

## BAB III

### LANDASAN TEORI

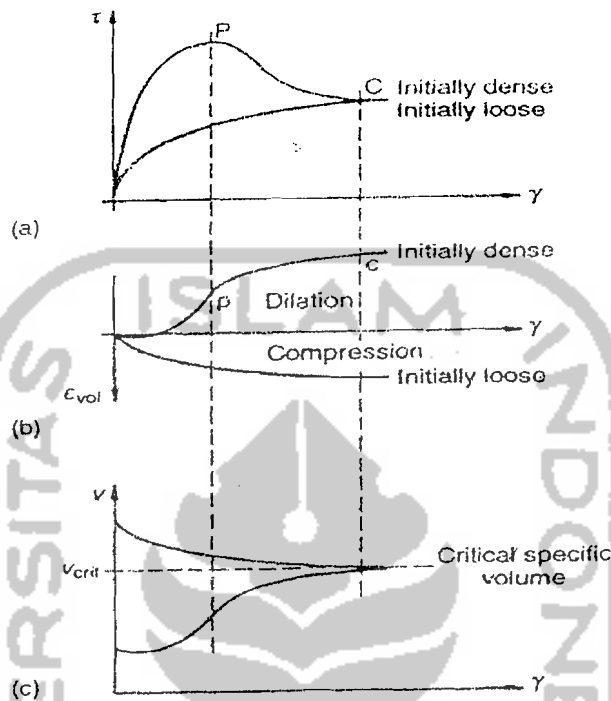
#### 3.1. Pendahuluan

##### 3.1.1 *Peak Strength dan Dilatancy*

Gambar 3.1 dan 3.2 menunjukkan kemampuan tanah untuk menghasilkan suatu *peak strength* sebelum mencapai *critical state* yang bergantung pada kemampuannya untuk memperbesar volume atau *dilatancy*. Dalam gambar 3.1, nilai maximum *dilatancy* sampel padat sebanding dengan bertambahnya tegangan geser maximum  $\tau_{peak}$ . Tegangan geser menurun sebagai nilai *dilatancy* yang mengecil, sampai dicapai keadaan kritis. Sampel *loose* tidak terjadi *dilatancy* dan tidak memperlihatkan *peak strength*.

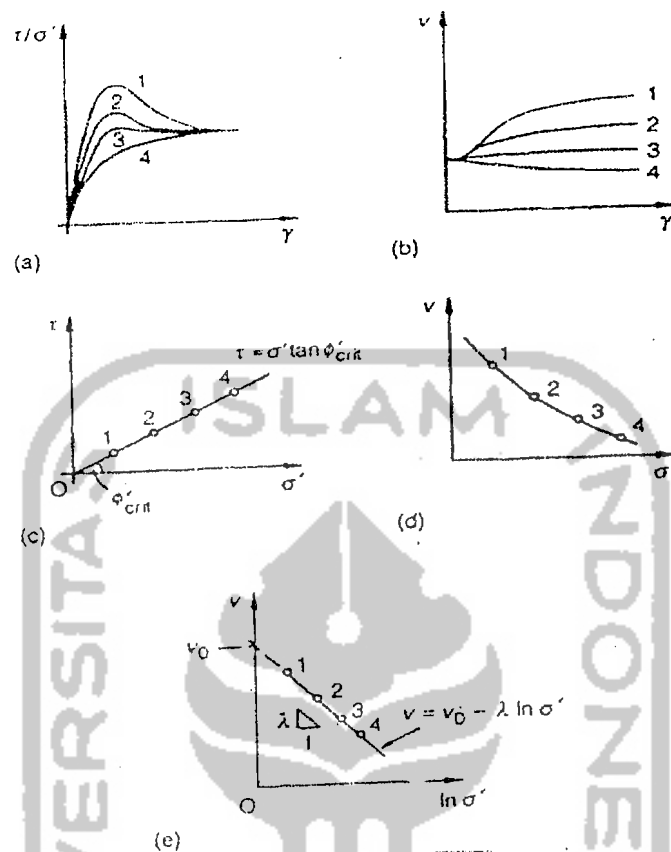
Dalam gambar 3.2 (a), perbandingan tegangan puncak mengecil bersamaan bertambahnya tegangan normal efektif. Hal ini disebabkan keadaan kritis *void ratio* direduksi dengan bertambahnya tegangan efektif yang dihasilkan dari potensi pengurangan *dilatancy*. Istilah padat (*dense*) dan lepas (*loose*) dapat digunakan dalam hubungannya dengan keadaan *critical void ratio* dengan pertimbangan tegangan normal efektif. Beberapa volume awal tertentu tanah mungkin *dense* pada tegangan normal efektif 10 kpa (karena *void ratio* awal lebih kecil daripada *void ratio* keadaan kritis pada 10 kpa), akan tetapi *loose* pada

tegangan efektif 100 kpa (karena *void ratio* awalnya lebih besar daripada *void ratio* keadaan kritis pada 110 kpa).



Gambar 3.1 Data uji kotak geser (a)  $\tau$  atau  $\sigma'$  dengan  $\gamma$ , (b)  $\epsilon_{vol}$  atau  $v$  dengan  $\gamma$  dan (c)  $V_{crit}$  dengan  $\gamma$

Meskipun hal ini mungkin tampak berlawanan, bisa saja untuk mengubah pasir padat menjadi pasir lepas dengan menambah tegangan normal efektif pada saat pengujian. Hal ini berakibat seperti yang terjadi pada gambar 3.2 (a). Pengujian 1, merupakan tanah padat dengan hasil baik dan ditunjukkan oleh *peak strength*. Dalam pengujian 4, tanah merupakan penggeseran dari *void ratio* awal yang sama tetapi pada tegangan normal efektif terbesar. Pengujian tersebut menunjukkan tidak ada *peak strength* dan berkelakuan seperti jika dalam pengaruh *loose*.



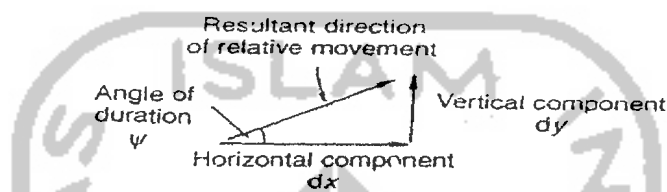
Gambar 3.2 Hasil uji kotak geser dengan tegangan normal efektif berbeda pada empat sampel yang mempunyai void ratio sama. (a) Rasio tegangan  $\tau/\sigma'$  dengan  $\gamma$ ; (b) Specific volume  $v$  dengan  $\gamma$ ; (c) Keadaan kritis (pada ujung pengujian)  $\tau$ ,  $\sigma'$ ; (d) Keadaan kritis  $v$ ,  $\sigma'$ ; (e) Keadaan kritis  $v$ ,  $\ln \sigma'$ .

Ketika tanah dalam uji kotak geser mengalami *dilatancy*, penutup kotak geser bergerak keatas pada sudut *dilatancy*  $\psi$  (gambar 3.3). Hal tersebut mungkin bertentangan, meskipun bidang geser secara makro horizontal, bidang geser secara mikro merupakan hasil kemiringan pada sudut  $\psi$  terhadap horizontal. Hal ini ditunjukkan dengan memperkirakan dua bagian kotak geser yang akan menggelincir sepanjang rangkaian gerigi, seperti ditunjukkan dalam gambar 3.4

(a). Sudut geser bergerak melawan pada permukaan gerigi adalah  $\phi'_{current}$  yang diukur pada beberapa tingkatan dalam uji kotak geser (berdasarkan asumsi penggelinciran relatif pada bidang horizontal) diberikan oleh:

$$\phi'_{current} = \phi'_{crit} + \psi_{current} \quad (3.1)$$

(gambar 3.4 (b)), dimana  $\psi_{current}$  adalah sudut *dilatancy* yang terjadi.



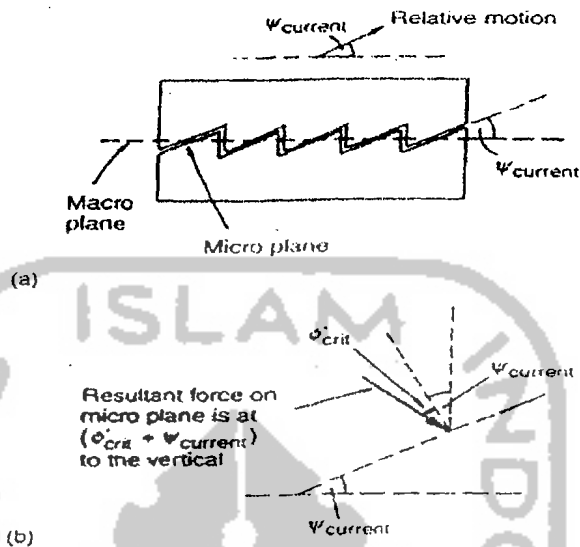
Gambar 3.3 *Dilatancy*

Keterangan pengujian yang diperlihatkan persamaan (3.1) *overestimate* terhadap efek *dilatancy* pada *peak strength*. Berdasarkan data sebenarnya volume dari uji geser pada pasir, Bolton (1986) menunjukkan hal tersebut dalam kondisi *plane strain*, sumbangan *dilatancy* terhadap *peak strength* akan lebih teliti ditunjukkan dengan persamaan:

$$\phi'_{peak} = \phi'_{crit} + 0,8\psi_{max} \quad (3.2)$$

Dalam banyak hal, *peak strength* tanah sesungguhnya hanya diperlihatkan secara teoritis. *Peak strength* hanya bersifat sementara, yang diterima saat tanah mengalami *dilatancy*. Tanah tidak bisa mempengaruhi *dilatancy* selamanya dan cepat atau lambat tegangan tersebut akan turun pada nilai keadaan kritis,  $\phi'_{crit}$ . Sifat tanah pada *peak strength* tidak sama dengan kekuatan pada keadaan kritis. *Peak strength* tergantung pada potensi *dilatancy*, oleh karena akan (untuk tanah yang

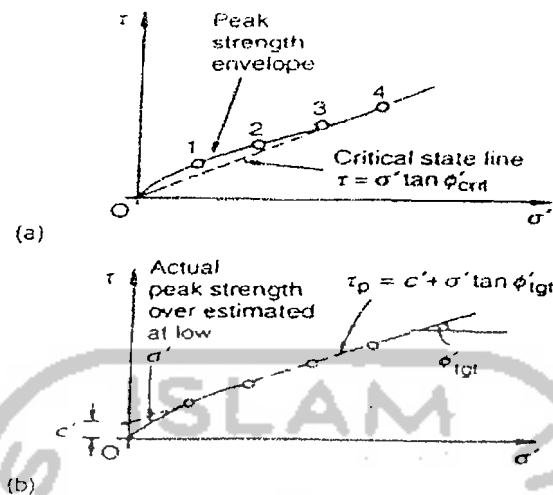
diberikan volume awal spesifik) berkurang bersama pertambahan tegangan normal efektif, seperti ditunjukkan gambar 3.2 (a).



Gambar 3.4 Analogi gerigi untuk pemuaian (Bolton, 1991)

Maksudnya boleh jadi dikuatkan dengan memplotkan data tegangan puncak dari gambar 3.2 pada grafik  $\tau$  melawan  $\sigma'$ . Gambar 3.5 (a) menunjukkan bahwa bentuk selubung data tegangan maximum adalah garis lengkung. Perbedaan kekuatan keadaan kritis ditunjukkan dalam gambar 3.2 (c), data *peak strength* tidak bisa dengan teliti digambarkan dengan menggunakan persamaan sederhana. Pada beberapa buku, akan ditemukan data *peak strength* digambarkan dengan memakai garis lurus, mempunyai persamaan dengan bentuk:

$$\tau_p = c' + \sigma' \tan \phi_{gr} \quad (3.3)$$



Gambar 3.5 Hubungan  $\tau$  dengan  $\sigma'$  (a) Data tegangan puncak hubungan antara  $\tau$  dengan  $\sigma'$  yang menunjukkan kurva selubung keruntuhan; (b) Menafsirkan data tegangan puncak.

(gambar 3.5 (b)), dimana  $c'$  adalah titik potong garis dengan axis  $\tau$  dan  $\tan \phi'_{igt}$  adalah kemiringannya. Pendekatan tersebut adalah konsep bercacat. Setidaknya ada tiga alasan kemungkinan besar membahayakan:

1. Dapat menunjukkan *overestimate actual peak strength* pada salah satu tegangan efektif rendah atau tinggi (gambar 3.5 (b)), tergantung dimana *best-fit line* digambar.
2. Perencanaan struktur rekayasa geoteknik tidak bisa menjamin bahwa *peak strength* akan secara keseluruhan berubah disemua tempat yang diperlukan pada saat yang sama. Hal tersebut kemungkinan lebih besar hanya pada beberapa bagian tanah yang menjangkau *peak strength* lebih dulu. Jika ada kelebihan regangan yang menentukan pada bagian ini, maka akan melemah menjadi rapuh seperti kekuatannya yang melemah menjadi nilai kritis. Pada cara yang sama, hal tersebut akan meneruskan beban kesebelahnya yang juga

akan menjadi kelebihan tegangan dan melemah menjadi rapuh. Pada cara ini, *progressive failure* bisa terjadi seperti perambatan retak pada kaca secara mendadak.

3. Sungguhpun terpisah dari kemungkinan *progressive failure*, banyak penggunaan prosedur desain dalam rekayasa geoteknik mengasumsikan bahwa tanah bisa mengandalkan pada perilaku yang bersifat daktail. Saat material daktail lemah, akan meneruskan perubahan bentuk pada beban tetap. Hal ini berlawanan dengan material rapuh, dimana pada keruntuhan terjadi patah dan sama sekali kehilangan kapasitas pembebanan yang dibawa. Pada keadaan kritis, perilaku tanah adalah daktail dengan definisi keadaan kritis adalah bahwa regangan geser yang tidak terbatas dapat digunakan tanpa perubahan lebih lanjut pada tegangan atau volume spesifik. Perilaku tanah antara *peak strength* dan *critical state* pada dasarnya rapuh.

Pada masalah yang sangat diperlukan, *peak strength* dapat diukur dengan referensi kemiringan hubungan garis asal keadaan *peak strength* ( $\tau_{\max}, \sigma'$ ):

$$\phi' = \tan^{-1} \left( \frac{\tau}{\sigma'} \right)_{\max} \quad (3.4)$$

Nilai  $\phi'_{\text{peak}}$  yang didefinisikan dalam cara ini akan secara berangsur-angsur berkurang bersamaan bertambahnya tegangan normal efektif  $\sigma'$ , sehingga akhirnya menghilang menjadi  $\phi'_{\text{crit}}$ . Nilai  $\phi'_{\text{peak}}$  (perhitungan berdasarkan persamaan 3.6) yang diberikan tegangan normal efektif  $\sigma'$  dapat digunakan sebagai indikator empiris dari kerapatan dan oleh kekakuan relatif tanah.

### 3.1.2 Perbedaan $\phi'_{crit}$ dan $\phi'_{peak}$

Dalam penggunaan ukuran keruntuhan  $(\tau/\sigma')_{max} = \tan \phi'$ , nilai dari  $\phi'$  dapat dipakai untuk menggambarkan *peak strength* atau *critical state*. Alasan utama menggunakan kekuatan keadaan kritis adalah:

- Nilai  $\phi'_{crit}$  yang diberikan tanah adalah konstan. Pada bagian lain nilai  $\phi'_{peak}$ , tergantung pada potensi *dilatancy* yang akan berubah tergantung pada kerapatan tanah dan rerata tegangan efektif keruntuhan.
- Nilai  $\phi'_{peak}$  hanya bisa dipertahankan jika tanah terus mengembang. Dengan perubahan yang menerus,  $\phi'_{peak}$  menurun dan tanah *strain-softening*. Teori plastisitas *upper* dan *lower bound* yang dibutuhkan oleh material menunjukkan plastis stabil, tidak digunakan pada material *strain-softening*. Material *strain-softening* cenderung *progressive failure*.

Salah satu alasan penggunaan  $\phi'_{crit}$  daripada  $\phi'_{peak}$  adalah mencegah kemungkinan kembali *progressive failure* pada tanah *strain-softening*. Faktor *peak strength* yang diberikan mengindikasikan bahwa kekakuan tanah sesuai untuk desain fondasi dengan faktor keamanan pada beban runtuh. Jika kekuatan keadaan kritis digunakan untuk perhitungan beban runtuh, faktor keamanan akan dibutuhkan untuk fondasi pada tanah lepas daripada fondasi yang sama pada tanah padat, jika *settlement* yang dimiliki sama.

Pengujian yang terdapat pada literatur menunjukkan bahwa tegangan puncak lebih umum digunakan untuk perhitungan beban runtuh fondasi. Hal ini mengesankan cara dimana bentuk dan kedalaman fondasi serta efek dari penambahan tegangan efektif vertikal di bawah fondasi dipakai menjadi



perhitungan. Kemungkinan lain, memungkinkan perilaku tegangan yang dipilih akan berubah sepanjang fondasi pada keruntuhan segera. Hal ini tidak beralasan karena faktor keamanan yang digunakan pada fondasi termasuk besar yang tujuan utamanya membatasi pergerakan tanah. Pada kondisi kerja, perubahan tegangan tanah akan jauh dibawah keadaan puncak dan keadaan tanah akan lebih baik dari bagian *strain-softening* kurva *stress-strain*. Salah satu keuntungan utama penggunaan *peak strength* dapat dihindari penggunaan faktor beban yang sesuai dengan perbedaan kekakuan tanah atau perubahan dasar tegangan tanah dengan regangan.

Jika *peak strength* digunakan dalam desain, maka harus dipilih secara hati-hati. Merujuk pada hubungan eksponensial nilai  $N_q$ , *overestimate*  $\phi'$  yang hanya berderajat rendah dapat menjadi hal yang fatal, terutama saat  $\phi' \geq 30^\circ$ . memasukkan  $\phi'=30^\circ$  kedalam persamaan ( $N_q = K_p \cdot e^{\pi \tan \phi'}$ ) memberikan  $N_q=18,4$ , sedangkan untuk  $\phi'=33^\circ$ ,  $N_q=26,1$ . Dengan kata lain, pertambahan 10% pada  $\phi'$  menunjukkan pertambahan 42% dalam perhitungan nilai  $N_q$ . Bila berdasarkan pada data uji laboratorium, *peak strength* harus diukur pada pengujian tegangan efektif maximum tanah dilapangan, pada sampel yang mewakili *void ratio* dan/atau sejarah tegangan. Meskipun penggunaannya dipilih secara hati-hati nilai  $\phi'_{peak}$  dalam perhitungan daya dukung fondasi bisa diterima dan tidak menjadi masalah untuk bentuk lain konstruksi geoteknik.

Pada pasir *dense*, tahanan geser bertambah sampai tercapai beban puncak, dimana keruntuhan geser mulai terjadi. Tahanan geser setelah kondisi ini menurun dengan penambahan penggeserannya. Akhirnya tercapai kondisi konstan, dengan

kuat geser pada kondisi ini adalah kuat geser residu. Nilai sudut geser dalam ( $\phi'_{peak}$ ) dalam kondisi padat diperoleh dari *peak strength*, sedangkan sudut gesek dalam ( $\phi'_{cv}$ ) pada kondisi longgar atau tidak padat diperoleh dari *ultimate strength*, yaitu ketika pasir menjadi melonggar akibat penggeserannya.

### 3.2. Metoda daya dukung Terzaghi

Mempelajari perilaku tanah pada saat permulaan pembebanan sampai mencapai keruntuhan, dilakukan tinjauan terhadap suatu fondasi kaku pada kedalaman dasar fondasi yang tak lebih dari lebar fondasinya. Penambahan beban fondasi dilakukan secara berangsur-angsur. Berdasarkan pengujian model, Vesic (1963) membagi mekanisme keruntuhan fondasi menjadi tiga macam (gambar 3.6):

1. Keruntuhan geser umum (*general shear failure*)

Keruntuhan fondasi terjadi menurut bidang runtuh yang dapat diidentifikasi dengan jelas. Suatu baji tanah terbentuk tepat pada dasar fondasi (zona A) yang menekan tanah ke bawah hingga menyebabkan aliran tanah secara plastis pada zona B. Gerakan kearah luar dikedua zona tersebut, ditahan oleh tahanan tanah pasif dibagian C. Saat tahanan tanah pasif bagian C terlampaui, terjadi gerakan tanah yang mengakibatkan pengembangan tanah disekitar fondasi. Bidang longsor yang terbentuk, berupa lengkungan dan garis lurus yang menembus hingga mencapai permukaan tanah. Saat keruntuhannya, terjadi gerakan massa tanah ke arah

luar dan ke atas. Keruntuhan geser umum terjadi dalam waktu yang relatif mendadak yang diikuti oleh penggulingan fondasinya.

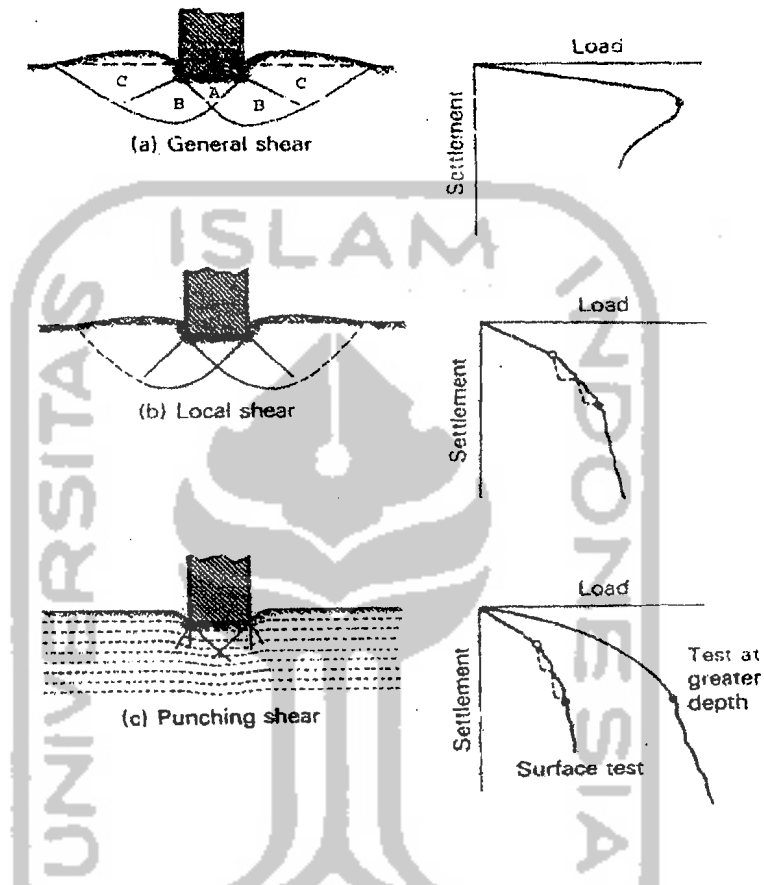
2. Keruntuhan geser lokal (*local shear failure*)

Tipe keruntuhannya hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak sampai mencapai permukaan tanah. Jadi, bidang runtuh yang kontinu tidak berkembang. Fondasi tenggelam akibat bertambahnya beban pada kedalaman yang relatif dalam, yang menyebabkan tanah didekatnya mampat. Tetapi, mampatnya tanah tidak sampai mengakibatkan kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga zona plastis tidak berkembang seperti pada keruntuhan geser umum. Dalam tipe keruntuhan geser lokal, terdapat sedikit pengembangan tanah di sekitar fondasi, namun tidak terjadi penggulingan fondasi.

3. Keruntuhan penetrasi (*punching shear failure*)

Pada tipe ini, dapat dikatakan keruntuhan geser tanah tidak terjadi. Akibat bebannya, fondasi hanya menembus dan menekan tanah ke samping yang menyebabkan pemampatan tanah di dekat fondasi. Penurunan fondasi bertambah hampir secara linier dengan penambahan bebannya. Pemampatan tanah akibat penetrasi fondasi, berkembang hanya pada zona terbatas tepat di dasar dan disekitar tepi fondasi. Penurunan yang terjadi tidak menghasilkan cukup gerakan arah lateral yang menuju kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga kuat geser ultimit tanah tidak dapat berkembang. Fondasi menembus tanah ke bawah dan baji tanah yang

terbentuk di bawah dasar fondasi hanya menyebabkan tanah menyisih. Saat keruntuhan, bidang runtuh tidak terlihat sama sekali.



Gambar 3.6 macam keruntuhan fondasi. (a) Keruntuhan geser umum; (b) Keruntuhan geser lokal; (c) Keruntuhan penetrasi (Rudy Gunawan, 1996).

Analisis daya dukung mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban fondasi dan struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung menyatakan tekanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya (Hardiyatmo, H.C., 1996). Ada beberapa teori daya dukung tanah, teori yang



Tanah XYZ di bawah fondasi akan bergerak ke bawah dan mengakibatkan desakan ke samping, akhirnya menimbulkan keruntuhan menurut garis ZHF dan ZIG. Analisis pada keadaan seimbang *ultimate* :

1. Bagian XHF dan YIG adalah dalam keseimbangan tekanan tanah pasif (*passive-plastic equilibrium*)
2. Bagian XZH dan YZI adalah daerah radial-geser (*radial shear*)
3. Bagian tanah di atas garis ketinggian dari dasar fondasi hanya dianggap sebagai beban tambahan (*surcharge load*)

Persamaan daya dukung yang digunakan biasanya dengan menggunakan faktor daya dukung  $N_c$  oleh Prandtl (1921) dan  $N_q$  dari Reissner (1924) yang berdasarkan teori plastis, serta faktor daya dukung semi empiris  $N_\gamma$  dari Meyerhof atau Vesic (1973). Persamaan daya dukung tersebut merupakan pengembangan persamaan daya dukung oleh Terzaghi (1943). Berdasarkan beberapa penelitian disimpulkan bahwa faktor daya dukung  $N_c$  dan  $N_q$  tidak berubah banyak sedangkan untuk suatu harga  $\phi$  tertentu,  $N_\gamma$  yang didapat oleh para peneliti menunjukkan perbedaan yang mencolok. Hal ini disebabkan oleh adanya bermacam-macam asumsi mengenai bentuk massa tanah yang berada tepat di bawah fondasi. Persamaan umum daya dukung yang diberikan adalah:

$$q_{ult} = c'.N_c + q'.N_q + \frac{1}{2}.\gamma'.B.N_\gamma \quad (3.5)$$

dengan:

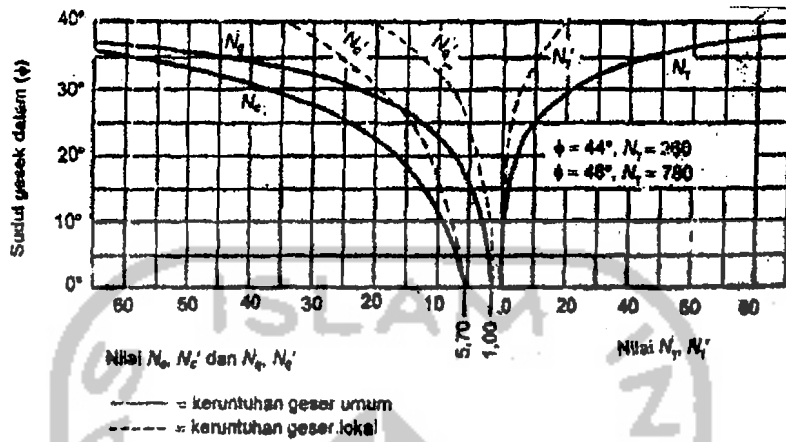
$c'$  = kohesif efektif tanah

$q'$  = tekanan *overburden* terhadap telapak fondasi

$\gamma'$  = berat volume efektif tanah

$B$  = lebar fondasi

$N_c, N_q, N_\gamma$  = faktor-faktor daya dukung yang tergantung  $\phi$



Gambar 3.8 Hubungan  $\phi$  dan  $N_\gamma, N_c, N_q$  (Terzaghi, 1943)

Dalam persamaan daya dukung *ultimate* atas, terdapat tiga suku persamaan yang cara penerapan dalam hubungannya sebagai berikut :

1. Suku persamaan  $c' N_c$ . Nilai kohesi  $c$  yang digunakan adalah solusi rata-rata tanah di bawah dasar fondasi
2. Suku persamaan  $q' N_q$ . Nilai  $q$  disini merupakan tekanan *overburden* dan tekanan vertikal pada dasar fondasi, yaitu tekanan akibat dari berat tanah di sekitar pondasi. Oleh karena itu berat volume tanah  $\gamma$  yang digunakan untuk menghitung  $q = \gamma \cdot D_f$  adalah berat volume tanah di atas dasar fondasi
3. Suku persamaan  $0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$ . Pada suku persamaan ini diperlukan nilai berat volume tanah rata-rata  $\gamma_{rata-rata}$  yang terletak di bawah dasar fondasi

Persamaan daya dukung Terzaghi hanya cocok untuk pondasi dangkal dengan  $D_f \leq B$ . Pada hitungan daya dukung Terzaghi, kuat geser tanah di atas dasar fondasi diabaikan.

### 3.3 Daya dukung dengan pendekatan *relative density*

#### 3.3.1 Hubungan *strength* dan *dilatancy* pada pasir dalam hubungannya dengan daya dukung

Suatu pendekatan untuk menentukan daya dukung didapat dari nilai tegangan nonlinier sifat tanah dan *progressive failure* dengan menggabungkan konsep *strength-dilatancy* yang bergantung dari sudut gesek puncak pada tegangan normal rata-rata, kondisi regangan dan *relative density* tanah. Bolton (1986) menjelaskan kembali persamaan *stress-dilatancy* yang dibuat Rowe (1961) dalam kaitannya dengan volume puncak dan volume konstan sudut gesek dan sudut *dilatancy* pada *peak strength*. Sudut *dilatancy* pada *peak strength* merupakan fungsi dari *relative density* dan gaya normal efektif *confinement*  $p'$  dan kondisi regangan, persamaan empiris Bolton:

$$\phi'_{peak} = \phi'_{cv} + A.I_R \quad (3.6)$$



dimana:  $A$  = konstanta empiris yang mempunyai nilai 3 untuk kondisi regangan *triaxial* dan 5 untuk kondisi regangan *plane strain*; dan  $I_R$  merupakan index *relative dilatancy* yang bernilai:

$$I_R = Dr(Q - \ln p') - R \quad (3.7)$$

Pada persamaan (3.7),  $Q$  dan  $R$  = konstanta empiris bahan dengan nilai berturut-turut 10 dan 1 yang secara umum memberikan prediksi yang teliti (Bolton 1986); dan  $p'$  harus dalam satuan kilopascal. Bolton (1986) menyarankan bahwa persamaan (3.6) dan (3.7) berlaku hanya untuk  $I_R$  yang lebih besar dari nol, artinya bahwa persamaan tidak cocok untuk pasir dengan nilai *relative density* yang rendah. Persamaan  $I_R$  dapat digunakan untuk menggambarkan efek dari *progressive failure* pada kapasitas fondasi. Persamaan Bolton (1986) dapat digunakan untuk memperkirakan sudut gesek *peak strength* pada pasir. Pada cara ini, sudut gesek maximum yang digunakan untuk memprediksinya dihitung dengan kondisi regangan telapak, tingkat rerata  $p'$  pada tanah dan *relative density*.

Persamaan (3.6) dan (3.7) mengindikasikan bahwa penjumlahan  $\phi'_{\text{peak}}$  lebih besar dari pada  $\phi'_{\text{cv}}$  yang bergantung pada karakteristik *dilatancy* tanah pada *peak strength* seperti yang ditunjukkan oleh  $I_R$ . Persamaan (3.7) memperlihatkan pertambahan  $I_R$  seiring dengan pertambahan *relative density* dan pengurangan tegangan *confinement* normal rata-rata.

Penetapan nilai  $Q=10$ ,  $R=1$  sesuai untuk bahan seperti yang diusulkan, parameter bahan yang diperlukan untuk analisa hanya memasukkan *relative density* tanah dan sudut gesek volume konstan. Penentuan nilai  $D_r$  dapat dibuat menggunakan salah satu cara dari beberapa cara yang ada dan kemudahan dalam teknis pencrapan, mengingat  $\phi'_{cv}$  dapat ditentukan dengan mengetahui minerologi pasir atau dengan melakukan penyusunan kembali sampel sebuah uji tunggal pada *loose*.

Pengamatan percobaan daya dukung yang diamati dalam semua kasus pada nilai perkiraan antara nilai menggunakan sudut gesek puncak dan sudut gesek volume konstan. Pengamatan yang dilakukan berguna untuk membuat *index progressive failure* yang menggambarkan pengamatan pengujian daya dukung untuk memprediksi kapasitas volume puncak dan volume konstan. Pokok dari pengujian terletak pada kapasitas puncak yang ditentukan akibatnya berkurangnya *progressive failure* dan pada kapasitas volume konstan. Nilai yang ditunjukkan terlihat bergantung pada *relative density* tanah, lebar telapak, kedalaman perletakan dasar fondasi dan perbandingan antara panjang dengan lebar telapak.

### 3.3.2 Studi pasir

Tanah granuler mempunyai permeabilitas yang besar, oleh karena itu pada tiap-tiap tahap pembebanannya, air selalu terdrainase dari rongga porinya. Hitungan daya dukung pasir selalu didasarkan pada kondisi *drained* dengan penggunaan parameter tegangan efektif ( $\phi'$  dan  $c'=0$ ). Hal ini juga berakibat bila material fondasi kedap air dan muka air tanah terletak diatas dasar fondasi, fondasi akan mengalami gaya keatas akibat tekanan air pada bagian yang terendam tersebut (Hardiyatmo, H.C., 1996).

Kapasitas dukung batas fondasi pada tanah berpasir dipengaruhi terutama oleh empat faktor, kedudukan muka air tanah, *relative density*, lebar fondasi dan kedalaman beban tambahan di sekeliling fondasi (Peck, R.B., dkk., 1996).

Berat volume pasir bukan merupakan variabel yang menentukan dalam kapasitas dukung fondasi, karena berat volume pasir baik dalam kondisi kering, basah, maupun jenuh hanya terjadi perbedaan yang sedikit. Namun jika pasir terletak di bawah muka air tanah bebas, yang efektif menghasilkan gesekan hanya berat terendahnya saja sebesar satu setengah kali berat basah, kering, maupun jenuhnya. Artinya bahwa kenaikan muka air tanah setinggi mulai dari kedalaman yang lebih besar dari B di bawah dasar pondasi hingga ke atas beban tambahan

akan berpengaruh mengurangi kapasitas dukung sampai satu setengah kali nilainya untuk pasir dengan kondisi basah, kering, maupun jenuh.

Dari persamaan umum daya dukung menunjukkan bahwa kapasitas dukung beban tanah di bawah pondasi yang bertambah meningkat seiring bertambahnya lebar pondasi. Selain itu juga menunjukkan bahwa kapasitas dukung dari fondasi diperoleh dari dua sumber yaitu tahanan gesek sebagai akibat berat pasir di bawah permukaan pondasi serta tahanan gesek sebagai akibat berat beban tambahan atau urugan.

Nilai faktor-faktor daya dukung  $N_\gamma$ ,  $N_c$  dan  $N_q$  dipengaruhi oleh  $\phi$ . Semakin besar  $\phi$  semakin besar pula faktor-faktor daya dukung tersebut. Nilai  $\phi$  dipengaruhi oleh *relative density* serta bentuk dan gradasi butiran.

Kerapatan relatif ( $D_r$ ) umumnya dipakai untuk menunjukkan kerapatan tanah granuler di lapangan. Kerapatan relatif dinyatakan dengan persamaan:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.8)$$

dengan:

$e_{\max}$  = kemungkinan angka pori maximum

$e_{\min}$  = kemungkinan angka pori minimum

$e$  = angka pori pada keadaan aslinya

Kondisi terlonggar dari suatu tanah disebut dengan  $e_{\max}$  yang ditentukan dengan cara menuangkan pasir kering tanpa getaran ke dalam cetakan yang telah diketahui volumenya. Kondisi terpadat suatu tanah disebut dengan  $e_{\min}$  yang ditentukan dengan cara menggetarkan pasir kering yang diketahui berat dan volumenya. Pada tanah pasir dan kerikil, kerapatan relatif ( $D_r$ ) digunakan untuk menyatakan hubungan angka pori nyata dengan batas-batas maximum dan minimum dari angka porinya. Persamaan (3.8) dapat dinyatakan dalam persamaan berat volume tanah sebagai berikut:

$$\gamma_{d(mak)} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e_{\min}} \quad (3.9)$$

maka dengan cara substitusi dari persamaan (3.9), akan didapat nilai  $D_r$  sebesar:

$$D_r = \left[ \frac{\gamma_{d(mak)}}{\gamma_d} \right] \left[ \frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(mak)} - \gamma_{d(\min)}} \right] \quad (3.10)$$

Kerapatan relatif biasanya dinyatakan dalam persen.

Kerapatan relatif juga dapat diperkirakan dari nilai korelasi antara  $D_r$  dengan N-SPT. Menurut Marcusson dan Bieganousky (1977):

$$D_r = 0,086 + 0,0083 \cdot (2311 + 222 \cdot N - 711 \cdot (OCR) - c_1 \cdot \sigma'_v)^{\frac{1}{2}} \quad (3.11)$$

dan menurut Fardis dan Veneziano (1981) persamaan yang diberikan adalah:

$$\ln N = c_2 + 2,06 \cdot \ln D_r + c_3 \cdot \ln \sigma'_v \quad (3.12)$$

dengan:

$c_1 = 7,7$  untuk  $\sigma'_v$  dalam kpa dan  $5,5$  untuk  $\sigma'_v$  dalam psi

$c_2 =$  fungsi kedalaman yang harus ditentukan pada suatu tempat dengan mengukur

$N$  dan  $Dr$ . Jika tidak dibuat korelasi untuk  $c_2$ , gunakan nilai  $c_2 = 2,67$  yang

didapat dari data dasar yang digunakan untuk persamaan

$c_3 = 0,222$  untuk  $\sigma'_v$  dalam kpa dan  $0,442$  untuk  $\sigma'_v$  dalam psi

$OCR =$  *overconsolidation ratio* dengan nilai 1 jika *normally consolidated* dan

lebih dari 1 jika *overconsolidated*

Banyak literatur yang mempelajari percobaan daya dukung dengan menggunakan *centrifuge* dan *full scale* terutama pada tanah *granular*. Pada tabel 3.1 ditunjukkan delapan percobaan pada pasir berbeda yang digunakan untuk metode desain. Dalam tabel 3.1 ini lebar telapak yang diberikan sesuai dengan bentuk aslinya. Madson (1996) telah membuat ringkasan sebanyak lima puluh hasil daya dukung dan gaya geser pada masing-masing pasir. Hasil perhitungan daya dukung pada empat studi pasir yang berbeda ditunjukkan pada gambar 3.9 Dalam gambar 3.9 ini faktor daya dukung yang diberikan untuk menghitung daya dukung adalah :

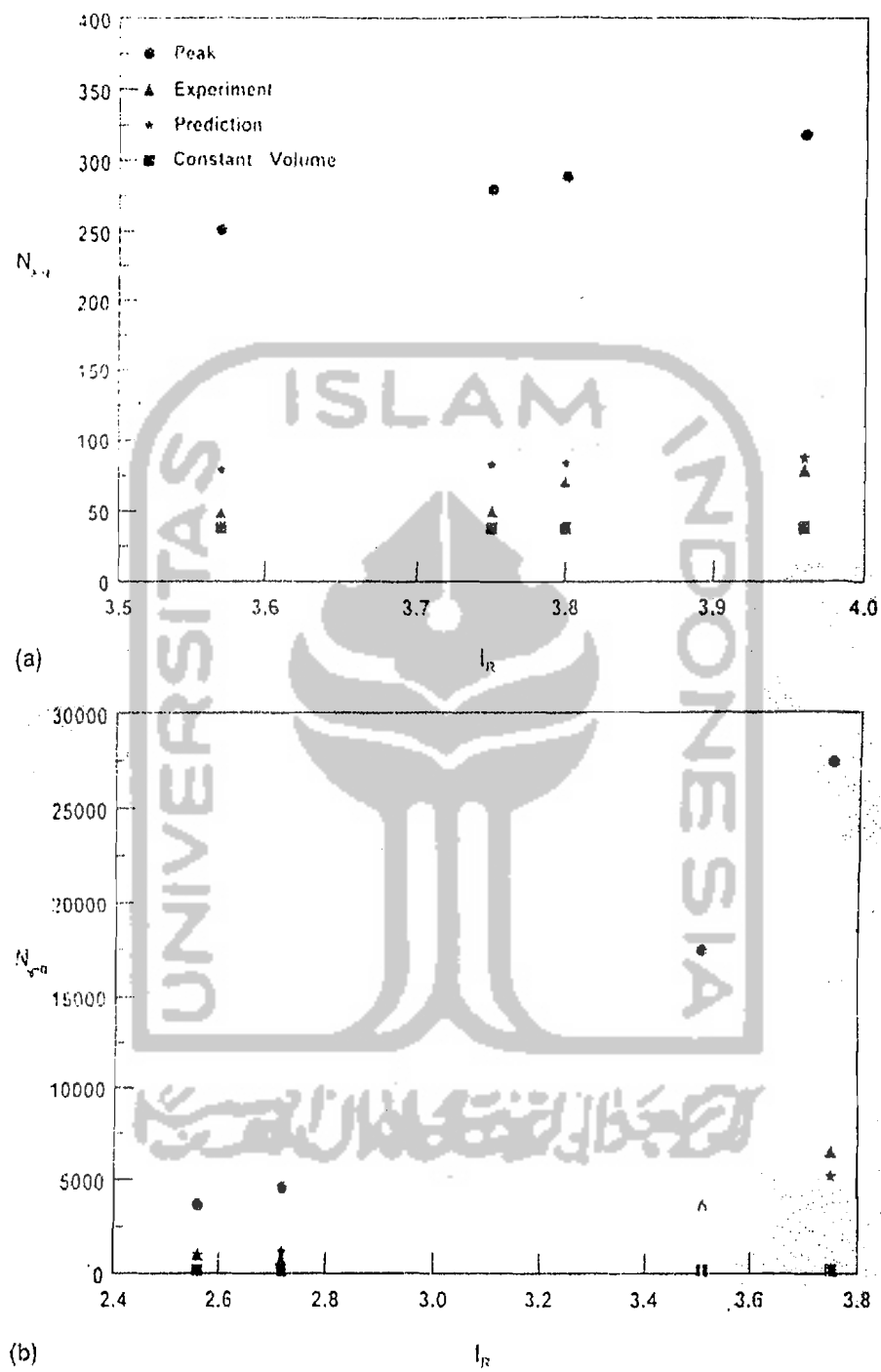
$$N_{\gamma-q} = \frac{q_{ult-exp}}{1/2 \cdot \gamma' \cdot B} \quad (3.13)$$

Tabel 3.1 Studi pasir yang digunakan sebagai dasar metode desain yang diusulkan (Perkins & Madson, 2000)

Sand (1)	References (2)	Type of experiment (3)	Footing widths (m) (4)	Footing length to width ratios (5)	Embedment to footing width ratios (6)	Constant volume friction angle (7)	Relative density of sands (%) (8)
IHW yellow mortar beigi	Adams (1995) Kusakabe et al. (1991)	Full-scale Centrifuge	0.457, 0.610, 0.914	1 (square) 1 (circular), 3, 7	0	33	89.7, 87.8, 85.9
			0.015, 0.03, 0.45, 0.9, 1.35, 1.8, 2.7		0		
Johnson Space Center	Perkins and Madson (1996a)	Centrifuge	0.02, 0.04, 0.34, 0.49	Strip	0	41	100
Minnesota-Louis Simulab Monterey 0/30	Perkins (1995a) Kutter et al. (1988); Abghari (1987)	Centrifuge Centrifuge	0.1, 0.35, 0.5	Strip 1 (circular)	0, 0.5, 1.0	41	100
			0.058, 0.96, 1.9		0		
Nevada	Wilson (1994)	Centrifuge	0.76, 2.05	1 (circular), 1.32, strip	0	38	72, 77
Texas A&M	Briaud and Gibbens (1994)	Full-scale	1, 1.5, 2.5, 3	1	0.25-0.72	32	55
Toyona	Kimura et al. (1985); Fukushima and Tatsuoka (1984); Tatsuoka et al. (1986)	Centrifuge	0.03, 0.04, 0.6, 0.8, 1.2, 1.6	Strip	0, 0.5, 1.0	34	87

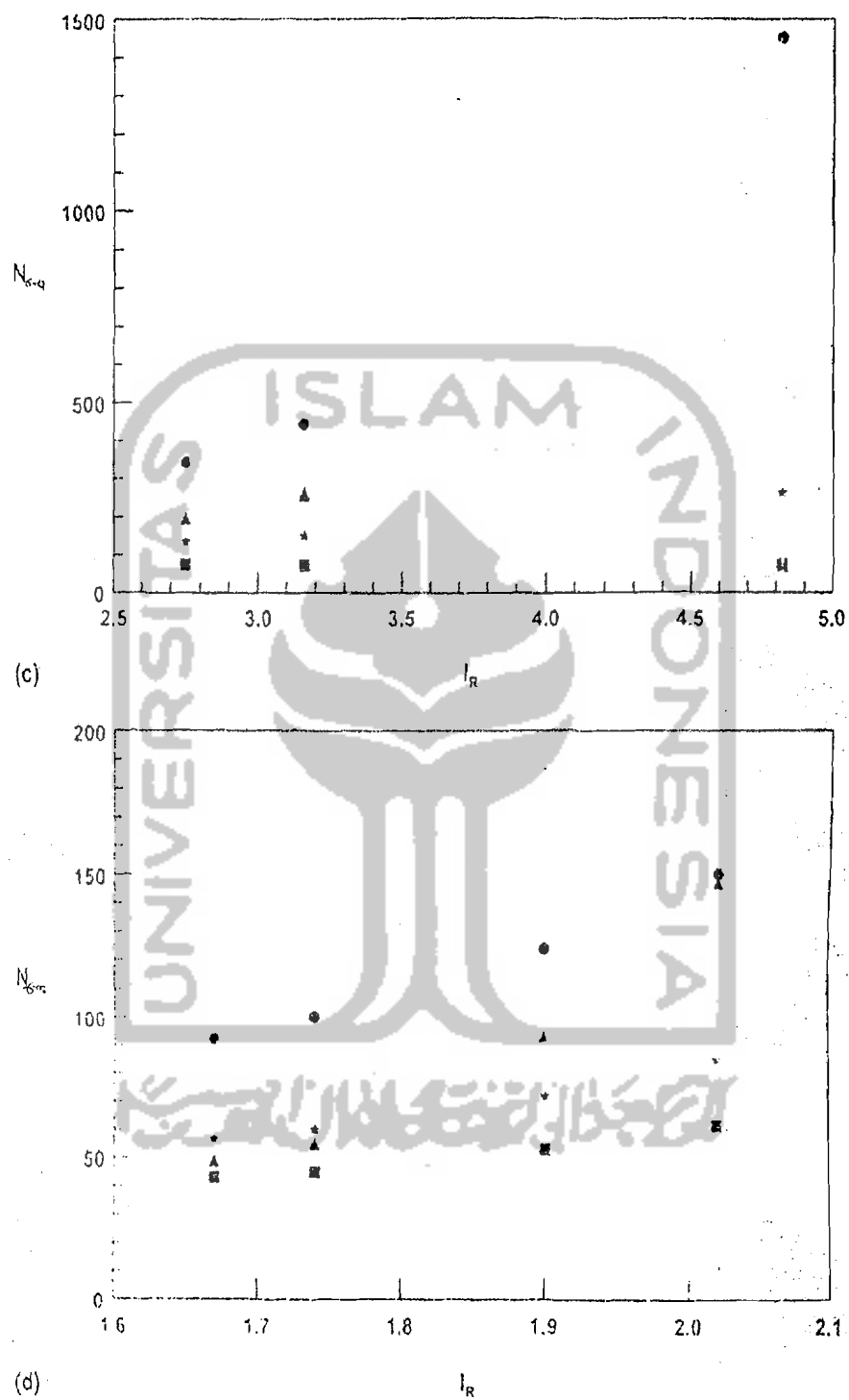
Faktor daya dukung ini menggambarkan kembali index *relative dilatancy*  $I_R$  yang timbul dari analisa telapak.

Nilai *relative density* yang ditunjukkan dalam tabel 3.1 lebih dari 70% kecuali pasir Texas A&M. Hal ini menunjukkan bahwa dalam pertimbangan menentukan desain daya dukung akan lebih pasti hanya pada pasir yang mempunyai *relative density* sedang hingga tinggi. Pasir dengan *relative density* rendah yang menjadi fokus perhatiannya pada *settlement*. Sudut gesek volume konstan untuk setiap bahan diperkirakan dengan mempertimbangkan mineralogi tanah dan data gaya geser lain yang tersedia pada *relative density* rendah atau tinggi.



Gambar 3.9 Faktor daya dukung  $N_{\gamma-q}$  dengan  $I_R$  pada empat dari delapan studi pasir: (a) Pasir FHWA yellow mortar; (b) Pasir JSC; (Perkins & Madson, 2000)





Gambar 3.9 (c) Pasir Mounterey; (d) Pasir Texas A & M (Perkins & Madson, 2000)

Besarnya *relative density* pada pasir Texas A&M dihitung dari data *Standard Penetration Test* (SPT) dan *Cone Penetration Test* (CPT), dengan nilai yang diambil adalah nilai rata-rata pada tempat dimana pasir itu diambil. Material dengan nilai *relative density* rendah ini pada hasil hitungan daya dukung menunjukkan perilaku *strain hardening*. Daya dukung ultimate pada material ini menggunakan rasio *settlement* dengan lebar pondasi sebesar 5%.

Persamaan Bolton digunakan dalam memperkirakan perbedaan antara  $\phi'_{peak}$  dan  $\phi'_{cv}$ , pada hasil ini dibandingkan dengan uji data tegangan yang tersedia. Nilai Q yang diambil sebesar 10 dan nilai R sebesar 1 untuk semua pasir. Nilai sudut gesek yang diperkirakan dari persamaan (3.6) dan (3.7) digunakan pada solusi daya dukung dengan ukuran sudut gesek dari uji *strength* pada nilai yang sesuai dengan  $p'$ , menunjukkan bahwa batas perkiraan antara 4% sampai dengan kurang dari 17% nilai pengujian.

### 3.3.3 Pendekatan *relative density* untuk daya dukung

Rumus yang diberikan Bolton (1986) menetapkan batasan kerja dengan skala hasil yang disebabkan oleh perilaku kekuatan non linier dan *progressive failure* pada kapasitas dukung dan pengaruh kondisi regangan telapak seperti yang digambarkan. Pada kondisi regangan tertentu rumus Bolton dapat digunakan untuk mendiskripsikan garis potong maksimum sudut gesek pasir pada suatu *relative density* untuk beberapa tingkatan nilai tengah tegangan normal *confinement*. Pendekatan yang diambil dalam penyesuaian masalah ini sesuai dengan perilaku tegangan nonlinier dan penggambaran pengaruh kapasitas

*progressive failure*. Langkah-langkah penyelesaian untuk menyelesaikan kekuatan nonlinier sebagai berikut :

Langkah 1: Untuk telapak dengan panjang  $L$  dan lebar  $B$  yang diletakkan dipermukaan tanah sejarak  $D_f$  pada pasir yang mempunyai berat volume efektif tanah  $\gamma'$ , *relative density* ( $D_r$ ) dan sudut geser volume konstan ( $\phi'_{cv}$ ), nilai rata-rata dari nilai tengah tegangan normal efektif  $p'$  pada telapak diasumsikan. Untuk memperkirakan ketidakseragaman kondisi tanah, satuan berat volume efektif tanah dianggap sebagai satuan berat basah untuk keadaan dimana muka air tanah sekurang-kurangnya  $1/3$   $B$  di bawah dasar telapak. Untuk keadaan dimana muka air tanah ada pada dasar telapak, gunakan berat volume efektif tanah. Untuk keadaan antara keduanya gunakan berat volume rata-rata antara berat volume basah dan berat volume efektif tanah.

Langkah 2 : Asumsikan bahwa  $A$  sebagai pengali dalam  $I_R$  pada persamaan (3.6) berubah secara linier antara 3 untuk kondisi *axisymmetry* dan 5 untuk kondisi *plane strain*. Pada saat tertentu, keadaan *axisymmetry* dapat dipakai untuk telapak berbentuk bujur sangkar dan bulat ( $L/B = 1$ ) dan *plane strain* dipakai untuk  $L/B \geq 7$ . Rumus  $A$  menjadi :

$$A = \frac{1}{3} \left( \frac{L}{B} + 8 \right) \quad (3.14)$$

Langkah 3 : sudut gesek puncak  $\phi'_{peak}$  dihitung dengan menggunakan persamaan (3.6), sedangkan  $I_R$  dihitung dengan menggunakan persamaan (3.7) dengan nilai  $Q$  dan  $R$  diambil 10 dan 1 berturut-turut.

Langkah 4 : Daya dukung *ultimate* yang sebanding dengan *peak strength* dihitung menggunakan rumus daya dukung yang biasa digunakan

$$q_{ult-peak} = q'.N_q + \frac{1}{2}.\gamma'.B.N_\gamma \quad (3.15)$$

dimana  $q'$  = beban tambahan efektif yang ada didasar telapak pada semua beban,  $N_q$  dan  $N_\gamma$  adalah faktor daya dukung yang hanya bergantung pada perubahan sudut gesek puncak  $\phi'_{peak}$ . Faktor bentuk dan kedalaman tidak dimasukkan dan tidak digunakan dalam pernyataan ini. Bentuk dari fondasi dapat diperkirakan dengan menggunakan parameter  $A$  pada persamaan (3.14). Dalam sejarahnya faktor kedalaman digunakan pada perhitungan untuk penambahan *shearing resistance* tanah diatas dasar telapak dan kontribusi yang diberikan sangat kecil. Persamaan (3.15) hanya terbatas untuk tanah dengan kohesi kecil.

Nilai  $N_\gamma$  mencirikan hasil pengujian daya dukung kecil-kecilan. Hal ini berarti bahwa pengaruh besarnya daya dukung tidak berdasarkan kondisi tanah. Nilai  $N_q$  dan  $N_\gamma$  yang digunakan berdasarkan pendekatan kekakuan untuk masalah kestabilan telapak. Persamaan  $N_q$  yang digunakan dari Prandtl (1921) dan  $N_\gamma$  dari Chen (1975). Pendekatan masalahnya berdasarkan batas plastis bersama dengan bentuk solusi di atas. Bentuk persamaannya adalah

$$N_q = \tan^2 \left[ \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right] e(\pi \cdot \tan \phi) \quad (3.16)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \tan \xi \left[ \tan \xi \cdot \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi\right) - 1 \right]$$

$$\frac{3 \sin \phi}{(1 + 8 \sin^2 \phi)} \left[ \left( \tan \xi - \frac{\cot \phi}{3} \right) \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi\right) + \tan \xi \cdot \frac{\cot \phi}{3} + 1 \right],$$

dengan  $\xi = \pi/2 + \phi/4$  (3.17)

Untuk perbandingan nilai  $N_\gamma$  diberikan pada tabel 3.2 dan nilainya lebih besar dari persamaan yang biasa digunakan.

Langkah 5 : Dalam langkah 1 nilai  $p'$  sudah diasumsikan ketika menganalisa telapak. Nilai  $p'$  yang digunakan bergantung dari daya dukung *ultimate* yang dicapai telapak, juga bergantung pada sudut gesek tanah dan penambahan tekanan. Meyerhof (1950) memberikan persamaan:

$$\sigma'_m = 0,1 \cdot q_{ult-peak} \quad (3.18)$$

dimana  $\sigma'_m$  = tegangan normal efektif rata-rata pada permukaan datar keruntuhan. Karena  $\sigma'_m$  pada persamaan (3.18) bukan merupakan tegangan yang sama, bukan berarti bahwa rasio  $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$  adalah tetap. Asumsi bahwa  $\sigma'_2$  merupakan nilai tengah  $\sigma'_1$  dan  $\sigma'_3$ , persamaan (3.18) ditunjukkan dengan persamaan :

$$\frac{p'}{q_{ult-peak}} = \frac{0,1}{\cos^2 \phi'_{peak}} \quad (3.19)$$

De Beer ( 1965 ) mengusulkan persamaan berikut :

$$\sigma'_m = \frac{q_{ult-peak} + 3q'}{4} (1 - \sin \phi'_{peak}) \quad (3.20)$$

dimana tergantung pada  $q_{ult-peak}$ ,  $q'$  dan  $\phi'_{peak}$ , hal ini menunjukkan bahwa solusi ini berdasarkan teori *slip line*. Diambil  $q'$  sebesar nol untuk permukaan telapak dengan asumsi nilai  $\sigma'_2$  seperti diatas, persamaan ( 3.20 ) dapat dinyatakan :

$$\frac{p'}{q_{ult-peak}} = \frac{(1 - \sin \phi'_{peak})}{4 \cdot \cos^2 \phi'_{peak}} \quad (3.21)$$

Tabel 3.2 Hubungan nilai  $N_s$  dengan  $\phi'$  (Perkins & Madson, 2000)

$\phi'$ (1)	$N_s$ (2)
30	27.6
31	32.2
32	37.7
33	44.3
34	52.1
35	61.5
36	72.8
37	86.5
38	103
39	123
40	148
41	179
42	217
43	266
44	326
45	403
46	501
47	627
48	790
49	1.004
50	1.287
51	1.666
52	2.177
53	2.878
54	3.848
55	5.213
56	7.161
57	9.988
58	14.165
59	20.457
60	30.141

Perkins dan Madson (1996) menggunakan solusi *limit plasticity* nonlinier yang diuraikan Perkins (1995) untuk menurunkan persamaan :

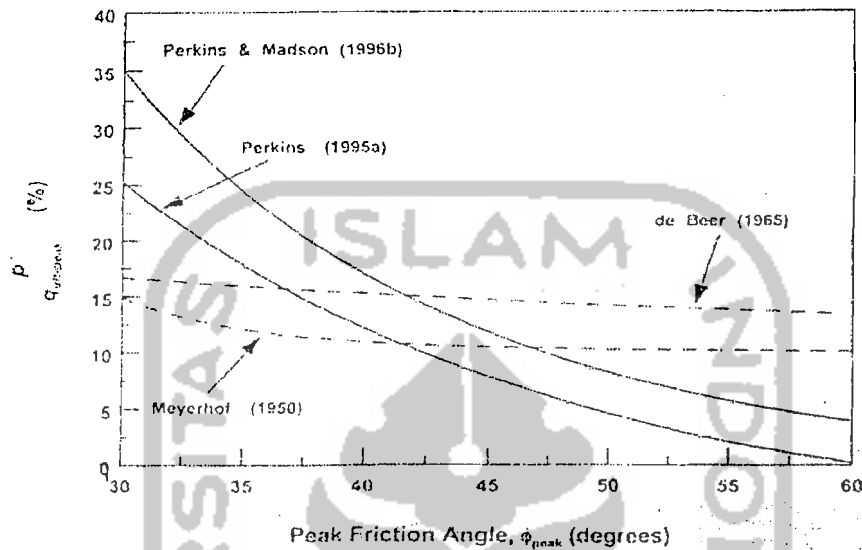
$$\frac{p'}{q_{ult-peak}} = 3,1 \exp(-0,073\phi'_{peak}) \quad (3.22)$$

Persamaan dibuat untuk menghitung nilai tengah rata-rata tegangan normal pada *slip failure* untuk variasi sudut gesek konstan. Perkins (1995) mempresentasikan hubungan antara  $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$  dengan  $\phi'_{peak}$ . Gambar ini didasarkan pada teori plastisitas klasik dengan menggunakan solusi *slip line* dengan  $p'$  rata-rata kelebihan muatan tanah di *slip line*. Hubungan antara Meyerhof (1950), De Beer (1965), Perkins (1995) dan Perkins & Madson (1996) dijelaskan dalam gambar 3.10.

Hubungan yang ditunjukkan dalam gambar 3.10 dengan asumsi pada kondisi *plane strain*. Secara intuisi, diharapkan bahwa rasio dari  $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$  akan bertambah mendekati kondisi *axisymmetry*. Hal ini diharapkan dari nilai tertinggi *dilatancy* kondisi *plane strain* dan nilai tertinggi dari sudut gesek puncak. Ringkasnya diusulkan bahwa rasio  $\frac{p'}{q_{ultpeak}}$  dipakai sebagai fungsi linier dari  $L/B$ , pertimbangan tersebut tergantung pada kondisi *strain restraint* telapak bukan tergantung pada sudut gesek. Rasio yang diambil 0,08 untuk  $L/B=1$  dan 0,04 untuk  $L/B=7$  dan diasumsikan berubah-ubah secara linier antara dua keadaan ekstrim, diberikan hubungan :

$$\frac{p'}{q_{ult-peak}} = \frac{1}{6} [0,52 - 0,04 L/B] \quad (3.23)$$

Untuk  $L/B$ , dipilih nilai yang konstan dari  $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$  agar memudahkan dalam menjelaskan perkiraan rata-rata dari hasil yang terlihat pada gambar 3.10.



Gambar 3.10 Hubungan antara  $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$  dengan  $\phi'_{peak}$  (Perkins & Madson, 2000)

Langkah 6 : Perbandingan aktual dari  $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$  dihitung berdasar pada  $p'$  yang diasumsikan pada langkah 1. Jika perbandingan tidak sesuai dengan perbandingan yang diberikan pada persamaan (3.23) diasumsikan  $p'$  yang baru dan mengulangi langkah 1 sampai langkah 6 sehingga dua nilai tersebut sama. Nilai yang dihasilkan dari  $q_{ult-peak}$  menjelaskan kapasitas dukung puncak jika tidak terjadi *progressive failure*.

Langkah 1 sampai 6 dilakukan untuk setiap kapasitas dukung yang digunakan pada pengujian yang direncanakan pada tabel 3.2. Dalam gambar 3.9 hasil prediksi dari empat studi pasir berdasarkan nilai maksimum yang diplotkan



dengan nilai  $I_R$  yang didapat dari analisis. Normalisasi faktor daya dukung  $N_y$  dihitung dari persamaan (3.13) dengan mengganti  $q_{ult-exp}$  dengan  $q_{ult-peak}$ . Faktor ini diplotkan dengan  $I_R$  yang lebih baik dari pada menggunakan lebar telapak  $B$ , sebab dari pengujian pada suatu tanah pasir terdapat perbedaan pada perletakan dasar pondasi, rasio antara panjang dan lebar telapak dan *relative density* pasir.

Langkah 7 : Kapasitas dukung *ultimate* yang sama untuk keadaan kritis atau keadaan volume konstan  $q_{ult-cv}$  dihitung dengan menggunakan persamaan (3.15) sampai (3.17) dengan sudut gesek yang sama untuk  $\phi'_{cv}$ , kapasitas normal yang timbul dari perhitungan ini juga diplotkan dalam gambar 3.9 sebagai titik volume konstan.

Gambar 3.9 memperlihatkan bahwa prediksi yang sama untuk sudut gesek puncak dalam beberapa kasus berdasarkan percobaan daya dukung yang diamati benar-benar diluar prediksi, padahal pada kasus yang lain prediksi berlebihan tersebut tidak demikian hebat. Hal ini berakibat bahwa hasil dari *progressive failure* pada daya dukung dapat dijelaskan dengan tingkat relatif dari hasil percobaan prediksi antara volume puncak dengan volume konstan prediksi. Hal ini menunjukkan definisi resmi *index progressive failure* yang diberikan dengan :

$$I_{PF} = \frac{q_{ult-peak} - q_{ult-exp}}{q_{ult-peak} - q_{ult-cv}} \quad (3.24)$$

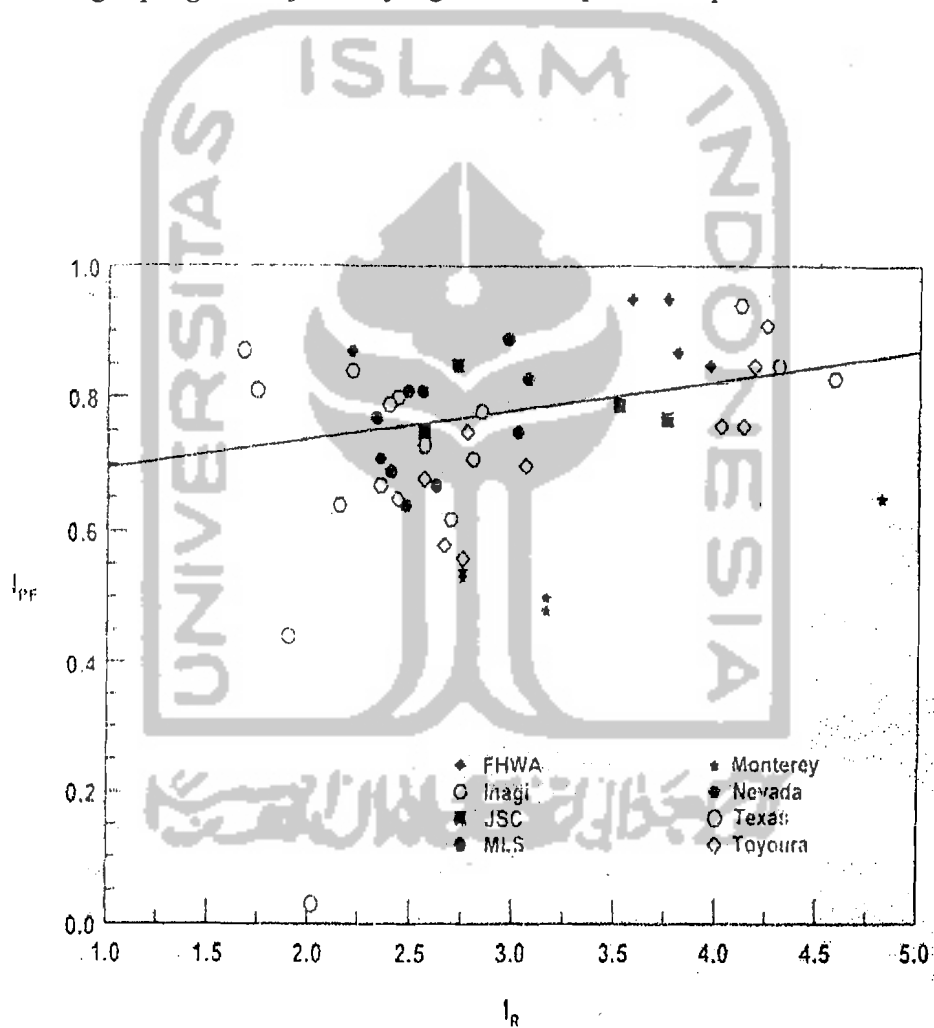
Nilai 1 dari  $I_{PF}$  berarti bahwa *progressive failure* mendominasi kapasitas dan sebanding dengan situasi berdasarkan percobaan pengamatan kapasitas yang diprediksikan dengan tepat oleh kapasitas volume konstan. Nilai 0 dari  $I_{PF}$  berarti

kondisi dimana *progressive failure* tidak ada dan nilai percobaan diprediksikan dengan tepat oleh kapasitas puncak.

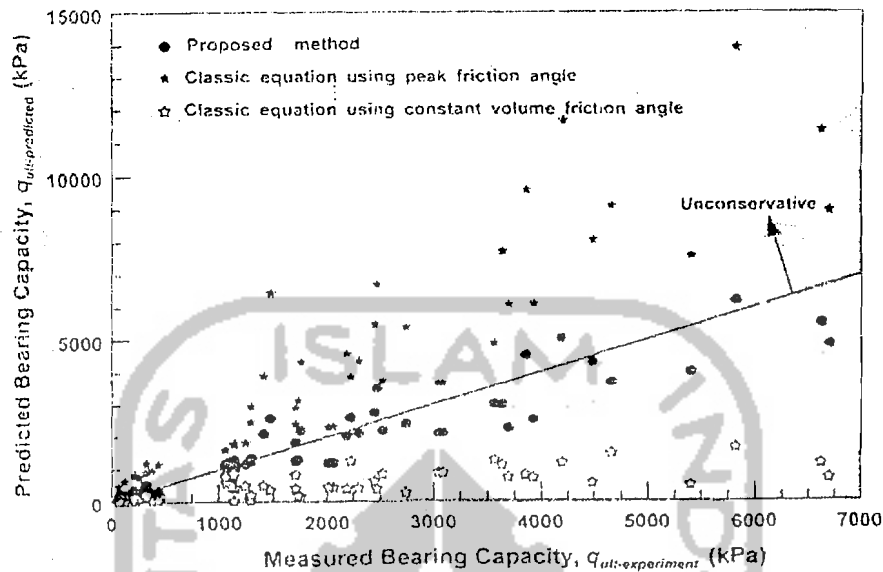
Nilai  $I_{PF}$  dihitung dari hasil pengujian untuk menguji kecocokan nilai persamaan (3.24) dalam menggambarkan *progressive failure*. Nilai  $I_{PF}$  kemudian diplotkan dengan  $I_R$  pada gambar 3.11 dihasilkan garis sketsa yang paling sesuai melewati data. Dari data itu  $I_{PF}$  bertambah dengan bertambahnya  $I_R$ , artinya bahwa *progressive failure* lebih dinyatakan dengan bertambahnya  $I_R$ . Hal ini menyatakan bahwa mekanisme *progressive failure* disebabkan oleh lemahnya tekanan tanah, ditunjukkan saat dibandingkan dengan mekanisme *progressive failure* yang disebabkan oleh distribusi ketidakteraturan *shear strain* sebagai penambahan  $I_R$ . Kalkulasi harga dari  $I_{PF}$  sangat sensitif pada sedikit perubahan dari harga yang diamati berdasarkan percobaan. Batasan prediksi menunjukkan bahwa untuk situasi ini harga dari  $I_{PF}$  yang dipilih adalah sedikit sesuai dengan kenyataan. Metode desain yang diusulkan sebaiknya dibandingkan dengan solusi yang umumnya digunakan dalam praktek. Kondisi nilai terendah  $I_R$  akan sedikit berbeda dengan nilai  $I_{PF}$  yang tidak terlalu penting seperti ditunjukkan gambar 3.10. Pernyataan ini ditunjukkan dengan memplotkan kapasitas pengujian bersama dengan kapasitas pendekatan yang diusulkan dan diturunkan menggunakan persamaan yang umumnya digunakan dalam praktek. Persamaannya sama dengan yang diberikan oleh persamaan (3.5) menggunakan faktor daya dukung yang diberikan Vesic (1973). Faktor kedalaman yang diusulkan oleh Hansen (1970) ditambahkan dalam persamaan (3.5). Kesulitan pemilihan sudut gesek yang digunakan dalam persamaan (3.5) dikarenakan jenis



data yang digunakan dalam perencanaan yaitu data SPT dan CPT biasanya tidak tersedia untuk studi pasir. Sudut gesek yang dipilih berdasarkan sudut gesek puncak yang berasal dari persamaan Bolton (1986) dan digunakan dalam metode yang diusulkan. Perbedaan yang terjadi hanya pada penggunaan dua metode dalam memprediksi persamaan  $N_v$ , perhitungan faktor kedalaman dan pertimbangan *progressive failure* yang tidak terdapat dalam pendekatan klasik.



Gambar 3.11 Hubungan antara  $I_{PF}$  dengan  $I_R$  (Perkins & Madson, 2000)



Gambar 3.12 Daya dukung prediksi dengan ukurannya dan perbandingannya untuk digunakan pada persamaan klasik (Perkins & Madson, 2000)

Gambar 3.12 memprediksi nilai perbandingannya dengan cara memplotkan berdasarkan hasil pengujian melawan prediksi yang dibuat menggunakan cara yang diusulkan dan perencanaan menggunakan persamaan klasik diatas. Gambar 3.12 tersebut umumnya memperlihatkan bahwa prediksi yang dibuat menggunakan metode pendekatan lebih baik daripada prediksi dengan menggunakan persamaan klasik. Gambar 3.12 mengindikasikan bahwa nilai perkiraan yang berhubungan dengan penggunaan harga dari persamaan Bolton (1986) terjadi kesalahan lebih kecil dibandingkan dengan yang

menggunakan persamaan daya dukung klasik, sedangkan hasil dari *progressive failure* pada kapasitas tidak digunakan dalam perhitungan.

### 3.3.4 Ringkasan usulan pendekatan *relative density* untuk daya dukung

Gambaran langkah yang digunakan diatas dalam memformulasikan usulan pendekatan *relative density* untuk daya dukung diringkasan dibawah ini dapat digunakan dalam desain:

1. untuk permasalahan yang berkaitan dengan tanah, tentukan nilai berat volume terendam air ( $\gamma'$ ), *relative density* ( $D_r$ ) dan sudut gesek volume konstan ( $\phi'_{cv}$ ),
2. memuat ukuran dan dasar perletakan telapak untuk dianalisis (yaitu B, L dan  $D_f$ ),
3. mengasumsikan nilai  $p'$  yang sesuai untuk keadaan pada langkah 1 dan 2. nilai 500 kpa diizinkan untuk pemusatan enam sampai delapan kali iterasi pengujian,
4. menghitung besarnya *strain restrain*,  $A$ ,  $I_R$ ,  $\phi'_{peak}$  menggunakan persamaan (3.14), (3.7), (3.6) dengan mengambil nilai Q sebesar 10 dan R sebesar 1,
5. menghitung  $q_{ult-peak}$  menggunakan persamaan (3.15)-(3.17) dengan nilai  $\phi'_{peak}$  diturunkan dari langkah 4,
6. menghitung perbandingan  $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$  menggunakan nilai  $p'$  dari langkah 3 dan  $q_{ult-peak}$  dari langkah 5,
7. menghitung perbandingan  $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$  menggunakan persamaan (3.23),

8. jika perbandingan dari langkah 6 dan 7 tidak sesuai dengan toleransi selisih 0,01, ulangi langkah 3 sampai 6 dengan asumsi nilai  $p'$  yang dibutuhkan pada langkah 3 seperti nilai perhitungan dari langkah 7 sampai pemusatan tercapai,
9. menghitung  $q_{ult-cv}$  menggunakan persamaan (3.15)-(3.17) dengan nilai  $\phi'$  yang ditentukan dalam langkah 1,
10. menentukan  $I_{PF}$  dari gambar 3.11 dengan persamaan:

$$I_{PF} = 0,044.I_R + 0,65 \quad (3.25)$$

11. menghitung perkiraan data daya dukung dengan skala hasil pada perilaku material nonlinier dan *progressive failure* dari persamaan:

$$q_{ult-predicted} = q_{ult-peak} - I_{PF}(q_{ult-peak} - q_{ult-cv}) \quad (3.26)$$