



sebagai akibat dari naiknya tekanan air pori dan kehilangan tegangan efektif (Marcuson, 1978). Naiknya tekanan air pori ini disebabkan oleh kecenderungan dari material berbutir untuk menjadi padat akibat *cyclic shear deformations*.

Perilaku pondasi pada daerah seismic secara signifikan akan terpengaruh jika terjadinya likuifaksi pada tanah. Kekakuan dan kekuatan tanah akan mengalami penurunan sebagai akibat dari kenaikan tekanan air pori. Kerusakan yang sering terjadi pada pondasi tiang selama gempa bumi telah memberikan kita pengertian tentang mekanisme interaksi pondasi tiang dengan tanah pada saat terjadinya likuifaksi.

## II. PERFORMANSI PADA PONDASI TIANG AKIBAT LIKUIFAKSI

Pondasi tiang pancang adalah salah satu bentuk pondasi dalam yang paling sering digunakan baik untuk struktur di darat maupun struktur di lepas pantai. Pondasi ini digunakan untuk mentransfer beban yang sangat besar yang diterima dari struktur atas bangunan. Pondasi tiang dapat diklasifikasikan berdasarkan fungsi dan mekanismenya, antara lain akan ditunjukkan pada bahasan dan gambar dibawah ini :

### a. End Bearing Piles

Pembebanan yang besar dari struktur atas yang ditransferkan melalui tanah yang lemah kekakuannya sampai menemukan lapisan batuan keras atau dengan daya dukung yang cukup. Untuk kasus ini kapasitas ultimit dari tiang seluruhnya, hanya bergantung pada kapasitas daya dukung lapisan batuan keras tersebut, sehingga sifat dari tiang ini disebut sebagai *end bearing piles*. Perumusan daya dukung ultimit untuk end bearing piles dinyatakan sebagai :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(1)$$

Dimana :

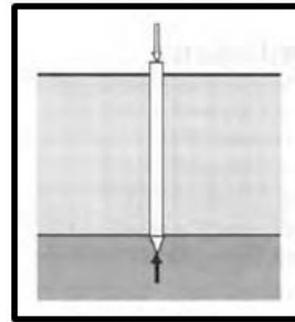
- $Q_u$  = kapasitas ultimit tiang
- $Q_p$  = tahanan ujung tiang
- $Q_s$  = tahanan friksi selimut pondasi tiang

Jika nilai  $Q_s$  Sangat kecil maka kapasitas ultimit tiang ( $Q_u$ ) akan sama dengan tahanan ujung tiang ( $Q_p$ ).

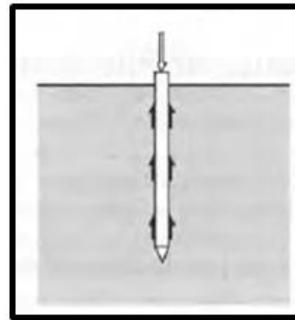
### b. Friction Piles

Pembebanan yang besar dari struktur atas yang ditransferkan ke dalam tanah melalui tahanan friksi yang di generate sepanjang dinding tiang. Sedangkan untuk kasus ini, kapasitas ultimit tiang seluruhnya akan bergantung pada tahanan friksi tanah itu sendiri, sehingga sifat dari tiang ini disebut juga sebagai *friction piles*.

Perumusan daya dukung ultimit untuk *friction piles* sama dengan daya dukung ultimit *end bearing piles*. Sehingga, jika nilai  $Q_p$  sangat kecil maka kapasitas ultimit tiang ( $Q_u$ ) akan sama dengan tahanan ujung tiang ( $Q_s$ ).



Gambar 1. Skema daya dukung ujung tiang



Gambar II. Skema daya dukung friksi tiang

Perilaku dari suatu pembebanan struktur dan jenis tanah yang ada disekitar pondasi adalah sangat penting untuk mempertimbangkan prediksi respon dari tiang tunggal atau kelompok tiang pancang. Dalam hal adanya pembebanan aktif dikepala pondasi tiang, maka ada beberapa kondisi yang dapat di identifikasi, yaitu kondisi jangka pendek (short term or static), kondisi cyclic, kondisi sustained dan kondisi dynamic. Selain itu, pembebanan yang sifatnya pasif dapat terjadi di sepanjang pondasi tiang dari pergerakan tanah.

### A. Static Lateral Loading

Di dalam Gambar 3 terlihat kurva yang merepresentasikan kasus kondisi jangka pendek untuk suatu nilai kedalaman tertentu dengan pembebanan monotonic yang diterima pada pondasi tiang. Kurva statis ini memiliki kegunaan , antara lain sebagai berikut :

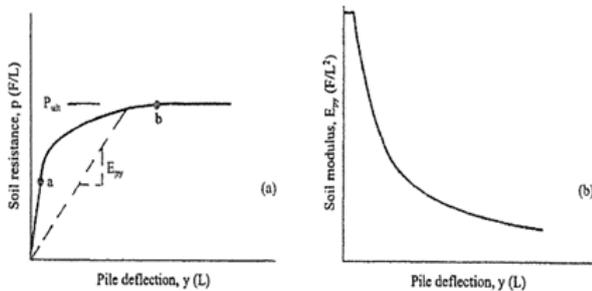
1. Prosedur analitik dapat digunakan untuk mengembangkan perilaku dari korelasi yang terdapat di kurva.
2. Kuva berfungsi sebagai dasar untuk menunjukkan pengaruh dari pembebanan yang diberikan.
3. Kurva ini juga dapat digunakan untuk pembebanan yang berkelanjutan untuk beberapa jenis tanah lempung dan pasir.

Sedangkan kurva pada Gambar 4 dibawah ini, diperoleh dari pembebanan statis pada pondasi tiang. Beberapa perilaku yang menarik akibat pembebanan statis pada pondasi tiang adalah :

1. Kekakuan awal dari kurva meningkat dengan kedalaman
2. Tahanan ultimit tanah meningkat dengan kedalaman

3. Tersebaranya kurva yang menggambarkan kesalahan dalam proses menganalisis hasil numeric dari pengukuran momen lentur dengan kedalaman.

Poin 1 dan 2 diatas menunjukkan bahwa analisis sifat tanah yang bekerja dapat dikorelasikan dengan hasil eksperimen yang menekankan bahwa kebutuhan untuk melakukan pembebanan statis saat melakukan pengujian pondasi tiang.

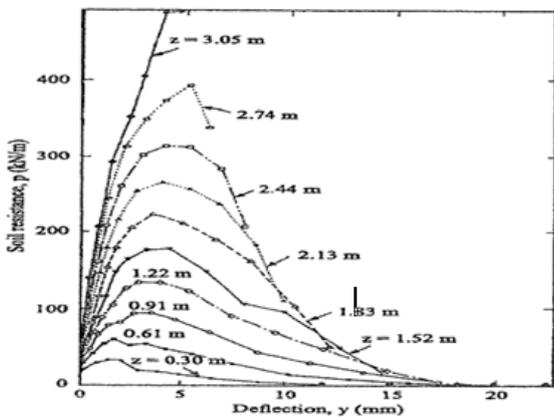


Gambar 3. pengaruh jumlah siklus pada perilaku p-y curve ketika pembebanan regangan siklik yang kecil

**B. Cyclic Lateral Loading**

Pada Gambar 4 menunjukkan tipikal p-y curve pada kedalaman tertentu. Poin b merepresentasikan nilai pada  $p_{ult}$  untuk pembebanan statis dan  $p_{ult}$  diasumsikan tetap (konstan) untuk defleksi yang lebih besar dari poin b.

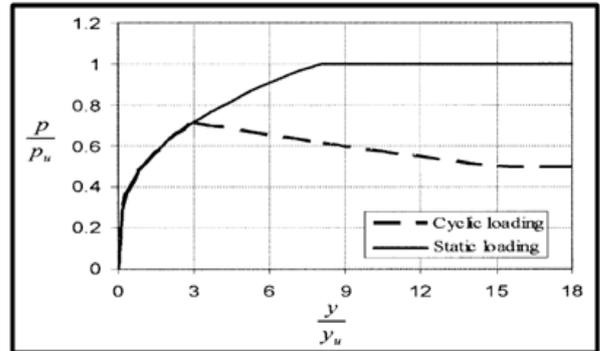
Bagian yang di arsir dari gambar menunjukkan hilangnya tahanan tanah akibat pembebanan siklik. Untuk kasus yang di tunjukkan, kurva statis dan siklik adalah identic sampai dengan titik c untuk jarak kecil pada kondisi nonlinier. Akibat pembebanan siklik, nilai p akan menurun tajam dan terjadi defleksi yang lebih besar dari titik c. dalam beberapa percobaan yang telah dilakukan, nilai p akan tetap konstan di titik d dengan perubahan defleksi yang lebih besar. Seperti yang dapat dilihat untuk nilai konstan defleksi, nilai  $E_{py}$  turun secara signifikan pada tingkat regangan yang relative rendah sebagai akibat dari pembebanan siklik.



Gambar 4. p-y curve yang dikembangkan dari uji pembebanan siklik pada diameter tiang 641mm (Reese et al)

Untuk mendapatkan kurva pada gambar II-8, maka defleksi lateral ultimate ( $y_u$ ) dapat diestimasi dari data uji *undrained triaxial compression* dengan menggunakan persamaan dibawah ini.

$$y_u = 2.5 \epsilon_{50} D \dots\dots\dots (2)$$



Gambar 5. kurva API untuk tanah lempung lunak

**C. p-y curve pada Tanah Lempung**

Matlock (1970) telah mengembangkan sebuah metoda untuk memperoleh p-y curve dalam lapisan lempung lunak berdasarkan dari teori dan hasil experimental dari pengujian beban lateral pada tiang. Matlock melakukan pengujian pembebanan lateral dengan memasang instrumentasi pada tiang pipa baja dan menentukan untuk nilai tahanan tanah dari diferensiasi numerik pada distribusi moment terhadap kedalaman.

Tahanan ultimit untuk pembebanan monotonic dalam lapisan lempung lunak akan ditunjukkan dengan formulasi Matlock (1970), yaitu sebagai berikut :

$$p_u = \left( 3 + \frac{\sigma_v'}{c} + J \frac{x}{b} \right) cb \dots\dots\dots (3)$$

$$p_u = 9 cb \dots\dots\dots (4)$$

dimana :

- $p_u$  = tahanan ultimit tanah
- $\sigma_v'$  = tekanan overburden efektif tanah
- $c$  = kuat geser *undrained* tanah
- $b$  = diameter tiang
- $J$  = konstanta empiris

Matlock mengatakan bahwa nilai J ditentukan secara eksperimen dengan nilai 0,5 untuk lempung lunak dan 0,25 untuk lempung sedang. Pemodelan untuk p-y curve akan ditunjukkan dengan formulasi berikut ini :

$$p = 0.5 p_u \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{0.33} \dots\dots\dots (5)$$

dimana :

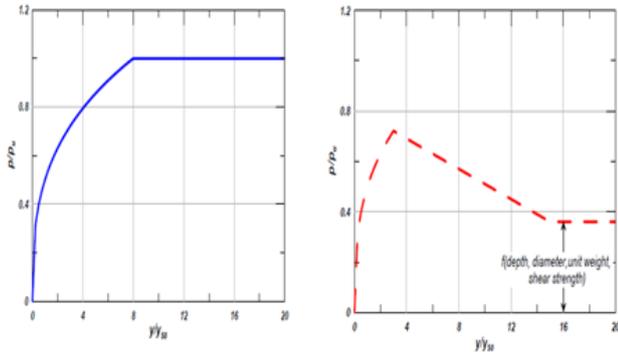
- $p$  = tahanan lateral tanah
- $y$  = defleksi tiang
- $y_{50}$  = defleksi tiang ketika  $p$  adalah 50% dari  $p_{ult}$

$$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} b \dots\dots\dots (6)$$

dimana :

$\epsilon_{50}$  = regangan aksial dalam uji UU triaksial ketika tegangan deviator adalah 50% dari nilai ultimitnya.

Berikut ini akan ditunjukkan gambar *p-y curve* dari formula yang diusulkan oleh Matlock (1970).



(a): Static *p-y* curves for soft clay (b): Cyclic *p-y* curve for soft clay

**Gambar 6.** *p-y curve* Matlock untuk tanah lempung lunak

**D. *p-y curve* pada Tanah Pasir Kondisi Tanpa Pengaruh Likuifaksi**

Untuk *p-y curve* pada kondisi tanah pasir telah disajikan oleh API (1993), dimana tidak adanya pengaruh likuifaksi. Tahanan ultimit pada tanah pasir ini, diasumsikan dengan mekanisme ketahanan yang berbentuk meluas ke permukaan tanah, yang dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$p_{u1} = (c_1 x + c_2 b) \gamma' x \dots\dots\dots (7)$$

dimana :

$\gamma'$  = berat volume efektif tanah

$$c_1 = \frac{k_0 \tan \theta \sin \beta}{\tan(\beta - \theta) \cos \alpha} + \frac{\tan^2 \beta \tan \alpha}{\tan(\beta - \theta)} + k_0 \tan \beta (\tan \theta \sin \beta \tan \alpha) \dots\dots\dots (8)$$

$$c_2 = \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \theta)} - k_a \dots\dots\dots (9)$$

dimana :

$$k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) \dots\dots\dots (10)$$

$k_a$  = koefisien tekanan lateral aktif tanah

Sedangkan untuk keruntuhan *plane strain* horisontal, yaitu sebagai berikut :

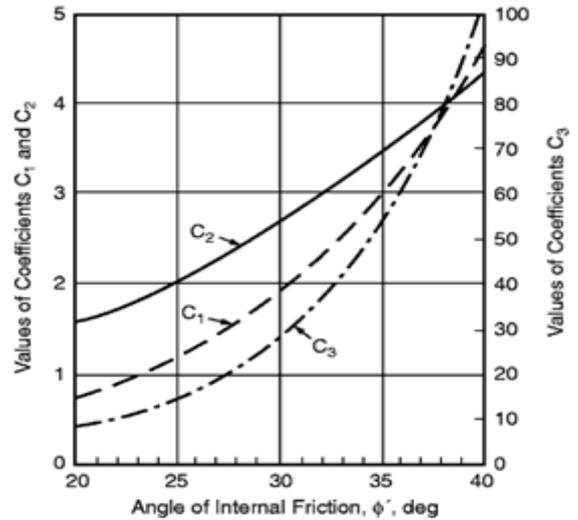
$$p_{u2} = c_3 b \gamma' x \dots\dots\dots (11)$$

dimana :

$$c_3 = k_0 \tan \theta \tan^4 \beta + k_a \dots\dots\dots (12)$$

$$\beta = \left( 45 + \frac{\theta}{2} \right) \dots\dots\dots (13)$$

Asumsi yang digunakan oleh  $L_{pile}^{plus}$  untuk nilai  $\alpha = \phi/2$  dan  $k_0 = 0.4$



**Gambar 7.** nilai koefisien  $c_1$ ,  $c_2$ , dan  $c_3$  dari korelasi sudut geser

Nilai  $p_u$  yang lebih kecil dari kedua nilai  $p_{u1}$  dan  $p_{u2}$  akan digunakan untuk menentukan tahanan ultimit tanah pada setiap kedalaman. Pembentukan *p-y curve* akan didasarkan pada metoda hiperbolik berikut ini :

$$p = A p_u \tanh \left( \frac{kx}{A p_u} y \right) \dots\dots\dots (14)$$

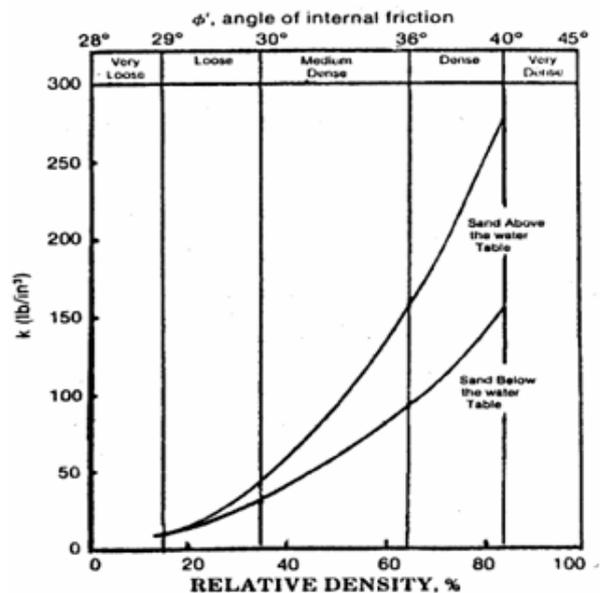
dimana :

$k$  = modulus *subgrade* tanah

$A$  = faktor untuk menghitung pembebanan static dan siklik yang bekerja

$A = 0.9$  untuk pembebanan siklik

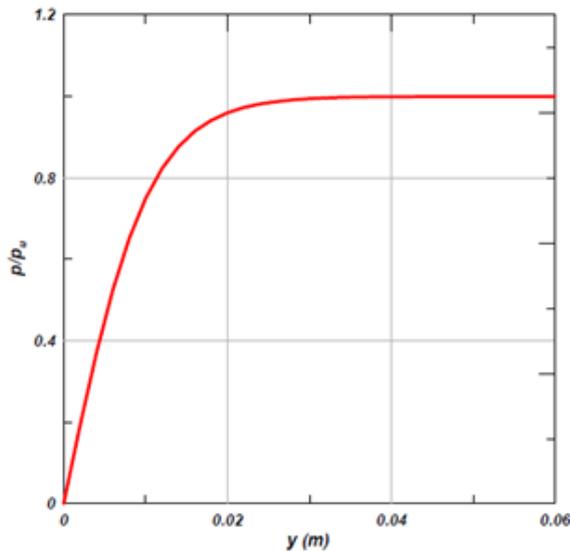
$A = 3 - 0.8 \frac{x}{b} \geq 0.9$  untuk pembebanan static



**Gambar 8.** Modulus subgrade tanah pasir (API 1993)

Untuk nilai  $k$  pada tanah pasir biasanya digunakan kurva hubungan antara nilai modulus *subgrade* tanah terhadap kepadatan relative atau sudut geser.

Pembuatan p-y curve akan ditunjukkan pada gambar dibawah berikut ini :



Gambar 9. p-y curve untuk tanah pasir

**E. p-y curve pada Tanah Pasir Kondisi Pengaruh Likuifaksi**

Pengaruh likuifaksi atau tekanan air pori pada perilaku p-y untuk kondisi tanah pasir yang jenuh dilakukan pendekatan dengan menggabungkan elemen tertentu dari penelitian sebelumnya. Tahanan ultimit lateral ( $p_{ult}$ ) pada tanah terlikuifaksi akan dihitung menggunakan formulasi untuk  $\phi = 0$ , antara lain sebagai berikut :

$$p_u = N_p S b \dots\dots\dots (15)$$

$$N_p = 9 \text{ untuk } plane \text{ strain} \dots\dots\dots (16)$$

dimana :

- $p_u$  = tahanan ultimit lateral tanah
- $S$  = tahanan geser termobilisasi pada tanah terlikuifaksi
- $b$  = diameter tiang

Faktor daya dukung lateral ( $N_p$ ) akan lebih kecil dari 9 di permukaan tanah jika terjadinya mekanisme keruntuhan pada tahanan tanah, dan akan meningkat menjadi 9 pada kedalaman tertentu dimana terjadinya kondisi *plane strain*. Untuk tanah yang sangat lunak seperti tanah terlikuifaksi kondisi *plane strain* ( $N_p = 9$ ) pada kedalaman yang dangkal bahwa ketergantungan kedalaman  $N_p$  menjadi tidak penting. Untuk studi penelitian ini, lapisan likuifaksi adalah kondisi terjadinya *plane strain* dengan kedalaman tertentu maka digunakan nilai ( $N_p = 9$ ).

Bentuk dari persamaan yang berbeda ditunjukkan untuk mengekspresikan tahanan geser termobilisasi ( $S$ ) dari tanah yang dipertimbangkan, dimana kerangka kerja yang paling logis dianggap sebagai :

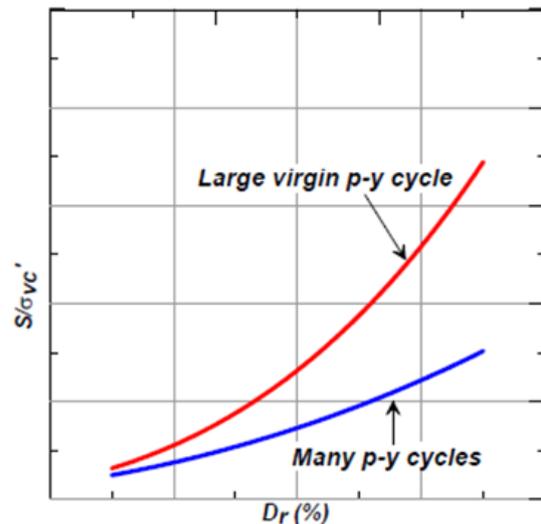
$$\frac{S}{\sigma'_{vc}} = f(Dr, \text{loading history}) \dots\dots (17)$$

dimana :

- $\sigma'_{vc}$  = tegangan efektif tanah

Rasio tahanan geser ( $S/\sigma'_{vc}$ ) mewakili tahanan yang berkembang terhadap pondasi selama beban siklik yang diterima oleh getaran gempa dan respon struktur yang dinamis. Rasio ( $S/\sigma'_{vc}$ ) tergantung pada banyaknya faktor yang sama untuk mempengaruhi perilaku dari pasir yang jenuh akibat dari pembebanan monotonic dan siklik.

Dua faktor yang lebih dominan adalah ( $D_r$ ) dan sejarah pembebanan, yang konseptual akan mempengaruhi rasio ( $S/\sigma'_{vc}$ ) yang ditunjukkan secara skematis pada gambar dibawah ini.



Gambar 10. kurva skematis ( $S/\sigma'_{vc}$ ) dengan variasi  $D_r$  dan loading history

Pengaruh rasio tekanan air pori ( $r_u$ ) yang di perkirakan menghasilkan transisi secara linier antara nilai  $r_u = 0\%$  ( $p_{u,0}$ ) dan  $r_u = 100\%$  ( $p_{u,1}$ ) yang ditunjukkan pada gambar. Hubungan ini didasarkan pada hasil Dobry et al (1995) yang disajikan sebelumnya dan dapat ditulis sebagai :

$$P_u = P_{u,0} - r_u (P_{u,0} - P_{u,1}) \dots\dots\dots (18)$$

dimana :

$P_{u,0}$  = nilai  $P_u$  pada kondisi  $r_u$  sama dengan 0

$P_{u,1}$  = nilai  $P_u$  pada kondisi  $r_u$  sama dengan 1

Penjelasan di atas berdasarkan pada  $r_u$  kondisi lapangan dimana tegangan air pori yang berdekatan dengan pondasi tiang kemungkinan berbeda secara signifikan sebagai akibat dari regangan geser yang diinduksi tanah terhadap interaksi tiang. Tegangan air pori yang berdekatan dengan pondasi tiang bisa menjadi lebih besar atau lebih kecil dari kondisi lapangan yang tergantung pada kepadatan relatif tanah dan sejarah pembebanan.

**III. HASIL DAN ANALISIS**

**A. Case Study**

**Penentuan Parameter Gempa**

Pada penelitian ini untuk pembuatan *ground motion* di batuan dasar pada daerah teluk bungus (kota Padang) akan menggunakan *software* EZ-FRISK 7.52 dari Risk

Engineering Inc. Selanjutnya, mencari letak lokasi penelitian (Latitude dan Longitude) yang sedang dianalisis yang nantinya akan menjadi input koordinat pada EZ-FRISK, yaitu sebagai berikut :

**Tabel 1.** Koordinat Teluk Bungus (Kota Padang)

Kota	Koordinat	
	Latitude (°)	Longitude (°)
Padang	-0.94556	100.359

Data hasil studi Tim Revisi Peta Gempa Indonesia 2010 akan dijadikan sebagai input parameter sumber gempa dalam analisis EZ-FRISK. Adapun parameter sumber gempa akan diklasifikasikan berdasarkan mekanisme terjadinya, antara lain sebagai berikut :

1. Parameter sumber gempa shallow crustal (*Fault*)
2. Parameter sumber gempa Subduksi Interface (*Megathrust*)
3. Parameter sumber gempa Subduksi Intraslab (*Benioff*)

### Hasil Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA)

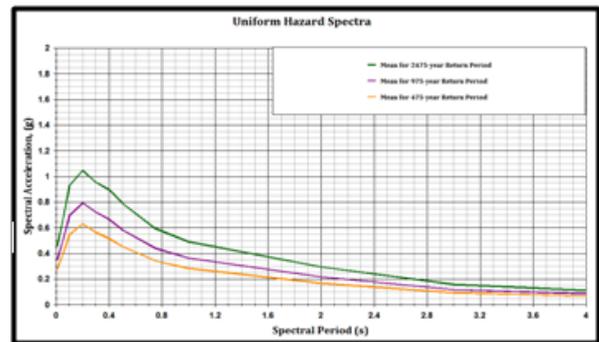
Hasil dari *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) ini dibantu dengan menggunakan program EZ-FRISK akan menghasilkan beberapa analisis seismik yang meliputi kurva *seismic hazard*, *probabilistic hazard spectra*, *deagregasi curve*, *scaled spectra*, dan *ground motion synthehtic* yang akan ditunjukkan pada gambar dibawah ini.

Hasil analisis dari PSHA tersebut akan menunjukkan probabilitas percepatan puncak dibatuan dasar (PGA) dan respon spektra dibatuan dasar yang terjadi di lokasi penilitan pada waktu yang akan datang akibat kejadian-kejadian gempa historis untuk periode ulang tertentu. Dalam analisa ini, besarnya gempa (*Earthquake Level*) yang mempengaruhi akan dibagi menjadi dua :

- Level 1 (L1) : tingkat getaran gempa yang mungkin terjadi selama masa struktur bangunan 50 tahun dengan probabilitas kejadian 10% (yaitu periode ulang 475 tahun)
- Level 2 (L2) : tingkat getaran gempa yang mungkin terjadi selama masa struktur bangunan 50 tahun dengan probabilitas kejadian 2% (yaitu periode ulang 2475 tahun)

### Kurva Seismic Hazard

Kurva pada **Gambar 11** diatas menunjukkan hasil perhitungan resiko gempa dari nilai rata-rata (*mean*) percepatan maksimum pada batuan dasar untuk seluruh sumber gempa dengan periode ulang untuk level 1 (475 tahun) dan level 2 (2475 tahun).



**Gambar 11.** Grafik Respon Spektra Teluk Bungus (kota Padang) dengan beberapa periode ulang gempa

Berikut nilai PGA dan percepatan saat  $t = 0.2$ ,  $1.0$ , dan  $2.0$  untuk Teluk Bungus (kota Padang) :

**Tabel 2.** Nilai PGA Teluk Bungus (kota Padang)

Kota	PGA (g)	
	475 tahun	2475 tahun
Padang	0.28	0.46

Untuk nilai percepatan pada  $t = 0.2$  detik,  $t = 1.0$  detik dan  $t = 2.0$  detik dengan periode ulang gempa 475 tahun dan 2475 tahun akan ditunjukkan pada table dibawah ini.

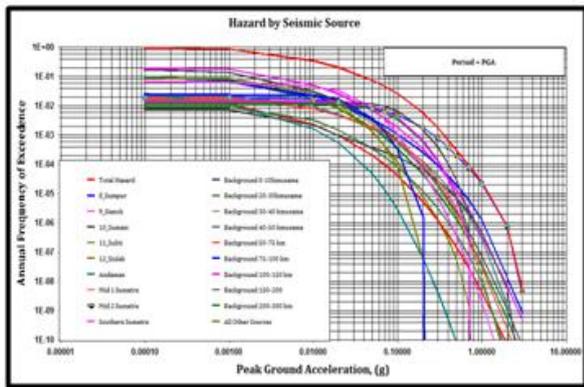
**Tabel A.** nilai percepatan pada  $t = 0.2$  detik,  $t = 1.0$  detik dan  $t = 2.0$  detik dengan periode ulang gempa 475 tahun dan 2475 tahun

Period (t),s	475 tahun	2475 tahun
	Sa (t), g	Sa (t), g
0.2	0.63	1.04
1	0.28	0.49
2	0.16	0.29

### Probabilistic Hazard Spectra

Berdasarkan kurva *Probabilistic Hazard Spectra* yang didapatkan maka dapat dilihat kontribusi jumlah kejadian per tahun yang yang diberikan oleh setiap sumber gempa terhadap total kejadian gempa per tahun pada setiap lokasi penelitian.

Adapun hasil bantuan dari *software* EZ-FRISK untuk kurva *Probabilistic Hazard Spectra* untuk teluk Bungus (Kota Padang), antara lain sebagai berikut :



Gambar 12. Kurva Hazard akibat berbagai sumber gempa di Teluk Bungus (Kota Padang)

**Kurva Deagregasi**

Pada penelitian ini analisa deagregasi akan dilakukan terhadap *Uniform Hazard Spectra* (UHS) yang didapatkan dari masing-masing sumber gempa pada periode PGA, 0.2, 1.0, 2.0 detik dengan periode ulang untuk level 1 (475 tahun) dan level 2 (2475 tahun). Sehingga hasil analisa ini dapat memperlihatkan nilai *controlling earthquake* dari magnitude dan jarak yang mewakili masing-masing sumber gempa pada setiap lokasi studi.

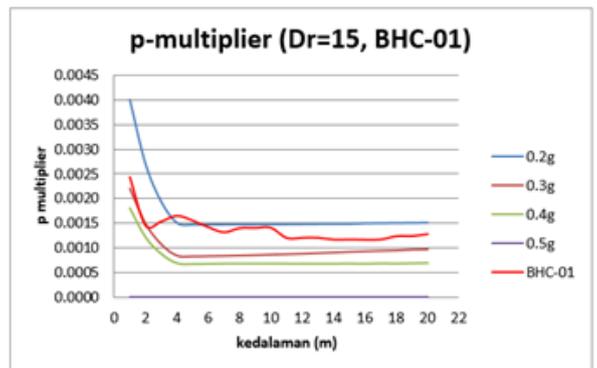
Berikut akan ditampilkan tabel deagregasi akibat sumber gempa gabungan (all source) pada periode t = PGA, 0.2, 1.0, 2.0 detik untuk periode ulang 475 tahun dan 2475 tahun yang ditunjukkan pada **Tabel 4** dibawah ini.

**Tabel 4.** Kontribusi *Controlling Earthquake* untuk Teluk Bungus (Kota Padang)

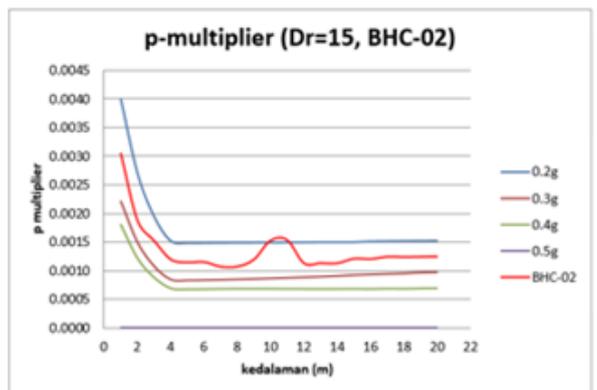
Period	T= 475		T=2475		Source
	M	R	M	R	
PGA	7.69	76.53	8.12	80.66	Subduksi
0.2	7.74	72.42	8.17	76.42	
1	8.41	156.53	8.71	124.42	
2	8.71	251.55	8.93	223.43	

**Site Specific Response Analysis (Case Study)**

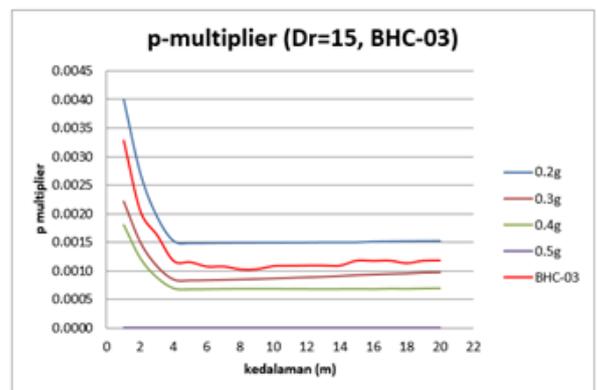
Studi kasus yang dilakukan dalam penelitian ini adalah berlokasi di kota Padang, Teluk Bungus Sumatera Barat. Dalam studi kasus ini dilakukan analisa PSHA dan analisa perambatan gelombang gempa (SSRA) untuk beberapa jenis tanah boring log (BHC-01, BHC-02, BHC-03). Berikut akan ditampilkan kurva p-multiplier akibat sumber gempa gabungan (all source) pada periode PGA yang ditunjukkan pada gambar dibawah ini.



Gambar 13. Grafik p-multiplier terhadap kedalaman untuk BHC-01, z(pga)=100m



Gambar 14. Grafik p-multiplier terhadap kedalaman untuk BHC-02, z(pga)=100m



Gambar 15. Grafik p-multiplier terhadap kedalaman untuk BHC-03, z(pga)=100m

**B. Parametric Study**

**Parameter Tanah**

Analisis studi parameter dilakukan pada suatu lapisan tanah pasir dengan variasi nilai SPT disetiap lapisan yang nantinya akan dikorelasikan antara nilai SPT lapangan dengan menggunakan korelasi empiris seperti pada tabel dibawah ini.

**Tabel 2.** Parameter tanah untuk dua lapisan (Dr=15) sebagai nilai input program CYCLIC 1DV1.3

Multi layer (Dr=15)	kedalaman			Soil	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Dr	$V_s(\text{m/s})$
	0	-	10				
	0	-	10	S	17.63	15	108.6491
	10	-	20	S	17.63	15	108.6491
	20	-	30	S	17.63	15	108.6491
	30	-	50	S	19	Asumsi Tambahan	250
	50	-	75	S	19		360
	75	-	100	S	19		450
	100	-	120	S	19		600
	Rock Layer				24		760

**Tabel 3.** Parameter tanah untuk dua lapisan (Dr=35) sebagai nilai input program CYCLIC 1DV1.3

Multi layer (Dr=35)	kedalaman			Soil	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Dr	$V_s(\text{m/s})$
	0	-	10				
	0	-	10	S	20.144	35	152.8652
	10	-	20	S	20.144	35	152.8652
	20	-	30	S	20.144	35	152.8652
	30	-	50	S	19	Asumsi Tambahan	250
	50	-	75	S	19		360
	75	-	100	S	19		450
	100	-	120	S	19		600
	Rock Layer				24		760

**Tabel 7.** Parameter tanah untuk dua lapisan (Dr=65) sebagai nilai input program CYCLIC 1DV1.3

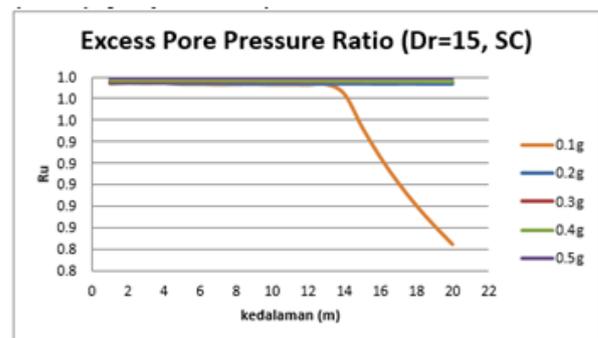
Multi layer (Dr=65)	kedalaman			Soil	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Dr	$V_s(\text{m/s})$
	0	-	10				
	0	-	10	S	20.235	65	203.5282
	10	-	20	S	20.235	65	203.5282
	20	-	30	S	20.235	65	203.5282
	30	-	50	S	19	Asumsi Tambahan	250
	50	-	75	S	19		360
	75	-	100	S	19		450
	100	-	120	S	19		600
	Rock Layer				24		760

**Tabel 4.** Korelasi nilai SPT terhadap gelombang geser ( $V_s$ )

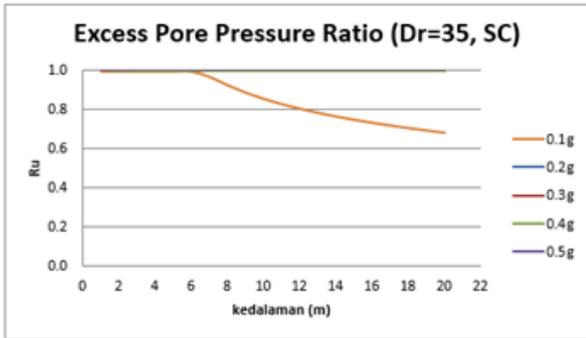
Korelasi $V_s$ m/s	Jenis Tanah	Referensi
$V_s=89.9N^{0.341}$	Lempung & pasir	Imai et al (12475)
$V_s=91N^{0.337}$	Lempung & pasir	Imai (1977)
$V_s=85.3N^{0.341}$	Lempung & pasir	Ohta & Goto (1982)
$V_s=96.9N^{0.314}$	Lempung & pasir	Imai & Tonouchi (1982)
$V_s=76N^{0.33}$	Semua jenis tanah	Imai & Yoshimura (1990)
$V_s=121N^{0.27}$	Semua jenis tanah	Yokota et al (1991)
$V_s=61.4N^{0.5}$	Semua jenis tanah	Seed & Idriss (1981)
$V_s=19N^{0.6}$	Semua jenis tanah	Kanai et al(1997)
$V_s=22N^{0.85}$	Semua jenis tanah	Jafari et al (1997)
$V_s=90N^{0.309}$	Semua jenis tanah	Hasancebi & Ulusay (2006)
$V_s=58N^{0.39}$	Semua jenis tanah	Dikmen (2009)

### Site Specific Response Analysis (Parametric Study)

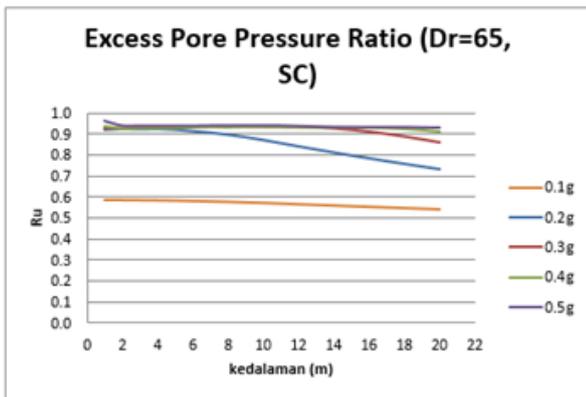
Untuk analisa SSRA pada studi parameter ini data time histoty yang digunakan adalah data ground motion synthetics yang didapatkan sebelumnya dalam analisa PSHA. Berikut ini akan ditampilkan hasil SSRA yaitu *excess pore pressure ratio* dan *p-multiplier* dari *parametric study* dari analisa program CYCLIC 1D V1.3, antara lain sebagai berikut:



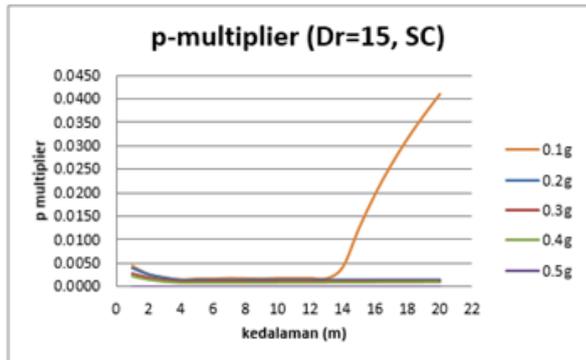
**Gambar 16.** Variasi Nilai Ru terhadap kedalaman untuk Dr=15, z(pga)=100m



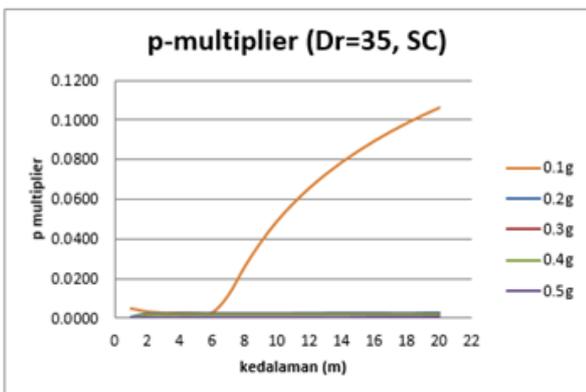
Gambar 17. Variasi Nilai Ru terhadap kedalaman untuk  $Dr=35$ ,  $z(pga)=100m$



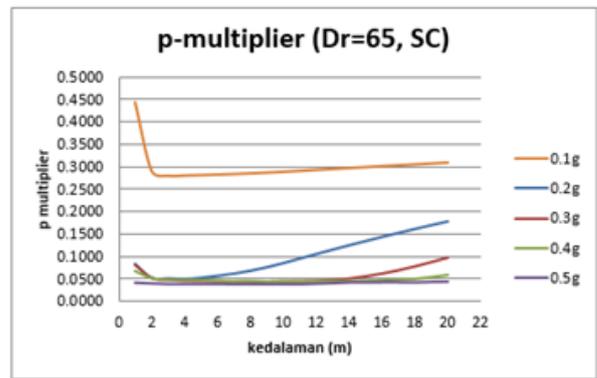
Gambar 18. Variasi Nilai Ru terhadap kedalaman untuk  $Dr=35$ ,  $z(pga)=100m$



Gambar 19. Grafik P-multiplier terhadap kedalaman untuk  $Dr=15$ ,  $z(pga)=100m$



Gambar 20. Grafik P-multiplier terhadap kedalaman untuk  $Dr=35$ ,  $z(pga)=100m$



Gambar 21. Grafik P-multiplier terhadap kedalaman untuk  $Dr=65$ ,  $z(pga)=100m$

#### IV. KESIMPULAN DAN SARAN

##### A. Kesimpulan

Dari studi penelitian yang dilakukan ini, terdapat beberapa kesimpulan yang dapat dikemukakan, antara lain sebagai berikut :

1. Kedalaman batuan dasar menyebabkan penurunan amplifikasi percepatan dipermukaan dan penurunan nilai excess pore pressure ratio ( $R_u$ ) hanya saja perbedaan nilai  $R_u$  yang didapatkan tidak terlalu jauh untuk mekanisme gempa *shallow crustal* dan *subduction*
2. Nilai p-multiplier dengan analisa dinamik sangat dipengaruhi oleh stiffness tanah ( $Dr$ ), besarnya kecepatan pembebanan dan kedalaman yang ditinjau. Hal ini juga akan berpengaruh langsung pada nilai excess pore pressure ratio. Nilai p-multiplier akan menurun secara nonlinier dengan bertambahnya kecepatan pembebanan gempa yang dimasukkan ke dalam model.
3. Model dengan input sumber gempa *shallow crustal* dan *subduction* mempunyai nilai p-multiplier yang hampir sama, karena nilai percepatan horizontal pseudostatik ( $kh$ ) yang dimasukkan juga hampir sama.
4. Untuk percepatan gempa 0.1g dengan input sumber gempa *shallow crustal* dan *subduction*, dengan kondisi tanah pasir loose dan medium nilai p-multipliernya pada permukaan berkisar (0m-10m) akan lebih kecil dibandingkan dengan tingkat kedalaman yang lebih dalam berkisar (10m-20m) hal ini disebabkan karena nilai  $R_u$  akan berkurang terhadap kedalaman. Sedangkan untuk tanah pasir medium-dense nilai  $R_u$  akan berkisar sekitar 54%.

Depth	Dr=15	Dr=35	Dr=65
	Ru	Ru	Ru
0m-10m	95%	90%	56%
11m-20m	80%	70%	52%

Contoh: perbandingan nilai  $R_u$  untuk  $a_{max} 0.1g$  dengan kedalaman base rock yang sama

5. Analisa potensi likuifaksi sangat dipengaruhi oleh besarnya nilai N-SPT, akan tetapi dibatasi dengan nilai N-SPT =30. Jika nilai N-SPT  $\geq 30$  maka tanah pasir akan dianggap sebagai lapisan yang tidak terlikuifaksi (non-liquefiable). Semakin rendah nilai N-SPT maka angka keamanan akan berkurang, sedangkan untuk probabilitas likuifaksinya akan mendekati 100%.

## B. Saran

1. Dalam analisa Site Specific Response Analysis, pemilihan input motion yang digunakan sangat mempengaruhi besarnya faktor amplifikasi, kenaikan air pori dan excess pore pressure ratio, meskipun input motion tersebut memiliki percepatan horizontal maksimum yang sama hasil analisis yang didapatkan akan berbeda.
2. Untuk penelitian selanjutnya, perlunya dilakukan analisa tahanan geser termobilisasi atau shear strain yang akan berkurang dari suatu lapisan tanah terhadap kenaikan excess pore pressure sebagai akibat dari besarnya pembebanan gempa.

## UCAPAN TERIMA KASIH

Ucapan terima kasih kepada I wayan Sengara, Ph.D dan Dr. Ir. Dedi Apriade yang telah membimbing, memberi arahan dan masukan dalam penelitian ini.

## DAFTAR PUSTAKA

- [1] Abdoun T., Doubry R. (2002). *Evaluation of Pile Foundation response to lateral spreading. Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22: 1051-1058
- [2] Bhattacharya, S. (2003). *Pile Instability During Earthquake Liquefaction*. PhD thesis, University of Cambridge, UK
- [3] Bhattacharya, S., Madabhushi S. P. G. Bolton M. D. (2004). *An Alternative Mechanism of Pile Failure During Seismic Liquefaction*. *Geotechnique* 54(3): 203-13
- [4] Bhattacharya, S., Bolton M. D., Madabhushi S. P. G. (2005) *A Reconsideration of The Safety of Piled Bridge Foundations in Liquefiable Soils*. *Soil and Foundations* 45(4): 13-26
- [5] Boulanger, R.W., Kutter, B.L., "Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground During Earthquakes", Department of Civil Engineering, UC Davis.
- [6] Burlington, R. S., and May, D. C., Jr. (1970). *Handbook of Probability and Statistics*, McGraw-Hill, New York.
- [7] De Alba P. A. (1983). *Pile Settlement in Liquefying Sand Deposit*. *J Geotech Eng* 109(9): 1165-1179
- [8] Duncan, J. M. (2000). "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering". *J. Geotech and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(4), 307-316.
- [9] Idriss, I. M. (1990). "Response of Soft Soil Sites During Earthquakes." Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp., Vol. 2, Bitech Publishers, Ltd., Vancouver, 273-290.
- [10] Idriss, I. M. (1991). "Earthquake Ground Motions at Soft Soil Sites". "Proc., 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Recent Adv. In Geotech. Earthquake Engineering and Soil Dynamics., Vol. 3, 2265-2271
- [11] Liao. S., and Whitman, R.V. (1986a). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand." *L. Geotech Engineering*, ASCE ,112(3), 373-377
- [12] Prakash, S., and Mathur, J. N. 1965. "Liquefaction of Fine Sand Under Dynamic Loading". Proceedings, 5<sup>th</sup> Symposium of the civil and Hydraulic Engineering Departments, Indian institute of Science, Bangalore, India.
- [13] Seed, H. B., and Idriss, I. M. 1971. "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction Potential", *Journal of the soil mechanics and foundations Division*, ASCE, Vol.97, No. SM9, pp.1249-1273
- [14] Seed, H. B., and Idriss, I. M. 1982. "Ground Motions and soil liquefaction During Earthquakes." *Earthquake engineering Research Institute, University of California, Berkeley, California*.
- [15] Sengara, I. W., & Irsyam, M. (2010). Probabilistic Seismic Hazard Analysis of Indonesia (Draft Report). *Institut Teknologi Bandung (ITB)*. Bandung.
- [16] Sengara, I. W., Hendarto, Natawijaya, D. H., & Triyoso, W. (2008). Probabilistic Seismic Hazard Mapping for Sumatera Island. *Proceeding of International Conference on Earthquake Engineering and Disaster Mitigation*. Jakarta.