

## Perilaku Lentur Panel Beton *Semi-Precast* pada Daerah Lapangan Tanpa Metode Perkuatan Elemen Pracetak: Tinjauan pada 1, 2 dan 3 Panel

(Flexural Behaviour of Semi-Precast Concrete Panel on the Midspan Without Precast Element's Shear Reinforcement Method: Study on 1, 2 and 3 Panels)

UMI KHOIROH, SUPRPTO SISWOSUKARTO, BAMBANG SUPRIYADI

### ABSTRACT

A slab where only the lower portion of the floor slab is prefabricated and receives the top layer of floor slab which is cast in situ, in the context of this research is called semi-precast. For small projects, the transportation, storage, and installation of precast units can be a problem. There will be more problem if it is located in congested urban area. For this reason, precast slab panel system in smaller size and weight was introduced. The precast concrete element which is has a rough surface was predicted capable to act as composite, although no shear reinforcement method was used. The objective of this research is to study the characteristic behavior of semi-precast panel without shear reinforcement method on its interface. The characteristic investigated includes flexural capacity, stiffness, ductility, and failure mode of the slab. In this study, the specimens were divided into two groups. The first group is monolith slab that consists of one, two, and three panel(s). Each panel has 120 mm thickness, 3000 mm span length, and 200 mm width of concrete slab. The second group is semi-precast slab that consists of one, two, and three panel(s). Each panel has 70 mm thick precast slab that serves as formwork for 50 mm in situ concrete layer, to form a 120 mm thick of concrete slab. Dimension and shape between semi-precast and monolith slabs are identical. All specimens were tested under static load and failure load. Experimental results revealed that the stiffness of semi-precast slabs is lower than the monolith slab. More number of panels reduced stiffness differences between semi-precast and monolith slab. It also increases the value of stiffness and flexural capacity of the slabs. The failure mode and crack pattern is classified as flexure. Existence of interface plane which is using no shear reinforcement method can decrease the value of stiffness and flexural capacity of the slab. From the results, it is shown that the slip occurred on the semi-precast slab's interface. It is predicted that the slip was due to the influence of no shear reinforcement on the interface.

**Keywords:** flexural behavior, semi-precast panel, without shear reinforcement method

### PENDAHULUAN

Dalam beberapa tahun terakhir, teknologi pracetak telah menjadi satu dari teknologi konstruksi yang paling menarik. Sebuah pelat dimana hanya bagian terbawahnya yang merupakan elemen pracetak, dalam konteks penelitian ini disebut sebagai pelat semi-pracetak. Pelat pracetak yang termasuk dalam kategori *large-panel systems*, dalam proses

pengangkatan dan pemasangannya membutuhkan alat-alat berat dan rumit. Untuk itu, dibuat suatu sistem panel pelat pracetak dengan dimensi dan massa yang lebih kecil.

Elemen pracetak yang terbuat dari beton memiliki permukaan yang relatif kasar. Karakter permukaan beton yang kasar ini diperkirakan telah cukup mampu meningkatkan ikatan geser antar elemen pracetak dan *cast in-situ*, sehingga tidak diperlukan lagi tambahan metode perkuatan

pada elemen pracetaknya. Tujuan penelitian ini adalah untuk mempelajari karakteristik panel *semi-precast* tanpa metode perkuatan pada bidang *interfacenya*. Karakteristik yang dipelajari meliputi kapasitas lentur, kekakuan, daktilitas, dan jenis keruntuhan pelat.

#### TINJAUAN PUSTAKA

Pelat merupakan elemen yang memiliki permukaan datar dan ketebalannya jauh lebih kecil dibandingkan dimensi yang lain, sehingga biasanya dipakai untuk membentuk lantai, atap, tangga, jembatan dan pelabuhan. *One-way slab* adalah jenis pelat yang paling dasar dan umum. *One-way slab* ditumpu pada dua sisi yang berlawanan dan lenturan hanya timbul di satu arah saja, yaitu pada arah sisi yang lebih pendek. *Two-way slabs* ditumpu pada keempat sisinya dan lenturan timbul pada dua arah yang saling tegak lurus. Namun, pelat yang ditumpu pada keempat sisinya dapat dianggap sebagai *one-way slab* apabila perbandingan antara panjang dan lebar pada dua sisi saling tegak lurus lebih besar dari 2.

Struktur beton komposit didefinisikan sebagai elemen beton pracetak dan/atau beton dicor setempat yang dibuat dengan tahap pengecoran yang terpisah tetapi saling berhubungan sedemikian hingga seluruh elemen bereaksi terhadap beban sebagai satu lendutan (SNI 03-2847-2002).

Pelat komposit terdiri dari lantai kerja (profil baja, papan kayu, ataupun panel *precast*) yang bekerja bersama dengan beton bertulang *cast in-situ* agar dapat berperilaku komposit. Lantai kerja tidak hanya berfungsi sebagai bekisting permanen untuk beton, tetapi juga menghasilkan ikatan geser dengan beton.

Bass et al. (1989) melakukan penelitian mengenai kapasitas geser pada permukaan beton yang baru dicetak dan beton *existing*. Pembebanan berupa beban siklik yang mengakibatkan tegangan geser pada bidang pertemuan beton lama dan baru. Dari penelitian ini disimpulkan bahwa perlakuan permukaan dengan cara *heavily sandblasting* memberikan tegangan geser yang maksimum.

Kumar dan Ramirez (1996) melakukan pengujian terhadap panel pelat lantai jembatan prategang untuk mengevaluasi kekuatan geser horizontal antara panel pracetak prategang dan beton cetak di tempat, serta dikaji perilaku

komposit termasuk gaya geser horizontal dan karakteristik gelinciran permukaan. Dari penelitiannya disimpulkan bahwa diantara pelat pracetak dan beton *in-situ* tidak memerlukan *shear connector* jika tegangan geser rata-rata nominal pada bidang pertemuan kurang dari 116 psi ( $0,80 \text{ MPa} = 8 \text{ kg/cm}^2$ ).

Perencanaan kekuatan komponen struktur untuk beban lentur dan aksial menurut SNI 03-2847-2002, pasal 12.2, didasarkan pada pemenuhan kondisi keseimbangan gaya, kompatibilitas regangan, dan asumsi yang berlaku. Pada kondisi regangan seimbang terjadi pada penampang ketika tulangan tarik mencapai regangan yang berhubungan dengan tegangan leleh  $f_y$  pada saat yang bersamaan dengan tercapainya regangan batas 0,003 pada bagian beton yang tertekan.

Saputra (2003) melakukan penelitian mengenai degradasi kekuatan lentur pelat beton bertulang gabungan pracetak dan *in-situ* yang menerima beban siklis *nonreversal*. Disimpulkan bahwa benda uji dengan *shear connector* mempunyai tingkat degradasi yang lebih rendah dari benda uji tanpa *shear connector*, beban *fatigue* tidak mempengaruhi kekuatan lentur linier maksimum; dan akibat beban siklis terjadi penurunan kekakuan pelat.

Joan (2003) melakukan penelitian tentang pengaruh beban lentur siklis pada kuat lekat dan kapasitas momen pelat beton gabungan pracetak dan *insitu* yang didukung sederhana di kedua sisi. Kuat lentur dan beban saat terjadi retak berturut-turut sebesar 479,2 kN dan 200,94 kN. Rasio antara beban maksimum dan kekuatan lentur adalah 16,7 %. Penurunan kuat lentur benda uji dengan  $10^3$ ,  $10^4$ , dan  $10^5$  siklus pembebanan berturut-turut adalah 2,96 %, 5,93 %, dan 8,89 %. Kuat lekat antara beton lama dan baru akan menurun dengan bertambahnya jumlah siklis pembebanan.

Menurut Gere dan Timoshenko (1985) kekakuan adalah gaya yang dibutuhkan untuk menghasilkan suatu lendutan sebesar satu satuan. Nilai kekakuan merupakan kemiringan garis dari hubungan antara beban dan lendutan.

Faktor utama yang menyebabkan retak adalah tegangan yang terjadi, terutama tegangan tarik. Pembatasan retak dapat dicapai dengan membatasi tegangan (Vis & Kusuma, 1993).

Menurut McCormac (2001) pola retak untuk balok dan pelat satu arah dibedakan menjadi 5

macam yaitu: retak geser, retak lentur, retak geser-lentur, retak puntir, dan retak lekatan.

Wang dan Salmon (1986) menyatakan retak beton biasanya disebabkan oleh hal-hal sebagai berikut :

1. Perubahan volume, termasuk akibat susut rangkai akibat beban tetap, tegangan akibat suhu dan perbedaan unsur kimia antara bagian beton.
2. Tegangan langsung dalam dan luar akibat penerusan (*continuity*), beban bertukar arah, lendutan jangka panjang, lendutan awal di dalam beton prategang, atau perbedaan penurunan di dalam struktur.
3. Tegangan akibat lentur.

Menurut Dewobroto (2005), perilaku keruntuhan yang dominan pada struktur balok pada umumnya adalah lentur, namun jika rasio L/h kecil maka digolongkan sebagai balok tinggi (*deep beam*), keruntuhan geser dominan.

Wang dan Salmon (1986) menyebutkan bahwa tipe keruntuhan plat yang mungkin terjadi akibat beban terpusat adalah serupa untuk balok tanpa penulangan. Tipe keruntuhan tersebut antara lain: keruntuhan geser-tekan (*shear-compression failure*) dan keruntuhan tarik-diagonal (*diagonal tension failure*).

Menurut Park dan Paulay (1975), daktilitas merupakan kemampuan suatu struktur untuk mengalami lendutan yang cukup besar pada saat beban maksimal tercapai sebelum mengalami keruntuhan. Besarnya daktilitas didefinisikan sebagai *displacement ductility factor*,  $\mu$ , yaitu:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (1)$$

dengan:

$\mu$  = *displacement ductility factor*

$\delta_u$  = lendutan ultimit

$\delta_y$  = lendutan saat leleh

Vaza et al. (2008) melakukan kajian dengan menggunakan pendekatan *numerical analysis*

terhadap lantai jembatan Sedayu Lawas yang dibangun pada tahun 1994 dan merupakan jembatan tipe Rangka Baja Australia kelas A dengan sistem lantai *Steel Deck Plate/CSP* beton K-350 non komposit bentang 100m+50m. Pembebanan yang dimasukkan meliputi beban mati jembatan dan beban lalu lintas yang dimodelkan sebagai beban statik. dari kajian terlihat bahwa aksi komposit memberikan tahanan yang lebih baik terhadap lendutan.

## METODE PENELITIAN

### *Bahan Penelitian*

Bahan-bahan yang digunakan dalam penelitian ini merupakan bahan-bahan yang lazim digunakan untuk pembuatan beton bertulang, yaitu baja tulangan merk KS HI dengan diameter 8 mm dan material penyusun beton normal.

Baja tulangan yang digunakan dalam pengujian kali ini memiliki tegangan leleh sebesar 430,23 MPa dengan regangan lelehnya senilai 0,0022, tegangan ultimit sebesar 592,39 MPa, dan modulus elastisitasnya sebesar 195,56 GPa.

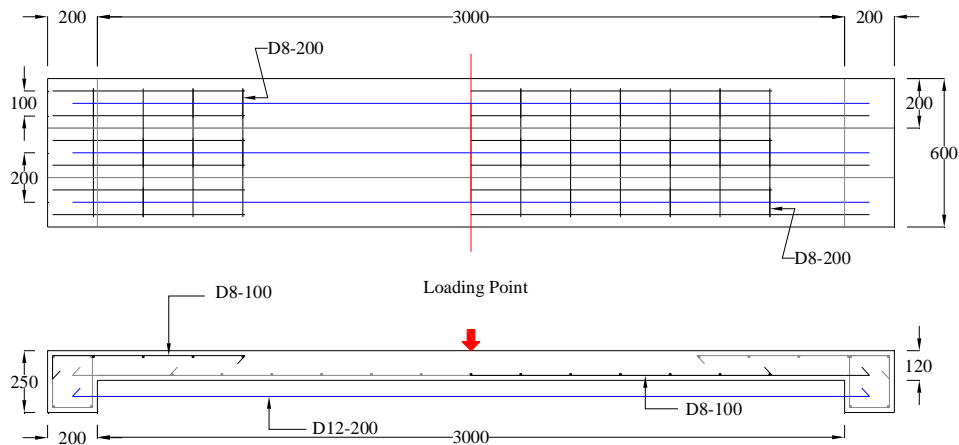
Kuat tekan beton ( $f'_c$ ) untuk beton panel dan monolit adalah sebesar 15,06 MPa, sedangkan untuk beton *topping* memiliki kuat tekan yang lebih besar, yaitu 17,7 MPa. Modulus elastisitas yang dihasilkan dari pengujian ini adalah 19,72 GPa untuk beton panel dan monolit, sedangkan untuk beton *topping* sebesar 22,50 GPa.

### *Pelaksanaan Penelitian*

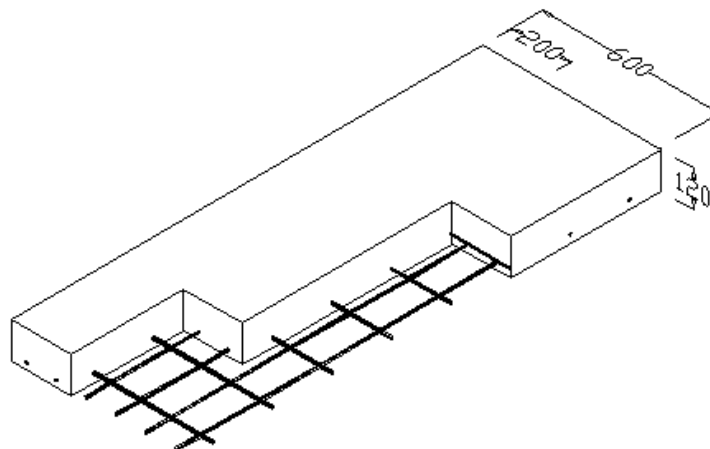
Benda uji terbagi menjadi dua kelompok. Kelompok pertama berupa pelat monolit yang terdiri dari 1 panel, 2 panel, dan 3 panel pelat yang dicor bersamaan dengan tumpuan baloknya. Kelompok kedua berupa pelat komposit yang terdiri dari 1 panel, 2 panel, dan 3 panel pelat pracetak, yang kemudian dilapisi dengan beton *in-situ* pada bagian atasnya. Spesifikasi benda uji dapat dilihat pada Tabel 1 dan Gambar 1 hingga Gambar 4.

TABEL 1. Spesifikasi benda uji

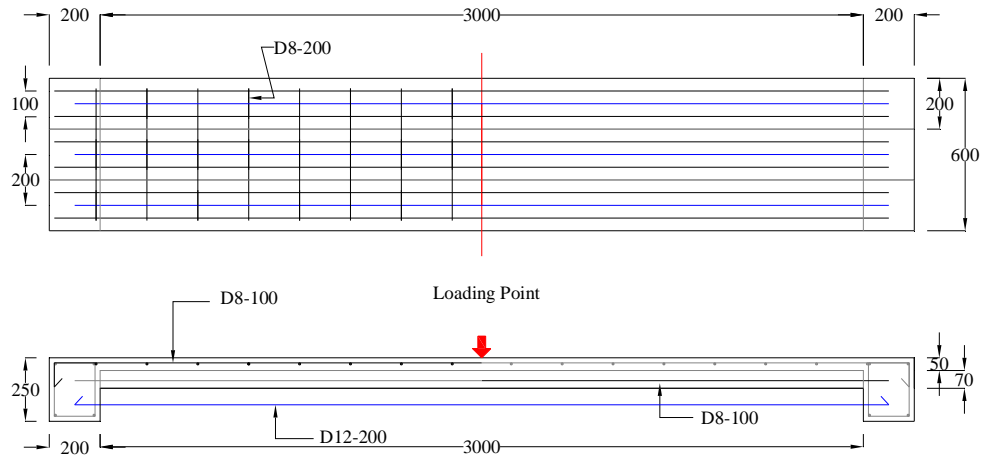
Benda Uji	Ukuran benda uji (p x l x t) (mm <sup>3</sup> )	Tulangan Lentur		Tulangan Susut	
		bawah	Atas	bawah	atas
1M	3000 x 200 x 120	D8-100	-	D8-200	D8-200
2M	3000 x 400 x 120	D8-100	-	D8-200	D8-200
3M	3000 x 600 x 120	D8-100	-	D8-200	D8-200
1K	3000 x 200 x 120	D8-100	D8-100	-	D8-200
2K	3000 x 400 x 120	D8-100	D8-100	-	D8-200
3K	3000 x 600 x 120	D8-100	D8-100	-	D8-200



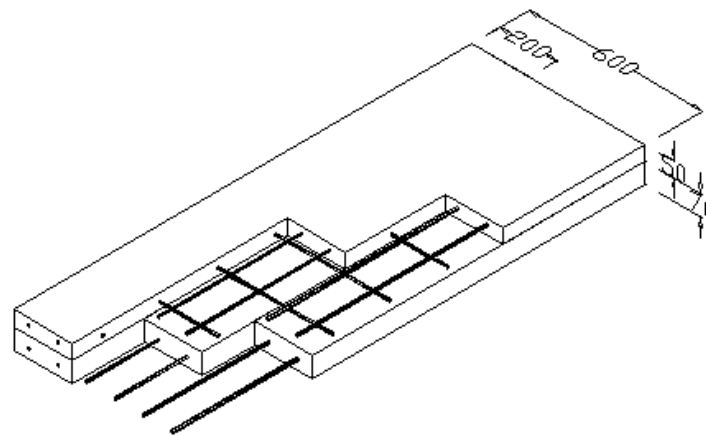
GAMBAR 1. Benda uji monolit



GAMBAR 2. Susunan benda uji monolit pada tengah bentang



GAMBAR 3. Benda uji komposit



GAMBAR 4. Susunan benda uji komposit pada tengah bentang

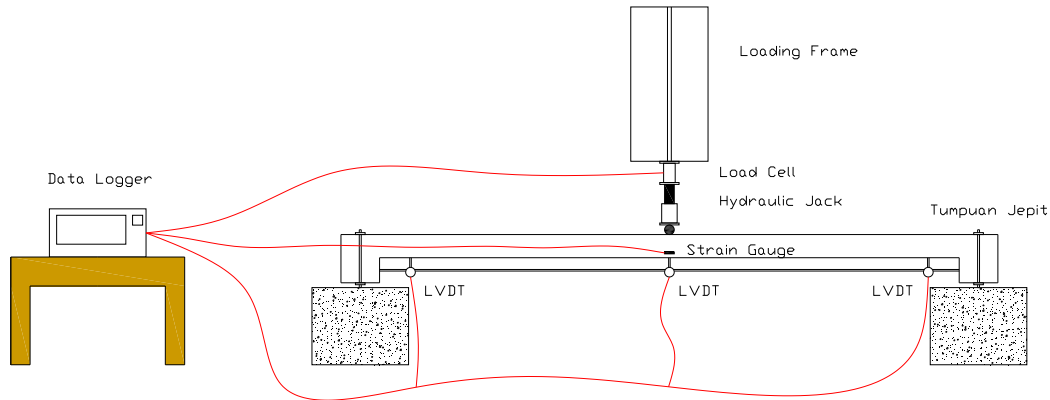
Pelat yang sudah dirawat selama 28 hari, kemudian diuji dengan menggunakan pembebanan statik. Pembebanan dibagi menjadi dua macam, yaitu pembebanan statik berulang dan pembebanan statik hingga beban utimit tercapai. Yang dimaksud dengan pembebanan berulang adalah pembebanan statik yang dilakukan mulai dari pembebanan nol hingga tercapai beban maksimum yang memiliki nilai sekitar 10 % dari beban ultimit. Setelah beban mencapai 10 % dari beban ultimit, maka beban diturunkan hingga beban bernilai nol kembali. Hal yang sama dilakukan kembali sebanyak sepuluh siklus.

Jenis pembebanan kedua adalah pembebanan statik hingga tercapai beban ultimit. Pada pembebanan ultimit ini, pembebanan diberikan mulai dari kondisi pembebanan nol hingga mencapai beban ultimit/failure. Untuk

keruntuhan benda uji sendiri, ditandai dengan tidak bertambahnya beban meskipun *hydraulic jack* dipompa terus. Selain itu, keruntuhan juga bisa diprediksi dengan terdapatnya lendutan yang cukup besar pada benda uji. *Set up* pengujian dapat dilihat pada Gambar 5.

#### HASIL DAN PEMBAHASAN

Pengujian statik yang dilakukan pada penelitian ini terbagi menjadi dua, yaitu pengujian dengan pembebanan statik berulang sebanyak sepuluh siklus, yang selanjutnya disebut sebagai pembebanan berulang, dan pengujian statik yang dilakukan mulai dari pembebanan nol hingga beban ultimit tercapai yang selanjutnya disebut sebagai pembebanan ultimit.

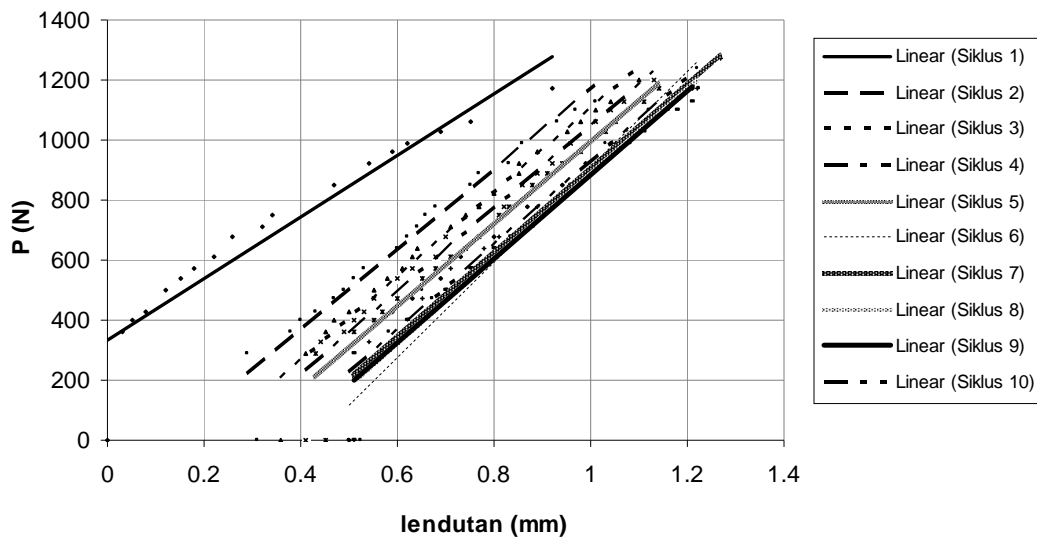


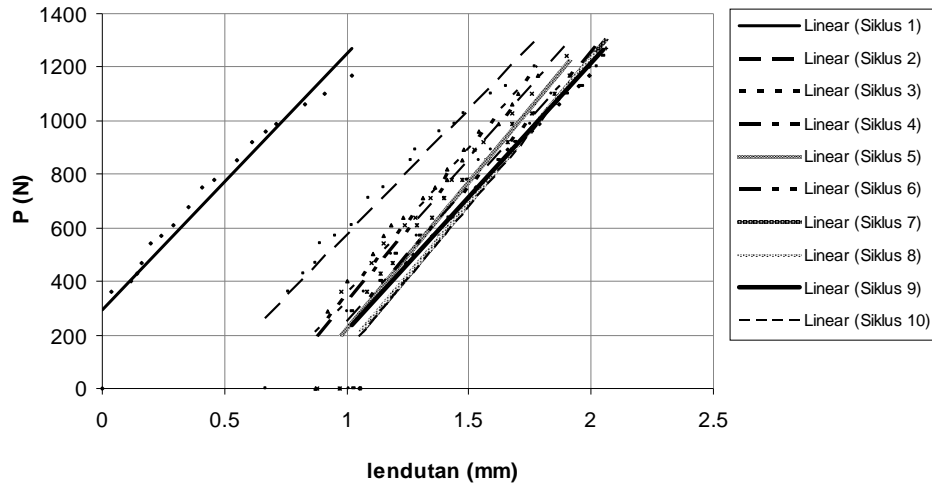
GAMBAR 5. Konfigurasi pengujian

Untuk pembebanan berulang, parameter yang akan ditinjau adalah kekakuan pelat. Dari pengujian ini diharapkan dapat diketahui konsistensi kekakuan pelat selama pembebanan statik berulang. Gambar 6 dan Gambar 7, masing-masing menunjukkan kekakuan pelat monolit lebar 200 mm (1M) dan pelat komposit lebar 200 mm (1K).

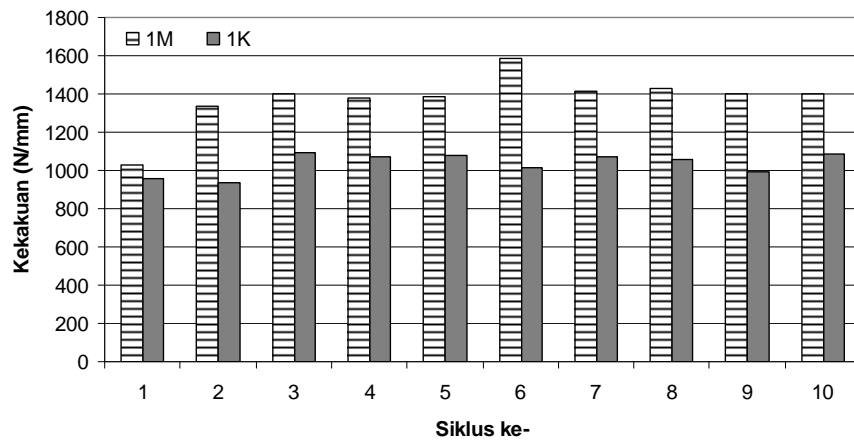
Menurut Gere dan Timoshenko (1985), nilai kekakuan merupakan kemiringan garis dari hubungan antara beban dan lendutan. Perbandingan kekakuan rata-rata pelat monolit dan komposit diperlihatkan pada Gambar 8.

Jika nilai kekakuan diurutkan dari siklus yang memiliki nilai kekakuan yang terbesar hingga yang terkecil, maka dapat dilihat persentase penurunan nilai kekakuan dari masing-masing siklus. Hal ini dilakukan untuk mengetahui konsistensi penurunan kekakuan pelat, yang dianalisis menggunakan uji hipotesis varians dengan sampel tunggal. Penurunan kekakuan dianggap tidak konsisten jika deviasi standar dari penurunan kekakuan melebihi 5 %, dengan resiko kesalahan 5 %. Untuk lebih jelasnya, hal ini dapat dilihat pada Tabel 2 dan Gambar 9 untuk pelat 1 panel monolit (1M) dan pelat 1 panel komposit (1K).

GAMBAR 6. Grafik P- $\delta$  pelat 1M



GAMBAR 7. Grafik P- δ pelat 1K



GAMBAR 8. Perbandingan nilai kekakuan pelat 1 panel siklus berulang

Tabel 2 memperlihatkan penurunan kekakuan yang terjadi pada pelat 1M lebih besar daripada pelat 1K. Persentase penurunan kekakuan rata-rata pelat 1M adalah sebesar 13,22 %, sedangkan pelat 1K bernilai 5,24 %. Berdasarkan hasil uji hipotesis varians dengan sampel tunggal, diketahui bahwa penurunan kekakuan pelat 1M tidak konsisten, sedangkan pelat 1K konsisten.

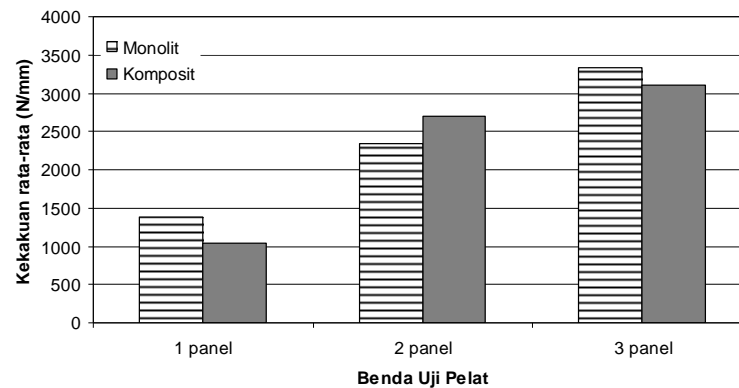
Pada Gambar 9 dapat dilihat bahwa seiring dengan bertambahnya jumlah panel penyusun pelat, yang berarti bertambah pula lebar pelat, maka nilai kekakuan rata-rata pelat meningkat. Pada pelat monolit, penambahan nilai kekakuan rata-rata untuk pelat 1 panel (1M) menjadi 2 panel (2M) adalah 70,48 %.

Sedangkan untuk pelat 2 panel (2M) menjadi 3 panel (3M) penambahan nilai kekakuan rata-ratanya adalah 42,48 %. Kondisi penambahan nilai kekakuan rata-rata juga terjadi pada pelat komposit. Penambahan nilainya adalah sebesar 160,96 % untuk pelat 1 panel (1K) menjadi 2 panel (2K), dan meningkat lagi sebesar 14,68 % untuk pelat 2 panel (2K) menjadi 3 panel (3K).

Gambar 9 juga memperlihatkan bahwa semakin banyak jumlah panel, maka perbandingan kekakuan antara monolit dan komposit semakin kecil. Nilai perbandingan kekakuan untuk pelat 1 panel, 2 panel, dan 3 panel berturut-turut adalah 32,80 %, 15,27 %, dan 7,78 %.

TABEL 2. Urutan nilai kekakuan pelat 1M dan 1K dari yang terbesar hingga yang terkecil

No.	Pelat 1M			Pelat 1K		
	Siklus	Kekakuan (k)	Penurunan Kekakuan Kumulatif (%)	Siklus	Kekakuan (k)	Penurunan Kekakuan Kumulatif (%)
1	6	1584,84	0	3	1092,88	0
2	8	1426,57	9,99	10	1084,37	0,78
3	7	1412,14	10,90	5	1075,97	1,55
4	3	1402,14	11,53	7	1072,49	1,87
5	10	1397,92	11,79	4	1069,39	2,15
6	9	1396,68	11,87	8	1057,22	3,26
7	5	1386,43	12,52	6	1012,52	7,35
8	4	1380,40	12,90	9	995,01	8,96
9	2	1337,40	15,61	1	957,62	12,38
10	1	1028,20	35,12	2	938,26	14,15
<b>Rata-rata</b>			<b>13,22</b>	<b>Rata-rata</b>		<b>5,24</b>
<b>Standard Deviasi</b>			<b>8,71</b>	<b>Standard Deviasi</b>		<b>5,10</b>



GAMBAR 9. Perbandingan nilai kekakuan rata-rata pelat

Uji hipotesis varians dengan sampel tunggal dilakukan dengan hipotesis nol ( $H_0$ ) sebagai berikut : penurunan kekakuan dianggap tidak konsisten jika deviasi standard ( $\sigma$ ) dari penurunan kekakuan yang dihasilkan melebihi 5 %, sampel terdiri dari 10 siklus, dan dengan

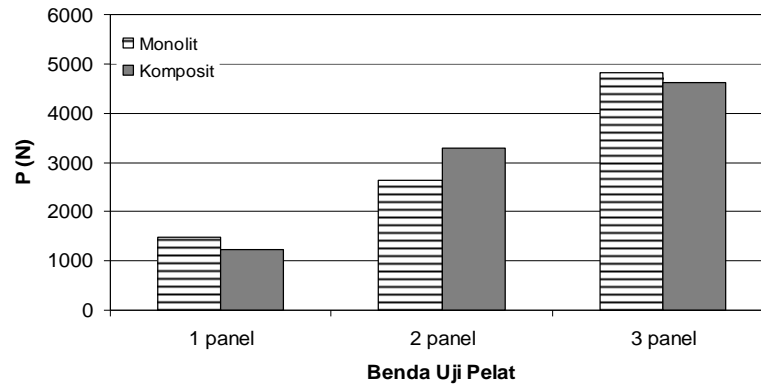
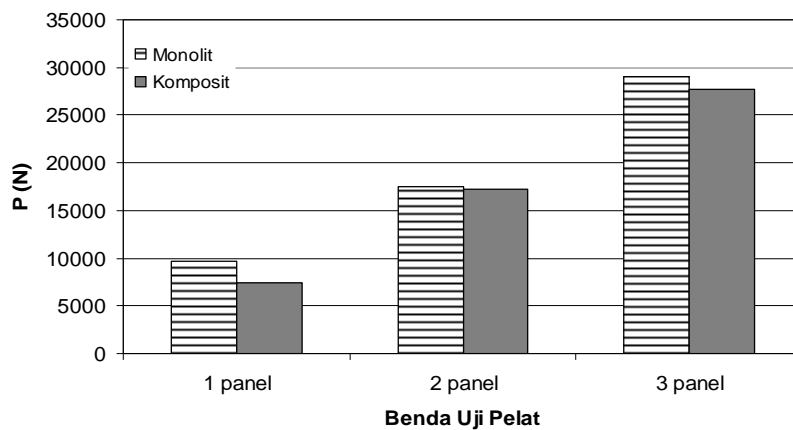
resiko kesalahan ( $\alpha$ ) 5 %. Hasil uji hipotesis varians pada pelat dapat dilihat pada Tabel 3.

Pada pembebanan ultimit, perbandingan beban *first crack* dan ultimit antara pelat monolit dan pelat komposit disajikan dalam Gambar 10 dan Gambar 11.

TABEL 3. Hasil uji hipotesis varians dengan sampel tunggal

Benda Uji	Kekakuan rata-rata (N/mm)	$RU_{\chi^2} : \chi_{0.05,9}^2$	Konsistensi Kekakuan
1M	1375,51	27,335 > 16,919	Tidak konsisten
2M	2344,53	0,268 < 16,919	Konsisten
3M	3340,39	1,788 < 16,919	Konsisten
1K	1035,57	9,376 < 16,919	Konsisten
2K	2702,48	8,038 < 16,919	Konsisten
3K	3099,28	7,607 < 16,919	Konsisten



GAMBAR 10. Perbandingan  $P_{first\ crack}$  pelatGAMBAR 11. Perbandingan  $P_{ultimit}$  pelat

Dari Gambar 10 dapat dilihat bahwa beban *first crack* dan ultimit untuk pelat monolit lebih besar dibanding pelat komposit. Hal ini kemungkinan dikarenakan adanya suatu bidang *interface* pada struktur komposit yang menyebabkan struktur komposit tidak dapat bekerja sebagai satu kesatuan struktur sebagaimana halnya struktur monolit dalam menyalurkan beban yang diterima.

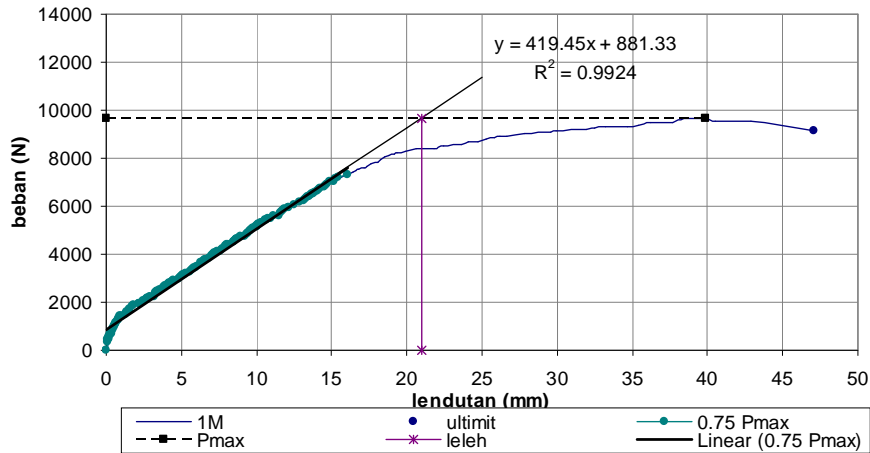
Pada pelat monolit, penambahan nilai  $P_{first\ crack}$  untuk pelat 1 panel (1M) menjadi 2 panel (2M) adalah 78,38 %. Untuk pelat 2 panel (2M) menjadi 3 panel (3M) penambahan nilai  $P_{first\ crack}$  adalah 82,80 %. Kondisi penambahan nilai  $P_{first\ crack}$  juga terjadi pada pelat komposit. Penambahan nilainya adalah sebesar 166,13 % untuk pelat 1 panel (1K) menjadi 2 panel (2K), dan meningkat lagi sebesar 40,30 % untuk pelat 2 panel (2K) menjadi 3 panel (3K).

Selain itu, dari Gambar 11 dapat dilihat bahwa dengan bertambahnya jumlah panel pada pelat monolit maupun komposit menyebabkan nilai  $P_{ultimit}$  pelat bertambah. Kenaikan yang terjadi

pada penambahan panel pada pelat monolit 1M menjadi 2M adalah sebesar 44,90 %. Setelah itu meningkat lagi pada penambahan pelat 2M menjadi 3M sebesar 39,55 %. Kenaikan  $P_{ultimit}$  juga terjadi pada pelat komposit 1K menjadi 2K sebesar 56,57 % dan pelat 2K menjadi 3K sebesar 37,97 %.

Menurut Park dan Paulay (1975), daktilitas merupakan kemampuan suatu struktur untuk mengalami lendutan yang cukup besar pada saat beban maksimal tercapai sebelum mengalami keruntuhan. Nilai daktilitas untuk pelat monolit dan komposit dapat dilihat pada Gambar 12 dan Tabel 4.

Dari Tabel 4 dapat dilihat bahwa pelat komposit memiliki nilai daktilitas yang lebih besar dibandingkan pelat monolit, meskipun nilai yang dihasilkan agak seragam. Hal ini serupa dengan hasil kajian Vaza et al. (2008), yang menyebutkan bahwa aksi komposit memberikan tahanan yang lebih baik terhadap lendutan.



GAMBAR 12. Grafik Perbandingan Beban-Lendutan Pelat 1M

TABEL 4. Perbandingan nilai daktilitas pelat

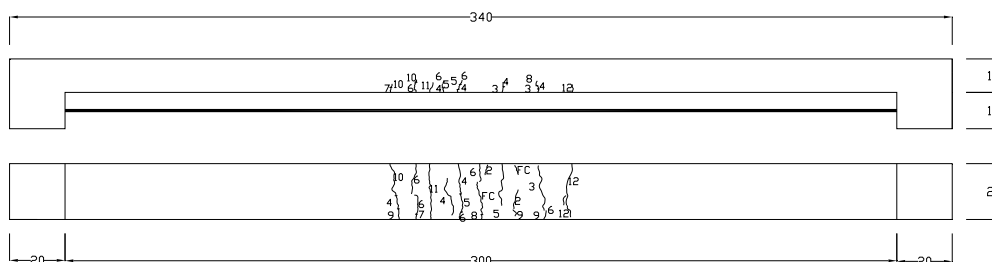
No.	Benda Uji Pelat	Lendutan Leleh / $\delta_y$ (mm)	Lendutan Ultimit / $\delta_u$ (mm)	Daktilitas $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$
1	1M	20,95	47,08	2,247
2	2M	21,06	68,00	3,228
3	3M	21,84	77,71	3,559
4	1K	20,80	69,74	3,352
5	2K	19,89	71,36	3,588
6	3K	23,71	98,69	4,163

Gambar pola retak pada daerah lapangan untuk pelat monolit dan komposit dapat dilihat pada Gambar 13 hingga Gambar 22.

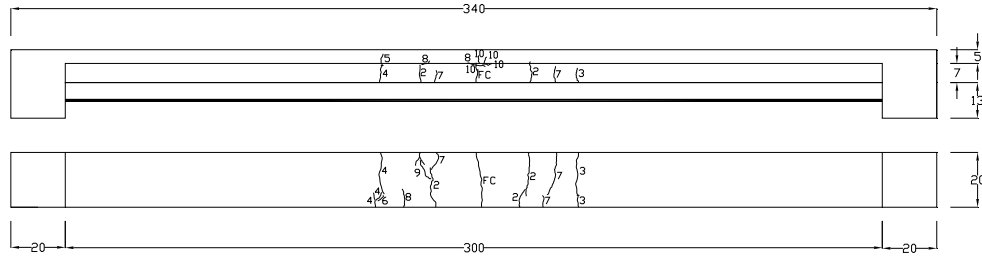
Menurut McCormac (2001), retak lentur adalah retak vertikal yang memanjang dari sisi tarik dan mengarah ke atas sampai daerah sumbu netral.

Pola retak yang terjadi pada semua panel pelat pada pengujian ini adalah pola retak lentur, hal

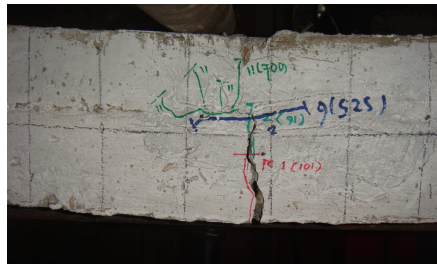
ini dilihat dari adanya retak-retak yang arah rambatannya vertikal terhadap sumbu memanjang pelat. Retak awal pada pelat umumnya pada daerah tengah bentang, tepat di bawah beban. Apabila beban terus bertambah, retak-retak baru di tengah bentang terus bertambah dan retak-retak awal yang sudah terjadi akan semakin lebar dan semakin panjang menuju sumbu netral penampang sehingga mengurangi kekakuan pelat.



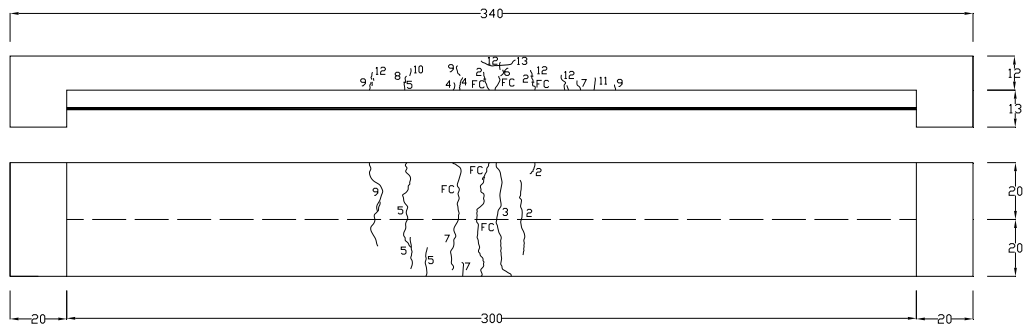
GAMBAR 13. Pola retak pelat 1 panel monolit (1M)



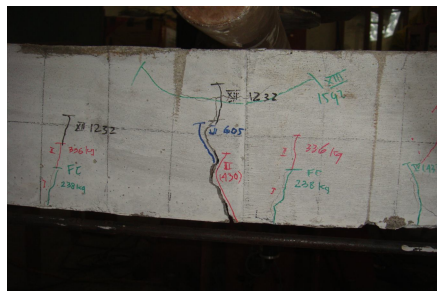
GAMBAR 14. Pola retak pelat 1 panel komposit (1K)



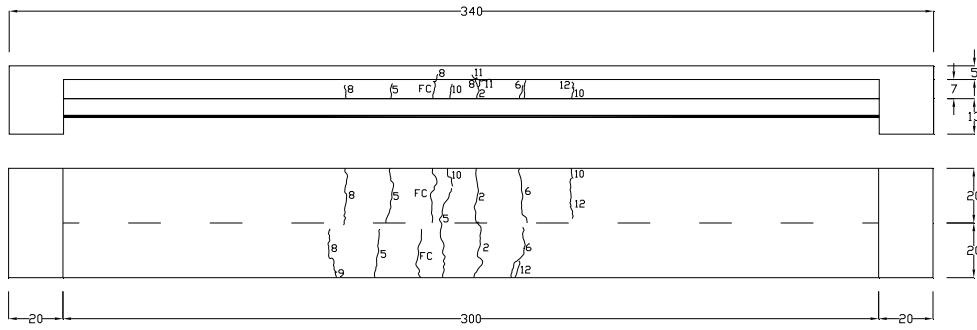
GAMBAR 15. Pola retak pelat 1 panel komposit (1K) pada tengah bentang



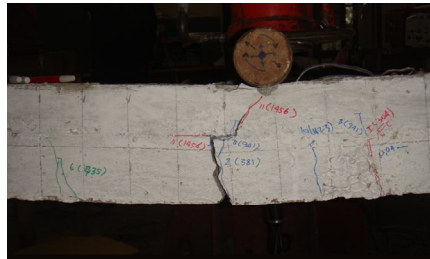
GAMBAR 16. Pola retak pelat 2 panel monolit (2M)



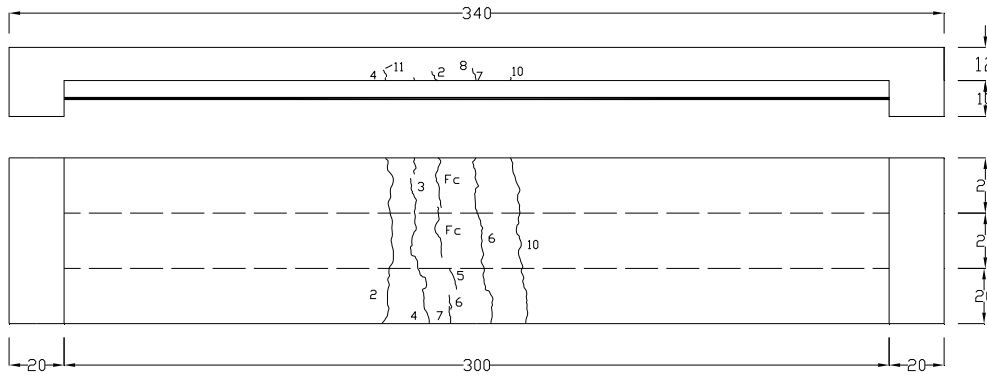
GAMBAR 17. Pola retak pelat 2 panel monolit (2M) pada tengah bentang



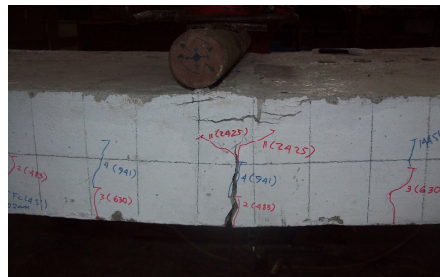
GAMBAR 18. Pola retak pelat 2 panel komposit (2K)



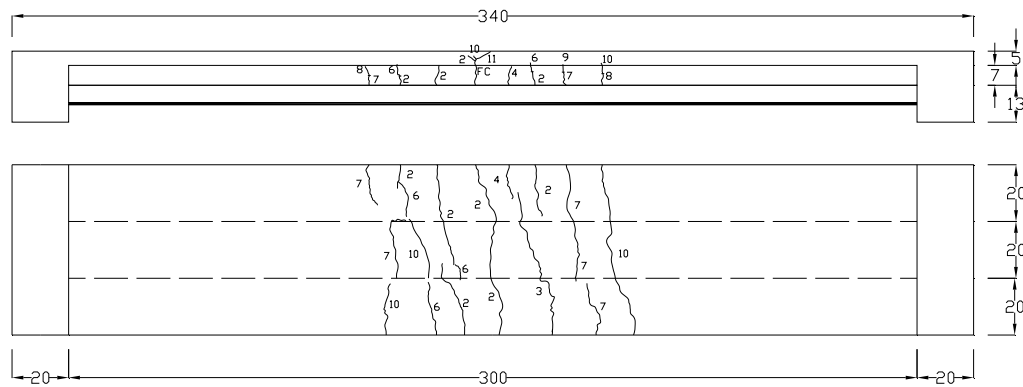
GAMBAR 19. Pola retak pelat 2 panel komposit (2K) pada tengah bentang



GAMBAR 20. Pola retak pelat 3 panel monolit (3M)



GAMBAR 21. Pola retak pelat 3 panel monolit (3M) pada tengah bentang



GAMBAR 22. Pola Retak Pelat 3 Panel Komposit (3K)

Menurut Sudarsana dan Widiarsa (2008), keruntuhan lentur ditandai dengan terjadinya pelepasan baja tulangan yang dilanjutkan dengan hancurnya beton pada serat tekan. Pada pengujian ini, pelat monolit mengalami keruntuhan pada beban maksimum yang ditandai dengan melebarnya retak dan melelehnya baja tulangan yang ditandai dengan lendutan yang besar sampai pelat mengalami keruntuhan.

Pada pelat komposit, sebelum beton pada serat tekan hancur, terjadi retak yang sejajar dengan sumbu memanjang pelat pada bidang *interface*. Hal ini mengindikasikan bahwa pelat komposit mengalami *slip* pada bidang *interface*-nya. Setelah *slip* terjadi, timbul retak baru yang berawal dari bidang *interface* dengan arah rambatan menuju ke daerah serat tekan beton hingga mengakibatkan keruntuhan pelat.

#### KESIMPULAN

1. Berdasarkan hasil uji hipotesis varians dengan sampel tunggal, dapat diketahui bahwa hampir seluruh pelat memiliki penurunan kekakuan yang konsisten, kecuali pelat 1 panel monolit (1M).
2. Terdapatnya bidang *interface* yang tidak menggunakan metode perkuatan apapun pada pelat komposit, dapat menurunkan kekakuan dan kekuatan pelat dibandingkan dengan pelat monolit.
3. Pelat komposit memberikan tahanan yang lebih baik terhadap lendutan dibandingkan pelat monolit.

4. Penambahan jumlah panel pada pelat monolit maupun komposit, mampu menaikkan nilai kekakuan,  $P_{first\ crack}$ , dan  $P_{ultimit}$  pelat.
5. Pola retak dan keruntuhan yang terjadi, baik untuk pelat monolit maupun komposit merupakan pola retak lentur.
6. Pengaruh tidak digunakannya metode perkuatan apapun pada elemen pracetak pelat komposit mengakibatkan *slip* pada bidang *interfacenya*.

#### DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional (2007). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung* (SNI 2002 03-2847-2002), Surabaya: ITS Press.
- Bass, R.A., Carrasquillo, R.L. & Jirsa, J.O. (1989). Shear transfer across new and existing concrete interfaces. *ACI Structural Journal*, 86(4), 383-393
- Dewobroto, W. (2005). Simulasi keruntuhan balok beton bertulang tanpa sengkang dengan ADINA<sup>TM</sup>. *Prosiding Seminar Nasional "Rekayasa Material dan Konstruksi Beton 2005"*, Bandung: Jurusan Teknik Sipil ITENAS.
- Gere & Timoshenko (1985). *Mekanika bahan*. Jakarta: Erlangga.
- Joan (2003). Pengaruh beban siklis pada kuat lekat dan kapasitas momen pelat beton gabungan *precast* dan *insitu*. *Seminar Hasil Penelitian*, Program

- Pascasarjana, Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada.
- Kumar, N.V. & Ramirez, J.A. (1996). Interface horizontal shear strength in composite decks with precast concrete panels. *PCI Journals*, 41(2), 42-55.
- Mc Cormac, J.C. (2001). *Desain beton bertulang*, Jilid 2 (edisi ke-5). Jakarta: Erlangga.
- Park, R. & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Saputra, A. (2003). *The degradation of flexural strength of precast-insitu composite RC slabs due to nonreversal cyclic loading*. Thesis MEng., Universitas Gadjah Mada.
- Sudarsana, I.K. & Widiarsa, I.B.R. (2008). Perilaku runtuh balok beton bertulang yang diperkuat dengan lapis glass fibre reinforced polymer (GFRP). *Jurnal Ilmiah Teknik Sipil*, 12(1), 86-95.
- Vaza, H., Rosliansjah, S., Yugiantoro, H. & Adekristi, A. (2008). Pendekatan numerical analysis untuk mengetahui besarnya vibrasi Jembatan Sedayu Lawas dalam rangka memprediksi penyebab kerusakan lantai jembatan. *Kolokium Puslitbang Jalan dan Jembatan*, Bandung: Direktorat Bina Teknik Direktorat Jenderal Bina Marga, Departemen Pekerjaan Umum.
- Vis, W.C. & Kusuma, G.H. (1993). *Dasar-dasar perencanaan beton bertulang*. Jakarta: Erlangga.
- Wang, C. K. & Salmon C.G. (1986). *Desain beton bertulang*. Jakarta: Erlangga.

Diskusi untuk makalah ini dibuka hingga tanggal 1 Oktober 2010 dan akan diterbitkan dalam jurnal edisi November 2010

---

PENULIS:

Umi Khoiroh✉

Alumni Program Pascasarjana, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.

Suprpto Siswosukarto, Bambang Supriyadi

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.

✉E-mail: umi\_khoiroh@yahoo.com