

HALAMAN PENGESAHAN

Judul : Uji Skala Penuh Sistem Pelat Terpaku pada Lempung Lunak.

Peneliti/ Pelaksana

Nama Lengkap : Anas Puri, S.T., M.T.

NIDN. : 1005057003

Jabatan Fungsional : Lektor Kepala

Program Studi : Teknik Sipil

Nomor HP. : +62 853 295 82 788

Alamat Surel (email) : anaspuri@yahoo.com

Perguruan Tinggi : Universitas Islam Riau

Institusi Mitra

Nama Institusi Mitra :-

Penanggung Jawab :-

Tahun Pelaksanaan : Tahun ke-1 dari Rencana 1 tahun

Biaya Tahun Berjalan : Rp 44.573.600,00

Biaya Keseluruhan : Rp 44.500.000,00

Pekanbaru, 22 Oktober 2013

Ketua Peneliti,



Anas Puri, S.T., M.T.
NPK. 96 09 02 239

Menyetujui:

Ketua Lembaga Penelitian Universitas Islam Riau,



H.M. Hasbi Zaidi, S.E., M.P.
NPK: 90 04 02 162

**LAPORAN AKHIR
PENELITIAN HIBAH DISERTASI DOKTOR**



**JUDUL:
UJI SKALA PENUH SISTEM PELAT TERPAKU
PADA LEMPUNG LUNAK**

TAHUN KE-1 DARI RENCANA 1 TAHUN

**Peneliti:
Anas Puri, S.T., M.T.
NIDN. 1005057003**

**LEMBAGA PENELITIAN
UNIVERSITAS ISLAM RIAU
OKTOBER 2013**

Dibiayai oleh DIPA Kopertis Wilayah X Nomor DIPA 023-04.2532476/2013
tanggal 5 Desember 2012, sesuai dengan Surat Pelaksanaan Penelitian Desentralisasi
Doktor nomor 45/kontrak/010/KM/2013 tanggal 18 Februari 2013

HALAMAN PENGESAHAN

Judul : Uji Skala Penuh Sistem Pelat Terpaku pada Lempung Lunak.

Peneliti/ Pelaksana

Nama Lengkap : Anas Puri, S.T., M.T.

NIDN. : 1005057003

Jabatan Fungsional : Lektor Kepala

Program Studi : Teknik Sipil

Nomor HP. : +62 853 295 82 788

Alamat Surel (email) : anaspuri@yahoo.com

Perguruan Tinggi : Universitas Islam Riau

Institusi Mitra

Nama Institusi Mitra :-

Penanggung Jawab :-

Tahun Pelaksanaan : Tahun ke-1 dari Rencana 1 tahun

Biaya Tahun Berjalan : Rp 44.573.600,00

Biaya Keseluruhan : Rp 44.500.000,00

Pekanbaru, 22 Oktober 2013

Mengetahui:
Dekan Fakultas Teknik,

Ketua Peneliti,

Ir. H. Abd. Kudus, M.T.
NPK. 88 03 02 098

Anas Puri, S.T., M.T.
NPK. 96 09 02 239

Menyetujui:
Ketua Lembaga Penelitian Universitas Islam Riau,

H. M. Hasbi Zaidi, S.E., M.P.
NPK. 90 04 02 162

RINGKASAN

Penelitian ini dilakukan untuk mempelajari perilaku Sistem Pelat Terpaku (*nailed-slab*) skala penuh pada lempung lunak akibat pembebanan, sehingga dapat diketahui bagaimana kontribusi tiang-tiang friksi pendek dalam meningkatkan kekakuan sistem ini. Penelitian ini juga ditujukan untuk mempelajari kontribusi tiang-tiang friksi pendek dalam meningkatkan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen, serta sebagai validasi metode analisis Pelat Terpaku berdasarkan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen pada uji skala penuh. Target khusus yang hendak dicapai adalah potensi aplikasi Sistem Pelat Terpaku sebagai teknologi perkerasan kaku pada tanah lunak dan teori baru perilaku Sistem Pelat Terpaku pada lempung lunak yang didasarkan pada uji skala penuh.

Uji skala penuh Sistem Pelat Terpaku dengan tiga baris tiang telah dilaksanakan di Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gadjah Mada. Skala penuh Pelat Terpaku berukuran $6 \text{ m} \times 3,54 \text{ m}$, tebal 15 cm, berada pada lempung lunak setebal 2,15 m, dan diperkuat tiang mikro berdiameter 20 cm dan panjang 1,5 m. Sejumlah instrumentasi dipasang untuk mengamati perilaku sistem, yaitu *pressure cell* hidrolis di bawah lantai kerja, *straingauge* pada tulangan tiang dan pelat, serta *dialgauge* untuk mengukur lendutan pelat. Pembebanan statis dilakukan dengan dongkrak hidrolis pada pusat pelat, beban *interior* dan di ujung pelat.

Pelat Terpaku skala penuh pada lempung lunak memperlihatkan perilaku lendutan pelat (*deflected bowl*) akibat beban simetris juga menunjukkan bentuk yang simetris. Hal ini mengindikasikan bahwa semua tiang mampu memberikan respon yang sama dalam 3-D. Skala penuh menunjukkan kuat dukung maksimum yang tinggi terhadap beban dan hingga beban 160 kN memberikan respon lendutan yang masih elastik-linier. Kekakuan sistem ini juga besar sebagaimana terlihat pada lendutan yang kecil sekitar 4,35 mm untuk beban ujung $P= 80 \text{ kN}$ ($2x$ *single wheel load*). Dengan demikian, posisi beban tidak berpengaruh signifikan terhadap lendutan maksimum pelat dan kuat dukungnya. Tiang-tiang juga berfungsi sebagai angkur mencegah terjungkitnya ujung pelat. Penulangan pelat dan pelat koperan sudah mencukupi, namun tulangan geser tiang belum memadai. Metode desain menggunakan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen cukup memadai. Hasil pengujian menunjukkan bahwa kinerja sistem ini sangat menjanjikan untuk tahap aplikasi.

Kata-kata kunci: sistem pelat terpaku, tiang friksi pendek, lendutan, lempung lunak, perkerasan kaku.

PRAKATA

Segala puji bagi Allah Yang Maha Penentu (*al-Mudabbir*), atas rahmat dan kehendak-Nya, dan dengan rizki dan nikmat '*akal* yang telah diberikan-Nya, *alhamdulillah* Laporan Kemajuan Pelaksanaan Kegiatan Penelitian Hibah Disertasi Doktor ini dapat diselesaikan. Pada laporan ini disajikan mengenai kemajuan pelaksanaan penelitian Uji Skala Penuh Sistem Pelat Terpaku pada Lempung Lunak. Laporan ini memuat latar belakang penelitian ini urgen untuk dilakukan, tinjauan pustaka yang terkait, serta tujuan dan manfaat yang diharapkan, yang selanjutnya diimplementasikan melalui metode penelitian yang mana hasil implementasi itu tertuang dalam bentuk capaian-capaian yang telah diperoleh. Pelat Terpaku skala penuh menunjukkan kuat dukung maksimum yang besar terhadap beban dan memberikan respon lendutan yang masih elastik-linier. Tiang-tiang juga berfungsi sebagai angkur yang mencegah terjungkitnya ujung pelat. Sistem ini menjanjikan untuk aplikasi lapangan.

Pada kesempatan ini penulis mengucapkan terima kasih kepada Direktorat Jenderal Pendidikan Tinggi (DIKTI) RI, Kopertis Wilayah X, Lembaga Penelitian Universitas Islam Riau (UIR), Pascasarjana Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada (UGM), Kepala Laboratorium Mekanika Tanah UGM, dan lebih khusus Tim Promotor; Prof. Dr. Ir. Hary Christady Hardiyatmo, M.Eng., DEA., Prof. Ir. Bambang Suhendro, M.Sc., Ph.D., dan Dr.sc.tech. Ir. Ahmad Rifa'i, M.T., yang telah memberikan hal-hal yang diperlukan dalam pelaksanaan penelitian ini. Penulis juga mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu secara langsung maupun tidak langsung terhadap pelaksanaan penelitian ini. Semoga Allah SWT membalas mereka dengan kebaikan yang banyak. Demikianlah, semoga laporan ini bermanfaat hendaknya, amin.

Pekanbaru, 22 Oktober 2013.

Penulis,

Anas Puri, S.T., M.T.

DAFTAR ISI

	Halaman
HALAMAN PENGESAHAN	1
RINGKASAN	2
PRAKATA	3
DAFTAR ISI	4
DAFTAR TABEL	6
DAFTAR GAMBAR	7
BAB 1. PENDAHULUAN	9
1.1. Latar Belakang	9
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI	10
2.1. <i>State of The Art</i>	10
2.2. Hasil Penelitian Terkait yang Sudah Dicapai	13
2.3. Studi Pendahuluan yang Telah Dilaksanakan	15
2.4. Tanah Dasar	17
2.4.1. Lempung lunak	18
2.4.2. Modulus reaksi tanah dasar	20
2.4.3. Tambahan modulus reaksi <i>subgrade</i> ekuivalen pada tanah umum	28
2.4.4. Tambahan modulus reaksi <i>subgrade</i> ekuivalen pada lempung lunak	31
2.5. Balok di Atas Fondasi Elastis	32
2.5.1. Balok dengan panjang terbatas	32
2.5.2. Prosedur analisis pelat terpaku menggunakan BoEF	35
2.6. Perilaku Tiang Selama Pembebanan	36
BAB 3. TUJUAN DAN MANFAAT PENELITIAN	38
3.1. Tujuan	38
3.2. Manfaat	38
BAB 4. METODE PENELITIAN	39
4.1. Bahan dan Penentuan Dimensi	39
4.2. Alat-alat	39
4.3. Tahapan Pelaksanaan Penelitian	40
4.4. Skema Pengujian Skala Penuh	42
4.5. Uji Bahan	42
4.5.1. Uji sifat-sifat tanah	42
4.5.2. Uji sifat-sifat beton	45
4.6. Pengujian Skala Penuh	45
4.7. Cara Analisis	45
BAB 5. HASIL DAN PEMBAHASAN	47
5.1. <i>Properties Material</i>	47
5.1.1. Sifat-sifat lempung lunak	47
5.1.2. Sifat-sifat beton	48
5.2. Hasil Uji Pembebanan	48

5.2.1. Beban sentris	49
5.2.2. Beban ujung	55
5.2.3. Beban <i>interior</i>	60
5.2.4. Komparasi lendutan pada titik beban	64
5.3. Hasil Analisis Lendutan	65
5.3.1 Modulus reaksi <i>subgrade</i> ekuivalen menurut Metode Modified Hardiyatmo	66
5.3.2 Perhitungan momen lawan	67
5.3.3 Komparasi lendutan hitungan dengan pengamatan	68
BAB 6. KESIMPULAN DAN SARAN	71
6.1. Kesimpulan	71
6.2. Saran	71
DAFTAR PUSTAKA	73
LAMPIRAN 1. Personalia tenaga peneliti dan kualifikasinya	76
LAMPIRAN 2. Publikasi	80

DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 2.1 Variasi Konfigurasi Sistem Timbunan di Atas Tiang	12
Tabel 2.2 <i>Properties</i> Lempung Lunak	19
Tabel 2.3 Konsistensi Tanah Lempung	20
Tabel 4.1 Ukuran Struktur di Lapangan dalam Pengujian (skala penuh)	39
Tabel 4.2 Variasi Pembebanan Uji Skala Penuh Pelat 600 cm × 354 cm × 15 cm Diperkuat Tiga Baris Tiang dia. 20 cm, $L_p = 150$ cm	44
Tabel 5.1 Sifat-sifat Lempung Ngawi	47
Tabel 5.2 <i>Properties</i> Tanah untuk Hitungan Modulus Reaksi <i>Subgrade</i> Ekuivalen	65
Tabel 5.3 <i>Properties</i> Beton untuk Hitungan Modulus Reaksi <i>Subgrade</i> Ekuivalen	66
Tabel 5.4 Modulus Reaksi <i>Subgrade</i> Ekuivalen untuk Tinjauan m Baris Tiang	67
Tabel 5.5 Nilai Momen Lawan M (kNm) Menurut Posisi Beban	67

DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 2.1 Sket timbunan pada analisis kinerja berbagai variasi sistem timbunan di atas tiang-tiang	11
Gambar 2.2 Variasi deformasi pada puncak timbunan terhadap tinggi timbunan	11
Gambar 2.3 Ilustrasi pengaruh pemasangan tiang sebagai "paku" pada perkerasan beton	13
Gambar 2.4 Contoh tipikal desain perkerasan kaku dengan sistem pelat terpaku	14
Gambar 2.6 Defleksi pelat dan pelat terpaku akibat beban terpusat sentris $P = 4,714 \text{ kN}$	16
Gambar 2.7 Geometri dan karakteristik transmisi beban	17
Gambar 2.8 Sebaran tanah lunak di Indonesia	20
Gambar 2.9 Reaksi <i>subgrade</i> di bawah fondasi fleksibel	21
Gambar 2.10 Cara pengambilan nilai k_v	22
Gambar 2.11 Lendutan rata-rata pada pelat fleksibel untuk menentukan k_v	24
Gambar 2.12 Korelasi k_{762} dan CBR berdasarkan metode Amerika dan Inggris	25
Gambar 2.13 Reaksi pada sistem pelat dan tiang tunggal	26
Gambar 2.14 Hubungan δ_0/δ vs δ pada uji model	28
Gambar 2.15 Tekanan dukung tanah di bawah pelat terpaku tiang tunggal	29
Gambar 2.16 Balok panjang tak terhingga dibebani beban titik	32
Gambar 2.17 Balok di atas fondasi elastis dengan panjang terbatas	34
Gambar 2.18 Model pendekatan Pelat Terpaku dengan koperan di kedua ujung pelat	36
Gambar 2.19 Perilaku tiang selama pembebanan	37
Gambar 4.1 Bagan alir penelitian disertasi	41
Gambar 4.2 Bagan alir penelitian hibah doktor	42
Gambar 4.3 Skema uji skala penuh	43
Gambar 4.4 Pelaksanaan uji CBR tanah lempung lunak	44
Gambar 4.5 Pelaksanaan uji beban pelat standar pada lempung lunak	44
Gambar 4.6 Penulangan pelat pada Skala penuh Pelat Terpaku	46
Gambar 4.7 Pelaksanaan uji beban sentris (titik A) pada Skala penuh Pelat Terpaku	46
Gambar 5.1 Distribusi ukuran butiran tanah lempung Ngawi	48
Gambar 5.2 Hubungan kuat tarik lentur terhadap lendutan di tengah bentang pelat	49
Gambar 5.3 Hubungan $P-\delta$ akibat beban sentris	50
Gambar 5.4 Denah dan lendutan pelat akibat beban $P= 40 \text{ kN}$ di pusat pelat	50
Gambar 5.5 Pola lendutan Skala penuh Pelat Terpaku pada arah memanjang pelat	51
Gambar 5.6 Pola lendutan Skala penuh Pelat Terpaku pada arah melintang pelat	51
Gambar 5.7 <i>Differential settlement</i> akibat beban sentris	52
Gambar 5.8 Skema penempatan instrumentasi	53
Gambar 5.9 Regangan pada tiang akibat beban sentris	54
Gambar 5.10 Regangan pada tulangan pelat	55

Gambar 5.11 Hubungan $P-\delta$ akibat beban ujung	56
Gambar 5.12 Lendutan Skala penuh Pelat Terpaku pada arah memanjang pelat akibat beban ujung	57
Gambar 5.13 Lendutan Skala penuh Pelat Terpaku pada arah melintang melalui titik beban pelat akibat beban ujung	57
Gambar 5.14 Denah dan lendutan pelat akibat beban $P= 40$ kN di ujung pelat	57
Gambar 5.15 <i>Differential settlement</i> akibat beban ujung	58
Gambar 5.16 Regangan pada tiang akibat beban ujung	59
Gambar 5.17 Regangan pada tulangan pelat koperan akibat beban ujung	59
Gambar 5.18 Hubungan $P-\delta$ akibat beban <i>interior</i>	61
Gambar 5.19 Lendutan Skala penuh Pelat Terpaku pada arah memanjang pelat akibat beban <i>interior</i>	61
Gambar 5.20 Denah dan lendutan pelat akibat beban interior $P= 40$ kN	62
Gambar 5.21 <i>Differential settlement</i> akibat beban <i>interior</i>	62
Gambar 5.22 Regangan pada tiang akibat beban <i>interior</i>	63
Gambar 5.23 Regangan pada tulangan akibat beban <i>interior</i>	64
Gambar 5.24 Hubungan $P-\delta$ untuk berbagai beban	64
Gambar 5.25 Hasil analisis rencana vs. lendutan Pengamatan Pelat Terpaku skala penuh tiga baris tiang	69
Gambar 5.26 Pengaruh dinding penahan tepi (koperan) terhadap lendutan Pelat Terpaku skala penuh 3 baris tiang	70

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Perkerasan kaku (*rigid pavement*) merupakan salah satu tipe perkerasan jalan yang umumnya digunakan pada tanah dasar lunak. Lapis perkerasan tersebut dapat langsung menumpu pada tanah dasar lunak atau di atas lapis fondasi jalan. Namun penurunan tanah lunak di bawahnya cenderung bersifat tidak seragam (*differential settlement*) pada arah melintang maupun memanjang trase jalan sebagai akibat distribusi beban yang tidak merata sepanjang perkerasan serta struktur tanah yang tidak homogen. Hal ini dapat mengakibatkan bergelombangnya jalan atau patahnya struktur perkerasan. Adapun perencanaan perkerasan kaku yang telah banyak distandarisasi didasarkan pada kondisi dimana perkerasan terletak di atas tanah dasar yang mempunyai kekakuan yang cukup untuk menerima beban lalu lintas. Pada tanah lunak diperlukan tebal perkerasan yang lebih besar sehingga beban struktur juga bertambah. Beberapa metode konstruksi telah dikembangkan untuk mengatasi atau meminimalisir masalah tersebut, misalnya penggunaan perbaikan tanah, timbunan di atas tiang-tiang (*embankment on pile*), konstruksi sarang laba-laba, serta fondasi cakar ayam.

Belakangan muncul ide untuk mengganti konstruksi cakar pada sistem cakar ayam dengan tiang-tiang friksi yang pendek yang disebut Sistem Pelat Terpaku (*Nailed-slab System*). Kajian tentang Sistem Pelat Terpaku masih terbatas pada studi analitis, ekperimental model, dan skala penuh dengan tiang tunggal. Upaya pengembangan sistem ini menuju tahap aplikasi adalah dengan melakukan uji skala penuh atau pengujian skala penuh. Maka penelitian ini diusulkan untuk dilakukan guna mengetahui lebih jauh kemungkinan aplikasinya di lapangan. Selain itu, metode analisis untuk perencanaan sistem dapat divalidasi dengan hasil uji skala penuh tersebut.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1. *State of the Art*

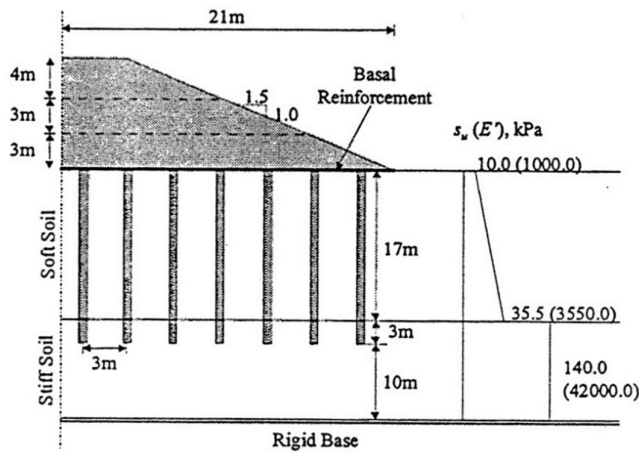
Pekerasan kaku yang ditempatkan di atas tanah lunak dapat mengalami penurunan terutama *differential settlement* yang dapat mengakibatkan tidak rata permukaan jalan, bahkan patahnya perkerasan pada sambungan dan bagian lainnya. Beberapa metode untuk mengatasi permasalahan perkerasan jalan pada tanah lunak, baik itu dalam tarap penelitian dan pengembangan, maupun yang sudah diaplikasikan di lapangan antara lain penggunaan perbaikan tanah, timbunan di atas tiang-tiang (*embankment on pile*), konstruksi sarang laba-laba, serta fondasi cakar ayam. Pada sistem *embankment on individual pile cap* masih menyisakan permasalahan berupa *mushroom problem* terutama bila tinggi timbunan besar. Penambahan lembaran perkuatan geosintetik di atas *pile cap* ternyata belum dapat menghilangkan penurunan tanah di antara *pile cap* oleh karena penurunan konsolidasi tanah di antara *pile cap* terus berlangsung dalam rentang waktu yang panjang. Gue dan Tan (2005) melakukan penambahan pelat beton bertulang menerus untuk timbunan di atas tiang dengan *individual pile cap* yang sekaligus sebagai perkerasan kaku menggantikan perkerasan lentur yang digunakan sebelumnya.

Perkerasan kaku yang diperkuat tiang-tiang bila didekati sebagai fondasi tiang-rakit (*piled-raft foundation*), maka ada tiga filosofi desain yang berbeda untuk fondasi rakit-tiang (Randolph, 1994 dalam Poulos, 2001), yakni

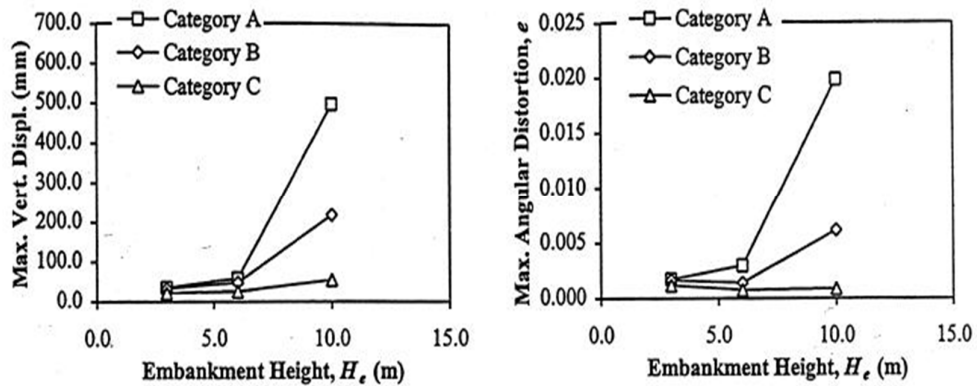
1. pendekatan konvensional, dalam hal tiang-tiang direncanakan sebagai kelompok guna membawa sebagian besar beban, sementara itu juga membolehkan sebagian kecil kontribusi dari rakit, terutama terhadap kapasitas beban ultimit,
2. tiang rangkai (*creep piling*), dalam hal mana tiang-tiang direncanakan untuk bekerja pada suatu beban kerja pada rangkai yang signifikan mulai terjadi, secara tipikal pada 70%-80% kapasitas beban ultimit. Tiang yang cukup dimasukkan untuk mengurangi tekanan kontak bersih antara rakit dan tanah ke bawah tekanan prakonsolidasi tanah,
3. pengendalian perbedaan penurunan, dalam hal tiang-tiang ditempatkan secara tepat guna mengurangi perbedaan penurunan, daripada untuk mengurangi penurunan rata-rata total yang besar sekali.

Dari ketiga pendekatan di atas diperoleh bahwa pendekatan ketiga menghasilkan desain fondasi yang paling ekonomis.

Wong dan Poulos (2001) melakukan analisis kinerja berbagai variasi sistem timbunan di atas tiang-tiang (*piled-embankment system*) yang ditempatkan pada tanah lunak setebal 17 m dan menumpu sedalam 3 m pada tanah kaku (Gambar 2.1). Diperoleh kesimpulan bahwa tiang-tiang yang disatukan oleh pelat menerus memberikan perbaikan peningkatan yang lebih baik untuk sistem timbunan di atas tiang-tiang dibandingkan dengan dasar timbunan yang diperkuat geosintetik ataupun tanpa perkuatan. Gambar 2.2 memperlihatkan hasil analisis dari 3 kategori sistem yang dianalisis seperti ditunjukkan pada Tabel 2.1.



Gambar 2.1 Sket timbunan pada analisis kinerja berbagai variasi sistem timbunan di atas tiang-tiang (Wong dan Poulos, 2001).



Gambar 2.2 Variasi deformasi pada puncak timbunan terhadap tinggi timbunan. (a) Penurunan maksimum, (b) Distorsi angular maksimum (Wong dan Poulos, 2001).

Tabel 2.1 Variasi Konfigurasi Sistem Timbunan di Atas Tiang
(Wong dan Poulos, 2001)

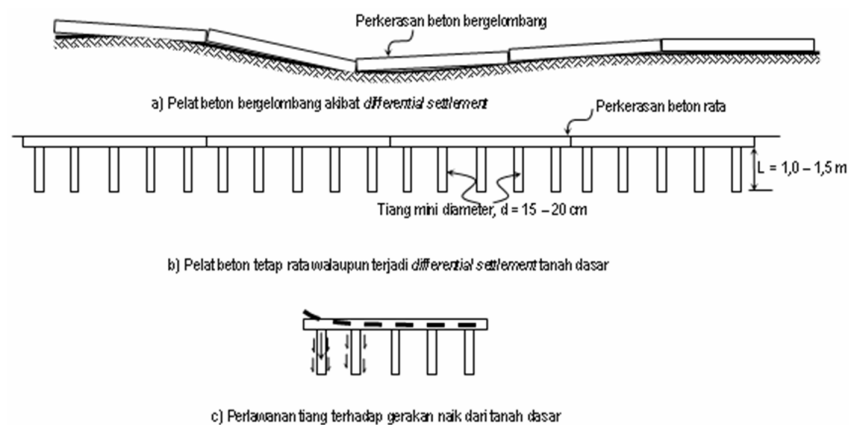
Kategori	Detail perkuatan dasar timbunan
A	<i>Individual pile caps</i>
B	<i>Individual pile caps + perkuatan geosintetik</i>
C	Pelat beton menerus (<i>lightly reinforced</i>)

Pichumani, dkk. (1974) melakukan studi parametrik sistem perkerasan yang didukung oleh tiang-tiang (*pile supporting pavement*), untuk perkerasan lentur maupun perkerasan kaku. Djajaputra dan Widiadi (1997) serta Simanjuntak dkk. (2003) melakukan penelitian sistem tiang matras beton pada tanah lunak untuk timbunan badan jalan. Konsep desainnya adalah tiang dukung ujung ataupun *closed to end bearing*. Namun sistem ini memerlukan teknik pengerjaan khusus beserta akurasi yang tinggi dan penggunaan alat-alat berat. Selain itu, mengingat bahwa di atas matras beton terdapat timbunan yang membebani sistem dan ditambah pula dengan beban kendaraan, maka matras dapat saja melengkung cekung (penurunan maksimum di tengah matras dan bagian pinggir terjungkit, serta tiang-tiang terluar terdorong ke arah luar timbunan akibat tekanan lateral tanah). Maka tiang-tiang terluar dan matras akan terpisah oleh karena sambungannya berupa pen-lubang, sehingga tiang-tiang tersebut tidak lagi memberikan kontribusi pada sistem.

Sistem pelat terpaku (*nailed-slab system*) dipekenalkan oleh Hardiyatmo (2008). Gambar 2.3 mengilustrasikan perbandingan perkerasan kaku konvensional dengan perkerasan sistem pelat terpaku dan perlawanan tiang terhadap beban. Perkerasan kaku diperkuat dengan tiang-tiang pendek. Tiang-tiang tersebut diharapkan dapat mereduksi perbedaan penurunan sehingga perkerasan tetap rata pada arah memanjang (Gambar 2.3.a). Demikian juga pada arah melintang jalan, perbedaan penurunan juga dapat direduksi, dimana tiang dapat berfungsi sebagai angkur sehingga pelat tidak mengalami jungkitan (Gambar 2.3.b). Tiang-tiang tersebut berfungsi laksana paku bagi pelat beton, serta menambah kuat dukung tanah dan mengurangi faktor kehilangan dukungan (*loss support factor, LS*), sehingga meningkatkan modulus reaksi *subgrade* vertikal efektif. Terjadi efisiensi pada pelat beton. Dalam studi itu, Hardiyatmo menggunakan data uji beban siklik pada model fondasi tiang tunggal dengan hubungan antara tiang dengan *pile cap* dibuat monolit dan tidak monolit. Analisis didasarkan pada AASHTO 1986.

Hardiyatmo (2009) merekomendasikan metode analisis lendutan pelat fleksibel menggunakan modulus reaksi tanah dasar ekuivalen. Pengujian model pelat terpaku pada tanah ekspansif telah dilakukan oleh Taa (2010).

Analogi dengan sistem cakar ayam, maka sistem pelat terpaku ini juga diharapkan berfungsi sebagai angkur pada beban rendah dan sekaligus berfungsi sebagai perlawanan lendutan pada beban berat. Kinerjanya pun diharapkan serupa dengan kinerja sistem cakar ayam, namun dengan konstruksinya yang lebih kecil maka akan diperoleh keuntungan berupa pelaksanaan yang lebih praktis dan biaya konstruksi yang sedikit lebih rendah dibanding penggunaan cakar ayam. Sistem ini masih terbatas pada studi analitis model.



Gambar 2.3 Ilustrasi pengaruh pemasangan tiang sebagai "paku" pada perkerasan beton (Hardiyatmo, 2008).

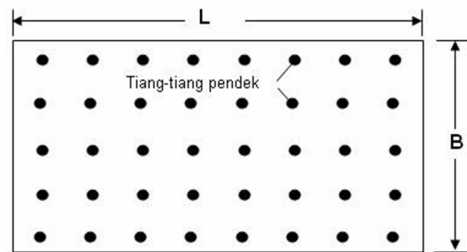
2.2. Hasil Penelitian Terkait yang Sudah Dicapai

Bila dicermati, maka biaya pembangunan sistem pelat terpaku kemungkinan akan lebih besar dibanding sistem konvensional. Akan tetapi dari sisi pemeliharaan, maka diharapkan sistem ini jauh lebih ekonomis. Berdasarkan studi analitis yang dilakukan oleh Hardiyatmo (2008) dapat disimpulkan antara lain

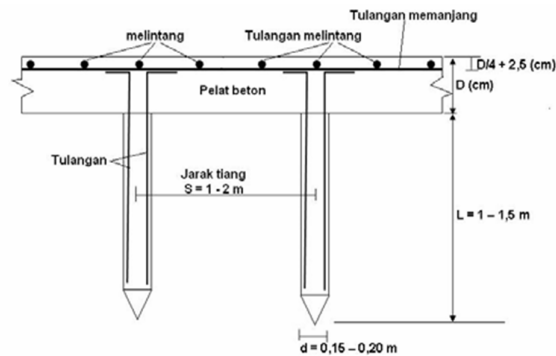
1. modulus reaksi tanah dasar meningkat dengan adanya tiang-tiang,
2. modulus reaksi tanah dasar untuk hubungan pelat dan tiang secara monolit lebih besar dibanding hubungan non monolit,
3. adanya tiang-tiang dapat mengurangi tebal pelat beton dan luas tulangan,
4. penurunan lebih rata,

5. lokasi pelat beton yang sering mengalami kerusakan adalah di bagian sambungan atau sudut/pojok pertemuan antara pertemuan pelat. Pada bagian ini, dengan adanya dukungan tiang akan mengurangi retak atau pecah sudut,
6. tiang berfungsi sebagai angkur ketika pelat mengalami kondisi siklik naik-turun dan *warping* akibat pengaruh lingkungan,
7. pemeliharaan lebih hemat.

Pada Gambar 2.4 diperlihatkan contoh tipikal desain perkerasan kaku dengan Sistem Pelat Terpaku. Tiang-tiang disusun pada arah lebar jalan (Gambar 2.4.a) dan disatukan oleh pelat beton bertulang (Gambar 2.4.b).



a). Denah tiang dalam satu pelat



b) Letak tulangan dan jarak tiang tipikal

Gambar 2.4 Contoh tipikal desain perkerasan kaku dengan sistem pelat terpaku (Hardiyatmo, 2008).

Dewi (2009) melakukan kajian Pengaruh Tiang Tunggal Terhadap Nilai Koefisien Reaksi *Subgrade* Ekuivalen pada Uji Beban Skala Penuh, dalam hal ini dilakukan pengujian pada tiang tunggal di tanah lempung. Perilaku penurunan pada pelat dipengaruhi oleh dimensi pelat yaitu penurunan yang lebih kecil terjadi pada pelat yang berdiameter lebih kecil dan tiang mempunyai kontribusi dalam menaikkan nilai koefisien reaksi *subgrade* (k_v). Hardiyatmo (2009) merekomendasikan metode analisis

lendutan pelat fleksibel menggunakan modulus reaksi tanah dasar ekuivalen, dan Hardiyatmo (2011) mengusulkan metode penentuan modulus reaksi tanah dasar ekuivalen yang didasarkan pada uji tiang tunggal.

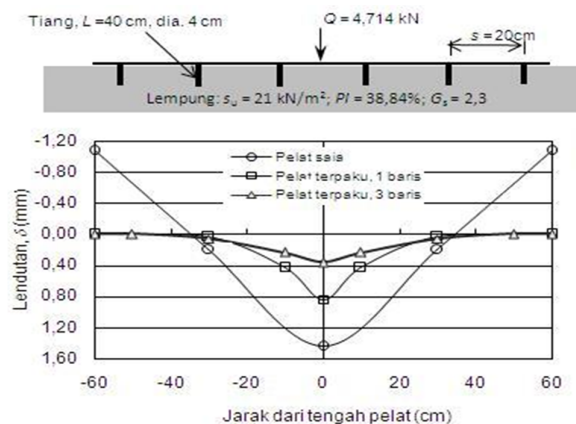
2.3. Studi Pendahuluan yang Telah Dilaksanakan

Saat ini peneliti telah melakukan studi pendahuluan berupa uji skala model di laboratorium guna mempelajari perilaku Sistem Pelat Terpaku. Sebagian hasil penelitian tersebut sudah dipublikasikan dan sekaligus dipresentasikan pada

- a. Prosiding Pertemuan Ilmiah Tahunan (PIT) XIV Himpunan Ahli Teknik Tanah Indonesia (HATTI), *Studi Eksperimental Lendutan Pelat yang Diperkuat Tiang-tiang Friksi Pendek pada Lempung Lunak*, pp. 317-321 (Puri, dkk., 2011a).
- b. Prosiding Konferensi Geoteknik Indonesia (KOGEI) IX dan Pertemuan Ilmiah Tahunan (PIT) XV Himpunan Ahli Teknik Tanah Indonesia (HATTI), *Kontribusi Koperan dalam Mereduksi Lendutan Sistem Pelat Terpaku pada Lempung Lunak*, pp. 299-306 (Puri, dkk., 2011b).
- c. International Journal of Civil and Environmental Engineering (IJCEE-IJENS), Vol. 12 No. 03, *Determining Additional Modulus of Subgrade Reaction Based on Tolerable Settlement for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay*, pp. 32-40, (Puri, et.al., 2012a).
- d. Proceedings of 16th Annual Scientific Meeting, HATTI, *Application of the Additional Modulus of Subgrade Reaction to Predict the Deflection of Nailed-slab System Resting on Soft Clay Due to Repetitive Loadings*, pp. 217-222 (Puri, et.al., 2012b).
- e. The 13th International Conference on QiR (Quality in Research), *Pile Spacing and Length Effects Due to the Additional Modulus of Subgrade Reaction for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay* (Puri, et.al, 2013a).
- f. The 6th Civil Engineering Conference in Asia Region, *Deflection Analysis of Nailed-Slab System which Reinforced by Vertical Wall Barrier under Repetitive Loadings* (Puri, et.al, 2013b).

Berdasarkan hasil uji model Sistem Pelat Terpaku pada lempung lunak sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.6, diketahui bahwa Sistem Pelat Terpaku meningkatkan kekakuan sistem, dan kekakuan tersebut meningkat seiring dengan

pertambahan jumlah baris tiang, dan lebih kaku dibanding pelat saja. Peningkatan kekakuan tersebut sebagai kontribusi dari adanya tiang-tiang. Lendutan pelat terpaku lebih kecil dan tidak ada pelat yang terjungkit karena ditahan oleh tiang-tiang. Dalam hal ini tiang berfungsi sebagai penahan lendutan dan juga sebagai jangkar/ angkur untuk menahan jungkitan. Sistem Pelat Terpaku menunjukkan perilaku bahwa pelat tetap kontak dengan tanah (tidak terdapat *displacement* negatif yang signifikan). Dengan demikian keawetan pelat diharapkan menjadi lebih terjaga. Struktur koperan yang dipasang pada bagian pinggir pelat dapat mereduksi lendutan dengan signifikan, oleh karena struktur ini mampu meningkatkan kekakuan sistem (Puri, dkk., 2011b). Peningkatan kekakuan tersebut tampak pula pada peningkatan koefisien reaksi *subgrade* sistem. Pendekatan penentuan koefisien reaksi *subgrade* ekivalen sudah memadai untuk Sistem Pelat Terpaku tanpa dinding penahan tepi (non koperan), namun perlu penyesuaian untuk Sistem Pelat Terpaku yang menggunakan koperan, terutama pada beban pinggir.

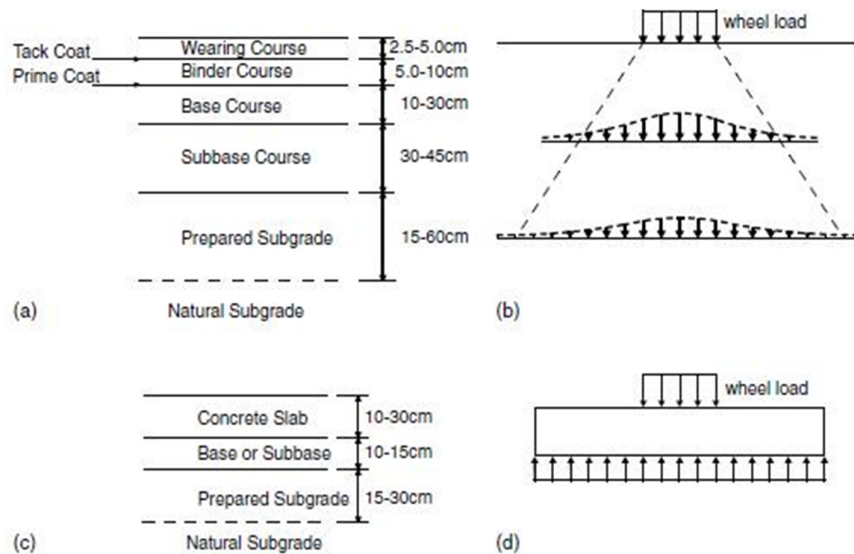


Gambar 2.6 Defleksi pelat dan pelat terpaku akibat beban terpusat sentris $P = 4,714 \text{ kN}$ (Puri, dkk., 2011 a).

Sejumlah variasi pengujian model sudah dikerjakan, antara lain variasi panjang tiang, variasi jumlah tiang dan jumlah baris tiang, variasi pelat dengan dan tanpa koperan, uji tekan dan uji cabut pelat terpaku tiang tunggal, serta uji *peoperties* material. Selain itu, juga variasi pada cara pembebanan dan posisi beban kerja.

2.4. Tanah Dasar

Lapisan tanah dasar akan sangat mempengaruhi kinerja perkerasan terutama pada stabilitas, kuat dukung, konsolidasi, dan kerentanan terhadap kelembaban. Seringkali satu atau lebih lapisan ditambah di antara tanah dasar dan perkerasan yang berfungsi untuk mengurangi intensitas tegangan kerja pada tanah dasar. Pada perkerasan kaku, tekanan yang bekerja pada fondasi bawah dan tanah dasar menjadi lebih kecil disebabkan distribusi tekanan yang lebih lebar dibandingkan dengan perkerasan aspal. Kuat dukung lapisan di bawahnya menjadi kurang kritis, sehingga tidak memerlukan material fondasi yang lebih kaku kecuali untuk perkerasan yang menerima beban sangat berat (Delatte, 2008). Gambar 2.7 memperlihatkan geometri lapis perkerasan menurut tipe perkerasan beserta diagram distribusi beban. Pada perkerasan lentur, tegangan maksimum terjadi tepat di bawah beban roda dan semakin mengecil seiring semakin jauh dari beban (Gambar 2.7b). Adapun untuk perkerasan kaku distribusi beban adalah merata dengan intensitas yang relatif sama (Gambar 2.7d).



Gambar 2.7 Geometri dan karakteristik transmisi beban (a) tipikal penampang perkerasan fleksibel; (b) transmisi beban pada perkerasan fleksibel; (c) tipikal penampang perkerasan kaku; (d) transmisi beban pada perkerasan kaku (Fwa dan Wei, 2006).

Tanah dasar merupakan tanah asli sebagai alas jalan pada suatu lokasi, jika diperlukan material yang lebih baik dapat didatangkan atau tanah dasar dapat pula

distabilisasi untuk meningkatkan kuat dukungnya. Parameter penting pada teknik perkerasan beton adalah kualitas dukungan tanah dasar yang disediakan untuk perkerasan dengan ditandai modulus reaksi tanah dasar (*coefficient of subgrade reaction*) (k). Koefisien ini menggambarkan konstanta pegas dari pegas khayalan yang mendukung pelat. Reaksi tanah dasar meningkat secara linier dengan defleksi pelat (Delatte, 2008). Koefisien tersebut dapat ditentukan dari uji beban pelat, atau perkiraan berdasarkan klasifikasi tanah maupun nilai CBR.

2.4.1. Lempung lunak

Tanah lunak (*soft soils*) adalah semua jenis tanah berbutir halus yang mempunyai parameter: kadar air tinggi, derajat kejenuhan tinggi, angka pori dan porositas tinggi, tekanan air pori awal tinggi, sehingga tanah lunak mempunyai sifat: kuat geser rendah, dan daya mampat (potensi penurunan) besar bila terjadi peningkatan tegangan efektif (Bina Marga, 1998). Adapun lempung lunak merupakan salah satu jenis tanah lunak, umumnya pada kondisi terkonsolidasi normal.

Ada dua istilah lempung lunak dalam geoteknik yaitu lempung lunak dan lempung sangat lunak. Lempung lunak mempunyai kuat geser *undrained* berkisar 12,5 – 25 kN/m² dan tanah ini dapat dengan mudah dibentuk dengan jari tangan, sedangkan tanah lempung sangat lunak mempunyai kuat geser kurang dari 12,5 kN/m², bila diremas dalam kepalan tangan akan ke luar di antara jari-jari tangan (Panduan Geoteknik Indonesia, 2001). Secara umum tanah lunak mempunyai sifat kompresibilitas yang tinggi dan kuat geser yang rendah. Adapun tanah padat/ keras mempunyai sifat kompresibilitas yang rendah dan kuat geser *undrained* melebihi 100 kN/m². Perbandingan besaran parameter antara lempung sangat lunak dengan lempung lunak dirangkum pada Tabel 2.2 dari berbagai sumber. Menurut Duncan, tekanan pra konsolidasi lempung lunak antara 50 – 100 kPa (Mitchel dan Soga, 2005).

Lempung lunak (*soft clay*) merupakan jenis tanah yang mengandung mineral-mineral lempung dan kadar air yang tinggi, yang menyebabkan kuat geser yang rendah (Kempfert dan Gebreselassie, 2006). Lempung lunak mempunyai keseimbangan pada beratnya sendiri, dan tidak mengalami konsolidasi sekunder yang signifikan karena formasinya. Ini ditandai dengan kemampuan lempung dalam menahan berat *overburden*-nya, dan tambahan beban lain akan menghasilkan deformasi yang relatif

besar. Umumnya, lempung lebih lunak bilamana kadar air lapangan mendekati batas cairnya (LL) dibandingkan bila kadar air lapangan mendekati batas plastis (PL).

Tabel 2.2 *Properties* Lempung Lunak

Parameter	Lempung Sangat Lunak	Lempung Lunak	Sumber
N -SPT	< 2	3 – 5	Bowles (1997)
Kuat tekan bebas, q_u (kN/m ²)	< 25	25 – 50	
Modulus elastisitas, E (kN/m ²)	2.000 – 15.000	5.000 – 25.000	
Berat spesifik, G_s		2,68 – 2,75 2,58 – 2,65 ^{#)}	
Angka pori, e		0,9 – 1,4 2,5 – 3,2 ^{#)}	Das (1995; 2007)
Kadar air jenuh (%)		30 – 50	
Berat volume kering maksimum, γ_{dmaks} (kN/m ³)		11,5 – 14,5 6 – 8 ^{#)}	
Berat volume <i>bulk</i> , γ_b (kN/m ³)		17 – 19	Carter dan Bently (1991)
Berat volume kering, γ_d (kN/m ³)		11 – 14	
Porositas, n (%)		55	Lancellotta (2009)
Angka pori, e		1,2	
Kadar air jenuh, w (%)		45	
Berat volume <i>bulk</i> , γ_b (kN/m ³)		18	
Berat volume kering, γ_d (kN/m ³)		12	
Koefisien permeabilitas, k (cm/det)		< 10 ⁻⁶	Hardiyatmo (1992), Das (2007)

Catatan: ^{#)} lempung organik lunak

German Geotechnical Society memberikan kriteria yang harus dipenuhi dalam penentuan tanah sebagai tanah lunak dalam kaitannya dengan kegunaan secara konstruksi (Kempfert dan Gebreselassie, 2006). Tidak seluruh kriteria mesti terpenuhi. Kriteria tersebut antara lain

- sangat lunak hingga lunak sesuai dengan indeks konsistensi $I_c < 0,75$,
- jenuh sempurna atau mendekati jenuh sempurna,
- kuat geser *undrained* $c_u \leq 40$ kN/m²,
- cenderung untuk mengalir,
- sifat plastis rendah hingga sedang,

- f. sangat sensitif untuk vibrasi (di sini sensitifitas ditentukan sebagai rasio antara kuat geser *undrained* saat runtuh dengan kuat residual dari uji geser baling-baling),
- g. sifat tiksotropi, dan lain-lain.

Sebaran tanah lunak di Indonesia dapat dilihat pada Gambar 2.8, lokasi tanah lunak disimbolkan dengan warna gelap, paling luas terdapat di Pulau Irian (Provinsi Papua) dan disusul Provinsi Riau (Panduan Geoteknik Indonesia, 2001). Penggolongan tanah lempung berdasarkan konsistensi tanah dan korelasinya dengan rentang nilai perkiraan kohesi *undrained*, nilai N-SPT, dan tahanan konusnya dirangkum pada Tabel 2.3 (Mochtar dan Sholihin, 2002).



Gambar 2.8 Sebaran tanah lunak di Indonesia (Panduan Geoteknik Indonesia, 2001; Satibi, 2009).

Tabel 2.3 Konsistensi Tanah Lempung

No.	Konsistensi	Nilai Perkiraan dari		
		c_u (kN/m ²)	N-SPT	Tahanan Konus, q_c (kN/m ²)
1	Sangat lunak	< 12,5	< 2,5	< 750
2	Lunak	12,5 – 25	2,5 – 5	750 – 1.500
3	Sedang	25 – 50	5 – 10	1.500 – 3.000
4	Kaku	50 – 100	10 – 20	3.000 – 6.000
5	Sangat kaku	100 – 200	20 – 40	6.000 – 12.000
6	Keras	> 200	> 40	> 12.000

2.4.2 Modulus reaksi tanah dasar

Modulus reaksi tanah dasar dapat dibedakan atas: modulus reaksi tanah dasar arah vertikal, modulus reaksi tanah dasar arah horizontal, dan modulus reaksi geser

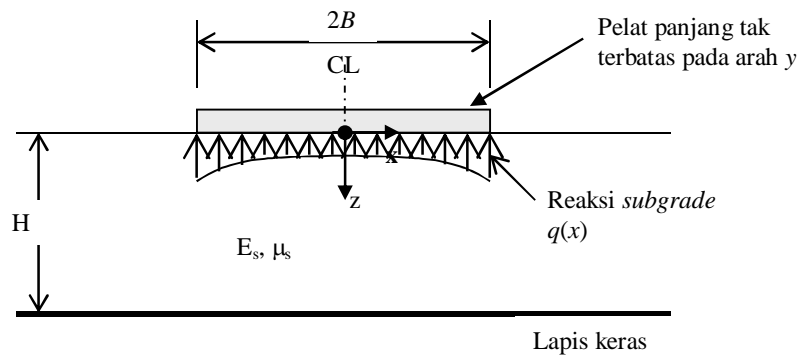
(*shear spring constant*). Modulus reaksi tanah dasar digunakan pada analisis kuat dukung dan stabilitas fondasi, perkerasan jalan, maupun landas pacu dan apron lapangan terbang.

Modulus reaksi tanah dasar arah vertikal

Konsep asli dari koefisien reaksi tanah dasar (Gambar 2.9), memperlihatkan bahwa koefisien reaksi tanah dasar arah vertikal ($k_v(x)$) ditentukan sebagai tekanan fondasi ($q(x)$) yang dibagi dengan penurunan yang bersesuaian ($d(x)$) dari tanah di bawahnya, yaitu:

$$k_v(x) = \frac{q(x)}{d(x)} \tag{2.1}$$

dengan kata lain, reaksi tanah dasar tidak lain adalah distribusi reaksi tanah ($q(x)$) di bawah struktur fondasi rakit guna melawan beban fondasi. Koefisien reaksi tanah dasar tersebut bila dikalikan dengan lebar pelat (B), maka akan diperoleh modulus reaksi tanah dasar (k). Distribusi reaksi tanah tidaklah berbentuk linier (Gouw, 2004). Hal ini benar bilamana fondasi menerima beban merata. Pada kasus ini, secara umum distribusi reaksi pada tanah lempungan berbentuk cembung (Gambar 2.9), dengan reaksi maksimum di sekitar pinggir fondasi dan reaksi yang lebih kecil pada tengah-tengah fondasi. Secara prinsip, distribusi reaksi tanah tepat di bawah fondasi rakit bergantung pada posisi titik yang ditinjau (yaitu jarak x), bentuk beban, dan kekakuan relatif (EI) struktur fondasi terhadap tanah di bawahnya.



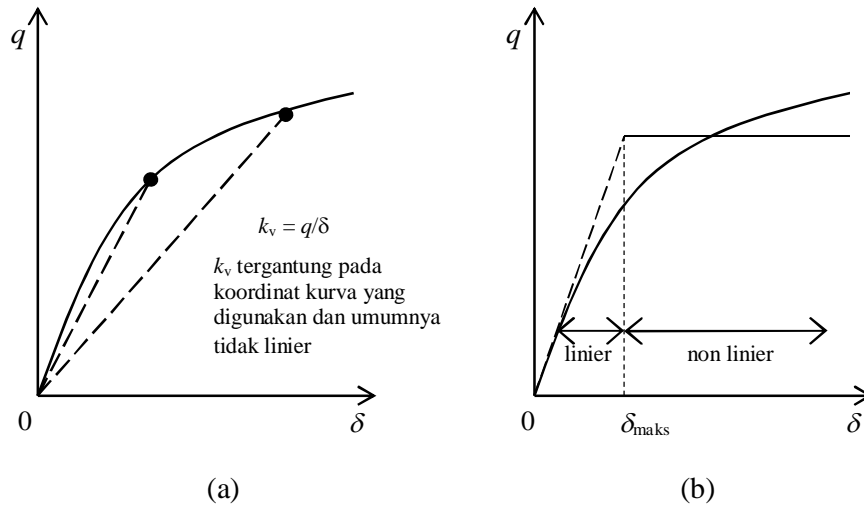
Gambar 2.9 Reaksi *subgrade* di bawah fondasi fleksibel.

Sadrekarimi dan Akbarzad (2009) membuat klasifikasi ke dalam 5 (lima) metode untuk menentukan nilai k_v , yaitu uji beban pelat (*plate load test*), uji

konsolidasi, uji triaksial, uji CBR, serta korelasi empiris dan teoritis yang diusulkan oleh para peneliti. Hanya penentuan k_v dari uji beban pelat yang akan diuraikan pada disertasi ini.

Berdasarkan hasil uji beban pelat, nilai k_v dapat diperoleh dengan membuat grafik hubungan tekanan q vs penurunan δ (Gambar 2.10), dan dapat diambil dengan salah satu cara berikut (Bowles, 1997)

1. nilai k_v ditentukan dari nilai tekanan kontak terhadap penurunan tertentu (modulus sekan) (Gambar 2.10a),
2. nilai k_v diambil dari garis singgung yang melalui titik nol (*initial tangent modulus*) (Gambar 2.10b).



Gambar 2.10 Cara pengambilan nilai k_v : (a) Modulus sekan (b) Modulus tangen awal.

Uji beban pelat standar (*plate load test*) menggunakan ukuran pelat berdiameter 762 mm (30 inci). Standar uji beban pelat (AASHTO T-222) pada permukaan tanah-dasar untuk penentuan k_v didasarkan pada tekanan $q = 10 \text{ psi} = 69 \text{ kN/m}^2$ yang menyebabkan lendutan tertentu. Besarnya k_v adalah

$$k_v = \frac{69}{\delta} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (2.2)$$

dengan p dalam satuan kN/m^2 dan δ dalam meter.

Menurut Metode Florida FM 5-527, nilai modulus reaksi tanah dasar ditentukan dari hasil uji beban pelat berdiameter 762 mm dan dihitung sebagai

$$K = \frac{E}{1,18 \times R} \quad (2.3)$$

dengan K : modulus reaksi tanah dasar arah vertikal kondisi statis, E : modulus elastisitas, 1,18 : konstanta untuk pelat kaku, R : jari-jari pelat beban. Adapun modulus elastisitas ditentukan dengan Persamaan (2.4).

$$E = \frac{1,18(PSI)R}{0,05} \quad (2.4)$$

dengan $PSI = P/A$, P : tegangan pada lendutan 0,05 inci (1,27 mm), $A = \pi R^2$ adalah luasan pelat beban, dan $\pi = 3,14159$.

Sekalipun standar diameter pelat beban adalah 762 mm, dalam praktek kadang kala digunakan pelat yang berdiameter lebih kecil. Untuk kasus ini, Transport Research Laboratory merekomendasikan pendekatan berikut (Griffiths dan Thom, 2007)

$$k_{762} = k (1,21\phi + 0,078) \quad (2.5)$$

dimana k_{762} : nilai modulus reaksi tanah dasar untuk pelat standar diameter 762 mm (kPa/m), ϕ : diameter pelat yang digunakan (m), dan k : nilai modulus yang diperoleh dari pelat berdiameter ϕ (kPa/m).

Modulus reaksi tanah dasar dapat pula ditentukan dengan menggunakan pelat beban berbentuk bujur sangkar 0,3 m \times 0,3 m (Das, 2011). Maka untuk fondasi pada lempung dengan lebar fondasi selain 0,3 m dapat dilakukan koreksi menggunakan Persamaan (2.6).

$$k = k_{0,3} \left[\frac{0,3}{B} \right] \quad (2.6)$$

Dimana k : modulus reaksi tanah dasar untuk fondasi dengan lebar B (kPa/m), $k_{0,3}$: modulus reaksi tanah dasar pelat beban 0,3 m \times 0,3 m, B : lebar fondasi (m).

Adapun untuk fondasi berbentuk empat persegi panjang, nilai k -nya ditentukan dengan persamaan berikut (Das, 2011)

$$k = \frac{k_{(B \times B)} \left(1 + \frac{0,5B}{L} \right)}{1,5} \quad (2.7)$$

Dimana $k_{(B \times B)}$: modulus reaksi tanah dasar pelat beban $B \times B$ (kPa/m), L : panjang fondasi (m). Menurut Teng, untuk lempung lunak yang homogen tidak perlu dilakukan koreksi terhadap kedalaman fondasi (Das, 2011).

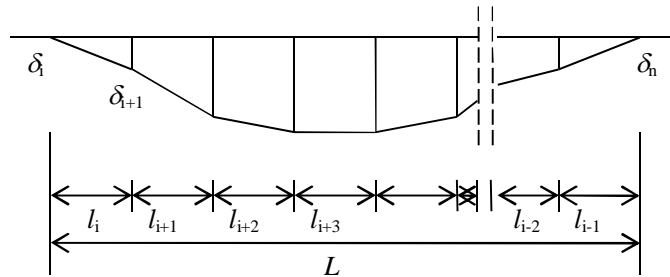
Untuk suatu pelat yang berperilaku sebagai pelat fleksibel, Hardiyatmo dkk (1999) menyarankan penggunaan lendutan rata-rata (δ_{avg}) pada Persamaan (2.8), sehingga modulus reaksi tanah dasar menjadi

$$k_v = q/\delta_{avg} \quad (2.8)$$

dengan q : beban merata = Q/A , Q : beban terpusat, A : luas pelat. Adapun lendutan rerata dihitung dengan cara berikut (lihat Gambar 2.11)

$$\delta_{avg} = (1/2L)\{l_i(\delta_i + \delta_{i+1})+l_{i+1}(\delta_{i+1} + \delta_{i+2})+\dots+l_{n-1}(\delta_{n-1} + \delta_n)\} \quad (2.9)$$

dengan L : lebar pelat yang menyentuh tanah, δ_i : lendutan di titik ke- i dari pelat fleksibel, i : nomor titik pengukuran 1 sampai n , l_i : jarak masing-masing titik. Pendekatan nilai modulus reaksi tanah dasar (k_v) dapat juga dengan menggunakan hubungan nilai CBR dengan k_v seperti diusulkan oleh Oglesby dan Hicks (1982) dimana hubungan k_v dengan CBR tidaklah linier. Hubungan serupa juga diberikan oleh Griffiths dan Thom (2007) pada Gambar 2.12, yang membandingkan antara metode Amerika (AASHTO) dan metode Inggris (TRL). Terlihat bahwa nilai rata-rata kedua metode relatif sama.



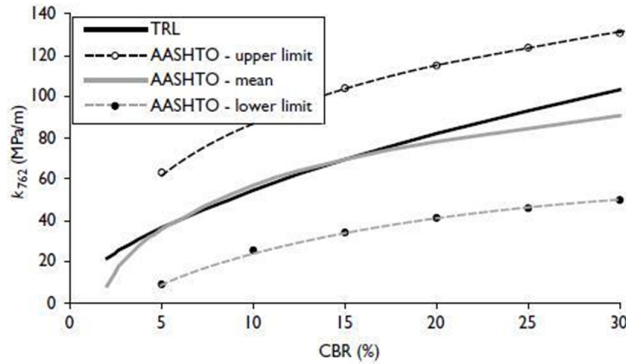
Gambar 2.11 Lendutan rata-rata pada pelat fleksibel untuk menentukan k_v (Hardiyatmo, dkk., 1999).

Koefisien reaksi tanah dasar arah horizontal

Di dalam model tanah Winkler, diasumsikan bahwa tekanan dan defleksi pada suatu titik saling berkaitan melalui modulus reaksi tanah dasar, dalam hal pembebanan horizontal disebut koefisien reaksi tanah dasar arah horizontal, k_h , dinyatakan dalam hubungan

$$p = k_h y \quad (2.10)$$

dengan p : tekanan, y : defleksi (arah horizontal), dan k_h dalam satuan F/L^3 . Untuk tanah yang lebih lunak, biasanya dianggap bahwa k_h meningkat secara linier menurut kedalaman (Poulos dan Davis, 1980).



Gambar 2.12 Korelasi k_{762} dan CBR berdasarkan metode Amerika dan Inggris (Griffiths dan Thom, 2007).

Koefisien reaksi tanah dasar arah horizontal (k_h) dapat ditentukan dengan menggunakan hubungan antara k_h dengan k_v (Hardiyatmo, 2010) yang dinyatakan sebagai

$$k_h = nk_v \quad (2.11)$$

dengan n : indeks empiris ($n \geq 0$), k_v : koefisien reaksi *subgrade* arah vertikal (kN/m^3). Nilai n berkisar antara 1 sampai dengan 10 untuk analisis pelat-cakar ayam.

Ou (2006) berdasarkan *back calculation* pada banyak pekerjaan galian, menyarankan pendekatan empirik untuk memperkirakan koefisien reaksi *subgrade* arah horizontal tanah lempung sebagai berikut

$$k_h = (40 \sim 50)s_u \quad (2.12)$$

dimana s_u : kuat geser *undrained* tanah (kN/m^2).

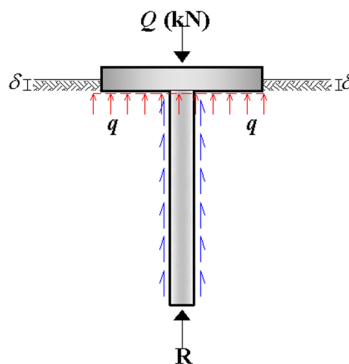
Modulus reaksi tanah dasar ekuivalen

Pada Sistem Pelat Terpaku, dimana suatu pelat diperkuat dengan tiang-tiang friksi pendek, maka modulus reaksinya dapat dinyatakan dengan modulus reaksi *subgrade* sistem sebagaimana Persamaan (2.13).

$$k'_{\text{SISTEM}} = \frac{q_{\text{SPT}}}{\delta_{\text{avg}}} \quad (2.13)$$

dimana k_{SISTEM} : modulus reaksi tanah dasar vertikal sistem pelat terpaku (kN/m^3), q_{SPT} : tekanan kontak Sistem Pelat Terpaku (kN/m^2), $q_{\text{SPT}} = Q/A_c$, Q : beban terpusat vertikal (kN), A_c : luasan bidang kontak antara pelat dan tanah (m^2), dan δ_{avg} : lendutan rata-rata Sistem Pelat Terpaku (m) ditentukan dengan Persamaan (2.9).

Tahap perencanaan sistem pelat terpaku memerlukan prediksi nilai modulus reaksi tanah dasar, yang selanjutnya disebut modulus reaksi tanah dasar ekuivalen (k'). Modulus ini merupakan modulus reaksi tanah dasar arah vertikal untuk pelat yang diperkuat tiang dengan pendekatan tinjauan satu tiang (tiang tunggal). Gambar 2.13 memperlihatkan sebuah pelat didukung oleh tiang tunggal. Apabila beban terpusat (Q) bekerja pada pelat maka sistem memberikan respons berupa tekanan reaksi tanah (q) di bawah pelat dan reaksi perlawanan pada tiang (R). Reaksi-reaksi tersebut dianggap merupakan reaksi sistem komposit pelat-tiang-tanah. Gaya perlawanan tiang meningkatkan koefisien reaksi tanah dasar arah vertikal, sehingga penurunan pelat akan berkurang (Dewi, 2009).



Gambar 2.13 Reaksi pada sistem pelat dan tiang tunggal (Dewi, 2009).

Berdasarkan laporan Dewi (2009), dapat diketahui bahwa asumsi yang digunakan dalam formulasi persamaan koefisien reaksi tanah dasar ekuivalen arah vertikal adalah

1. pelat dan tiang sangat kaku serta hubungan pelat dan tiang adalah monolit,
2. pelat dan tiang bergerak vertikal secara bersama dan defleksinya sama besar,
3. tekanan q merata pada seluruh luasan pelat dan tahanan tiang R disebar menjadi beban merata pada seluruh luasan pelat,
4. tanah homogen dan perilaku tegangan-regangan berada pada zona elastis/ linier.

Nilai modulus reaksi tanah dasar ekuivalen arah vertikal diturunkan dengan memperhatikan keseimbangan gaya arah vertikal pada pelat dan tiang sebagai berikut.

Keseimbangan beban:

$$Q = qA + R \quad (2.14)$$

bila dinyatakan ke dalam bentuk tekanan, maka diperoleh keseimbangan tekanan:

$$\frac{Q}{A} = q + \frac{R}{A} \quad (2.15)$$

selanjutnya Persamaan (2.10) dibagi dengan lendutan (δ) diperoleh

$$\frac{Q/A}{\delta} = \frac{q}{\delta} + \frac{R/A}{\delta} \quad (2.16a)$$

$$k' = k + \Delta k \quad (2.16b)$$

dimana k' : modulus reaksi tanah dasar vertikal ekuivalen (kN/m^3), k : modulus reaksi tanah dasar arah vertikal dari uji pelat (kN/m^3), Δk : tambahan modulus reaksi tanah dasar akibat perlawanan tiang (kN/m^3), Q : beban terpusat pada pelat (kN), q : tekanan kontak pelat dengan tanah (kN/m^2), R : gaya perlawanan tiang (kN), A : luasan bidang kontak pelat dengan tanah (m^2), dan δ : lendutan pelat ($1,27 \times 10^{-3}$ m). Dewi (2009) melakukan tinjauan k' mengacu pada penentuan k_v menurut Road Research Laboratory.

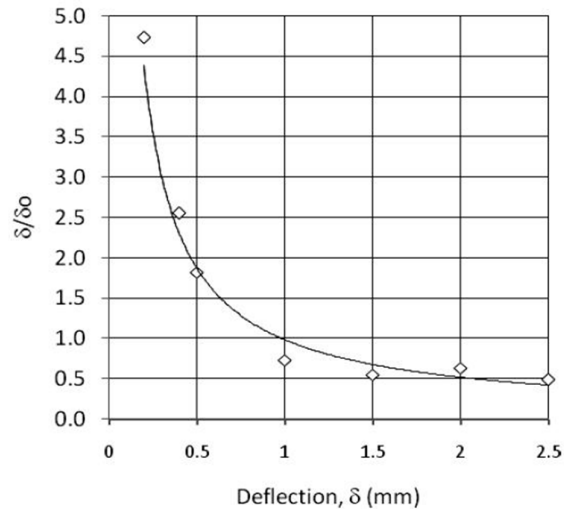
Hardiyatmo (2011) mengusulkan Persamaan (2.17) untuk menentukan nilai Δk , dengan mempertimbangkan tiang tunggal yang terhubung dengan pelat yang berada di permukaan tanah. Persamaan ini mengabaikan tahanan ujung tiang oleh karena dimensi tiang yang kecil sehingga kontribusi tahanan ujung tiang kurang signifikan.

$$\Delta k' = \frac{\delta_0 A_s}{\delta^2 s^2} (a_d c_u + p_0 K_d \tan \phi_d) \quad (2.17)$$

Dimana δ_0 : perpindahan relatif antara tiang dan tanah, δ : defleksi pelat, A_s : luas selimut tiang, s : jarak as ke as tiang (m), a_d : faktor adhesi, c_u : kohesi *undrained* (kN/m^2), p_0' : tekanan *overburden* efektif rerata sepanjang tiang (kN/m^2), K_d : koefisien tekanan tanah lateral tanah di sekitar tiang, dan ϕ_d : sudut gesek antara tanah-tiang ($^\circ$). Hubungan δ_0/δ vs δ untuk tiang berdiameter 4 cm diberikan pada Gambar 2.14. Nilai δ_0/δ cenderung konstan pada defleksi $> 2,5$ mm.

Faktor reduksi tahanan tiang merupakan salah satu parameter yang diperhitungkan pada penentuan Δk pada Persamaan (2.17), yaitu dengan

mempertimbangkan perpindahan relatif antara tiang dan tanah. Namun untuk keperluan perancangan, penentuan faktor reduksi tahanan tiang sulit dilakukan. Selanjutnya diusulkan suatu pendekatan dengan tahanan gesek tiang termobilisasi secara penuh, dan penurunan toleransi (*tolerable settlement*) pelat diperhitungkan. Hal ini ditujukan untuk kemudahan dalam desain Sistem Pelat Terpaku.



Gambar 2.14 Hubungan δ_0/δ vs δ pada uji model (Hardiyatmo, 2011).

2.4.3 Tambahan modulus reaksi *subgrade* ekivalen pada tanah umum

Reaksi di bawah pelat terpaku tiang tunggal ditunjukkan pada Gambar 2.15. Tahanan ujung tiang (Q_b) dapat diabaikan karena dimensi tiang yang kecil (Hardiyatmo, 2011) atau dalam hal sistem ini berada pada tanah lunak. Maka kapasitas dukung ultimit tiang menjadi

$$Q_u = Q_s \quad (2.18)$$

Dimana Q_u : kapasitas dukung ultimit tiang (kN), dan Q_s : tahanan gesek ultimit tiang (kN).

Tahanan gesek ultimit tiang dinyatakan dengan

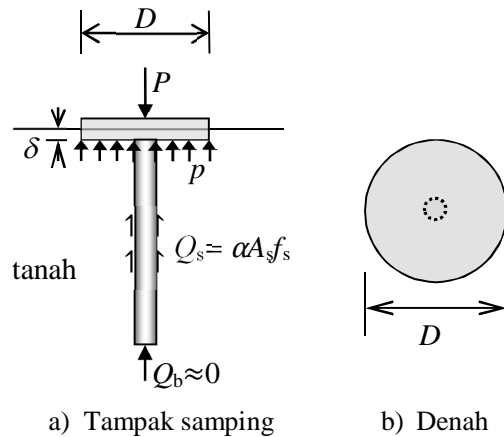
$$Q_s = A_s f_s \quad (2.19)$$

Dimana A_s : luas permukaan selimut tiang (m^2), dan f_s : tahanan gesek satuan ultimit tiang (kN/m^2).

Tahanan gesek satuan ultimit tiang dapat dinyatakan dengan persamaan klasik berikut

$$f_s = a_d c_u + p_0' K_d \text{tg} \phi_d \quad (2.20)$$

Dimana a_d : faktor adhesi (tidak berdimensi), c_u : kohesi *undrained* tanah (kN/m²), p_0' : tekanan *overburden* efektif rerata sepanjang tiang (kN/m²), K_d : koefisien tekanan tanah lateral tanah di sekitar tiang (nirdimensional), dan ϕ_d : sudut gesek antara tanah-tiang (derajat).



Gambar 2.15 Tekanan dukung tanah di bawah pelat terpaku tiang tunggal (Hardiyatmo, 2011).

Perpindahan pada pelat yang terbebani berbeda dengan perpindahan relatif yang terjadi antara tanah dan tiang (δ_0). Oleh karena tanah yang berada di bawah pelat yang terbebani bergerak ke bawah bersama dengan tiang. Namun perpindahan relatif antara tanah dan tiang selalu lebih kecil dibanding perpindahan pada permukaan pelat yang terbebani (δ_s). Dengan demikian tahanan friksi tiang ultimit belum termobilisasi secara penuh (Hardiyatmo, 2011), sehingga faktor perpindahan (*displacement factor*) yang selanjutnya disebut juga dengan faktor reduksi tahanan tiang (α) haruslah diperhitungkan. Maka tahanan friksi tiang ultimit yang termobilisasi adalah

$$Q_s = \alpha A_s f_s \quad (2.21)$$

Tahanan gesek tiang satuan yang termobilisasi dapat dinyatakan sebagai (Hardiyatmo, 2011)

$$R_s = \alpha f_s \quad (2.22)$$

Selanjutnya modulus gesek tiang ditentukan sebagai (Hardiyatmo, 2011)

$$k_t = \frac{R_s}{\delta_p} \quad (2.23)$$

Persamaan (3.23) dapat dinyatakan sebagai

$$k_t = \beta R_s \quad (2.24)$$

dimana R_s : tahanan gesek tiang termobilisasi per satuan luas (kN/m^2), k_t : modulus gesek tiang (kN/m^3), β : faktor tahanan gesek satuan (m^{-1}), ditentukan sebagai $\beta = 1/\delta_p$, δ_p : perpindahan kepala tiang (m).

Tambahan modulus reaksi tanah dasar di bawah pelat akibat dipasang tiang dinyatakan sebagai kontribusi tahanan tiang. Ini dapat ditentukan menggunakan persamaan

$$\Delta k A_{ps} = k_t A_s \quad (2.25)$$

Dimana A_{ps} : luas dari zona pelat yang didukung tiang (m^2), $A_{ps} = s^2$ (Hardiyatmo, 2011), s : jarak antar tiang (m), A_s : luas selimut tiang (m^2).

Substitusi Persamaan (2.24) ke (2.25), maka

$$\Delta k = \frac{\beta R_s A_s}{A_{ps}} \quad (2.26)$$

dan dengan mensubstitusikan Persamaan (2.22) ke (2.26), diperoleh

$$\Delta k = \frac{\beta \alpha f_s A_s}{A_{ps}} \quad (2.27)$$

Untuk keperluan desain, penentuan faktor reduksi tahanan tiang (α) adalah sulit. Merujuk pada Hardiyatmo (2011), faktor reduksi ini ditentukan sebagai

$$\alpha = \delta_0/\delta_s \quad (2.28)$$

Oleh karena mobilisasi tahanan gesek tiang masih berada pada zona elastik, maka mengacu pada ketentuan umum (*rule of thumb*) penentuan kapasitas dukung izin tiang diambil sebesar 1/2,5 kapasitas ultimitnya. Selanjutnya, faktor reduksi tahanan tiang (α) didekati dengan nilai tersebut. Jadi $\alpha = 1/2,5$. Hal lain yang juga mesti dipertimbangkan adalah penurunan toleransi pada pelat perkerasan kaku (δ_a). Maka dengan mengambil $\alpha = 1/2,5$ dan menganggap perpindahan kepala tiang sama dengan

penurunan toleransi pelat perkerasan kaku ($\delta_p = \delta_a$; dengan demikian $\beta = 1/\delta_a$), sehingga Persamaan (2.27) dapat dinyatakan sebagai

$$\Delta k = \frac{f_s A_s}{2,5 \delta_a A_{ps}} = \frac{0,4 f_s A_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (2.29)$$

Lebih jauh, Persamaan (2.16b) dapat ditulis menjadi

$$k' = k + \frac{0,4 f_s A_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (2.30)$$

Nilai $\alpha = 1/2,5 = 0,4$ sangat mendekati δ_0/δ_s dari Gambar 2.14 untuk $\delta_s > 2,5$ mm, dimana nilai pada gambar tersebut berdasarkan uji model. Selanjutnya, dengan mensubstitusi Persamaan (2.19) ke (2.29) dan (2.30) dapat diperoleh (2.31) dan (2.32).

$$\Delta k = \frac{0,4 Q_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (2.31)$$

$$k' = k + \frac{0,4 Q_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (2.32)$$

Persamaan (2.30) dan (2.32) merupakan pendekatan praktis dalam menentukan modulus rekasi tanah dasar ekivalen pada perencanaan pelat terpaku.

2.4.4 Tambahan modulus reaksi *subgrade* ekivalen pada lempung lunak

Untuk pelat terpaku yang berada pada tanah lunak, maka tahanan ujung tiang diabaikan. Tahanan gesek satuan ultimit tiang pada lempung jenuh dinyatakan oleh

$$f_s = a_d c_u \quad (2.33)$$

Dimana a_d : faktor adhesi (tidak berdimensi), c_u : kohesi *undrained* (kN/m²).

Substitusi Persamaan (2.33) ke (2.29) diperoleh

$$\Delta k = \frac{0,4 a_d c_u A_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (2.34)$$

dan substitusi Persamaan (2.34) ke (2.16b) didapat

$$k' = k + \frac{0,4 a_d c_u A_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (2.35)$$

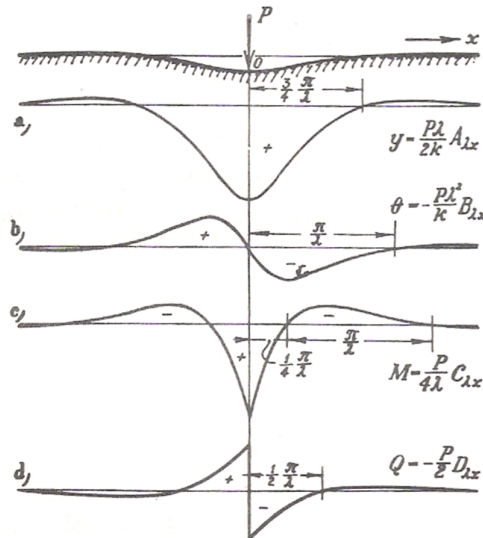
2.5. Balok di Atas Fondasi Elastis

Pada masalah pelat di atas tanah yang menerima beban vertikal dapat didekati dengan asumsi sebagai balok di atas fondasi elastis (*Beam on Elastic Foundation-BoEF*) (Hetenyi, 1974). Pada Gambar 2.16 diperlihatkan respon pada tanah dan pelat akibat lendutan maksimum tepat pada titik kerja beban dan semakin berkurang dengan semakin jauh dari titik kerja beban tersebut (Gambar 2.16a). Adapun respon pada pelat adalah termobilisasinya sudut rotasi permukaan pelat, momen, dan gaya lintang.

Besarnya lendutan balok di atas fondasi elastis dipengaruhi oleh fleksibilitas balok tersebut (λ), dengan nilai fleksibilitas balok dapat ditentukan sabagai berikut (Hetenyi, 1974)

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (2.37)$$

dengan λ : fleksibilitas balok di atas tanah, k : modulus reaksi *subgrade* = $k_v B$, B : lebar balok, E : modulus elastisitas balok, dan I : momen inersia balok.



Gambar 2.16 Balok panjang tak terhingga dibebani beban titik. a). Lendutan, b). Rotasi, c). Momen, d). Gaya lintang (Hetenyi, 1974).

2.5.1 Balok dengan panjang terbatas

Bila didasarkan pada kekakuannya, maka balok dapat diklasifikasikan ke dalam 3 kelompok (Hetenyi, 1974), yakni

1. balok pendek (*short beams*): $\lambda L < \pi/4$;
2. balok panjang sedang (*beams of medium length*): $\pi/4 < \lambda L < \pi$,
3. balok panjang (*long beams*): $\lambda L > \pi$.

Nilai λL memberikan karakterisasi kekakuan relatif suatu balok di atas fondasi elastis. Nilai tersebut menentukan besaran (*magnitude*) lengkungan garis elastik dan menetapkan kecepatan akibat pengaruh suatu gaya pembebanan resonansi ke dalam bentuk gelombang *damped* pada sepanjang baloknya. Balok pendek dengan $\lambda L < \pi/4$ merupakan balok kaku dengan lenturan tidak banyak dipengaruhi oleh k (Bowles, 1997), sedangkan balok panjang $\lambda L > \pi$ merupakan balok lentur dengan lenturan terlokalisasi sangat banyak. Selain itu, kriteria tersebut mempunyai aplikasi terbatas disebabkan oleh pengaruh banyaknya beban kerja dan lokasinya sepanjang balok. Uraian berikut adalah balok dengan ujung bebas.

Defleksi akibat beban terpusat (Gambar 2.17) bila dihitung dengan Formula Roark (Young dan Budynas, 2002) untuk balok di atas fondasi elastis dengan panjang terbatas adalah sebagai

$$y = y_A F_1 + \frac{\theta_A}{2\beta} F_2 + \frac{M_A}{2EI\beta^2} F_3 + \frac{R_A}{4EI\beta^3} F_4 - \frac{W}{4EI\beta^3} F_{a4} \quad (2.38)$$

Dimana untuk kedua ujung bebas, nilai $R_A = 0$ dan $M_A = 0$ dan nilai θ_A dan y_A adalah

$$\theta_A = \frac{W}{2EI\beta^2} \frac{C_2 C_{a2} - 2C_3 C_{a1}}{C_{11}} \quad (2.39)$$

$$y_A = \frac{W}{2EI\beta^3} \frac{C_4 C_{a1} - C_3 C_{a2}}{C_{11}} \quad (2.40)$$

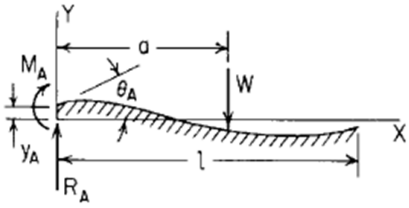
Sedangkan akibat beban momen (Gambar 2.17b) besar defleksi adalah

$$y = y_A F_1 + \frac{\theta_A}{2\beta} F_2 + \frac{M_A}{2EI\beta^2} F_3 + \frac{R_A}{4EI\beta^3} F_4 + \frac{M_0}{2EI\beta^2} F_{a3} \quad (2.41)$$

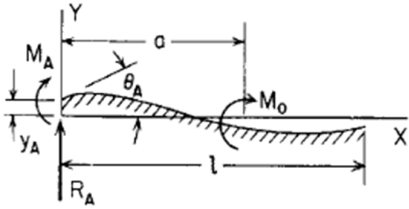
Dimana untuk kedua ujung bebas, nilai $R_A = 0$ dan $M_A = 0$ dan nilai θ_A dan y_A adalah

$$\theta_A = \frac{-M_0}{EI\beta} \frac{C_3 C_{a4} + C_2 C_{a1}}{C_{11}} \quad (2.42)$$

$$y_A = \frac{M_0}{2EI\beta^2} \frac{2C_3 C_{a1} - C_4 C_{a4}}{C_{11}} \quad (2.43)$$



a) Beban terpusat



b) Beban momen

Gambar 2.17 Balok di atas fondasi elastis dengan panjang terbatas (Young dan Budynas, 2002).

Adapun untuk Persamaan (2.38) sampai dengan (2.43), besaran-besaran lainnya adalah

$$F_1 = \cosh \beta x \cos \beta x \quad (2.44a)$$

$$F_2 = \cosh \beta x \sin \beta x + \sinh \beta x \cos \beta x \quad (2.44b)$$

$$F_3 = \sinh \beta x \cos \beta x \quad (2.44c)$$

$$F_4 = \cosh \beta x \sin \beta x - \sinh \beta x \cos \beta x \quad (2.44d)$$

$$F_{a3} = \sinh \beta (x-a) \sin \beta (x-a) \quad (2.44e)$$

$$F_{a4} = \cosh \beta (x-a) \sin \beta (x-a) - \sinh \beta (x-a) \cos \beta (x-a) \quad (2.44f)$$

$$C_2 = \cosh \beta l \sin \beta l + \sinh \beta l \cos \beta l \quad (2.44g)$$

$$C_3 = \sinh \beta l \cos \beta l \quad (2.44h)$$

$$C_4 = \cosh \beta l \sin \beta l - \sinh \beta l \cos \beta l \quad (2.44i)$$

$$C_{a1} = \cosh \beta (l-a) \cos \beta (l-a) \quad (2.44j)$$

$$C_{a2} = \cosh \beta (l-a) \sin \beta (l-a) + \sinh \beta (l-a) \cos \beta (l-a) \quad (2.44k)$$

$$C_{a4} = \cosh \beta (l-a) \sin \beta (l-a) - \sinh \beta (l-a) \cos \beta (l-a) \quad (2.44l)$$

$$C_{11} = \sinh^2 \beta l - \sin^2 \beta l \quad (2.44m)$$

Dimana W : beban terpusat (kN), β : fleksibilitas balok, $\beta = \sqrt[4]{\frac{Bk}{4EI}}$, k : modulus reaksi *subgrade* (kN/m²/m), B : lebar balok (m), E : modulus elastisitas balok (kN/m²), I : momen inersia balok (m⁴), a : jarak beban terhadap tepi kiri balok (sebagaimana dijelaskan pada Gambar 2), x : jarak titik yang ditinjau terhadap tepi kiri balok (m), dan l : panjang balok (m).

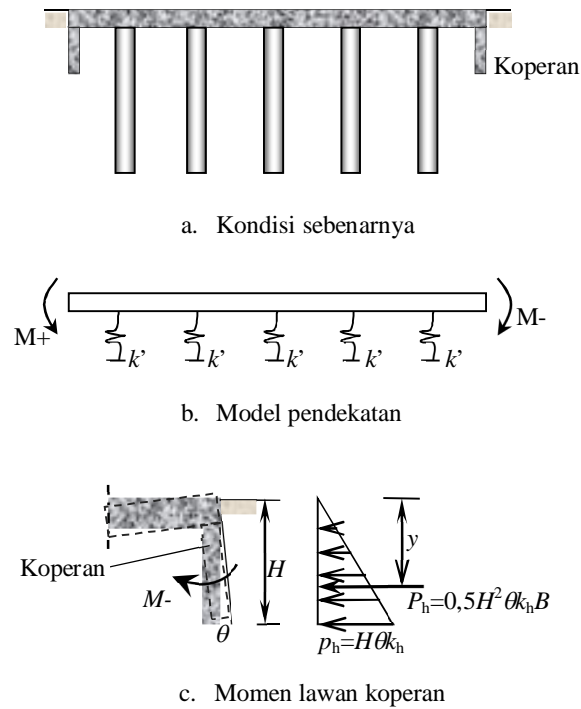
Dalam hal ujung-ujung pelat diperkuat dengan struktur dinding penahan tepi/koperan (Gambar 2.18a), maka dilakukan pendekatan dengan menggantikan reaksi koperan dalam bentuk momen lawan (Gambar 2.18b). Besaran momen ini (yang merepresentasikan koperan) ditentukan dengan menggunakan metode yang diusulkan Hardiyatmo dan Suhendro (2003). Besaran momen lawan yang termobilisasi dihitung sebagai berikut (lihat juga Gambar 2.18c)

$$M = P_h y = \frac{1}{3} H^3 \theta k_h B \quad (2.45)$$

Dimana M : momen lawan oleh koperan (kNm), P_h : gaya lateral tanah yang termobilisasi di depan koperan (kN), y : lengan momen (m), H : tinggi koperan (m), θ : sudut rotasi dinding koperan(°), k_h : koefisien reaksi *subgrade* arah horizontal (kN/m³), dapat didekati dengan $k_h = nk_v$, n : faktor pengali empiris, k_v : koefisien reaksi *subgrade* arah vertikal (kN/m³), dan B : lebar koperan (m). Hasil hitungan menggunakan BoEF dibandingkan pula dengan pengamatan.

2.5.2 Prosedur analisis pelat terpaku berdasarkan k' menggunakan BoEF

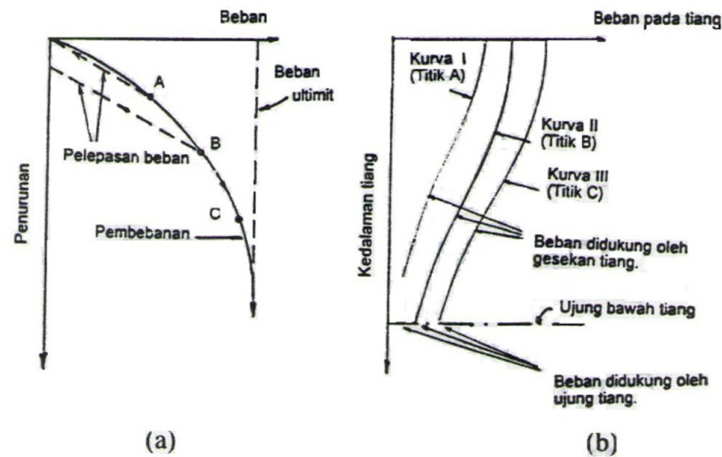
Salah satu besaran yang diperlukan pada analisis BoEF adalah modulus reaksi tanah dasar k . Maka analisis Pelat Terpaku menggunakan BoEF adalah dengan mengganti nilai k tersebut dengan modulus reaksi tanah dasar ekivalen k' . Nilai k' ini dapat ditentukan dengan menggunakan Pers. (2.16b), (2.32), atau (2.35). Besarnya defleksi total pada titik yang ditinjau diperoleh dengan cara superposisi defleksi akibat beban terpusat dan akibat momen. Analisis Pelat Terpaku dapat dengan meninjau segmen satu baris tiang saja. Namun untuk mendesain tulangan jika diaplikasikan ke Pelat Terpaku dengan banyak baris tiang, maka gaya-gaya dalam (momen M , gaya lintang D , dan gaya normal N) dan sudut defleksi (θ) dapat direduksi sedemikian rupa.



Gambar 2.18. Model pendekatan untuk Pelat Terpaku dengan koperan di kedua ujung pelat.

2.6. Perilaku Tiang Selama Pembebanan

Perilaku tiang selama pembebanan dapat dijelaskan melalui kurva beban-penurunan tiang tunggal pada tanah homogen yang dibebani hingga runtuh (Gambar 2.19a) dan transfer beban dari dinding tiang ke tanah (Gambar 2.19b) (Hardiyatmo, 2001). Penurunan pada awal pembebanan terlihat masih kecil (Gambar 2.19a) karena penurunan ini diakibatkan oleh perubahan bentuk secara elastis bahan tiang dan tanah di sekitarnya. Bila beban diambil, maka kepala tiang bergerak kembali hampir ke posisi semula. Pada kondisi ini sebagian besar beban tiang didukung oleh gesekan tiang pada bagian atas seperti kurva I (Gambar 2.19b). Penambahan beban hingga mencapai titik B (Gambar 2.19a) menimbulkan tegangan gesek dinding maksimum dan sebagian beban didukung oleh tahanan ujung tiang seperti kurva II (Gambar 2.19b). Proporsi beban yang didukung ujung tiang mencapai maksimum bila penambahan beban hingga titik C (Gambar 2.19a kurva III), penurunan bertambah cepat hanya dengan sedikit penambahan beban. Pada tahap ini, tidak ada lagi transfer beban ke tanah melalui dinding tiang.



Gambar 2.19 Perilaku tiang selama pembebanan (Hardiyatmo, 2001)

Untuk tiang yang ditanam dengan cara pemancangan, mengakibatkan gangguan di sekitar tiang segera setelah pemancangan, dalam zona sekitar $3d$ sampai dengan $5d$ (Bowles, 1997). Pada tahap ini menghasilkan parameter kuat geser tanah *undrained*. Berdasarkan hasil pengamatan Flaate dan Selnes serta Orrje dan Broms, kapasitas tiang pada lempung lunak meningkat seiring dengan waktu, dan hampir mencapai kekuatan semula pada rentang 1 hingga 3 bulan, kecuali untuk tiang baja H memerlukan rentang yang lebih panjang (Bowles, 1997). Peningkatan kapasitas ini disebabkan oleh perpindahan volume tiang yang menghasilkan tekanan air pori yang tinggi (Bowles, 1997) bahkan lebih besar dari tegangan *overburden* efektif (Fleming, dkk., 2009), dan berakibat pada kecepatan drainase dan konsolidasi lebih tanah di sekitar tiang. Agar kondisi tanah di sekitar tiang mendekati kondisi semula/ *existing*, metode *predrilled hole* lebih dianjurkan. Kohesi bidang kontak antara beton basah dan tanah dapat mengalami penurunan, namun akan diimbangi dengan terbentuknya tambahan diameter tiang ketika butiran di sekitar tanah menjadi bagian selimut tiang akibat hidrasi semen (Bowles, 1997).

BAB 3

TUJUAN DAN MANFAAT PENELITIAN

3.1. Tujuan

Penelitian ini bertujuan untuk:

1. mempelajari perilaku sistem pelat terpaku (*nailed slab*) pada lempung lunak akibat pembebanan. Bagaimana kontribusi tiang-tiang friksi pendek dalam meningkatkan kekakuan sistem ini;
2. mempelajari pengaruh sistem pelat terpaku terhadap koefisien reaksi tanah dasar, sejauhmana kontribusi tiang-tiang friksi pendek dalam meningkatkan modulus reaksi tanah dasar ekuivalen;
3. sebagai validasi metode analisis Pelat Terpaku berdasarkan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen pada uji skala penuh.

3.2. Manfaat Penelitian

Keutamaan yang diharapkan dari penelitian Sistem Pelat Terpaku pada lempung lunak adalah:

1. Sistem Pelat Terpaku ini diharapkan berfungsi sebagai angkur pada beban rendah dan sekaligus berfungsi sebagai perlawanan lendutan pada beban berat;
2. Keberadaan tiang-tiang friksi yang pendek meningkatkan kekakuan sistem, sehingga lendutan pelat terpaku lebih kecil dan tidak ada pelat yang terjungkit karena ditahan oleh tiang-tiang (tiang berfungsi sebagai jangkar/ angkur);
3. Sistem Pelat Terpaku menjamin pelat tetap kontak dengan tanah. Dengan demikian keawetan pelat diharapkan menjadi lebih terjaga, sehingga biaya pemeliharaan menjadi rendah;
4. Dengan konstruksinya yang lebih kecil maka akan diperoleh keuntungan berupa pelaksanaan yang lebih praktis.

Dengan demikian, Sistem Pelat Terpaku ini diharapkan dapat menjadi solusi terhadap permasalahan infrastruktur jalan maupun lapangan terbang pada tanah lunak dan tanah bermasalah lainnya.

BAB 4 METODE PENELITIAN

4.1. Bahan dan Penentuan Dimensi

Pada uji skala penuh ini diperlukan bahan-bahan berikut

1. pelat beton bertulang tebal 15 cm, dengan tulangan fabrikasi *wairamesh* 150 mm x 150 mm, berupa tulangan ulir berdiameter 8 mm.
2. tiang beton bertulang berdiameter 20 cm dan panjang 150 cm.
3. tanah lempung lunak berasal dari Ngawi, Jawa Timur.

Pembebanan berupa beban statis monotonik dan repetitif. Diasumsikan ukuran struktur di lapangan dalam pengujian sebagaimana disajikan pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Ukuran Struktur di Lapangan dalam Pengujian (skala penuh)

Item	Ukuran Lapangan
Lebar pelat	6,00 m
Tebal pelat	0,15 m
Tebal lantai kerja	0,05 m
Mutu beton	29 MPa (K350)
Panjang tiang beton	1,50 m
Diameter tiang, d	0,20 m
Jarak antar tiang, $s = 6d$	1,20 m
Modulus elastisitas beton	$2,5 \cdot 10^7$ kN/m ²

4.2. Alat-alat

Peralatan-peralatan untuk uji sifat-sifat tanah dan beton

1. peralatan uji indeks *properties* tanah di laboratorium (seperti alat uji kadar air, uji berat spesifik, analisa ayakan dan hidrometer, uji batas-batas Atterberg, uji tekan bebas).
2. peralatan uji geser baling-baling.
3. peralatan uji pelat beban standar dan pelat beban modifikasi (dia. pelat 30cm).
4. peralatan uji slump.
5. peralatan uji kuat tekan beton.
6. alat-alat bantu seperti spatula, kuas, timbangan, penampan, oven, dan lain-lain.

Peralatan yang diperlukan untuk uji skala penuh adalah

1. kolam pengujian berukuran (panjang x lebar x tinggi) 700 cm x 360 cm x 250 cm beserta *frame* beban dan jangkar. Kolam berada di dalam tanah.

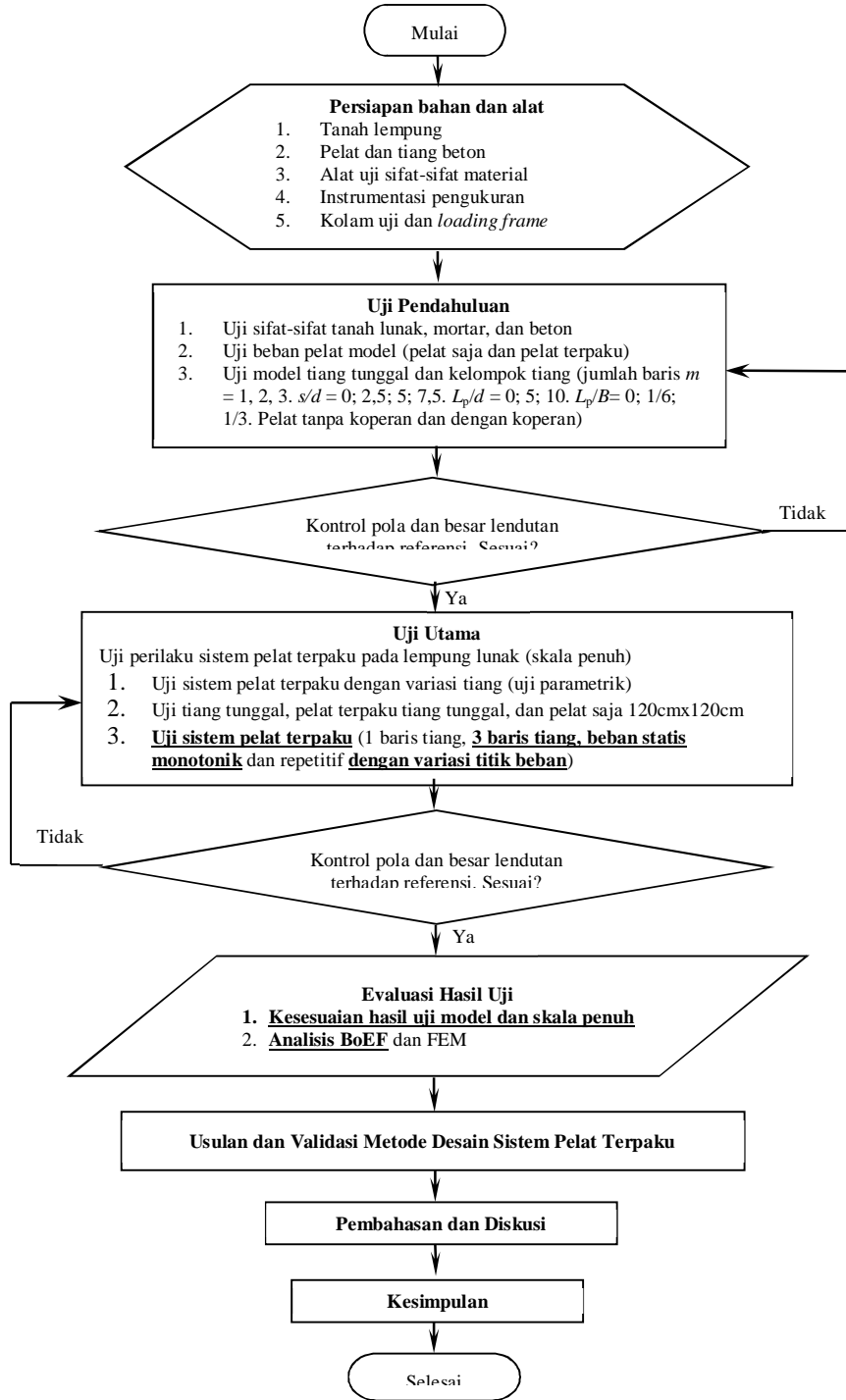
2. *hand boring* untuk *pre-drilled* pancang tiang.
3. dongkrak hidrolik.
4. *pressure cell* rakitan, *straingauge*, *inclinometer*, *dialgauge*, *data logger*, dan *computer set*.
5. mesin pengaduk beton.
6. mesin penggetar beton (*vibrator*).
7. alat pemotong dan pembengkok besi tulangan.
8. mesin pemotong beton (untuk pekerjaan bongkar).
9. peralatan pendukung (seperti sekop, cangkul, *waterpass*, kamera digital, dll.).

4.3. Tahapan Pelaksanaan Penelitian

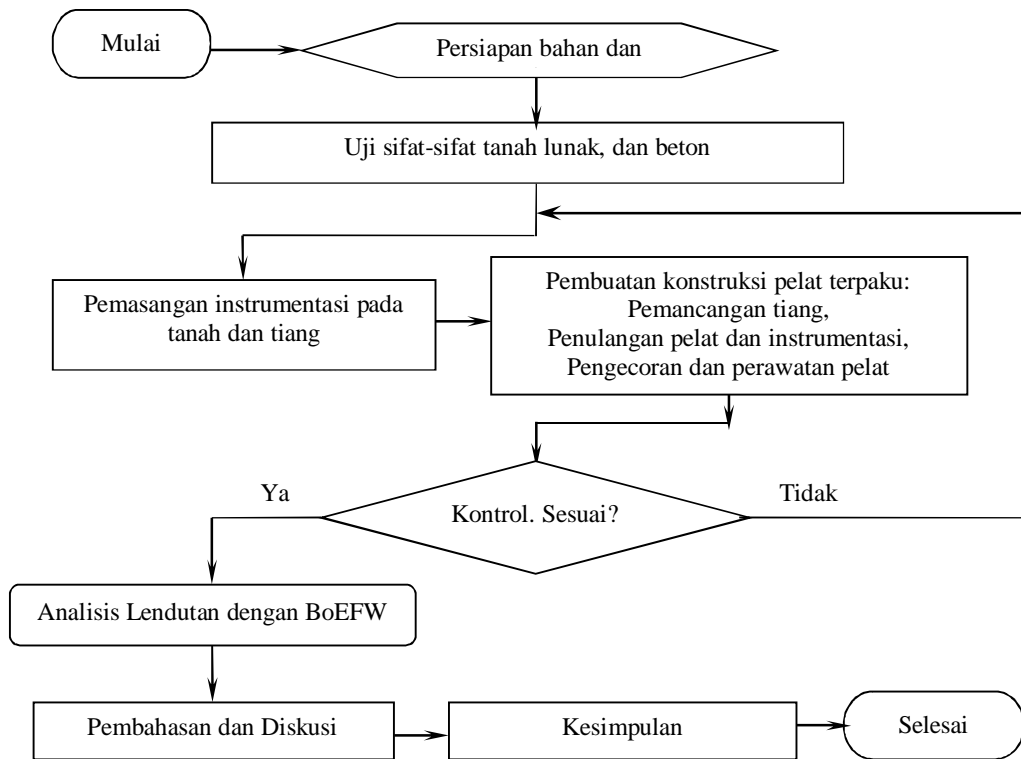
Penelitian ini akan dilaksanakan di halaman Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan UGM. Penelitian yang akan dilakukan ini adalah bagian dari penelitian disertasi. Bagan alir penelitian disertasi secara keseluruhan diberikan pada Gambar 4.1. Adapun tahapan pada pelaksanaan penelitian ini dirunut sebagaimana uraian berikut dan secara ringkas dapat dilihat pada Gambar 4.2.

1. persiapan bahan dan alat. Indikator capaiannya adalah terpenuhi bahan dengan jumlah yang cukup dan alat yang memadai.
2. uji *properties* tanah lempung dan beton untuk pelat dan fondasi tiang. Uji *properties* lempung sudah dilakukan saat uji skala model, namun ada beberapa uji tambahan antara lain uji kadar air, uji geser baling-baling dan CBR lapangan, serta uji pelat beban. Indikator capaian berupa indeks *properties* material.
3. uji skala penuh dengan pembebanan statis. Indikatornya adalah berupa data lendutan pelat, dan tekanan tanah.
4. pengolahan data uji skala penuh. Diperoleh perilaku lendutan dan distribusi tekanan di bawah pelat selama pembabanan.
5. simulasi analisis lendutan pelat terpaku menggunakan *software* BoEFW berdasarkan nilai koefisien reaksi tanah dasar ekuivalen. Indikator berupa hasil analisis secara numerik atas perilaku Sistem Pelat Terpaku.
6. pembahasan dan kesimpulan. Indikator: teori tentang perilaku Sistem Pelat Terpaku beserta prosedur analisis lendutannya.

7. laporan hasil dan publikasi ilmiah. Indikator: dokumentasi *hardcopy* dan *softcopy* sebagai sarana distribusi ilmu pengetahuan untuk kemaslahatan manusia.



Gambar 4.1 Bagan alir penelitian disertasi (Catatan: bagian yang diberi garis bawah telah dilakukan melalui hibah doktor).



Gambar 4.2 Bagan alir penelitian hibah doktor.

3.4. Skema Pengujian Skala Penuh

Skema uji diberikan pada Gambar 4.3. Skala penuh dipilih agar perilaku yang diperoleh lebih mendekati kondisi sebenarnya dan kemudian dapat dijadikan sebagai validasi perilaku Sistem Pelat Terpaku yang diperoleh dari uji model. Uji ini akan dilakukan dengan tiga baris tiang (Gambar 4.3.a) dengan masing-masing baris terdiri atas 5 buah tiang dengan panjang tiang 1,50 m (Gambar 4.3.b). Pelat dibebani pada titik yang berbeda, yaitu pada titik A, C, dan D (Gambar 4.3.a).

3.5. Uji Bahan

3.5.1. Uji sifat-sifat tanah

Pengujian untuk mengetahui sifat-sifat tanah telah dilakukan pada saat uji model. Untuk kelengkapan sifat tanah, pada uji skala penuh akan dilakukan uji berikut

1. uji kadar air tanah yang ada di kolam uji, mengacu pada ASTM D 2216-92;
2. uji geser baling-baling tanah lempung, mengacu pada ASTM;
3. uji konsolidasi, mengacu pada ASTM D 2435-03;

4. uji CBR tanah lempung di kolam uji, mengacu pada ASTM. Foto pelaksanaan uji diberikan pada Gambar 4.4;
5. uji pelat beban tanah lempung di kolam uji, mengacu pada ASTM D 1196-93. Diameter pelat 76,2 cm. Foto pelaksanaan uji diberikan pada Gambar 4.5.



Gambar 4.4 Pelaksanaan uji CBR tanah lempung lunak.



Gambar 4.5 Pelaksanaan uji beban pelat standar pada lempung lunak.

4.5.2. Uji sifat-sifat beton

Pengujian untuk memperoleh sifat-sifat beton meliputi

1. uji material penyusun beton tercakup dalam rencana desain beton (*mix design*) yang mengacu pada ASTM C 33-03;
2. pengambilan beton segar mengacu pada ASTM 172-99;
3. uji kelecakan beton (*slump test*);
4. pembuatan dan uji tekan benda uji silinder mengacu pada ASTM C 39-3a,
5. uji kuat tekan beton, mengacu pada ASTM C 39/C 39M – 03.

4.6. Pengujian Skala Penuh

Adapun untuk uji skala penuh, konstruksinya diupayakan mendekati kondisi pelaksanaan di lapangan (lihat Gambar 4.3), yaitu adanya lantai kerja (*lean concrete*) di bawah pelat di antara tiang. Tebal lantai kerja adalah 5 cm. Pengujian adalah uji pembebanan Sistem Pelat Terpaku dengan tiga baris tiang; dimana ukuran pelat 600 cm × 354 cm × 15 cm, panjang tiang $L_p = 150$ cm, jarak tiang $s = 120$ cm, dan hubungan pelat-tiang monolit. Detail variasi pengujian pembebanan diberikan pada Tabel 4.2. Beban diberikan berupa beban terpusat (tunggal) statis monotonik. Titik kerja beban bervariasi yaitu pada titik pusat pelat, di antara 4 tiang (interior), dan ujung pinggir pelat. Penulangan pelat pada Skala penuh Pelat Terpaku ditunjukkan pada Gambar 4.6, dan Gambar 4.7 memperlihatkan uji pembebanan pada titik A (sentris pelat).

Tabel 4.2 Variasi Pembebanan Uji Skala Penuh Pelat 600 cm × 354 cm × 15 cm Diperkuat Tiga Baris Tiang dia. 20 cm, $L_p = 150$ cm

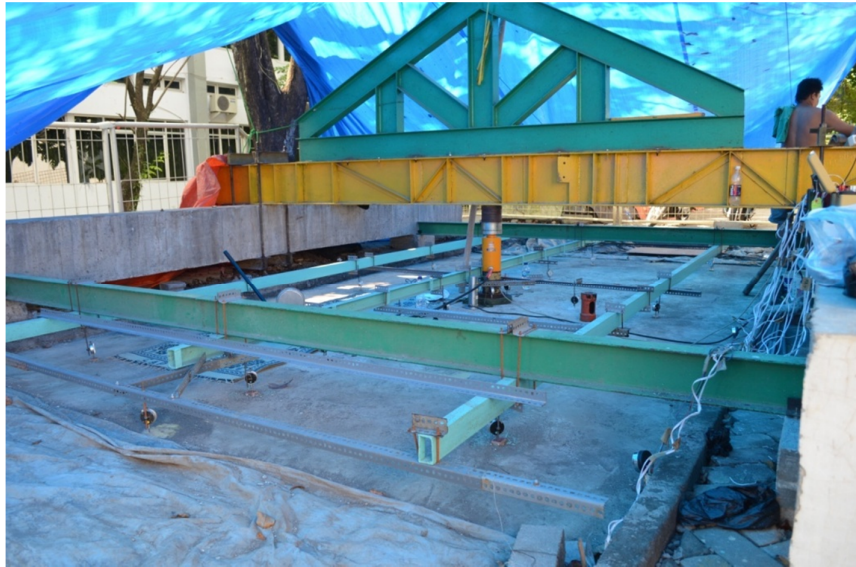
No.	Kode Uji	Tiang		Titik Kerja Beban
		Jarak, s (cm)	Jumlah, n	
1	SPPT-1.A	120 ($s/d = 6,0$)	15	Sentris
2	SPPT-1.C	120	15	Ujung
3	SPPT-1.D	120	15	<i>Interior</i>

3.7. Cara Analisis

Hasil pengukuran diplotkan dalam bentuk grafik lendutan vs. beban untuk berbagai variasi beban. Selanjutnya, hasil uji skala penuh dibandingkan dengan hasil analisis lendutan dari *software* BoEF. Hasil pengujian dan analisis lendutan sebagai validasi kehandalan penggunaan koefisien rekasi tanah dasar ekuivalen.



Gambar 4.6 Penulangan pelat pada Pelat Terpaku skala penuh.



Gambar 4.7 Pelaksanaan uji beban sentris (titik A) pada Pelat Terpaku skala penuh.

BAB 5
HASIL DAN PEMBAHASAN

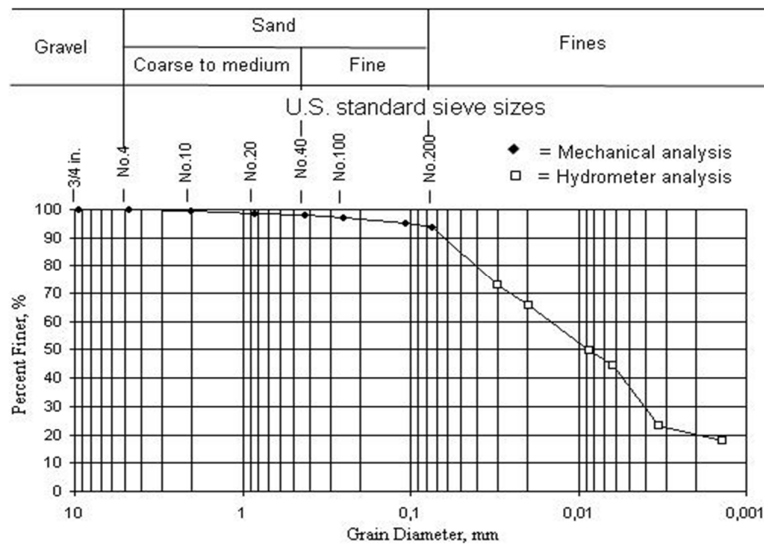
5.1. Properties Material

5.1.1. Sifat-sifat lempung lunak

Bahan penelitian ini menggunakan tanah lempung lunak yang diambil dari Ngawi, Jawa Timur dengan parameter seperti diberikan pada Tabel 5.1. Lempung ini termasuk kategori lunak dimana kuat geser *undrained* (s_u) kondisi *undisturbed* rerata sebesar 20,14 kPa, serta kadar air tanah yang cukup tinggi rerata 54,87% mendekati kadar air asli 50,49%. Kondisi lunak tersebut juga dibuktikan dengan berat volume yang relatif rendah, yaitu rerata 16,32 kN/m³, dan nilai CBR rerata 0,83%. Menurut klasifikasi USCS, lempung ini termasuk klasifikasi CH (lempung plastisitas tinggi), atau setara dengan klasifikasi A-7-6 menurut AASHTO, dimana *PI* sebesar 59,98%. Distribusi ukuran butiran tanah disajikan pada Gambar 5.1. Terlihat bahwa gradasi didominasi oleh butir halus yang mencapai 93,8% dan sisanya berupa pasir halus.

Tabel 5.1 Sifat-sifat Lempung Ngawi

No.	Parameter	Satuan	Besaran	Rata-rata
1	Berat spesifik, G_s	-	2,54 - 2,56	2,55
2	Batas-batas konsistensi:			
	- Batas cair, LL	%	75,04 - 101,87	88,46
	- Batas plastis, PL	%	27,28 - 29,68	28,48
	- Batas susut, SL	%	7,99 - 10,68	9,34
	- Indeks plastisitas, PI	%	47,76 - 72,19	59,98
	- Indeks cair, LI	%	0,32 - 0,40	0,36
3	Kadar air asli, w_n	%	42,34 - 58,64	50,49
4	Kadar air, w	%	43,05 - 69,07	54,87
5	Kadar lempung	%	89,76 - 96,10	92,93
6	Kandungan pasir	%	3,90 - 9,88	6,89
7	Berat volume basah, γ	kN/m ³	15,95 - 16,70	16,32
8	Berat volume kering, γ_d	kN/m ³	10,23 - 11,58	10,90
9	Kuat geser <i>undrained</i> , s_u			
	- Undisturbed	kN/m ²	17,09 - 26,39	20,14
	- Remolded	kN/m ²	9,99 - 14,58	11,74
10	CBR	%	0,75 - 0,90	0,83
11	Klasifikasi tanah:			
	- AASHTO	-	A-7-6	
	- USCS	-	CH	



Gambar 5.1 Distribusi ukuran butiran tanah lempung Ngawi.

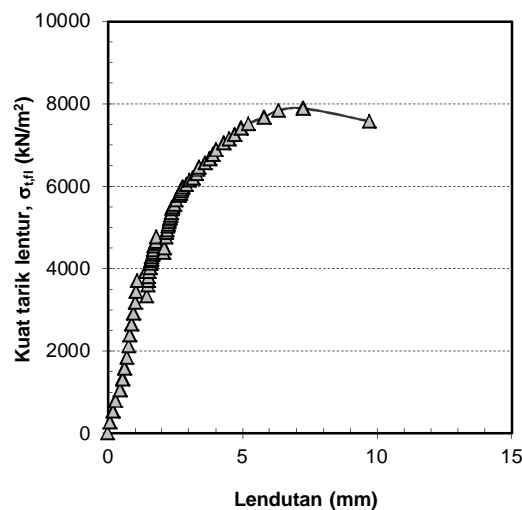
5.1.2 Sifat-sifat beton

Berdasarkan uji kelecakan beton pelat diperoleh slump sebesar rerata 12,5 cm dan masih dapat diterima untuk beton K350. Mengacu pada uji kuat tekan beton diperoleh kuat tekan rerata pada umur 28 hari sebesar 29,21 MPa. Jadi target mutu beton K350 yang setara dengan 29 MPa tercapai. Uji lentur pada spesimen pelat diperoleh hasil pengamatan bahwa retak mulai terbentuk di tengah bentang pada lendutan 1,68 mm pada beban 83 kN, atau pada kuat tarik lentur sebesar 4.397,64 kPa. Gambar 5.2 menunjukkan hubungan kuat tarik lentur terhadap lendutan di tengah bentang pelat. Adapun berdasarkan uji kuat tarik belah (*splitting test*) diperoleh kuat tarik belah rerata sebesar 3.128 kPa. Perlu dicatat bahwa spesimen pelat pada uji lentur adalah beton bertulang, sedangkan pada uji kuat tarik belah hanya beton. Adapun beton tiang diperoleh mutu K210 ($f_c' = 17,4$ MPa).

5.2 Hasil Uji Pembebanan

Lokasi titik pembebanan sebagaimana telah dijelaskan pada Bab 4 (lihat Gambar 4.3), yaitu titik A (sentris-di pusat pelat), titik C (di ujung pelat), dan titik D (antara 4 tiang). Selanjutnya secara berurutan masing-masing disebut pembebanan sentris, pembebanan ujung, dan pembebanan interior. Hasil-hasil uji pembebanan tersebut diuraikan pada bagian berikut. Tipe pembebanan adalah beban monotonik. Beban kerja pada permukaan pelat berupa beban merata melalui pelat beban yang berdiameter 30

cm, yakni setara dengan luasan bidang kontak roda ganda suatu kendaraan. Beban diberikan bertahap dengan peningkatan beban dua kali beban sebelumnya. Untuk seluruh titik beban, intensitas beban dinaikkan secara bertahap mulai dari $P= 0$, berturut-turut menjadi $P= 5$ kN, 10 kN, 20 kN, 40 kN, 80 kN, 160 kN, dan 220 kN ($\pm 5,5$ x beban *single wheel* rencana untuk jalan raya sebesar 40 kN). Secara umum pembebanan tidak mencapai kondisi runtuh, kecuali hanya sedikit mencapai awal zona plastis. Kemudian beban diturunkan secara bertahap mulai dari $P= 220$ kN menjadi $P= 80$ kN, 40 kN dan 0 kN, serta semua defleksi di semua titik yang diamati dicatat.

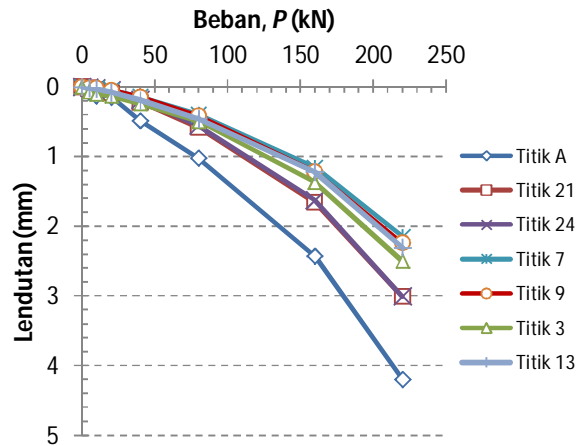


Gambar 5.2 Hubungan kuat tarik lentur terhadap lendutan di tengah bentang pelat.

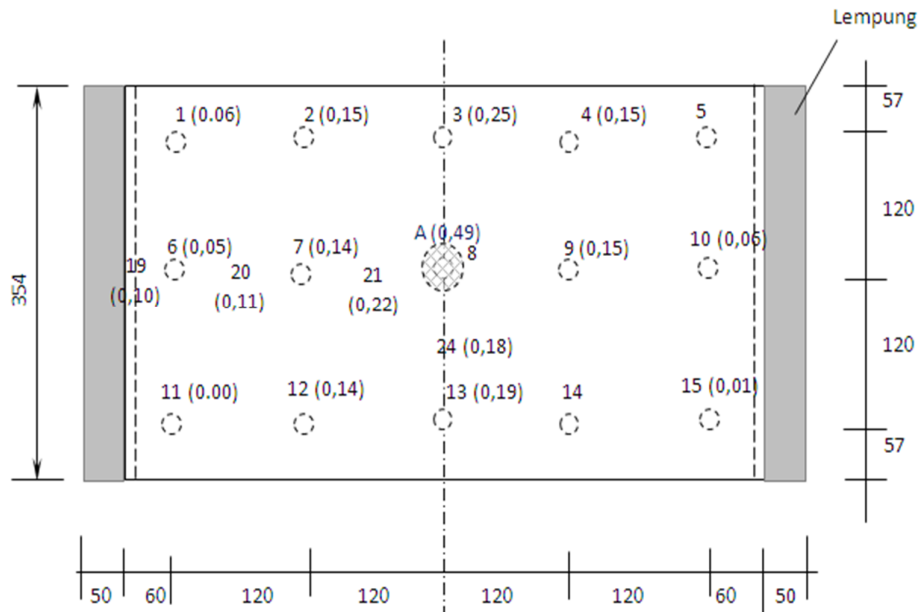
5.2.1 Beban sentris

Hubungan beban dan lendutan akibat beban sentris (titik A) diberikan pada Gambar 5.3, sedangkan denah pelat beserta posisi beban dan titik pengamatan diberikan pada Gambar 5.4. Tampak pada Gambar 5.3 bahwa meskipun intensitas beban sudah mencapai 220 kN ($\pm 5,5$ x beban *single wheel* rencana untuk jalan raya), lendutan maksimum yang terjadi di bawah beban masih cukup kecil, hanya sebesar 4,20 mm. Selain itu, kurva yang terbentuk masih jauh dari menuju asimtotisnya (garis vertikal). Hal ini mengindikasikan bahwa kuat dukung maksimum Skala penuh Sistem Pelat Terpaku yang diuji masih jauh di atas 220 kN (diperkirakan sebesar 427 kN, yang berasal dari $20,14 \text{ kPa} \times 21,24 \text{ m}^2$). Akan tetapi respon yang terjadi sudah mulai non linier pada beban 160 kN. Respon linier terlihat jelas pada kurva untuk intensitas beban

lebih kecil dari 160 kN, dimana intensitas beban 160 kN tersebut sudah sangat memadai karena mencapai 4 kali beban *single wheel*. Respon lendutan pada titik-titik lainnya tidak dibahas karena sudah terwakili atau sudah sedemikian kecil nilai-nilainya.



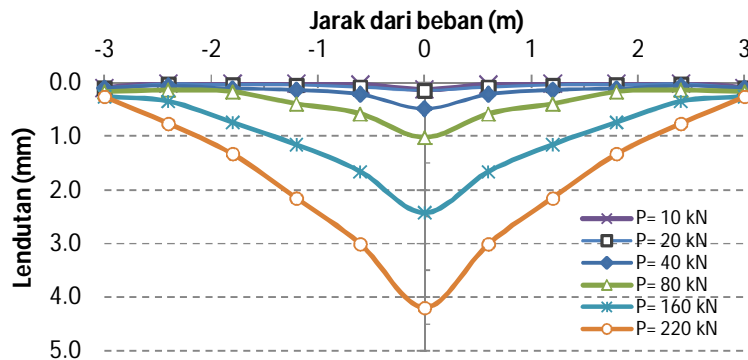
Gambar 5.3 Hubungan P - δ akibat beban sentris.



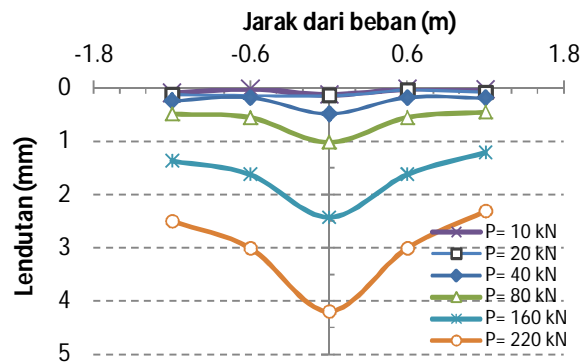
Gambar 5.4 Denah dan lendutan pelat akibat beban $P= 40$ kN di pusat pelat (catatan: satuan jarak cm, satuan lendutan mm).

Pola lendutan pada arah memanjang pelat Pelat Terpakui skala penuh (arah melintang jalan untuk kondisi lapangan) ditunjukkan oleh Gambar 5.5 dan pada arah

melintang pelat terpaku diberikan pada Gambar 5.6. Dapat diamati melalui kedua gambar tersebut bahwa pola lendutan berbentuk mangkok (*bowl*). Hal ini juga tampak pada Gambar 5.6 walaupun pada intensitas beban 40 kN. Namun bagian ujung pelat arah memanjang relatif turun namun tidak signifikan. Adapun pada arah melintang, pinggir pelat turun signifikan. Hal ini dapat difahami bahwa bagian melintang pelat adalah sisi terpendek serta tidak dilengkapi dengan struktur koperan (*vertical wall barrier*). Ini merupakan tinjauan terhadap seluruh pembebanan.



Gambar 5.5 Pola lendutan Pelat Terpaku skala penuh pada arah memanjang pelat.

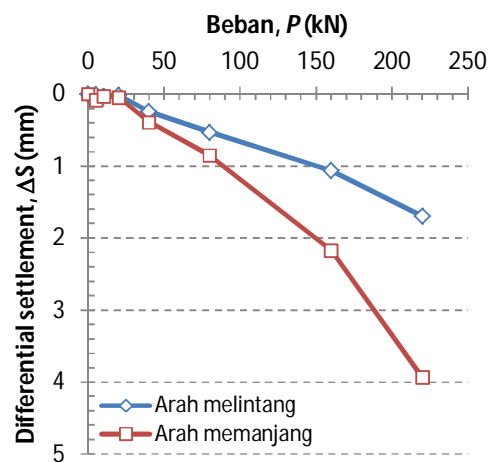


Gambar 5.6 Pola lendutan Pelat Terpaku skala penuh pada arah melintang pelat.

Apabila ditinjau pada beban roda standar 40 kN (tekanan beban 566 kPa), maka penurunan kedua ujung pelat pada arah memanjang tidaklah signifikan, yaitu sekitar 0,10 mm. Untuk pinggir pelat pada arah melintang Pelat Terpaku skala penuh, ini bukan menjadi masalah yang berarti mengingat di lapangan, jalan dibangun dengan segmen yang jauh lebih panjang dibanding lebar jalan. Sebagaimana halnya tipe perkerasan

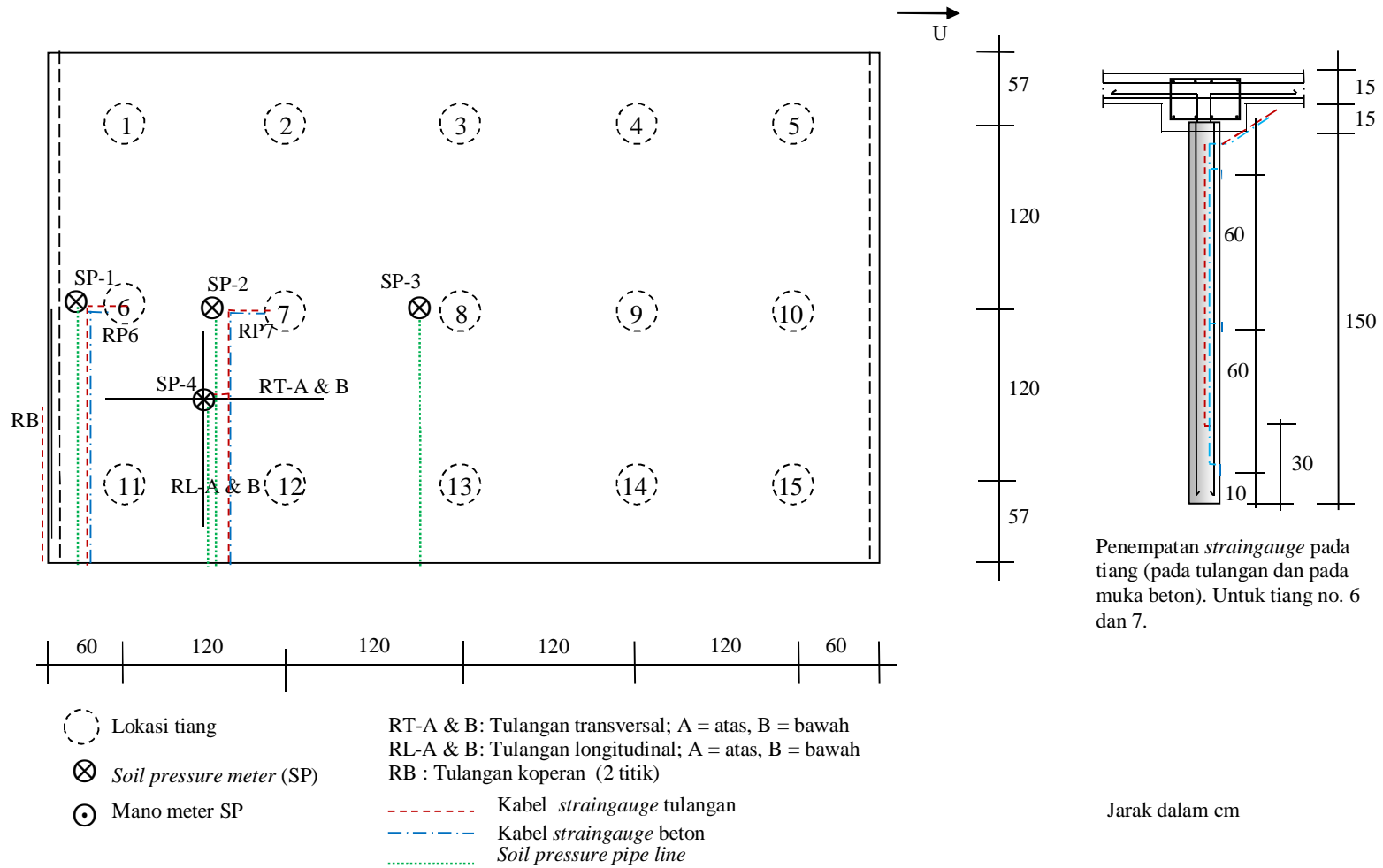
kaku Sistem Cakar Ayam yang menggunakan *continuous reinforced pavement*, maka Sistem Pelat Terpaku juga direkomendasikan menggunakan *continuous reinforced pavement* tersebut. Dengan demikian penurunan pinggir pelat yang signifikan pada arah melintang pelat Pelat Terpaku skala penuh ini akan terhindari pada aplikasi lapangan.

Perbedaan penurunan (*differential settlement, ΔS*) akibat beban sentris diberikan pada Gambar 5.7. Terlihat jelas bahwa perbedaan penurunan tidak signifikan pada beban roda tunggal (*single wheel*) $P= 40$ kN. Respon linier-elastik tetap terjaga hingga beban 160 kN untuk arah memanjang dan melintang pelat.



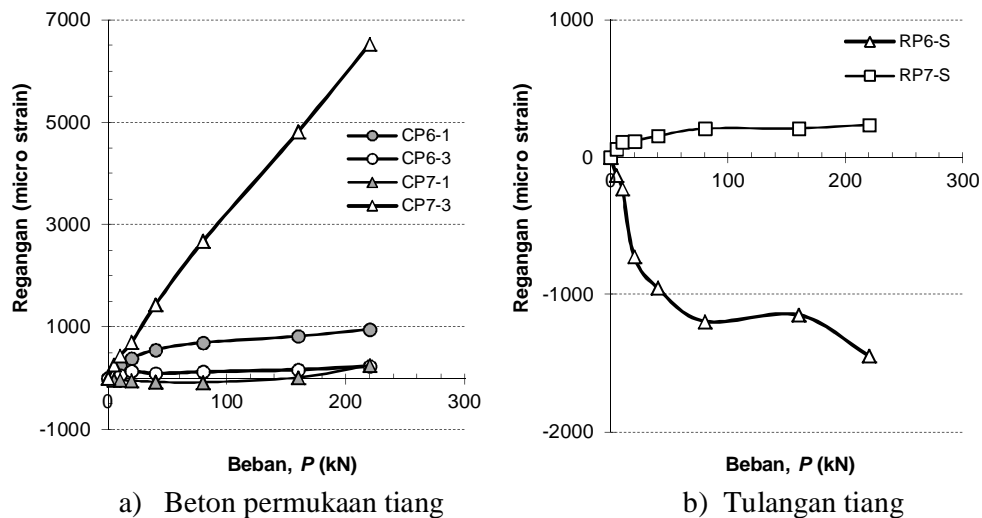
Gambar 5.7 *Differential settlement* akibat beban sentris.

Pada pengujian ini juga dilakukan pengamatan regangan pada permukaan beton tiang, tulangan tiang dan tulangan pelat, serta respon tekanan tanah di bawah lantai kerja (Gambar 5.8). Akan tetapi, pengamatan respon tekanan tanah di bawah lantai kerja tidak diperoleh oleh karena alat tidak bekerja. Instrumentasi pengamatan regangan permukaan beton tiang dan tulangan tiang menggunakan *straingauge* yang dipasang pada tiang nomor 6 dan 7. Masing-masing tiang, *straingauge* dipasang pada tiga posisi yaitu pada sisi atas, tengah, dan dekat ujung tiang (Gambar 5.8 bagian detail tiang). *Straingauge* untuk regangan permukaan beton tiang diberi simbol CP, diikuti nomor tiang dan posisi *straingauge* (terdiri atas nomor dan posisi: 1 atas, 2 tengah, dan 3 bawah). CP6-1 maksudnya adalah *straingauge* permukaan beton pada tiang nomor 6 untuk posisi atas.



Gambar 5.8 Skema penempatan instrumentasi.

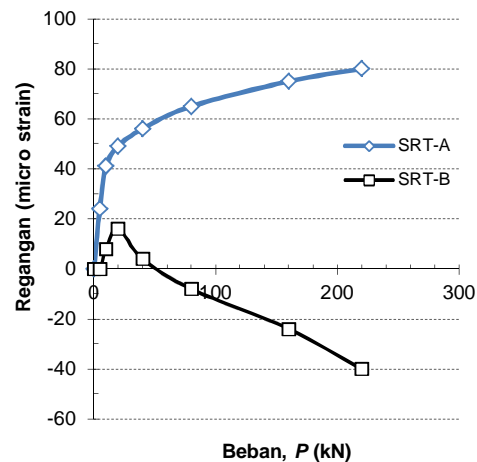
Regangan beton permukaan tiang dan tulangan tiang diberikan pada Gambar 5.9. Tampak bahwa tiang nomor 7 (CP7-3) mengalami regangan beton tarik (Gambar 5.9a) sebesar 0,006523 ($6.523 \mu\epsilon$) yang tidak melampaui regangan maksimum beton 0,035 ($35.000 \mu\epsilon$) pada beban di 220 kN untuk beton bagian ujung tiang. Adapun tiang nomor 7 pada bagian atas mengalami regangan tekan sebesar $78 \mu\epsilon$ dan berubah menjadi tarik pada beban 220 kN. Untuk tiang nomor 6 juga masih dalam kondisi aman. Namun untuk posisi di tengah tiang, *straingauge* beton pada kedua tiang tidak terbaca, diduga *straingauge* mengalami kerusakan saat pemancangan. Adapun untuk regangan baja tulangan (Gambar 5.9b), masing-masing tiang diamati regangan pada tulangan pokok (R_{Pi-T}) dan tulangan sengkang (R_{Pi-S}), dimana *i* adalah nomor tiang ke-*i*. Terlihat jelas bahwa tulangan sengkang tiang nomor 6 masih di bawah regangan leleh izin ($67\% \times 0,002 = 0,00134 = 1.340 \mu\epsilon$), sedangkan *straingauge* tulangan pokoknya tidak terbaca. Tulangan sengkang tiang nomor 7 dalam kondisi aman, sedangkan tulangan pokoknya mengalami regangan yang melampaui regangan izin ($>1.340 \mu\epsilon$), bahkan melampaui regangan lelehnya ($0,002 = 2.000 \mu\epsilon$).



Gambar 5.9 Regangan pada tiang akibat beban sentris.

Hasil pengamatan regangan tulangan pelat akibat beban sentris diberikan pada Gambar 5.10. Tulangan yang diamati adalah tulangan di tengah bentang antara 4 tiang

(antara tiang nomor 6, 7, 11, dan 12), yaitu tulangan arah transversal (tegak lurus penampang jalan-pada uji ini adalah tulangan pada arah memanjang pelat). Kedua tulangan (atas SRT-A dan bawah SRT-B) masih berada jauh di bawah regangan leleh izin baja. Akan tetapi, tulangan sisi bawah (SRT-B) mengalami perubahan regangan menuju regangan negatif dimulai pada beban sekitar 50 kN. Artinya bahwa semula kedua tulangan tersebut mengalami tarik, namun kemudian tulangan sisi bawah berubah menjadi tekan.



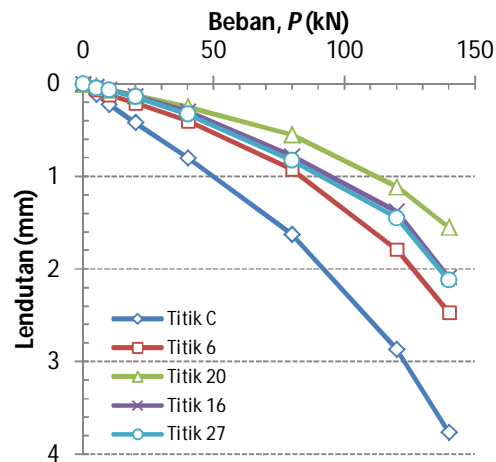
Gambar 5.10 Regangan pada tulangan pelat.

Kesimpulan sementara dari pembebanan monotonik Pelat Terpaku skala penuh pada beban sentris ini antara lain: (a) memiliki kuat dukung yang tinggi, jauh di atas 220 kN (diperkirakan sekitar 427 kN), (b) memiliki kekakuan yang besar, yaitu pada beban 40 kN lendutan yang terjadi hanya 0,49 mm, (c) respon-elastik linier masih terpelihara hingga intensitas beban 160 kN, (d) namun perlu perhatian lebih pada tulangan pokoknya, dimana dimensi tulangan pokok perlu diperbesar.

5.2.2 Beban ujung

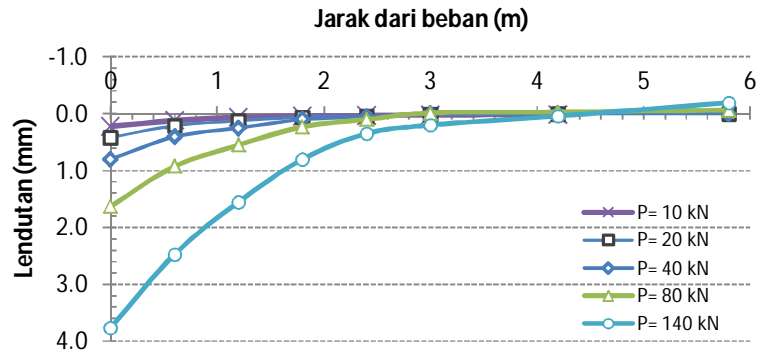
Hubungan beban dan lendutan akibat beban ujung (titik C) diberikan pada Gambar 5.11. Tampak jelas, bahwa meskipun intensitas beban sudah mencapai 140 kN (± 4 x beban *single wheel* rencana untuk jalan raya), lendutan maksimum yang terjadi di bawah beban masih cukup kecil, hanya sebesar 3,76 mm. Selain itu, kurva yang terbentuk juga masih

jauh dari menuju asimtotisnya (garis vertikal). Hal ini mengindikasikan bahwa kuat dukung maksimum Skala penuh Sistem Pelat Terpaku yang diuji masih jauh di atas 140 kN. Akan tetapi respon yang terjadi sudah mulai non linier pada beban 80 kN. Respon linier terlihat jelas pada kurva untuk intensitas beban lebih kecil dari 80 kN, dimana intensitas beban 80 kN tersebut sudah memadai karena mencapai 2 kali beban *single wheel*. Dengan demikian, respon linier Pelat Terpaku skala penuh akibat beban ujung adalah setengah dari respon linier akibat beban sentris (160 kN). Respon lendutan pada titik-titik lainnya tidak dibahas karena sudah terwakili atau sudah sedemikian kecil nilai-nilainya.

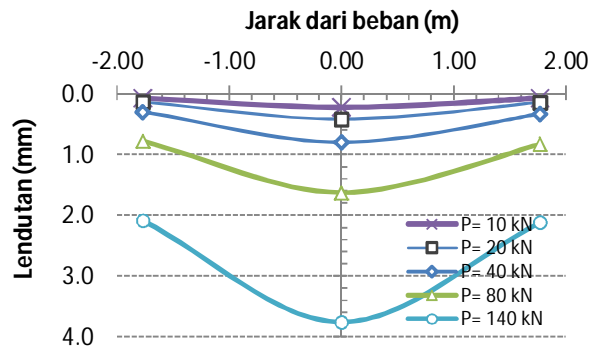


Gambar 5.11 Hubungan P - δ akibat beban ujung.

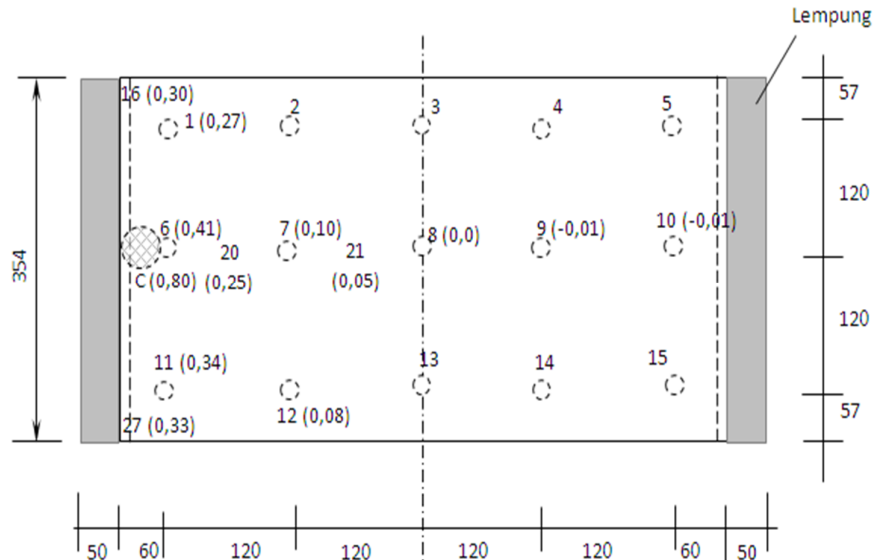
Pola lendutan pada arah memanjang pelat Pelat Terpaku skala penuh (arah melintang jalan untuk kondisi lapangan) akibat beban di ujung ditunjukkan oleh Gambar 5.12 dan pada arah melintang pelat diberikan pada Gambar 5.13, sedangkan denah pelat beserta lendutan pada titik pengamatan diberikan pada Gambar 5.14. Dapat diamati melalui kedua gambar pertama bahwa pola lendutan cenderung berbentuk setengah mangkok. Hal ini juga tampak pada Gambar 5.14 untuk intensitas beban 40 kN. Akan tetapi bagian ujung lainnya cenderung tidak mengalami jungkitan. Hal ini disebabkan adanya kontribusi tahanan cabut yang dikerahkan oleh tiang-tiang yang menerima beban jungkitan, jadi tiang berfungsi sebagai angkur. Adapun pada arah melintang, pojok-pojok pelat di dekat beban mengalami penurunan cukup signifikan, Pada aplikasi lapangan, penurunan ini akan tereduksi dengan semakin panjangnya pelat perkerasan.



Gambar 5.12 Lendutan Pelat Terpaku skala penuh pada arah memanjang pelat akibat beban ujung.



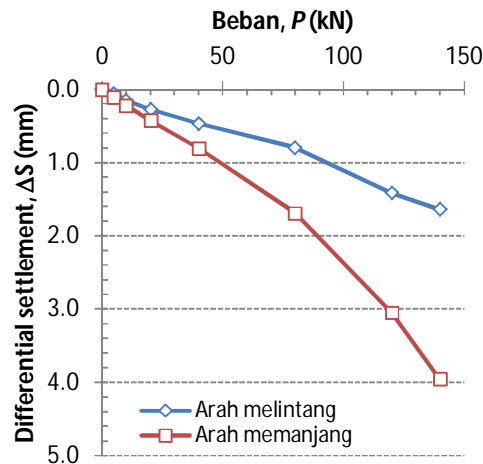
Gambar 5.13 Lendutan Pelat Terpaku skala penuh pada arah melintang melalui titik beban pelat akibat beban ujung.



Gambar 5.14 Denah dan lendutan pelat akibat beban $P= 40$ kN di ujung pelat

(catatan: satuan jarak cm, satuan lendutan mm).

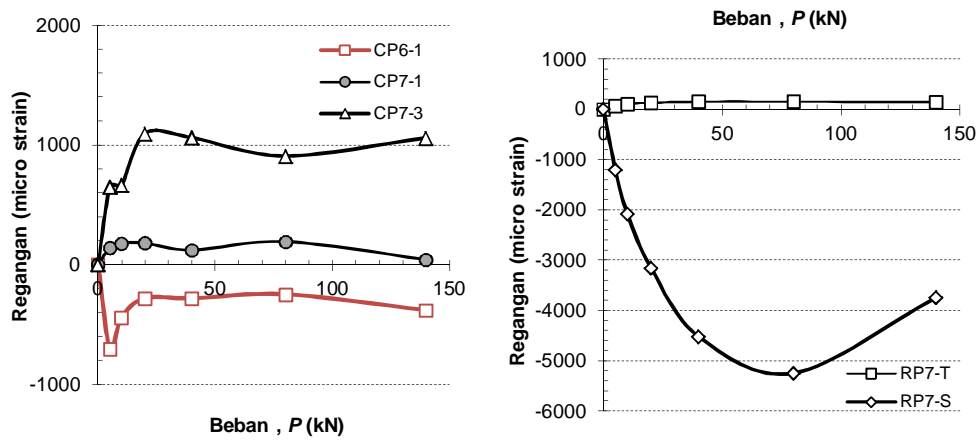
Perbedaan penurunan (*differential settlement*, ΔS) akibat beban ujung diberikan pada Gambar 5.15. Terlihat jelas bahwa perbedaan penurunan tidak signifikan pada beban roda tunggal (*single wheel*) $P= 40$ kN. Respon linier-elastik tetap terjaga hingga beban 80 kN untuk arah memanjang dan melintang pelat. Bila dibandingkan dengan Gambar 5.7, terlihat bahwa *differential settlement* maksimum akibat beban di ujung mempunyai nilai yang sama dengan *differential settlement* akibat beban sentris, akan tetapi masing-masing terjadi pada intensitas beban yang berbeda.



Gambar 5.15 *Differential settlement* akibat beban ujung.

Pengamatan regangan pada permukaan beton tiang dan tulangan tiang diberikan pada Gambar 5.16, sedangkan regangan tulangan koperan diberikan pada Gambar 5.17. Sebagaimana halnya pada beban sentris, pengamatan respon tekanan tanah di bawah lantai kerja tidak diperoleh oleh karena alat tidak bekerja. Regangan beton permukaan tiang dan tulangan tiang yang teramati hanya CP6-1, CP7-1 dan CP7-3 (Gambar 5.16a). Tampak bahwa beton kedua tiang (tiang 6 dan 7) tidak ada yang mengalami regangan melampaui regangan maksimum beton ($0,035$). Regangan cenderung konstan setelah beban 40 kN. Adapun untuk regangan baja tulangan (Gambar 5.16b), hanya dilakukan pengukuran pada tiang 7. Terlihat jelas bahwa tulangan sengkang mengalami regangan yang melampaui regangan izin ($>1.340 \mu\epsilon$), bahkan melampaui regangan lelehnya ($0,002 = 2.000 \mu\epsilon$).

Regangan maksimum yang terukur sebesar $5.248 \mu\epsilon$ pada kondisi tekan. Adapun tulangan pokok masih jauh di bawah regangan leleh izin ($67\% \times 0,002 = 0,00134 = 1.340 \mu\epsilon$).

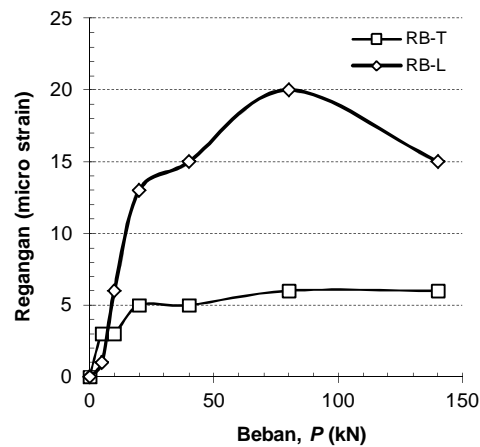


a) Beton permukaan tiang

b) Tulangan tiang

Gambar 5.16 Regangan pada tiang akibat beban ujung.

Regangan tulangan pelat koperan yang teramati ditunjukkan pada Gambar 5.17. RB-T adalah tulangan melintang (pada posisi vertikal), dan RB-L adalah tulangan memanjang pelat koperan. *Strain gauge* dipasang pada kedua tulangan tersebut untuk tulangan sisi dalam. Terlihat bahwa kedua tulangan mengalami tarik dan tidak ada tulangan yang mengalami regangan melampaui regangan izin ($>1.340 \mu\epsilon$). Regangan maksimum yang terukur hanya sebesar $20 \mu\epsilon$, masih sangat jauh di bawah regangan leleh izin ($67\% \times 0,002 = 0,00134 = 1.340 \mu\epsilon$).



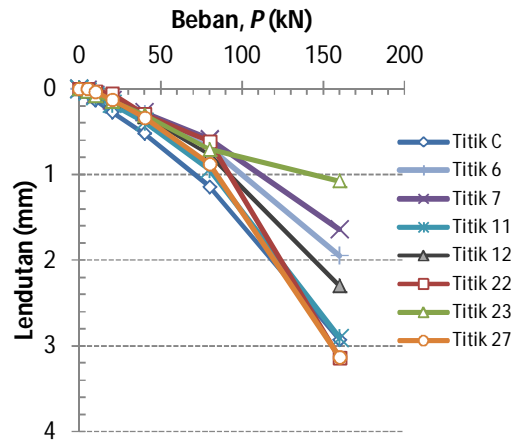
Gambar 5.17 Regangan pada tulangan pelat koperan akibat beban ujung.

Kesimpulan sementara dari pembebanan monotonik Pelat Terpaku skala penuh akibat beban ujung antara lain: (a) memiliki kuat dukung yang cukup tinggi, di atas 140 kN, (b) memiliki kekakuan yang besar, yaitu pada beban 40 kN lendutan yang terjadi hanya 0,80 mm, (c) respon-elastik linier masih terpelihara hingga intensitas beban 80 kN, (d) namun perlu perhatian lebih pada tulangan sengkang tiang, yang perlu diperbesar.

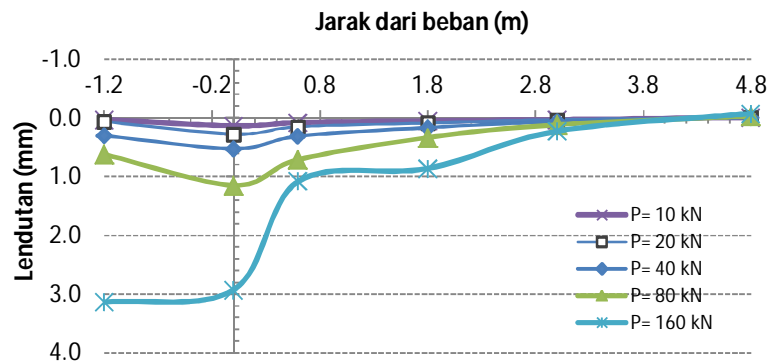
5.2.3 Beban *interior*

Hubungan beban dan lendutan akibat beban interior (titik D) diberikan pada Gambar 5.18. Terlihat bahwa meskipun intensitas beban sudah mencapai 160 kN (± 4 x beban *single wheel* rencana untuk jalan raya), lendutan maksimum yang terjadi di bawah beban masih sangat kecil, hanya sebesar 2,93 mm. Selain itu, kurva yang terbentuk juga masih jauh dari menuju asimtotisnya (garis vertikal). Hal ini mengindikasikan bahwa kuat dukung maksimum Pelat Terpaku skala penuh yang diuji masih jauh di atas 160 kN. Akan tetapi respon yang terjadi sudah mulai non linier pada beban 80 kN. Respon linier terlihat jelas pada kurva untuk intensitas beban lebih kecil dari 80 kN, dimana intensitas beban 80 kN tersebut sudah memadai karena mencapai 2 kali beban *single wheel*. Dengan demikian, respon linier Pelat Terpaku skala penuh akibat beban interior adalah cenderung sama dengan respon linier pelat akibat beban ujung, yaitu setengah dari respon linier akibat beban sentris (160 kN). Respon lendutan pada titik-titik lainnya tidak dibahas karena sudah terwakili atau sudah sedemikian kecil nilai-nilainya.

Pola lendutan pada arah memanjang pelat Pelat Terpaku skala penuh yang melalui titik beban interior ditunjukkan oleh Gambar 5.19 sedangkan denah pelat beserta lendutan pada titik pengamatan diberikan pada Gambar 5.20. Dapat diamati melalui kedua gambar tersebut bahwa pola lendutan cenderung berbentuk mangkok, walaupun pada beban 160 kN cenderung tidak konsisten. Bagian ujung pelat yang terdekat dengan tiang (ujung kiri), cenderung mengalami penurunan. Akan tetapi bagian ujung lainnya yang terjauh dari beban (ujung kanan) cenderung tidak mengalami jungkitan. Di sini juga membuktikan adanya kontribusi tahanan cabut yang dikerahkan oleh tiang-tiang yang menerima beban jungkitan, jadi tiang-tiang berfungsi sebagai angkur.

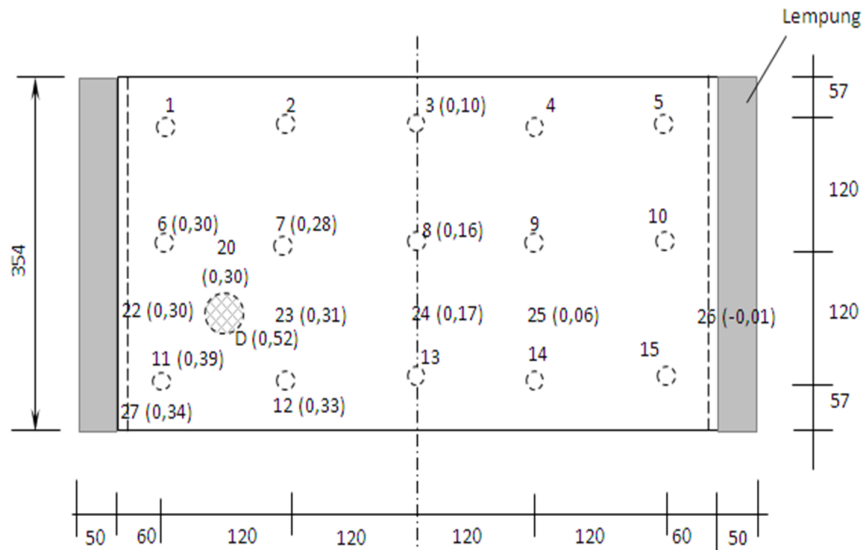


Gambar 5.18 Hubungan P - δ akibat beban *interior*.

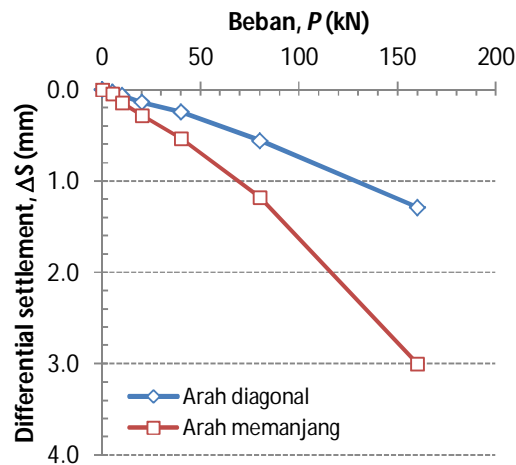


Gambar 5.19 Lendutan Pelat Terpaku skala penuh pada arah memanjang pelat akibat beban *interior*.

Perbedaan penurunan (*differential settlement*, ΔS) akibat beban *interior* diberikan pada Gambar 5.21. Terlihat jelas bahwa perbedaan penurunan tidak signifikan pada beban roda tunggal (*single wheel*) $P= 40$ kN. Respon linier-elastik tetap terjaga hingga beban 80 kN untuk arah memanjang dan diagonal pelat yang melalui titik beban. Bila dibandingkan dengan *differential settlement* maksimum akibat beban sentris dan beban ujung, diperoleh bahwa *differential settlement* akibat beban *interior* mempunyai nilai lebih kecil.



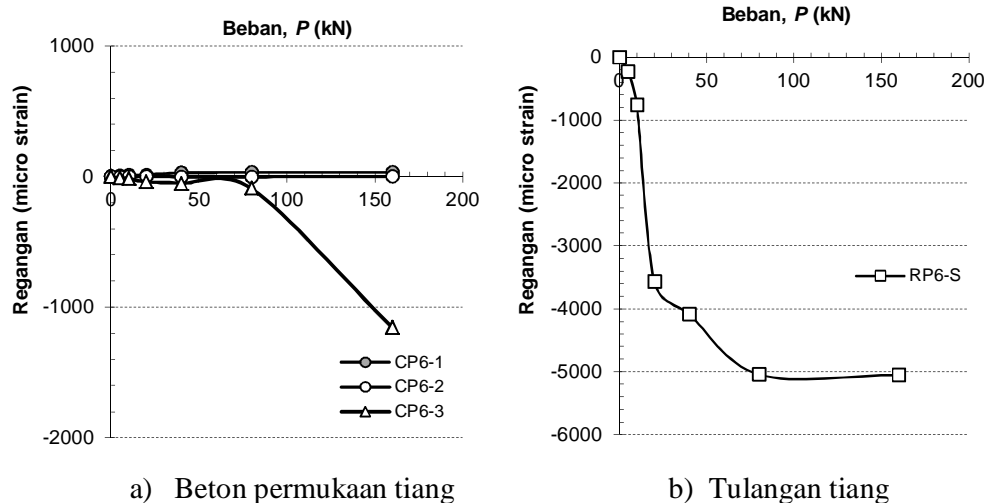
Gambar 5.20 Denah dan lendutan pelat akibat beban interior $P= 40 \text{ kN}$ (catatan: satuan jarak cm, satuan lendutan mm).



Gambar 5.21 *Differential settlement* akibat beban interior.

Pengamatan regangan pada permukaan beton tiang dan tulangan tiang diberikan pada Gambar 5.22, sedangkan regangan tulangan pelat dan koperan diberikan pada Gambar 5.23. Sebagaimana halnya pada beban-beban terdahulu, pengamatan respon tekanan tanah di bawah lantai kerja tidak diperoleh oleh karena alat tidak bekerja. Regangan beton permukaan tiang dan tulangan tiang yang diamati hanya untuk tiang nomor 6. Tampak bahwa beton tidak mengalami regangan melampaui regangan maksimum beton (0,035),

namun pada kondisi regangan tekan (Gambar 5.22a). Regangan cenderung meningkat setelah beban 80 kN untuk bagian ujung tiang. Adapun untuk regangan baja tulangan (Gambar 5.22b), hanya terukur untuk tulangan sengkang. Regangan maksimum yang terukur sebesar $5.052 \mu\epsilon$ pada kondisi tekan. Dengan demikian tulangan sengkang mengalami regangan yang melampaui regangan izin ($>1.340 \mu\epsilon$), bahkan melampaui regangan lelehnya ($0,002 = 2.000 \mu\epsilon$).

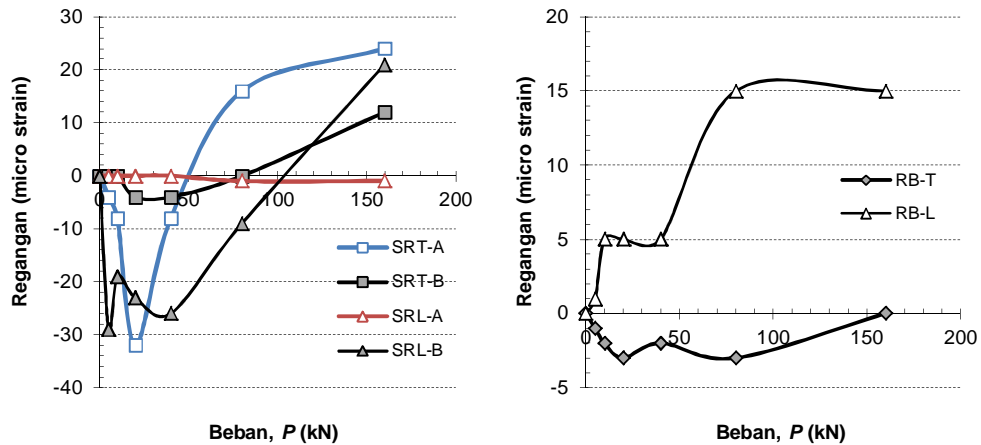


a) Beton permukaan tiang
b) Tulangan tiang
Gambar 5.22 Regangan pada tiang akibat beban interior.

Pengamatan regangan tulangan pelat dan tulangan koperan diberikan pada Gambar 5.23. Seluruh tulangan pelat di bawah beban mengalami regangan tekan hingga beban 50 kN untuk SRT-A, beban 80 kN untuk SRT-B, dan hingga beban 100 kN untuk SRL-B, kecuali untuk SRL-A tetap kondisi tekan hingga beban maksimum. Tulangan-tulangan lapis bawah cenderung mengalami perubahan dari regangan tekan kepada regangan tarik pada beban yang lebih besar (>80 kN). Jadi penampang pelat beton bertulang ini masih dominan menerima beban tekan pada beban 40 kN (*single wheel load*). Selain itu, seluruh regangan tulangan jauh di bawah regangan izinnya. Regangan yang teramati pada tulangan dinding penahan tepi /koperan (tulangan sisi dalam) masih jauh di bawah regangan izin lelehnya. Akan tetapi tulangan transversal (sebagai tulangan pokok) mengalami regangan tekan.

Untuk pembebanan monotonik interior pada Pelat Terpaku skala penuh ini dapat disimpulkan antara lain: (a) Skala penuh Pelat Terpaku memiliki kuat dukung yang cukup

tinggi, di atas 160 kN, (b) memiliki kekakuan yang besar, yaitu pada beban 40 kN lendutan yang terjadi hanya 0,52 mm, (c) respon-elastik linier masih terpelihara hingga intensitas beban 80 kN, (d) namun perlu perhatian lebih pada tulangan sengkang tiang, yaitu dimensinya perlu diperbesar.



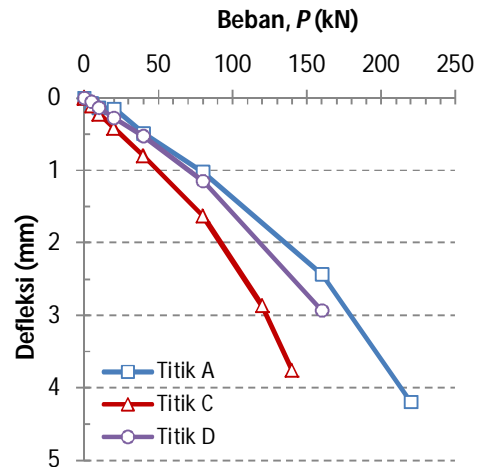
a) Tulangan pelat

b) Tulangan koperan

Gambar 5.23 Regangan pada tulangan akibat beban *interior*.

5.2.4 Komparasi lendutan pada titik beban

Hubungan beban dan lendutan pada titik beban untuk berbagai lokasi beban diberikan pada Gambar 5.24. Kuat dukung Pelat Terpaku skala penuh terhadap beban sentris dan interior lebih besar dibanding terhadap beban ujung. Dengan demikian, beban ujung menjadi beban yang sangat penting diperhitungkan dalam desain.



Gambar 5.24 Hubungan P - δ untuk berbagai beban.

5.3 Hasil Analisis Lendutan

Lendutan Pelat Terpaku skala penuh dianalisis menggunakan teori Beam on Elastic Foundation (BoEF) dengan menggunakan nilai modulus reaksi *subgrade* ekuivalen (k') dari kedua metode yang telah diuraikan di Bab 3, yaitu Metode Hardiyatmo (Hardiyatmo, 2011) dan Metode Modified Hardiyatmo (Puri, et.al, 2012b). Pada bagian ini, analisis lendutan hanya untuk beban sentris dan beban ujung. Dimensi pelat dari Pelat Terpaku skala penuh ini adalah 6,0 m x 3,54 m dengan tebal pelat 15,0 cm. Pelat tersebut berada di atas lantai kerja setebal 5,0 cm. Nilai modulus reaksi *subgrade* lempung lunak berdasarkan metode AASHTO sebesar 15.000 kPa/m yang diperoleh melalui uji beban pelat standar (PLT standar). Modulus reaksi *subgrade* lantai kerja ditentukan dengan uji beban pelat dengan diameter pelat beban sebesar 30 cm. Besarnya modulus diperoleh sebesar 56.590 kPa/m setelah dikonversi ke PLT standar. Terjadi peningkatan modulus sebesar 3,7 kali modulus reaksi *subgrade* lempung lunak. Selanjutnya analisis lendutan didasarkan pada modulus reaksi *subgrade* lempung lunak, dengan mengabaikan kontribusi lantai kerja.

Properties lempung lunak dan beton yang akan digunakan disajikan pada Tabel 5.2 dan 5.3. Untuk kohesi *undrained* (c_u) diambil dari nilai kuat geser *undrained* (S_u) sebesar 20,14 kPa dengan pertimbangan bahwa parameter kuat geser *undrained* diperoleh dari pengukuran langsung di lapangan.

Tabel 5.2 *Properties* Tanah untuk Hitungan Modulus Reaksi *Subgrade* Ekuivalen

No.	Properties tanah	Simbol	Lempung Ngawi	Satuan
1	Kohesi <i>undrained</i>	c_u	20,14	kN/m ²
2	Berat volume bulk	γ	14	kN/m ³
3	Berat volume jenuh	γ_{sat}	17	kN/m ³
4	Modulus Young	E	2.600	kN/m ²
5	Rasio Poisson	ν'	0,35	-

Hitungan dengan cara meninjau satu baris tiang saja dimana lebar pelat diambil sama dengan jarak antar tiang. Selain itu, penyederhanaan hitungan juga dilakukan dengan cara pelat penebalan/ pelat konektor diabaikan. Oleh karena itu, maka panjang tiang disesuaikan menjadi 1,70 m (panjang tiang rencana 1,50 m ditambah tebal pelat penebalan 0,20 m). Adapun dinding penahan tepi direpresentasikan dengan momen lawan.

Tabel 5.3 *Properties* Beton untuk Hitungan Modulus Reaksi *Subgrade* Ekuivalen

No.	Parameter	Simbol	Lantai kerja	Tiang	Pelat dan Dinding penahan tepi	Satuan
1	Berat volume <i>bulk</i>	γ	22	24	24	kN/m ³
2	Kuat tekan karakteristik	f_c'	14,5	18,7	29	kN/m ²
3	Modulus Young	E	$1,79 \times 10^7$	$2,03 \times 10^7$	$2,53 \times 10^7$	kN/m ²
4	Modulus geser	G	$5,42 \times 10^6$	$8,8 \times 10^6$	$1,1 \times 10^7$	kN/m ²
5	Rasio Poisson	ν	0,20	0,15	0,15	-

Modulus reaksi *subgrade* tanah sudah diperoleh sebesar 15,000 kPa/m. Setelah dilakukan koreksi terhadap ukuran dan bentuk pelat untuk satu baris tiang (mengacu pada Das, 2011), maka diperoleh modulus reaksi *subgrade* rencana sebesar $k = 3.300$ kPa/m. Hitungan tambahan modulus reaksi *subgrade* digunakan Metode Modified dan diberikan pada bagian berikut.

5.3.1 Modulus reaksi *subgrade* ekuivalen menurut Metode Modified Hardiyatmo

Diambil lendutan toleransi (δ_a) = 0,005 m (5 mm), maka diperoleh tambahan modulus reaksi *subgrade* (Δk) = 1.258 kPa/m. Dengan menjumlah k dan Δk , didapat modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk beban sentris sebesar $k' = 4.558$ kPa/m. Untuk beban ujung, mengingat lendutan ujung pelat dapat tereduksi mencapai 50% bila menggunakan dinding penahan tepi, sedangkan nilai k' meningkat antara 1,25-1,85 kali nilai k' Pelat Terpaku tanpa dinding penahan tepi (Puri, et.al., 2011b), maka selanjutnya

diambil faktor penyesuaian sebesar 1,5 karena adanya dinding penahan tepi tersebut. Dengan demikian diperoleh untuk beban ujung $k' = 1,5 \times 4.558 = 6.837$ kPa/m. Kedua nilai k' tersebut (untuk beban sentris dan ujung) digunakan untuk analisis menggunakan BoEF.

Untuk analisis 3 baris tiang, maka nilai modulus reaksi *subgrade* tanah akibat adanya m baris tiang (dimana lebar pelat bertambah) tidak perlu disesuaikan. Tabel 5.4 merangkum nilai k' untuk analisis lendutan Pelat Terpaku. Nilai k' untuk beban ujung telah dikali dengan faktor penyesuaian 1,50. Hasil analisis lendutan diberikan pada bagian 5.3.3.

Tabel 5.4 Modulus Reaksi *Subgrade* Ekuivalen untuk Tinjauan m Baris Tiang

Lokasi beban	Modulus reaksi <i>subgrade</i>		
	k (kPa/m)	Δk (kPa/m)	k' (kPa/m)
Sentris	3.300	1.258	4.558
Ujung	3.300	1.258	6.837

5.3.2 Perhitungan momen lawan

Persamaan (2.45) digunakan untuk menentukan besaran momen lawan di ujung pelat sebagai representasi adanya struktur dinding penahan tepi. Hasil hitungan momen lawan tersebut diberikan pada Tabel 5.5. Pada kasus ini diambil nilai $k_h = k_v$ (dimana $n = 1,0$) dengan pertimbangan bahwa dinding penahan tepi berada dekat permukaan tanah dan tingginya yang kecil hanya 0,50 m. Besaran lainnya yang harus ditentukan adalah sudut rotasi dinding penahan tepi (θ). Semakin besar beban yang bekerja maka semakin besar pula momen lawan yang termobilisasi, dengan demikian semakin besar pula sudut θ .

Tabel 5.5 Nilai Momen Lawan M (kNm) Menurut Posisi Beban
a) Beban P sentris

Jumlah baris tiang, m	Beban, P (kN)	M ujung kiri	θ ($^\circ$)	M ujung kanan	θ ($^\circ$)	Rasio M ujung
1 baris	40	3,91	0,30	-3,91	-0,30	-1,00
	80	5,87	0,45	-5,87	-0,45	-1,00
	150	10,43	0,80	-10,43	-0,80	-1,00
3 baris	40	4,83	0,37	-4,83	-0,37	-1,00
	80	9,13	0,70	-9,13	-0,70	-1,00

	160	13,04	1,00	-13,04	-1,00	-1,00
--	-----	-------	------	--------	-------	-------

b) Beban P ujung kiri

Jumlah baris tiang, m	Beban, P (kN)	M ujung kiri	θ ($^{\circ}$)	M ujung kanan	θ ($^{\circ}$)	Rasio M ujung
1 baris	40	-26,18	-2,00	-0,98	-0,07	0,04
	80	-26,18	-2,00	-0,98	-0,07	0,04
3 baris	40	-7,17	-0,55	0,98	0,07	-0,14
	80	-14,35	-1,01	0,98	0,07	-0,07
	140	-13,04	-1,00	9,78	0,75	-0,75

Untuk mendapatkan besar nilai θ yang sesuai dilakukan *trial-error* dengan cara memasukkan besar momen yang cocok (momen yang menghasilkan perilaku lendutan ujung pelat yang logis). Besarnya momen lawan yang dikerahkan dapat berbeda-beda antara ujung kiri dan ujung kanan pelat, bergantung posisi beban terpusat P . Pada kasus ini diperoleh nilai θ yang bervariasi sesuai dengan besar momen yang di-*input*.

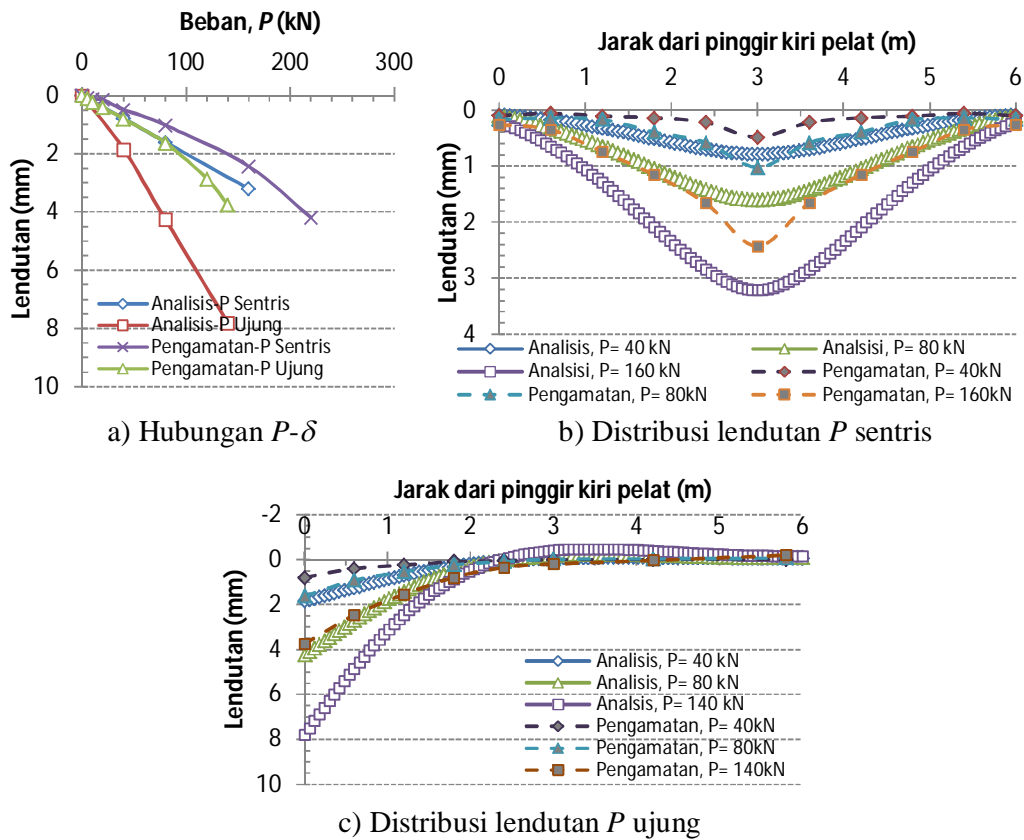
Untuk beban P sentris, besar momen lawan antara ujung kiri dan ujung kanan adalah sama (kecuali berbeda tanda), sedangkan ketika beban berada di ujung kiri pelat (P ujung) maka momen lawan pada ujung yang terdekat dengan beban berubah tanda menjadi negatif (-) dan pada ujung lainnya harus direduksi. Untuk beban ujung pada kasus ini, rasio momen lawan ujung kanan terhadap momen lawan ujung kiri pada kisaran 0,04 – 0,08 untuk 1 baris tiang dan kisaran -0,36 – 0,10 untuk 3 baris tiang.

5.3.3 Komparasi lendutan hitungan dengan pengamatan

Secara umum untuk analisis 3 baris tiang (Gambar 5.25) sudah bersesuaian dengan pengamatan walaupun cenderung *over-estimated* terutama untuk beban ujung. Bila ditinjau terhadap distribusi lendutan sepanjang pelat akibat beban sentris (Gambar 5.25b) maupun akibat beban ujung (Gambar 5.25c), terlihat bahwa pola distribusi lendutan hasil analisis sudah bersesuaian dengan baik terhadap lendutan pengamatan, namun cenderung *over-estimated*. Untuk intensitas beban sentris 40 kN, lendutan *over-estimated* mencapai 60,89% dan pada beban ujung 130,90%.

Untuk tinjauan desain pada beban rencana roda tunggal 40 kN, hasil hitungan lendutan maksimum 0,79 mm tidak melampaui lendutan toleransi (δ_a) = 5 mm pada beban

sentris. Untuk beban ujung, lendutan maksimum sebesar 1,85 mm juga tidak melampaui lendutan toleransi. Adapun lendutan pengamatan untuk 3 baris tiang lebih kecil dibanding lendutan analisis yaitu hanya 0,49 mm untuk beban sentris dan 0,80 mm untuk beban ujung. Berdasarkan hasil tersebut tampak bahwa analisis Pelat Terpaku menggunakan modulus reaksi *subgrade* ekivalen sudah memadai.

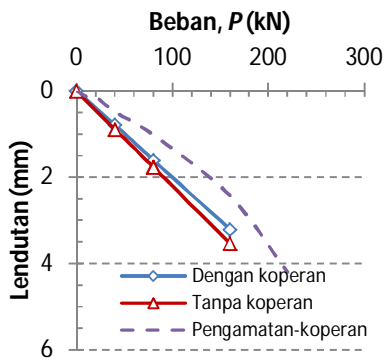


Gambar 5.25 Hasil analisis rencana vs. lendutan Pengamatan Pelat Terpaku skala penuh 3 baris tiang.

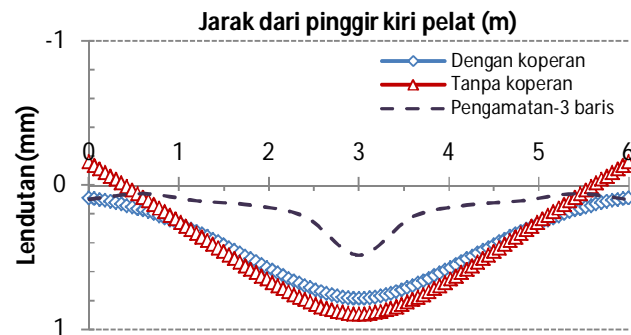
Perilaku yang sama pada Pelat Terpaku skala model (Puri, et.al., 2011b) juga teramati pada Pelat Terpaku skala penuh 3 baris tiang (Gambar 5.26), yaitu keberadaan struktur dinding penahan tepi kurang signifikan terhadap beban sentris dan signifikan terhadap beban ujung (Gambar 5.26d). Pada kasus ini, keberadaan dinding penahan tepi dapat mereduksi lendutan maksimum akibat beban ujung merata sebesar 58,66%.

Analisis lendutan model skala penuh Pelat Terpaku dengan menggunakan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen dan validasi dengan hasil uji pembebanan telah dilakukan. Beberapa hal penting dapat disimpulkan berdasarkan hasil hitungan dan pengamatan yang telah dibahas antara lain

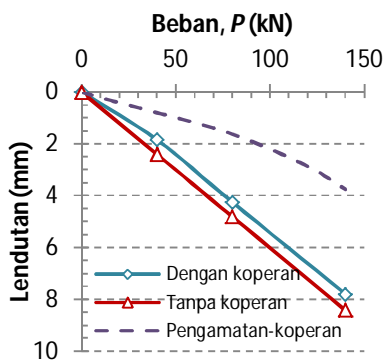
- metode penentuan tambahan modulus reaksi *subgrade* Metode Modified Hardiyatmo dan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen dapat digunakan untuk analisis Pelat Terpaku dengan hasil hitungan pada zona aman, lebih praktis dalam penggunaannya, dan tidak memakan banyak waktu,
- untuk Pelat Terpaku yang diperkuat dengan dinding penahan tepi, modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk beban ujung dapat diberikan faktor penyesuaian sebesar 1,5 dengan cara mengalikannya,
- adapun struktur dinding penahan tepi dapat direpresentasikan sebagai momen lawan di ujung-ujung pelat.



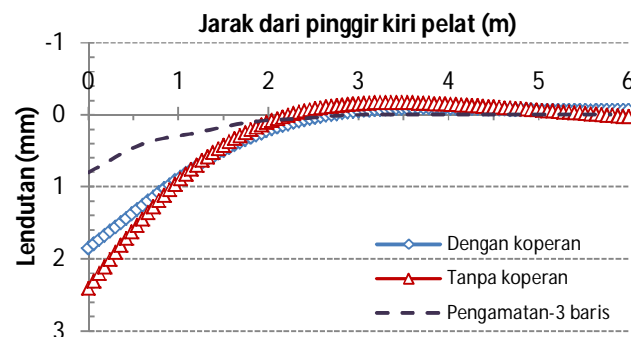
a) P - δ beban sentris



b) Distribusi lendutan $P=40$ kN sentris



c) P - δ beban ujung



d) Distribusi lendutan $P=40$ kN ujung

Gambar 5.26 Pengaruh dinding penahan tepi (koperan) terhadap lendutan Pelat
Terpaku skala penuh 3 baris tiang.

BAB 6

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Pengujian skala penuh Pelat Terpaku pada lempung lunak telah dilaksanakan dan analisis dan pembahasan hasil pengujian telah pula dilakukan. Berdasarkan itu, dapat disimpulkan sebagai berikut

1. Pelat Terpaku skala penuh pada lempung lunak memperlihatkan perilaku lendutan pelat (*deflected bowl*) akibat beban simetris juga menunjukkan bentuk yang simetris. Hal ini mengindikasikan bahwa semua tiang mampu memberikan respon yang sama dalam 3-D.
2. Pelat Terpaku skala penuh menunjukkan kuat dukung maksimum yang besar terhadap beban, diperkirakan mencapai 427 kN pada beban sentris, dan hingga beban 160 kN memberikan respon lendutan yang masih elastik-linier. Kekakuan sistem ini juga besar sebagaimana terlihat pada lendutan yang kecil sekitar 4,35 mm untuk beban ujung $P=80$ kN (*2x single wheel load*). Dengan demikian, posisi beban tidak berpengaruh signifikan terhadap lendutan maksimum pelat dan kuat dukungnya. Tiang-tiang juga berfungsi sebagai angkur yang mencegah terjungkitnya ujung pelat.
3. Tiang-tiang memberikan kontribusi pada peningkatan modulus reaksi *subgrade* yang ditunjukkan dengan nilai tambahan modulus reaksi *subgrade* (Δk).
4. Metode penentuan tambahan modulus reaksi *subgrade* Metode Modified Hardiyatmo dan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen dapat digunakan untuk analisis Pelat Terpaku dengan hasil hitungan pada zona aman. Hasil analisis sudah bersesuaian dengan pengamatan walaupun cenderung *over-estimated* terutama untuk beban ujung. Selain itu, metode ini lebih praktis dalam penggunaannya, dan tidak memakan banyak waktu.

6.2. Saran

Pelat Terpaku yang telah diuji secara *fullscale* pada penelitian ini hanya berukuran 6 m x 3,54 m, tebal pelat 15 cm, dan terdapat 15 tiang mikro yang pendek (berdiameter 20 cm, panjang 150 cm, dipasang pada jarak as 120 cm) sebagai pengaku pelat, serta dilengkapi dengan pelat koperan pada kedua ujung pelat. Namun demikian, hasil pengujian

menunjukkan bahwa kinerja sistem ini sangat menjanjikan. Untuk itu perlu dilakukan field trial pada suatu ruas jalan dengan kondisi tanah lempung lunak. Pada kondisi yang sebenarnya, pelat terpaku yang difungsikan sebagai perkerasan jalan akan mempunyai luasan yang lebih besar, sehingga keberadaan tiang-tiang sebagai pengaku akan semakin banyak ke segala arah. Maka kinerjanya terkait kuat dukung dan reduksi defleksi pelat akan lebih baik lagi.

DAFTAR PUSTAKA

- AASHTO, 1993, *Guide for Design of Pavement Structure*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, USA.
- Ausroads, 1992, *Pavement Design: A Guide to the Structural Design of Road Pavements*, Ausroads, Sydney, Australia.
- Bina Marga, 1998, Pembuatan Jalan di Atas Tanah Lembek, *Training Course Material Rencana Induk Pelatihan Jalan Nasional dan Propinsi*, No. SC/02/1998, Indonesia.
- Bowles, J. E., 1997, *Foundation Analysis and Design*, 5th ed., The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, USA.
- Carter, M. dan Bently, S.P., 1991, *Correlation of Soil Properties*, Pentech Press, London, UK.
- Christopher, B.R., Schwartz, C., and Boudreau, R., 2006, Geotechnical Aspects of Pavements: Reference Manual/Participant Workbook, *Technical Report*, Publication No. FHWA NHI-05-037, U.S. Department of Transportation, National Highway Institute, Washington D.C., May 2006.
- Das, B.M., 1995, *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Jilid 1, Endah, N dan Mochtar, I.B. (penerjemah), Penerbit Erlangga, Jakarta, Indonesia.
- Delatte, N., 2008, *Concrete Pavement Design, Construction, and Performance*, Taylor & Francis, London, UK.
- Dewi, D.A., 2009. Kajian Pengaruh Tiang Terhadap Nilai Koefisien Reaksi Subgrade Ekuivalen pada Uji Beban Skala Penuh, *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta.
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M., dan Elson, K., 2009, *Piling Engineering*, 3rd Ed., Taylor & Francis, New York, USA.
- Florida Departement of Transportation, 2000, *Florida Method of Test for Nonrepetitive Static Plate Load Test of Soils and Flexible Pavement Components*, Designation: FM 5-527, September 1, 2000.
- Fwa, T.F., dan Wei, L., 2006, Design of Rigid Pavement, Chapter 9, *Handbook of Highway Engineering*, T.F. Fwa (ed), Taylor & Francis Group, London, UK.
- Geotechnical Engineering Office, 2006, *Foundation Design and Construction*, *Geo Publication No. 1/2006*, Geotechnical Engineering Office, The Government of the Hong Kong the Special Administrative Region, Kowloon.
- Gouw T-L, 2004, Notes on the Application of the Spring, *Plaxis Bulletin* issue 16/ October 2004, Plaxis, Nedherland, pp. 8-11.
- Griffiths, G. dan Thom, N., 2007, *Concrete Pavement Design Guidance Notes*, Taylor & Francis, London, UK.
- Gue, S.S., dan Tan, Y-C., 2005. Innovative substructures on soft ground, *Master Builders Journal*, 2nd Quarter 2005, akses dari [www.google.com; www.mbam.org.my/mbam/images/MBJ2Q05pdf/CsSUBSTRUCTURE\(8-14\).pdf](http://www.google.com; www.mbam.org.my/mbam/images/MBJ2Q05pdf/CsSUBSTRUCTURE(8-14).pdf).
- Handoko, S.G., 2006, Tinajauan Konstanta Pegas Sebagai Parameter Tanah, *Prosiding Pertemuan Ilmiah Tahunan X HATTI*, 6-7 Desember 2006, Jakarta, pp. 215-229.
- Hardiyatmo, H.C., 1992, *Mekanika Tanah*, Jilid 1, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta, Indonesia.
- Hardiyatmo, H.C., 2001, *Teknik Fondasi II*, Beta Offset, Yogyakarta, Indonesia.

- Hardiyatmo, H.C., 2008. Sistem "Pelat Terpaku" (*Nailed Slab*) Untuk Perkuatan Pelat Beton Pada Perkerasan Kaku (*Rigid Pavement*), Prosiding Seminar Nasional Teknologi Tepat Guna dalam Penanganan Sarana-prasarana, MPSP JTSL FT UGM., pp. M-1—M-7.
- Hardiyatmo, H.C., 2009, Metode Hitungan Lendutan Pelat dengan Menggunakan Modulus Reaksi Tanah Dasar Ekuivalen untuk Struktur Pelat Fleksibel, *Dinamika Teknik Sipil*, Vol.9 No.2, pp. 149-154.
- Hardiyatmo, H.C., 2010. *Perancangan Sistem Cakar Ayam Modifikasi untuk Perkerasan Jalan Raya*, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta. p.1.
- Hardiyatmo, H.C., 2011. Method to Analyze the Deflection of the Nailed Slab System, *IJCEE-IJENS*, Vol 11. No. 4, pp. 22-28.
- Hardiyatmo, H.C.dan Suhendro, B., 2003. Fondasi Tiang dengan *Pile Cap* Tipis sebagai Alternatif untuk Mengatasi Problem Penurunan Bangunan di Atas Tanah Lunak, *Laporan Komprehensif Penelitian Hibah Bersaing IX Perguruan Tinggi*, Lembaga Penelitian Universitas Gadjah Mada, Jogjakarta.
- Hetenyi, M., 1974, *Beams on Elastic Foundation: Theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering*, The University of Michigan Press, Ann Arbor.
- Kempfert, H-G, dan Gebreselassie, B., 2006, *Excavation and Foundation in Soft Soils*, Springer, Netherland.
- Lancellotta, R., 2009, *Geotechnical Engineering*, 2nd ed., Taylor & Francis, London, UK.
- Mitchell, J.K., dan Soga, K., 2005, *Fundamentals of Soil Behavior*, 3th ed., John Wiley & Sons, New Jersey.
- Mochtar, I.B., dan Sholihin, 2002, Metoda Perencanaan Alternatif untuk Pembangunan Jalan dan Oprit Jembatan di Atas Tanah yang Sangat Lunak, *Prosiding PIT Geoteknik 2002*, HATTI, Surabaya 30-31 Oktober 2002, pp. IV-25 - IV-36.
- Nasibu, R., 2009, Kajian Modulus Reaksi Tanah Dasar Akibat Pengaruh Tiang (Uji Beban pada Skala Penuh, *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Ou, C-Y., 2006, *Deep Excavation: Theory and Practice*, Taylor & Francis, London, UK.
- Panduan Geoteknik Indonesia, 2001, *Panduan Geoteknik 1: Proses Pembentukan dan Sifat-sifat Dasar Tanah Lunak*, Pusat Litbang Prasarana Transportasi, WSP International, Jakarta, Indonesia.
- Pichumani, R., Crawford, J.E., dan Triandafilidas, G.E., 1974, Finite Element Analysis of Pile-Supported Pavement System, (abstract) *Journal of Transportation Engineering Division*, Vol. 100. No. 2, ASCE, <http://cedb.asce.org/cgi/WWWdisplay.cgi?7400508>, tanggal akses: 13 November 2009.
- Poulos, H.G., 2001. Piled raft foundations: design and applications, *Geotechnique*, 51 No. 2, pp. 93-113.
- Poulos, H.G., dan Davis, E.H., 1980, *Pile foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, New York, USA.
- Puri, A., Hardiyatmo, C. H., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2011a. Studi Eksperimental Lendutan Pelat yang Diperkuat Tiang-tiang Friksi Pendek pada Lempung Lunak, Prosiding Pertemuan Ilmiah Tahunan XIV HATTI, HATTI, Yogyakarta, 10-11 Februari, pp. 317-321.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2011b, Kontribusi Koperan dalam Mereduksi Lendutan Sistem Pelat Terpaku pada Lempung Lunak, *Prosiding*

- Konferensi Geoteknik Indonesia (KOGEI) IX dan Pertemuan Ilmiah Tahunan (PIT) XV*, HATTI, Jakarta, 7-8 Desember, pp. 299-306.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2012a, Determining Additional Modulus of Subgrade Reaction Based on Tolerable Settlement for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay, *IJCEE-IJENS*, Vol. 12 No. 3, pp. 32-40.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2012b, Application of The Additional Modulus of Subgrade Reaction to Predict The Deflection of Nailed-slab System Resting on Soft Clay Due to Repetitive Loadings, *Proc. of 16th Annual Scientific Meeting (PIT) HATTI*, Jakarta, 4 December, pp. 217-222.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2013a, Pile Spacing and Length Effects Due To the Additional Modulus of Subgrade Reaction of the Nailed-Slab System on the Soft Clay, *Proc. of the 13th International Symposium on Quality in Research (QiR)*, Yogyakarta, 25-28 June, pp. 1032-1310.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2013b, Deflection Analysis of Nailed-Slab System which Reinforced by Vertical Wall Barrier under Repetitive Loadings, *Accepted on the 6th Civil Engineering Conference in Asia Region (CECAR6)*, Jakarta, 20-22 August 2013, pp. TS6-10—TS6-11.
- Pusat Litbang Jalan dan Jembatan, 2007, *Uji Coba Skala Penuh Teknologi Cakar Ayam Modifikasi, Bab-7 Gambar Rencana*, Satuan Kerja Pusat Litbang Jalan dan Jembatan, Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia.
- Sadrekarimi, J. dan Akbarzad, M., 2009, Comparative Study of Methods of Determination of Coefficient of Subgrade Reaction, *EJGE*, Vol. 14 [2009], Bund. E., www.ejge.com.
- Satibi, S., 2009, Numerical Analysis and Design Criteria of Embankment on Floating Piles, P.A. Vermeer (ed.) *Dissertation*, Institut fur Geotechnik, Universitat Stuttgart, DCC Siegmars Kastl e K., Ostfildern, Germany.
- Simanjuntak, J.S., Wicaksono, S., Nurjaman, H.N., Karminto, Jayaputra, A.A., Rahadian, E., dan Shouman, M., 2003. Konsep “Closed to End Bearing” pada Perencanaan Sistem Cerucuk Matras beton untuk Proyek Peningkatan Jalan Tol Prof. Sedyatmo, *Prosiding KOGEI VI & PIT VII HATTI*, Jakarta, pp. 187-193.
- Suhendro, B., 2006, *Sistem Cakar Ayam Modifikasi sebagai Alternatif Solusi Konstruksi Jalan di Atas Tanah Lunak*, Saduran dari Buku 60 Tahun Republik Indonesia, Jakarta, Indonesia.
- Suhendro, B., dan Hardiyatmo, H.C., 2010, Sistem Perkerasan Cakar Ayam Modifikasi (CAM) sebagai Alternatif Solusi Konstruksi Jalan di Atas Tanah Lunak, Ekspansif, dan Timbunan, *Prosiding Seminar dan Pameran Sehari 2010 Inovasi Baru Teknologi Jalan dan Jembatan*, DPD HPJI Jatim, Surabaya, 31 Maret 2010.
- Taa, P.D.S., 2010, Pengaruh Pemasangan Kelompok Tiang Terhadap Kenaikan Pelat dalam Sistem *Nailed-Slab* yang Terletak di Atas Tanah Dasar Ekspansif, *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Wong, S.C. dan Poulos, H.G., 2001. Performance of Various Piled-embankment System, *Proceeding 5th International Coneference on Deep Foundation Practice incorporating Piletalk*, Singapore, 4-6 April 2001, pp. 395-402.
- Young, W.C., dan Budynas, R.G., 2002, *Roark's Formula for Stress and Strain*, 7th ed., McGraw-Hill, New York.

Lampiran 1. Personalia tenaga peneliti beserta kualifikasinya

A. Identitas Diri

1.	Nama Lengkap (dengan gelar)	Anas Puri, S.T., M.T.	Laki-laki
2.	Jabatan Fungsional	Lektor Kepala	
3.	Jabatan Struktural	-	
4.	NIK	090602239	
5.	NIDN	1005057003	
6.	Tempat dan Tanggal Lahir	Pekanbaru, 5 Mei 1970	
7.	Alamat Rumah	Perum Yepupa Utama Permai Blok A7, Jl. As-Salam Utama, Kel. Simpang Tiga, Pekanbaru	
8.	Nomor Telepon/Fax	+6281365675895	
9.	Nomor HP	+6281365675895	
10.	Alamat Kantor	Fakultas Teknik Universitas Islam Riau, Jl. Kaharuddin Nasution 113 Pekanbaru	
11.	Nomor Telepon/Fax	+6276164717	
12.	Alamat e-mail	anaspuri@yahoo.com	
13.	Lulusan yang Telah Dihasilkan	S1 > 65 orang; S2 = 3 orang; S3= 0 orang	
14.	Mata Kuliah yang Diampu	Mekanika Tanah	
		Rekayasa Pondasi	
		Perbaikan Tanah	
		Konstruksi di Atas Tanah Lunak	
		Perancangan Jalan pada Tanah Lunak	
		Metode Penelitian Teknik	

B. Riwayat Pendidikan

Program:	S1	S2	S3
Nama PT	Universitas Islam Riau	Universitas Gadjah Mada	Universitas Gadjah Mada
Bidang Ilmu	Teknik Sipil	Teknik Sipil	Teknik Sipil
Tahun Masuk-Lulus	1990-1996	2000-2003	2009-?
Judul Skripsi/Tesis	Evaluasi Perencanaan Fondasi Bored-pile Konstruksi Pylon Jembatan Cabled-stayed Batam-Tonton	Interaksi Antara Pasir dan Geotekstil Menggunakan Uji Tekan Triaksial Konvensional	Perilaku Sistem Pelat Terpaku pada Perkerasan Kaku Jalan di Atas Lempung Lunak
Nama Pembimbing/ Promotor	Ir. Halimah Sitompul, M.Sc., dan Ir. Sugeng Wiyono	Dr. Ir. Hary Christady Hardiyatmo, M.Eng., DEA. dan Prof. Ir. Bambang Suhendro, M.Sc., Ph.D.	Prof. Dr. Ir. Hary Christady Hardiyatmo, M.Eng., DEA.; Prof. Ir. Bambang Suhendro, M.Sc., Ph.D. dan Dr. Ir. Ahmad Rifa'i, M.T.

C. Pengalaman Penelitian dalam 5 Tahun Terakhir

No	Tahun	Judul Penelitian	Pendanaan	
			Sumber	Jml (Juta Rp)
1	2007	Penentuan Koefisien Gesek Bidang Kontak Tanah Kohesif dengan Geotekstil Berdasarkan Data Uji Geser Langsung	LP-UIR	2,5
2	2006	Peta Stratigrafi Tanah Pekanbaru Berdasarkan Data Sondir	LP-UIR	2,5

D. Pengalaman Pengabdian pada Masyarakat

No	Tahun	Judul Pengabdian pada Masyarakat	Pendanaan	
			Sumber	Jml (Juta Rp)
1	2007	Pelatihan Motivasi Belajar dan Berpretasi, Jurusan T. Sipil UIR	LPM UIR	1,5

E. Pengalaman Penulisan Artikel Ilmiah

No.	Tahun	Judul Artikel Ilmiah	Vol./ Nomor	Nama Media
1	2013	Behaviour of Fullscale Nailed-slab System with Variation on Load Positions	November 2013, pp.	Accepted Proc. 16 th FSTPT International Symposium
2	2013	Penerapan Metode Analisis Lendutan Pelat Terpaku Model Skala Penuh dan Komparasi dengan Uji Pembebanan	24-25 Oktober 2013, pp.	Accepted Prosiding Konferensi Teknik Sipil (KonTekS) ke-7
3	2013	Deflection Analysis of Nailed-Slab System which Reinforced by Vertical Wall Barrier Under Repetitive Loadings	Jakarta, 20-22 August 2013, pp. TS6-10—TS6-11	Proc. The 6 th CECAR 2013
4	2013	Pile Spacing and Length Effects Due to the Additional Modulus of Subgrade Reaction for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay	Yogyakarta, 25-28 June, pp. 1032-1310	Proc. of 13 th Symposium on QiR 2013
5	2012	Application of the Additional Modulus of Subgrade Reaction to Predict the Deflection of Nailed-slab System Resting on Soft Clay Due to Repetitive Loadings	pp. 217-222	Proc. of 16 th Annual Scientific Meeting, HATTI
6	2012	Determining Additional Modulus of Subgrade Reaction Based on	Vol. 12 No. 03, 32-40	IJCEE-IJENS

		Tolerable Settlement for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay		
7	2011	Kontribusi Koperan dalam Mereduksi Lendutan Sistem Pelat Terpaku pada Lempung Lunak	7-8 Desember, pp. 299-306.	Prodising KOGEI IX dan PIT XV HATTI
8	2011	Studi Eksperimental Lendutan Pelat yang Diperkuat Tiang-tiang Friksi Pendek pada Lempung Lunak	10-11 Februari, pp. 317-321.	Prosiding XIV HATTI
9	2008	Prediction of the Apparent Friction Coefficient on the Soil-Geotextile Interface Based on Empirical Data	Vol. 10 No.1, pp.46-51	j. Saintis
10	2008	Pemetaan Konsistensi Tanah dan Perkiraan Jenis Pondasi Kota Pekanbaru	Vol. 10 No.1, pp. 11-20	j. Saintis
11	2006	Tinjauan Lalu Lintas pada Ruas Jalan H. Imam Munandar di Kota Pekanbaru	Vol. 9 No. 2, pp. 66-72	j. Saintis
12	2006	Mobilisasi Friksi Bidang Kontak Pasir dan Kayu Jati	Vol. XVI/2 pp.293-300	Civil Eng. Forum (akre-)
13	2006	Stabilisasi Lempung Plastisitas Tinggi dengan Menggunakan Abu Pembakaran Batu-bata	Vol. 9 No. 1, pp. 1-6.	j. Saintis

F. Pengalaman Penyampaian Makalah Secara Oral pada Pertemuan/ Seminar

No	Nama Pertemuan Ilmiah/ Seminar	Judul Artikel Ilmiah	Waktu dan Tempat
1	16 th FSTPT International Symposium	Behaviour of Fullscale Nailed-slab System with Variation on Load Positions	November 2013, UMS, Solo
2	Konferensi Teknik Sipil (KonTekS) ke-7	Penerapan Metode Analisis Lendutan Pelat Terpaku Model Skala Penuh dan Komparasi dengan Uji Pembebanan	24-25 Oktober 2013, UNS, Solo
3	The 6 th CECAR 2013	Deflection Analysis of Nailed-Slab System which Reinforced by Vertical Wall Barrier Under Repetitive Loadings	20-22 August 2013, Jakarta
4	13 th Symposium on Quality in Research (QiR 2013)	Pile Spacing and Length Effects Due to the Additional Modulus of Subgrade Reaction for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay	25-27 June 2013, Yogyakarta
5	Konferensi Geoteknik Indonesia (KOGEI) IX dan Pertemuan Ilmiah Tahunan (PIT) XV HATTI	Kontribusi Koperan dalam Mereduksi Lendutan Sistem Pelat Terpaku pada Lempung Lunak	7-8 Desember 2011, Jakarta

6	Pertemuan Ilmiah Tahunan XIV HATTI	Studi Eksperimental Lendutan Pelat yang Diperkuat Tiang-tiang Friksi Pendek pada Lempung Lunak	10-11 Februari 2011, Yogyakarta
7	Seminar Hasil Penelitian	Penentuan Koefisien Gesek Antara Tanah Kohesif dan Geotekstil Berdasarkan Data Uji Geser Langsung	November 2007, Universitas Islam Riau.
8	Seminar Hasil Penelitian	Peta Stratigrafi Tanah Kota Pekanbaru Berdasarkan Data Sondir	September 2006, Universitas Islam Riau.

G. Pengalaman Penulisan Buku

No	Tahun	Judul Buku	Jumlah Halaman	Penerbit
1	2003	Panduan Menyusun Usulan Penelitian dan Tugas Akhir	62	UIR Press

H. Pengalaman Perolehan HAKI

No	Judul/ Tema HAKI	Tahun	Jenis	Nomor P/ ID

I. Pengalaman Merumuskan Kebijakan Publik/ Rekayasa Sosial Lainnya

No	Judul/ Tema/ Jenis Rekayasa Sosial Lainnya yang Telah Diterapkan	Tahun	Tempat Penerapan	Respon Masyarakat

J. Penghargaan yang Pernah Diraih

No	Judul Penghargaan	Institusi Pemberi Penghargaan	Tahun
1	<u>Terbaik II Anugerah Karya Ilmiah Dosen Universitas Islam Riau</u>	Universitas Islam Riau	September 2005
2	<u>Dosen Berprestasi KOPERTIS Seluruh Indonesia</u>	DIKTI DEPDKNAS	2004
3	Lulusan Predikat <i>Cum Laude</i>	Universitas Gadjah Mada	April 2003

Semua data yang saya isikan dan tercantum dalam biodata ini adalah benar dan dapat dipertanggung jawabkan secara hukum. Apabila di kemudian hari ternyata dijumpai ketidaksesuaian dengan kenyataan, saya sanggup menerima resikoanya.

Yogyakarta, 22 Oktober 2013
Peneliti,

Anas Puri, S.T., M.T.

Lampiran 2: Publikasi ilmiah

**Lampiran 2a: PENERAPAN METODE ANALISIS LENDUTAN PELAT TERPAKU
MODEL SKALA PENUH DAN KOMPARASI DENGAN UJI PEMBEBANAN**
(Accepted pada Konferensi Teknik Sipil ke-7, 24-25 Oktober 2013, UNS, Solo)

Konferensi Nasional Teknik Sipil 7 (KoNTekS 7)



PERAN REKAYASA SIPIL DAN LINGKUNGAN DALAM MEWUJUDKAN PEMBANGUNAN YANG BERKELANJUTAN
Kampus Universitas Sebelas Maret (UNS), Solo, 24-26 Oktober 2013

Sekretariat : Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret (UNS), Jl. Ir. Sutami 36 A. Surakarta 57126, email : konteks7@gmail.com,
telepon dan faksimili : 0271-634524, website : <http://sipil.uns.ac.id/konteks7>

Surakarta, 23 September 2013

No.: 274G/PMUP KoNTekS7/IX/2103

Hal : Penerimaan Makalah dan Undangan Presentasi KoNTekS 7

Yth. Bapak/Ibu

Anas Puri, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Gajah Mada, Yogyakarta

Hary C. Hardiyatmo Jurusan Teknik Sipil, Universitas Gajah Mada, Yogyakarta

Bambang Suhendro, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Gajah Mada, Yogyakarta

Ahmad Rifa'i, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Gajah Mada, Yogyakarta

Dengan hormat,

atas nama panitia Konferensi Nasional Teknik Sipil ke 7 (KoNTekS 7) kami menyampaikan bahwa makalah Bapak/Ibu **No. 274G**,

PENERAPAN METODE ANALISIS LENDUTAN PELAT TERPAKU PADA MODEL SKALA PENUH DAN KOMPARASI DENGAN UJI PEMBEBANAN

telah diterima untuk dipresentasikan dan dimuat dalam prosiding KoNTekS 7. Untuk itu kami mengundang Bapak/Ibu untuk menghadiri KoNTekS 7 dan mempresentasikan makalah tersebut di hadapan peserta konferensi, pada tanggal 24 dan 25 Oktober 2013, di Kampus Universitas Sebelas Maret (UNS), Jl. Ir. Sutami 36 A, Surakarta 57126.

Jadwal rinci presentasi pada KoNTekS 7 akan disampaikan melalui email dan dapat diunduh dari web KoNTekS 7 (<http://sipil.uns.ac.id/konteks7>) paling lambat 10 Oktober 2013.

Biaya keikutsertaan dalam KoNTekS 7, akomodasi dan transportasi dari kota asal dan di kota Surakarta ditanggung sendiri oleh pemakalah.

Kami mengharapkan kehadiran Bapak/Ibu pada KoNTekS 7.

Terima kasih.

Salam hormat,



Dr. techn. Sholihin As'ad
Ketua Panitia KoNTekS 7

Acara
KoNTekS 7

Peran Rekayasa Sipil dan Lingkungan
Dalam Mewujudkan Pembangunan yang Berkelanjutan

Kampus Universitas Sebelas Maret (UNS), 24-26 Oktober 2013

Diselenggarakan oleh



UNS



UAJY



UPH



UNUD



TRISAKTI



UNSOED



ITENAS

Acara Konferensi Nasional Teknik Sipil (KoNTekS7) dan Rapat Tahunan Badan Musyawarah Pendidikan Tinggi Teknik Sipil Seluruh Indonesia (BMPTTSSI)

KoNTekS 7 Hari 1, Kamis 24 Oktober 2013

Tempat : Di Ruang Sidang Utama Gedung 3 lantai 2 Fakultas Teknik

7.30-8.30	Registrasi Ulang	
8.30-9.00	Pembukaan Laporan Ketua Panitia KoNTekS 7, Ucapan Selamat Datang Ketua Jurusan Teknik Sipil UNS Sambutan Rektor Universitas Sebelas Maret (UNS)	
9.00-9.15	Istirahat /Jeda kopi-teh.	
9.15-10.00	Pembicara Kunci Menteri Pekerjaan Umum RI*	
10.00-12.00	Pembicara Tamu 1. Dr. Ir. Marzan A. Iskandar MSc. (Kepala BPPT) 2. Prof.Ir. Masyhur Irsyam MASE,PhD. (Ketua Tim Revisi Peta Gempa Indonesia) 3. Prof. Dr. Ir. Wiratman Wangsadinata (Pakar Senior Teknik Sipil /PT. Wiratman)	
12.00-13.00	Istirahat / Makan Siang dan Sholat	
13.00-15.00	Presentasi Paralel (Lihat Rincian)	
	Struktur 1	Sidang Utama Gedung 3
	Struktur 2	Sidang 2 Gedung 3
	Material 1	103 Gedung 4
	Material 2	104 Gedung 4
	Manajemen Konstruksi 1	105 Gedung 4
	Manajemen Konstruksi 2	106 Gedung 4
	Lingkungan 1	107 Gedung 4
	Geoteknik 1	Sidang 3 Gedung 3
	Transportasi 1	201 Gedung 4
	Keairan 1	108 Gedung 4
15.00-15.15	Istirahat / Jeda kopi-teh dan Sholat	
15,15-17.15	Presentasi Paralel	
	Struktur 3	Sidang Utama Gedung 3
	Struktur 4	Sidang 2 Gedung 3
	Material 3	103 Gedung 4
	Material 4	104 Gedung 4
	Manajemen Konstruksi 3	105 Gedung 4
	Lingkungan 2	Transit Pembicara Gd 3
	Geoteknik 2	Sidang 3 Gedung 3
	Transportasi 2	201 Gedung 4
	Transportasi3	107 Gedung 4
	Keairan 2	108 Gedung 4
	Keairan 3	106 Gedung 4
19.00 – 21.00	Makam Malam Bersama Rektor UNS dan Pentas Seni Tempat : Auditorium UNS	

KoNTekS 7 Hari 2, Jumat 25 Oktober 2013

Tempat : Di Ruang Sidang Utama Gedung 3 lantai 2

8.00-8.30 Registrasi Ulang (bagi peserta yang belum registrasi)

8.30 – 9.20 Pembicara Tamu

	1. Prof. Dr. Ir. Lawalenna Samang, M. Eng (Sekjen BMPPTSSI)
9.20-9.35	Istirahat/Jeda Kopi-Teh
9.35-11.15	Pembicara Tamu 2. Ir. Budi Harto, MM (PT. Wijaya Karya) 3. Dr. Eng. Syaifi (Pengajar Transportasi Teknik Sipil Universitas Sebelas Maret)
11.15- 13.31	Istirahat /Makan Siang/ Sholat Jumat
13.10 - 15.10	Sesi Paralel
	Struktur 5 Sidang Utama Gedung 3
	Struktur 6 Sidang 2 Gedung 3
	Material 5 103 Gedung 4
	Material 6 104 Gedung 4
	Manajemen Konstruksi 4 105 Gedung 4
	Manajemen Konstruksi 5 106 Gedung 4
	Geoteknik 3 Sidang 3 Gedung 3
	Geoteknik 4 107 Gedung 4
	Transportasi 4 202 Gedung 3
	Keairan 4 108 Gedung 4
15.10- 15.25	Istirahat /Jeda Kopi-Teh dan Sholat
15.25 - 17.00	Sesi Paralel
	Struktur 7 Sidang Utama Gedung 3
	Struktur 8 Sidang 2 Gedung 3
	Material 7 103 Gedung 4
	Manajemen Konstruksi 6 105 Gedung 4
	Manajemen Konstruksi 7 106 Gedung 4
	Transportasi 5 202 Gedung 4
	Keairan 5 108 Gedung 4
17.00. -17.30	Penutupan

Rincian Presentasi Paralel

STRUKTUR 1

Ruang Sidang Utama Gedung 3 Lantai 2

Kamis, 24 Oktober 2013 Jam 13.00-15.00

Moderator : Dr. Ir. AP, .Rahmadi . MSCE (UNS)

001S	Penggunaan <i>Artificial Neural Network</i> Untuk Prediksi Tegangan Pada Balok Kastela Heksagonal Bentang 1 Meter Ahmad Muhtarom
017S	Lekat-Geser Permukaan Beton dengan <i>Lips Channel</i> Andang Widjaja, dan Nuroji
027S	Pengaruh Kelangsingan Portal Baja Terhadap Efektivitas DAM (<i>Direct Analysis Method</i>) Dibanding Metode Lama (KI/R) Wiryanto Dewobroto dan Eddiek Ruser
033S	Studi Numerik Peningkatan Kinerja Struktur Baja <i>Eccentrically Braced Frame Type-D</i> Dengan Modifikasi Pengaku Badan Link Geser Kurdi, Bambang Budiono dan Yurisman
034S	Perkuatan Kolom Beton Bertulang Dengan <i>Glass Fiber Jacket</i> Untuk Meningkatkan Kapasitas Beban Aksial Johanes Januar Sudjati, Hastu Nugroho ² dan Paska Garien Mahendra
036S	Perilaku Elemen Beton <i>Sandwich</i> Terhadap Pengujian Geser Murni Firdaus

GEOTEKNIK3

Ruang Sidang 3 Gedung 3 lantai 2

Jumat 25 Oktober 2013, Jam 13.10-15.30

Moderator :

126G	Studi Kapasitas Dukung Pondasi Langsung dengan Alas Pasir Pada Tanah Kelempungan yang Diperkuat Lapisan Geotekstil M. Iskandar Maricar
133G	Korelasi Nilai N-SPT dengan Parameter Kuat Geser Tanah untuk Wilayah Jakarta dan Sekitarnya Desiana Vidayanti, Pintor T Simatupang, Sido Silalahi
147G	Prediksi Kedalaman dan Bentuk Bidang Longsor Lereng Jalan Raya Sekaran Gunungpati Semarang Berdasarkan Pengujian Sondir Hanggoro Tri Cahyo A., Untoro Nugroho, dan Mego Purnomo
148G	Pengaruh Metode Konstruksi Pondasi Sumuran Terhadap Kapasitas Dukung Vertikal Marti Istiyansih, Endah Kanti Pangestuti dan Hanggoro Tri Cahyo A.
150G	Pola Penurunan Struktur Pelat Lantai Gudang Retail pada Tanah Lunak Di Kawasan Industri Wijayakusuma Semarang Himawan Indarto dan Hanggoro Tri Cahyo A.
157G	Pemanfaatan Reruntuhan Bangunan Pasca Gempa untuk Memperbaiki Tanah Lempung Sebagai Subgrade Jalan Andriani, Rina Yuliet dan Tri Desrimaya
158G	Perilaku Fondasi Tiang Bor Kelompok dengan Model Elemen Hingga 2D dan 3D Agus Setyo Muntohar, Fadly Fauzi

GEOTEKNIK 4

Ruang 107 Gedung 4 lantai 1

Jumat 25 Oktober 2013 Jam 13.10-15.30

Moderator : Yusep Muslich ST, MT, PhD (UNS)

172G	Pemanfaatan Limbah Karbit untuk Meningkatkan Nilai CBR Tanah Lempung Desa Cot Seunong Nafisah Al-Huda, dan Hendra Gunawan
178G	Analisis Numerik Stabilitas Lereng dengan Drainase Horizontal Karena Rapid Drawdown untuk Berbagai Kemiringan M. Farid Ma'ruf
209G	Retak Hidrolis pada Bendungan Urugan Batu; Faktor Penyebab dan Cara untuk Menghindarinya D. Djarwadi, K.B. Suryolelono, B. Suhendro dan H.C. Hardiyatmo
214G	Prakiraan Nilai Kuat Geser Tanah Lunak Berdasarkan Pengujian Mackintosh Probe Ferry Fatnanta, Soewignjo Agus Nugroho dan Hawmar Rosyida
225G	Evaluasi Pergerakan Dinding Penahan Tanah Pelaksanaan Galian Dalam pada Tanah Lunak Di Jakarta Ruwaida Zayadi
257G	Analisis Kestabilan Lereng Berdasarkan Integrasi Data Geofisika Tahanan Batuan dan Geoteknik N-SPT Ardy Arsyad, Tri Harianto, Lawalenna Samang, Wahniar Hamid, Ronald Angi
274G	Penerapan Metode Analisis Lendutan Pelat Terpaku pada Model Skala Penuh dan Komparasi dengan Uji Pembebanan Anas Puri, Hary C. Hardiyatmo, Bambang Suhendro, dan Ahmad Rifa'i

PENERAPAN METODE ANALISIS LENDUTAN PELAT TERPAKU PADA *PRILIMINARY DESIGN* MODEL SKALA PENUH DAN KOMPARASI DENGAN UJI PEMBEBANAN

Anas Puri¹, Hary C. Hardiyatmo², Bambang Suhendro², dan Ahmad Rifa'i²

¹Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Riau (UIR), Jl. Kaharuddin Nasution 113 Pekanbaru
Kandidat Doktor Teknik Sipil, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta 55281

Email: anaspuri@yahoo.com

²Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan, Universitas Gadjah Mada, Jl. Grafika 2 Kompleks UGM,
Bulak Sumur, Yogyakarta 55281, E-mail: harychristady@yahoo.com;
bbsuhendro@yahoo.com; ahmad.rifai@tsipil.ugm.ac.id

ABSTRAK

Sistem Pelat Terpaku bukanlah metode perbaikan tanah melainkan salah satu alternatif metode meningkatkan kinerja perkerasan kaku pada tanah lunak. Tiang-tiang yang dipasang di bawah pelat berfungsi sebagai pengaku pelat sehingga beban dapat disebar lebih luas ke tanah lunak. Selain itu, tiang berfungsi pula sebagai angkur yang akan membuat pelat tetap kontak dengan tanah sehingga *pumping* dapat dihindari dan durabilitas perkerasan menjadi lebih panjang. Pada makalah ini disajikan perhitungan semi-manual pada perencanaan skala penuh Pelat Terpaku dan selanjutnya divalidasikan dengan hasil uji pembebanan. Untuk menghitung lendutan pelat digunakan teori balok di atas fondasi elastis dengan menggunakan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen. Hasil hitungan lendutan ini dibandingkan dengan hitungan metode elemen hingga dan pengamatan. Dapat disimpulkan bahwa metode penentuan tambahan modulus reaksi *subgrade* dan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen dapat digunakan untuk perencanaan Pelat Terpaku dengan hasil desain pada zona aman, lebih praktis dalam penggunaannya, dan tidak memakan banyak waktu.

Kata kunci: Pelat Terpaku, lendutan, modulus reaksi *subgrade*

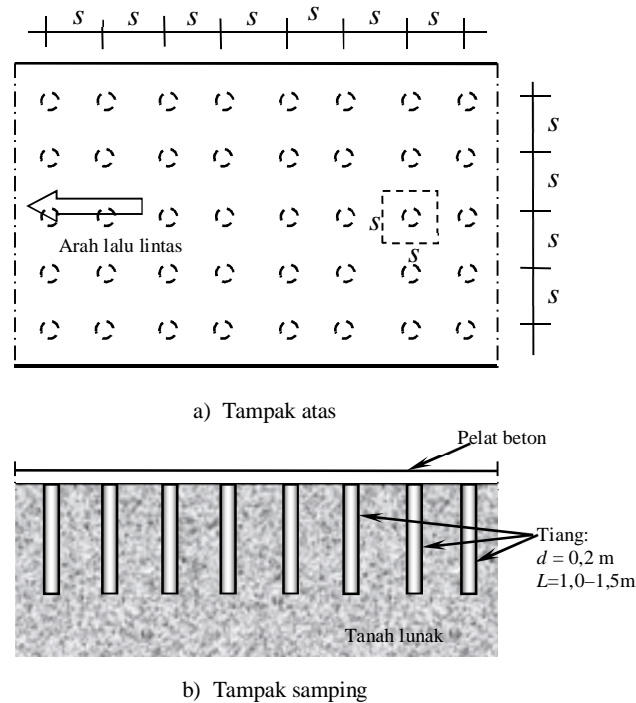
1. PENDAHULUAN

Sistem Pelat Terpaku (Nailed-slab System) merupakan salah satu alternatif solusi untuk mengatasi permasalahan konstruksi jalan yang melalui tanah lunak. Sistem ini terdiri atas pelat beton bertulang dan tiang-tiang mikro yang dipasang di bawah pelat tersebut. Hubungan pelat dan tiang dibuat monolit. Pada bagian kedua ujung pelat dapat pula diperkuat dengan pelat koperan (*vertical concrete wall barrier*) yang fungsi utamanya untuk mereduksi lendutan akibat beban di pinggir perkerasan. Sistem ini direkomendasikan menggunakan *pile cap* tipis (tebal 12 cm hingga 25 cm), dan penggunaan *pile cap* tipis akan menguntungkan bagi tanah lunak (Hardiyatmo dan Suhendro, 2003). Tiang-tiang mikro pendek (*short micropiles*) berdiameter 12 cm – 20 cm dengan panjang 1,0 m – 1,5 m, dan jarak antar tiang berkisar antara 1 m – 2 m (Hardiyatmo, 2008). Jadi pelat tersebut berfungsi ganda yaitu sebagai struktur perkerasan sekaligus sebagai *pile cap*. Tipikal konstruksi Sistem Pelat Terpaku seperti Gambar 1. Tiang-tiang dipasang berbaris pada arah lebar dan panjang jalan (Gambar 1a). Tiang-tiang tersebut berada di bawah pelat beton bertulang dan hubungan pelat dan tiang dibuat monolit (Gambar 1b). Sejumlah studi tentang sistem ini meliputi studi analitis dan model laboratorium (Hardiyatmo, 2008, 2009, 2011; Taa, 2010; Puri, et.al., 2011a, 2011b, 2012a, 2012b, 2013a, 2013b), dan skala 1:1 namun terbatas pada tiang tunggal untuk lempung kaku (Nasibu, 2009; Dewi, 2009), dan uji skala penuh (Puri, et.al., 2013c), namun belum ada aplikasi lapangan. Perlu digaris-bawahi di sini, bahwa Sistem Pelat Terpaku bukanlah metode perbaikan tanah melainkan salah satu alternatif metode meningkatkan kinerja perkerasan kaku pada tanah lunak. Tiang-tiang yang dipasang di bawah pelat berfungsi sebagai pengaku pelat sehingga beban dapat disebar lebih luas ke tanah lunak (Puri, et.al., 2013c). Selain itu, tiang berfungsi pula sebagai angkur (Hardiyatmo, 2008; Puri, et.al., 2011a, 2013c) yang akan membuat pelat tetap kontak dengan tanah sehingga *pumping* dapat dihindari dan durabilitas perkerasan menjadi lebih panjang.

Cara analisis Sistem Pelat Terpaku untuk perancangan tebal perkerasan kaku berdasarkan uji tiang tunggal, metode analisis lendutan pelat fleksibel menggunakan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen, dan metode penentuan modulus reaksi tanah dasar ekuivalen yang didasarkan pada uji tiang tunggal telah diusulkan oleh

Hardiyatmo (2008; dan 2009). Modulus reaksi tanah dasar ekuivalen adalah modulus reaksi akibat adanya tiang-tiang beserta pelat. Nilai modulus reaksi tanah dasar ekuivalen (k') ini diperoleh dengan menjumlahkan nilai modulus reaksi *subgrade* tanah (k) dan nilai tambahan modulus reaksi dari tiang tunggal (Δk). Hardiyatmo (2011) mengusulkan metode penentuan tambahan modulus Δk . Puri, et.al. (2012b) menyederhanakan metode yang diusulkan oleh Hardiyatmo tersebut dengan mempertimbangkan penurunan izin dari perkerasan.

Pada makalah ini akan disajikan perhitungan semi-manual pada perencanaan pendahuluan (*preliminary design*) skala penuh Pelat Terpaku dan selanjutnya divalidasi dengan hasil uji pembebanan. Perhitungan semi-manual tersebut didukung pula dengan hitungan metode elemen hingga. Diharapkan diperoleh kesesuaian antara metode hitungan perencanaan dengan perilaku yang terjadi di lapangan, dan dapat pula dijadikan bahan evaluasi untuk penyempurnaan metode hitungan tersebut di masa datang.



Gambar 1. Tipikal perkerasan kaku menggunakan Sistem Pelat Terpaku (Hardiyatmo, 2008)

2. MODULUS REAKSI *SUBGRADE* EKIVALEN

Koefisien reaksi tanah dasar arah vertikal (k_v) dapat digunakan dalam hitungan lendutan. Koefisien ini ditentukan sebagai tekanan fondasi (q) yang dibagi dengan penurunan yang bersesuaian (δ) dari tanah di bawahnya. Dengan kata lain, reaksi tanah dasar tidak lain adalah distribusi reaksi tanah (q) di bawah struktur fondasi rakit guna melawan beban fondasi. Selanjutnya modulus reaksi *subgrade* (k) ditentukan dengan cara mengalikan nilai koefisien tersebut (k_v) dengan lebar pelat (B). Reaksi *subgrade* terdistribusi tidak linier akibat beban merata fondasi. Pada lempung, distribusi reaksi tanah berbentuk cembung dengan reaksi maksimum di sekitar pinggir fondasi dan reaksi yang lebih kecil pada tengah-tengah fondasi.

Pada Sistem Pelat Terpaku, pendekatan penentuan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen ditentukan sebagai (Hardiyatmo, 2011; Dewi, 2009; Puri, et.al., 2011b, 2012a):

$$k' = k + \Delta k \tag{1}$$

Dimana k : modulus reaksi *subgrade* dari tanah (kN/m^3) dan Δk : tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya tiang (kN/m^3).

Dengan mempertimbangkan tiang tunggal yang terhubung dengan pelat lingkaran yang berada di atas tanah, Hardiyatmo (2011) mengusulkan Persamaan (2) untuk penentuan nilai Δk .

$$\Delta k = \frac{\delta_0 A_s}{\delta^2 s^2} (a_d c_u + p_0 K_d \tan \phi_d) \quad (2)$$

Dimana δ_0 : perpindahan relatif antara tanah dan tiang (m), δ : defleksi pada permukaan pelat (m), A_s : luas selimut tiang (m^2), s : jarak antar tiang (m), a_d : faktor adhesi (non-dimensional), c_u : kohesi *undrained* (kN/m^2), p_0 : tekanan *overburden* efektif rerata sepanjang tiang (kN/m^2), K_d : koefisien tekanan tanah lateral tanah di sekitar tiang, dan ϕ_d : sudut gesek antara tanah-tiang ($^\circ$).

Hardiyatmo (2011) juga telah memberikan hubungan antara δ_0/δ dan defleksi pelat dari model tiang berdiameter 4 cm. Hasil analisisnya menunjukkan bahwa defleksi prediksi cenderung *over-estimate* pada beban sentris, dan *under-estimate* pada beban ujung (*edge load*). Mengacu pada Puri, et.al. (2011b) bahwa secara umum defleksi prediksi sedikit *under estimate* dibandingkan dengan defleksi pengamatan. Metode Hardiyatmo (2011) menggunakan pendekatan reduksi tahanan tiang dalam penentuan Δk . Perpindahan relatif antara tanah dan tiang, dan reduksi tahanan tiang telah diperhitungkan. Untuk keperluan desain praktis, penentuan reduksi tahanan tiang sulit dilakukan. Puri, et.al. (2012a) mengusulkan suatu pendekatan dalam penentuan tambahan modulus reaksi *subgrade* dengan menggunakan penurunan izin/ toleransi pelat perkerasan.

Untuk Pelat Terpaku yang berada di atas tanah lunak, maka tahanan ujung tiang diabaikan. Dalam hal ini, tambahan modulus reaksi *subgrade* karena adanya tiang di bawah pelat ditentukan sebagai (Puri, et.al., 2012a)

$$\Delta k = \frac{0.4 a_d c_u A_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (3)$$

Sehingga modulus reaksi *subgrade* ekuivalen dapat dihitung dengan (Puri, et.al., 2012a)

$$k' = k + \frac{0.4 a_d c_u A_s}{\delta_a A_{ps}} \quad (4)$$

Dimana k' : modulus reaksi *subgrade* ekuivalen pelat terpaku (kN/m^3), k : modulus reaksi *subgrade* tanah (kN/m^3), a_d : faktor adhesi (non-dimensional), c_u : kohesi *undrained* (kN/m^2), δ_a : toleransi penurunan (*tolerable settlement*) pelat perkerasan kaku (m), A_s : luas selimut tiang (m^2), A_{ps} : luasan zona pelat yang didukung oleh satu tiang (m^2), $A_{ps} = s^2$ (Hardiyatmo, 2011), dan s : jarak antar tiang (m).

Adapun tahanan friksi ultimit tiang dinyatakan dengan persamaan klasik

$$f_s = a_d c_u + p_0 K_d \tan \phi_d \quad (5)$$

Dan khusus untuk tahanan friksi ultimit tiang pada lempung jenuh dinyatakan dengan

$$f_s = a_d c_u \quad (6)$$

Untuk lempung lunak atau lempung terkonsolidasi normal, faktor adhesi dapat diambil sebesar 1,0 (Flemming, et.al, 2009; Wai, et.al., 2006). Selain itu, modulus reaksi *subgrade* dari uji beban pelat (k) biasanya menggunakan pelat lingkaran dan mesti dikoreksi terhadap bentuk pelat dari pelat terpaku (Puri, et.al., 2012a). Lebih detail tentang penurunan Persamaan (3) dan (4) dapat diacu pada Puri, et.al. (2012a).

3. ANALISIS DEFLEKSI

Usaha yang telah dilakukan guna menghitung lendutan, momen, dan gaya geser akibat beban yang bekerja pada pelat terpaku adalah dengan menggunakan teori balok di atas fondasi elastis (*beams on elastic foundation*-BoEF) sebagaimana telah ditunjukkan oleh Hardiyatmo (2009, 2011), Taa (2010) dan Puri, et.al. (2011b, 2012a), dimana formula-formula yang diberikan Hetenyi (1974) telah digunakan. Defleksi akibat

beban terpusat (Gambar 2a) bila dihitung dengan Formula Roark (Young dan Budynas, 2002) untuk balok di atas fondasi elastis dengan panjang terbatas adalah sebagai

$$y = y_A F_1 + \frac{\theta_A}{2\beta} F_2 + \frac{M_A}{2EI\beta^2} F_3 + \frac{R_A}{4EI\beta^3} F_4 - \frac{W}{4EI\beta^3} F_{a4} \quad (7)$$

Dimana untuk kedua ujung bebas, nilai $R_A = 0$ dan $M_A = 0$ dan nilai θ_A dan y_A adalah

$$\theta_A = \frac{W}{2EI\beta^2} \frac{C_2 C_{a2} - 2C_3 C_{a1}}{C_{11}} \quad (8)$$

$$y_A = \frac{W}{2EI\beta^3} \frac{C_4 C_{a1} - C_3 C_{a2}}{C_{11}} \quad (9)$$

Sedangkan akibat beban momen (Gambar 2b) besar defleksi adalah

$$y = y_A F_1 + \frac{\theta_A}{2\beta} F_2 + \frac{M_A}{2EI\beta^2} F_3 + \frac{R_A}{4EI\beta^3} F_4 + \frac{M_0}{2EI\beta^2} F_{a3} \quad (10)$$

Dimana untuk kedua ujung bebas, nilai $R_A = 0$ dan $M_A = 0$ dan nilai θ_A dan y_A adalah

$$\theta_A = \frac{-M_0}{EI\beta} \frac{C_3 C_{a4} + C_2 C_{a1}}{C_{11}} \quad (11)$$

$$y_A = \frac{M_0}{2EI\beta^2} \frac{2C_3 C_{a1} - C_4 C_{a4}}{C_{11}} \quad (12)$$

Adapun untuk Persamaan (7) sampai dengan (12), nilai-nilai lainnya adalah

$$F_1 = \cosh \beta x \cos \beta x \quad (13a)$$

$$F_2 = \cosh \beta x \sin \beta x + \sinh \beta x \cos \beta x \quad (13b)$$

$$F_3 = \sinh \beta x \cos \beta x \quad (13c)$$

$$F_4 = \cosh \beta x \sin \beta x - \sinh \beta x \cos \beta x \quad (13d)$$

$$F_{a3} = \sinh \beta (x-a) \sin \beta (x-a) \quad (13e)$$

$$F_{a4} = \cosh \beta (x-a) \sin \beta (x-a) - \sinh \beta (x-a) \cos \beta (x-a) \quad (13f)$$

$$C_2 = \cosh \beta l \sin \beta l + \sinh \beta l \cos \beta l \quad (13g)$$

$$C_3 = \sinh \beta l \cos \beta l \quad (13h)$$

$$C_4 = \cosh \beta l \sin \beta l - \sinh \beta l \cos \beta l \quad (13i)$$

$$C_{a1} = \cosh \beta (l-a) \cos \beta (l-a) \quad (13j)$$

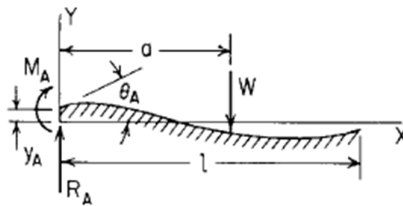
$$C_{a2} = \cosh \beta (l-a) \sin \beta (l-a) + \sinh \beta (l-a) \cos \beta (l-a) \quad (13k)$$

$$C_{a4} = \cosh \beta (l-a) \sin \beta (l-a) - \sinh \beta (l-a) \cos \beta (l-a) \quad (13l)$$

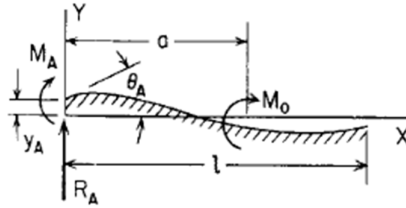
$$C_{11} = \sinh^2 \beta l - \sin^2 \beta l \quad (13m)$$

Dimana W : beban terpusat (kN), β : fleksibilitas balok, $\beta = \sqrt[4]{\frac{Bk}{4EI}}$, k : modulus reaksi *subgrade* (kN/m²/m),

B : lebar balok (m), E : modulus elastisitas balok (kN/m²), I : momen inersia balok (m⁴), a : jarak beban terhadap tepi kiri balok (sebagaimana dijelaskan pada Gambar 2), x : jarak titik yang ditinjau terhadap tepi kiri balok (m), dan l : panjang balok (m).



a) Beban terpusat



b) Beban momen

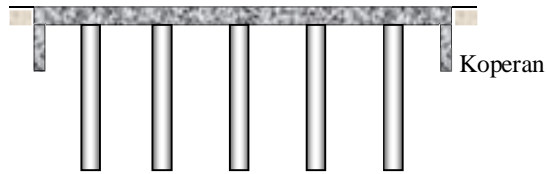
Gambar 2. Balok di atas fondasi elastis dengan panjang terbatas (Young dan Budynas, 2002)

Untuk Sistem Pelat Terpaku, nilai k_0 diganti dengan nilai k' yang dihitung dengan Persamaan (4). Besarnya defleksi total pada titik yang ditinjau diperoleh dengan cara superposisi defleksi akibat beban terpusat dan akibat momen.

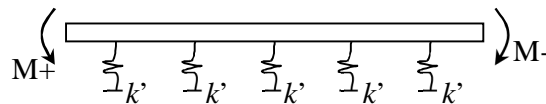
Dalam hal ujung-ujung pelat diperkuat dengan koperan (Gambar 3a), maka dilakukan pendekatan dengan menggantikan reaksi koperan dalam bentuk momen lawan (Gambar 3b). Besaran momen ini (yang merepresentasikan koperan) ditentukan dengan menggunakan metode yang diusulkan Hardiyatmo dan Suhendro (2003). Besaran momen lawan yang termobilisasi dihitung sebagai berikut (lihat juga Gambar 3c)

$$M = P_h y = \frac{1}{3} H^3 \theta k_h B \quad (14)$$

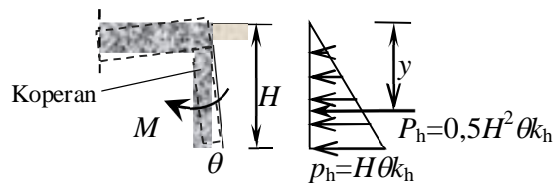
Dimana M : momen lawan oleh koperan (kNm), P_h : gaya lateral tanah yang termobilisasi di depan koperan (kN), y : lengan momen (m), H : tinggi koperan (m), θ : sudut rotasi dinding koperan ($^\circ$), k_h : koefisien reaksi *subgrade* arah horizontal (kN/m³), dapat didekati dengan $k_h = nk_v$, n : faktor pengali empiris, k_v : koefisien reaksi *subgrade* arah vertical (kN/m³), dan B : lebar koperan (m). Hasil hitungan menggunakan BoEF dibandingkan pula dengan pengamatan.



a. Kondisi sebenarnya



b. Model pendekatan



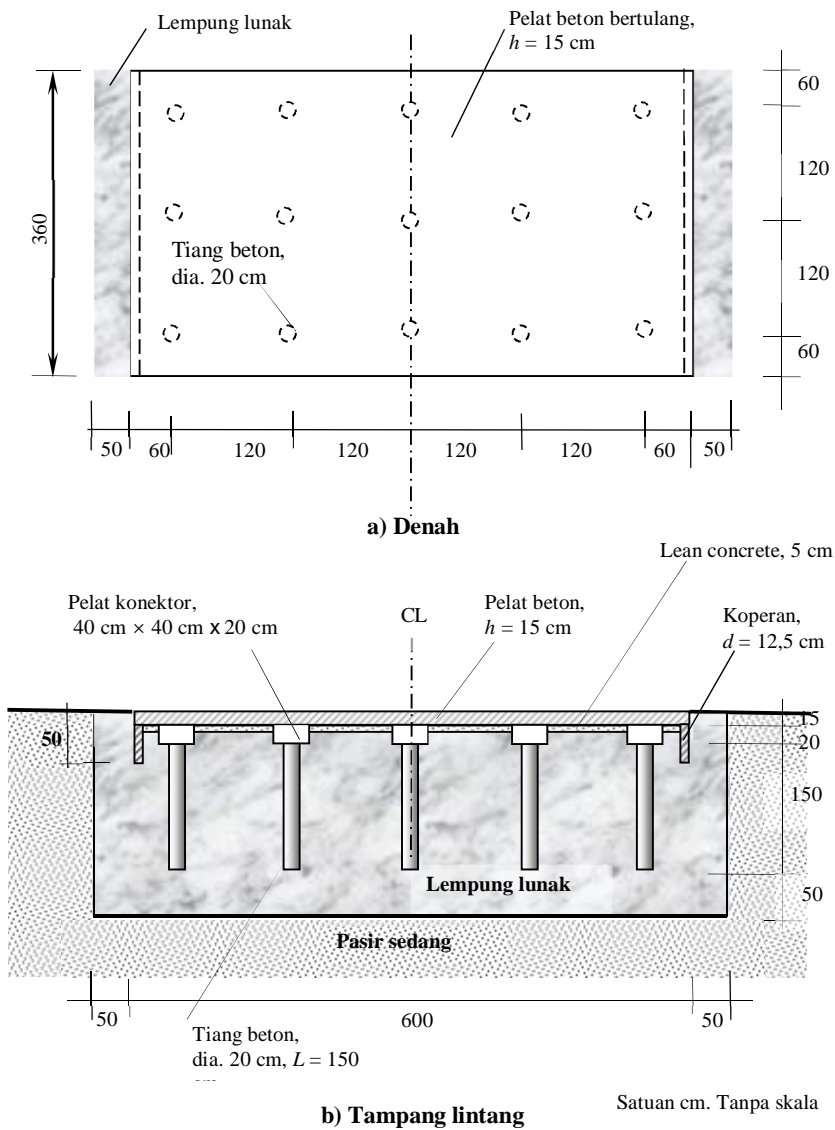
c. Momen lawan koperan

Gambar 3. Model pendekatan untuk Pelat Terpaku dengan koperan di kedua ujung pelat

4. RELIMINARY DESIGN MODEL SKALA PENUH PELAT TERPAKU

Rencana Ukuran Pelat Terpaku dan *Properties Material*

Model skala penuh Pelat Terpaku akan dibangun dengan ukuran pelat 6,0 m x 3,6 m dengan tebal 0,15 m. Ukuran panjang dan lebar pelat ini menyesuaikan dengan lahan yang tersedia di halaman Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Gadjah Mada untuk uji skala penuh. Di bawah pelat akan terpasang tiga baris tiang dengan ukuran tiang diameter 0,20 m dan panjang 1,50 m. Panjang tiang ini diambil dengan mempertimbangkan kedalaman lempung lunak yang dapat disediakan di kolam uji yang berukuran 7,0 m x 3,7 m x 2,50 m. Untuk meningkatkan kekakuan hubungan pelat dengan tiang maka antara pelat dan kepala tiang diberi pelat penebalan 0,40 m x 0,40 m dan tebal 0,20 m. Selain itu, guna mereduksi defleksi pelat bagian pinggir perkerasan, maka bagian tersebut diperkuat dengan struktur koperan berukuran tinggi 0,50 m dan tebal 0,125 m. Berdasarkan ukuran pelat rencana di atas, maka dipilih jarak antar tiang sebesar 1,20 m, sehingga terdapat 15 tiang dimana masing-masing baris tiang terdiri 5 buah tiang. Selengkapnya rencana model skala penuh Pelat Terpaku disajikan pada Gambar 4. Lantai kerja ditambahkan di bawah pelat untuk alas kerja saat pembesian, agar pekerjaan pembesian menjadi lebih mudah, bersih dan rapi.



Gambr 4. Rencana model skala penuh Pelat Terpaku representasi seksi perkerasan kaku dengan 3 baris tiang

Adapun lempung lunak yang akan digunakan pada kolam uji adalah sama dengan Puri, et.al. (2012a). *Properties* lempung lunak dan beton yang akan digunakan disajikan pada Tabel 1 dan 2. Koefisien reaksi *subgrade* diperoleh sebesar 15,000 kPa/m, didasarkan pada uji beban pelat pada uji model dengan ukuran pelat berdiameter 30 cm.

Tabel 1. *Properties* tanah

No.	<i>Properties</i> tanah	Simbol	Lempung Ngawi	Satuan
1	Kohesi <i>undrained</i>	c_u	22,5	kN/m ²
2	Berat volume bulk	γ	14	kN/m ³
3	Berat volume jenuh	γ_{sat}	17	kN/m ³
4	Modulus Young	E	2.600	kN/m ²
5	Rasio Poisson	ν'	0,35	-

Tahapan Perhitungan

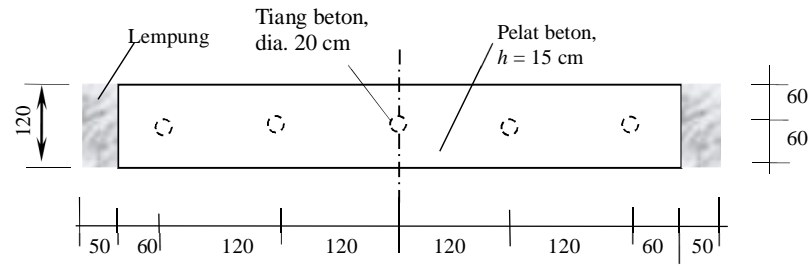
Pada perhitungan ini ada dua tinjauan yang akan dilakukan, yaitu tinjauan Sistem Pelat Terpaku dengan satu baris tiang dimana lebar pelat adalah sama dengan jarak antar tiang (s) dan tinjauan sesuai dengan dimensi rencana untuk 3 baris tiang. Tahapan perhitungan menggunakan BoEF dilakukan sebagai berikut: (a) estimasi nilai modulus reaksi *subgrade* tanah. Desain pada zona lebih aman dimana lantai kerja diabaikan sekalipun pada pelaksanaan digunakan lantai kerja, (b) koreksi nilai modulus *subgrade* terhadap bentuk dan dimensi pelat pada pelat terpaku, (c) tentukan penurunan toleransi perkerasan beton, maksimum 5 mm, (d) hitung tambahan modulus reaksi *subgrade*, (e) selanjutnya hitung modulus reaksi *subgrade* ekuivalen, (f) hitung momen lawan ujung pelat untuk pelat yang mempunyai koperan (g) hitung defleksi pelat dan gaya dalam dengan menggunakan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen, dan bandingkan defleksi maksimum pada titik beban dengan penurunan toleransi, (h) desain yang baik bilamana defleksi hitungan tidak melebihi penurunan toleransi yang ditentukan, (i) rencanakan penulangan pelat.

Tabel 2. *Properties* beton rencana

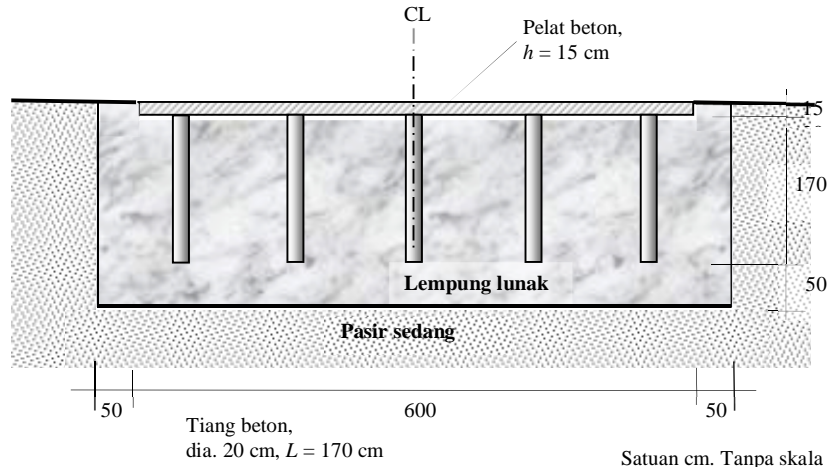
No.	Parameter	Simbol	Lantai kerja	Tiang	Pelat dan Koperan	Satuan
1	Berat volume <i>bulk</i>	γ	22	24	24	kN/m ³
2	Kuat tekan karakteristik	f_c'	14,5	18,7	29	kN/m ²
3	Modulus Young	E	$1,79 \times 10^7$	$2,03 \times 10^7$	$2,53 \times 10^7$	kN/m ²
4	Modulus geser	G	$5,42 \times 10^6$	$8,8 \times 10^6$	$1,1 \times 10^7$	kN/m ²
5	Rasio Poisson	ν	0,20	0,15	0,15	-

Perhitungan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen

Rencana model skala penuh pada Gambar 2 selanjutnya hanya ditinjau satu baris saja sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 5a dimana lebar pelat diambil sama dengan jarak antar tiang. Selain itu, penyederhanaan hitungan untuk BoEF dilakukan sebagai berikut (Gambar 5b): (a) lantai kerja diabaikan pada perhitungan, sehingga perhitungan lebih aman, (b) hal yang sama pada pelat penebalan/ pelat konektor juga diabaikan. Oleh karena pelat penebalan diabaikan, maka panjang tiang disesuaikan menjadi 1,70 m (panjang tiang rencana 1,50 m ditambah tebal pelat penebalan 0,20 m), dan (c) dinding koperan direpresentasikan dengan momen lawan.



a) Denah satu baris tiang



b) Cross section

Gambar 5. Penyederhanaan hitungan Pelat Terpaku satu baris tiang

Modulus reaksi *subgrade* tanah sudah diperoleh sebesar 15,000 kPa/m (Puri, et.al., 2012a). Setelah dilakukan koreksi terhadap ukuran dan bentuk pelat rencana (mengacu pada Das, 2011), maka diperoleh modulus reaksi *subgrade* rencana sebesar $k = 3.300 \text{ kPa/m}$. Pada kasus ini (lempung lunak Ngawi), pendekatan yang lebih baik untuk estimasi modulus reaksi *subgrade* jika menggunakan Persamaan Biot (1937). Penggunaan Metode AASHTO (1993) cenderung sangat *over-estimated*, sedang persamaan lain seperti Vesic dan Saxena (1974), Ullitdz (1987), dan Khazanovich, et.al (2001) cenderung sangat *under-estimated*. Untuk lempung yang sama namun dengan kohesi *undrained* (c_u) = 21 kPa, Hardiyatmo (2011) memperoleh nilai faktor adhesi (a_d) sebesar = 0,76. Maka untuk kohesi *undrained* (c_u) = 22,5 kPa, diperoleh faktor adhesi (a_d) sebesar = 0,81. Selanjutnya diperoleh tahanan gesek satuan ultimit (f_{su}) = 18,32 kN/m². Berdasarkan dimensi tiang dan pelat (Gambar 5) maka didapat luas selimut tiang (A_s) = 1,07 m², luas pelat yang didukung tiang (A_{ps}) = 1,44 m², dan dengan mengambil lendutan toleransi (δ_b) = 0,005 m (5 mm), maka diperoleh tambahan modulus reaksi *subgrade* (Δk) = 1.086,66 kPa/m. Dengan menjumlah k dan Δk , didapat modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk beban sentris sebesar $k' = 4.386,66 \text{ kPa/m}$ dan dibulatkan menjadi 4.400 kPa/m. Untuk beban ujung, mengingat lendutan ujung pelat dapat tereduksi mencapai 50% bila menggunakan koperan, sedangkan nilai k' meningkat antara 1,25-1,85 kali nilai k' Pelat Terpaku tanpa koperan (Puri, et.al., 2011b), maka selanjutnya diambil faktor penyesuaian sebesar 1,5 karena adanya koperan. Dengan demikian diperoleh untuk beban ujung $k'' = 1,5 \times 4.386,66 = 6.580 \text{ kPa/m}$. Kedua nilai k' ini digunakan untuk analisis menggunakan BoEF.

Guna melihat sejauh mana perbedaan desain berdasarkan satu baris tiang terhadap rencana model skala penuh 3 baris tiang, maka analisis untuk 3 baris tiang juga dilakukan. Oleh karena itu nilai modulus reaksi *subgrade* tanah akibat adanya m baris tiang (dimana lebar pelat bertambah) perlu disesuaikan. Tabel 3 merangkum nilai k' untuk Pelat Terpaku 1 dan 3 baris tiang. Hasil analisis lendutan diberikan pada bagian 5.

Tabel 3. Modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk tinjauan m baris tiang

Lokasi beban	1 baris tiang, $m = 1$		3 baris tiang, $m = 3$	
	Δk (kPa/m)	k' (kPa/m)	Δk (kPa/m)	k' (kPa/m)
Sentris	1.086,7	4.400,0	1.086,7	12.966,7
Ujung	1.086,7	6.580,0	1.086,7	19.450,0

Perhitungan momen lawan

Persamaan (14) digunakan untuk menentukan besaran momen lawan di ujung pelat sebagai representasi adanya struktur koperan. Salah satu besaran yang harus ditentukan adalah sudut rotasi dinding koperan (θ). Semakin besar beban yang bekerja maka semakin besar pula momen lawan yang termobilisasi, dengan demikian semakin besar sudut θ . Untuk mendapatkan besarnya nilai θ yang sesuai dilakukan *trial-error*. Pada kasus ini diperoleh nilai θ yang sesuai sebesar $0,5^\circ$. Kemudian diambil nilai $k_h = k_v$ ($n = 1,0$) dengan pertimbangan bahwa tinggi koperan yang kecil hanya 0,50 m. Besarnya momen lawan yang dikerahkan dapat berbeda-beda antara ujung kiri dan ujung kanan pelat bergantung posisi beban terpusat P . Untuk beban P sentris, besar momen lawan antara ujung kiri dan ujung kanan adalah sama (kecuali berbeda tanda), sedangkan ketika beban berada di ujung kiri pelat (P ujung) maka momen lawan pada ujung yang terdekat dengan beban berubah tanda menjadi negatif (-) dan pada ujung lainnya harus direduksi. Pada kasus ini momen lawan ujung kanan diambil sebesar $1/3$ -nya untuk 1 baris tiang dan $1/6$ untuk 3 baris tiang. Besaran momen lawan tersebut dirangkum pada Tabel 4.

Tabel 4. Nilai momen lawan (kNm) menurut posisi beban W

Jumlah baris tiang, m	Beban W sentris		Beban W ujung kiri	
	M ujung kiri	M ujung kanan	M ujung kiri	M ujung kanan
1 baris	6,55	-6,55	-6,55	-2,18
3 baris	19,30	-19,30	-19,30	-3,26

5. KOMPARASI LENDUTAN HITUNGAN RENCANA DENGAN PENGAMATAN

Konstruksi Pelat Terpaku sebagaimana rencana Gambar 2 telah dibangun pada Oktober 2012 di lokasi Eksperimental Lapangan Laboratorium Mekanika Tanah UGM dan sejumlah uji pembebanan juga telah dilakukan. Gambar 6 memperlihatkan foto pelaksanaan dan pengujian model skala penuh Pelat Terpaku. Lempung lunak di kolam uji mempunyai kohesi *undrained* 20 kPa dan kadar air 50,5%. Pelat menggunakan tulangan *wire mesh* diameter 10 mm (ulir) dengan jejaring 100 cm \times 100 cm (D10-100), dan tulangan tiang 6D8 dengan sengkang spiral D6-125. Tulangan pelat didesain menggunakan momen hasil hitungan 3 baris tiang yang besarnya sekitar 50% momen untuk satu baris tiang. Mutu beton pelat 29,2 MPa dan tiang 17,4 MPa (lebih rendah dari rencana).

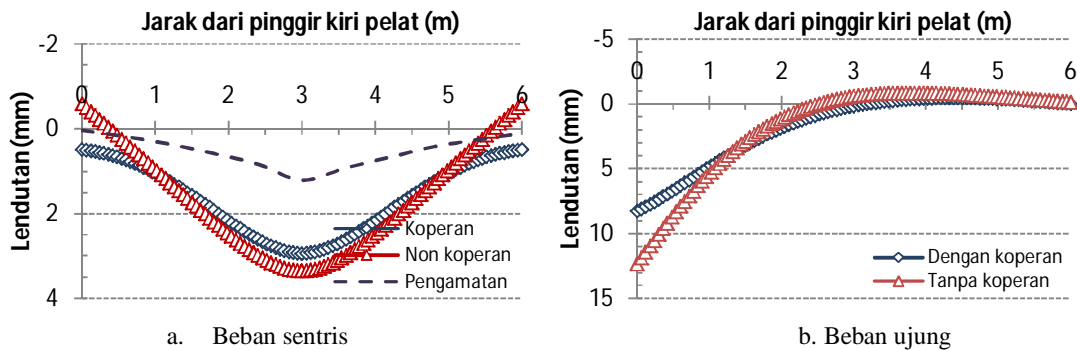


a. Pembesian

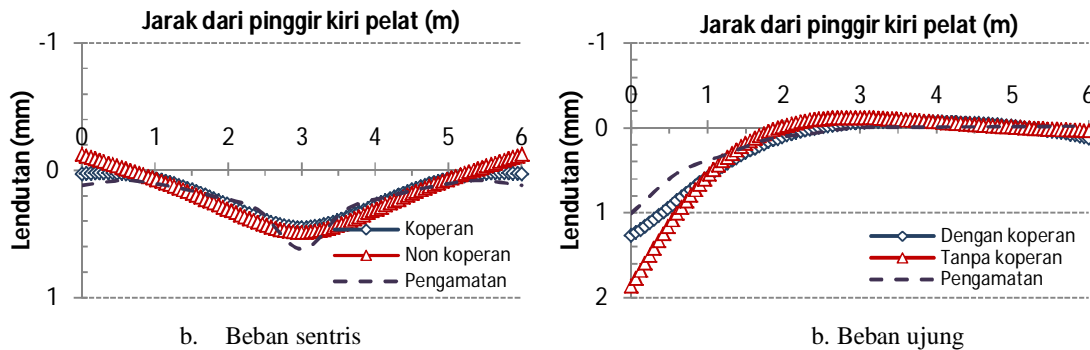
b. Uji beban sentris

Gambar 6. Foto pelaksanaan dan pengujian model skala penuh Pelat Terpaku

Hasil hitungan dan pengamatan lendutan model skala penuh Pelat Terpaku disajikan pada Gambar 7 dan 8 masing-masing untuk tinjauan 1 baris tiang dan 3 baris tiang. Untuk tinjauan desain 1 baris tiang pada beban rencana roda tunggal 50 kN bahwa hasil hitungan lendutan maksimum 2,94 mm tidak melampaui lendutan toleransi (δ_s) = 5 mm untuk beban sentris (Gambar 7a). Namun untuk beban ujung (Gambar 7b) lendutan maksimum 8,26 mm melampaui lendutan toleransi. Akan tetapi lendutan pengamatan untuk 1 baris tiang jauh lebih kecil dibandingkan lendutan di atas (Gambar 7a), kecuali untuk beban ujung belum dilakukan pengujiannya. Berdasarkan hasil tersebut tampak bahwa desain Pelat Terpaku sudah memadai, dan mengingat di lapangan Pelat Terpaku akan dibangun dengan banyak baris tiang, maka desain yang didasarkan atas satu baris tiang akan menghasilkan desain yang aman. Hal ini disebabkan (a) tahanan kelompok tiang dan kekakuan sistem meningkat oleh karena banyaknya baris tiang, (b) adanya tambahan kekakuan sistem dengan adanya penebalan pelat (penghubung pelat dan tiang), dan (c) adanya koperan di ujung pelat juga meningkatkan kekakuan sistem. Hasil pengamatan pada model skala penuh Pelat Terpaku (terdiri 3 baris tiang) membuktikan hal tersebut (Gambar 8). Untuk beban sentris $P = 50$ kN teramati lendutan sebesar 0,62 mm (19 % lendutan hitungan untuk 1 baris tiang) dan 1,01 mm akibat beban ujung (11% lendutan hitungan untuk 1 baris tiang). Jadi perencanaan Pelat Terpaku berdasarkan tinjauan satu baris tiang dengan menggunakan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen sangat memadai dan hasil desain lebih aman dan mudah dalam aplikasinya. Kelebihan lain yang didapatkan adalah proses desain tidak memakan banyak waktu.



Gambar 7. Hasil analisis lendutan rencana 1 baris tiang vs. lendutan pengamatan ($W = 50$ kN)



Gambar 8. Hasil analisis lendutan rencana 3 baris tiang vs. lendutan pengamatan ($W = 50$ kN)

Adapun tinjauan desain untuk 3 baris tiang terlihat bahwa hasil hitungan BoEF berdasarkan k' sangat mendekati pengamatan kecuali pada beban sentris masih *under-estimate*, namun lendutan-lendutan maksimum tidak melampaui lendutan toleransi 5 mm. Jadi perencanaan Pelat Terpaku berdasarkan tinjauan 3 baris tiang dengan menggunakan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen sangat memadai dan hasil desain lebih aman.

Pada Gambar 7 dan 8 juga disajikan kurva lendutan analisis untuk Pelat Terpaku tanpa koperan. Tampak bahwa keberadaan koperan dapat mereduksi lendutan secara signifikan untuk beban ujung dan kurang signifikan pada beban sentris. Perilaku ini juga teramati pada uji model skala kecil (Puri, et.al., 2011b, 2013b).

6. KESIMPULAN

Preliminary design model skala penuh Pelat Terpaku dan pelaksanaan konstruksi beserta uji pembebanannya telah dilakukan. Beberapa hal penting dapat disimpulkan berdasarkan hasil hitungan dan pengamatan yang telah dibahas sebelumnya antara lain

- d) metode penentuan tambahan modulus reaksi *subgrade* dan modulus reaksi *subgrade* ekuivalen dapat digunakan untuk perencanaan Pelat Terpaku dengan hasil desain pada zona aman, lebih praktis dalam penggunaannya, dan tidak memakan banyak waktu,
- e) desain didasarkan atas tinjauan terhadap satu baris tiang menghasilkan perencanaan lebih aman. Untuk lebih efisien, dapat pula ditinjau terhadap beberapa baris tiang,
- f) langkah hitungan yang telah diberikan dapat diterapkan pada *preliminary design* Pelat Terpaku,
- g) untuk Pelat Terpaku yang memakai koperan, modulus reaksi *subgrade* ekuivalen untuk beban ujung dapat diberikan faktor penyesuaian sebesar 1,5 dengan cara mengalikannya,
- h) tulangan pelat dapat ditentukan dengan menggunakan 50% momen hasil hitungan untuk satu baris tiang, namun tetap memperhatikan luasan dan jarak tulangan minimum perlu.

DAFTAR PUSTAKA

- AASHTO, 1993, *Guide for Design of Pavement Structure*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, USA.
- Das, B.M., 2011, *Principles of Foundation Engineering*, 7th ed., Engage Learning, Australia.
- Dewi, D.A., 2009, Kajian Pengaruh Tiang Tunggal Terhadap Nilai Koefisien Reaksi Subgrade Ekuivalen pada Uji Beban Skala Penuh, *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Eng-Tips Forums, 2006, *Tolerable Settlement of Rigid Pavement*, 26 April 2006, <http://www.eng-tips.com/viewthread.cfm?qid=152937&page=3>, accessed by 11 July 2011.
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M., dan Elson, K., 2009, *Piling Engineering*, 3rd Ed., Taylor & Francis, New York, USA.
- Hardiyatmo, H.C., 2008, Sistem "Pelat Terpaku" (*Nailed Slab*) Untuk Perkuatan Pelat Beton Pada Perkerasan Kaku (*Rigid Pavement*), *Prosiding Seminar Nasional Teknologi Tepat Guna dalam Penanganan Sarana-prasarana*, MPSP JTSL FT UGM., pp. M-1—M-7.
- Hardiyatmo, H.C., 2009, Metode Hitungan Lendutan Pelat dengan Menggunakan Modulus Reaksi Tanah Dasar Ekuivalen untuk Struktur Pelat Fleksibel, *Dinamika Teknik Sipil*, Vol.9 No.2, pp. 149-154.
- Hardiyatmo, H.C., 2011, Method to Analyze the Deflection of the Nailed Slab System, *IJCEE-IJENS*, Vol 11. No. 4, pp. 22-28.
- Hardiyatmo, H.C. dan Suhendro, B., 2003, Fondasi Tiang dengan *Pile Cap* Tipis sebagai Alternatif untuk Mengatasi Problem Penurunan Bangunan di Atas Tanah Lunak, *Laporan Komprehensif Penelitian Hibah Bersaing IX Perguruan Tinggi*, Lembaga Penelitian Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta, Indonesia.
- Hetenyi, M., 1974, *Beams on Elastic Foundation: Theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering*, The University of Michigan Press, Ann Arbor.
- Nasibu, R., 2009, Kajian Modulus Reaksi Tanah Dasar Akibat Pengaruh Tiang (Uji Beban pada Skala Penuh), *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Puri, A., Hardiyatmo, C. H., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2011a. Studi Eksperimental Defleksi Pelat yang Diperkuat dengan Tiang-tiang Friksi Pendek pada Lempung Lunak, *Prosiding Pertemuan Ilmiah Tahunan ke-14 (PIT) HATTI*, HATTI, Yogyakarta, 10-11 Februari, pp. 317-321.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2011b, Kontribusi Koperan dalam Mereduksi Lendutan Sistem Pelat Terpaku pada Lempung Lunak, *Prosiding Konferensi Geoteknik Indonesia ke-9 dan Pertemuan Ilmiah Tahunan ke-15 (KOGEI IX & PIT XV) HATTI*, HATTI, Jakarta, 7-8 Desember 2011, pp. 299-306.

- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2012a, Determining Additional Modulus of Subgrade Reaction Based on Tolerable Settlement for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay, *IJCEE-IJENS*, Vol. 12 No. 3, pp. 32-40.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2012b, Application of The Additional Modulus of Subgrade Reaction to Predict The Deflection of Nailed-slab System Resting on Soft Clay Due to Repetitive Loadings, *Prosiding Pertemuan Ilmiah Tahunan ke-16 (PIT) HATTI*, Jakarta, 4 December, pp. 217-222.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2013a, Pile Spacing and Length Effects Due To the Additional Modulus of Subgrade Reaction of the Nailed-Slab System on the Soft Clay, *Proc. of 13th International Symposium on Quality in Research (QiR)*, Yogyakarta, 25-28 June 2013, pp. 1032-1310.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2013b, Deflection Analysis of Nailed-slab System which Reinforced by Vertical Wall Barrier under Repetitive Loadings, *Proc. the 6th Civil Engineering Conference in Asian Region (CECAR6)*, Jakarta, 20-22 August 2013a, pp. TS6-10—TS6-11.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2013c, *Behavior of Fullscale nailed-slab System with Variation on Load Positions*, **submitted in ICID/ 16th FSTPT International Sysposium**, Solo, be in November 2013.
- Sadrekarimi, J. dan Akbarzad, M., 2009, Comparative Study of Methods of Determination of Coefficient of Subgrade Reaction, *EJGE*, Vol. 14 [2009], Bund. E., www.ejge.com.
- Setiadji, B.H., dan Fwa, T.F., 2009, Examining k-E Relationship of Pavement Subgrade Based on Load-Deflection Consideration, *Journal of Transportation Engineering.*, Vol. 135 No. 3, ASCE, pp. 140-148.
- Suhendro, B., 2006, *Sistem Cakar Ayam Modifikasi sebagai Alternatif Solusi Konstruksi Jalan di Atas Tanah Lunak*, Saduran dari Buku 60 Tahun Republik Indonesia, Jakarta, Indonesia.
- Suhendro, B., dan Hardiyatmo, H.C., 2010, Sistem Perkerasan Cakar Ayam Modifikasi (CAM) sebagai Alternatif Solusi Konstruksi Jalan di Atas Tanah Lunak, Ekspansif, dan Timbunan, *Prosiding Seminar dan Pameran Sehari 2010 Inovasi Baru Teknologi Jalan dan Jembatan*, DPD HPJI Jatim, Surabaya, 31 Maret 2010.
- Taa, P.D.S., 2010, Pengaruh Pemasangan Kelompok Tiang Terhadap Kenaikan Pelat dalam Sistem Nailed-Slab yang Terletak di Atas Tanah Dasar Ekspansif, *Tesis*, Program Studi Teknik Sipil, Program Pascasarjana UGM, Yogyakarta, Indonesia.
- Wai, Y., Neoh, C.A., dan Salimin, M.N., 2006, *Piling Handbook: Design and Construction of Driven Pile Foundations*, Malaysian 1st ed., Traswaja Technology, Kuala Lumpur, Malaysia.
- Young, W.C., dan Budynas, R.G., 2002, *Roark's Formula for Stress and Strain*, 7th ed., McGraw-Hill, New York.

Lampiran 2b: BEHAVIOUR OF FULLSCALE NAILED-SLAB SYSTEM WITH VARIATION ON LOAD POSITIONS (Accepted pada 16th FSTPT International Symposium, November 2013, UMS, Solo)

000.13.45

Home Mail News Sports Finance Weather Games Groups Answers Screen Flickr Mobile More

YAHOO! MAIL

Search Mail Search Web

Sponsored

Compose

Inbox (9)

Drafts (8)

Sent

Spam (6)

Trash

Folders

Messenger

Calendar

Contacts

Notepad

Yahoo Mail for Mobile

Send Feedback

acceptance letter of 1st ICID 2013

ICID UMS Oct 4

To a. puri

Bapak dan ibu yang kami hormati,

Terimakasih sudah submit paper dan telah di review untuk 1st ICID 2013. Berikut pada lampiran adalah hasil Review paper bapak/ibu calon pemakalah. Bagi Pemakalah yang sudah "diterima" dan "diterima dengan catatan", mohon segera merevisi dan mengirimkan Sebelum **batas akhir penerimaan fullpaper: Senin, 7 Oktober 2013**. Fullpaper dalam bentuk *soft copy file*, wajib mengikuti format penulisan yang sudah ditentukan dan sudah siap cetak (**Camera Ready**). Dikirim melalui email icid.ums@gmail.com

Lampiran yang harus disertakan :

1. Fullpaper, dengan nama lampiran : **Paper_[paper ID]**
2. Lembar Registrasi, dengan nama lampiran : **R_[paper ID]**
3. Scan Tanda bukti transfer (termasuk biaya prosiding bila memesan), nama file: **TT_[paper ID]**

Dimohon kepada peserta simposium FSTPT ke-16 dapat mengisi formulir pendaftaran kepesertaan (*registration form*) berikut ini agar penulisan nama dalam sertifikat tidak mengalami kekeliruan dan memudahkan administrasi kepesertaan. Form registrasi harap dikembalikan paling lambat tanggal 7 Oktober 2013.

Juga diumumkan bahwa acara workshop berkaitan dengan pelaksanaan simposium pada Jum'at, 1 November 2013 jam 13.00 - selesai, akan diisi oleh 3 buah workshop (peserta hanya dapat memilih salah satunya) yaitu:

1. Workshop: "Pemahaman Uji Laik Fungsi Jalan (Studi Kasus Jalan Nasional)" yang akan disampaikan oleh Prof. Agus Taufik Mulyono.
2. Workshop Vissim. multi moda mikro simulasi software

Selain itu diumumkan, bagi yang menginginkan mengikuti technical tour di kota Surakarta, untuk melihat pengembangan infrastructure dilanjutkan dengan wisata belanja, dengan object pilihan (peserta hanya bisa memilih salah satu):

First technical tour group	Second technical tour group
1. ATCS full responsive & CC Room Dishubkominfo Surakarta.	1. Relocation and arrangement of Bengawan Solo embankment.
2. Ngarsopuro and Sudirman corridor arrangement.	2. Development of Tirtanadi, central bus station in Surakarta.
3. Visit <i>Kampoeng Batik Laweyan</i> , the central of traditional batik industry.	3. Visit <i>Kampoeng Batik Laweyan</i> , the central of traditional batik industry.

dipersilakan melengkapi kepesertaan dalam form registrasi tersebut.

Informasi lebih jelas mengenai workshop, technical tour serta akomodasi simposium dipersilakan mengunjungi website: www.fstpt-icid.com.
Terima kasih,

Secretary of FSTPT-ICID 2013
Jurusan Teknik Sipil UMS
Jl. A. Yani Tromol Pos 1 Pabelan, Surakarta, Indonesia – 57162
email : icid.ums@gmail.com
Phone : +62 271 717417 ext. 221-425-370/ +62 8121526263
Website: <http://www.fstpt-icid.com/> or www.icid2013.com

Perihal: Undangan Presentasi Makalah

Kepada Yth.
Anas Puri
Bambang Suhendro
Hary Christady Hardiyatmo
Ahmad Rifa'i

السلام عليكم ورحمة الله وبركاته

Dengan hormat,
Diberitahukan bahwa naskah dengan judul :

**BEHAVIOR OF FULLSCALE NAILED-SLAB SYSTEM
WITH VARIATION
ON LOAD POSITIONS
CODE : GE5**

Telah kami terima dan akan dipresentasikan pada 1st International Conference on Infrastructure Development, yang diselenggarakan oleh Magister Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Surakarta.pada :

Harti, tanggal : Sabtu, 2 Nopember 2013
Tempat : Auditorium Mohammad Djazman,
Kampus I UMS
Jam : 08.00 – 15.00 wib

Demikian Undangan ini, atas kerjasamanya diucapkan terima kasih.

والسلام عليكم ورحمة الله وبركاته

Surakarta, 29 Mei 2013
Ketua Panitia 1stICID



M. Solikin, Ph.D

The Program for the International Symposium of FSTPT and International Conference on Infrastructure Development Surakarta, 1st – 3rd November 2013

Date/Day	Time	Activities	Location
1 st November 2013 Friday	13.00 – 16.30	<p>Workshop Participant can follow one of these workshop after put their name in the registration form, i.e.:</p> <ol style="list-style-type: none"> Workshop: "Peningkatan Uji Laik Fungsi Jalan (Studi Kasus Jalan Nasional)" by Prof. Agus Triatik, Mulyono. Workshop Visum, multi media mikro simulasi software. 	<p>Ruang Seminar Timur Gedung J lantai 1</p> <p>Ruang Seminar Barat Gedung J lantai 1</p>
2 nd November 2013 Saturday	<p>8.00 - 8.30 8.30 - 9.10 09.10 - 10.10 10.10 - 10.30 10.30 - 11.30 11.30 - 12.30 12.30 - 14.30 14.30 - 15.00 15.00 - 16.30 16.45 - 17.30</p>	<p>Registration Opening Ceremony 1st Plenary session for invited speaker Morning break 2nd Plenary session for invited speaker Lunch Break 1st Parallel session Refreshment / afternoon break 2nd Parallel session Closing ceremony</p>	Auditorium Muk. Dr. Soeman, Kampus 1, UMS
3 rd November 2013 Sunday	09.00 – 15.00	<p>Technical tour around solo Participant can follow one of these group after put their name in the registration form, i.e.:</p> <ol style="list-style-type: none"> CC room Dusunkominfo & Ngarapara corridor, or Bangunan Solo embankment & New facilities of bus station 	



KETERANGAN

- | | |
|---|--|
| 1 : Rektorat, Masjid Kampus & BAU | 12 : Islamic Center |
| 2 : Auditorium | 13 : Bookstore & Computer Shop |
| 3 : Gedung A | 14 : Gedung F (F. Teknik) |
| 4 : Gedung B | 15 : Gedung G (F. Ekonomi) |
| 5 : Gedung C
(F. Keguruan & Ilmu Pendidikan) | 16 : Gedung H (F. Teknik) |
| 6 : Gedung E | 17 : Gedung J |
| 7 : Gedung I | 18 : Gedung L
(F. Psikologi & Pascasarjana) |
| 8 : Gedung K (F. Farmasi) | 19 : GOR |
| 9 : Bank BPD (Bank Jateng) | 20 : Perpustakaan |
| 10 : Loket dan Koperasi | 21 : Bank Bukopin |
| 11 : BAA | 22 : MMC |

ICID Parallel Session 2 : 15.00-16.30

Room :20

Moderator :Ir. Hermono, M.Eng

Paper Number	Title	Presenter
S4	KUAT TARIK BELAH BETON DENGAN MENGGUNAKAN LUMPUR SIDOARJO YANG DIPANASKAN PADA VARIASI SUHU TINGGI SEBAGAI BAHAN PENGGANTI SEMEN	Suhendro Trinugroho Nanda Khunto Baskoro
WR10	Pengaruh Pelimpah Bertangga Tipe Akar Terpotong Terhadap Panjang Loncat Air Dan Kehilangan Energi Pada Kolam Olak	Muhammad Yusuf Gurawan Djati Wibowo
WR11	Pengaruh Ketelitian Hasil Pengukuran Topografi Terhadap Desain Irigasi Gonggang	Heri Wijayanto Sri Sunarjono Jaji Abdurrosyid
WR12	Menaikkan Air Dengan Model Tabung Isap Sistem Pipa Berulir	Warsita Sri Sunarjono Jaji Abdurrosyid
IM5	COST ANALYZE OF DEWATERING WORK AT FOUNDATION CONSTRUCTION	Rifzal Azka Ma'ruf Muh. Nur Sahid, Mochamad Solikin
WR5	Identification Of River Basins Zone In Indonesia On Application Of Utm Map Projection System	Irwan Syafri
WR13	AN INTEGRATED APPROACH FOR THE BANGER POLDER DEVELOPMENT, SEMARANG	Hermono S. Budinetro Achmad Karim Fatchan
GE5	Behavior Of Fullscale Nailed-Slab System With Variation On Load Positions	Anas Puri Bambang Suhendro Hary Christady Hardiyatmo Ahmad Rifa'i
GE6	Pengaruh Penambahan Clean Set Cement (Cs-60) Pada Stabilisasi Tanah Gambut Terhadap Parameter Kuat Gesernya	Mirnasari Daulay
T8	INVESTIGASI KARAKTERISTIK CAMPURAN DAUR ULANG MENGGUNAKAN BAHAN RAP (RECLAIMED ASPHALT PAVEMENT) ARTIFISIAL	Cahyo Pramudyo Ariyanto Sri Sunarjono

BEHAVIOR OF FULLSCALE NAILED-SLAB SYSTEM WITH VARIATION ON LOAD POSITIONS (Code of paper: GE)

Anas Puri

Faculty of Engineering,
Islamic University of Riau
Jln. Kaharuddin Nasution 113,
Pekanbaru, 28284.
Doctoral Candidate of Civil Engineering,
Gadjah Mada University
anaspuri@yahoo.com

Hary Christady Hardiyatmo

Professor on Civil
and Environmental Engineering,
Gadjah Mada University
Jln. Grafika 2, Kampus UGM,
Yogyakarta, 55281
Telp: (0274) 545675
harychristady@yahoo.com

Bambang Suhendro

Professor on Civil
and Environmental Engineering,
Gadjah Mada University
Jln. Grafika 2, Kampus UGM,
Yogyakarta, 55281
Telp: (0274) 545675
bbsuhendro@yahoo.com

Ahmad Rifa'i

Associate Professor on Civil
and Environmental Engineering,
Gadjah Mada University
Jln. Grafika 2, Kampus UGM,
Yogyakarta, 55281
Telp: (0274) 545675
arfits@yahoo.com

Abstract

The full scale Nailed-slab System was conducted on soft clay which consisted of 6.00 m x 3.54 m slab area with 0.15 m in slab thickness, 15 short micro piles (0.20 m in diameter, 1.50 m in length, and 1.20 m in pile spacing) as slab stiffeners which installed under slab. Piles and slab were connected monolithically by using the slab thickening (0.40 m x 0.40 m in area and 0.20 m in thickness), then in due with vertical concrete wall barrier on the two ends of slab. The system was loaded by vertical monotonic loadings. Loading positions were varied (i.e. center of slab, edge, and interior). Results show that the installed piles under the slab which embedded into the soils were functioned as slab stiffeners and were able to response similarly in 3D. The deflection experienced very small. Nailed-slab has linear elastic response until load 160 kN. Maximum deflection and bearing capacity were not significantly influenced by load positions. Nailed-slab System is promising for practical application.

Key Words: nailed-slab, soft clay, micro piles, bearing capacity, load position.

INTRODUCTION

Rigid pavement slab on soft soils tends to experience differential settlement as the results of the differential loads distribution or differential in soil homogenous. Working load on the rigid pavement in Indonesia can be cyclic loads from traffic or temperature loads that cause the warping on the slab. These matters can cause undulating on the slab or damages on the pavement structures. Rigid pavement on soft soils needs higher slab thickness. It can be fulfilled by increasing slab thickness in conventional method then be resulted the increasing in self weight. Higher self weight of the pavement is not beneficial for soft soils. Several construction methods were developed to overcome or to minimize the rigid pavement problems on soft soils, such as soil stabilization, soil reinforcement, embankment on piles, cobweb foundation (*fondasi sarang laba-laba*), or chicken foot foundation (*fondasi cakar ayam*). Hardiyatmo (2008) proposed the changing of the shell of chicken foot foundation by

short-friction piles for efficiency in construction implementation. This method is called Nailed-slab System which to be applicable for soft soils. This system consists of a thin reinforced concrete slab, and short piles attached underneath. The composite system (consists of piles, slab, and soils surrounding the piles) is expected to be formed to bear the loads. Embedded piles in the soils will nail the slab to the subgrade and the slab will remain in contact with subgrade. The installed piles under the slab also increase the slab stiffness (Puri, et.al., 2011a). Increasing the slab stiffness will decrease the slab thickness (Hardiyatmo, 2009). The decreasing of slab thickness can reduce the weight of the structure and will be beneficial for soft soils (Hardiyatmo and Suhendro, 2003). Hence, the pavement is expected to be more durable with the result that the pumping could not be taken place and differential settlement could be reduced.

Designing the Nailed-slab System is based on static load as well as designing the bridge, rather than the traffic load (axel load). A simple method to analyze the nailed-slab has been proposed by Hardiyatmo (2011). Puri, et.al. (2012b) simplified the Hardiyatmo method by considering tolerable settlement of rigid pavement. Both methods use equivalent modulus of subgrade reaction, and were also validated by model tests.

The critical load position in conventional rigid pavement is on the edge of slab. According to the Nailed-slab model, the critical load position also on the edge of slab (Puri, et.al., 2011a; 2011b). A vertical concrete wall barrier can be conducted on the slab end to reduce the deflection (Puri, et.al., 2011b; 2013b). Research about Nailed-slab System is still limited on analytical study (Hardiyatmo, 2009; 2011), model tests (Taa, 2010, Puri, et.al., 2011a; 2011b; 2012a; 2012b; 2013a; 2013b), and full scale on single pile nailed-slab (Nasibu, 2009; Dewi, 2009). This research is aimed to learn the behavior of Nailed-slab on soft clay due to loadings by conducting a full scale test. Loading positions will be varied in the center of slab, edge and interior.

TESTING INVESTIGATION

Soil Pond and Materials

Nailed-slab will be conducted on soft clay. A 6 m x 3.7 m soil pond was conducted by digging the existing soil until the depth of 2.5 m. On the 2 longer side was retained by masonry walls and supported by some temporarily girder. The anchorage system was build near the pond. Separator sheets were set on the pond walls and base to avoid the effects of surrounding existing soils. A 2.15 m of pond depth was filled by soft clay which taken from District Ngawi, East Java, Indonesia. The soft clay properties are presented in Table 1.

The slab and piles were reinforced concrete. The concrete strength characteristic of slab and piles were 29.2 MPa and 17.4 MPa respectively. The flexural strength of the slab was 4,397.6 kPa.

Dimension of Fullscale Nailed-slab

The dimension of Nailed-slab System was 6.00 m x 3.54 m, 0.15 m in slab thickness, and the slab was stiffened by installing micro piles underneath. Micro piles dimension was 0.20 m in diameter and 1.50 m in length. The spacing between piles was 1.20 m. All piles were

installed under the slab and connected monolithically by using thickening slab connectors (0.40 m × 0.40 m and 0.20 m in thickness). Each end of slab is equipped by the vertical concrete wall barrier. There was a 5 cm lean concrete thickness under the slab. The piles configuration and other nailed-slab detail are shown in Fig. 1. Fullscale model represents a three pile rows of rigid pavement section.

Table 1 Softclay Properties

No.	Parameter	Unit	Average
1	Specific gravity, G_s	-	2,55
2	Consistency limits:		
	- Liquid limit, LL	%	88,46
	- Plastic limit, PL	%	28,48
	- Shrinkage limit, SL	%	9,34
	- Plasticity index, PI	%	59,98
	- Liquidity index, LI	%	0,36
3	Natural water content, w_n	%	50,49
4	Water content, w	%	54,87
5	Clay content	%	92,93
6	Sand content	%	6,89
7	Bulk density, γ	kN/m ³	16,32
8	Dry density, γ_d	kN/m ³	10,90
9	Undrained shear strength, s_u		
	- Undisturbed	kN/m ²	20,14
	- Remolded	kN/m ²	11,74
10	CBR	%	0,83
11	Soil classification:		
	- AASHTO	-	A-7-6
	- USCS	-	CH

Testing Procedures

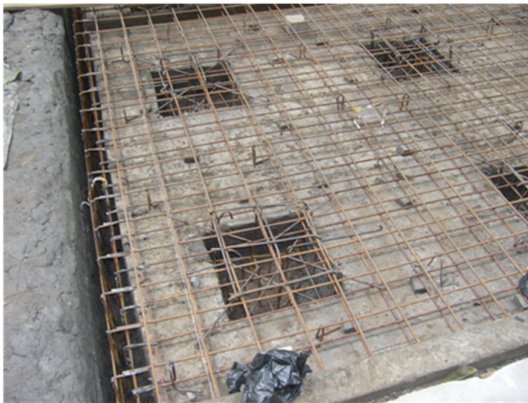
The steps in construction of fullscale Nailed-slab can be briefly described as follows: the pond was filled by soft clay until the soil thickness reach 2.15 m. Soft clay was spread about 15 cm in thickness per layer with controlled water content, and then it was compacted by 3 passing of manual compaction. Each soil layer thickness was decreased to about 10 cm per layer. Soft clay was cured by covering its surface with plastic sheet and wet carpet. Some soil investigations were conducted, i.e. soil boring, vane shear test, CBR test, and plate load test. After that, 15 concrete piles were driven by pre-drilled method and then continued by hydraulic jacking until the pile top reach the design level. Two piles were instrumented for measuring surface concrete strain and rebar strain. Some piles were tested for compression bearing capacity, tension capacity, and lateral bearing capacity. Soil was excavated for thickening slab and also assembled 4 pressure meters on soil surface in deferent location. The 5 cm lean concrete then poured on the soil surface, and continued by conducting CBR test and plate load test after 3 days. The slab and vertical wall barrier reinforcement rebar were assembled and included with setting up strain-gauges. And then concrete was poured



a)



b)



c)



d)

Fig.2 Construction on Fullscale Nailed-slab System; a) cured soft clay on the pond, b) pre-drilled driving piles, c) concrete reinforcement, d) finishing of concrete pouring

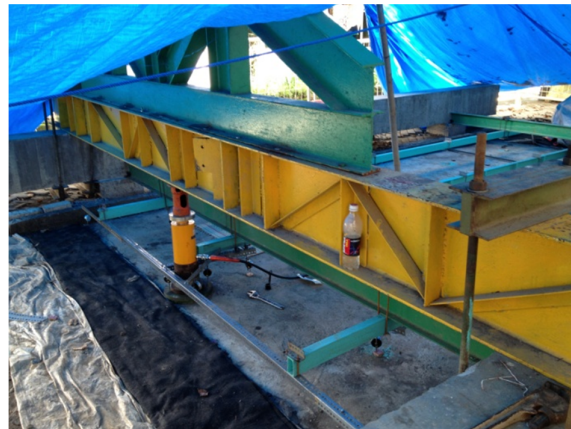


Fig.3 Loading test on the edge of slab

RESULTS AND DISCUSSIONS

LOADING TEST RESULTS

In this paper, loading test results will be presented for 3 loading positions, i.e. centric load (point A), edge load (point C), and interior load (point D). Every load points were not loaded until failure, except reach the early of plastic zone.

Centric loads (point A)

The increment load was two times the previous loading. Loading intensity was began at $P = 0$ kN, then increased to $P = 5$ kN, 10 kN, 20 kN, 40 kN, 80 kN, 160 kN, and 220 kN ($\pm 5.5 \times 40$ kN design single wheel load for highway) respectively. Then, loading intensity was decreased gradually from $P = 220$ kN became $P = 80$ kN, 40 kN and 0 kN. The $P-\delta$ relationship for centric load is presented in Fig. 4a. It can be seen although the load reached 220 kN ($\pm 5.5 \times 40$ kN design single wheel load), the maximum deflection occurred on the load point was still small (about 4.20 mm). The maximum bearing capacity of the tested Fullscale Nailed-slab is much greater than 220 kN (expected 427 kN, simply calculated from 20.14 kPa $\times 21.24$ m²) which is indicated by the curve a long way offs the asymptote. But then the non linear response is occurred at load 160 kN. The linear response is clearly seen at the curve for load smaller than 160 kN, which the load 160 kN is quite enough (reached $\pm 4 \times 40$ kN design single wheel load). So, deflection due to load $P = 40$ kN is in linear-elastic zone. Deflection responses for others points are not discussed since they have smaller deflection values.

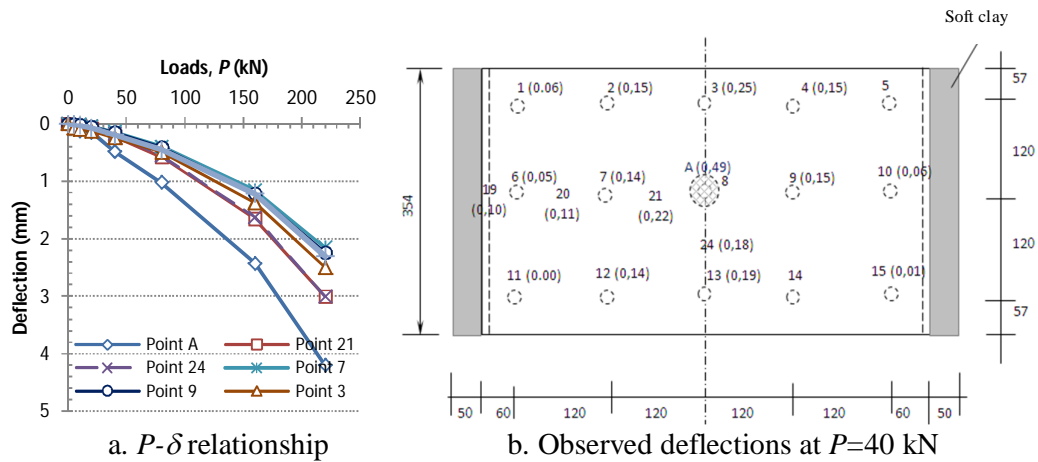


Fig.4 Results for centric load. Note: distance in cm, deflection in mm (indicated by parenthesis)

Fig.5 shows deflection shape along the slab (cross section in field condition). It is seen that deflection shape is a bowl shape and Fig.4b also indicates this phenomenon. This phenomenon fulfilled the expectation that the more and more from loading point the deflections tend to experience smaller. It indicates that all piles gave good response and the system (installed micro piles, concrete slab, and thickening slab which connected the pile and slab) worked perfectly. However, the end of slab was experienced relatively insignificant settlement. That is the observation for all loading intensity. In case of standard

single wheel load 40 kN (in load pressure 566 kPa), then the settlement of the end of slab was not significantly, only about 0.10 mm. It will not be the problem for end of slab in cross section of the fullscale slab model, because the highway in the field will be constructed by longest segment compare to the road width. Nailed-slab System is suggested to construct using continuous reinforced concrete pavement. Thus the significant settlement of the end of slab in cross section of the prototype will be very significantly reduced in field application.

According to above discussion, it can be summarized for monotonic center loading as follows: (a) Fullscale Nailed-slab has higher bearing capacity above 220 kN (expected about 427 kN), (b) linear elastic-response is kept until load 160 kN, (c) higher stiffness, i.e. at load 40 kN the deflection experienced only 0.49 mm indicates that the installed piles under the slab was stiffer enough as a slab stiffener, and (d) all installed piles were able to response similarly in 3D that indicated by symmetrical deflected-bowl shape.

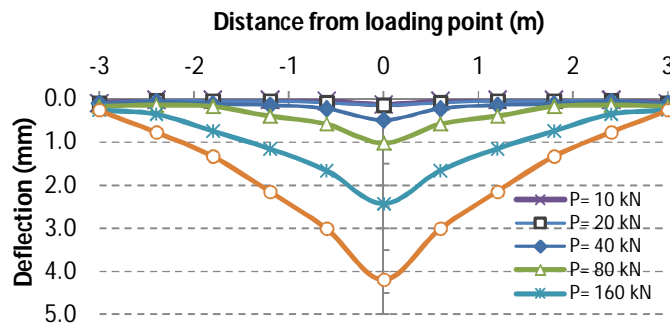
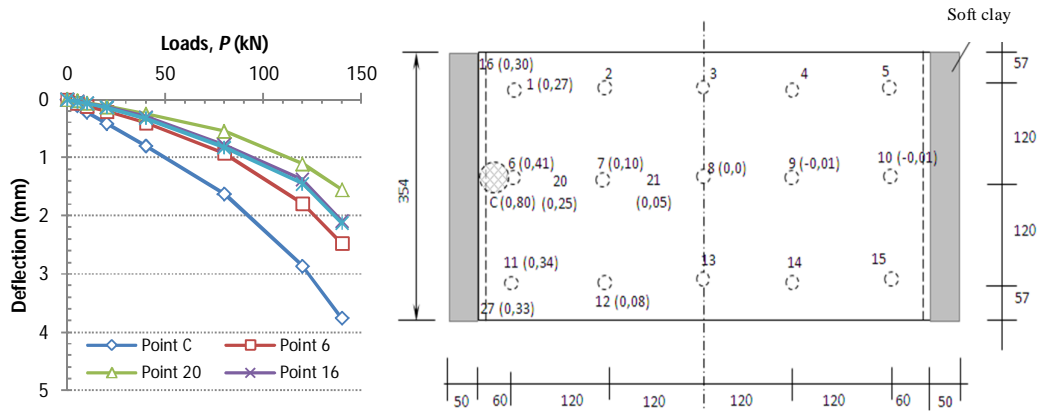


Fig.5 Deflection shape along the slab due to centric load

Edge loads (Point C)

P - δ relationship for edge loads is shown in Fig.6a. Loading intensity was increased gradually from $P=0$ kN, then became respectively $P=5$ kN, 10 kN, 20 kN, 40 kN, 80 kN, 120 kN, and 140 kN ($\pm 3.5 \times 40$ kN design single wheel load). Then, loading intensity was decreased gradually from $P=140$ kN became $P=80$ kN, 40 kN, 20 kN and 0 kN. It can be seen although the load reached 140 kN ($\pm 3.5 \times 40$ kN design single wheel load), the maximum deflection occurred on the load point is still small (about 3.76 mm). Furthermore, the curve a long way off the asymptote. This indicates that the maximum bearing capacity is much greater than 140 kN. But then the non linear response is about to occurred at load 80 kN. The linear response is clearly seen at the curve for load smaller than 80 kN, which the load 80 kN is quite enough (reached $\pm 2 \times 40$ kN design single wheel load). Thus, the linear response caused by edge loading is about a half of linear response of centric load. Deflection responses for others points are not discussed since they have smaller deflection values.



a. P - δ relationship
 b. Observed deflections at $P=40$ kN
 Fig.6 Results for edge load. Note: distance in cm, deflection in mm (indicated by parenthesis)

Deflection shape along the slab (cross section in field condition) shows in Fig.7. It is seen that deflection shape is a half bowl shape and Fig.6b also indicates this phenomena at loading $P = 40$ kN. However, the end of slab across the load position was not uplifted. It is caused by the contribution of uplift resistance from installed piles under the slab. Each corner of slab near the loading point experienced little bit significant settlements about 0.33 mm. It will not be the problem for field application. This settlement will be decreased significantly by longest the pavement length.

It can be summarized for monotonic edge loading as follows: (a) Fullscale Nailed-slab has high enough bearing capacity above 140 kN (b) higher stiffness, i.e. at load 40 kN the deflection experienced only 0.80 mm, and (c) linear elastic-response is kept until load 80 kN.

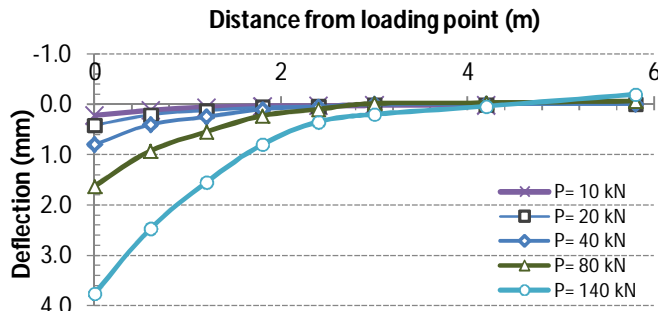
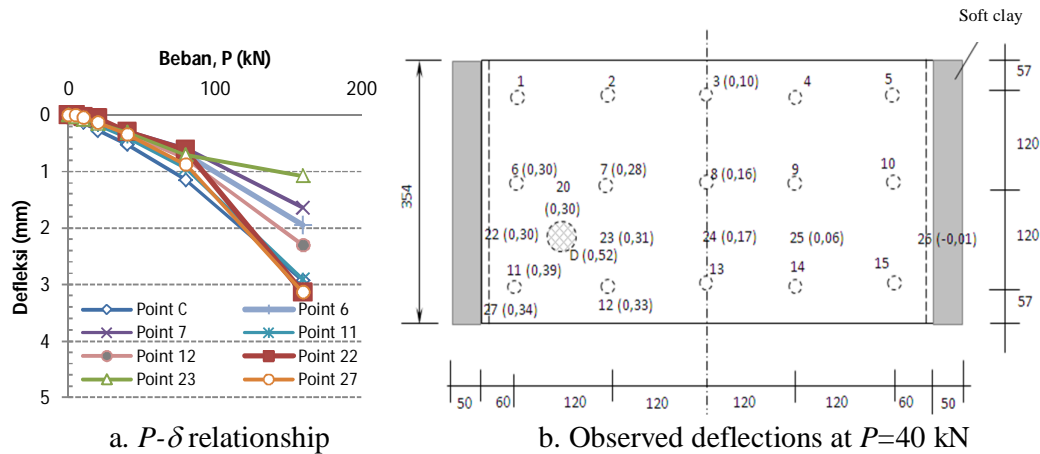


Fig.7 Deflection shape along the slab due to edge load

Interior loads

Fig.8a shows P - δ relationship for interior loads (point D). It can be seen although the load reached 160 kN ($\pm 4 \times 40$ kN design single wheel load), the maximum deflection occurred

on the load point is still small (about 2.93 mm). Furthermore, the curve a long way off the asymptote. This indicates that the maximum bearing capacity is much greater than 160 kN. But then the non linear response is about occurred at load 80 kN. The linear response is clearly seen at the curve for load smaller than 80 kN, which the load 80 kN is quite enough (reached $\pm 2 \times 40$ kN design single wheel load). Thus, the linear response caused by interior loading is similar to edge loading about a half of linear response of centric load. Deflection responses for others points are not discussed since they have smaller deflection values.



a. $P-\delta$ relationship
b. Observed deflections at $P=40$ kN
Fig.8 Results for interior load. Note: distance in cm, deflection in mm (indicated by parenthesis)

Deflection shape along the slab (cross section in field condition) shows in Fig.9. It is seen that deflection shape closes to a bowl shape and Fig.8b also indicates this phenomena at loading $P = 40$ kN. However, the end of slab across the load position was not uplifted. It is caused by the contribution of uplift resistance from installed piles under the slab. Each corner of slab near the loading point experienced little bit significant settlements about 0.34 mm. It will not be the problem for field application. This settlement will be decreased significantly by longest the pavement length.

It can be summarized for monotonic interior loading as follows: (a) Fullscale Nailed-slab has high enough bearing capacity above 160 kN, (b) higher stiffness, i.e. at load 40 kN the deflection experienced only 0.52 mm, and (c) linear elastic-response is kept until load 80 kN.

DIFFERENTIAL SETTLEMENT

Differential settlement for various loading position is shown in Fig.10. It can be seen that the differential settlement at single wheel load 40 kN for all loading positions are not significant. Linear elastic-response for centric load is kept until load 160 kN while for edge and interior loading are kept until load 80 kN. Centric load and edge load have similar maximum differential settlement, but they are occurred at different load intensity, and maximum differential settlement for interior loading is smallest.

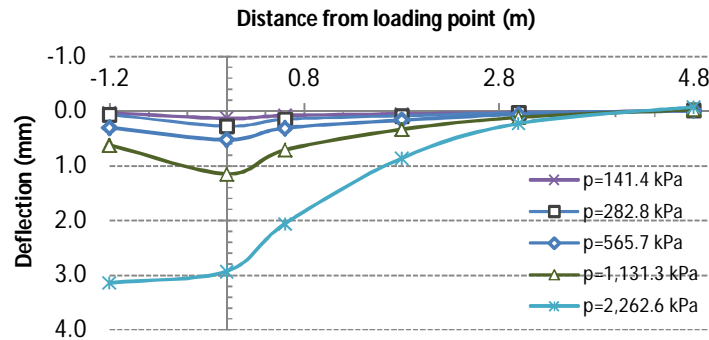


Fig.9 Deflection shape along the slab due to interior load

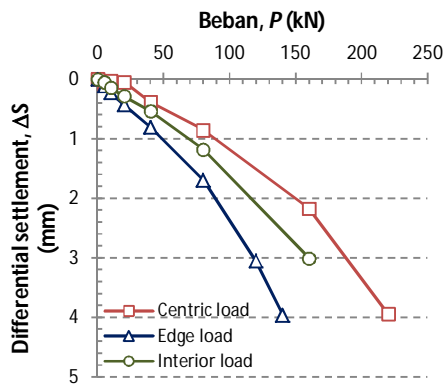


Fig.10 Differential settlement for various loading position

STRAIN IN CONCRETE AND REBAR

It was also conducted the observation on the strain of pile concrete surface and rebar, and soil response under lean concrete. But then the soil responses were not recorded because the pressure meter equipments were not worked. Instrumentation for monitoring the strain of concrete and rebar were installed on the pile number 6 and 7. Concrete straingauges were set up on 3 different positions; upper side of pile, middle side, and lower side near the end of pile (Fig. 11). Concrete strain gauge is symbolized by CP and followed by number of pile and number of strain gauge position (no. 1, 2, and 3 for upper side, middle side, and lower side respectively). CP6-1 means the concrete strain gauge on pile no. 6 for upper position. Rebar strain gauge were consisted of strain gauge for main rebar and shear rebar which were symbolized by letter T and S respectively. Strain in the slab rebars were also monitored by install the strain gauges on transversal and longitudinal rebars toward the center line of pavement. SRT-A and SRT-B means the strain gauge on transversal rebar for upper layer and lower layer respectively. And SRL-A and SRL-B means the strain gauge on longitudinal rebar for upper layer and lower layer respectively. These strain gauges were located in the slab under point D.

The recorded strain is shown in Fig.12a for strain on piles due to centric load and Fig.12b for strain in slab rebar due to interior load. Unfortunately, CP6-2 and CP7-2 were not detected, instead for RP6-T, and CP7-3 and RP7-T had unrealistic results. Strain on surface

concrete and rebar for pile no. 6 experienced lower strain. The CP7-1 indicates the upper part of pile no. 7 experienced compression until load 160 kN the continued by tension strain. And the shear-rebar experienced compression which almost reached yield condition ($1,400 \mu\epsilon$) at load 80 kN. Strain in all slab-rebars experienced compression up to load 80 kN then continued changing became tension. But the strains were very lower.

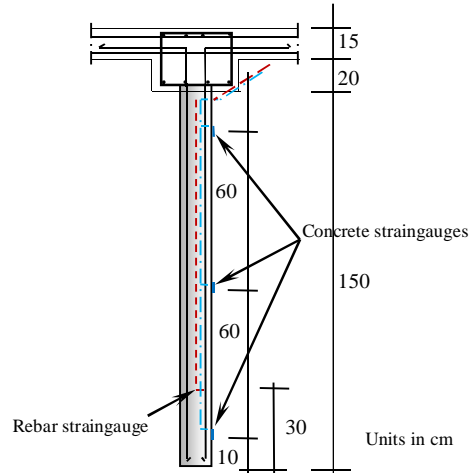
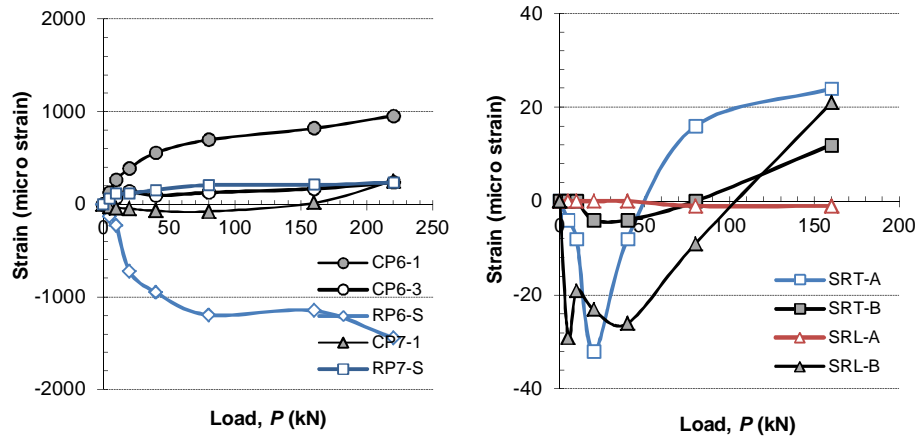


Fig. 11 Strain gauge position in the instrumented pile



a. Strain on piles

b. Strain in slab rebars

Fig.12 Strain behavior on piles and slab due to loads

CONSIDERATION FOR PRACTICAL APPLICATION

Considering the results and discussion in previous section, the testing results show that the performance of Nailed-slab System is promising. This system has higher bearing capacity and installed pile under the slab well functioned as a slab stiffener. Since this system will be functioned as pavement in the field, the Nailed-slab will have extensive area and installed

pile under the slab will also move more and more to all directions. So the performance of this system would be better due to bearing capacity and reduction on the slab deflection.

Nailed-slab can be constructed directly on soft soils. It is necessary to strip the soil surface to avoid organic materials. This system will have higher bearing capacity and stiffness, and also has no problem in consolidation settlement (because there is no embankment on soft soils, smaller slab thickness that reduce self weight, and generally the loads will be temporary loadings). In case the pavement surface level is customarily constructed higher than soil level to avoid floods, and then the Nailed-slab System can be combined with light weight embankment materials. The Nailed-slab System can also be combined with necessary soil improvement, because this system is not about soil improvement but rather about the method to gain performance of rigid pavement on soft soils.

Using of short micro piles in the Nailed-slab System will be easier in construction and no need heavy equipments and working platform for heavy equipments passing (consists of 35 cm thickness of sub base layer and 15 cm lean concrete). With the result that it will be less in time consuming and relatively inexpensive construction cost.

CONCLUSIONS

Monotonic loading test by variation in loading position on the fullscale model of Nailed-slab System were conducted. According to loading test results and discussion, several important conclusions can be concluded as follows

1. Fullscale Nailed-slab has linear elastic-response until load 160 kN,
2. installed piles under the slab which embedded into the soils was stiffer enough as a slab stiffener,
3. piles and slab was connected monolithically by using slab thickening (0.40 m x 0.40 m in area and 0.20 m in thickness),
4. shape of deflected bowl indicated that the all installed piles were able to response similarly in 3D,
5. occurred deflection due to loading was very small (about 0.80 mm for edge load intensity $P = 40$ kN), loading position was not significantly influence to the maximum deflection and bearing capacity,
6. for three different load positions were shown that the strains on piles and slab rebars experienced safety condition for single wheel load,
7. it is concluded that the system is promising for practical application and the construction of the Nailed-slab System will be less in time consuming and relatively inexpensive construction cost by using the short micro piles.

REFERENCES

- Dewi, D.A., 2009, Study on Effect of Single Pile Due to the Value of Equivalent Modulus of Subgrade Reaction from Full-scale Loading Tests, *Master Theses*, Graduate Program Gadjah Mada University, Yogyakarta, Indonesia.
- Eng-Tips Forums, 2006, *Tolerable Settlement of Rigid Pavement*, 26 April 2006, <http://www.eng-tips.com/viewthread.cfm?qid=152937> &page=3, accessed by 11 July 2011.

- Hardiyatmo, H.C., 2008, Nailed-slab System for Reinforced Concrete Slab on Rigid Pavement, *Proc. of National Seminar on Appropriate Technology for Handling Infrastructures*, MPSP JTSL FT UGM., Yogyakarta, Indonesia, pp. M-1—M-7.
- Hardiyatmo, H.C., 2009, Method to Analyze the Slab Deflection by Using Equivalent Modulus of Subgrade Reaction for Flexible Slab Structure, *Dinamika Teknik Sipil*, Vol.9 No.2, pp. 149-154.
- Hardiyatmo, H.C., 2011, Method to Analyze the Deflection of the Nailed Slab System, *IJCEE-IJENS*, Vol 11. No. 4, pp. 22-28.
- Hardiyatmo, H.C., and Suhendro, B., 2003, Pile Foundation with Thin Pile Cap as an Alternative to Solve Problems of Building on Soft Soils, *Report of Competitive Grant Research of Higher Education*, Institute for Research and Community Service, Gadjah Mada University, Yogyakarta, Indonesia.
- Nasibu, R., 2009, Study on Modulus of Subgrade Reaction Due to Effect of Pile Attached Under Plate (Loading Test on Fullscale), *Master Theses*, Graduate Program Gadjah Mada University, Yogyakarta, Indonesia.
- Puri, A., Hardiyatmo, C. H., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2011a. Experimental Study on Deflection of Slab which Reinforced by Short Friction Piles in Soft Clay, *Proc. of 14th Annual Scientific Meeting (PIT) HATTI*, HATTI, Yogyakarta, 10-11 Februari, pp. 317-321.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., dan Rifa'i, A., 2011b, Contribution of Wall Barrier to Reduce the Deflection of Nailed-Slab System in Soft Clay, *Proc. of 9th Indonesian Geotech. Conf. and 15th Annual Scientific Meeting (KOGEI IX & PIT XV) HATTI*, HATTI, Jakarta, 7-8 Desember 2011, pp. 299-306.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2012a, Determining Additional Modulus of Subgrade Reaction Based on Tolerable Settlement for the Nailed-slab System Resting on Soft Clay, *IJCEE-IJENS*, Vol. 12 No. 3, pp. 32-40.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2012b, Application of The Additional Modulus of Subgrade Reaction to Predict The Deflection of Nailed-slab System Resting on Soft Clay Due to Repetitive Loadings, *Proc. of 16th Annual Scientific Meeting (PIT) HATTI*, Jakarta, 4 December, pp. 217-222.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2013a, Pile Spacing and Length Effects Due To the Additional Modulus of Subgrade Reaction of the Nailed-Slab System on the Soft Clay, *Proc. of 13th International Symposium on Quality in Research (QiR)*, Yogyakarta, 25-28 June 2013, pp. 1032-1310.
- Puri, A., Hardiyatmo, H.C., Suhendro, B., and Rifa'i, A., 2013b, Deflection Analysis of Nailed-slab System which Reinforced by Vertical Wall Barrier under Repetitive Loading, *Proc. the 6th Civil Engineering Conference in Asian Region (CECAR6)*, Jakarta, 20-22 August 2013, pp. TS6-10—TS6-11.
- Suhendro, B., 2006, *Modified Chicken Foot Foundation System as an Alternative Solution for Road Construction on Soft Soils*, Buku 60 Tahun Republik Indonesia, Jakarta, Indonesia.
- Suhendro, B., dan Hardiyatmo, H.C., 2010, Modified Chicken Foot Pavement System as an Alternative Solution for Road Construction on Soft Soils, Expansive, and Embankment, *Proc. of One Day Seminar and Exhibition 2010 New Innovative Technology on Highway and Bridge*, DPD HPJI Jatim, Surabaya, 31 Maret 2010.
- Taa, P.D.S., 2010, Effects of Installation of Group Pile Due to Slab Uplift of Nailed-slab Resting on Expansive Subgrade, *Master Theses*, Graduate Program Gadjah Mada University, Yogyakarta, Indonesia.



KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
KOORDINASI PERGURUAN TINGGI SWASTA (KOPERTIS) WILAYAH X
(SUMATERA BARAT, RIAU, JAMBI dan KEPULAUAN RIAU)

Alamat Kantor: Jln. Khatib Sulaiman Padang
Telepon: 0751-7056737 Fax: 0751-7056737 e-mail: kopertisx.ict@gmail.com

Nomor: 195 /010/KM/2013

Padang, 27 Februari 2013

Lamp.: 1 (satu) Exp.

Hal: **Hibah Penelitian Desentralisasi Usulan Baru
Tahun Anggaran 2013**

Kepada: Yth.

1. **Rektor/ Ketua /Direktur Perguruan Tinggi Swasta
Dilingkungan Kopertis Wilayah X**
2. **Ketua Lembaga Penelitian / LPPM PTS**

di

TEMPAT

Sehubungan dengan surat Direktur Penelitian Dan Pengabdian Kepada Masyarakat Nomor : 0019/E5 2/PL/2013 tanggal 3 Januari 2013 tentang **Pendanaan Hibah Penelitian Desentralisasi Usulan Baru Tahun Anggaran 2013**, maka bersama ini dapat kami sampaikan sebagai berikut :

1. Direktorat Penelitian dan Pengabdian Kepada Masyarakat (Ditlitabmas) Dirjen Dikti telah melaksanakan Kegiatan Evaluasi Kelayakan Penelitian Usulan Baru Desentralisasi yang akan didanai pada Tahun Anggaran 2013 (*daftar terlampir*).
2. Sebagaimana daftar terlampir, kami harapkan agar saudara dapat memperhatikan hal-hal sebagai berikut :
 - a. Pendanaan bagi proposal Penelitian Desentralisasi Lanjutan tersebut dapat dilaksanakan setelah DIPA keluar dan dilakukan penandatanganan surat perjanjian pelaksanaan penelitian antara **Ketua Lembaga Penelitian** dengan **Peneliti Penerima Hibah**.
 - b. Peneliti hanya diperbolehkan sebagai **Ketua di satu kegiatan penelitian dan Anggota di satu penelitian lainnya** atau sebagai Anggota di dua kegiatan penelitian yang berasal dari skim yang lain penelitian Ditlitabmas.
 - c. Setelah penelitian dilaksanakan, lembaga Penelitian/LPPM harus membuat rekap **laporan kemajuan** dan **laporan akhir** selanjutnya rekap tersebut dikirim ke Ditlitabmas Ditjen Dikti dan lampirannya yang berisi : **Surat Pelaksanaan Kegiatan, Berita Acara Serah Terima, Laporan Kemajuan dan Laporan Penggunaan Dana** disimpan di Lembaga masing-masing dan satu rangkap fotocopinya dikirim ke Sub. Bagian Kemahasiswaan Kopertis Wilayah X.
 - d. Perguruan Tinggi wajib melakukan monitoring dan evaluasi internal pelaksanaan penelitian di lapangan, setelah Penelitian dilaksanakan kurang lebih empat bulan, sejak dilakukan penandatanganan Surat Perjanjian Pelaksanaan Penelitian.
3. Perlu kami sampaikan bahwa berdasarkan PERMENDIKBUD No. 1 Tahun 2013 bahwa Struktur Organisasi Kantor (STOK) Kopertis ada perubahan mulai dari Januari 2013, khususnya untuk Penelitian dan Pengabdian Pada Masyarakat akan dikelola oleh **Sub. Bagian Kemahasiswaan Kopertis** Untuk mempermudah operasional pelaksanaan administrasi yang menyangkut dengan hal tersebut dapat menghubungi kontak person an Rumenda, SE, MM : HP. 081266327770 atau Laida Prefni, S Kom : HP. 08126705185
4. Untuk kelengkapan administrasi pengelolaan pencairan dana Hibah Penelitian Desentralisasi Usulan Baru, kami harapkan Ketua Lembaga Penelitian / LPPM agar segera dapat mengirimkan kembali, sebagai berikut :
 - a. Biodata Ketua Lembaga Penelitian / LPPM (form terlampir)
 - b. Fotocopi Rekening LPPM



KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
KOORDINASI PERGURUAN TINGGI SWASTA (KOPERTIS) WILAYAH X
(SUMATERA BARAT, RIAU, JAMBI dan KEPULAUAN RIAU)

Alamat Kantor : Jln. Khatib Sulaiman Padang
Telepon. 0751- 7056737 Fax : 0751-7056737. e-mail : kopertiss.jct@gmail.com

- c. Materai 6000 sebanyak 4 (empat) buah
- d. Fotocopi NPWP LPPM (jika seandainya LPPM belum mempunyai rekening dan NPWP sendiri, atau menggunakan rekening dan NPWP Perguruan Tinggi).

Berkenaan dengan hal-hal tersebut diatas kami sangat mengharapkan kerjasama dan partisipasi Saudara bersama Ketua Lembaga Penelitian untuk dapat membantu dalam proses pelaksanaan penelitian bagi peneliti yang sudah lolos dari seleksi Evaluasi Kelayakan Penelitian Usulan Baru Desentralisasi oleh Direktorat Jenderal Pendidikan Tinggi.

Demikianlah kami sampaikan atas kerjasamanya diucapkan terima kasih.

Koordinator,

Prof. Dr. Damsar, MA
Nip. 196307031989011002

Tembusan : Yth.


1. Bpk. Dirjen Dikti Kemdikbud di Jjakarta
2. Direktur Penelitian dan Pengabdian Kepada Masyarakat Dikti di Jakarta
3. Arsip.

**LAMPIRAN PENDANAAN HIBAH PENELITIAN
DESENTRALISASI LANJUTAN TAHUN ANGGARAN 2013**

NO	PTS	NAMA PENELITI		JENIS PENELITIAN			JUDUL PENELITIAN	DANA	
				FUNDAMENTAL	HIBAH BERSAING	DISERTASI DOKTOR			
1	Universitas Islam Riau	1	Hamdi Agustin ✓	-	-	v	Analisis variabel-variabel penentu kinerja bank di Indonesia	Rp	37,500,000 ✓
		2	Anas Puri ✓	-	-	v	Uji skala penuh sistem pelat terpaku pada lempung lunak	Rp	44,500,000 ✓
		3	Zetnuslita ✓	v	-	-	Hubungan motivasi kerja dan kesejahteraan terhadap kinerja guru matematika di Kota Pekanbaru	Rp	30,000,000 ✓
		4	Sri Rezeki ✓	-	v	-	Penetapan model intervensi fungsi step ganda untuk evaluasi dampak krisis dan kebijakan larangan perjudian terhadap pariwisata di Batam	Rp	45,000,000 ✓
Jumlah Penelitian				1	1	2		Rp	157,000,000

Padang, 27 Februari 2013

Koordinator,

Prof. Dr. Damsar, MA 

Nip. 196307031989011002