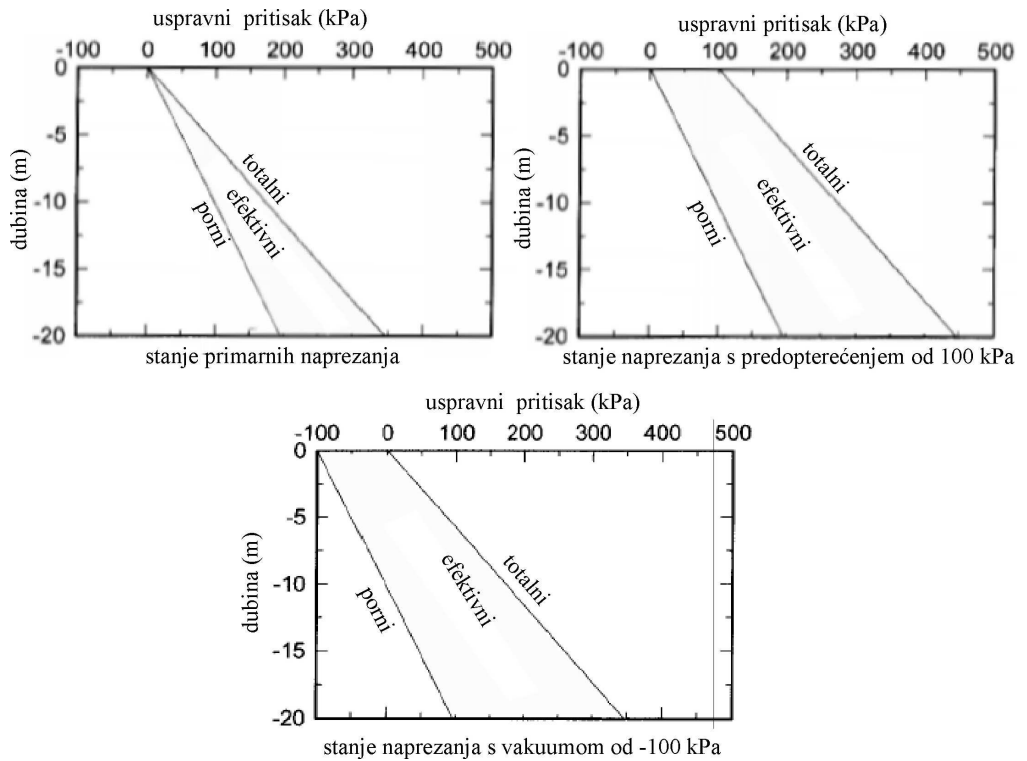
Uspravni drenovi mogu biti priključeni na vakuum-crpku, što je još više pojačava njihov učinak (Stapelfeldt, 2006.). Pri tom se koristi atmosferski pritisak kao predopterećenje. Ovakav način kontrole procesa konsolidacije koristi se kod izrazito mekih tala koja ne podnose nanošenje predopterećenja nasipom niti do visine od 1,5 metara. Nakon što se ugrade drenovi, spoje se na vodoravnu drenažu i priključe na vakuum crpku. Drenovi se pokriju drenažnim slojem i rahlim nasipom koji je spojen na protok zraka. Cijela se lokacije prekrije membranom nepropusnom za zrak. Rubovi membrane uronjeni su u obodni jarak i opterećeni bentonitnom isplakom. Na taj se način dobiva prostor koji je zatvoren na način da se u njemu može postići vakuum. Kada je u sustavu drenaže postignut podtlak, manji od atmosferskog, tada atmosferski pritisak na membranu stvara dodatno površinsko opterećenje koje pojačava učinak drenaže. Da je sustav ne samo teoretski nego i praktično izvodljiv, dokazuje niz izvedenih drenaža u Europi i dalekom istoku (Kina, j. Korea, Japan).

Sustav s ovakvom drenažom prikazan je na slici 9.60.



Slika 9.61 Shema vakuum drenaže (WEB 9)

Usporedba učinka drenaže s predopterećenjem i vakuum drenaže prikazana je na slici 9.62.



Slika 9.62 Raspored totalnih pritisaka, efektivnih napreznja i pornih pritisaka za početno stanje, uobičajeno predopterećenje i vakuumom izazvano predopterećenje

Na slici 9.63 prikazano je radno polje s vakuum konsolidacijom u radu (WEB 9).



Slika 9.63 Polje podvrgnuto vakuum konsolidaciji



Slika 9.64 Detalj izlaza cijevi ispod nepropusne membrane

9.7 ŠLJUNČANI STUPOVI (PILOTI)

9.7.1 Općenito

Ugradnja šljunčanih stupova, pilota je odavno poznati način poboljšanja podtemelnog tla. Izvodili su se nekom od tehnika za izvođenje pilota, s tim da je umjesto betona u tlo ugrađen šljunak. Nove tehnologije znatno su proširile mogućnosti izvedbe šljunčanih stupova kao i njihovu učinkovitost. Danas se izvode uz vibriranje, što bitno povećava poboljšanje podtemelnog tla u smislu dodatnog zbijanja. Ovako zbijenije tlo ima povećanu čvrstoću na smicanje, čime je povećana nosivost, smanjeno slijeganje, ubrzano dreniranje, a smanjena je i opasnost od likvefakcije.

Ugradnja šljunčanih stupova je bila jedna od prvih mjera za ublažavanje posljedica likvefakcije. Šljunčani stupovi imaju dvostruki učinak. Kada se izvode nekom od metoda opisanih u poglavlju o pilotima, koje bitno zbijaju okolno tlo, tada imaju učinak zbijanja. U tu se svrhu primjenjuju u rahlim nekoherentnim tlima i u mekim, koherentnim tlima.

Prilikom potresa, šljunčani stupovi otežavaju nastanak likvefakcije u njoj sklonom tlu. Jedan od razloga je različita krutost šljunčanih stupova i okolnog tla. Na šljunčane stupove, kod kojih su dominantne gravitacijske sile, nije moguć tako snažan utjecaj ubrzanja od potresa. Šljunčani stupovi djeluju drenirajuće i trenutno mijenjaju sliku pornih pritisaka u korist povećanja efektivnih naprezanja u okolnom tlu.

Kada su izvedeni u koherentnim tlima, sklonim dugotrajnim procesima konsolidacije, djeluju kao uspravni drenovi. Ako se želi postići takav njihov učinak, potrebno im je razmak projektirati tako da zadovolje traženi zahtjev skraćanja vremena konsolidacijskog slijeganja u smislu radijalne konsolidacije.

9.7.2 Tehnologije izvođenja

U prethodnim poglavljima prikazano je nekoliko načina njihove izvedbe novim tehnologijama.

U poglavlju 9.5.2. prikazan je postupak izvedbe šljunčanih stupova postupkom vibroflotacija s punjenjem (slika 9.35.) i jedan od mogućih vrhova vibratora s cijevi za punjenje (slika 9.33).

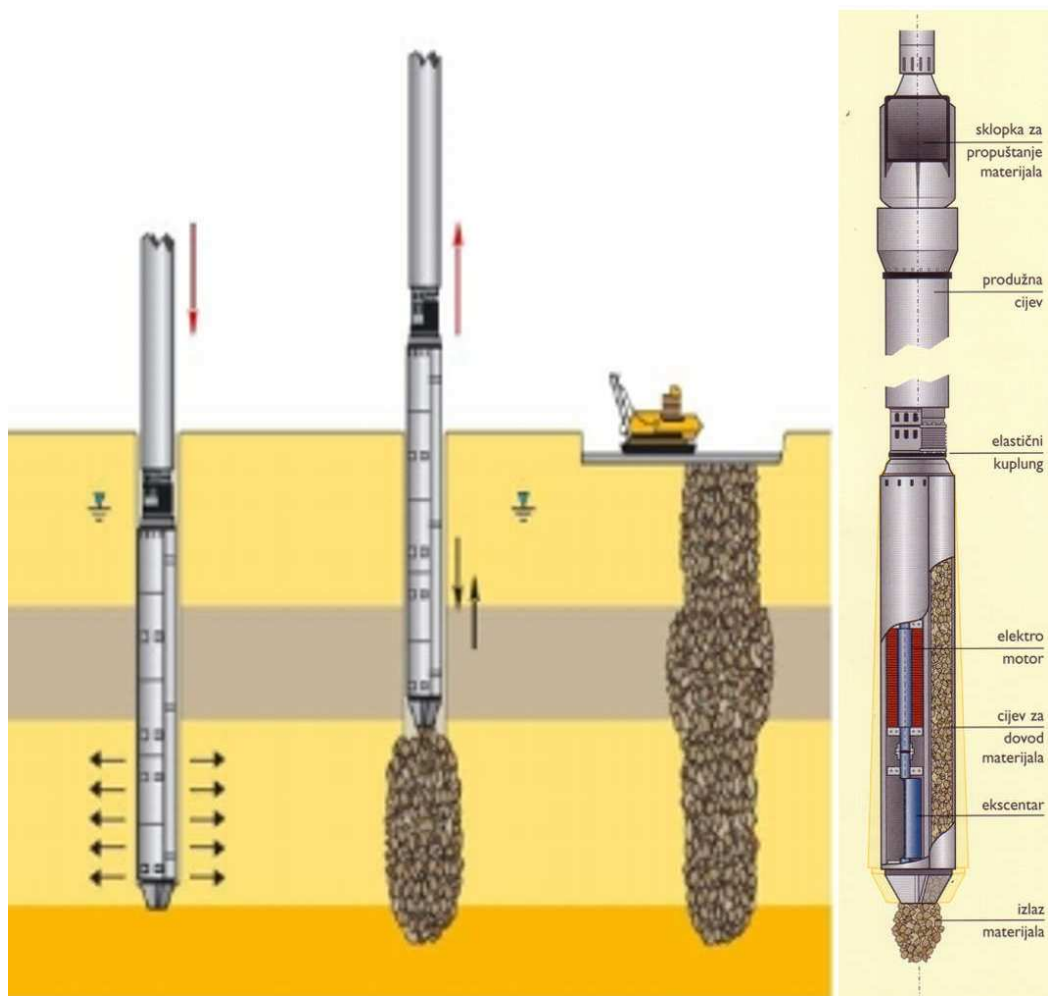
U svim tehnikama izvođenja smisao je da se postigne:

- 1) zbijanje okolnog tla;

2) punjenje nastalog prostora nekoherentnim tlom veće propusnosti od okolnog tla.

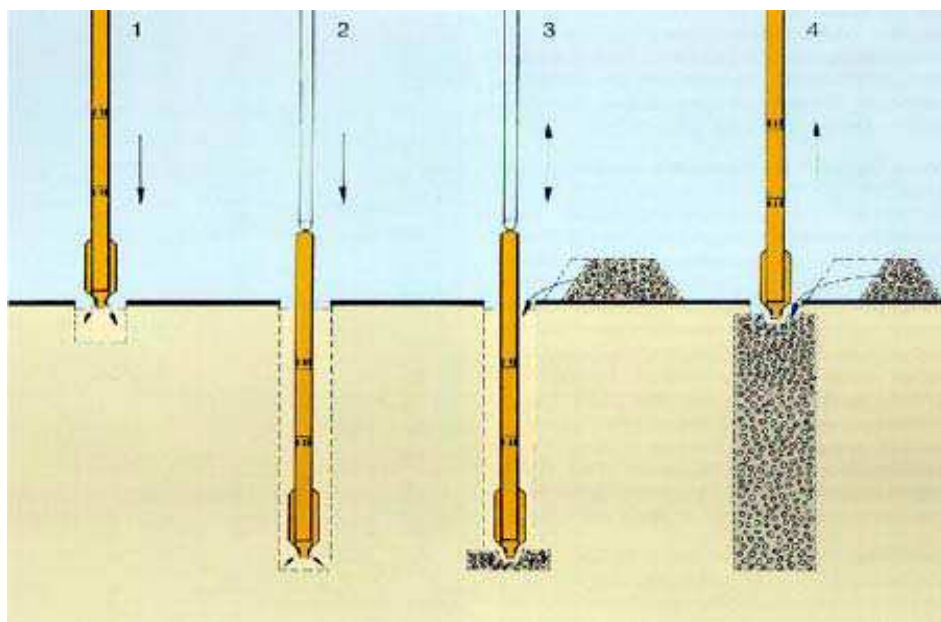
Razvoj strojeva za poboljšanje svojstava rahlog i mekog tla u dubini, omogućio je razne načine i mogućnosti ugradnje šljunčanih stupova. Nastavno će se prikazati nekoliko mogućnosti ovih izvedbi. Temeljno je da se ugradnja vrši usporedno s dubinskim vibriranjem te se na taj način zbija okolno tlo, ali se zbija i ugrađeni kameni agregat te postižu značajni učinci.

Na slici 9.65 prikazana je izvedbe šljunčanog stupa pomoću vibratora sa slike 9.33 (Keller)



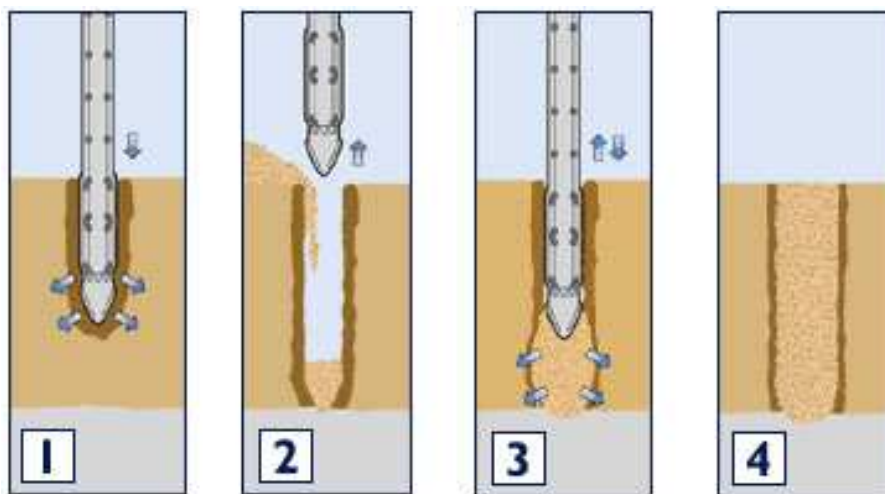
Slika 9.65 Shema izvedbe šljunčanog stupa uz vibriranje s punjenjem odozdo i poprečni presjek vibratora

Na slici 9.66 prikazana je izvedba šljunčanog stupa s punjenjem odozgo.



Slika 9.66 Šljunčani stup punjen odozgo

Na slici 9.67 prikazan je još jedan uređaj za izvedbu šljunčanih stupova (Keller).



Slika 9.67 Detalj - shema izvođenja šljunčanog stupa punjenog odozgo: 1 vibriranje i stvaranje otvora; 2 ubacivanje šljunka; 3 vibriranje šljunka; 4 gotovi stup

Na slici 9.68 prikazan je stroj za izvedbu šljunčanih stupova prilikom ubacivanja šljunka u otvor.



Slika 9.68 Stroj za izvedbu šljunčanih stupova u radu

Na slici 9.69 prikazan je niz gotovih šljunčanih stupova na površini tla. Vidljiv je niz stupova na relativno malom razmaku, u traci sa četiri reda stupova. Ovim je poboljšano tlo za izgradnju nasipa za još jedan kolosjek brze željeznice.



Slika 9.69 Šljunčani stupovi na površini tla

BEZ OBZIRA NA SVE DOBRE UČINKE ŠLJUNČANIH STUPOVA ONI SU SAMO NAČIN POBOLJŠANJA SVOJSTAVA TEMELJNOG TLA I NE MOGU ZAMIJENITI BETONSKE I ARMIRANOBETONSKE PILOTE KAO NOSIVE DIJELOVE DUBOKOG TEMELJENJA. (prema iskustvima autora)

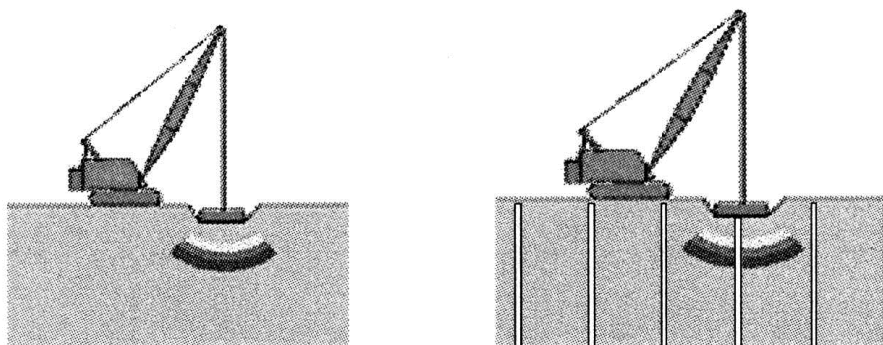
9.8 SLOŽENE TEHNIKE POBOLJŠANJA

Najnovija istraživanja se kreću u području primjene više metoda poboljšanja podzemnog tla istovremeno. Tako je MCEER centar iz Buffala (SAD) u posljednje vrijeme objavio (Shenthan, 2004. i Nashed, 2006.) niz radova sponzoriranih od Savezne administracije za autoputeve na tu temu.

Radovi se bave razvojem analitičkih metoda za procjenu učinkovitosti vibriranih šljunčanih stupova i tehnike dinamičke stabilizacije uz dodatak savitljivih drenova. Svrha je zbijanje tla i smanjenje mogućnosti pojave likvefakcije u zasićenim pijescima i prahovima niske plastičnosti. U istraživanja je uključeno:

- 1) Razvoj numeričkih modela za simulaciju i izučavanje zgušnjavanja tla prilikom ugradnje šljunčanih stupova i postupka dinamičkog zbijanja;
- 2) Određivanje parametara kojim se utvrđuje gustoća tla po završetku postupka stabilizacije pri oba postupka;
- 3) Razvoj uputa za projektiranje povećanja gustoće tla korištenjem navedenih postupaka.

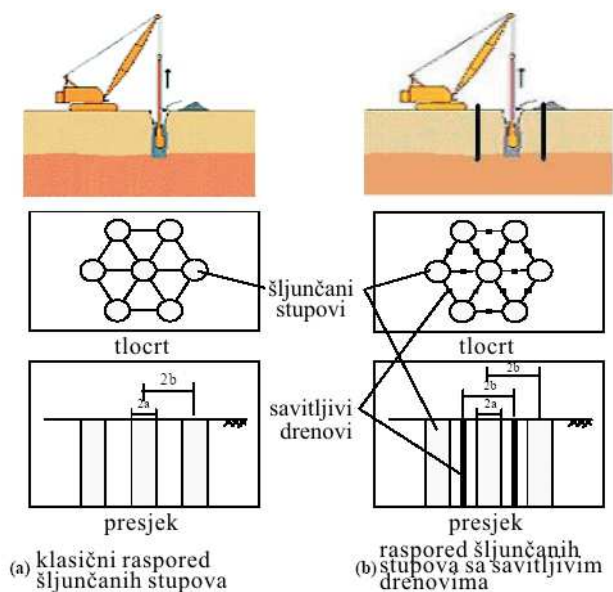
Vršene su usporedbe analitičkih rješenja s postojećim podacima s terena. Utvrđeni su bitni projektni parametri i svojstva tla, koji utječu na učinkovitost primjene navedenih tehnologija, kao i izbor projektnih rješenja za pijeske i niskoplastične prahove. Metodologija je razvijena kako bi se unaprijedila upotreba postupaka dinamičke stabilizacije u kombinaciji s drenažama u prašinstim tlima uz smanjenje troškova skupih terenskih pokusa (probnih polja) kao postupka nužnog pri projektiranju. Dok je kod rahlih pijesaka dinamička stabilizacija, bilo površinska, bilo dubinska, dovoljno učinkovita, dotle kod nisko plastičnih ili nevezanih prašinstih tala to nije dovoljno. Za stabilizaciju ovih tala potrebno je dodati drenažne sustava. U tu se svrhu kao dodatak izvode šljunčani piloti i savitljivi drenovi. Na slici 9.70 prikazani su usporedni pokusi dinamičke stabilizacije s površine bez i sa mekim drenovima (Nashed 2006).



Slika 9.70 Dinamička stabilizacija s površine bez i sa mekim drenovima

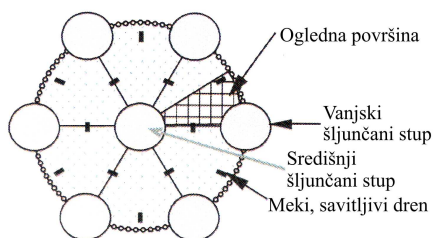
Rezultati pokazuju bitno povećanje relativne zbijenosti, kao mjere povećanja otpora likvefakciji, kada se koriste meki drenovi. Oni omogućuju disipaciju povećanog pornog tlaka koji nastaje tijekom postupka vibriranja. Na taj je način omogućen veći porast gustoće tla, a time i otpora likvefakciji.

Druga grupa ispitivanja vršena je za zbijanje tla pomoću šljunčanih pilota i šljunčanih pilota sa savitljivim drenovima. Rezultati su prikazani na slici 9.71.



Slika 9.71 Zbijanje uvibriranim šljunčanim stupovima bez i s dodatkom savitljivih drenova

Na slici 9.72 prikazano je ogledno polje za ispitivanje učinkovitosti metode sa slike 9.70.



Slika 9.72 Ogledni raspored šljunčanih stupova i mekih drenova

Konačni rezultat istraživanja bi trebale biti upute za projektiranje šljunčanih pilota i višestrukih tehnika dinamičkog zbijanja tla pri ublažavanju likvefakcije u prašinstim i rahlim, pjeskovitim tlima.

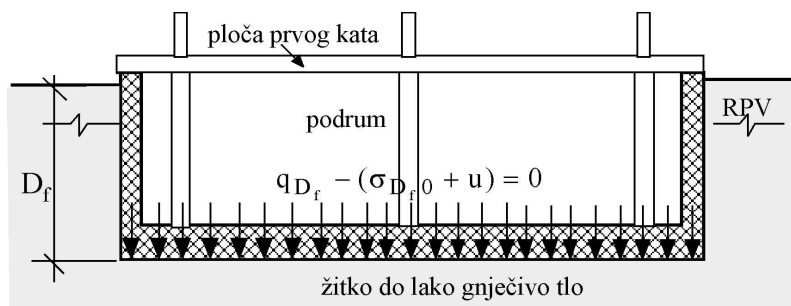
10 POSEBNE VRSTE TEMELJA

10.1 OPĆENITO

U uvodu je rečeno da u ovu grupu spadaju temelji koji se ne mogu svrstati u obične, plitke temelje niti u duboke temelje. Raznovrsni su i vrlo složeni, te će ovdje biti tek nabrojani.

10.2 NADOKNADNI TEMELJI

Ovi se temelji često nazivaju i plivajući temelji, iako im to nije dobar naziv. Izvode se na tlu niskih čvrstoća na smicanje odnosno male nosivosti. To su tla nastala naplavinama na riječnim ušćima, jezerima i slično, a osim male čvrstoće na smicanje imaju i veliku stišljivost. Izvode se kao krute, sandučaste građevine, ukopane u tlo do potrebne, često značajne dubine. Ideja je prikazana na modelu na slici 10.1.



Slika 10.1 Skica nadoknadnog temelja

Dubina je odabrana tako da je u toku korištenja građevine dodirni pritisak temelj-tlo približno jednak totalnom geostatičkom naprezanju (Zeevaert, 1973.).

$$q_{D_f} - (\sigma'_{D_f0} + u_{D_f}) = 0 \quad (10.1)$$

pri čemu je:

- q_{D_f} pritisak od građevine na razini temelj – tlo;
- σ'_{D_f0} efektivno geostatičko naprezanje na dubini D_f ;
- u_{D_f} uzgon na dubini temeljenja D_f .

Ponašanje građevine u bremenu u odnosu na njenu konačnu težinu, mora zadovoljiti uvjet:

$$\frac{\partial \sigma_{0D_f}}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t} \quad (10.2).$$

Kako je raspodjela dodirnih napreznja ispod krutog temelja nije jednolika a raspodjela pornih pritisaka jest, to se ukupna konačna težina građevine mora računati pomoću izraza 10.3:

$$G_O = \int_F \sigma_{0D_f} df + u_{D_f} * F \quad (10.3),$$

Za slučaj da je temeljno tlo prekonsolidirano, temeljenje mora biti projektirano tako da zadovolji i opterećenje predkonsolidacije ($\Delta\sigma_{D_f}$):

$$\sim G_O = \int_F \sigma_{0D_f} df + u_{D_f} * F + \int_F \Delta\sigma_{D_f} df \quad (10.4)$$

Pri tom je: G_O , konačna težina građevine; F površina temeljne plohe; df diferencijalna površina temeljne plohe po kojoj se vrši integracija; u porni tlak ili uzgon; $\Delta\sigma_{D_f}$ dodatno opterećenje kao nadomjestak pritisku predkonsolidacije.

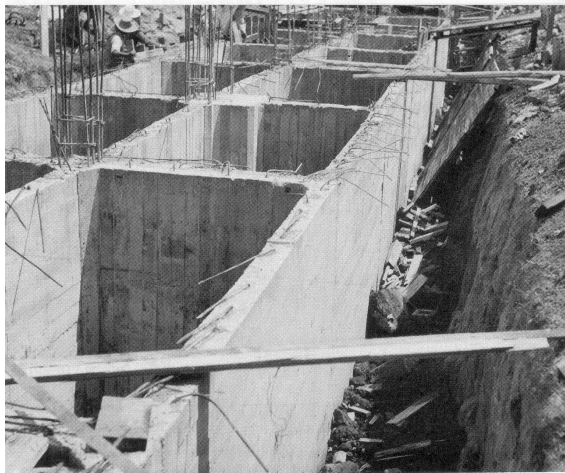
Za proračun nosivosti vrijede izrazi koji inače vrijede za temeljenje pa se i prema njima može proračunati potrebna težina nadoknadnog opterećenja tj. građevine. U mekim glinama taj izraz je (Zeevaert,1973.):

$$q_{\text{dodirno}} = 5,7c_u + \sum_1^{D_f} \gamma * \Delta z \quad (10.5),$$

gdje je c_u nedrenirana čvrstoća tla na smicanje kada je kut trenja $\varphi \sim 0$, a q_{dodirno} pritisak koji građevina predaje na tlo.

Ovakvi temelji proračunski (teoretski) ne izazivaju dodatna slijeganja.

Na slici 10.2 prikazan je jedan takav kruti sandučasti temelj

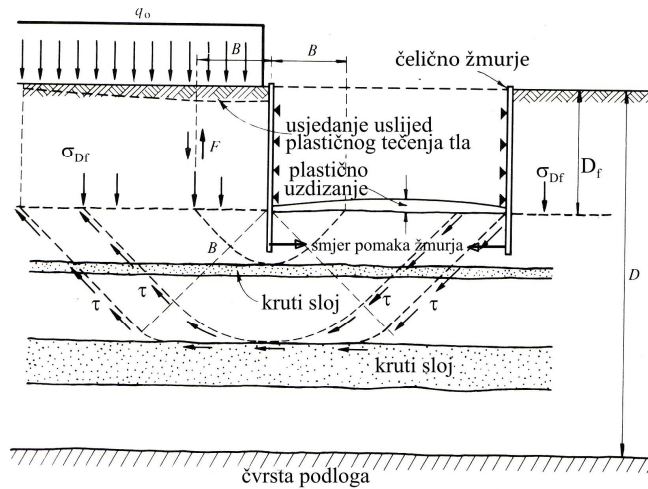


Slika 10.2 Kruti sanduk – nadoknadni temelj

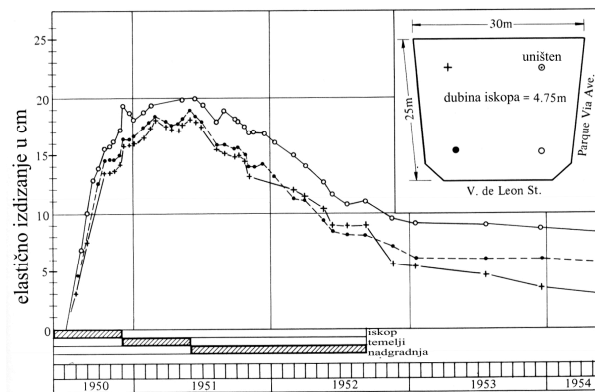
Ovo je na izgled jednostavno, ali prilikom izvođenja ovakvih temelja nastaju velike poteškoće koje se moraju savladavati određenim zahvatima u tijeku izvođenja. Poteškoće nastaju upravo zbog velike dubine ukapanja u loše tlo, uglavnom uz visoku razinu podzemne vode.

Plastično tečenje mekog tla izaziva podizanje dna građevne jame i slijeganje površine oko građevne jame zaštićene žmurjem. Težina tla izvan jame izaziva slom u mekom tlu po Prandtlovom modelu, na način da se dno jame uzdiže, a što za posledicu ima slijeganje tla oko građevne jame izvan žmurja. Istovremeno se i žmurje nastoji zaokrenuti, prateći pomak tla. Zabijeni dio žmurja se miče u smjeru jame što može izazvati i gubitak ravnoteže žmurja.

Ovi učinci prikazani su na slici 10.3, a elastično uzdizanje dna i naknadno slijeganje pod opterećenjem građevine prikazani su u vremenu na dijagramu na slici 10.4 (Zeevaert, 1973.) .



Slika 10.3 Mehanizam sloma građevne jame pri izvedbi nadoknadnog temeljenja

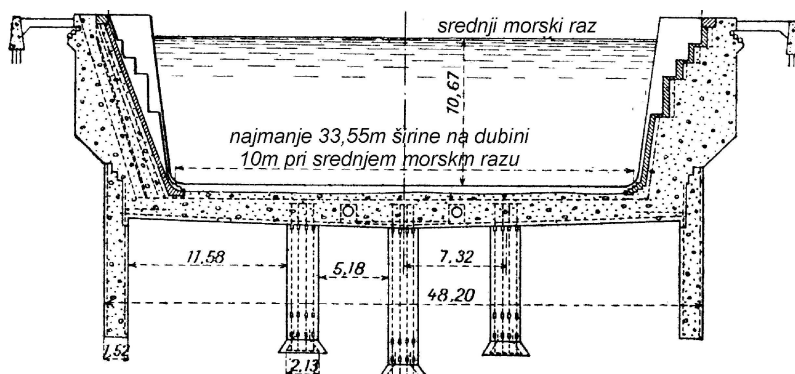


Slika 10.4 Dijagram pomaka točaka temelja tijekom izvedbe nadoknadnog temeljenja zgrade u Mexico City-u. Na apscisi su godine, jedna je točka uništena.

Današnje tehnologije poboljšanja podtemeljnog tla mogu u nekim slučajevima pomoći prilikom temeljenja na ovako lošim tlima.

10.3 PLIVAJUĆI TEMELJI

Pravi plivajući temelji se javljaju kod građevina koje se trajno nalaze pod uzgonom. To su komore crpnih stanica, brodske prevodnice na plovnim putovima, suhi dokovi, rezervoari ukopani u tlo s visokom razinom podzemne vode i slično. Kod takvih je građevina uzgon, ponekad u toku njihovog korištenja, veći od vlastite težine. Temelje takvih građevina je potrebno dodatno povezati s tlom, da ne dođe do njihovog isplivavanja. Pri tom se mogu koristiti vlačni piloti, geotehnička sidra i neka druga tehnička rješenja. Vlačni temelji općenito biti će opisani u idućem poglavlju.



Slika 10.5 Poprečni presjek suhog doka arsenala u Brooklyn-u u New Yorku, osiguran vlačnim pilotima velikog promjera (Prudon, 1936.)

Suhi dok u New Yorku sa slike 10.5 dug je 220 m. Temeljen je na rahlim pijescima sklonim likvefakciji. Stavljen je u upotrebu 1851. a danas je spomenik graditeljstva 19. stoljeća. Na slici 10.6 je izgled doka danas.



Slika 10.6 Suhi dok u Brooklynu u funkciji

10.4 VLAČNI TEMELJI

10.4.1 Općenito

U prethodnom poglavlju uočljivo je da vlačni temelji i nisu neka novost u građevinarstvu. Visoke armirano-betonske građevine malog tlocrta u odnosu na visinu (dimnjaci, vodo-tornjevi i sl.), a pogotovo metalne rešetkaste konstrukcije male vlastite težine (dalekovodni stupovi, relejni tornjevi i sl.), viseći i ovješeni mostovi i još neke građevine, prenose u tlo vlačnu silu. Ovakav je statički sustav za tlo neprirodan, jer ono, prema svim dosadašnjim razmatranjima, ne može trajno prihvatiti vlačne sile. Od svih gore nabrojanih građevina, povijesno su bili poznati jedino viseći mostovi, građeni za mala opterećenja pješačkog prometa. Kako je zahtjev za preuzimanje vlačnih naprezanja rastao, to je za njega bilo potrebno pronaći odgovarajuće rješenje.

Najjednostavnije rješenje je dovoljno veliki **kontrateret** u obliku sidrenog bloka, koji može savladati nametnutu vanjsku vlačnu silu. Ovakvo je rješenje međutim neekonomično. Iz tih razloga razvili su se različiti sustavi prijenosa vlačnih sila u tlo. Općenito ih se može podijeliti u tri skupine:

- plitki vlačni temelji (kod kojih je odnos $D/B < 4$);
- duboki vlačni temelji (kod kojih je odnos $D/B > 4$);
- geotehnička sidra.

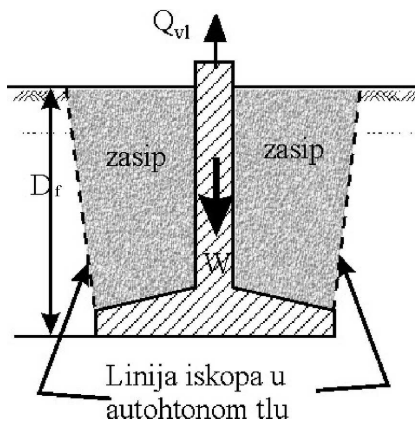
EUROCODE 7 ne govori izričito o vlačnim temeljima, ali se u poglavlju o pilotima osvrće na vlačne pilote i ima jedno poglavlje posvećeno sidrima gdje govori o pružanju otpora izdizanju građevina. U tom se smislu na vlačne temelje treba primijeniti Eurocode 7.

10.4.2 Plitki vlačni temelji

Do određene veličine vlačne sile, rješenje se može postići masivnim temeljnim blokom. Kada takav blok postane preglomazan i neekonomičan pribjegava se drugim rješenjima, kod kojih u prijenosu sile osim temeljnog bloka sudjeluje i okolno tlo i to vlastitom težinom i otporom na smicanje. Plitki vlačni temelji se, zbog svog oblika, izvode u iskopu, koji se naknadno zasipa tlom do površine terena. Postoji više metoda proračuna koje će biti nastavno opisane. Kao i kod svih ostalih temelja, proračun se može vršiti tako da se zadovolji granično stanje nosivosti – u ovom slučaju čupanja, odnosno da se zadovolji granično stanje uporabivosti – dozvoljeni pomak.

Postoji nekoliko metoda za proračun, a svi proračuni se svode na ugradnju temelja prikazanog na slici 10.1 na određenu dubinu D u tlo. Pod utjecajem vlačne sile proširena temeljna stopa aktivira dio tla sa kojim je prekrivena.

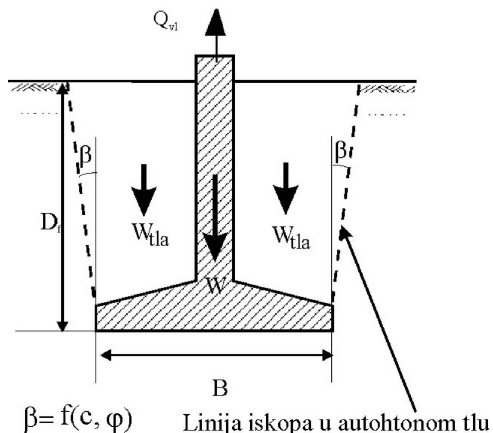
Klasične metode su: metoda opterećenja tlom i metoda bočnog pritiska tlom. Kako su se pokazale skupe, vršena su u doba nagle izgradnje dalekovoda terenska i laboratorijska istraživanja koja su dala određena ekonomičnija rješenja.



Slika 10.7 Osnovni oblik plitkog vlačnog temelja

– Metoda opterećenja tlom

Temeljne pretpostavke za proračun po metodi opterećenja tlom prikazane su na slici 10.8, gdje se vidi linija iskopa pod kutom β ovisna o čvrstoće na smicanje.



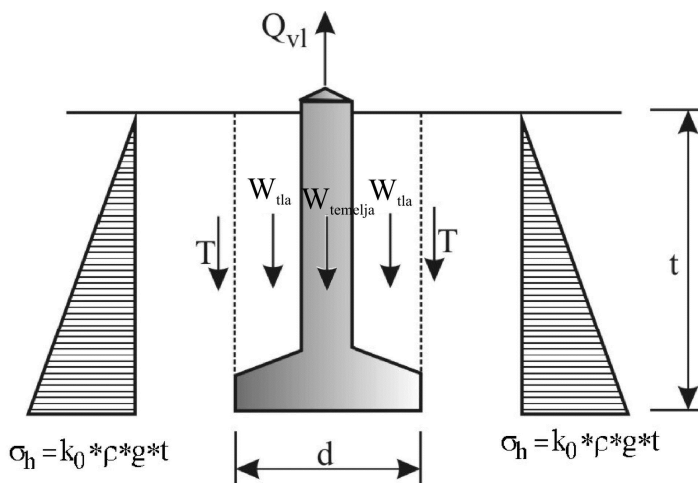
Slika 10.8 Pretpostavke za proračun plitkih vlačnih temelja po metodi opterećenja

Metoda opterećenja u račun uzima težinu temelja i tla iznad njegovog proširenja. Pri tom je potrebno, ovisno o vrsti tla, odrediti kut $\beta=f(\varphi)$ pomoću kojeg se određuje sudjelujući obujam tla. Ukupnoj vlačnoj sili, Q_{vl} odupire se težina temelja, W i težina zasipa, W_{tla} . Pri tom se ne uzima u obzir trenje koje se aktivira na kritičnoj kliznoj plohi, koja se javlja prilikom čupanja temelja. Stanje naprezanja prilikom čupanja je **pasivno stanje**, jer dolazi do zbijanja tla iznad temelja.

– Metoda bočnog pritiska tlom (otpora tla)

Metoda bočnog pritiska tla uzima u obzir težinu temelja i težinu dijela tla iznad osnovice temeljne plohe unutar uspravnih stranica plašta tako nastalog geometrijskog tijela. Osim tog u račun uzima trenje po plaštu tako nastalog geometrijskog tijela uvažavajući vodoravna naprezanja okomita na plašt. Problem se javlja u odabiru koeficijenta bočnog pritiska, k , pogotovo jer se redovito radi o zasipu, a ne o autohtonom tlu.

Na slici 10.9 prikazana je metoda bočnog pritiska tlom.



Slika 10.9 Geometrija potrebna za proračun metodom bočnog pritiska tlom

Pri tom je sila čupanja Q_{vl} jednaka:

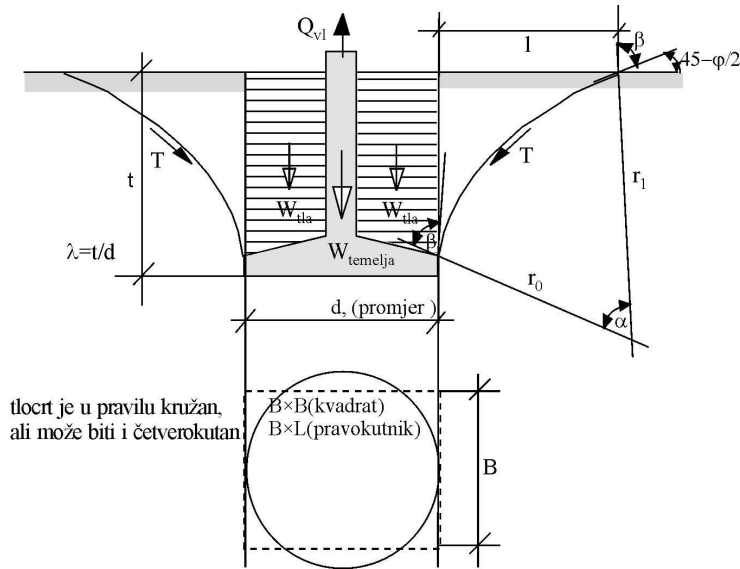
$$Q_{vl} = \frac{d^2 \pi}{4} \int_0^t (c'_m + \sigma'_h * \operatorname{tg} \varphi) * dt + W_{tem} + W_{tla} \quad (10.6)$$

Terenskim i laboratorijskim pokusima i modelima došlo se do zaključka da ni jedna od ovih dviju pretpostavki na odgovara stvarnom stanju u tlu koje preuzima vlačnu silu putem proširene temeljne plohe. Stoga su Sarač i drugi (1976.) predložili novi način proračuna koji u račun uzima pasivni lom u autohtonom tlu i predložili :

– Metoda analize pasivnog loma u tlu

Prilikom čupanja temelja pokazanog na slici 10.10, dolazi do zbijanja tla iznad temeljne ploče. Prema Rankinovoj teoriji graničnih stanja plastične ravnoteže, ovo izaziva pojavu plastificiranih zona i na kraju pasivni lom. Iz tih je razloga logično zaključiti da plohe loma nisu ravne već slijede neku zakrivljenost plohe s minimalnom čvrstoćom na smicanje u pasivnim uvjetima loma.

Na slici 10.10 prikazan je model za proračun uz uvažavanje pasivnog loma u tlu po plohi za koju je usvojeno da joj je presjek sa uspravnom ravninom koja prolazi kroz os temelja, logaritamska spirala.



Slika 10.10 Geometrija vlačnog temelja za proračun pasivnog otpora duž logaritamske spirale

Za geometriju sa slike 10.10 vrijede slijedeći izrazi:

$$r = r_0 e^{k \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right)} \quad (10.7)$$

gdje je $k = \text{ctg} \beta$ i kada se λ kreće od 1 do 4;

$$r_0 = \frac{t}{e^{k \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} * \sin \left(\frac{3\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \beta \right) - \cos \beta} \quad (10.8)$$

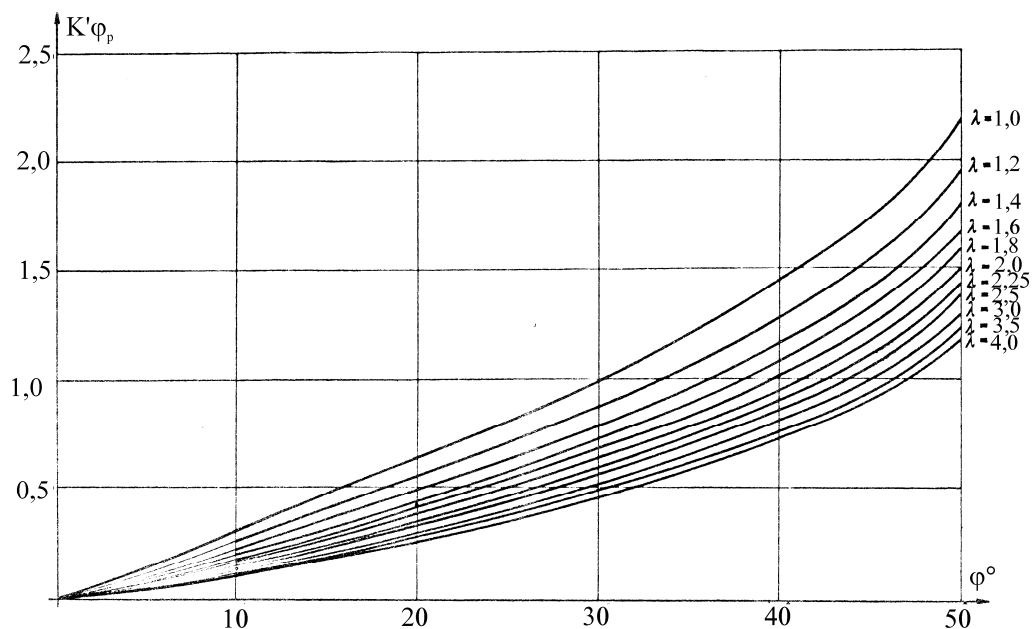
$$l = r_0 \sin \beta - r_1 \cos \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \beta \right) \quad (10.9)$$

iz geometrijskih uvjeta i gornjih jednažbi, prema ovoj se metodi može proračunati maksimalna vlačna sila S:

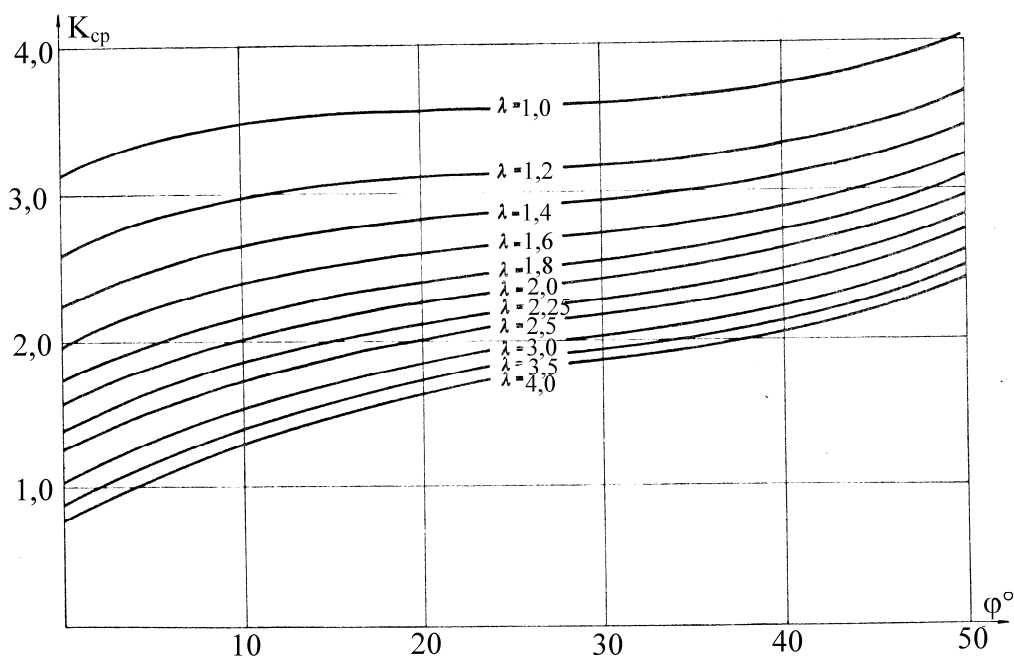
$$S = \rho g t^3 K'_{\varphi p} + C_m t^2 K_{cp} + W_{\text{temelja+tla}} \quad (10.10)$$

$K'_{\varphi p}$ i K_{cp} su bezdimenzionalni koeficijenti ovisni o koeficijentu oblika λ i o kutu unutarnjeg trenja φ , a C_m je mobilizirana kohezija. Iskustveno autor preporuča uzeti $\frac{1}{2}$ vrijednosti kohezije dobivene ispitivanjem u laboratoriju. Težina tla se uzima jedino u

onom dijelu u kojem tlo leži izravno na temelju. U nastavku su priloženi dijagrami za određivanje koeficijenata $K'_{\varphi p}$ i K_{cp} .



Slika 10.11 Krivulje koeficijenta $K'_{\varphi p}$ u ovisnosti o kutu φ i koeficijentu λ



Slika 10.12 Krivulje koeficijenta K_{cp} u ovisnosti o kutu φ i koeficijentu λ

10.4.3 Duboki vlačni temelji

Duboki vlačni temelji izvode se kao piloti. Posebnost ovih pilota je što silu prenose isključivo trenjem po plaštu. Proračuna prijenosa sile trenjem po plaštu isti je kao kod tlačnih pilota. Prilikom proračuna valja voditi računa o tome da u prijenosu sile sudjeluje i vlastita težina pilota.

Valja napomenuti da Eurocode 7 ima posebno poglavlje posvećeno vlačnim pilotima. Dio tih propisa prikazan je u poglavlju 5.10.3.6. Prema Eurocode 7 potrebno je vlačne pilote dimenzionirati uvažavajući rezultate probnog opterećenja.

Vlačni piloti mogu se izvoditi kao piloti jednakog promjera, ali im današnje tehnologije omogućuju proširenje glave. U tom slučaju aktivira se veća zapremina tla oko pilota u prijenosu vlačne sile. Jedan takav pilot prikazan je na slici 5.59.

U koliko vlačni piloti iz nekih razloga ne mogu zadovoljiti funkciju vlačnih temelja, mogu se za tu svrhu koristiti i sidra. Sidra spadaju u posebne geotehničke konstrukcije i nisu predmet razmatranja u ovoj knjizi. Više o sidrima ima u literaturi Roje-Bonacci, (2005.).

11 PODTEMELJNE GRAĐEVINE

Građenje u područjima Dinarskog krša i krša šire gledano, ukazalo je na pojavu niza heterogenosti kako na površini tako i duboko u podzemlju. Ovdje se javljaju neočekivane i vrlo neugodne pojave po graditelje. U uvodu je pokazana špilja na koju se naišlo prilikom izvedbe brze ceste Solin – klis. Prilikom izgradnje tunela Učka, naišlo se također na značajnu kavernu o čemu je pisao Hudec i drugi (1980.). Ne samo da se nailazi na šupljine u tlu kao i neposredno ispod površine tla, već se nailazi i na podzemne tokove. Stoga kod građevinskih zahvata u kršu na ovo treba obratiti posebnu pažnju.

Ova saznanja ukazuju na potrebu vrlo pažljivih i opsežnih istražnih radova prilikom građenja u ovakvoj sredini. I pored toga u ovakvim su sredinama iznenađenja moguća. Okršene površine osim vidljivih, sadrže niz nevidljivih šupljina i pukotina koje su sklone usjedanju i prolomima. Ova se pojave mogu javiti mnogo godina nakon izgradnje građevine (Roje-Bonacci, 1997.).

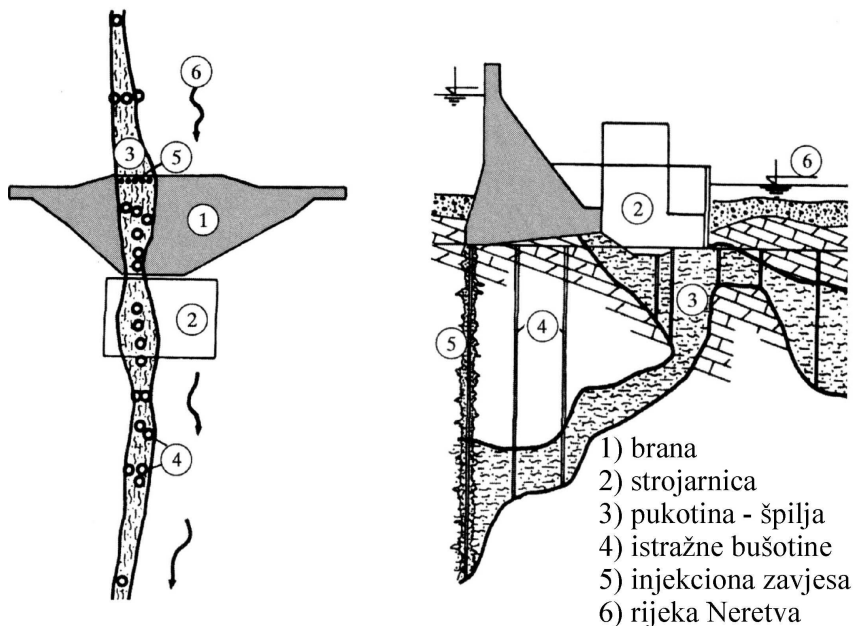
Šupljine u okršenim vapnencima i drugim stijenama podložnim okršavanju, mogu biti prazne, a mogu biti ispunjenje tlom raznih granulacija, od komada stijena koje su se odlomile s krova šupljine i pale na dno do visokoplastičnih glina crvenica, što je česta pojava u Dinarskom kršu. (Roje-Bonacci i drugi, 1993.).

U poglavlju 9.4.2 prikazan je način izrade poboljšanja podtemelnog tla u slučaju kada građevina leži na stijeni i na ispuni šupljine u toj istoj stijeni na površini. U konkretnom se slučaju radilo o ispuni glinom, crvenicom visoke plastičnosti. To je moguće izvesti za manje tlocrtnne površine. Za veće površine špilja i pukotina i građevine većih tlocrtnih površina, takvi zahvati nisu mogući. U takvim je slučajevima potrebno izgraditi podtemeljnu građevinu na kojoj će se temeljiti ono što je predviđeno izgraditi na površini. U najgorem slučaju može se dogoditi da ni podtemeljna građevine ne može zadovoljiti uvjete sigurnosti, trajnosti i stabilnosti građevine, te je potrebno njeno prelociranje, što naravno zahtjeva preprojektiranje, otkup zemljišta, kašnjenje radova i slične komplikacije, koje je ponekad nemoguće izbjeći.

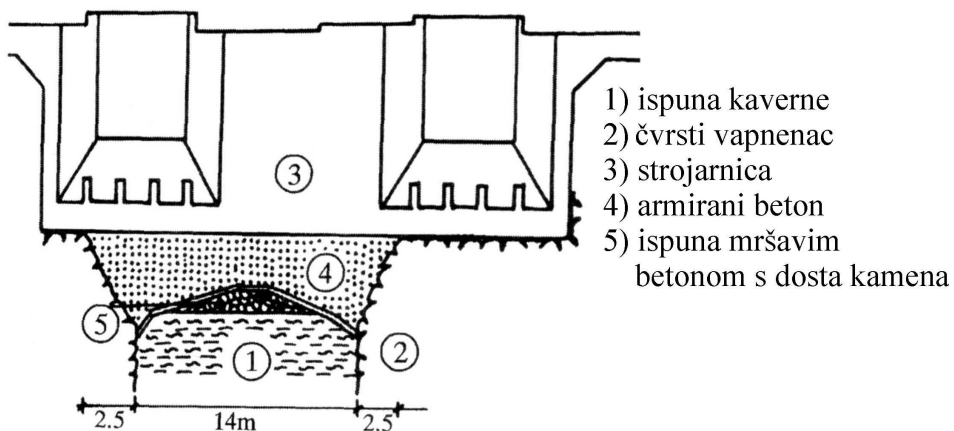
Ovo se ne odnosi samo na građevine na površini krša. Potpuno se isto događa u kršu pri izgradnji podzemnih otvora, tunela, strojarnica i slično (Hudec i drugi, 1980.). Još opsežniji zahvati potrebni su kada se u takvim krškim pukotinama pojavi voda. Jedan takav slučaj dogodio se prilikom izvedbe cestovnog tunela Karavanke između Slovenije i Austrije (Fingerhut, 1989.). Kada nema mogućnosti prelociranja građevine, kao što su to najčešće slučajevi u tunelima, potrebno je izvršiti složene geotehničke zahvate da bi se prepreka otklonila.

Na slici 11.1 i 11.2, prikazana je hidroelektrana Grabovica na rijeci Neretvi uzvodno od Mostara. Prilikom izgradnje ove brane naišlo se na pukotinu – špilju,

značajne veličina. Na tom je prostoru bilo potrebno temeljiti strojarnicu elektrane. Da bi to bilo moguće bilo je potrebno prvo premostiti špilju pa tek onda izvoditi strojarnicu, koja je u smislu dozvoljenih pomaka izrazito osjetljiva građevina.



Slika 11.1 Tlocrt brane Grabovica i pukotine duž toka rijeke Neretva, lijevo i poprečni presjek kroz branu i kavernu ispod brane i strojarnice, desno



Slika 11.2 Pogled na branu Grabovica i podtemeljnu građevinu iznad špilje

LITERATURA

- Ahner, C., Sukhov, D. (1996.), *Combined Piled-Raft Foundation (CBRF) Safety Concept*. Leipzig Annual Civil Engineering Report, vol.1, str. 333-345.
- Applied Foundation Testing, Inc.,(2009.), *Statnamic Load Testing Overview*. UC Davis University of Californi, (www.testpile.com).
- Ashari, S. (2009.), *Analysis of Bearing capacity-driven pile foundation*. [http://www.scribd.com/doc/12626795/Analysis -of-Bearing –Capacity Driven-Pile](http://www.scribd.com/doc/12626795/Analysis-of-Bearing-Capacity-Driven-Pile).
- Babić, L. (1968.) *Pomorski objekti u betonu: projektiranje i izvođenje*. Epoha, Beograd, 451 str.
- Bakholdin, B.V. (2003.), *Piled-raft foundations, design and characteristics of construction procedures*. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 40, No. 5, str. 185-189.
- Barron, R. A. (1948.), *Consolidation of fine-grained soils by drain wells*. Transactions ASCE, Vol. 113, paper 2346, pp. 718-724.
- Berezantzev, V.G., Khristoforov, V.S., Golubakov, V.N. (1961.), *Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations*. 5. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 2., str 11-15.
- Bergado, D. T., Manivannan, R., Balasubramaniam, A. S. (1996.), *Proposed criteria for discharge capacity of prefabricated vertical drains*. Geotextiles and Geomembranes 14 (1996), 481-505.
- Bjerrum, L. (1973.), *Problem of Soil Mechanics and Construction on Silt Clays*. State-of-the-art Report, Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 3, pp 111-158.
- Blaine, E.S. (1947.), *Practical lessons in caisson sinking from the Baton Rouge Bridge*. Engineering News Record, 6. Feb. 1947., 213-215.
- Bohm, H., Stjerngren, U. (1980.), *Combating subsidence in the old town of Stodkholm*. Swedish council four building research, Stockholm, Sweden
- Boulanger, R.W., (1997.), *Statnamic Pile Load Test*. Conference of ASCE's, Geo Institute in Logon, Utah.
- Bowles, J.H. (1974.), *Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering*. Ex-library.
- Bowles, J.E., (1988.), *Foundation Analysis and Design*. 4th ed., McGraw-Hill, Inc., New York.
- Brooker, E.W., and Ireland, H.O. (1965.), *Earth pressures at rest related to stress history*. Can. Geotech. J., 2:1-15.
- Broms, B.B. (1964), *Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils*. J.S.M.F.D., ASCE, vol. 90, SM2: 27-63.

- Broms, B.B. (1966.) *Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles-A Summary*. Sols-Soils no. 18-19: 21-32.
- Burland, J.B. (1973.), *Shaft friction of piles in clay-a simple fundamental approach*. Ground Engineering 6 (3), 30-42.
- Butterfield, R., Banarjee, P.K. (1971.), *The problem of pile group cap interaction*. Geotechnique, Vol. 21, No. 2, str. 135-142.
- Caquot, A., Kerisel, J. (1967.), *Grundlagen der Bodenmechanik*. Springer-Verlag, Berlin.
- Carrillo N. (1942.), *Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils*. Journal of Mathematics and Physics; 21, str.1– 5.
- Cernica, J.H. (1995.), *Foundation Design*. John Wiley & Sons, N.Y.
- Coduto, P.D. (2001.), *Foundation Design*. Prentice Hall, New Jersey.
- Collin, J., G. (2002.), *Timber pile*. Design and Construction Manual, Timber Piling Council, American Wood Preservers Institute.
- Craig, R.F. (1997.), *Soil Mechanics*, 6th Edition, Lateral Earth Pressure, E & FN Spon, Chapter 6, str. 179 – 247.
- Das, B.M. (2000.), *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. Brookers/Cole, Thomson Learning (www.wwpinstitute.com).
- Din 4014. *Bored cast-in-place piles*. Formation, design and bearing capacity. Deutsche Norm. Germany, 1980.
- EI-Mossallamy, Y. (1996.), *Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der kombinierten Pfahl-Plattengründung*. Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Darmstadt.
- EI-Mossallamy, Y. (2008.), *Modelling the behaviour of piled raft applying Plaxis 3D Foundation*. Version 2, Plaxis Bulletin, issue 23/March 2008. str 10-13. Plaxis BV, Delft.
- EI-Mossallamy, Y., and Franke, E. (1997), *Pile Rafts-Numerical Modeling to Simulate the Behavior of Pile-Raft Foundations*. Published by the authors, Darmstadt, Germany.
- EUROKOD 7; EN 1997-1.
- Fellenius, B. H. (1984.), *Negative skin friction and settlement of piles*. Proceedings of the Second International Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute, Singapore, 18 p.
- Fingerhut, L. (1989.), *Sanacija injektiranjem zarušenog dijela cestovnog tunela Karavanke*. VII jugoslavenski simpozijum za mehaniku stena i podzemne radove, Beograd, oktobar '89, Jugoslovensko društvo za mehaniku stena i podzemne radove, Beograd, str.191-197.
- Fleming, W.G.K. (1992.), *Piling Engineering*. (II izdanje), (W.G.K. Fleming, i drugi, ur.), Blackie Academic; Wiley, Glasgow: New York.

- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F., Elson, W.K. (2009.), *Piling Engineering*. (III izdanje) Taylor & Francis, Abingdon, Oxon.
- Focht, J.A. (1967.) *Discussion to paper by Coyle and Reese*. J.S.M.F.D., ASCE, Vol 93, SM1: 133-138
- Fox, E.N., (1948.) The mean elastic settlement of a uniformly-loaded area at depth below the round surface. Proceedings of the 2nd International Conference ISSMFE, Rotterdam, Vol.1. 129-132.
- Frisch, H., Simon, A.B., (1974.), *Beitrag zur Ermittlung der vertikalen und horizontalen Bettungsziffer*. Bautechnik, Heft 8, 259-262.
- Geise, S. (2003.), *Numerical simulation of vibroflotation compaction – application of dynamic boundary condition*. U Konietzky, H. (ed.) Numerical modeling in Micromechanics via Particle Methods Swets&Zeitlinger, Lisse.
- GEO (1996.), *Pile design and construction*. GEO Publication 1/96, Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong.
- Golder, H.Q. (1957.), *A note on piles in sensitive clay*. Geotechnique, 7, 192-195.
- Golder, H.Q., Skipp, B.O. (1957.), *The Buckling of Piles in Soft Clay*. Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 2, 35-39.
- Hain, S. J., Lee I. K. (1978.), *The analysis of flexible raft pile system*. Geotechnique, Vol.28, No.1 str.65-83.
- Hansbo, S. (1979.), *Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains*. Ground Engineering, July, Vol. 12, No. 5.
- Hayward Baker Inc. (2004.), <http://www.haywardbaker.com/> (micropile).
- Holtz, R. D., i drugi. (1991.), *Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance*. CIRIA ground engineering report: ground improvement, Oxford: Butterworth – Heinemann Ltd.
- Hooper, J. A. (1979.), *Review of behaviour of piled raft foundations*. (CIRIA report-83) C.I.R.I.A., London.
- Hudec, M., Božičević, S., Bleiwess, R. (1980.) *Support of cavern roof near tunnel Učka*. 5. Jugoslavenski simpozij mehanike stijena i podzemnih građevina, Split.
- Huy, N.Q., van Tol, A.F., Hölsdher, P. (2008.), *Interpretation of rapid pile load tests in sand regard to the rate effect and excess of pore pressure*. U Stress Wave, (J.A. Santos, ur.), The 8th International Conference of Stress Wave Theory to Piles; Science, Technology and Practis, Lisabon.
- Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2004.), *Semi-Empirical Procedures For Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes*. Proceedings of the 11th ICSDDE & 3rd ICEGE, pp 32 – 56, Berkeley, California, USA.
- Jáky, J. (1944.), *The Coefficient of Earth Pressure at Rest*. Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, October, 355-358.

- Kleiner, I. (1981.), *Temeljenje na pilotima*. (F. Verić, ur.), Autorizirana predavanja za seminar Temeljenje, Društvo građevinskih inženjera i tehničara – Zagreb.
- Kulhawy, F.H. (1990.), *Drilled shaft foundations*. U H.-Y. Fang (ur.) *Foundation Engineering Handbuk*, Chapman & Hall, London.
- Lisac, Z., Nonveiller, E., Szavits-Nossan, A., Vrkljen, I., Višić, I. (1980.), *Geotehničke osnove projektiranja i gradnje okna strojarnice reverzibilne hidroelektrane*. 5. simpozij jugoslavenskog društva za mehaniku stijena i podzemne radove, Split'80, Knjiga 2, anotacija, str 58-63, Jugoslavensko društvo za mehaniku stijena i podzemne radove i Građevinski institut Zagreb, Zagreb.
- Lisac, Z. (1981.), *Proračun pilota*. (U Verić, F., Temeljenje, poglavlje 2.3, autorizirana predavanja za seminar), Društvo građevinskih inženjera i tehničara, Zagreb.
- Maharaj, D.K. (1996.), *Application of Elastic and Elasto-Plastic Analysis for Piled Raft Foundation*. Ph. D. Thesis, IIT, Madras, Chennai.
- Maharaj, D.K. (2004.), *Three Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis to Study the Effect of Raft and Pile Stiffness on the Load-Settlement Behaviour of Piled Raft Foundations*. EJGE 2004.
- Mayne, P.W., Kulhawy, F.H. (1982.), *K_0 -OCR Relationships in Soil*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 108, No. GT6, June, 851-872.
- Mandolini, A., and Viggiani, C. (1997.), *Modellazione ed analisi di piastre su pali*. Ph.D. thesis, Univ. di Napoli Federico II.
- Masopust, J. (2006.), *Zatěžovací zkušky pilot v Dubrovniku*. Zakládání 3/2006, god XVIII, str. 29-31, Zakládání staveb, a.s., Prag.
- Meyerhof, G.G. (1951.), *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Geotechnique, Vol II, 4, pp. 301- 332.
- Meyerhof, G.G. (1957.), *Discussion on Research on determining the density of sands by penetration testing*. Proc. 4th Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Vol 1: 110.
- Meyerhof, G.G. (1959), *Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles*. J.S.M.F.D., ASCE, vol. 85: SM6:1-29.
- Meyerhof, G.G. (1961.), *The Ultimate Bearing Capacity of Wedge-shaped Foundations*. Proc. V ICSMFE, pp. 105-109, Paris.
- Meyerhof, G.G. (2009.), www.geotechnicalinfo.com.
- Moroto, N., Muramatsu, M. (1987.), *K_0 Value and Degree of Anisotropy of Overconsolidated Clay*. Proceedings, 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Sec. 5, 25-32.
- Nashed, G. R. (2006.), *A Design Procedure for liquefaction Mitigation of Silti Soils Using Dynamic Compaction*. Student Research Accomplishments 2004-2005.

(u H. A. Pur, urednik, Highway,), Project, Publication Number: MCEER-06-SP04, N. NTIS Number: PB2007-105146.

<http://mceer.buffalo.edu/publications/resaccom/06-SP04/pdf/09Nashed.pdf>

- Nauroy, J.F., Brucy, F., Le Tirant, P., Kervadec, J.-P. (1986.), *Design and installation of piles in calcareous formations*. Proc. 3th Int. Conf Numer. Methods in offshore piling, Nantes, 461-480.
- Ng, C.W.W., Simons, N., Menzies, B. (2004.), *Soil-structure Engineering of Deep Foundations, Excavations and Tunells*. Thomas Telford, London.
- Nonveiller, E. (1979.), *Mehanika tla i temeljenje građevina*. Školska knjiga, Zagreb
- Nottingham, L., Schmertmann, .I. (1975.), *An Investigation of Pile Capacity Design Procedures*. Final Report D629 to Florida Department of Transportation from Department of Civil Engineering, University of Florida.
- Othman, bin, I., Chuah, L.S. (2004.), *Statnamic load testing method as a substitute for the conventional static load test on pile*. Cawangan Jalan, Seminars' & Courses' Notes, 6th Malesian Road Conference, paper No. 22, Kuala Lumpur, Malaysia (rakan.jkr.gov.my/cawangan/cjalan/).
- Osterberg, J.O., Gill, S.A. (1973.), *Load transfer mechanisms for piers sochetted in hard soils or rock*. Proceedings of the 9th Canadian Symposium on Rock Mechanics, Montreal str. 235-262.
- Paikowsky, S.G., Player, C.M., and Connors, P.J. (1995.), *A Dual Interface Apparatus for Testing Unrestricted Friction of Soil Along Solid Surfaces*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 18, No. 2, pp. 168-193.
- Paikowsky, S.G., Hart, L. J. (2000.), *Development and Field Testing of Multiple Deployment Model Pile*. (Fhwa-Rd-99-194), US Department of Transportation, Federal Higway Administration.
- Parry, R.H.G. and Swain, C.W. (1977.), *Effective stress methods of calculating skin friction of driven piles in soft clay*. Ground Engineering 10(3), 24-26.
- Parry, R.H.G. and Swain, C.W. (1977.), *A study of skin friction on piles in stiff clay*. Ground Engineering 10(8), 33-37.
- Phukan, A. (1991.), *Foundation in cold regions*. (u Fang, H-Y, ur. Foundation engineering), Chapman&Hall, London.
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1980.), *Pile fpundation analysis and design*. John Wiley and sons, New York, Chichester, Brisbane, Toronto.
- Poulos, H.G. (1988.), *The mechanic of calcareous sediments*. Jaeger Memorial Lecture, 5th Australian-New ZelandGeomech. Conf., Austr. Geomechs., 8-41.
- Poulos, H.G. (1989.), *Pile behaavior-theroy and application*. Geotechnique 39, No. 3, 365-415.
- Press, H. (1962.), *Wasserstrassen und Häfen*. II Teil, Seewasserstrassen und Seehäfen, Wilhwlm Ernst&Sohn, Berlin, München.

- Profound BV, (2009.), *StatnamicTM Load Testing*. www.profound.nl.
- Prudon, L. (1936.), *Travaux maritimes*, tome troisième, Dunod, Paris.
- Prudon, L. (1939.), *Travaux maritimes*, tome quatrième, Dunod, Paris.
- Reese, C. L., Isenhower, W. M., Wang S.-T. (2006.), *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*. Wiley.
- Reimbert, M.L., Reimbert, A.M. (2001.), *Retaining structure and silos, experimental and theoretical comparisons*. Lavoisier Publishing, Paris.
- Roje-Bonacci, T. (1997.), *Influence of the fluctuation of groundwater levels upon the formation of sinkholes*. Engineering Geology and the Environment / Marinós. P. G. & all (ur.). 997-1002, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Roje-Bonacci, T. (2005.), *Potporne građevine i građevne jame*, Građevinsko-arhitektonski fakultet Sveučilišta u Splitu, Split.
- Roje-Bonacci, T. (2006.), *Korištenje nekonvencionalnih gradiva u izgradnji autocesta i graditeljstvu uopće s posebnim osvrtom na industrijski otpad i nusproizvode*. Gospodarstvo i okoliš. XIV (2006.), 83; 690-699.
- Roje-Bonacci, T. (2007.), *Mehanika tla*. Građevinsko-arhitektonski fakultet Sveučilišta u Splitu, Split.
- Roje-Bonacci, T., Samardžija, I. (1985.), *Zaštita stambenog objekta „Kamena kuća“ uz usjek željezničke pruge u Splitu*. Zbornik radova „Trajnost konstrukcija“, Društvo građevinskih konstruktora Hrvatske, Brijuni, 06-09. XI. 1985.
- Roje-Bonacci, T., Šestanović, S., Mišćević, P., (1993.), *Geotehnički problemi gradnje cesta u područjima krša Dalmacije (Hrvatska)*. RGN Zbornik 5, str. 79-85, Zagreb.
- Sarač, Dž., Verić, F., Horvat, K., (1976.), *Dimenzioniranje temelja dalekovodnih stupova prema vlačnoj sili*. “Geotehnika“, OOUR “Georxpert” Interna publikacija, Zagreb 1976.
- Serrano A., Olalla C., (2004.), *Shaft resistance of a pile embedded in rock*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 41, Issue 1, 21-35.
- Serrano A., Olalla C., (2006.), *Shaft resistance of a pile embedded in rock: Comparison between in situ test data and theory using the Hoek and Brown failure criterion*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 43, 826-830.
- Shenthan, T., Nashed, R. G., Thevanayagam S., Martin G. R. (2004.), *Liquefaction Mitigation in Silty Soils Using Composite Stone Columns and Dynamic compaction*. Research Progress and Accomplishments: 2003-2004 (u Seismic Vulnerability of the Highway System), Publication Number: MCEER-04-SP01, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER) NTIS Number: PB2005-104894

- Sherif, M.A., Ishibashi, I., and Lee, C.D. (1982), *Earth Pressures Against Rigid Retaining Walls*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT5, May, pp. 679-695.
- Shroff, A.V., Shah, D.L. (2003.), *Soil mechanics and geotechnical engineering*, A.A.Balkema Publishers.
- Šimić, M. (1981.), *Geological problems during construction of Grabovica power plant*. Proceedings of Symposium, Construction of Upper Neretva Power Plants, Mostar, Bosnia and Herzegovina.
- Smith, E.A.L. (1960.), *Pile-Driving Analysis by the Wave Equation*, ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Volume 86, No. SM4, August 1960, Part 1, pp. 35-61.
- Stapelfeldt, T. (2006.), *Preloading and vertical drains*. University of Technology, Helsinki (unpublished notes), (www.tkk.fi/Yksikot/Rakennus/Pohja).
- Škacan, B., (2009.), *Suvrenmene metode u geotehnici*, Piloti, <http://graditeljstvo.tvz.hr/>.
- Šuklje, L. (1979.), *Objašnjenje pravilnika o tehničkim normativima za projektiranje i izvođenje radova kod temeljenje građevinskih objekata*. Jugoslavensko društvo za mehaniku tla i temeljenje, Sarajevo.
- Terzaghi, K. (1920.). *Old Earth Pressure Theories and New Test Results*. Engineering News Record, Vol. 85, 632.
- Terzaghi, K., (1943), *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley&Sons, New York.
- Terzaghi, K. (1955), *Evaluation of Coefficient of Subgrade Reactions*. Geotechnique, Vol 4, 297-326
- Terzaghi, K. (1972.), *Teorijska mehanika tla*. Naučna knjiga , Beograd.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. (1948.), *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley&Sons, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. (1996.), *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley&Sons, New York.
- Tomlinson, M.J. (1957.), *The adhesion of piles driven in clay soils*. Proc. 4th Int. Conf. on soil Mech. and Found. Eng., Vol 2, str. 66-71.
- Tomlinson, M.J. (1970.), *Some effects of pile driving on skin friction*. Conf. on Beh. of piles, Inst. Civ. Engrs., London: 59-66.
- Tomlinson, M.J. (1975.), *Foundation Design and Construction*. 3th Ed. London: Pitman.
- Tomlinson, M.J. (1980.), *Foundation Design and Construction*, 4th Ed. Pitman Publishing Ltd., London.
- Tomlinson, M.J., Boorman , R., (2001.), *Foundation Design and Construction*, 7th Ed. Prentice Hall, London.

- Tschebotarioff, G.P. (1973.), *Foundations, Retaining and Earth Structures*, sc. ed. McGRAW-HILL, New York, London, Toronto.
- Vesic, A.B. (1961.a) *Bending of beams resting on isotropic elastic solid*. ASCE Jnl Engineering Mech. Div. 87, EM2: 35-53.
- Vesic A.B. (1963.), *Beam on Elastic Subgrade and The Winckler's Hypothesis*. Proc. 5th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, p. 845-850.
- Vesić, A.S.(1964.), *Investigations if Bearing Capacity of Piles in Sands*, Duke University Soil Mechanics Laboratory, Publication No. 3.
- Vesić, A.S. (1967.), *A study of bearing capacity of deep foundation*, Georgia Inst. of Technology, Atlanta.
- Vesić, A.S. (1972.), *Expansion of cavities in infinite soil mass*. J. Soil Mechs Fdn Engng, Am. Soc. Civ. Engrsw 98, No.SM3, 265-290.
- Vesic, A.S. (1977.), *Design of Pile Foundations*, National Cooperative Highway Research Program Synthesis 42, Transportation Research Bord.
- Vrkljan, I., Nonveiller, E., Szavits-Nossan, A., Lisac, Z., Višić, I. (1983.), *Controlled sinking of an open end caisson in weak rock*. Preprints D, D337-D342, 5. International Congress on Rock Mechanics, Melbourne (Australia).
- Werner, H. (1970.), *Biegemomente elastisch eingespannter Pfähle*. Beton - und Stahlbetonbau, no.2. 0.39, 1970.
- Wyllie, D. C. (1999.), *Foundations on Rock*, 2th edition, E&FN Spon, London.
- Winkerton, H.F., Pamukcu, S. (1991.), *Soil stabilization and groutings*. (U Fang, H-Y, ur. Foundation engineering), Chapman&Hall, London.
- Winkler, E. (1867.), *Die Lehre von Elastisität und Festigkeit*. Dominicus, Prague, str. 182.
- Wright, S.J., Reese, L.C. (1979.), *Design of large diameter bored piles*. Ground Engng Nov., 17-50.
- Zakladani staveb (2003.), *Vyrobní program*, Praha (www.zakladani.cz).
- Zertsalov, M. G., Konyukhov, D. S. (2007.), *Analysis of piles in rock*, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 44, No. 1, 2007, 9-14.
- Zeevaert, L. (1973.), *Foundation Engineering for difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold Company, New York.
- Zhu, G., Yin, J.-H. (2004.), *Accuracy of Carrillo's formula for consolidation of soil with vertical and horizontal drainage under time-dependent loading*. Communications in numerical methods in engineering, Commun, Numer. Engng, 20:721-735.

WEB:

- 1) <http://www.bauer-spetialtiefbau/at/dt/spetialtiefbau/bauverfahren/pdf>
- 2) http://www.gradst.hr/files/katedre/k_07_geot/ZR6izradanasipa08.pdf

- 3) <http://www.terrasystemsonline.com/faq/terrapier.html> (2009.)
- 4) http://www.haywardbaker.com/services/vibro_compaction.htm
- 5) <http://www.vibroflotation.com/>
- 6) <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/main.html>
- 7) <http://www.ptc.fayat.com/>
- 8) <http://www.hbp.usm.my/naser/soilimprov.pdf> (Naser Abdul Ghani)
- 9) <http://www.dgi-menard.com/VacuumConsolidationFIN.pdf>
- 10) <http://www.haywardbaker.com>
- 11) <http://www.terrasystemsonline.com/terranotes/ric.pdf>
- 12) <http://www.geo-solutions.com/construction-technologies/in-situ-soil-mixing.php>
(za otkopane MIP stupove)
- 13) <http://www.keller-ge.co.uk>
- 14) http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech_new/people/al-tabbaa/PROJECT_SMiRT.pdf
- 15) <http://www.ecobasements.com/soilmixing.html>
- 16) <http://www.polbud-pomorze.pl/en/microblasting/>
- 17) <http://www.laynegeo.com/vibratorygroundimprovement.html>
- 18) <http://www.scribd.com/doc/12626795/Analysis-of-Bearing-Capacity-Driven-Pile>
- 19) <http://www.adriatica.net>

KAZALO POJMOVA

A

adhezija, 26, 28, 29, 51
aktivni klin, 84
aktivni pritisak, 14
 koeficijent, 23, 29
aktivno
 stanje granične ravnoteže, 19
aktivno stanje, 83
armiranobetonska dijafragma, 111
armiranobetonska građevina
 visoka, 225
armiranobetonska košuljica, 137
armiranobetonski
 elementi dijafragmi, 38
armiranobetonski piloti, 104
 predgotovljeni, 14, 39, 108
 prednapregnuti, 14
 zabijanje, 107
armiranobetonski stup, 115

B

bentonit, 32, 38, 54, 56, 111, 133, 137,
 212
beton, 15, 28, 30, 32, 40, 160, 175
 loše kakvoće, 118, 131
 miješanje s okolnim tлом, 116
 modul elastičnosti, 33
 način ugradnje, 40
 novi, 131
 slabije kakvoće, 128
 smanjena kakvoća, 16
 stari, 131
 suhi, 40
 svježi, 117, 131
 svježi, oštećenja, 15
 ugradnja, 117
 ugradnja kontrektor postupkom, 111,
 131

 ugradnja u nabijene pilote, 109
 ugrađeni, kakvoća, 16
 zamjena, 174
betonara
 ugradnja mjernih uređaja, 96
betoniranje, 40, 111, 117, 137
 iznad projektirane kote, 118
 kampadno, 154
 kontraktor postupak, 40
 nastavak, 131
 pilota, 38
 prekid, 117, 131
 sanduka, 145
 suženja pri, 16
 zaštitni sloj, 117
betonska
 ispuna, 40
betonska cijev
 zatvorena na vrhu, 14
betonska temeljna ploča, 138
betonski
 mikropiloti, 2
betonski piloti, 63, 104
 bušeni, 56
 izvedeni na licu mjesta, 40
 utisnuti, 56
 vibrirani, 86
 zabijeni, 56, 105
 zaštita glave, 62
bunar, 5, 6, 15, 17, 18, 127, 129, 132,
 133, 138, 150
 betonski, trenje, 31
 iskop, 137
 izvedba, 135
 izveden s otoka, 136
 košuljica, 137
 nož, 132, 137
 poprečni presjeci, 135
 spuštanje sa skele, 136

tehnologija, 130
trenje po plaštu, 31
u dubokoj vodi, 136
u Obrovcu, 134, 137
bušeni
mikropiloti, 151, 161
bušeni piloti, 15, 28, 29, 47, 53, 54, 86,
104, 111, 158
betoniranje, 117
bez zaštite, 56
nosivost po plaštu, 50, 52
tehnologija izvedbe, 116
bušenje, 40, 128, 130, 164, 165

Č

čvrstoća
laboratorijska ispitivanja, 50
podtemeljnog tla, 186
prirodnog tla, 180
provjera, 168
stabilizirane mase, 186
stupnjaka, 168
čvrstoća gline
jednoosna, 28
čvrstoća na smicanje, 40, 183, 226
minimalna, 227
mobilizirana, 44
niska, 221
poboljšana, 215
prekoračenje, 137
proračun pilota, 45
čvrstoća pri potresu, 173
čvrstoća tla, 66
ispod noža, 19
na smicanje, 222
čvrstoća vlačna
geotekstila, 3

D

DIN standard, 32

dodirna naprezanja
ispod krutog temelja, 221
dodirna ploha, 4, 17
povećanje nosivosti, 172
temeljnog bloka, 150
temelj-tlo, 17, 19, 137
zamjena tla ispod, 174
dodirna površina, 4
sanduka, 139
dodirne točke
kod vibriranja, 191
dodirni pritisak, 5, 178, 203, 221
intenzitet, 180
jednak nuli, 10
dren
model, osnosimetrični, 206
obloga, 205
otpor tečenju, 207
poremećaj oko oboda, 205
radijus utjecaja, 208
savršeni, 207
svijetli otvor, 205
uspravni, 200
utiskivanje, 205
utjecaj, 206
utjecajno područje, 208
drenaža
obloga, 205
podtlak, 212
s pojačanim učinkom, 212
shema ugradnje, 211
sustav, 212
u kombinaciji s dinamičkom
stabilizacijom, 219
učinak, 205
učinak poremećenog područja, 205
usporedba učinka predopterećenja i
vakuuma, 212
uspravna, 204
vakuum, 212
vakuumska, 212

vodoravna, 212
drenažni sloj, 212
drenirano
 stanje, 28
dreniranje
 podloge, 212
 radijalno, 3, 200
 šljunčanim stupovima, 215
 ubrzano, 215
drenovi
 ispuna, 205
 izvedba, 209
 meki, 210, 220
 meki, ugradnja, 210
 ogledni raspored, 220
 pješčani, 200
 pješčani, ugradnja, 209
 plastični, 209, 211
 polje s ugrađenim, 210
 predgotovljeni, 209
 pritisak u, 206
 razmak, 207
 razmak između, 208
 savitljivi, 209, 210, 220
 skraćenje vremena konsolidacije, 205
 šljunčani, 192, 209
 tečenje vode ka, 205
 učinkovitost, 219
 ugradnja, 205, 207
 uspravni, 10, 109, 194, 201, 212, 215
 uspravni, poboljšanje svojstava tla, 205
 uspravni, tlocrtni raspored, 208
 uspravni, učinak, 212
drenža
 koeficijent procjeđivanja, 205
 učinkovitost, 205
dubina
 grupe pilota, 99
 projektirana, 165
 temeljenja, 1, 4, 5, 20
 temeljenja, najmanja, 12

urona sanduka, 142
utjecaja, 100
utjecaja dinamičke stabilizacije, 188
utjecaja dodatnog opterećenja, 180
velika, pilota, 100
vode kod potapanja sanduka, 140
vode, dohvatljiva, 144
vrha pilota, 53
zabijanja pilota, 14
zamjene lošeg tla, 176

E

elastična deformacija
 pilota, 41, 83
 stupa, 84
 tla, 60
elastična podloga, 67
elastični
 nosač, 4
elastični ležaj
 neprekinuti, 71
elastični nosač
 na elastičnoj podlozi, 12, 71
elastični pomak
 glave pilota, 66
elastični temelj, 101
elastično
 uzdizanje dna, 223
elastično pero
 svojstva, 66
elastično tlo, 62
elastično zbijanje
 faktor uz, 60

F

faktor
 adhezije, 29
 duljine pilota, 49
 nosivosti, 21, 51
 nosivosti na vrh, 45, 47, 57

nosivosti na vrh po Berezantzevu, 48
nosivosti na vrh prema LCPC, 57
nosivosti po Caquot-Keriselu. *See*
nosivosti po Meyerhofu, 22
nosivosti trenja po plaštu, 51
nosivosti za duboke temelje, 21
nosivosti, proračunski, 176
trenja, 49
trenja po plaštu, 50
učinka malja, 60
uz elastično zbijanje, 60
vremenski, 204, 207
vremenski u vodoravnom smjeru, 206

G

glinobetonska isplaka, 116, 117, 137, 165
greda
na elastičnoj podlozi, 83

I

ispitivanj
probnom pločom, 69
standardnim penetracijskim pokusom, 52
ispitivanja
čvrstoće, 50
dinamička, 44
modelska, 46
pilota, 45
statička, 45
statnamička, 45
terenska, 46, 52
tla, 44
u laboratoriju, 32
usporedbe terenskih rezultata, 86
ispitivanje
grupe pilota, 94
krutom probnom pločom, 67
laboratorijsko, 228
modelsko, 84
mogućnost ponavljanja, 97

na oglednom polju, 220
neporemećenih uzoraka u laboratoriju,
207
nosivosti pilota, 86
standardnim penetracijskim pokusom,
189
statičko, usporedba sa statnamik, 97
statnamik metodom, 86
temelja statnamik pokusom, 87
učinka drenaže, 220
ispitivanje pilota
opterećenog vodoravnom silom, 77
rezultati, 65
ispitivanje površine tla
probnom pločom, 178

J

jednoosna čvrstoća
intaktne stijene, 32
stupnjaka, 168
uzorka stijene, 32

K

koeficijent
aktivnog pritiska, 14
bezdimenzionalni, oblika, 228
bočnog pritiska, 227
bočnog pritiska tla na plašt temelja, 27,
29
bočnog tlaka, 14, 23, 24
filtracije, 208
konsolidacije, 204, 206, 207
otpora podloge, 72
pasivnog otpora, 14, 29
poissonov, 70
Poissonov, 25, 124
pomaka, 84
povratka, 63
pritiska tla na plašt temelja, 29, 30
procjeđivanja, 205

proporcionalnosti, 71
 propusnosti, 202
 reakcije podloge, 67, 83
 reakcije podloge u vodoravnom smjeru,
 70, 71
 reakcije podloge, raspodjela, 71
 reakcije tla u vodoravnom smjeru, 68
 reakcije tla, jedinični, 68
 sigurnosti, parcijalni, 18
 smanjenja nosivosti grupe, 98
 stišljivosti, 205
 tlaka mirovanja, 14, 20, 24, 25, 29
 učinka pada utega, 188
 vodoravnog pritiska, 73
 Winklerov, 67, 68
 za popravke trenja po plaštu, 32
 kohezija, 48, 51, 124, 176
 mobilizirana, 29, 228
 nedrenirana, 28, 45, 81
 u nedreniranim uvjetima, 29
 za bušene pilote, 29
 kut
 linije iskopa, 226
 nagiba tla iza podupore, 25
 nagiba tla oko temelja, 4
 unutarnjeg trenja, 4, 22, 26, 28, 47, 176,
 228, 229
 kut trenja, 47, 51, 52, 78, 124, 222
 iz rezultata SPT-a, 52
 između plašta i tla, 26
 plašt-tlo, 30, 52

L

laboratorijsko ispitivanje
 stabilizacijskih mješavina, 183

M

mikropilot, 2
 modelsko ispitivanje
 hibridnog temeljenja, 120

modul elastičnosti
 štapa, pilota, 71
 modul elastičnosti
 betona, 33
 pilota, 60, 70, 73, 122
 ploče, 122
 stijene, 32
 tla, 25, 70, 122

N

nedrenirana
 čvrstoća tla na smicanje, 222
 kohezija, 80, 124
 nedrenirani
 modul elastičnosti tla, 122
 modul tla, 124
 uvjeti, 28, 45, 51
 nedrenirani, nekonsolidirani
 uvjeti, 48
 negativni učinak
 uzgona, 10
 negativno trenje, 15, 19, 26, 41, 42
 piloti malog promjera, 44
 položaj neutralne točke, 43
 raspodjela po dubini, 42
 razvoj, 43
 smanjenje utjecaja, 44
 utjecaj konsolidacije, 122
 veličina, 43
 nosač na elastičnoj podlozi, 66
 nosivost, 4, 5, 9, 20, 22
 analitički pristup, 19
 bloka, 6
 bušenih mikropilota, 161
 dijagrami faktora, 21
 dubokih temelja, 17
 dubokih temelja na vrh, 19
 dubokog masivnog temelja, 6
 faktor, na vrh, 57
 faktori, 51
 faktori za trenje po plaštu, 52

granična, 44
 granično stanje, 44
 grupe pilota, 98
 iz rezultata SPT-a, 52
 izraz za, 20
 kod negativnog trenja, 44
 mala, 221
 mikropilota, 161
 mlazno injektiranih stupnjaka, 161
 na čupanje, 225
 na vrh, 17, 18, 32, 48, 52, 55, 57
 na vrh iz SPT, 53
 obisna o obliku, 18
 pilota, 18, 44, 46
 pilota na vrh, 47
 pilota po plaštu, 57
 po Berezantzevu, 52
 po plaštu, 14
 po Terzaghiju, 20
 pomoću rezultata zabijanja, 60
 povećanje, 100, 160, 172, 175, 180, 215
 procjena kod dubokih temelja, 14
 projektna, 18
 proračun, 19, 20, 222
 proračun kod masivnih temelja, 129
 proračun iz dinamičkih jednadžbi, 60
 proračun iz pokusnog opterećenja, 63
 proračun iz rezultata statičke
 penetracije, 55
 proračun iz statnamik pokusa, 86
 proračun na vrh, 19
 prosječna, granična, 28
 prosječna, trenjem po plaštu, 18
 slabog sloja, 176
 sloj veće, 180
 smanjena, 16
 trenjem po plaštu, 22, 30, 31, 48, 49, 57
 u koherentnom tlu, 26
 u nekoherentnom tlu, 30
 u stijeni, 31
 nož, armirano-betonski, 132

numeričko ispitivanje
 hibridnog temeljenja, 124

P

parametri čvrstoće
 na smicanje, 83
 parametri čvrstoće na smicanje
 raspodjela po dubini, 19
 parametri čvrstoće na smicanje
 za proračun trenja po plaštu, 14
 penetracija, 15, 51, 173, 196
 standardna, 52, 54
 statička, 55, 196
 učinak zbijanja, 186
 penetrometar, 22, 58
 otpor plašta, 58
 pilon, 7, 31, 41
 pilot, 14, 25, 34, 40, 53
 armirani, 2
 betonski, 40
 čelični, 39, 62
 dijelom izveden u stijeni, 42
 dimenzioniranje, 68
 drveni, 14, 39, 58, 62
 dugi, 73, 78
 duljina, 46
 dužina, 60
 glava, 61
 glave upete u naglavnu konstrukciju, 75
 gradivo, 30, 49
 grupa, 6, 44, 66, 98
 grupa, ispitivanje, 86, 93
 injektirani, 56
 izveden od elemenata dijafragmi, 7
 izveden ručnim iskopom, 16
 izveden strojnim iskopom, 16
 kategorije, 56
 klasifikacija prema vrsti, 56
 koji jako razmiče tlo, 14, 57
 koji malo razmiče tlo, 15, 54

koji ne razmiče tlo, 15
kopani, 38
korištenje, 34
kosi, 34, 66
kratki, 73, 78
kruti, 75
krutost, 74
kružnog popračnog presjeka, 52
lebdeći, 40, 41, 72, 73, 83
malog promjera, 19, 22, 41, 51
miješano gradivo, 40
MIP tehnologija, 2
mlazno injektirani, 38
na stijeni, 5
nabijeni, 8, 19
nabijeni betonski, 56
naprezanje na dubini vrha, 19
nosivost, 60, 63
nosivost na vrh, 57
nosivost po EUROKOD 7, 18
nosivost po plaštu, 57, 58
nosivost, statička, 60
od mješavine tla i veziva, 40
opterećen popračnom silom, 65
opterećen uzdužnom silom, 45
opterećen vjetrom, 93
opterećen vlačnom silom, 35
opterećen vodoravnom silom, 67
osni razmak, 98
otkolon glave, 66
otpor plašta, 58, 59
otvorenog vrha, 53
plašt, 52
podjela po načinu izvedbe, 38
pomak, 41
pomak glave, 65, 73, 74
predgotovljeni, 39
prednosti, 15
pridržane glave, 76
prijenos uspravne sile, 40
primjena, 35

promjer, 57
proračun, 44, 68
punog vrha, 53
s razmicanjem tla, 50
samac, 66
savijanje, 69, 83
savitljivi, 75, 77
slijeganje, 22
slobodne glave, 75
srednje dug, 73
srednje dužine, 78
statnamik pokus, 88
svrdlani, 2
šljunčani, 8, 10, 86
težina, 60
trnje po plaštu, 46
u glini, 45, 51, 55
u kkoherentnom tlu, 78
u krutoj glini, 72
u nekoherentnom tlu, 46, 51, 77
u pilesku, 55
ugradnja opreme za ispitivanje, 95
utisnuti čelični, 56
velike duljine, 83
velikog promjera, 31
vlačni, 10, 45
vlastita težina, 41
vodoravni pomak, 71
vrh, naprezanje na, 46
vrsta, 63
Winklweov model, 67
zabijanje, 60
zabijeni, 28, 30, 48, 86
zabijeni betonski, 56
zabijeni čelični, 56
zabijeni i koherentno tlo, 29
zabijeni, Broms, 30
zabijeni, malo razmaknuto tlo, 24
piloti
modelska ispitivanja, 84
ploča, 1, 4, 8, 11, 12, 13, 18, 119, 121

- bazena, 183
 - bunara, 137
 - gornja, 140
 - krutost, 122
 - na elastičnoj podlozi, 12
 - nad pilotima, 119
 - naglavna, 98, 101
 - probna, 67, 68, 175
 - promjenjive krutosti, 125
 - promjer, 178
 - slijeganje, 120
 - svojstva, 124
 - temeljenje na, 119
 - temeljna, 129, 186
 - temeljna, čupanje, 227
 - podbeton, 174
 - pokus
 - statnamik uređajem, 86
 - pokusna ispitivanja, 45
 - pokusna miješalica, 185
 - pokusni pilot, 63
 - pokusno opterećenje, 29
 - pokusno opterećenje, 60
 - balast, 63
 - na pritisak, 64
 - način nanošenja opterećenja, 64
 - pilota vodoravnom silom, 81
 - prikaz rezultata, 65, 82
 - prikaz rezultata ispitivanja na uspravnu silu, 65
 - rezultati, 44
 - sidrenje balasta, 64
 - tlačno, 63
 - vlačno, 63
 - vodoravno, statnamik, 89
 - posmična čvrstoća, 26, 30, 182
 - plašt-tlo, 27
 - plšt-tlo, 26
 - pravokutni
 - raspored drenova, 208
 - tlocrt sanduka, 133
 - prevokutni
 - poprečni presjek, 39
 - prevokutni poprečni presjek, 38
 - pritisak, 49, 50
 - atmosferski, 138
 - bočni, 23
 - dodirni, 178
 - efektivni, 26
 - injektiranja, 168
 - jednak nuli, 10
 - na dnu kesona, 138
 - na kapi, 62
 - na plašt, 23
 - na temeljnu plohu, 10
 - pokus nosivosti na, 64
 - porni, 97
 - u komori, 138
 - vodoravni, 26, 82
 - progibna linija, 71
- R**
- rezultati ispitivanja
 - na vodoravnu silu, 82
- S**
- sidreni
 - blok, 225
 - sila trenja
 - oko pilota, 101
 - slijeganje, 18, 19, 69, 71, 120, 178, 179, 202
 - bazena, 184
 - diferencijalno, 103
 - dozvoljeno, 178
 - dugotrajno, 202
 - glave pilota, 83
 - grupe pilota, 101
 - hibridnog temelja, 120
 - ispod dubokih temelja, 19
 - izazvano predopterećenjem, 203

konsolidacijsko, 119, 122, 202, 203
naknadno, 223
nasipa, 202
okolnog tla, 16
pilota, 41, 43, 83
ploče, 120
površine, 194
površine oko građevne jame, 223
površine vibriranjem, 193
projektirano, 178, 180
sekundarno, 205
smanjeno, 215
smanjenje na prihvatljivu mjeru, 186
sustava ploča-piloti, 122
temeljenja na ploči, 119
u drugom sloju, 178
učinak krutosti na, 124
ukupno, 202, 203
uslijed negativnog trenja, 44
većih površina, 202
za granično stanje uporabivosti, 126
zadovoljavajuće malo, 180
SMiRT projekt, 185

Š

šesterokutni
 raspored drenova, 208

T

temelj, 1, 4, 12
 duboki, 17, 150
 duboki masivni, 6, 154
 duboki, vlačni, 230
 kroz više slojeva, 28
 masivni, 128
 nadoknadni, 221, 222
 poprečni presjek, 27
 produbljeni, 174
 ravnih površina plašta, 31
 samac kruti, 130

 samac plitki, 129
 sanacija, 110
 vlačni, 226, 230
 vlačni, plitki, 225
 zamjena materijala, 174
temeljenje, 1
 duboko, 4, 13, 14
 duboko, masivno, 127
 hibridno, 8, 13, 98, 101, 119
 hibridno, primjer, 126
 laganih građevina, 155
 na bunarima, 127
 na kesonima, 127
 na kosini, 4
 na laporu, 174
 na mekim stijinama, 174
 na pilotima, 35, 39
 na pilotima s proširenom glavom, 130
 na pilotima velikog promjera, 130
 na poboljšanom tlu, 9, 13, 172
 na površini, 4
 na prekonsolidiranom tlu, 222
 na stijeni, 231
 na tlu različitih osobina, 13
 na uspravnom rubu, 4
 nadoknadno, 222
 nasipa, 202
 odabir dubine, 12
 odazahtjevi građevine, 12
 plitko, 4, 172
 ploča, 13
 priručnik, 127
 produbljeno, 4, 5, 21, 154, 174
 roštilj, 13
 striheva, 156
 stupova mostova, 128
 u dubokoj vodi, 139
 u vodi, 38
 velikih površina, 202
temeljna
 armirana greda, 151

ploča, 126
ploča bunara, 134
ploča, betonska, 138
ploha, 5, 12
stopa, 5, 225
temeljni
 blok, 225
temeljno
 tlo, 1, 125
 tlo za prometnice, 198
 tlo, dreniranje, 212
 tlo, kakvoća, 13
 tlo, loše, 15
 tlo, meko, 122
 tlo, na većoj dubini, 5
 tlo, osobine, 12
 tlo, poboljšanje, 151
 tlo, poboljšanje, 2, 3, 8, 9, 35, 40, 150,
 164, 172, 215, 223
 tlo, poboljšanje čvrstoće, 186, 191
 tlo, povećanje gustoće, 3
 tlo, prekonsolidirano, 222
 tlo, produbljenje, 170
 tlo, svojstva, 138, 183
 tlo, zamjena, 3, 175, 180
 tlo, zamjena do potrebne dubine, 176
 tlo, zamjena potpuna, 176
teorija elastičnosti, 74, 84
 u mehanici tla, 68
tijesak, 82
tlačna čvrstoća
 jednoosna, 28

U

uređaj za ispitivanje
 pilota na vodoravnu silu, 82
 statnamik pokusom, 89

V

višekutni
 poprečni presjek, 39

Z

zbijanje
 dinamičko, 10, 219, 220
 dodatnog nasipa, 190
 dubinsko, 191
 elastično, 60
 komunalnog otpada, 187
 miniranjem, 198
 mlaznim injektiranjem, 150
 okolnog tla, 215
 pasivno stanje, 226
 površinsko, valjcima, 189
 rahlih pijesaka, 187
 rahlog tla, 188
 starih nasipa, 187
 svrha, 219
 šljunčanim pilotima, 220
 šljunčanim stupovima, 215
 tla iznad temeljne ploče, 227
 tla pri zabijanju pilota, 108
 tla uslijed vlastite težine, 172
 u slojevima, 175
 u vodi, 181
 učinak, 187, 191, 196
 vibroflotacija, 191
 zamjena materijala, 10
zbijanje dubinsko
 s površine, 187
zbijanje tla
 pasivno stanje, 23