



METODE KOLOM GROUTING UNTUK MENGATASI LIKUIFAKSI TANAH DI BAWAH PONDASI

M. Suherman

RINGKASAN

Grouting merupakan suntikan bahan cair ke dalam rongga-rongga tanah atau ruang antara tanah dengan bangunan di dekatnya, biasanya dilakukan melalui lobang bor dan diberi tekanan. Kebanyakan grouting didesain untuk memperoleh perubahan sifat tanah dengan secara serentak atau melalui jangka waktu, setelah dilakukan injeksi.

Tujuan utama dari teknik grouting adalah untuk mendapatkan yang lebih kuat, lebih padat, dan kurang permeabel pada tanah atau batuan. Hal ini juga merupakan perlakuan sederhana untuk mengisi rongga yang tak dapat dicapai dan atau menjaga transfer tegangan dalam tanah atau dari struktur ke dalam tanah. Grouting terhadap tanah pondasi dimaksudkan untuk menambah stabilitas dan mereduksi kompresibilitas baik bersifat permanen maupun sementara. Tanah non kohesif dengan gradasi tidak lebih halus dari pasir medium, pemberian semen grouting sering dilakukan dengan menggunakan tekanan rendah.

SUMMARY

Grouting is defined as the injection of fluidized materials into voids of the ground or space between the ground and adjacent structures, generally through borholes and under pressure. Many grouts are designed to set after injection, either instantly or over a period of time. The main objective of grouting is to produce a stronger, denser and less permeability soil or rock. It may also simply serve to fill voids which are otherwise inaccessible and or may prevent adequate stress transfer within the ground or from a structure to the ground. Foundation grouting for increasing stability and reducing compressibility, it may serve as a permanent or temporary function. The cohesionless soils with gradings no finer than the medium sand, the injection of cement grouting can often to be dealt with by low pressure.

I. PENDAHULUAN

Suatu konstruksi tidak selamanya dibangun di atas tanah dalam kondisi cukup baik, tetapi kadang kala konstruksi yang akan dibangun diletakan di atas lapisan tanah yang secara teknis kurang menguntungkan ditinjau dari segi geoteknik. Apabila konstruksi terpaksa harus dibangun di atas tanah yang kurang menguntungkan seperti tanah lunak yang kompresibilitasnya tinggi atau lapisan pasir halus bersifat lepas atau pasir lanauan yang berlokasi di daerah gempa, maka tanah ini akan mengalami likuifaksi. Berkurangnya daya dukung tanah merupakan suatu proses karena meningkatnya tekanan air pori secara berlebihan ketika atau sesaat setelah gempa terjadi.

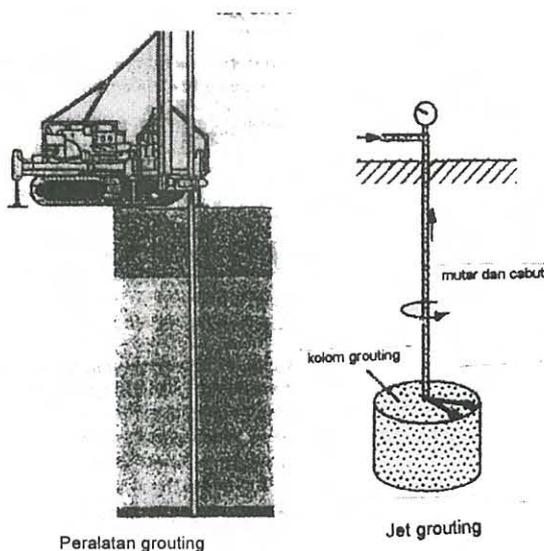
Untuk bangunan yang berada di atas pondasi dangkal dan dibuat cukup kuat untuk menahan deformasi yang berlebihan, maka pada saat terjadi likuifaksi, bangunan tersebut bisa berubah posisi menjadi miring. Untuk bangunan yang didirikan di atas pondasi tiang pancang, maka bila likuifaksi terjadi tekanan tanah yang bekerja di

sekeliling tiang akan mengecil akibat mencairnya tanah. Hal ini mengakibatkan tiang pancang tidak lagi berfungsi sebagai pondasi dalam, tetapi berperilaku sebagai kolom langsung yang bisa mengalami tekuk yang berakibat kerusakan pada bangunan atas.

Dalam pengkajian ini mencoba menganalisis penerapan pondasi dengan menggunakan kolom grouting pada pondasi jembatan overpass Danawinangun Sta 209+ 270 yang berada pada jalan tol Palimanan – Cirebon Jawa Barat

II. METODE KOLOM GROUTING

Salah satu metode untuk mengatasi likuifaksi tanah pasir atau kepasiran adalah dengan cara jet grouting, di mana cara ini pada dasarnya adalah meningkatkan sifat teknis tanah pasir menjadi tanah yang lebih padat. Teknik grouting ini dilakukan dengan menginjeksikan bahan grouting (campuran semen dan air) pada lapisan tanah sampai kedalaman tertentu, sehingga terjadi kolom – kolom semen.



Gambar 1. Kinerja Jet Grouting

2.1 Kriteria Desain Kolom Grouting

Kriteria desain yang dipilih adalah menghitung rasio ketahanan likuifaksi yaitu sama dengan rasio regangan geser tanah akibat percepatan tambahan, dan dapat ditulis :

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_{o'}} \right)_L = \frac{\tau}{\sigma_{o'}} \quad \dots [1]$$

Hal ini dapat diperoleh untuk meningkatkan nilai sondir q_c dan nilai SPT N_{spt} yang dibutuhkan untuk mengatasi likuifaksi, dengan asumsi faktor keamanan $F_k = 1,5$.

Kriteria desain hasil perhitungan :

- Nilai q_c atau N_{spt} harus meningkat minimal sebesar 3 kali lipat.
- Nilai q_c minimal harus menjadi sebesar 100 kg/cm^2 .
- Nilai N_{SPT} minimal harus menjadi sebesar 30.
- Nilai kuat tekan bebas q_u pada kolom minimal 20 kg/cm^2 .

2.2 Prosedur Desain

Prosedur desain menggunakan metode kolom semen mengacu pada Manual for Design and Construction of Cement Column Method, Department of Highways Thailand dan JICA (1998). Prosedur desain meliputi :

- Tentukan kondisi desain
- Asumsikan rasio peningkatan dan kekuatan kolom
- Hitung penurunan total dan perbedaan penurunan
- Hitung stabilitas dan tegangan tekan pada kolom

Ulangi langkah nomor dua, bila tidak memenuhi persyaratan

a. Kondisi Desain

- Desain penurunan
Penurunan total yang diijinkan $s = 5 \text{ cm}$, sedangkan perbedaan penurunan yang diijinkan $\Delta s = 3,5 \text{ cm}$. Faktor keamanan daya dukung $F_k = 3$
- Desain pembebanan
Pengaturan tiang dengan pola segi empat. Tentukan rasio peningkatan, a_p , yang merupakan indikator tingkat peningkatan dengan persamaan :

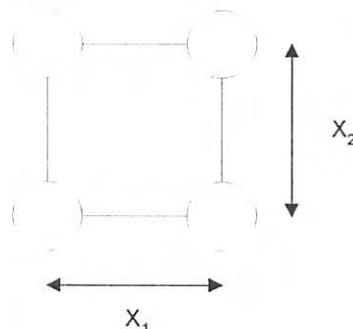
$$a_p = \frac{A_p}{X_1 X_2} \quad \dots [2]$$

dengan pengertian :

a_p adalah rasio peningkatan

A_p adalah luas area yang diperbaiki per kolom

X_1, X_2 adalah jarak antar kolom



Gambar 2. Pengaturan posisi kolom

- Asumsi kekuatan dan sifat tanah setempat
Lebar tanah yang diperbaiki B , harus lebih besar dari $\frac{1}{2} D$ (kedalaman yang diperbaiki). Kuat geser tanah yang diperbaiki diperoleh dari rasio kekuatan kolom dan tanah yang diperbaiki.

$$\sigma = a_p \cdot c_p = a_p \cdot (q_{uck}/2) \quad \dots [3]$$

dengan pengertian :

σ adalah kuat geser rata-rata dari tanah yang diperbaiki

c_p adalah kuat geser kolom

q_{uck} adalah kekuatan kolom rencana

- Perhitungan Penurunan kolom

- Penurunan kolom grouting.

$$S_k = \sigma_{kolom} / E_{kolom} * L \quad \dots [4]$$

dengan pengertian :

E_{kolom} adalah modulus deformasi kolom ($100 q_u$)

σ_{kolom} adalah tegangan yang terjadi pada kolom

L adalah panjang kolom total

- Penurunan tanah di bawah kolom

$$S_p = S_o \frac{\Delta p_c}{\Delta p} \dots\dots\dots [5]$$

$$\Delta p = V_t \times \gamma \dots\dots\dots [6]$$

$$\Delta p_c = \frac{V_c}{(1+d)^2 - \frac{\pi \cdot d^2}{4}} \dots\dots\dots [7]$$

$$V_c = \frac{\pi}{96} l^2 \cdot \tan \theta (9d+4 \cdot 1) + (4-\pi) \left(\frac{1+d}{2} \right)^2$$

$$\left[\frac{1+d}{2} \tan \theta + \frac{1}{3} \left(\frac{1+d}{2} \right) \right] (\sqrt{2} - 1) \tan \theta \dots [8]$$

dengan pengertian

- S_p adalah penurunan tanah di bawah kolom (cm)
- S_o adalah penurunan tanpa kolom grouting (cm)
- Δp_c adalah beban yang bekerja pada tanah di bawah kolom (kg/cm^2)
- Δp adalah beban total (kg/cm^2)
- V_c adalah volume tanah di bawah kolom (cm^3)
- V_t adalah volume total (cm^3)
- l adalah jarak dari tengah kolom (cm)
- d adalah diameter kolom (cm)
- θ adalah sudut geser (derajat)

$$\text{Penurunan total } S_{tot} = S_k + S_p \dots\dots [9]$$

- d. Analisis tegangan pada kolom

Analisis tegangan pada kolom terdiri dari evaluasi tegangan internal dan kapasitas daya dukung dari lapisan tanah bawah. Evaluasi kapasitas daya dukung sering diabaikan apabila lapisan tanah bawah cukup kaku.

Tegangan pada kolom yang berfungsi sebagai tiang dihitung dengan rumus di bawah ini dengan asumsi bahwa seluruh beban konstruksi yang berada di atas tanah yang diperbaiki. Faktor keamanan F_s sebesar satu atau lebih dapat digunakan.

$$F_s = \frac{q_{uck}}{\rho_E \cdot H_E / a_p} \dots\dots\dots [10]$$

dengan pengertian :

- $\rho_E \cdot H_E$ adalah beban bangunan di atas tanah yang diperbaiki

II. LIKUIFAKSI

Lapisan pasir jenuh air yang menerima beban getaran, maka pasir tersebut cenderung akan memadat dengan berkurangnya volume. Jika air pori yang berada di dalam pasir tidak mengalir keluar maka tidak akan terjadi pengurangan volume, sehingga berakibat timbulnya tegangan

air pori yang berlebihan. Apabila tegangan air pori yang berlebihan ini besarnya menyamai tekanan tanah total (*overburden pressure*), maka tekanan tanah efektif menjadi nol. Dengan adanya tekanan efektif nol, maka tanah akan mencair (likuifaksi) menyerupai bubur dan kehilangan daya dukungnya. Kejadian ini dapat terjadi pada saat adanya gempa.

Getaran tanah ini berakibat timbulnya tegangan siklik, yang terjadi sedemikian cepatnya sehingga air pori tidak mempunyai cukup waktu untuk keluar dan mendisipasikan tegangannya. Tegangan geser siklik yang timbul disebabkan oleh rambatan gelombang geser, gelombang tekan dan gelombang Rayleigh (SEED, 1982 ; ISHIHARA, 1987).

2.1 Tanah Berpotensi Likuifaksi

Daerah yang banyak mengalami likuifaksi menunjukkan bahwa lapisan pasir lepas dan pasir kelanauan yang jenuh air merupakan tanah yang paling berpotensi terjadinya likuifaksi tinggi, sedangkan pasir padat berpotensi likuifaksi rendah.

Menurut TSUCHIDA, 1970 (Committee on Earthquake Engineering, 1985), memberikan klasifikasi potensi bahaya likuifaksi berdasarkan gradasi tanah. Sedangkan SEED & IDRIS, 1971 mengklasifikasi potensi bahaya likuifaksi berdasarkan kepadatan relatif.

Kerikil dan tanah lempung pada umumnya tidak berpotensi likuifaksi. Namun demikian hasil studi di RRC mencatat bahwa likuifaksi terjadi juga pada tanah lempung dengan kandungan butiran yang lebih kecil dari 0,005 mm kurang dari 15% dengan batas cair LL kurang dari 35% dan kadar air w lebih dari 90%.

2.2 Penentuan Potensi Likuifaksi

Ketahanan likuifaksi tanah dapat diestimasi dengan menggunakan salah satu dari hasil uji lapangan atau uji laboratorium. Umumnya yang lebih praktis digunakan uji lapangan yaitu berdasarkan nilai SPT (Test Penetration Standard) atau dengan nilai q_c hasil sondir. Cara evaluasi potensi likuifaksi menggunakan nilai SPT, pertama kali dikembangkan oleh SEED & IDRIS (1971) dan kemudian diperbaiki oleh SEED dkk (1985), IWASAKI dkk (1978), TOKIMATSU & YOSHIMI (1983), IAI dkk (1989) dan Japan Road Association (1980, 1991). Cara evaluasi dengan menggunakan nilai sondir dikembangkan oleh SEED dan DE ALBA (1986), ISHIHARA (1985), SHIBATA dan TERARAKSA (1988), ROBERTSON dan CAMPANELLA (1985).

III. KONDISI TANAH

Untuk mendapatkan informasi mengenai kondisi tanah yang berada di bawah permukaan, maka

dilakukan penyelidikan geoteknik meliputi : penyelidikan lapangan yang berupa penyondiran dan pemboran disertai pengambilan contoh. Pengujian laboratorium dilakukan terhadap contoh tanah yang diambil bersamaan dengan pekerjaan pemboran.

Kondisi tanah yang ada pada Jembatan over pass Danawinangun terletak pada Sta 209+270 Jalan tol Cirebon – Palimanan Jawa Barat, didasarkan hasil penyelidikan geoteknik yang berupa pengujian lapangan dan laboratorium memberikan gambaran sebagai berikut :

3.1 Data Lapangan

Dari hasil penyelidikan tanah di lapangan, maka diperoleh deskripsi tanah seperti tertera pada Tabel 1 di bawah ini

Tabel 1.
DESKRIPSI TANAH

No Bor	Kedalaman (m) MT	Deskripsi Tanah	Nilai SPT (N)	Nilai sondir (qc) kg/cm ²
BM I/P1	0,0 – 4,0	Pasir halus sampai kasar Lempung lanau pasiran Pasir halus dan kerikilan Lempung Lempung lanauan	4 - 10 - 20	4 - 25
	4,0 – 9,0		6 - 7 - 11	10 - 95
	9,0 – 13,0		10 - 50 - 39	150 - 200
	13,0 – 20,0		16 - 12 - 10 - 20	-
	20,0 – 30,0		9-16-38 -28- 21	-
BM II/P3	0,0 – 4,0	Lanau, pasir lempungan Pasir halus dan lanau Pasir halus,kasar kerikilan Lempung Lanau lempungan	10 - 20 - 12	10 - 75
	4,0 – 6,5		28 - 6 - 11	20 - 40
	6,5 – 14,0		15-22-16-36-27	35 - 180
	14,0 – 20,0		11-13 - 17	110 - 200
	20,0 – 30,0		40-26-28-25-34	-

3.2. Data Laboratorium

Hasil pemeriksaan tanah di laboratorium dapat diperoleh seperti Tabel 2 berikut ini

Tabel 2.
PERSENTASE PEMBAGIAN BUTIR

No Bor Dan kedalaman (M)	Pern bagian Butir (%)			No Bor dan kedalaman (M)	Pern bagian Butir (%)		
	Kerikil	Pasir	# 200		Kerikil	Pasir	# 200
BM I/P1				BM 2/P3			
2,0 - 2,45	14,74	75,65	9,61	2,0 - 2,45	15,36	72,58	12,06
3,0 - 3,45	20,16	72,07	7,77	6,45 - 7,50	0,17	71,97	27,86
5,0 - 5,45	0,65	67,85	31,50	9,0 - 9,45	3,76	81,43	14,81
7,0 - 7,45	10,83	48,49	40,68	10,0 - 10,45	30,05	53,60	16,35
8,5 - 8,95	0,27	71,81	27,92	11,95-13,50	53,96	29,46	16,58
9,5 - 10,0	11,65	69,95	18,40	13,45- 14,0	20,04	55,17	24,79
10,45 - 11,0	56,60	28,74	14,66				
11,45-11,95	27,15	67,61	5,24				

IV. EVALUASI LIKUIFAKSI DAN DESAIN KOLOM GROUTING

Dari hasil penyelidikan lapangan dan laboratorium, kondisi tanah di daerah penyelidikan didominasi oleh tanah pasiran berbutir halus sampai kasar kerikilan dengan konsistensi lepas hingga agak padat. Kondisi lapisan tanah tersebut diprediksi rentan terhadap gejala likuifaksi.

Likuifaksi merupakan gejala menurunnya kuat geser tanah akibat peningkatan tekanan air pori berlebih, sehingga tanah akan berperilaku seperti

mencair (liquid). Likuifaksi banyak terjadi terutama pada tanah pasir halus dengan tingkat konsistensi lepas yang dipacu oleh percepatan tambahan yang terjadi pada tanah, seperti akibat getaran mesin ataupun gempa bumi. Mengingat pulau Jawa merupakan salah satu zona aktif gempa dan mengingat derajat kepentingan struktur, maka dilakukan evaluasi terhadap likuifaksi.

4.1 Potensi Likuifaksi dengan Metode Shibata dan Terapaksa

Metode *Shibata dan Terapaksa* menggunakan data sondir dan ukuran partikel butir tanah. Metode ini membandingkan rasio regangan geser akibat percepatan tambahan terhadap ketahanan likuifaksi tanah.

Rasio regangan geser tanah akibat percepatan tambahan diperoleh dengan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{\tau}{\sigma_o'} = 0.1(M - 1) \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma_o'} (1 - 0.015.z) \dots [11]$$

dengan pengertian

$\frac{\tau}{\sigma_o'}$ adalah rasio regangan geser tanah

M adalah *magnitude* gempa = 7.5

a_{max} adalah percepatan gempa (m/detik²)

g adalah percepatan gravitasi (m/detik²)

z adalah kedalaman tanah yang dievaluasi (m)

σ_o adalah tekanan tanah di atasnya (kg/cm²)

σ_o' adalah tekanan efektif tanah di atasnya (kg/cm²)

Ketahanan likuifaksi diperoleh dengan persamaan sebagai berikut :

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_o'} \right)_L = 0.1 + 0.2 \left[\frac{(q_{c1} / C_2) - 50}{250 - (q_{c1} / C_2)} \right] \dots [12]$$

dengan pengertian :

$\left(\frac{\tau}{\sigma_o'} \right)_L$ adalah rasio ketahanan terhadap likuifaksi

q_{c1} adalah *critical tip resistance* =

$$\left(\frac{1.7}{\sigma_o' + 0.7} \right) q_c$$

q_c adalah nilai tahanan konus (kg/cm²)

$C_2 = 1$ untuk tanah pasir halus dengan $D_{50} \geq 0.25$ mm

= $\frac{D_{50}}{0.25}$ untuk tanah kepasiran $D_{50} < 0.25$ mm

D_{50} = ukuran butir lolos 50% (mm)

Jika ketahanan likuifaksi lebih kecil dari pada rasio tegangan geser akibat suatu percepatan tambahan, maka tanah tersebut rentan terhadap likuifaksi atau :

$$\text{Jika } \left(\frac{\tau}{\sigma'_o} \right)_L < \frac{\tau}{\sigma'_o}, \text{ maka tanah rentan terhadap likuifaksi}$$

Hasil evaluasi pada setiap lubang bor ditunjukkan pada Tabel 3, di bawah ini

Tabel 3.
EVALUASI DENGAN METODE SHIBATA DAN TERAPAKSA

Nomor Bor No.	Kedalaman sampel (m)	$(\tau / \sigma'_o)_L$	τ / σ'_o	Keterangan
S1/P1	1,25	0,090	0,153	Liquifaksi
	2,75	0,768	0,193	Tidak Liquifaksi
S2/P2	5,75	0,080	0,237	Liquifaksi
	8,75	0,206	0,251	Liquifaksi
S3/P3	2,75	0,093	0,192	Liquifaksi
BM 1/P1	2,00	0,100	0,155	Liquifaksi
	3,00	0,154	0,192	Liquifaksi
	5,00	0,100	0,224	Liquifaksi
	7,00	0,113	0,237	Liquifaksi
	8,50	0,152	0,241	Liquifaksi
	9,50	0,318	0,241	Tidak Liquifaksi
	10,45	0,289	0,241	Tidak Liquifaksi
BM 2/P3	11,50	0,179	0,240	Liquifaksi
	2,00	0,166	0,155	Tidak Liquifaksi
	6,45	0,090	0,235	Liquifaksi
	9,00	0,122	0,241	Liquifaksi
	10,00	0,098	0,241	Liquifaksi
	11,95	0,181	0,240	Liquifaksi
	13,45	0,121	0,237	Liquifaksi

Berdasarkan tabel ini, maka dapat ditarik kesimpulan bahwa tanah pasir dan tanah kepasiran rentan terhadap likuifaksi sampai dengan kedalaman 8,75 meter, sedangkan lapisan pasir kerikilan-kerakal mempunyai potensi likuifaksi sampai dengan kedalaman 13,45 meter.

4.2 Evaluasi potensi likuifaksi berdasarkan "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards, Revised Version, 1996"

Metode ini berlaku untuk lapisan alluvial pasir yang memenuhi kriteria sebagai berikut :

- Muka air tanah kurang dari 10,0 meter dari permukaan tanah.
- Kedalaman pasir kurang dari 20,0 meter dari permukaan tanah
- Fraksi halus $F_c \leq 35\%$ atau indeks plastisitas $I_p \leq 15$

d. $D_{50} \leq 10\text{mm}$ dan $D_{10} \leq 1\text{ mm}$

Metode ini mempunyai kelebihan yaitu memper hitungkan bahwa tanah kerikilan dengan D_{50} lebih besar dari 2 mm dapat terlikuifaksi. Metode ini juga memperhitungkan pengaruh ukuran butir dan kandungan fraksi halus dengan mengoreksi nilai N_{SPT} pada tanah kepasiran. Untuk tanah kerikilan, nilai N_{SPT} dikurangi dengan ukuran butir rata-rata, karena nilai N_{SPT} pada tanah kerikilan cenderung mempunyai nilai yang besar akibat adanya kerikil.

Tanah mempunyai potensi likuifaksi jika $F_L \leq 1$, dimana $F_L = R/L$

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_L \quad \dots\dots\dots [13]$$

dengan pengertian :

R_L adalah kekuatan likuifaksi

$$R_L = 0.882 \sqrt{N_a} / 1.7, \text{ untuk } (N_a < 14)$$

$$R_L = 0.0882 \sqrt{N_a} / 1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5},$$

untuk $(N_a \geq 14)$

C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 , adalah faktor koreksi

Untuk tanah kepasiran :

$$a = a N_1 + b$$

$$N_1 = 1,7 N / \sigma'_v + 0,7$$

$$a = 1 \text{ untuk } (0\% \leq F_c < 10\%)$$

$$a = (F_c + 40) / 50 \text{ untuk } (10\% \leq F_c < 60\%)$$

$$a = (F_c / 20 - 1) \text{ untuk } (60\% \leq F_c$$

$$b = 0 \text{ untuk } (0\% \leq F_c < 10\%)$$

$$b = (F_c - 10) / 18 \text{ untuk } (10\% \leq F_c < 60\%)$$

Untuk tanah kerikilan: $N_a = (1 - 0,6 \log_{10} / 2) N_1$

N_1 adalah : nilai N ekuivalen pada tegangan efektif tanah di atasnya 1 kg/cm^2

N_a adalah nilai N terkoreksi oleh ukuran butir

a, b faktor koreksi, tergantung fraksi halus

$C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5$ adalah faktor koreksi = 1

$$L = r_d \cdot k_{hc} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad \dots\dots\dots [14]$$

dengan pengertian :

L adalah rasio regangan geser akibat gempa

r_d adalah $1 - 0,015z$, dengan z adalah kedalaman yang ditinjau (m)

$k_{hc} \cdot C_z \cdot k_{hco}$

k_{hc} adalah gempa horisontal pada permukaan tanah

C_z adalah faktor zona gempa

k_{hco} adalah koefisien gempa horisontal standar seperti pada tabel berikut :

Tabel 4.
KOEFISEN GEMPA

Tanah	Tipe 1	Tipe 2	Tipe 3
Ground motion tipe 1	0,30	0,35	0,4
Ground motion tipe 2	0,80	0,70	0,60

Tabel 5.

Hasil Evaluasi Likuifaksi menggunakan "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards"

3

Nomor bor	Kedalaman sampel (m)	Deskripsi tanah	RL	L	FL=R/L	Keterangan
BM 1/P1	2,2	Pasir halus sampai kasar	0,140	0,024	5,910	Tidak likuifaksi
	3,2	Pasir kasar, abu-abu	0,285	0,295	0,968	Likuifaksi
	5,2	Lempung pasiran halus – kasar	0,259	0,344	0,751	Likuifaksi
	7,2	Lanau pasiran agak padat	0,349	0,364	0,959	Likuifaksi
	8,75	Pasir halus lempungan, padat	0,678	0,369	1,840	Tidak Likuifaksi
	9,25	Pasir kasar kerikilan	0,306	0,373	0,821	Likuifaksi
	10,75	Pasir kasar kerikilan	0,579	0,369	1,569	Tidak Likuifaksi
	11,75	Pasir kasar kerikilan	1,097	0,368	2,981	Tidak Likuifaksi
BM2/P3	2,25	Pasir halus sampai kasar, agak padat	1.195	0.967	4.556	Tidak Likuifaksi
	6,95	Pasir halus, lepas	0,275	0,895	0,705	Likuifaksi
	9,25	Pasir kasar kerikilan, lepas	0,344	0,862	0,869	Likuifaksi
	10,25	Pasir kasar kerikilan, lepas	0,305	0,847	0,841	Likuifaksi
	12,45	Pasir kasar, kerakal lempungan, agak padat	0,399	0,813	1,120	Tidak Likuifaksi
	13,75	Pasir kasar kerikilan, lepas	0,749	0,794	2,109	Tidak Likuifaksi

Berdasarkan hasil perhitungan di atas dapat ditarik kesimpulan bahwa tanah pasir atau kepasiran dengan konsistensi lepas rentan terhadap likuifaksi sampai dengan kedalaman 7,2 meter. Untuk tanah pasir kerikilan dengan konsistensi lepas berpotensi likuifaksi sampai kedalaman 10,2 meter, sedangkan lapisan pasir kasar campur kerikil-kerakal pada kedalaman dibawah 10,75 meter tidak berpotensi terhadap likuifaksi. Dengan menggabungkan kedua metode tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa: kedalaman tanah yang rentan terhadap likuifaksi terjadi pada tanah pasir dan pasir kerikilan sampai dengan kedalaman 10,0 meter.

4.3 Desain Kolom Grouting

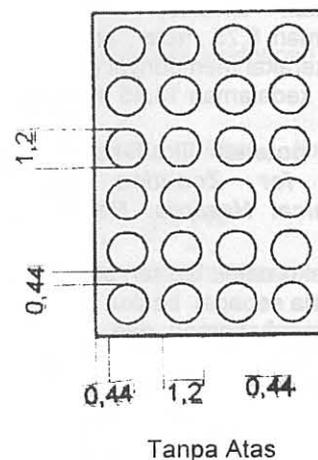
1. Kekuatan kolom grouting

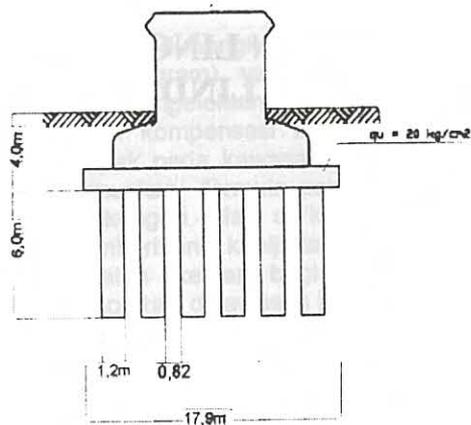
Dalam analisis awal dapat digunakan kolom semen berdiameter 1,2 meter dengan rasio peningkatan sebesar 43% dan panjang tiang 6,0 meter (dari kedalaman 4,0m – 10,0 m). Hasil analisis tersebut adalah sebagai berikut: Beban maksimum pada satu kolom $P = 23,98$ ton dan luas penampang kolom $A_b = 1,13 \text{ m}^2$, maka tegangan yang terjadi pada kolom $\sigma = 23,98 / 1,13 = 21,22 \text{ ton/m}^2$. Digunakan kekuatan tekan kolom grouting $q_u = 20 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ ton/m}^2$, dengan faktor

2. Penurunan kolom grouting

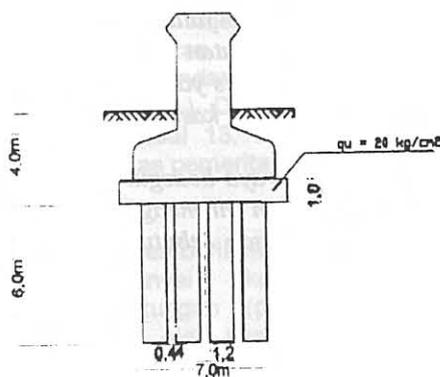
Penurunan pada tiang kolom $S_c = 0,006 \text{ m} = 0,6 \text{ cm}$ dan penurunan pada lapisan tanah di bawah kolom $S_s = 0,041 \text{ m} = 4,1 \text{ cm}$. Penurunan total $S_t = 4,7 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$ (memenuhi persyaratan)

Luas daerah yang diperkuat hanya di bawah rencana pondasi, atau jumlah kolom grouting pada setiap pondasi $n = 6 \text{ baris} \times 4 \text{ kolom} = 24$ buah.





Tampak Samping



Tampak Depan

Gambar 3 Pondasi langsung di atas Kolom grouting

V. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis di atas maka dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Lapisan tanah yang berada pada rencana pondasi jembatan Danawinangun merupakan tanah kepasiran yang berpotensi likuifaksi akibat gempa Tanah pasir dan pasir kerikilan ini sifat lepas dan rentan terhadap bahaya likuifaksi mencapai kedalaman 10,0 meter dari muka tanah setempat
2. Salah satu cara untuk mengatasi masalah likuifaksi pada lokasi ini, maka dapat dilakukan perbaikan tanah dengan menggunakan metode kolom grouting yang mampu merubah tanah kepasiran sifat lepas menjadi padat.

3. Dalam desain kolom grouting untuk meningkatkan tanah di bawah pondasi, syarat utama yang harus dipenuhi adalah besarnya daya dukung hasil gruting dan penurunan yang diperkirakan ditoleransi..
4. Pondasi langsung yang diletakan di atas tanah hasil jet grouting dengan ukuran lebar $B = 7,0$ meter dan panjang $L = 9,9$ meter. Lapisan tanah yang digrouting berada pada kedalaman 4,0 sampai dengan 10,0 meter di bawah muka tanah. Nilai kuat tekan bebas kolom grouting minimal sebesar $q_u = 20 \text{ kg/cm}^2$.
5. Untuk mengetahui tingkat keefektipan kekuatan kolom grouting, perlu dilakukan uji kuat tekan, baik terhadap sampel yang dibuat di laboratorium maupun hasil grouting lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

1. Agency, *Manual for Design and Construction of Cement Column Method*, 1998.
2. Das, B.M., *Principles of Foundation Engineering*, 1990. Department of Highways of Thailand dan Japan International Cooperation
3. Plaxis B.V., *Plaxis :Finite Element Code for Soil and Rock Analysis Version 7.1*, 1998
4. PT. Jasa Marga (Persero) dan Indec & Associates Limited, *Analisa Struktur Jembatan Overpass dan Underpass, Proyek Penyusunan Rencana Teknik Jalan Tol Cirebon Palimanan*, (tak bertanggal).
5. Rahardjo, P., *In Situ Testing and Soil Correlation*, Geotechnical Engineering Center, Parahyangan Catholic University, 2001.
6. The Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4 of ISSMGE, *Manual for Zonation on seismic Geotechnical Hazards*, Revised Version, Maret 1999.
7. The Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4 of ISSMGE, *Case Histories of Liquefaction Remediation*, Agustus 2001.

Penulis :

Drs. M. Suherman, Peneliti Madya Bidang Geoteknik, pada Puslitbang Prasarana Transportasi, Badan Litbang Departemen Kimpraswil.