



## **PENGUJIAN TILTING DAN SHAKING TABLE UNTUK MENGENAL STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH AKIBAT BEBAN GEMPA**

Yulman Munaf <sup>1</sup>

### **ABSTRAK**

*Beberapa tipe dinding penahan tanah seperti tipe kantilever, leaning, gravity ataupun dinding tanah perkuatan telah banyak dibuat orang, khususnya untuk menstabilkan suatu tanah pada badan-badan jalan baru. Pemilihan tipe dinding penahan tanah yang cocok untuk suatu daerah bukanlah suatu hal yang mudah, karena banyak faktor yang harus dipertimbangkan misalnya beban gempa. Keruntuhan yang dramatis dari dinding-dinding penahan akibat gempa Kobe 1995 di Jepang telah disampaikan oleh para ahli. Pengalaman ini menunjukkan bahwa dinding tipe tanah perkuatan memperlihatkan perilaku lebih baik dibandingkan dengan dinding tipe lainnya. Padahal kesemua dinding telah direncanakan atau didisain dengan peraturan yang sama. Pengujian di laboratorium maupun di lapangan memperlihatkan tendensi hasil serupa.*

**Kata kunci :** *Dinding penahan tanah, stabilitas, beban gempa*

### **PENDAHULUAN**

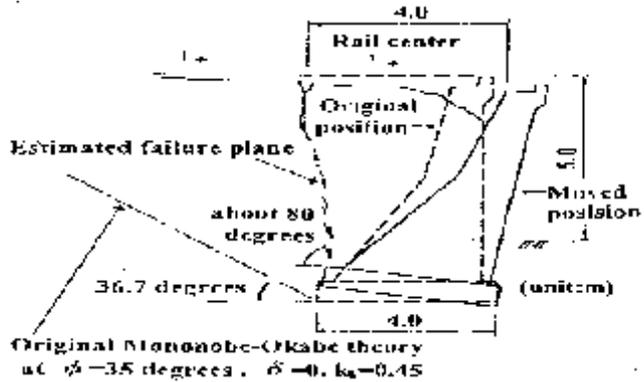
Banyak pelajaran yang didapat dari perilaku dinding penahan tanah termasuk dinding tanah perkuatan pada gempa Kobe, Jepang tahun 1995 dengan percepatan maksimum pada permukaan tanah > 700 gal, (Tatsuoka 1996). Pelajaran dari gempa Kobe memperlihatkan bahwa tipe dinding tanah perkuatan lebih baik dibandingkan dengan tipe dinding konvensional (tipe *kantilever*, *gravity* dan *leaning*). Padahal kesemuanya dinding ini telah direncanakan dengan prosedur dan koefisien seismik yang sama. Secara umum terlihat bahwa ada sebuah perbedaan yang besar

antara koefisien seismik yang digunakan dengan perbandingan percepatan puncak gempa terhadap percepatan gravitasi. Hal ini mungkin terjadi akibat sifat duktilitas dan fleksibilitas dari pada dinding itu sendiri yang mana hal ini tidak dipertimbangkan dalam perencanaan.

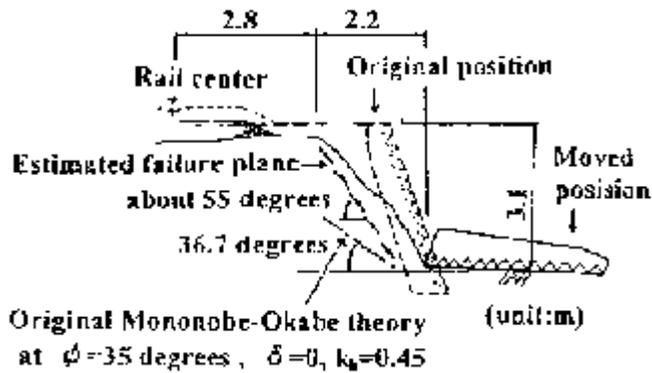
Umumnya tipe keruntuhan dinding penahan tanah yang terjadi adalah guling. Kasus ini terutama dijumpai pada tipe dinding konvensional. Hal ini dimungkinkan akibat tingginya gaya inersia yang bekerja pada dinding. Bidang runtuh yang terjadi lebih tegak dibandingkan dengan bidang runtuh yang diprediksi dengan metoda Mononobe-Okabe khususnya untuk dinding penahan tanah konvensional seperti terlihat pada gambar 1.

---

<sup>1</sup> Dosen Fakultas Teknik Universitas Andalas



a. Tipe gravity



b. Tipe Leaning

Gambar 1. Berbagai pola keruntuhan dinding penahan tanah akibat gempa Kobe, (Koseki 1996)

**PROSEDUR ANALISIS STABILITAS DINDING**

Dalam spesifikasi perencanaan stabilitas dinding penahan tanah akibat gempa, tekanan tanah dibelakang dinding dievaluasi dengan metoda Mononobe-Okabe (*pseudo static*) bersama-sama dengan asumsi distribusi tegangan hidrostatis. Alternatif lain untuk dinding tanah perkuatan adalah metoda *trial-wedge* (Horie et al., 1994), karena untuk dinding tanah perkuatan, zona runtuh berupa *two-wedge* ditemukan dalam

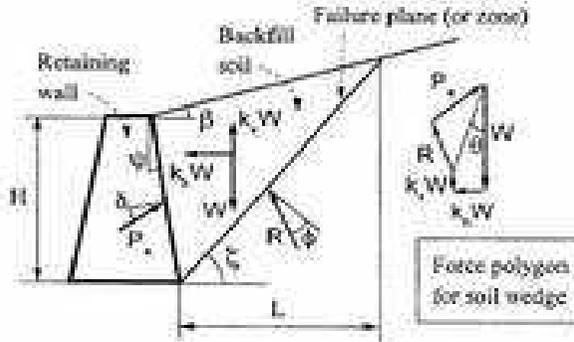
banyak model pengujian. Didalam metoda *two-wedge* ini, pola dan lokasi dari bidang runtuh ini dikontrol oleh keberadaan material perkuatan.

Metoda Mononobe-Okabe adalah modifikasi dari metoda Coulomb dengan mengintroduksi gaya inersia pada bidang pada kondisi runtuh (*failure state*) diambil runtuh (gambar 2). Keseimbangan gaya berdasarkan mekanisme keruntuhan yang diperlihatkan pada gambar 2. Gaya maksimum yang merupakan gaya lateral akibat tekanan tanah ( $P_a$ ) dicari dengan merubah-ubah lokasi dari bidang runtuh tersebut. Gambar 3 memperlihatkan koefisien tekanan tanah ( $K_a$ ) diplot terhadap koefisien seismik ( $k_h$ ). Untuk koefisien seismik yang besar ada keterbatasan

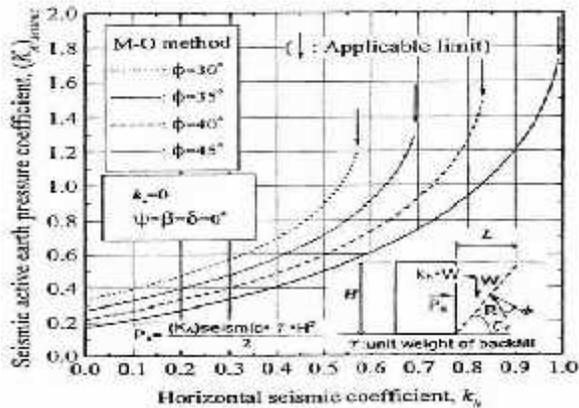
Pengujian Tilting dan Shaking Table untuk Mengkaji Stabilitas Dinding Penahan Tanah Akibat Beban Gempa

aplikasi dari nilai  $K_9$  tersebut. Gambar 4 memperlihatkan zona runtuh terhadap koefisien seismik ( $k_h$ ). Untuk koefisien seismik yang besar akan memberikan

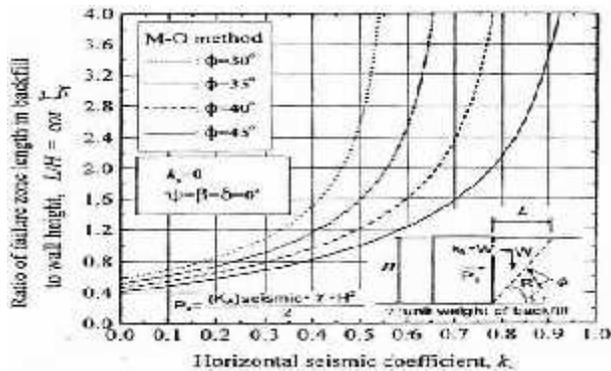
bidang runtuh yang landai. Ini berarti juga akan mempunyai bidang runtuh yang panjang. Kondisi ini tidak dijumpai pada observasi keruntuhan dinding akibat gempa Kobe (Gambar 1).



Gambar 2. Asumsi kondisi gaya pada metoda Monobe-Okabe



Gambar 3 Koefisien tekanan tanah terhadap koefisien seismik



Gambar 4 Perbandingan zona runtuh terhadap koefisien seismik

Metoda Mononobe-Okabe pada prinsipnya didasarkan atas beberapa asumsi sebagai berikut, (Gambar 2);

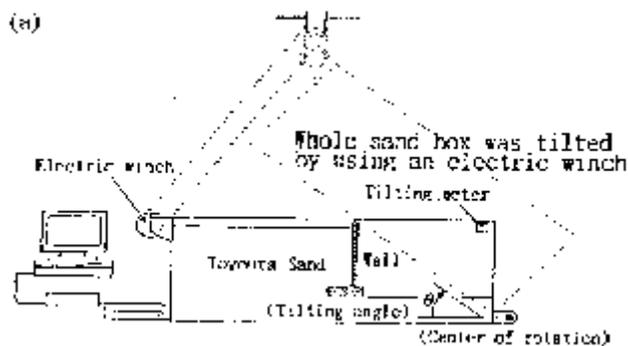
1. Bidang runtuh kritis fungsi dari koefisien seismik  $k_h$  (and  $k_v$ ), dan sudut ini semakin landai jika  $k_h$  ditingkat.
2. Koefisien seismik  $k_h$  dan  $k_v$  umumnya digunakan merata dalam arah horizontal dan vertikal.
3. Sudut geser dalam adalah konstan sepanjang bidang runtuh. Ini berarti tanah adalah isotropis dan plastis penuh.
4. Maksimum gaya lateral didapat dengan merubah sudut bidang runtuh mulai dari ujung tapak bawah dinding.

### PENGUJIAN TILTING DAN SHAKING TABLE

Munaf et al. (1998) melakukan pengujian *tilting* (Gambar 5a) dan *shaking table* (Gambar 5b) untuk beberapa model dinding penahan tanah seperti tipe *gravity*, *leaning*, *kantilever* dan 3 tipe dinding tanah perkuatan. Pengujian *tilting* dilaksanakan untuk mensimulasi kondisi *pseudo-static* yang digunakan oleh metoda Mononobe-Okabe. Untuk mengetahui perilaku dinamis dinding tersebut maka model dinding yang sama juga dilakukan pengujian *shaking table*. Dalam pengujian *shaking table* ini, sebagai input percepatan pada *table*, digunakan suatu amplitude

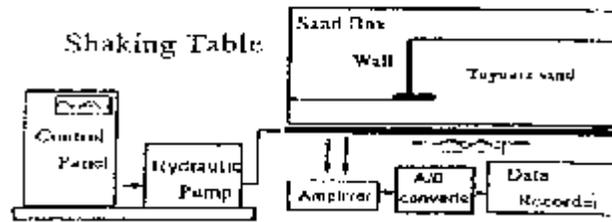
gelombang sinusoida dengan frekuensi 5 Hz dan percepatan ini ditingkatkan secara bertahap dengan peningkatan 50 gal sampai bidang runtuh sistim dinding penahan tanah terjadi. Jumlah siklus setiap peningkatan kira-kira 50 siklus. Tinggi benda uji adalah 50 cm, sedangkan tanah dibelakang dan dibawah dinding adalah *air pluviated* pasir Toyoura dengan densitas relatif yang sama. Setiap model dibuat diatas pasir dengan ketebalan 20 cm. Sedangkan untuk material perkuatan dibuat dari strip kuning yang berbentuk jaringan.

Stabilitas dinding dievaluasi dengan sudut geser dalam tanah  $\phi_{peak}$  diambil sama dengan  $51^\circ$ . Nilai  $\phi_{peak}$  dihitung berdasarkan pada hasil pengujian laboratorium *Plane Stress Compression (PSC)* dari *air-pluviated* dari pasir Toyoura yang digunakan untuk tanah dibelakang dinding pada pengujian model. Densitas pasir Toyoura baik untuk PSC maupun pengujian model adalah sama ( $e = 0.644$  to  $0.654$ ). Sedangkan sudut geser tanah antara dinding dan tanah dibelakang dinding diasumsikan sama dengan  $\frac{3}{4} \phi_{peak}$  ( $= 38^\circ$ ). Angka  $\frac{3}{4}$  adalah sama dengan ratio sudut geser  $\phi_{\sigma\sigma} = \arctan(\tau/\sigma)_{max}$  pada pengujian *simple shear* terhadap sudut geser  $\phi_{psc} = \arcsin\{(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)\}_{max} 0.05$  pada pengujian *PSC* (Tatsuoka et al., 1991). Untuk dinding kantilever, sudut geser diambil sama dengan  $\phi_{peak}$  sepanjang bidang runtuh vertikal mulai dari heel dinding. Untuk dinding tanah perkuatan kapasitas dukung tanah dievaluasi dengan dasar-facing(dinding) selebar 3 cm. Tabel 1 memperlihatkan dimensi dinding dan koefisien seismik kritis ( $k_h$ )<sub>cr(cal)</sub> untuk factor keamanan sama dengan 1.



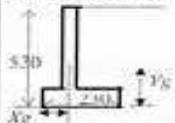
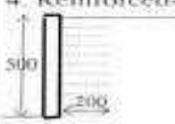
Pengujian Tilting dan Shaking Table untuk Mengkaji Stabilitas Dinding Penahan Tanah Akibat Beban Gempa

(b)



Gambar 5 a) Tilting tests and b) shaking table tests of cantilever-tipe RW model (Munaf et al., 1997).

Table 1 Dimensi dan koefisien seismic kritis dari dinding penahan tanah.

Retaining wall type	Weight of wall per unit length (N/m)	Center of gravity (mm)	Calculated critical seismic coefficient ( $k_h$ )(cal)		
			Sliding	Overtur.	Bearing
1. Cantilever 	341	$X_g = 89.0$ $Y_g = 177.0$	0.499	0.443	0.335
2. Leaning 	846	$X_g = 149.0$ $Y_g = 166.0$	0.364	0.403	0.402
3. Gravity 	1590	$X_g = 101.0$ $Y_g = 142.0$	0.490	0.619	0.360
4. Reinforced-1 	198	$X_g = 15.0$ $Y_g = 250.0$	0.772	0.500	
5. Reinforced-2 	198	$X_g = 15.0$ $Y_g = 250.0$	0.889	0.546	
6. Reinforced-3 	198	$X_g = 15.0$ $Y_g = 250.0$	0.670	0.700	

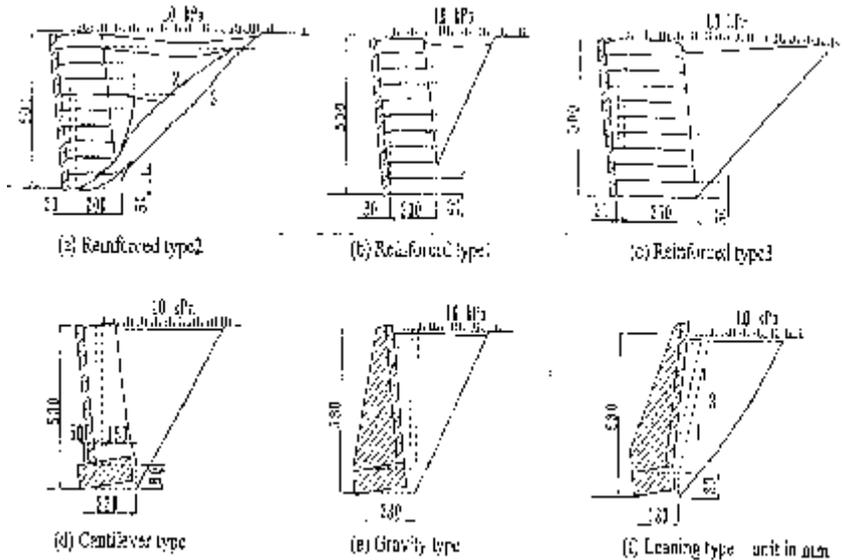
**DATA OBSERVASI**

Secara umum dalam dua bentuk pengujian ini, hanya 1 bidang runtuh terjadi ditengah belakang dinding khususnya untuk dinding tipe konvensional. Tetapi untuk dinding tanah perkuatan, bentuk keruntuhan diobservasi berupa mekanisme *two-wedge* seperti terlihat pada gambar 6. Kenyataan ini menganjurkan, bahwa pendekatan *pseudo-statis* untuk dinding tanah perkuatan mesti berbeda dengan dinding penahan tanah lainnya.

Untuk dinding tanah perkuatan, sudut ini didefinisikan sebagai sudut bidang runtuh

untuk daerah yang tidak diperkuat dibelakang zona perkuatan. (kecuali untuk dinding tanah perkuatan tipe 2).

Besarnya sudut ini dikoreksi untuk konfigurasi awal dinding sebelum berdeformasi. Sedangkan nilai observasi koefisien seismic kritis  $(k_h)_{cr}(obs)$  didefinisikan sebagai sudut tilting atau percepatan/g dari *table* saat bidang runtuh pada tanah dibelakang dinding terlihat dengan jelas dan perpindahan dinding meningkat tanpa kontrol atau ketika perpindahan horizontal pada atas dinding kira-kira 5 % dari tinggi dinding.



Gambar 6 Observasi deformasi dan bidang runtuh untuk pengujian *shaking table*.

Gambar 7 memperlihatkan hubungan antara observasi sudut bidang runtuh terhadap observasi koefisien seismic  $(k_h)_{cr}(obs)$ . Hubungan teoritis yang garis putus-putus untuk dinding tipe leaning memperlihatkan akibat adanya kemiringan permukaan belakang dinding. Sedangkan garis tebal adalah untuk tipe dinding konvensional lainnya yang memiliki *backface* vertikal dan juga untuk dinding tanah perkuatan, kecuali dinding tanah perkuatan tipe 2. Tanda

panah berarah kiri ke suatu simbol pada gambar 7 diartikan sebagai bidang runtuh yang diperkirakan terjadi dimana koefisien seismic  $(k_h)$  lebih rendah dari  $(k_h)_{cr}(obs)$ .

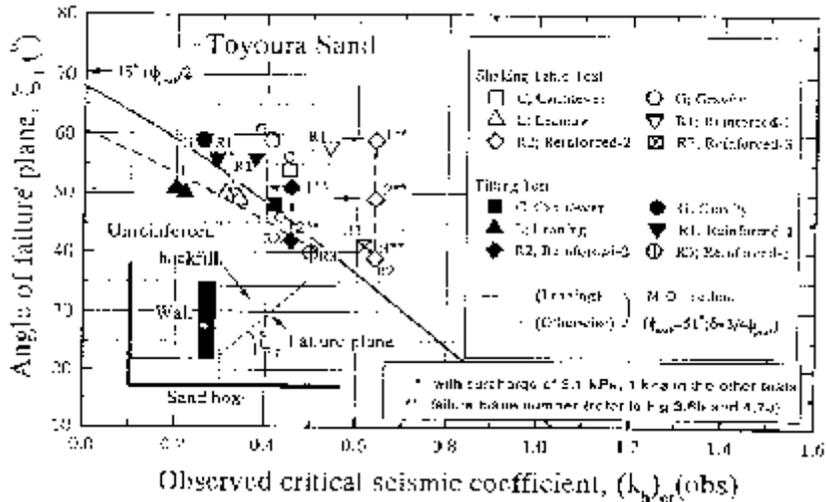
**PEMBAHASAN**

**Pembahasan Bidang Runtuh**

Berikut ini beberapa tendensi yang dapat ditarik dari gambar 7

Pengujian Tilting dan Shaking Table untuk Mengkaji Stabilitas Dinding Penahan Tanah Akibat Beban Gempa

- 1) Di pengujian *tilting*, Hubungan antara  $\zeta$  dan  $(k_h)_{cr}(obs)$  secara umum dekat dengan yang didapat dari hubungan teoritis, tidak sama halnya pada dinding tanah perkuatan dimana peningkatan koefisien seismic  $\zeta$  terjadi setelah bidang runtuh terbentuk sampai pada batas runtuh.



Gambar 7 Sudut bidang runtuh terhadap observasi koefisien seismic

- 2) Untuk setiap tipe dinding penahan tanah, sudut bidang runtuh  $\zeta$  umumnya mirip antara pengujian *tilting* dan pengujian *shaking* tetapi hasil observasi seismic koefisien  $(k_h)_{cr}(obs)$  lebih besar di pengujian *shaking* dibandingkan dengan pada pengujian *tilting*. Perbedaan ini tergantung pada tipe dinding itu sendiri, secara umum perbedaan ini lebih besar untuk dinding tanah perkuatan dibandingkan dengan tipe lainnya. Selanjutnya pada *shaking table* nilai koefisien seismic  $k_h$  mesti meningkat dari nilai dimana bidang keruntuhan terjadi tanpa batas keruntuhan dari dinding penahan tanah dan peningkatan ini lebih besar dari pada pengujian *tilting* khususnya pada dinding tanah perkuatan. Jadi di pengujian *shaking table* untuk dinding tanah perkuatan tidak ada suatu hubungan yang jelas antara sudut bidang runtuh  $\zeta$  dengan observasi koefisien  $(k_h)_{cr}(obs)$ . Ini menunjukkan bahwa pada pengujian *shaking table* sudut bidang runtuh tidak sepenuhnya dikontrol oleh koefisien seismic kritis  $(k_h)_{critical}$ .

**Pembahasan Stabilitas Dinding**

Data analisis pengujian *tilting* dan *shaking table* diatas, terlihat secara umum, tipe runtuh terjadi adalah guling seperti terlihat pada gambar 6.

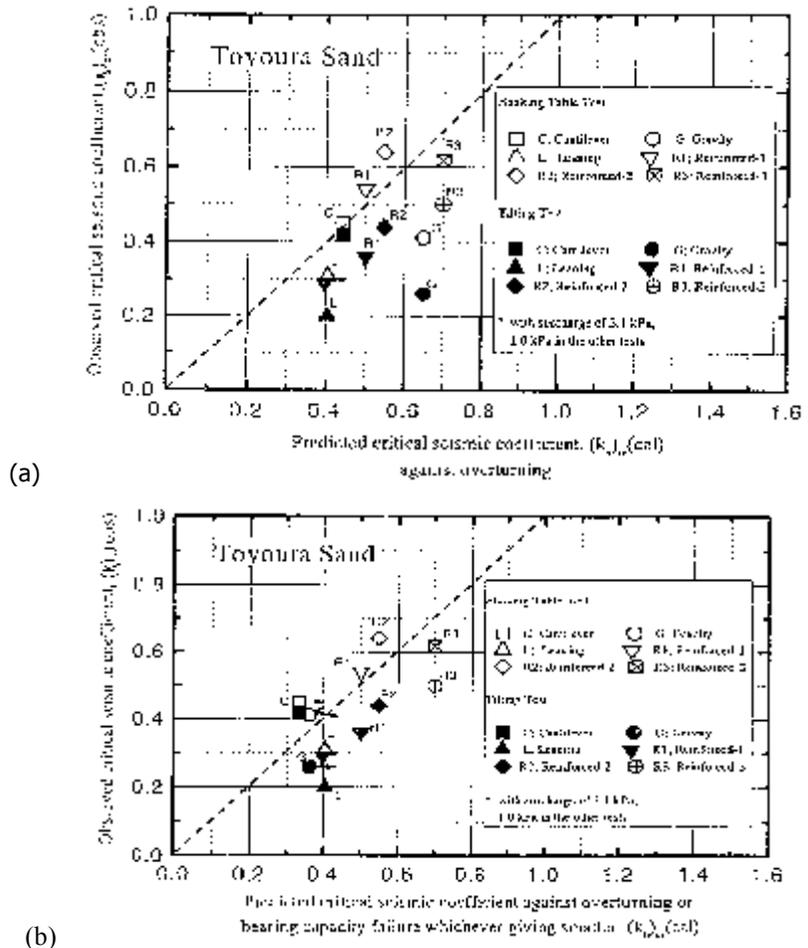
Gambar 8a memperlihatkan hubungan antara koefisien seismic  $(k_h)_{cr}(cal)$  terhadap koefisien seismic observasi  $(k_h)_{cr}(obs)$ . Seperti terlihat pada Gambar 8a, banyak data dari pengujian *tilting*, koefisien seismic  $(k_h)_{cr}(obs)$  adalah kecil dibandingkan dengan analisis  $(k_h)_{cr}(cal)$ . Mungkin ini akibat dari;

- 1) Efek keruntuhan yang progresif pada tanah tidak dipertimbangkan sewaktu menggunakan  $\phi_{peak} = 51^{\circ}$ .

- 2) Keruntuhan guling mestinya terpegaruh oleh keruntuhan daya dukung di tanah dibawah dinding, ini tidak dipertimbangkan dalam analisis faktor keamanan terhadap guling.

Gambar 8b memperlihatkan hubungan antara analisis koefisien seismik yang terkecil dari setiap pola keruntuhan  $(k_h)_{\alpha}(cal)$  terhadap koefisien seismik observasi  $(k_h)_{\alpha}(obs)$ . Nilai analisis koefisien seismik  $(k_h)_{\alpha}(cal)$  lebih rendah didapat untuk keruntuhan daya dukung pada dinding kantilever dan *gravity*. Sedangkan

kapasitas daya dukung dievaluasi dengan asumsi ketebalan lapisan dibawah dinding cukup memadai seperti halnya perhitungan daya dukung batas untuk pondasi, padahal kenyataannya ketebalan tanah dibawah dinding dalam pengujian ini adalah 20 cm, dari itu, faktor keamanan terhadap keruntuhan daya dukung mungkin dibawah estimasi. Tanda panah pada gambar berarah kekanan menunjukkan suatu kemungkinan data yang diprediksi pada dinding kantilever and gravity.



Gambar 8 Perbandingan koefisien seismik observasi  $(k_h)_{\alpha}(obs)$  dengan koefisien seismik  $(k_h)_{\alpha}(cal)$  yang diprediksi (dari pengujian tilting dan shaking table (Koseki et al., 1997)).

Berikut ini *trend* yang bisa dilihat pada Gambar 8b:

- 1) Untuk lebar dasar dinding adalah sama yaitu 23 cm, yaitu untuk dinding tipe gravity, kantilever dan dinding tanah perkuatan tipe 1. Sedangkan lebar dasar dinding tipe leaning adalah 18 cm, dimana lebar antara puncak dan tumit dinding adalah lebih besar dari lebar dasar dinding tipe lainnya, yaitu 33 cm. Dengan mengabaikan kondisi diatas, dalam pegujian *tilting*, untuk dinding tanah perkuatan tipe 1 dan dinding tipe kantilever memiliki nilai observasi koefisien seismik  $(k_h)_{cr}(obs)$  lebih besar dibandingkan dengan dinding tipe leaning ataupun tipe gravity. Sedangkan dalam pengujian *shaking table*, dinding tanah perkuatan tipe 1 tercatat lebih stabil dibandingkan dengan yang lainnya. Kesimpulan ini konsisten dengan perilaku yang terjadi dilapangan. Ini juga memper-lihatkan stabilitas seismik yang tinggi dari tipe dinding tanah perkuatan.
- 2). Dalam pengujian *tilting*, umumnya perbandingan  $(k_h)_{cr}(obs)/(k_h)_{cr}(cal)$  lebih kecil dari satu (kecuali untuk dinding tipe kantilever). Kesimpulan ini menyarankan bahwa metoda Mononobe-Okabe dengan menggunakan kekuatan tanah hasil pengujian PSC adalah *over-estimate* dalam perhitungan stabilitas dinding.
- 3) Dalam hasil pengujian *shaking table*; perbandingan  $(k_h)_{cr}(obs)/(k_h)_{cr}(cal)$  secara umum lebih besar dari satu (kecuali untuk dinding tipe leaning), dan perbandingan itu berbeda untuk kesemua tipe dinding penahan tanah. Kenyataan ini berhubungan dengan bidang runtuh seperti yang diperlihatkan pada gambar 6, untuk nilai koefisien seismik  $(k_h)_{cr}$  yang sama, sudut bidang runtuh  $\zeta$

yang diobservasi pada tanah yang tidak diperkuat secara umum lebih besar dari yang di prediksi dengan metoda Mononobe-Okobe dengan menggunakan  $\phi_{peak}$  dan keruntuhan batas pada pengujian *shaking table* untuk koefisien seismik  $k_h$  lebih besar dibandingkan nilainya saat dimana bidang runtuh terbentuk, dan perbedaan terjadi tergantung pada tipe-tipe dinding. Perbedaan terjadi mungkin karena pengaruh efek dinamik.

- 4) Dari hasil pengujian *shaking table*, perbandingan  $(k_h)_{cr}(obs)/(k_h)_{cr}(cal)$  (terlihat pada Gambar 8b) untuk dinding tanah perkuatan tipe 1 adalah mirip dengan dinding tipe kantilever, dan nilai itu lebih besar dari pada untuk dinding tipe gravity, dan juga lebih besar dari pada untuk dinding tipe leaning. *Trend* ini adalah mirip untuk koefisien seismik  $(k_h)_{cr}(obs)$  yang berbeda antara nilai sudut bidang runtuh yang diobservasi dan yang diprediksi menggunakan metoda Mononobe-Okabe yang menggunakan  $\phi_{peak}$  (terlihat pada gambar 7). Hasil pengujian *shaking table* diperlihatkan pada Gambar 8, secara umum konsisten dengan perilaku di lapangan. Kesimpulan ini menganjurkan bahwa nilai koefisien seismik perencanaan  $(k_h)_{design}$  yang digunakan pada analysis pseudo-static mesti berbeda dan nilainya semakin kecil menurut tipe dinding sebagai diperlihatkan dalam urutan sebagai berikut i) dinding tanah perkuatan, ii) kantilever, dan iii) leaning dan gravity.
- 5) Dalam pengujian *shaking table*, nilai observasi koefisien seismik  $(k_h)_{cr}(obs)$  adalah besar untuk dinding tanah perkuatan tipe 2 yang memiliki 2 buah perkuatan yang panjang pada 2 lapisan atas (gambar 6). Seperti terlihat pada gambar 7 terjadi bidang runtuh ganda, dimana bidang runtuh pertama lebih tegak terjadi pertamakali dan diikuti bidang runtuh kedua yang lebih landai. Dengan kata lain nilai observasi koefisien seismik  $(k_h)_{cr}(obs)$  lebih kecil untuk dinding tanah perkuatan tipe 3 yang memiliki panjang material perkuatan sedang dibandingkan dengan dinding tanah perkuatan tipe 2. Berdasarkan hasil pengujian, menenjukanbahwa dengan menggunakan beberapa perkuatan yang

lebih panjang pada lapisan atas (dinding tanah perkuatan tipe 2) akan efektif untuk meningkatkan stabilitas seismik dibandingkan dengan dinding tanah perkuatan tipe 1 ataupun 3.

## KESIMPULAN

Dari observasi baik dilapangan maupun pengujian model, dapat ditarik beberapa kesimpulan yaitu;

1. Memang ada perbedaan yang besar antara koefisien seismik perencanaan  $(k_h)_{design}$  yang digunakan pada pendekatan desain pseudo-static dengan maksimum percepatan tanah (the peak ground accelerations) dibagi dengan percepatan gravitasi ( $g$ ). Perbedaan ini terjadi karena pengaruh; a) penggunaan kekuatan tanah yang konservatif; b) efek dinamis dinama tidak diperhitungkan pada pendekatan analisis pseudo-static.
2. Untuk faktor keamanan yang sama yang dievaluasi dengan pendekatan analisis pseudo-static, stabilitas dinding tanah perkuatan lebih tinggi dibandingkan dengan dinding tipe kantilever, leaning dan gravity.
3. Hasil observasi baik dilapangan maupun dilaboratorium, ada ketidak konsistenan zona runtuh antara metoda Mononobe-Okabe dengan aktual observasi.
4. Perencanaan koefisien seismik  $(k_h)_{design}$  tidak tergantung hanya pada maksimum percepatan tanah, tetapi juga pada banyak faktor seperti; a) metoda analisis stabilitas, b) kekuatan tanah; c) penyederhanaan konfigurasi sistem keseimbangan; d) efek dinamis, duktilitas, kekakuan dinding RW dan efek frekuensi beban gempa dan e) faktor keamanan menyeluruh.

## UCAPAN TERIMAKASIH

Makalah ini adalah bahagian dari riset berkaitan dengan disertasi penulis di Universitas Tokyo Jepang. Riset ini terselenggara atas bantuan dana dari Monbusho dan Railway Technical Research Institute (RTRI) Japan. Untuk itu penulis mengucapkan terimakasih sebesar-besarnya ke Monbusho, RTRI dan Prof. Junichi Koseki, Prof. Fumio Tatsuoka dari Universitas Tokyo sebagai supervisi disertasi penulis.

## DAFTAR PUSTAKA

- Horii,K., Kishida,H., Tateyama,M. and Tatsuoka,F. (1994) "*Computerized Design Method for Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls for Railway Embankments*", Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls (Tatsuoka and Leshchinsky, eds.), Balkema, pp. 205-218.
- Koseki,J., Tateyama,M., Tatsuoka,F. and Horii,K. (1996) "*Back Analyses of Soil Retaining Walls for Railway Embankments Damaged by the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake*", The 1995 Hyogoken-nanbu Earthquake -Investigation into Damage to Civil Engineering Structures-, Committee of Earthquake Engineering, Japan Society of Civil Engineers, pp. 101-114.
- Koseki,J., Munaf,Y., Tatsuoka,F., Tateyama,M., Kojima,K. and Sato,T. (1997) "*Shaking Table and Tilting Tests of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall and Conventional Tipe Retaining Wall Models*", Geosynthetics International .
- Koseki,J., Tatsuoka,F., Munaf,Y., Tateyama,M., and Kojima,K. (1997a): "*A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads*" *Soils and Foundations Mononobe,N. and Matsuo,H. (1929) "On Determination of Earth Pressure during Earthquake"*, Proc. World Engineering Congress, Tokyo, Vol. 9, pp. 177-185.
- Munaf,Y., Koseki,J., Tateyama,M., Kojima,K. and Sato,T. (1997) "*Model Tests on Seismic Performance of Retaining Walls*", Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, No. 30, pp. 3-18.

Pengujian Tilting dan Shaking Table untuk Mengkaji  
Stabilitas Dinding Penahan Tanah Akibat Beban Gempa

Munaf, Y., (1998), " *Performance of Several Types of Soil Retaining Wall Model Under Tilting and Shaking Table Test*", PhD Disertation, University of Tokyo Japan.

Okabe,S. (1924) " *General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam*", Journal of Japan Society of Civil Engineers, Vol. 10, No. 6, pp. 1277-1323.

Tatsuoka,F., Koseki,J. and Tateyama,M. (1996) " *Performance of Reinforced Soil Structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake*", Earth Reinforcement, (Ochiai et al., eds.), Balkema

Yoshida,T. and Tatsuoka,F. (1997) " *Deformation Property of Shear Band in Sand Subjected to Plane Strain Compression and its Relation to Particle Characteristics*", Proc. of 14th ICSMFE, Hamburg, Vol. 1, pp.237-240.