



DISERTASI (RC18 6601)

**KONTRIBUSI BETON PENGISI TERHADAP
PENINGKATAN KINERJA TIANG PANCANG *SPUN*
PILE AKIBAT BEBAN LATERAL SIKLIK DAN AKSIAL
TEKAN**

CANDRA IRAWAN
03111360010016

Dosen Pembimbing:

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Prof. Dr.Eng. Rudy Djamaluddin, ST., M.Eng.

PROGRAM DOKTOR
BIDANG KEAHLIAN STRUKTUR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2019

LEMBAR PENGESAHAN DISERTASI

Tesis disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar
Doktor (Dr)

di

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

CANDRA IRAWAN

NRP: 03111360010016

Tanggal Ujian: 1 Maret 2019

Periode Wisuda: September 2019

Disetujui oleh:

Pembimbing:

- 1 Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS, Ph.D
NIP. 195909111984031001
- 2 Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003
- 3 Prof. Dr.Eng. Rudy Djamaluddin, ST., M.Eng
NIP. 197011081994121001



Handwritten signatures of the supervisors, each followed by a dotted line for a name.

Penguji:

- 1 Prof. Ir. Bambang Suhendro, M.Sc., Ph D
NIP. 195612261980101001
- 2 Data Iranata, ST, MT., Ph.D
NIP. 198004302005011002
- 3 Yoyok Setyo Hadiwidodo, ST., MT., Ph.D
NIP. 197111051995121001



Handwritten signatures of the examiners, each followed by a dotted line for a name.

Kepala Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan



Halaman ini sengaja dikosongkan

KONTRIBUSI BETON PENGISI TERHADAP PENINGKATAN KINERJA TIANG PANCANG *SPUN PILE* AKIBAT BEBAN LATERAL SIKLIK DAN AKSIAL TEKAN

Nama : CANDRA IRAWAN
NRP : 03111360010016
Pembimbing : Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS., Ph.D
Ko. Pembimbing 1 : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Ko. Pembimbing 2 : Prof. Dr.Eng. Rudy Djamaluddin, ST., M.Eng.

ABSTRAK

Salah satu tipe tiang pancang umum digunakan untuk pondasi dalam adalah *spun pile*. Tidak hanya digunakan sebagai struktur bangunan bawah, namun *spun pile* juga diaplikasikan sebagai pondasi sekaligus kolom. Peneliti menyebutkan bahwa *spun pile* terbukti mengalami kegagalan plastis akibat gaya geser, momen lentur dan aksial saat gempa Kobe 1995. Kegagalan tersebut dipicu *spun pile* berperilaku getas (*brittle*) saat berdeformasi akibat gempa. Oleh karena itu Japan *code* 1995 dan NEHRP 2000 mensyaratkan batasan daktilitas perpindahan (μ_{Δ}) yang harus dipenuhi oleh elemen struktur pemikul momen. Untuk memenuhi kebutuhan daktilitas tersebut maka peraturan gempa mengatur syarat rasio tulangan pengekang tiang pancang yang harus dipenuhi.

Penelitian ini mengkaji kinerja lentur *spun pile* melalui pengujian eksperimen dan pemodelan numerik. Tiga variasi benda uji yang dikaji adalah *spun pile* eksisting, *spun pile* eksisting dengan beton pengisi, dan *spun pile* usulan dengan beton pengisi. *Spun pile* eksisting memiliki tulangan spiral diameter 3,2 mm spasi 100 mm ($\rho_s = 0,0016$). Sedangkan *spun pile* usulan menggunakan tulangan pengekang dengan rasio volumetrik sesuai syarat peraturan $\rho_s = 0,013$, yaitu diameter 8 mm spasi 50 mm. Beton pengisi dicor ke dalam lubang *spun pile* sebagai beton inti agar *spun pile* memiliki penampang pejal sehingga syarat rasio tulangan pengekang dapat digunakan. Pengujian tiang pancang eksisting dengan dan tanpa beton pengisi dilakukan dengan pembebanan lentur monotonik dan juga lentur siklik dengan aksial tekan $P_0 = 0,08f'_cA_g$ dan $P_0 = 0,16f'_cA_g$. Model numerik *finite element* menggunakan Abaqus dibuat untuk memvalidasi hasil pengujian *spun pile* eksisting dengan beton pengisi dan untuk memprediksi kinerja *spun pile* usulan dengan beton pengisi.

Hasil uji beban lentur monotonik menunjukkan keruntuhan *spun pile* dipicu oleh *PC bar* yang putus tanpa kehancuran beton serat tekan. Beban aksial pada uji beban lentur siklik menyebabkan *spun pile* runtuh dipicu oleh beton serat tekan yang hancur. Beton pengisi dapat meningkatkan daktilitas *spun pile*. Pada pengujian lentur monotonik daktilitas meningkat dari $\mu_{\Delta} = 3,9$ menjadi 5,2. Dibandingkan dengan *spun pile* tanpa beton pengisi, pada uji beban lentur siklik dengan aksial tekan terjadi peningkatan daktilitas perpindahan *spun pile* eksisting dengan beton pengisi sebesar 48% (dari $\mu_{\Delta} = 4,0$ menjadi 5,9) untuk $P_0 = 0,08f'_cA_g$

dan 36% (dari $\mu_{\Delta} = 2,6$ menjadi 3,6) untuk $P_0 = 0,16f'_cA_g$. Dengan penampang berlubang, kinerja *spun pile* tanpa beton pengisi tidak terpengaruh oleh tulangan spiral. Rasio volumetrik tulangan spiral kurang dari yang disyaratkan oleh *codes* tidak mampu mengekang dengan efektif penampang *spun pile* dengan beton pengisi. *Spun pile* yang diisi dengan beton pengisi dengan tulangan pengekan sesuai *codes* diameter 8 mm spasi 50 mm ($\rho_s = 0,013$) dapat mempertahankan kekuatan lenturnya hingga rasio simpangan 3,5% dengan daktilitas perpindahan $\mu_{\Delta} \geq 8$. Beton pengisi menjadikan proses kegagalan *spun pile* menjadi lebih stabil yang ditunjukkan dengan tidak terjadinya peristiwa meledaknya dinding beton *spun pile* ke arah dalam. Beton pengisi berperan sebagai pemikul beban aksial setelah *crushing* beton terjadi di kedua sisi *spun pile*. Sehingga *spun pile* tidak meledak (*explosion*) seperti yang terjadi pada *spun pile* tanpa beton pengisi. Dengan daktilitas perpindahan yang dicapai kurang dari 8, *spun pile* eksisting dengan beton pengisi dapat digunakan untuk struktur dengan kategori desain seismik (KDS) A, B, dan C. Sedangkan *spun pile* usulan dengan beton pengisi berpotensi dapat digunakan untuk struktur dengan KDS D, E, dan F.

Kata kunci: *spun pile*, beton pengisi, kinerja seismik, daktilitas, beban lateral siklik, Abaqus.

CONTRIBUTION OF INFILLED CONCRETE TO PERFORMANCE IMPROVEMENT OF SPUN PILE DUE TO LATERAL CYCLE AND AXIAL LOADING

Name : CANDRA IRAWAN
NRP : 03111360010016
Promotor : Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS., Ph.D
Co. Promotor 1 : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Co. Promotor 2 : Prof. Dr.Eng. Rudy Djamaluddin, ST., M.Eng.

ABSTRACT

Precast concrete member with a circular hollow section, otherwise termed as the spun pile, is a class of deep foundation which is made of high strength concrete and prestressed bars. Although it normally serves as a foundation, in specific types of the structure such as slab on pile of the bridge, a group of the spun pile is also functioned both as foundations and pillars. With respect to the structural responses under high unforeseen loading conditions such as 1995 Kobe earthquake, the post-failure state was known to be triggered by brittle localized damage, implying the reinforcement detailing was not deemed to resist high combined internal forces. Therefore, design specifications such as Japan Code 1995 and NEHRP 2000 specify limitations for the minimum displacement ductility as well as other deemed-to-comply requirements.

In this research, the behavior of spun pile was studied experimentally and numerically. A series of spun pile specimens used in this study comprised of three types of the spun pile: existing spun pile, existing spun pile with infilled concrete, and proposed spun pile with infilled concrete. The existing spun pile specimen had a spiral reinforcement diameter of 3,2 mm with the spacing of 100 mm thereby giving the steel-to-concrete ratio of 0,0016. The proposed specimen, on the other hand, had confining reinforcement with a volumetric ratio of 0,013 obtained from the use of spiral reinforcement diameter and spacing of 8 mm and 50 mm respectively. The infilled concrete is cast inside the spun pile hollow and also served as the concrete core. This infilled concrete will provide a solid cross-section of spun pile such that the confinement requirements can, therefore, be used. The laboratory testing of existing spun pile with and without infilled concrete was performed under monotonic four-point bending and cyclic bending with constant axial loads being provided at both ends. Two different magnitudes of axial loads were $0,08f_c' A_g$ and $0,16f_c' A_g$. The numerical analysis using Abaqus was also performed by means of corroborating the results from experimental work and to foresee the behavior of the proposed spun pile with infilled concrete.

The experimental results from the monotonic four-point bending test exhibited that failure occurred once the *PC bar* broke into two pieces prior to compressive damage of concrete. However, it was found that the infilled concrete played an important role in increasing the ductility of the spun pile with the ductility

factor ranging from 3,9 to 5,2. As for the cyclic bending test, it was found that the crushing failure of concrete was indeed caused by axial loads. The displacement ductility of spun pile existing with infilled concrete obtained from the cyclic loading test 48% (from $\mu_{\Delta} = 4,0$ into 5,9) and 36% (from $\mu_{\Delta} = 2,6$ into 3,6) higher than existing spun pile without infilled concrete for $0,08f_c'Ag$ and $0,16f_c'Ag$, respectively. With hollow sections, the performance of spun pile without infilled concrete was not affected by the presence of spiral reinforcement.

Furthermore, the volumetric ratio of spiral reinforcement which does not comply with the requirement from design codes was found to be ineffective to confine the section of the spun pile with infilled concrete. In contrast, the proposed spun pile with infilled concrete comprising the volumetric ratio of 0,013 was capable of maintaining its flexural strength to 3,5% drift ratio with displacement ductility greater than 8. The infilled concrete marked the failure of the spun pile to be more stable, and the manifestation of the explosive crushing of concrete inside the wall of the spun pile was ceased. From this study, it can be concluded that the infilled concrete serves as a restrainer of axial load after the concrete crushing occurs thereby preventing the explosive crushing. For the design of foundation or column, the proposed specimen can be potentially used in seismic design category (SDC) D, E, and F, whereas the existing spun pile can only be used in SDC A, B, and C.

Keywords: *spun pile, infilled concrete, seismic performance, ductility, cyclic lateral load, Abaqus.*

ACKNOWLEDGEMENTS

Saya menyampaikan puji dan syukur kepada Allah subhanahu wata'aala atas rahmatnya dan takdirNya alhamdulillah studi S3 saya bisa selesai. Saya bersholawat kepada Rosululloh Muhammad shalallohu alaihi wasallam dengan syafaatnya studi ini dipermudah oleh Allah.

Penelitian yang disampaikan dalam disertasi ini dilakukan di Departemen Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember di bawah bimbingan Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS., Ph.D, Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA dan Prof. Dr.Eng. Rudy Djamaluddin, ST., M.Eng. Saya ingin secara khusus menyampaikan rasa terima kasih saya yang terdalam kepada beliau para pembimbing atas bimbingan, dukungan, saran dan dorongannya yang terus menerus yang berkontribusi besar pada pekerjaan yang disajikan dalam tesis ini. Kepada penguji disertasi saya Prof. Ir. Bambang Suhendro, M.Sc., Ph.D, Data Iranata, ST., MT., Ph.D, Dr. Ir. Handayanu, M.Sc., Yoyok Setyo Hadiwidodo, ST., MT., Ph.D., Agoes Soehardjono, Prof. Dr. Ir. MS., Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.Eng.Sc., Ph.D. saya mengucapkan terima kasih atas kesediannya untuk mengevaluasi isi disertasi saya.

Ucapan terima kasih saya sampaikan kepada Kementerian Riset, Teknologi, dan Pendidikan Tinggi Republik Indonesia atas beasiswa dan pendanaan penelitian yang diamanahkan kepada saya melalui Program PMDSU batch 1. Saya juga mengucapkan terima kasih kepada PT Wijaya Karya Beton, Tbk. dan Departemen Teknik Sipil UNHAS atas kerjasama penelitian bersama Departemen Teknik Sipil ITS sehingga produksi dan pengujian tiang pancang *spun pile* bisa terlaksana. Selain itu, terima kasih juga kepada Pak Robin, Pak Fauzi, Pak Ridwan, Pak Basar Departemen Teknik Sipil ITS serta Pak Sudi (almarhum) laboran Departemen Teknik Sipil UNHAS atas bantuan selama penelitian.

Akhirnya, saya ingin menyampaikan penghargaan saya yang dalam kepada guru saya Abah Anshor, orang tua saya Bapak Munaji dan Ibu Suparmi, istri saya Alvy dan anak saya Yusuf, serta seluruh keluarga saya atas doa dan dukungannya. Serta yang tidak terlupakan terima kasih kepada teman-teman PMDSU dan Pasca Sipil ITS.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	iii
ABSTRACT	v
ACKNOWLEDGEMENTS	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xix
DAFTAR SIMBOL	xxi
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Permasalahan	13
1.3 Tujuan Penelitian	14
1.4 Manfaat Penelitian	14
1.5 Batasan masalah	15
1.6 Kontribusi dan Orisinalitas	15
1.6.1 Kontribusi	15
1.6.2 Orisinalitas	16
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	17
2.1 Perilaku Tiang Pancang akibat Beban Gempa	17
2.2 Konsep Pengekangan <i>Spiral</i>	18
2.3 Persyaratan Tulangan Pengekang	19
2.3.1 SNI 03 2847 2013	20
2.3.2 SNI 03 1726 2012 – NEHRP 2000	20
2.3.3 ACI 318M 2014	21
2.3.4 AASHTO 2005	22
2.3.5 ATC 3-06 1978	22
2.4 Daktilitas Struktur	22
2.4.1 Deformasi leleh	24
2.4.2 Deformasi ultimit	25
2.5 Model Pembebanan Lateral Siklik	26
2.6 Kurva Tegangan Regangan Beton	29
2.6.1 Beton akibat beban tekan	29
2.6.2 Beton akibat beban tarik	34

2.7	<i>Concrete Damaged Plasticity (CDP)</i>	37
2.7.1	<i>Plascticity</i>	37
2.7.2	<i>Damage parameter</i> beton tekan.....	39
2.7.3	<i>Damage parameter</i> beton tarik.....	41
2.8	Studi awal analisis rasio tulangan spiral <i>spun pile</i>	43
2.9	Analisis beton <i>spun pile</i> tidak terkekang.....	47
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN		49
3.1	Rancangan Penelitian.....	49
3.2	Perhitungan Analitik.....	50
3.3	Properti Material Tiang Pancang.....	52
3.3.1	Kuat tekan beton.....	52
3.3.2	Kuat tarik tulangan <i>PC bar</i> dan <i>spiral</i>	52
3.4	Geometri dan identitas benda uji.....	58
3.5	Pembuatan Benda Uji.....	60
3.5.1	Perakitan tulangan <i>PC bar</i> dan <i>spiral</i>	60
3.5.2	Pemasangan <i>strain gauge</i>	60
3.5.3	Pengecoran beton <i>spun pile</i>	61
3.5.4	Pemberian gaya prategang awal <i>PC bar</i>	61
3.5.5	Pengecoran beton pengisi ke dalam lubang <i>spun pile</i>	63
3.6	Pengujian Lentur Monotonik Tiang Pancang <i>Spun pile</i>	64
3.6.1	<i>Setup</i> benda uji dan metode pembebanan.....	64
3.6.2	Instrumentasi.....	65
3.7	Pengujian <i>Spun Pile</i> dengan Beban Lentur Siklik dan Aksial Tekan... ..	66
3.7.1	<i>Setup</i> benda uji dan metode pembebanan.....	66
3.7.2	Instrumentasi.....	71
3.8	Pemodelan <i>Spun Pile</i> menggunakan Abaqus.....	73
3.8.1	Konsep pemodelan.....	73
3.8.2	Model pendahuluan.....	77
3.8.3	Pemodelan <i>spun pile</i>	86
BAB 4 HASIL DAN ANALISIS		97
4.1	Perhitungan Analitis.....	97
4.1.1	Tegangan pratekan efektif.....	97
4.1.2	Perhitungan susut beton pengisi.....	98
4.1.3	Momen retak.....	104
4.2	Hasil Tes Lentur <i>Spun Pile</i> akibat Beban Lateral Monotonik.....	112
4.2.1	Kurva beban dan perpindahan.....	112
4.2.2	Model runtuh, regangan <i>PC bar</i> dan regangan beton.....	120
4.3	Hasil Tes Lentur <i>Spun Pile</i> akibat Lateral Siklik dan Aksial Tekan ..	127
4.3.1	Kurva histeresis beban dan perpindahan.....	127
4.3.2	Model runtuh, regangan <i>PC bar</i> , beton dan tulangan spiral ...	139
4.4	Analisis Kinerja <i>Spun Pile</i>	160
4.4.1	Daktilitas perpindahan.....	160
4.4.2	Rasio simpangan ultimit.....	161
4.4.3	Model runtuh <i>spun pile</i>	161
4.5	Hasil Pemodelan Numerik Abaqus.....	162

4.5.1	Pemodelan beton dengan beban tekan	162
4.5.2	Pemodelan beton dengan beban tarik	164
4.5.3	Pemodelan pratekan	165
4.5.4	Pemodelan <i>spun pile</i> eksisting	166
4.5.5	Pemodelan <i>spun pile</i> usulan.....	179
BAB 5 KESIMPULAN.....		185
5.1	Kesimpulan.....	185
5.2	Potensi Penelitian Lanjutan (<i>Possible Avenue Future Work</i>).....	187
DAFTAR PUSTAKA		189
BIOGRAFI PENULIS		195

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Kurvatur dan momen pada tiang pancang akibat beban gempa (Pam, 1987, Budek dkk., 2000).....	2
Gambar 1.2	Bentuk deformasi, distribusi momen lentur dan sendi plastis tiang pancang <i>fixed head</i> akibat beban lateral (Song dkk., 2004).	3
Gambar 1.3	Kegagalan tiang pancang <i>spun pile</i> akibat gempa (Kishida dkk., 1980, Kawamura dkk., 1985 dan Mizuno dkk., 1996).	4
Gambar 1.4	Kurva momen kurvatur nonlinier tiang pancang (Takase dkk. 1999).	6
Gambar 1.5	Hubungan kekuatan dan daktilitas (Paulay dan Priestly, 1992).....	6
Gambar 1.6	Benda uji, metode uji dan model kegagalan (Hoshikuma dan Priestly, 2000).....	9
Gambar 1.7	<i>Setup</i> pengujian dan pola retak <i>spun pile</i> (Tuladhar dkk., 2005).....	10
Gambar 1.8	<i>Setting up</i> , model keruntuhan dan kurva histeresis tiang pancang berlubang (Budek dkk., (2005).	10
Gambar 1.9	Tiang pancang dengan beton pengisi (Akiyama dkk., 2012).....	11
Gambar 2.1	Respon <i>pile</i> akibat beban lateral (Building Seismic Safety Council, 2001).	17
Gambar 2.2	Pengekangan beton oleh tulangan <i>spiral</i> (Park dkk., 1984).....	18
Gambar 2.3	Pengekangan inti efektif sengkang (Mander dkk., 1988).....	18
Gambar 2.4	Alternatif definisi perpindahan (<i>displacement</i>) leleh (Park, 1988)...	24
Gambar 2.5	Alternatif definisi perpindahan ultimit (Park, 1988).....	25
Gambar 2.6	Definisi leleh dan ultimit beton pratekan (Naaman dkk., 1986).....	26
Gambar 2.7	<i>Drift ratio</i> pengujian siklik (Hawkins dan Ghosh, 2000).	27
Gambar 2.8	Definisi rasio simpangan (<i>drift ratio</i>).....	27
Gambar 2.9	Kurva histeresis <i>loops</i> (Building Seismic Safety Council, 2001).....	28
Gambar 2.10	Kurva momen kurvatur <i>pile</i> pratekan(Budek dan Priestly, 2005) ..	29
Gambar 2.11	Kurva tegangan regangan tekan beton (Attard dan Setunge, 1996)	30
Gambar 2.12	Tegangan-regangan tarik beton (Vecchio, 1986).....	35
Gambar 2.13	<i>Bilinear softening</i> tarik beton (Hoover dan Bazant, 2014).	36
Gambar 2.14	Definisi <i>dilation angle</i>	38
Gambar 2.15	Pengaruh <i>dilation angle</i> beton (Michal dan Andrzej, 2015).....	38
Gambar 2.16	Hubungan <i>viscosity</i> dan pola retak (Michal dan Andrzej, 2015)....	39
Gambar 2.17	Hubungan <i>viscosity</i> dan beban-perpindahan (Michal dan Andrzej, 2015).	39

Gambar 2.18 Model konstitutif tegangan regangan tekan beton CDP.	40
Gambar 2.19 Model konstitutif tegangan regangan tarik beton CDP.	42
Gambar 2.20 Penampang beton <i>spun pile</i> tidak terkekang.	47
Gambar 3.1 <i>Flow chart</i> penelitian.	49
Gambar 3.2 <i>Stress block</i> saat retak awal.	51
Gambar 3.3 Kondisi <i>PC bar</i> setelah putus.	53
Gambar 3.4 Kurva tegangan-regangan tarik <i>PC bar</i> 7,1.	53
Gambar 3.5 Regresi kurva elastis <i>PC bar</i>	54
Gambar 3.6 Kurva tegangan-regangan dan kondisi <i>wire</i> pasca putus.	55
Gambar 3.7 Regresi kurva elastis tulangan spiral.	56
Gambar 3.8 Idealisasi kurva tegangan-regangan tarik <i>PC bar</i> dan <i>wire</i>	57
Gambar 3.9 Penampang benda uji <i>spun pile</i> tes lentur monotonik.	58
Gambar 3.10 Penampang benda uji tes lentur siklik.	58
Gambar 3.11 Proses perakitan tulangan <i>spun pile</i>	60
Gambar 3.12 Pemasangan <i>strain gauge</i> tulangan <i>PC bar</i> dan spiral.	60
Gambar 3.13 Proses pengecoran <i>spun pile</i>	61
Gambar 3.14 Proses <i>prestressing PC bar</i>	62
Gambar 3.15 Pengecoran beton pengisi ke dalam lubang <i>spun pile</i>	63
Gambar 3.16 <i>Setup</i> benda uji <i>spun pile</i> tes lentur monotonik.	64
Gambar 3.17 Posisi <i>strain gauge</i> benda uji <i>spun pile</i> tes lentur monotonik.	65
Gambar 3.18 <i>Strain gauge</i> dan LVDT <i>spun pile</i> tes lentur monotonik.	65
Gambar 3.19 Model struktur benda uji.	66
Gambar 3.20 <i>Setting</i> alat dan benda uji tes lentur siklik.	67
Gambar 3.21 Pompa dan piston hidrolik untuk memberi beban aksial tekan.	68
Gambar 3.22 Pengontrolan beban aksial.	69
Gambar 3.23 Siklus pembebanan lateral siklik.	70
Gambar 3.24 Instrumen pengujian.	71
Gambar 3.25 <i>Spun pile</i> dengan tulangan tusuk konde.	76
Gambar 3.26 Model beton akibat beban tekan.	78
Gambar 3.27 Kurva tegangan regangan tekan beton $f_c' 54,4$ MPa.	79
Gambar 3.28 Kurva tegangan regangan tekan beton $f_c' 33$ MPa.	79
Gambar 3.29 <i>Compressive behavior</i> beton $f_c' 54,4$ MPa.	80
Gambar 3.30 <i>Compressive behavior</i> beton $f_c' 33$ MPa.	80

Gambar 3.31 Model beton akibat beban tarik.....	81
Gambar 3.32 Kurva tegangan regangan tarik beton (Hoover dan Bazant, 2014). 81	81
Gambar 3.33 Nilai <i>fracture energy</i> dasar <i>G_{Fo}</i> (FIB, 2013).....	82
Gambar 3.34 <i>Fracture energy</i> tarik beton(Hooven dan Bazant, 2014).	83
Gambar 3.35 Kurva tegangan regangan tarik beton <i>spun pile</i> dan beton pengisi. 84	84
Gambar 3.36 <i>Boundary condition</i> model beton tarik.....	85
Gambar 3.37 <i>Tensile behavior</i> beton $f_c' 54,4$ MPa dan $f_c' 33,0$ MPa.	85
Gambar 3.38 <i>Part</i> elemen model <i>spun pile</i>	87
Gambar 3.39 <i>Bottom create section</i> dan <i>section manager</i>	88
Gambar 3.40 <i>Section</i> beton <i>spun pile</i>	88
Gambar 3.41 <i>Layout</i> koordinat <i>PC bar</i>	89
Gambar 3.42 <i>Assembly</i> elemen model.	89
Gambar 3.43 Pemasukan tegangan prategang awal <i>PC bar</i>	90
Gambar 3.44 Pemodelan <i>interaction</i>	91
Gambar 3.45 Pemasukan beban aksial, perpindahan lateral dan tumpuan.	93
Gambar 3.46 <i>Mesh</i> model.	94
Gambar 3.47 Tampilan dan pengaturan <i>Job Manager</i>	95
Gambar 3.48 Tampilan hasil <i>running</i> di modul <i>visualization</i>	95
Gambar 4.1 Interpolasi <i>ecd</i> untuk beton pengisi $f_c' 33$ MPa.....	100
Gambar 4.2 Interpolasi <i>eca</i> untuk beton pengisi $f_c' 33$ MPa.....	101
Gambar 4.3 Efek <i>gap</i> terhadap tegangan regangan tekan beton (Vincent dan Ozbakkaloglu, 2015).....	102
Gambar 4.4 Uji geser friksi <i>spun pile</i> dan beton pengisi (Irawan dkk., 2013). ..	103
Gambar 4.5 Tegangan saat retak penampang <i>spun pile</i> tanpa beton pengisi.....	105
Gambar 4.6 Regangan saat retak penampang <i>spun pile</i> dengan beton pengisi... 106	106
Gambar 4.7 Kelengkungan <i>spun pile</i> dan beton pengisi akibat lentur.....	107
Gambar 4.8 Momen akibat berat sendiri <i>spun pile</i>	109
Gambar 4.9 Kurva beban perpindahan <i>spun pile</i> lentur monotonik.	112
Gambar 4.10 Catatan beban saat retak dan ultimit <i>spun pile</i> lentur monotonik. 114	114
Gambar 4.11 Kurva beban perpindahan retak <i>spun pile</i> monotonik.....	115
Gambar 4.12 Posisi <i>strain gauge PC bar</i> dan beton <i>spun pile</i> lentur monotonik.	116
Gambar 4.13 Histori regangan retak <i>PC bar</i> dan beton.....	117
Gambar 4.14 Pola retak <i>spun pile</i> dites lentur monotonik saat beban ultimit.....	120

Gambar 4.15 Dokumentasi keruntuhan <i>spun pile</i> lentur monotonik.....	121
Gambar 4.16 Posisi <i>strain gauge</i> benda uji <i>spun pile</i> tes lentur monotonik.	121
Gambar 4.17 Regangan <i>PC bar</i> dan beton <i>spun pile</i> benda uji M-TB.....	123
Gambar 4.18 Regangan <i>PC bar</i> dan beton <i>spun pile</i> benda uji M-DB.	124
Gambar 4.19 Regangan tulangan spiral <i>spun pile</i> tanpa beton pengisi akibat beban lentur monotonik.	125
Gambar 4.20 Regangan tulangan spiral <i>spun pile</i> dengan beton pengisi akibat beban lentur monotonik.	126
Gambar 4.21 Perubahan gaya prategang akibat lendutan <i>spun pile</i>	129
Gambar 4.22 Kurva beban perpindahan <i>spun pile</i> dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$	130
Gambar 4.23 Kurva beban perpindahan <i>spun pile</i> dengan beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$	131
Gambar 4.24 Kurva beban perpindahan <i>spun pile</i> dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$	132
Gambar 4.25 Kurva beban perpindahan <i>spun pile</i> dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$	133
Gambar 4.26 Kurva beban perpindahan S-TB-1 saat retak.....	134
Gambar 4.27 Perbandingan daktilitas <i>spun pile</i> hasil eksperimen.	137
Gambar 4.28 Perbandingan rasio simpangan <i>spun pile</i> hasil eksperimen.....	138
Gambar 4.29 Pengamatan visual benda uji S-TB-1.	139
Gambar 4.30 Pengamatan visual benda uji S-TB-2.	140
Gambar 4.31 Pengamatan visual benda uji S-TB-5.	141
Gambar 4.32 Regangan <i>PC bar</i> dan beton <i>spun pile</i> tanpa beton pengisi $P_0 = 0,08f_c'Ag$	143
Gambar 4.33 Regangan tulangan spiral S-TB-1.....	144
Gambar 4.34 Pengamatan visual benda uji S-TB-3.	145
Gambar 4.35 Pengamatan visual benda uji S-TB-4.	146
Gambar 4.36 Pengamatan visual benda uji S-TB-6.	147
Gambar 4.37 Regangan <i>PC bar</i> dan beton <i>spun pile</i> tanpa beton pengisi $P_0 = 0,16f_c'Ag$	149
Gambar 4.38 Regangan tulangan spiral S-TB-3.....	150
Gambar 4.39 Pengamatan visual benda uji S-DB-1.	151
Gambar 4.40 Pengamatan visual benda uji S-DB-2.	152
Gambar 4.41 Pengamatan visual benda uji S-DB-5.	152

Gambar 4.42 Regangan <i>PC bar</i> dan beton <i>spun pile</i> dengan beton pengisi $P_0 = 0,08f_c'Ag$.	154
Gambar 4.43 Regangan tulangan spiral S-DB-2.	155
Gambar 4.44 Pengamatan visual benda <i>spun pile</i> dengan beton pengisi $P_0 = 0,16f_c'Ag$.	157
Gambar 4.45 Regangan <i>PC bar</i> dan beton <i>spun pile</i> dengan beton pengisi $P_0 = 0,16f_c'Ag$.	158
Gambar 4.46 Regangan tulangan spiral S-DB-3.	159
Gambar 4.47 Perbandingan daktilitas <i>spun pile</i> dengan persyaratan <i>codes</i> .	160
Gambar 4.48 Kurva tegangan regangan tekan beton $f_c' 33$ MPa analitik dan Abaqus.	162
Gambar 4.49 Kurva tegangan regangan tekan beton $f_c' 54,4$ MPa analitik dan Abaqus.	163
Gambar 4.50 Kontur <i>output</i> reaksi dan perpindahan model beton tarik.	164
Gambar 4.51 Kurva tegangan regangan tarik beton $f_c 54,4$ MPa analitik dan Abaqus.	164
Gambar 4.52 Tegangan <i>PC bar</i> dan beton hasil pemodelan pratekan.	166
Gambar 4.53 Deformasi <i>spun pile</i> model Abaqus.	167
Gambar 4.54 Kurva beban perpindahan Abaqus dan eksperimen $P_0 = 0,08f_c'Ag$.	168
Gambar 4.55 Kurva beban perpindahan Abaqus dan eksperimen $P_0 = 0,16f_c'Ag$.	169
Gambar 4.56 Perbandingan tegangan-regangan tekan beton Abaqus, eksperimen dan model NLFEA (Trimarentra dkk., 2018).	170
Gambar 4.57 Efek kurvatur terhadap hubungan tegangan regangan tulangan tarik (Maekawa dan Qureshi, 1996).	171
Gambar 4.58 Aksi komposit beton dan <i>PC bar</i> pada dinding <i>spun pile</i> .	172
Gambar 4.59 Tegangan regangan tarik <i>PC bar</i> dan model <i>embedded</i> .	172
Gambar 4.60 Kurva beban perpindahan eksperimen dan Abaqus-2.	173
Gambar 4.61 Kurva beban perpindahan eksperimen dan Abaqus-2.	174
Gambar 4.62 <i>Nodal</i> data tegangan beton serat tekan <i>spun pile</i> .	175
Gambar 4.63 Kurva tegangan tekan beton dan perpindahan di tengah bentang <i>spun pile</i> eksisting.	176
Gambar 4.64 Posisi <i>PC bar</i> yang diamati pada model <i>spun pile</i> .	176
Gambar 4.65 Idealisasi kurva tegangan regangan tarik <i>PC bar</i> .	177
Gambar 4.66 Tegangan <i>PC bar spun pile</i> eksisting model Abaqus.	178

Gambar 4.67 Kurva beban perpindahan model <i>spun pile</i> usulan.....	179
Gambar 4.68 Tegangan beton serat tekan <i>spun pile</i> usulan.	180
Gambar 4.69 Ilustrasi pengekanan beton inti oleh tulangan sengkang.	181
Gambar 4.70 Kurva tegangan <i>PC bar</i> model <i>spun pile</i> usulan.	183
Gambar 4.71 Nodal pembacaan regangan tulangan spiral model Abaqus.	184
Gambar 4.72 Regangan tulangan spiral <i>spun pile</i> usulan.....	184

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1. Matrik kebaruan penelitian	16
Tabel 2.1 Nilai <i>fracture energy</i> dasar <i>G_{Fo}</i>	43
Tabel 2.2 Perhitungan rasio tulangan <i>spiral spun pile</i> yang diuji.....	44
Tabel 2.3 Ketentuan tulangan <i>spiral</i> tiang pancang pratekan menurut <i>codes</i>	46
Tabel 3.1 Elongasi ultimit <i>PC bar 7,1</i>	54
Tabel 3.2 Elongasi ultimit tulangan spiral <i>wire 3,2</i>	56
Tabel 3.3 Identitas benda uji <i>spun pile</i> tes lentur monotonik.	59
Tabel 3.4 Identitas benda uji <i>spun pile</i> tes lentur siklik.....	59
Tabel 3.5 Siklus <i>drift ratio</i> dan perpindahan lateral	70
Tabel 3.6 Alat pengujian siklik	72
Tabel 3.7 Kesesuaian satuan dalam Abaqus	74
Tabel 3.8 Variasi model beton akibat beban tekan.	77
Tabel 3.9 Parameter <i>plasticity</i> beton tekan.	78
Tabel 3.10 Data geometri elemen model Abaqus.	86
Tabel 3.11. Luas penampang tulangan <i>PC bar</i> dan <i>spiral</i>	88
Tabel 3.12 Koordinat y dan z posisi tulangan <i>PC bar</i>	89
Tabel 3.13 Beban aksial model <i>spun pile</i>	92
Tabel 4.1 Hubungan <i>h₀</i> dan <i>kh</i>	99
Tabel 4.2 Nilai <i>unrestrained drying shrinkage</i> ($\epsilon_{cd} \times 106$).....	100
Tabel 4.3 Nilai regangan susut <i>autogenous</i> (ϵ_{ca}).....	101
Tabel 4.4 Tegangan retak beton <i>spun pile</i> dengan beban aksial.....	111
Tabel 4.5 Momen retak analitis <i>spun pile</i> dengan beban aksial.....	111
Tabel 4.6 Beban retak hasil pengamatan visual dan kurva beban perpindahan..	113

Tabel 4.7 Perbandingan momen retak eksperimen dan analitik.....	118
Tabel 4.8 Rekapitan momen ultimit <i>spun pile</i> akibat beban lentur monotonik.....	119
Tabel 4.9 Daktilitas perpindahan <i>spun pile</i> akibat beban lentur monotonik.....	119
Tabel 4.10 Rasio simpangan saat beban puncak <i>spun pile</i> akibat beban lentur monotonik.....	119
Tabel 4.11 Momen retak <i>spun pile</i> akibat beban lateral siklik dan aksial tekan.	134
Tabel 4.12 Rekapitan momen ultimit <i>spun pile</i> akibat beban lentur siklik.....	135
Tabel 4.13 Daktilitas perpindahan <i>spun pile</i> hasil eksperimen.....	136
Tabel 4.14 Perpindahan dan rasio simpangan saat beban ultimit <i>spun pile</i> akibat beban lentur siklik.....	138
Tabel 4.15 Beban lateral ultimit <i>spun pile</i> hasil eksperimen dan model Abaqus	171

DAFTAR SIMBOL

A_{ch}	Luas penampang inti tiang pancang	mm ²
A_e	Luas penampang inti efektif	mm ²
A_g	Luas penampang beton tiang pancang	mm ²
A_{sh}	Luas penampang tulangan sengkang satu kaki	mm ²
A_{sp}	Luas penampang tulangan sengkang spiral satu kaki	mm ²
A_t	Luas penampang tulangan sengkang satu kaki	mm ²
d_c	<i>Compression damaged value</i>	-
d_s	Diameter <i>spiral</i> dari pusat tulangan	mm
d_t	<i>Tension damaged value</i>	-
d_v	Diameter lubang penampang	mm
E_c	Modulus sekan yang diukur saat tegangan f_{pl} (biasanya $0,45f_c$)	MPa
E_{ti}	Modulus tangensial awal (<i>initial tangent modulus</i>)	MPa
f_0	Tegangan puncak	MPa
f'_c	Kuat tekan beton	MPa
f_{ce}	Tegangan pratekan efektif pada beton	MPa
f_{cc}	Tegangan beton terkekang	MPa
f_{ic}	Tegangan titik balik	MPa
f_l	Tegangan lateral beton	MPa
f_r	Tegangan kekang beton	MPa
f_y	Tegangan leleh tulangan	MPa
f_{yh}	Tegangan leleh tulangan sengkang	MPa
f_{yt}	Tegangan leleh tulangan transversal	MPa
f_{pe}	Tegangan pratekan efektif pada <i>PC bar</i>	MPa
f_{pl}	Tegangan plastis beton (biasanya $0,45f_c$)	MPa
f_t	Tegangan tarik puncak beton	MPa
G_f	<i>Initial fracture energy</i>	N/mm
G_F	<i>Total fracture energy</i>	N/mm

H	Beban lateral	N
P_0	Beban aksial desain tiang pancang	kN
s	Jarak spasi as ke as tulangan	mm
s'	Spasi vertikal bersih antar tulangan <i>spiral</i>	mm
V_{cc}	Volume beton terkekang	mm ³
V_s	Volume tulangan <i>spiral</i> tiap jarak spasi <i>spiral</i>	mm ³
\varnothing	Diameter tulangan	mm
ε_0	Regangan puncak	-
ε_c	Regangan beton	-
ε_{ic}	Regangan titik balik	-
ε_k	Regangan di titik <i>knee</i>	-
ε_c^{pl}	Regangan plastis beton	-
ε_{ca}	Regangan susut <i>autogenous</i>	-
ε_{cd}	Regangan susut <i>drying</i>	-
ε_{cs}	Regangan susut total	-
σ_k	Tegangan di titik <i>knee</i>	MPa
μ_{Δ}	Daktilitas perpindahan	-
μ_{θ}	Daktilitas rotasi	-
μ_{ϕ}	Daktilitas kurvatur	-
ψ	<i>Dilation angle</i> beton	-
Δ_y	Perpindahan saat leleh	-
Δ_u	Perpindahan ultimit	-
θ_y	Rotasi leleh	-
θ_u	Rotasi ultimit	-
ϕ_y	Kurvatur leleh	-
ϕ_u	Kurvatur ultimit	-
ρ_s	Rasio volumetrik tulangan spiral	-
ν	Rasio poisson	-
δ	Rasio simpangan	-

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

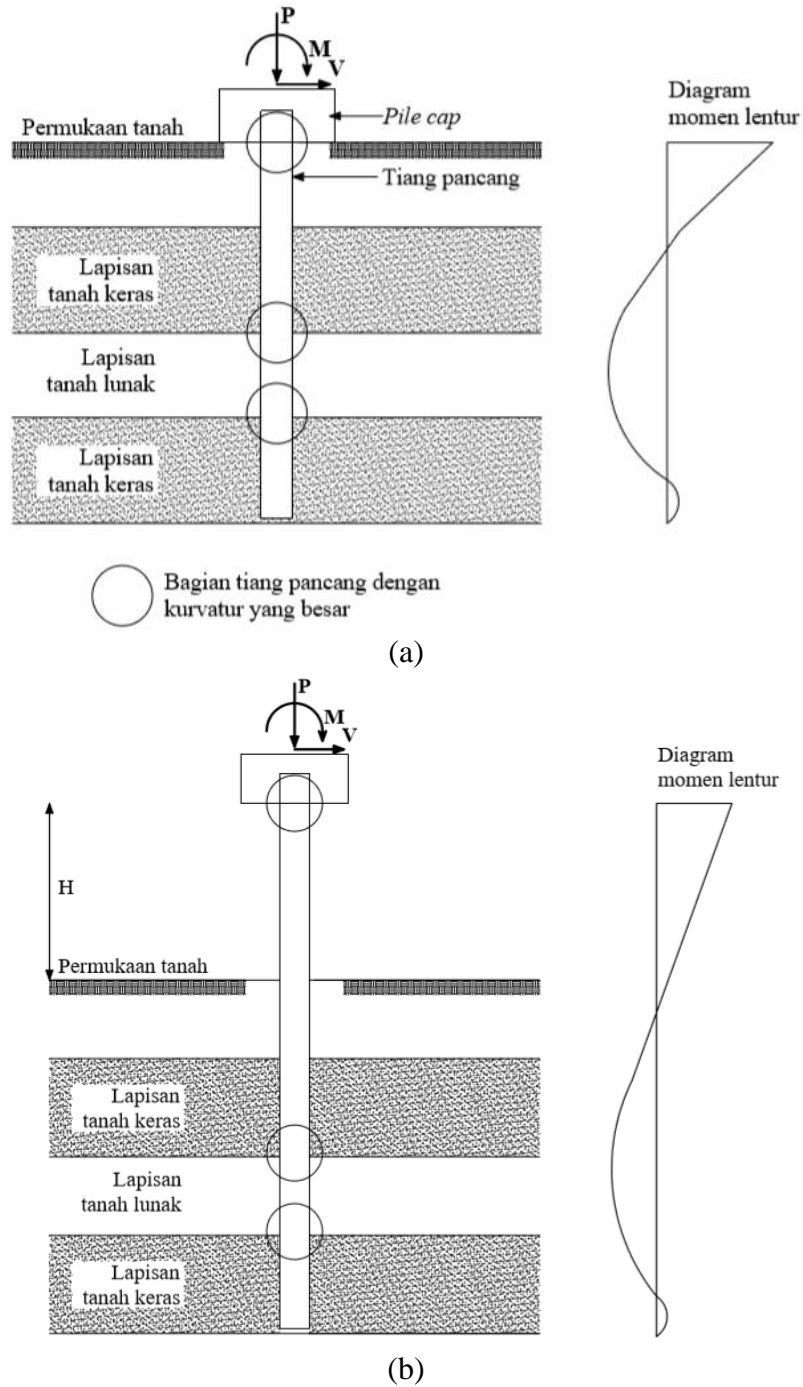
Perilaku tiang pancang akibat beban gempa

Salah satu tipe tiang pancang yang banyak digunakan untuk pondasi dalam (*deep foundation*) adalah tiang pancang pratekan dengan penampang lingkaran berlubang (*circular hollow prestress pile*). Tiang pancang ini disebut juga sebagai *spun pile* karena proses pembuatannya dilakukan dengan metode putar (*spinning*). Selain berfungsi sebagai pondasi pada bangunan gedung, *spun pile* juga difungsikan sebagai pondasi sekaligus kolom, seperti pada jembatan dan dermaga. Karena mempunyai penampang berlubang, penggunaan *spun pile* sebagai kolom sekaligus tiang pancang mempunyai beberapa keuntungan, diantaranya adalah dapat mengurangi volume beton tiang pancang dan berat pondasi lebih ringan.

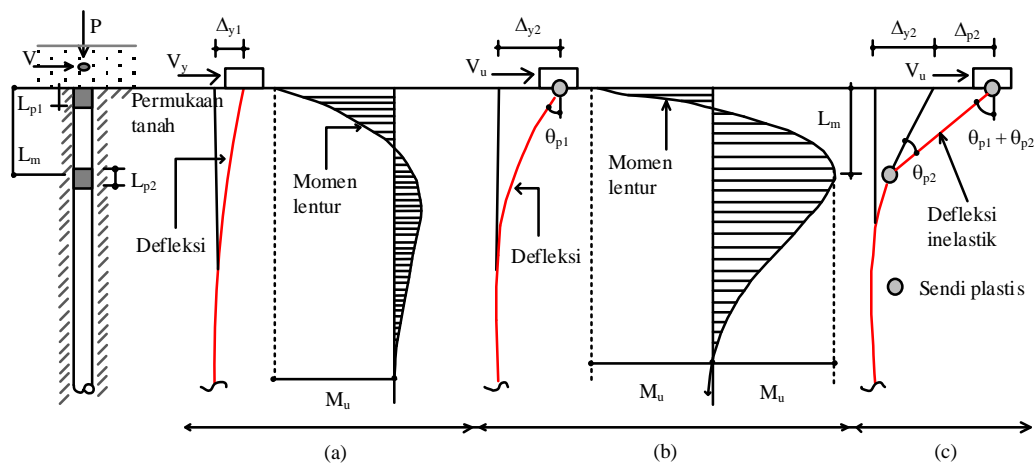
Dalam penggunaannya, tiang pancang disyaratkan untuk didesain mampu memikul reaksi yang terjadi akibat beban struktur atas. Beban tersebut berupa beban aksial akibat berat struktur dan juga beban lateral, misalkan akibat beban gempa. Reaksi momen akibat beban lateral menyebabkan tiang pancang mengalami kelengkungan (*kurvatur*). Pengaruh beban lateral akibat beban gempa pada tiang pancang ditunjukkan pada Gambar 1.1. Pada gambar tersebut ditampilkan diagram momen dan bagian badan tiang pancang yang berpotensi terjadi kurvatur yang besar baik yang difungsikan sebagai pondasi (Gambar 1.1a) maupun sebagai pondasi sekaligus kolom (Gambar 1.1b). Momen yang besar berpotensi terjadi di dua bagian dari badan tiang pancang, yaitu di pertemuan antara tiang pancang dengan *pile cap* pada pondasi *fixed head pile* serta di dalam tanah yaitu di daerah pertemuan antara tanah keras dan tanah lunak yang memiliki perbedaan kekakuan tanah yang besar (Pam, 1987, Budek dkk., 2000).

Di lokasi momen maksimum berpotensi terjadi sendi plastis dengan mekanisme pelelehan seperti ditunjukkan pada Gambar 1.2. Sejalan dengan peningkatan beban lateral maka momen yang bekerja di badan *spun pile* juga

meningkat. Saat momen akibat beban luar melampaui momen leleh *spun pile* maka terjadi pelelehan penampang *spun pile*. Leleh pertama terjadi di sambungan *pile* dan *pile cap* dan leleh kedua terjadi di dalam tanah (Pam, 1987, Budek dkk., 2000, Song dkk., 2004).



Gambar 1.1 Kurvatur dan momen pada tiang pancang akibat beban gempa (Pam, 1987, Budek dkk., 2000).



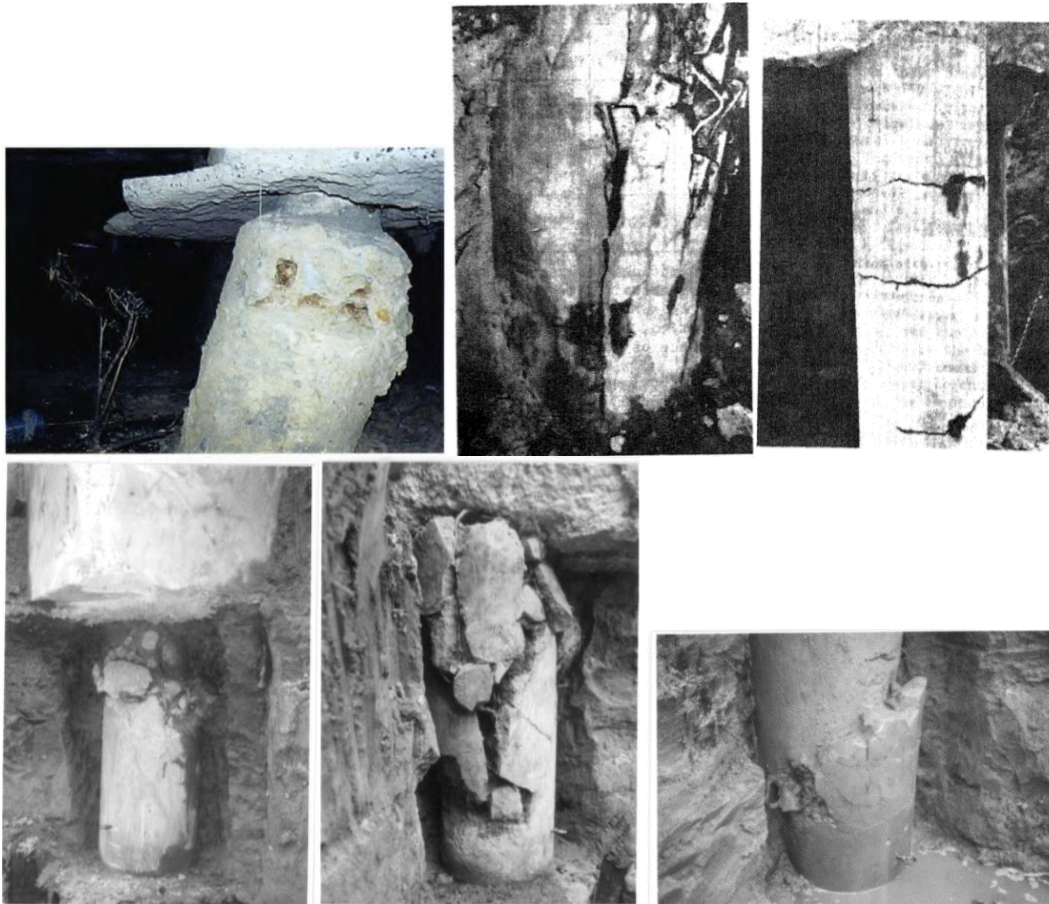
(a) kondisi batas leleh pertama, (b) kondisi batas leleh kedua, (c) kondisi batas ultimit

Gambar 1.2 Bentuk deformasi, distribusi momen lentur dan sendi plastis tiang pancang *fixed head* akibat beban lateral (Song dkk., 2004).

Kegagalan *spun pile* akibat gempa

Jika tiang pancang memiliki kekuatan dan daktilitas yang tidak cukup selama plastifikasi maka kurvatur dan momen yang terjadi berpotensi untuk memicu kegagalan pada tiang pancang tersebut. Sejumlah hasil observasi kondisi kegagalan pondasi tiang pancang pasca gempa besar telah dilaporkan oleh para peneliti. Saat gempa Niigata tahun 1964 dan Miyagiken-oki tahun 1978 terjadi kerusakan parah terjadi pada tiang pancang pracetak pratekan *spun pile*. Keruntuhan ini juga terjadi pada pondasi *spun pile* saat gempa Kobe 1995 baik pada pondasi gedung maupun jembatan.

Dokumentasi hasil investigasi ditunjukkan pada Gambar 1.3. *Spun pile* mengalami kerusakan pada pertemuan antara *pile* dengan *pile cap* (Gambar 1.3a) dengan beberapa bentuk pola keruntuhan (*mode of failure*). *Spun pile* terpisah dari *pile cap* tanpa terjadi pelelehan di badannya. Keruntuhan disebabkan oleh kegagalan tekan, lentur, geser atau kombinasi tekan, lentur dan geser. Hasil penggalian tanah di bawah gedung menunjukkan bahwa kerusakan *spun pile* juga ditemukan terjadi di dalam tanah (Gambar 1.3b). Plastifikasi terjadi di badan *spun pile* dengan lokasi beberapa meter di bawah *pile cap* (Kishida dkk. 1980, Kawamura dkk., 1985, Muguruma dkk. 1995).



(a) Plastifikasi tiang pancang di pertemuan *pile* dan *pile cap*



(b) Plastifikasi tiang pancang di dalam tanah

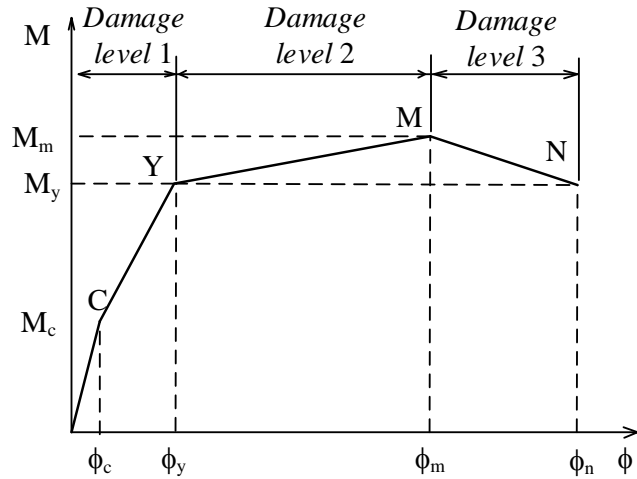
Gambar 1.3 Kegagalan tiang pancang *spun pile* akibat gempa (Kishida dkk., 1980, Kawamura dkk., 1985 dan Mizuno dkk., 1996).

Konsep desain seismik pondasi *spun pile*

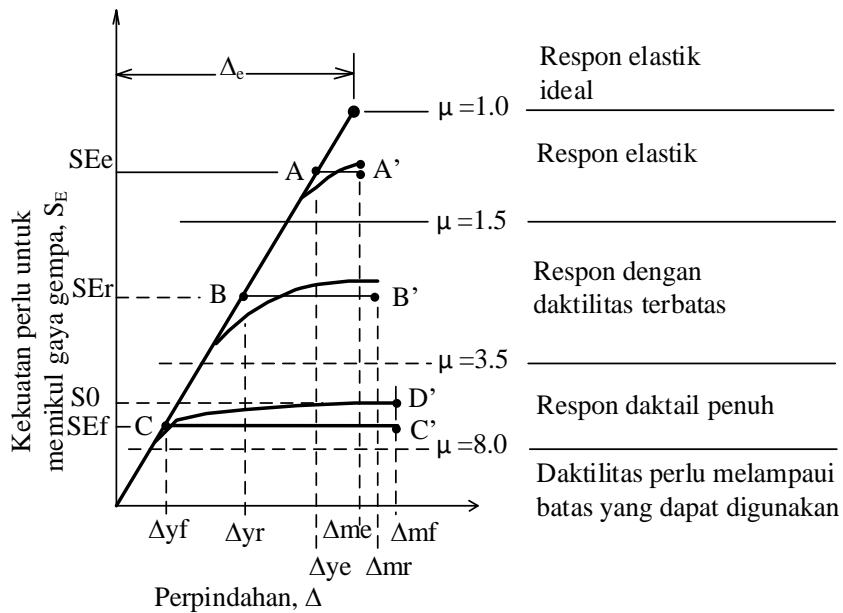
Pada tahun 1984, enam tahun setelah gempa Miyagiken-oki tahun 1978, *Ministry of Construction* Jepang mensyaratkan pondasi tiang pancang didesain elastik untuk memikul beban lateral gaya geser dasar sebesar $0,2W$, dimana W adalah berat struktur bangunan atas. Sedangkan struktur bangunan atas didesain dengan sebagai *ductile frame* dengan beban lateral $0,3W$. Ketentuan tersebut berlaku hingga terjadi gempa Kobe pada tahun 1995. Pada saat itu tulangan transversal *spun pile* tidak didesain untuk memikul gaya geser dan memberi pengekangan inti beton (*confinement*). Dengan konsep desain tersebut ternyata *spun pile* mengalami kegagalan yang getas akibat sendi plastis yang terjadi di badan *spun pile* yang disebabkan oleh kapasitas momen *spun pile* lebih rendah dibanding momen yang terjadi akibat gempa. Seharusnya pondasi tiang pancang didesain sebagai elemen struktur yang daktail seperti halnya struktur bangunan atas (Muguruma dkk. 1995 dan Mizuno dkk. 1996). Hal ini didukung ACI 543R-00 yang menyatakan bahwa dalam desain tiang pancang terhadap beban gempa, disebutkan bahwa desain tiang pancang hanya berdasarkan kekuatannya tidaklah cukup. *Spun pile* harus memiliki daktilitas saat memikul beban momen bolak-balik (American Concrete Institute, 2005).

Desain tiang pancang untuk memikul beban lateral akibat gempa telah merubah konsep desain pondasi tiang pancang (Nigels, 2005). Setelah gempa Kobe 1995, peraturan Jepang memberikan ketentuan untuk menjamin kinerja seismik pondasi dengan membuat batasan nilai daktilitas yang harus dimiliki oleh pondasi sesuai dengan tingkat kerusakan (*damage level*) yang dikehendaki. Batasan daktilitas tersebut ditunjukkan pada Gambar 1.4. Takase dkk. (1999) menyebutkan bahwa *Japan Code* mensyaratkan tiang pancang memiliki daktilitas perpindahan minimum 8 agar mampu mencapai kondisi ultimit dengan tanpa terjadi keruntuhan total saat terjadi gempa kuat (disebut sebagai *damage level 3*). Pada daktilitas 8 tersebut tiang pancang diijinkan mengalami penurunan hingga kekuatan momen lelehnya. Pada gempa menengah tiang pancang disyaratkan memiliki daktilitas minimum 5 agar struktur mampu mengalami pelelehan dengan tetap mempertahankan kekuatannya (disebut sebagai *damage level 2*). Sedangkan

apabila tiang pancang difungsikan untuk gempa lemah tanpa mengalami pelelehan (disebut sebagai *damage level 1*) maka tiang pancang disyaratkan memiliki daktilitas 1. Selain itu, analisis dinamik struktur bangunan atas bersama dengan struktur bangunan bawah diperlukan untuk mendesain pondasi tiang pancang.



Gambar 1.4 Kurva momen kurvatur nonlinier tiang pancang (Takase dkk. 1999).



Gambar 1.5 Hubungan kekuatan dan daktilitas (Paulay dan Priestly, 1992).

Selain itu, NEHRP 2000 juga mengatur tentang batasan nilai daktilitas untuk sambungan suatu struktur. Karena sambungan merupakan pertemuan dua atau lebih elemen struktur maka ketentuan daktilitas ini dapat digunakan sebagai dasar penentuan daktilitas suatu elemen struktur, seperti halnya tiang pancang.

Untuk struktur yang dibangun dengan Kategori Desain Seismik (KDS) A dan B tidak ada ketentuan persyaratan nilai daktilitas. Untuk KDS C elemen struktur disyaratkan memiliki daktilitas minimum 4, sedangkan untuk di KDS D, E dan F daktilitas minimum adalah 8 (Hawkins dan Ghosh, 2000). Ketentuan yang diterapkan oleh peraturan Jepang dan NEHRP 2000 sejalan dengan teori hubungan kekuatan dan daktilitas yang disampaikan oleh Paulay dan Priestley (1992). Untuk dapat berperilaku daktil penuh elemen struktur disyaratkan memiliki daktilitas perpindahan tidak kurang dari 8 (Gambar 1.5).

Pengekangan tiang pancang

Untuk mencegah kegagalan yang mendadak maka dibutuhkan tiang pancang yang mampu mengalami defleksi plastis yang besar sebelum struktur mengalami keruntuhan. Tingkat kehandalan ini bisa dinyatakan sebagai kapasitas daktilitas (Park dan Paulay, 1975). Keruntuhan yang daktil dapat diperoleh melalui mekanisme lentur. Sedangkan keruntuhan geser bersifat getas (Imran dan Hendrik, 2014). Sehingga untuk menghasilkan perilaku keruntuhan yang daktil dengan daktilitas perpindahan di atas 8 seperti yang disyaratkan oleh Japan *codes* dan NEHRP 2000 maka elemen struktur harus mampu mempertahankan kekuatan lenturnya selama deformasi plastis terjadi. Hal ini dapat dilakukan dengan memberikan pengekangan yang cukup pada bagian beton serat tekan dan menyediakan tulangan lentur yang memiliki tegangan leleh dan elongasi yang cukup untuk mengimbangi *compression* yang terjadi selama mekanisme lentur berlangsung.

ACI 318M 2014 mensyaratkan rasio tulangan spiral (ρ_s) tertentu yang perlu dipasang di bagian tiang pancang yang berpotensi sendi plastis (disebut daerah daktil). Untuk beban aksial tekan di bawah $0,3f_c' A_g$ untuk KDS D, E, dan F disyaratkan rasio tulangan spiral yang perlu dipasang di daerah daktil adalah

$$\rho_s = 0,45 \frac{f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (1.1)$$

$$\rho_s = 0,12 \frac{f_c'}{f_{yh}} \quad (1.2)$$

Peraturan yang lain, yaitu SNI 03 1726 2012 dan *the 2000 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures* mensyaratkan untuk KDS C rasio volumetrik tulangan spiral yang perlu dipasang untuk tiang pancang pracetak-pratekan adalah (BSN, 2012 dan *Building Seismic Safety Council*, 2001)

$$\rho_s = 0,007 \quad (1.3)$$

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (1.4)$$

Untuk KDS D, E, dan F dengan beban aksial $P_0 = 0,3f'_cA_g$

$$\rho_s = 0,25 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[0,5 + \frac{1,4P_0}{f'_cA_g} \right] \quad (1.5)$$

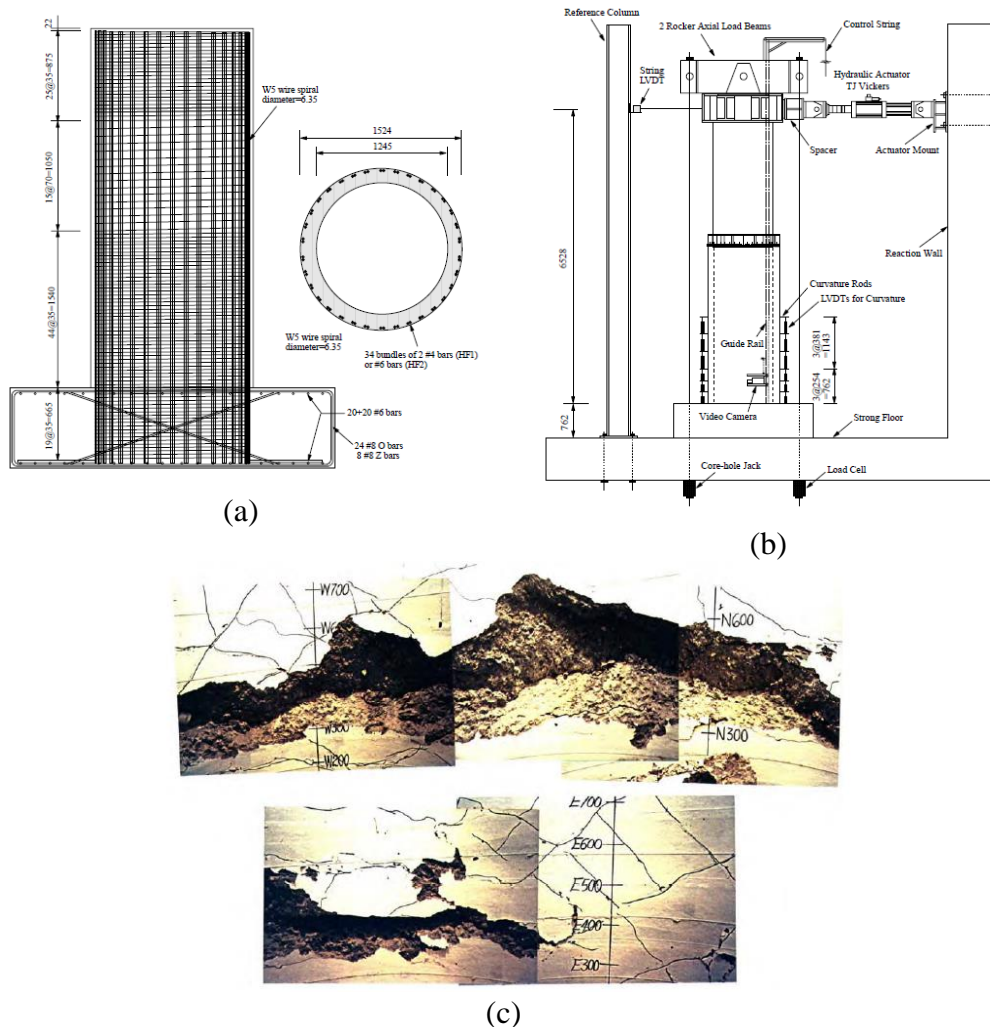
ρ_s yang disyaratkan oleh *codes* tersebut merupakan tulangan transversal yang berfungsi sebagai pengekan (*confinement*). Sheppard (1983) mengacu pada ACI 318-77 menyatakan bahwa rumus rasio volumetrik tulangan spiral dalam persamaan tersebut diperuntukan untuk tiang pancang berpenampang pejal dan tidak dapat digunakan (*not applicable*) untuk tiang pancang berpenampang berlubang (*hollow pile*). Hingga sekarang persamaan ρ_s dalam ACI 318-77 menjadi ketentuan dalam ACI 318M 2014. Agar rumus rasio volumetrik tulangan spiral dapat diaplikasikan maka *hollow pile* maka diperlukan inti beton pada penampang *spun pile*. Hal ini dapat dilakukan dengan pengisian lubang *spun pile* menggunakan beton pengisi.

Penelitian tentang tiang pancang pratekan berlubang

Sejumlah penelitian telah dilakukan terkait kinerja tiang pancang pratekan berpenampang lingkaran berongga (*spun pile*). Penelitian tersebut diantaranya adalah Hoshikuma dan Priestley (2000), Budek dkk. (2005), Tuladhar dkk. (2005) dan Akiyama dkk. (2012).

Hoshikuma dan Priestley (2000) melaporkan hasil penelitian tentang perilaku lentur kolom beton bertulang berpenampang lingkaran berlubang akibat beban gempa seperti ditunjukkan pada Gambar 1.6. Parameter untuk menunjukkan perilaku lentur kolom ditunjukkan oleh kapasitas daktilitas lentur. Seperti ditunjukkan pada Gambar 1.6c dari pengujian ini disimpulkan bahwa perilaku

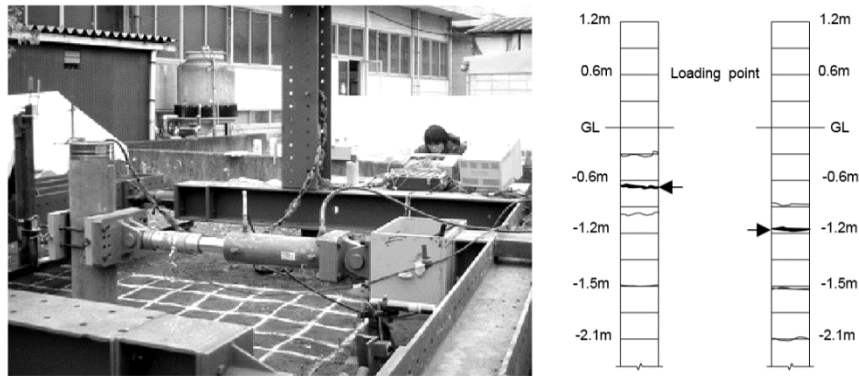
kegagalan kolom berpenampang lingkaran berlubang akibat beban gempa adalah kegagalan tiba-tiba (getas) yang terjadi setelah beton pada sisi dalam dinding kolom hancur (*crushing*). Pada saat kolom gagal ternyata tulangan transversal yang mengekang inti beton belum mengalami leleh. Hal ini menunjukkan bahwa tekanan lateral yang diberikan oleh dinding dalam tiang berlubang memberikan pengaruh yang kecil terhadap mekanisme pengekanan yang diberikan tulangan *spiral*.



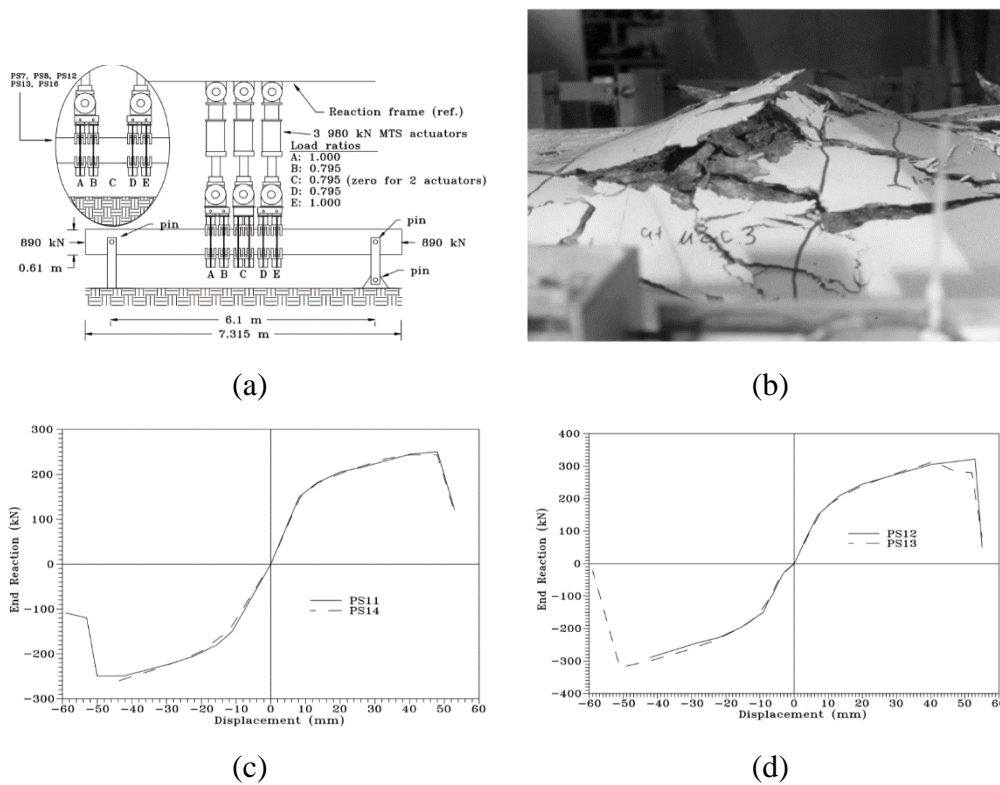
Gambar 1.6 Benda uji, metode uji dan model kegagalan (Hoshikuma dan Priestly, 2000).

Tuladhar dkk. (2005) meneliti perilaku *spun pile* berdiameter 300 mm dan tebal 60 mm yang ditanam di dalam tanah. Tulangan pratekan *spun pile* menggunakan 6 *PC bar* diameter 7 mm dan spiral diameter 3 mm dengan spasi 100 mm. Mutu beton f'_c 69 MPa sedangkan mutu *PC bar* f_y 1325 MPa. Tegangan prategang efektif 5 Mpa. *Spun pile* tersebut dibebani oleh beban lateral monotonik dan siklik tanpa beban aksial dengan memasukan pengaruh interaksi tanah dan tiang

pancang (*pile-soil interaction*). Hasil pengujian menunjukkan sendi plastis yang muncul di daerah sejarak 0,6 m (2D) di bawah level tanah (*ground level*) untuk beban monotonik dan 1,2 (4D) m untuk beban siklik.



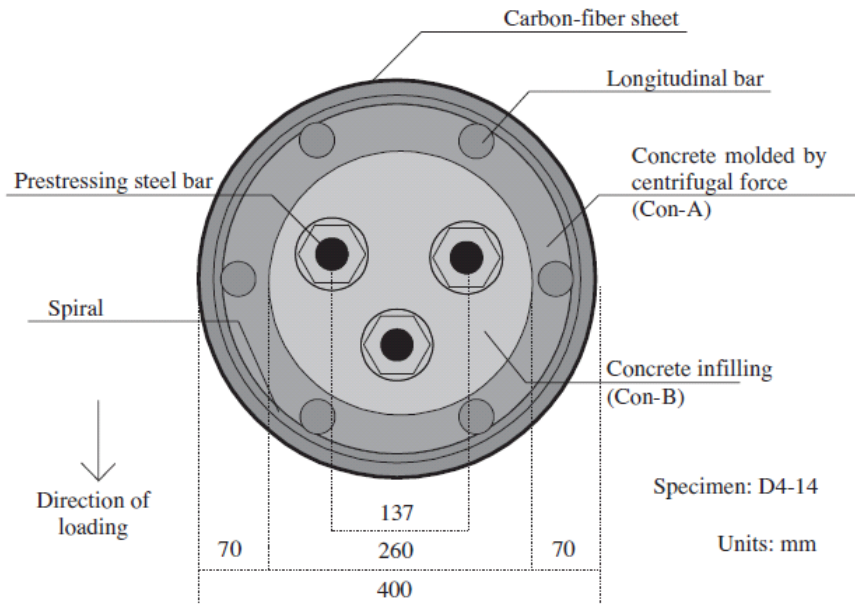
Gambar 1.7 *Setup* pengujian dan pola retak *spun pile* (Tuladhar dkk., 2005).



Gambar 1.8 *Setting up*, model keruntuhan dan kurva histeresis tiang pancang berlubang (Budek dkk., (2005).

Budek dkk. (2005) menginvestigasi empat buah tiang pancang pratekan berpenampang lingkaran berlubang berdiameter 610 mm dan tebal dinding 94 mm (PS11, PS12, PS13 dan PS14). Pembebanan lateral siklik dengan beban aksial (Gambar 1.8a). Rasio tulangan spiral divariasasi PS11 $\rho_s = 0,0297$, PS12 dan PS13

$\rho_s = 0,0194$, PS14 $\rho_s = 0,0117$. Sendi plastis yang terjadi dibuat terkekang untuk PS12 dan PS13 menggambarkan tiang pancang yang terkekang oleh tanah. PS13 diberi tambahan tulangan lunak. Sendi plastis yang terjadi dibuat tidak terkekang untuk PS11 dan PS11 yang menggambar tiang pancang sebagai kolom bebas. Hasil pengujian menunjukkan keruntuhan yang terjadi dipicu oleh *crushing* beton di serat tekan (Gambar 1.8b). Variasi tulangan spiral tidak berpengaruh terhadap daktilitas perpindahan tiang pancang berpenampang lingkaran berlubang (Gambar 1.8c). Penambahan tulangan lunak menyebabkan penurunan daktilitas dari 4 menjadi 2,5 (Gambar 1.8d).



Gambar 1.9 Tiang pancang dengan beton pengisi (Akiyama dkk., 2012).

Akiyama dkk. (2012) mengusulkan usulan tiang pancang *spun pile* dengan mengisi lubang *spun pile* dengan beton pengisi dan menyelubungi *spun pile* dengan serat karbon (*carbon fiber*). Sistem pratekan yang digunakan adalah *post tension* dengan memasang tulangan prategang *unbonded* di tengah lubang *spun pile*. Penulangan dinding *spun pile* dilakukan dengan memasang tulangan longitudinal dan sengkang (Gambar 1.9). Pengujian yang dilakukan adalah tes lentur murni beban searah (monotonik). Dari pengujian ini disimpulkan bahwa dengan pengisian beton pengisi dan pelapisan *carbon fiber* dapat meningkatkan kapasitas lentur dan daktilitas *spun pile*.

Irawan (2015, *unpublished*) melakukan studi tentang kesesuaian rasio tulangan spiral (ρ_s) *spun pile* dengan persyaratan *codes*. Sampel *spun pile* ini diambil dari salah satu produsen tiang pancang di Indonesia. *Spun pile* tersebut berdiameter 400 mm dengan tebal 75 mm. Penulangan tiang pancang ini menggunakan 10 batang *PC bar* berdiameter 7,1 mm dan tulangan spiral *wire* berdiameter 3,2 mm dengan spasi 100 mm ($\rho_s = 0,0016$). Studi ini menyimpulkan bahwa tulangan spiral *spun pile* eksisting belum memenuhi persyaratan *codes* baik ditinjau dari diameter maupun rasio tulangan *spiral*. Ketentuan ini tidak masalah jikalau tiang pancang didesain elastik dengan batasan momen yang dipikul oleh tiang pancang tidak melewati momen retak (*crack*), yang juga disebut sebagai desain elastik. Namun jika tiang pancang berpotensi mengalami plastifikasi, misalnya akibat beban gempa yang terjadi lebih besar dari beban gempa desain, maka tiang pancang harus didesain untuk dapat mengalami deformasi plastik dengan tetap mempertahankan kekuatannya. Dalam kondisi plastis ini tulangan *spiral*, diameter dan rasio, harus didesain sesuai dengan *codes* yang berlaku.

Dari hasil hasil investigasi lapangan terhadap kegagalan *spun pile* pasca gempa, persyaratan *codes* desain tiang pancang, dan hasil penelitian terdahulu menunjukkan bahwa terdapat dua permasalahan terkait penggunaan *spun pile* sebagai elemen struktur pemikul momen akibat beban gempa, yaitu:

1. Keruntuhan plastis *spun pile* berpotensi terjadi di sambungan tiang dan *pile cap* dan di badan tiang pancang yang tertanam dalam tanah. Hasil investigasi lapangan dan juga laboratorium menunjukkan pola kegagalan getas (*brittle*) tiang pancang *prestress* dengan penampang berlubang dipicu oleh kehancuran dinding beton (*shell*) tiang pancang.
2. Aplikasi *spun pile* sebagai pondasi (struktur bawah) sekaligus kolom (struktur atas), seperti ditunjukkan pada Gambar 1.1b, di KDS D, E, F disyaratkan untuk dapat berperilaku daktail dengan *detailing* tulangan pengekang yang memenuhi ketentuan *codes*. Dalam kondisi inelastik tersebut *spun pile* disyaratkan oleh NEHRP 2000 dan Japan code untuk mampu berdeformasi hingga daktilitas lebih dari 8. Namun, rasio tulangan *spiral spun pile* yang selama ini digunakan belum memenuhi persyaratan *codes*.

Penelitian ini dilakukan untuk mengetahui kinerja inelastik *spun pile* dalam memikul beban gempa. *Spun pile* difungsikan sebagai kolom (*free standing column*), sehingga tidak ada pengekangan oleh tanah. Sebuah solusi akan dikaji dalam penelitian ini, yaitu dengan mengisi lubang *spun pile* dengan beton pengisi. Beton pengisi diharapkan dapat menjadi beton inti sehingga mekanisme pengekangan dapat terjadi. Selain itu, beton pengisi difungsikan sebagai penahan beton sisi dalam *spun pile* ketika akan terjadi *spalling*.

Studi ini dilakukan dengan dua metode, yaitu pengujian benda uji *spun pile* di laboratorium dan pemodelan numerik. Pengujian laboratorium dilakukan dengan variasi pembebanan lentur monotonik dan lentur siklik dengan beban aksial. Benda uji yang dites di laboratorium adalah *spun pile* eksisting dan *spun pile* eksisting dengan beton pengisi. Sedangkan pemodelan numerik menggunakan Abaqus dilakukan untuk *spun pile* eksisting dengan beton pengisi yang divariasi tulangan spiralnya. Model dibuat dengan tulangan spiral eksisting (*wire* berdiameter 3,2 mm spasi 100 mm) dan tulangan spiral usulan sesuai dengan syarat *codes* (tulangan berdiameter 8 mm spasi 50 mm). Pembebanan model *spun pile* adalah beban lentur monotonik ditambah dengan beban aksial.

Kinerja seismik *spun pile* dianalisis berdasarkan analisis kurva beban-perpindahan, regangan yang terjadi di beton, *PC bar* dan tulangan spiral serta model runtuh benda uji. Dari kurva beban-perpindahan didapatkan data kekuatan momen, nilai daktilitas perpindahan dan rasio simpangan saat kondisi ultimit. Kekuatan momen dianalisis dengan membandingkannya dengan momen hasil perhitungan analitik. Data daktilitas perpindahan dianalisis lebih detail dengan mengacu pada Japan code dan NEHRP, sedangkan rasio simpangan saat kondisi ultimit dianalisis dengan mengacu pada SNI 7834 2012.

1.2 Permasalahan

Seperti yang telah dibahas dalam sub bab Latar Belakang, dua permasalahan terkait penggunaan *spun pile* sebagai pemikul momen akibat beban gempa yaitu: pertama, pola kegagalan tiang pancang *prestress* berlubang adalah dipicu oleh kehancuran permukaan dalam inti *shell* beton tiang pancang. Kedua,

tulangan *spiral spun pile* yang selama ini digunakan belum memenuhi persyaratan *codes* baik ditinjau dari diameter maupun rasio tulangan *spiral*. Sehingga permasalahan utama penelitian ini adalah:

1. Bagaimanakah kinerja *spun pile* eksisting dengan kondisi tulangan *spiral spun pile* yang tidak memenuhi persyaratan *codes*?
2. Bagaimanakah pengaruh beton pengisi terhadap peningkatan kinerja seismik tiang pancang *spun pile* eksisting?
3. Bagaimanakah pengaruh peningkatan rasio tulangan spiral sesuai *codes* terhadap peningkatan kinerja seismik tiang pancang *spun pile* eksisting yang telah diisi beton pengisi?
4. Bagaimanakah kategorisasi kinerja seismik *spun pile* berdasarkan persyaratan *codes*?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian ini adalah:

1. Untuk mengetahui kinerja *spun pile* eksisting
2. Untuk mengetahui pengaruh beton pengisi terhadap peningkatan kinerja seismik tiang pancang *spun pile* eksisting
3. Untuk mengetahui pengaruh peningkatan rasio tulangan spiral sesuai *codes* terhadap peningkatan kinerja seismik tiang pancang *spun pile* eksisting yang telah diisi beton pengisi.
4. Untuk mengetahui kategorisasi kinerja seismik *spun pile* berdasarkan persyaratan *codes*.

Dalam penelitian ini parameter yang dijadikan dasar penentuan kinerja *spun pile* adalah kekuatan momen, daktilitas dan rasio simpangan ultimit dan model runtuh.

1.4 Manfaat Penelitian

Jika ditemukan kelemahan ataupun kelebihan terhadap perilaku tiang pancang *spun pile* maka penelitian ini bermanfaat untuk memberikan masukan/sumbangan formulasi beton pratekan kepada lembaga pembuat SNI. Selain itu, penelitian ini diharapkan menjadi suatu usulan tiang pancang yang

memiliki kinerja seismik yang baik dan memenuhi persyaratan *code*. Harapan besar penelitian ini adalah *spun pile* usulan dapat diproduksi dan digunakan pada konstruksi tahan gempa di Indonesia.

1.5 Batasan masalah

Dalam studi ini benda uji dibebani dengan beban lentur murni tanpa memasukkan pengaruh beban geser. Walaupun dalam kenyataannya, akibat beban gempa timbul gaya geser dasar (*base shear*) yang cukup besar di kolom paling bawah yang seharusnya dipikul oleh pondasi tiang pancang. Peniadaan gaya geser juga dilakukan oleh peneliti terdahulu. Misalnya yang dilakukan oleh Tuladhar dkk. (2005) dan Akiyama dkk. (2012) yang hanya meninjau beban lentur, beban aksial dan lentur siklik oleh Hoshikuma dan Priestly (2000) dan Budek dkk. (2005).

Pada umumnya, penelitian tiang pancang dibagi menjadi penelitian badan tiang pancang dan penelitian sambungan tiang pancang ke *pile cap* (*pile to pile cap connection*). Penelitian ini fokus pada badan tiang pancang di bawah daerah pertemuan tiang pancang ke *pile cap*. Beton pengisi yang digunakan $f_c' = 33$ MPa. Beton pengisi merupakan beton polos tanpa besi tulangan. Pada penelitian selanjutnya kemungkinan dapat diteliti tentang perilaku *pile to pile cap connection*. Penambahan besi tulangan ke dalam beton pengisi diperlukan sebagai penyambung tiang pancang ke *pile cap*. Tulangan ini yang dikenal sebagai tusuk konde. Setelah tulangan tusuk konde dimasukkan ke dalam lubang *spun pile* yang menerus ke dalam *pile cap*, dilakukan pengecoran beton pengisi bersamaan dengan *pile cap*.

1.6 Kontribusi dan Orisinalitas

1.6.1 Kontribusi

Dengan melihat kondisi pola keruntuhan tiang pancang pratekan berlubang yang telah diuraikan dalam bagian latar belakang maka usulan dalam penelitian diharapkan memberi kontribusi terhadap peningkatan kinerja seismik tiang pancang *spun pile*. Pengekangan dinding *spun pile* akibat beton pengisi yang dimasukkan ke dalam lubang *spun pile* diharapkan mampu membuat tiang pancang berperilaku daktail.

1.6.2 Orisinalitas

Sejumlah penelitian terkait tiang pancang pratekan berpenampang lingkaran berongga telah disampaikan pada bagian latar belakang (Sub bab 1.1). Penelitian tersebut dapat digolongkan menjadi dua. Pertama, penelitian tentang perilaku dasar tiang pancang pratekan berongga dilakukan oleh Hoshikuma dan Priestly (2000), Budek dkk. (2005), Tuladhar dkk. (2005). Kedua, penelitian tentang modifikasi tiang pancang pratekan berongga oleh Akiyama dkk. (2012).

Tabel 1.1. Matrik kebaruan penelitian

Peneliti	Penampang <i>pile</i>	Pembebanan	Sistem pratekan
Hoshikuma dan Priestly (2000)	<i>Hollow</i>	Lentur + aksial	Tanpa pratekan
Tuladhar dkk. (2005)	<i>Hollow</i>	Lentur	<i>Pretension bonded</i>
Budek dkk. (2005)	<i>Hollow</i>	Lentur + aksial	<i>Pretension bonded</i>
Akiyama dkk. (2012)	<i>Hollow</i> + beton pengisi	Lentur	<i>Posttension unbonded</i>
Irawan dkk. (2019)	<i>Hollow</i> + beton pengisi	Lentur + aksial	<i>Pretension bonded</i>

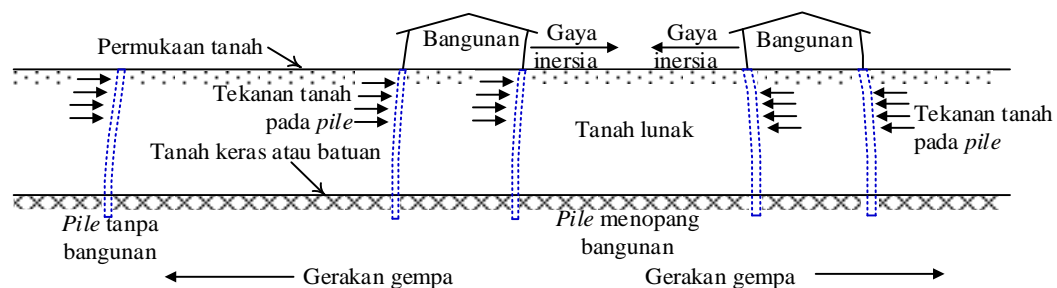
Perbedaan dengan peneliti sebelumnya ditunjukkan oleh matrik penelitian pada Tabel 1.1. Penelitian ini menggunakan beton pengisi sebagai usulan untuk meningkatkan kinerja tiang pancang *spun pile pretension*. Dengan metode numerik menggunakan Abaqus dikaji kinerja *spun pile* dengan beton pengisi akibat beban lentur dan aksial dengan inovasi rasio tulangan transversal sesuai dengan persyaratan *codes*. Metode ini sebenarnya telah dilakukan oleh Akiyama dkk. (2012), namun benda uji yang dites adalah pancang *post tension* dengan tulangan *unbonded prestress* di tengah lubang (Gambar 1.9). Selain itu, Tuladhar dkk (2005) melakukan penelitian terhadap perilaku lentur *spun pile* yang ditanam ke dalam tanah dengan tidak memasukkan beban aksial.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Perilaku Tiang Pancang akibat Beban Gempa

Dalam NEHRP 2000 – *Comentrary* dijelaskan tentang respon pondasi tiang pancang saat menerima beban lateral akibat gempa. Seperti diilustrasikan pada Gambar 2.1, beban lateral akibat pergerakan tanah menyebabkan gaya inersia lateral pada struktur atas. Dalam kondisi ini, tiang pancang berperan sebagai penyalur gaya lateral antara struktur atas dan tanah. Akibatnya, selain memikul beban aksial akibat berat sendiri struktur atas, tiang pancang juga menerima momen lentur yang cukup tinggi akibat beban lateral, terutama di bawah *pile cap* dan di dekat peralihan lapisan jenis tanah lunak dengan tanah keras seperti yang diuraikan pada sub bab 1.1 (Gambar 1.1). Supaya mampu bertahan dalam memikul beban aksial dan momen lentur selama gempa berlangsung maka tiang pancang disyaratkan memiliki kapasitas kekuatan, stabilitas dan daktilitas yang cukup (Building Seismic Safety Council, 2001).



Gambar 2.1 Respon *pile* akibat beban lateral (Building Seismic Safety Council, 2001).

Dengan melihat kondisi tersebut maka dalam desain tiang pancang disyaratkan pemakaian tulangan pengekang di daerah kritis tiang pancang yang dapat menyediakan daktilitas yang cukup, sehingga kegagalan mendadak dapat dihindari. Hal ini dapat dilakukan dengan mendesain tiang pancang dengan tulangan longitudinal yang cukup, sehingga mampu menahan momen lentur yang terjadi serta tulangan transversal (tulangan pengekang) yang cukup pula untuk memikul beban geser serta mengekang beton inti tiang pancang.

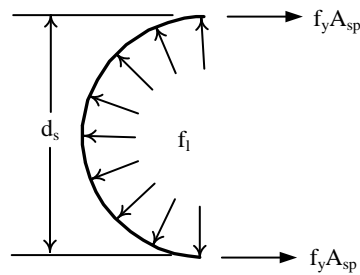
2.2 Konsep Pengekangan *Spiral*

Mekanisme pengekangan inti beton oleh tulangan *spiral* diilustrasikan pada Gambar 2.2. Pengekangan mulai bekerja ketika tulangan *spiral* telah mengalami leleh, f_y telah tercapai. Pada kondisi ini mulai muncul tegangan lateral beton (f_l). Tegangan lateral ini juga disebut sebagai tegangan kekang beton (f_r). Jika d_s adalah diameter *spiral*, A_{sp} adalah luas penampang tulangan *spiral*, dan s adalah spasi tulangan *spiral*, maka keseimbangan gaya yang bekerja pada separuh *spiral* adalah sebagai berikut (Park dkk., 1984).

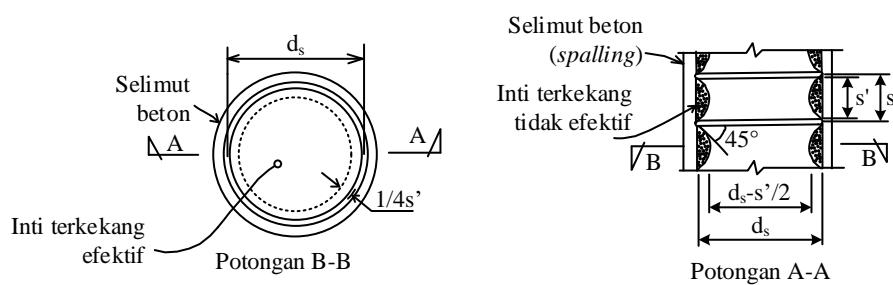
$$2A_{sp}f_{yt} = d_s s f_l \quad (2.1)$$

Sehingga besar tegangan lateral beton adalah:

$$f_l = \frac{2f_{yt}A_{sp}}{d_s s} \quad (2.2)$$



Gambar 2.2 Pengekangan beton oleh tulangan *spiral* (Park dkk., 1984).



Gambar 2.3 Pengekangan inti efektif sengkang (Mander dkk., 1988).

Gambar 2.3 menunjukkan usulan model pengekangan efektif untuk kolom oleh tulangan pengekang *spiral*. Mekanisme keruntuhan akibat beban lentur bolak-balik menyebabkan beton *cover* mengalami pengelupasan (*spalling*). Selain itu juga terjadi aksi lengkung yang merupakan daerah inti beton yang tidak efektif. Daerah ini membentuk fungsi parabola dengan kemiringan 45° (Mander dkk., 1988).

Sehingga luas inti efektif A_e (mm²) dapat dihitung dengan rumus:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad (2.3)$$

dimana s' adalah spasi vertikal bersih antar tulangan *spiral* (mm) dan d_s adalah diameter *spiral* dari pusat tulangan (mm).

Volume tulangan *spiral* tiap jarak spasi *spiral* V_s (mm³) dapat dihitung dengan rumus berikut,

$$V_s = A_s \pi d_s \quad (2.4)$$

Sedangkan volume beton terkekang (mm³) tiap jarak spasi *spiral* adalah

$$V_{cc} = A_e s \quad (2.5)$$

Rasio volumetrik tulangan *spiral* adalah

$$\rho_s = \frac{V_s}{V_{cc}} \quad (2.6)$$

Rasio volumetrik tulangan *spiral* (ρ_s) kolom berongga dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\rho_s = \frac{A_{sh} \pi d_s}{\frac{1}{4} \pi d_s^2 s} \quad (2.7)$$

Sedangkan rasio volumetrik tulangan *spiral* kolom berongga dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\rho_s = \frac{A_{sh} \pi d_s}{\frac{1}{4} \pi (d_s^2 - d_v^2) s} \quad (2.8)$$

dimana d_v diameter lubang tiang pancang (mm).

2.3 Persyaratan Tulangan Pengekang

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, rasio tulangan transversal elemen struktur yang menerima beban lentur dan aksial tekan, misalnya kolom dan tiang pancang, disyaratkan memenuhi peraturan yang berlaku. Sejumlah *code* memberikan ketentuan rasio tulangan pengekang, yaitu SNI SNI 03 2847 2013 “Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung”, SNI 03 1726 2012 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung”, ACI 318M 2011 “*Building Code Requirements for Structural Concrete*”, AASHTO 2005 “*AASHTO LRFD Bridge Design Specification*” serta masih banyak peraturan lain yang mengatur rasio tulangan pengekang.

2.3.1 SNI 03 2847 2013

Persyaratan penulangan sengkang secara jelas telah diatur dalam SNI beton terbaru, yaitu SNI 03 2847 2013. Pasal 18 SNI ini membahas tentang beton prategang, kemudian diperinci dalam sub pasal 18.11 diatur tentang ketentuan komponen struktur tekan kombinasi beban lentur dan beban aksial. Dalam pasal 18.11.2.2 dijelaskan bahwa untuk komponen struktur pratekan dengan beban prategang efektif lebih besar atau sama dengan 1,6 MPa, maka tulangan *spiral* atau pengikat transversal (sengkang) harus didesain dengan ketentuan diameter minimum 10 mm dengan spasi bersih antar *spiral* tidak boleh melebihi 75 mm dan tidak kurang dari 25 mm. Pada pasal 21.6 dinyatakan bahwa nilai rasio tulangan volumetrik *spiral* tidak kurang dari,

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2.9)$$

dimana f'_c adalah kuat tekan beton (MPa) dan f_{yt} adalah kuat leleh tulangan transversal (≤ 700 MPa) (Badan Standardisasi Nasional, 2013).

2.3.2 SNI 03 1726 2012 – NEHRP 2000

Menurut SNI 03 1726 2012 dan NEHRP 2000, persyaratan rasio volumetrik tulangan spiral tiang pancang dibagi menjadi dua. Pertama adalah rasio tulangan untuk tiang pancang pracetak pratekan yang digunakan untuk KDS C. Kedua adalah untuk tiang pancang pracetak pratekan yang digunakan untuk KDS D, E dan F.

Ketentuan rasio tulangan *spiral* untuk tiang pancang pratekan yang digunakan untuk KDS C adalah (Badan Standardisasi Nasional, 2012 dan Building Seismic Safety Council, 2001):

1. Rasio tulangan minimum untuk tiang sepanjang 6 m dari ujung tiang pancang adalah 0,007;
2. Rasio tulangan perlu adalah sebagai berikut:

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2.10)$$

dimana ρ_s adalah rasio tulangan volumetrik, f'_c adalah kuat tekan beton (MPa), f_{yt} adalah tegangan leleh tulangan *spiral* (MPa).

3. Di luar 6 m dari panjang tiang pancang harus dikekang dengan lebih dari 50% rasio tulangan yang dipakai.

Rasio tulangan *spiral* untuk tiang pancang pratekan yang digunakan untuk Katagori Desain Seismik (KDS) D, E dan F adalah pada panjang daktail (10,7 m) harus dikekang dengan *spiral* dengan spasi minimum dari 1) Seperlima dimensi tiang pancang, 2) Enam kali diameter tulangan longitudinal, atau 3) 200 mm. Selain itu untuk KDS D, E, F rasio tulangan *spiral* harus diambil nilai yang lebih besar dari dua persamaan berikut dan ρ_s lebih tidak dari 0,021.

$$\rho_s = 0,25 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[0,5 + \frac{1,4P_0}{f'_c A_g} \right] \quad (2.11)$$

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[0,5 + \frac{1,4P_0}{f'_c A_g} \right] \quad (2.12)$$

dimana f'_c adalah kuat tekan beton (MPa) dan f_{yh} adalah kuat leleh tulangan transversal (MPa) A_g adalah luas penampang beton tiang pancang (mm^2), A_{ch} adalah luas penampang inti tiang pancang (mm^2), P_0 adalah beban aksial desain tiang pancang (N).

2.3.3 ACI 318M 2014

Menurut persamaan 10.5 ACI 318M 2014 rasio tulangan *spiral* yang perlu dipasang pada tiang pancang adalah:

$$\rho_s = 0,45 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (2.13)$$

Serta rasio tulangan *spiral* minimum adalah (pers. 21.3)

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (2.14)$$

batasan mutu tulangan *spiral* adalah f_{yh} harus kurang atau sama dengan 700 MPa.

2.3.4 AASHTO 2005

Ketentuan tulangan pengekang menurut AASHTO 2005 adalah sebagai berikut:

- Panjang pengekangan harus diberikan sepanjang daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis.
- Potensi panjang sendi plastis dapat diambil lebih dari dua kali diameter tiang pancang atau 600 mm.
- Diameter tulangan pengekang *spiral* harus lebih dari tulangan no. 10 (9,5 mm) dengan spasi tulangan kurang dari 225 mm untuk 1,2 m dari ujung pancang, yaitu 75 mm, serta rasio tulangan *spiral* harus memenuhi persamaan berikut:

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2.15)$$

2.3.5 ATC 3-06 1978

Menurut Applied Technology Council (ATC) (1978) beberapa persyaratan penting terkait dengan persyaratan tiang pancang pratekan adalah sebagai berikut:

- Untuk KDS A (daerah gempa lemah) tidak ada persyaratan khusus untuk tiang pancang beton pratekan pracetak.
- Untuk KDS B di ujung tiang pancang (sepanjang 610 mm) disyaratkan dipasang *spiral* minimum No. 3(Ø9,5 mm) dengan spasi maksimum 100 mm.
- Untuk KDS C, tiang pancang pratekan pracetak dapat digunakan sebagai penahan momen lentur jika dalam desain terhadap beban gempa tiang pancang masih dalam kondisi elastis.
- Untuk KDS D (daerah gempa kuat), penggunaan tiang pancang pratekan pracetak tidak diijinkan.

2.4 Daktilitas Struktur

Dalam mendesain suatu struktur selain kekuatan (*strength*) dan kemampuan layan (*serviceability*) hal yang tidak boleh diabaikan adalah daktilitas struktur tersebut. Daktilitas merupakan suatu besaran yang mencerminkan kemampuan struktur atau elemen struktur untuk mengalami deformasi (perubahan

bentuk) elasto-plastis (plastik) tanpa runtuh. Nilai daktilitas biasanya dinyatakan sebagai rasio antara deformasi elasto-plastis total (ultimit) sebelum runtuh dengan deformasi pada batas elastis (leleh) (Wangsadinata dan Tumilar, 1989).

Deformasi suatu elemen struktur dapat dinyatakan sebagai defleksi (simpangan), rotasi dan kurvatur. Sehingga faktor daktilitas dapat dinyatakan dalam tiga istilah, yaitu daktilitas simpangan (μ_{Δ}), daktilitas rotasi (μ_{θ}) serta daktilitas kurvatur (μ_{ϕ}) yang dinyatakan dengan persamaan berikut (Naaman dkk., 1986).

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y \quad (2.16)$$

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y \quad (2.17)$$

$$\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y \quad (2.18)$$

Daktilitas merupakan syarat yang penting dalam desain struktur terhadap beban gempa. Suatu struktur harus mempunyai daktilitas yang cukup untuk menyerap energi gempa dengan baik melalui mekanisme leleh tanpa terjadi keruntuhan total. Batasan daktilitas yang disyaratkan *codes* adalah sebagai berikut,

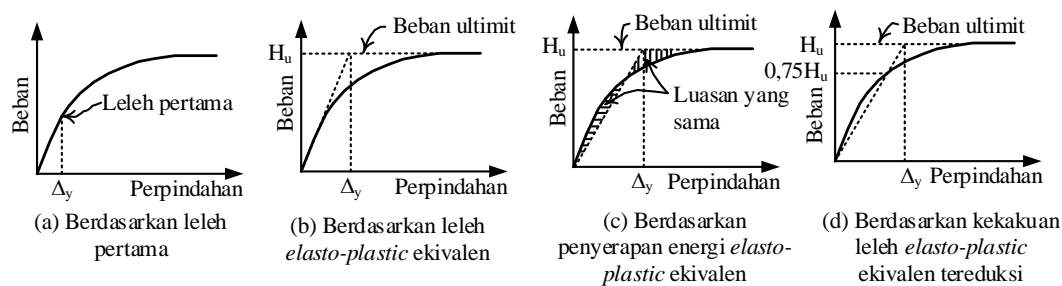
1. PPTGIUG 1983 menyaratkan nilai daktilitas simpangan (*displacement ductility*) minimum 4 (Wangsadinata dan Tumilar, 1989).
2. *NEHRP* 2000 dan *ACI* 318-99 menyaratkan daktilitas simpangan untuk kategori resiko seismik kuat harus lebih dari 8, untuk kategori resiko seismik menengah harus lebih dari 4 dan untuk kategori resiko seismik lemah tidak ada persyaratan daktilitas harus dipenuhi (Hawkins dan Ghosh, 2000).
3. *Japan code* memberi batasan daktilitas yang sama dengan *NEHRP* 2000 untuk kategori resiko seismik kuat yaitu kapasitas daktilitas simpangan harus lebih dari 8. Untuk kategori resiko seismik menengah harus lebih dari 5.
4. Untuk daktilitas kurvatur menurut Thompson dan Park (1980) yang dikutip oleh Wangsadinata dan Tumilar (1989) dinyatakan bahwa daktilitas kurvatur minimum yang harus disediakan suatu struktur atau elemen struktur adalah 3 kali daktilitas simpangannya.

Untuk mendapatkan daktilitas yang tinggi diperlukan beton yang mampu mempertahankan kekuatan tegangan tekannya saat regangan tekan yang besar. Hal

ini dapat diperoleh dengan memberikan pengekanan yang cukup pada beton. Seperti ditunjukkan pada Gambar 2.11, pengekanan pada beton dengan mutu f'_c tertentu meningkatkan nilai tegangan puncaknya. Pengekanan juga memunculkan tegangan residual dengan nilai tertentu sehingga saat regangan yang besar menyebabkan kekuatan beton tidak langsung habis (Attard dan Setunge, 1996).

2.4.1 Deformasi leleh

Penentuan deformasi saat leleh sering menyebabkan kesulitan karena hubungan gaya-deformasi mungkin tidak memiliki titik leleh yang jelas. Hal ini mungkin terjadi karena beberapa hal berikut, misalnya akibat perilaku nonlinier material atau karena tulangan longitudinal pada pada posisi penampang beton bertulang dengan kedalaman yang berbeda mencapai leleh pada tingkat momen yang berbeda (Park, 1988).



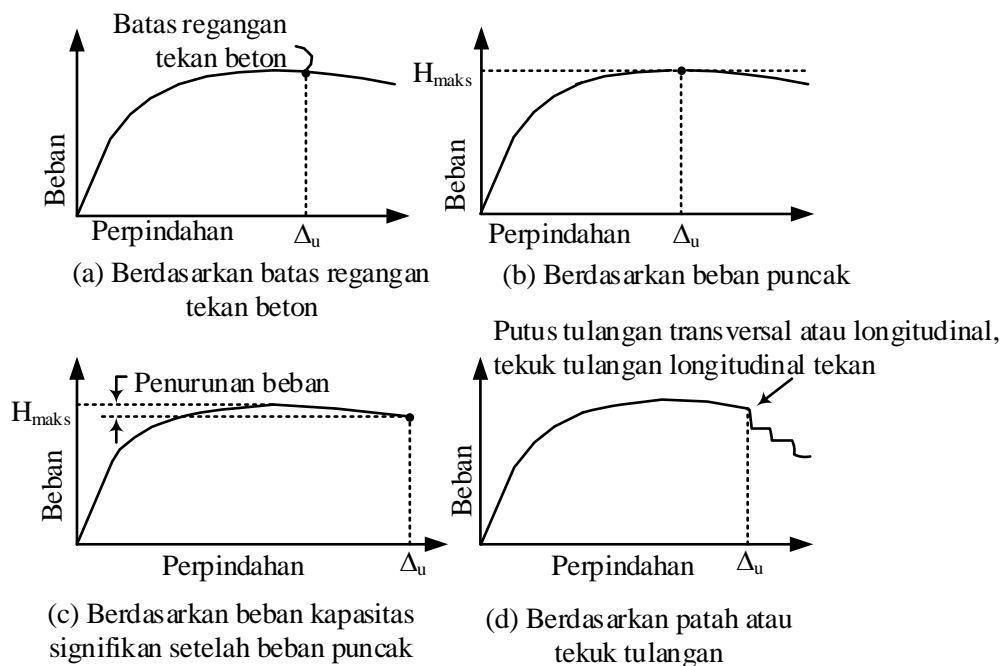
Gambar 2.4 Alternatif definisi perpindahan (*displacement*) leleh (Park, 1988).

Sejumlah alternatif definisi telah digunakan oleh para peneliti untuk memperkirakan *displacement* leleh seperti ditunjukkan pada Gambar 2.4. Alternatif 1 ditunjukkan pada Gambar 2.4a. *Displacement* leleh didefinisikan sebagai *displacement* yang terjadi saat leleh pertama pada tulangan tarik. Alternatif 2 menyebutkan *displacement* leleh merupakan titik perpotongan antara garis kekakuan elastik dengan beban ultimit (penyederhanaan kurva elasto plastik, Gambar 2.4b). Alternatif 3: *displacement* leleh adalah penyederhanaan kurva elasto plastik dengan energi absorpsi yang sama dengan kurva sebenarnya (Gambar 2.4c). Alternatif 4: *displacement* leleh merupakan penyederhanaan kurva elasto plastik dengan garis *secant* kekakuan elastik pada 75% beban lateral ultimit (Gambar 2.4d).

2.4.2 Deformasi ultimit

Deformasi maksimum (ultimit) yang terjadi pada suatu struktur atau elemen struktur, diprediksi oleh para peneliti dengan sejumlah asumsi. Beberapa kemungkinan perkiraan *displacement* ultimit ditunjukkan pada Gambar 2.5.

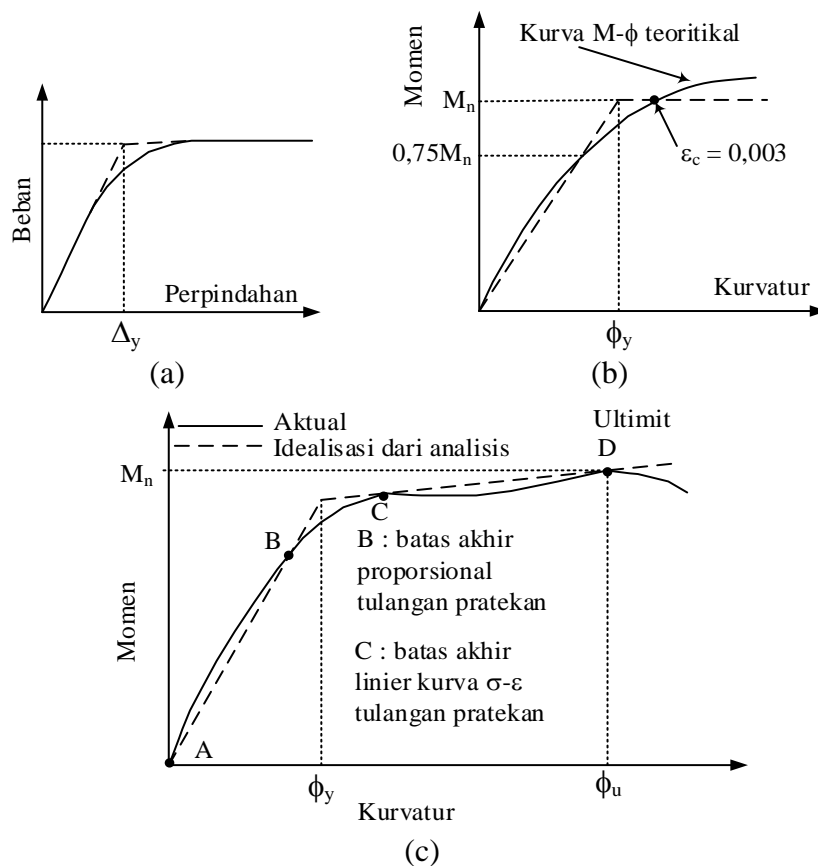
- Gambar 2.5a : *displacement* ultimit yang dibatasi oleh regangan tekan maksimum beton;
- Gambar 2.5b : *displacement* ultimit yang dibatasi oleh beban maksimum pada kurva beban-*displacement*;
- Gambar 2.5c : *displacement* ultimit yang dibatasi oleh beban yang telah mengalami sedikit penurunan pada kurva beban-*displacement*;
- Gambar 2.5d : *displacement* ultimit terjadi pada saat tulangan longitudinal tarik dan sengkang putus dan tulangan longitudinal tekan mengalami tekuk.



Gambar 2.5 Alternatif definisi perpindahan ultimit (Park, 1988).

Selain itu, sejumlah cara dalam mendefinisikan kondisi leleh dan ultimit suatu elemen struktur akibat beban lentur monotonik seperti ditunjukkan pada Gambar 2.6. Seperti yang disampaikan oleh Naaman dkk. (1986), definisi defleksi leleh menurut Thompson dan Park (1980) adalah defleksi yang dihitung untuk penampang sebagai kekuatan teoritis penampang pada beban yang pertama

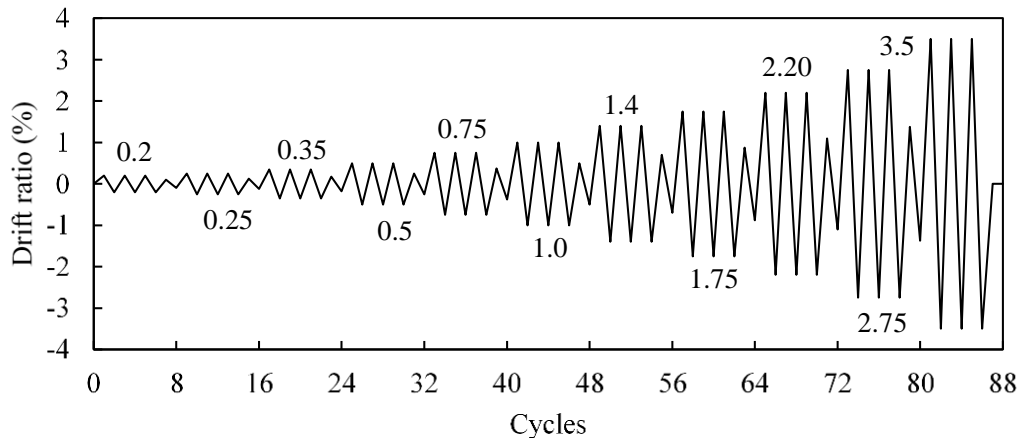
(Gambar 2.6a). Selain itu, Park dan Falconer (1983) mendefinisikan kurvatur leleh terjadi ketika momen nominal (M_n) tercapai dengan asumsi elemen struktur (dalam hal ini adalah tiang pancang) memiliki kekakuan lentur konstan hingga $0,75 M_n$, dimana M_n merupakan kekuatan momen nominal ketika serat tekan terluar beton mencapai regangan 0,003 (Gambar 2.6b). Sedangkan menurut Naaman dkk. (1986) kondisi kurvatur leleh didapatkan dari perpotongan dari dua garis (Gambar 2.6c). Kondisi kurvatur ultimit didefinisikan sebagai kurvatur pada saat kekuatan momen maksimum.



Gambar 2.6 Definisi leleh dan ultimit beton pratekan (Naaman dkk., 1986).

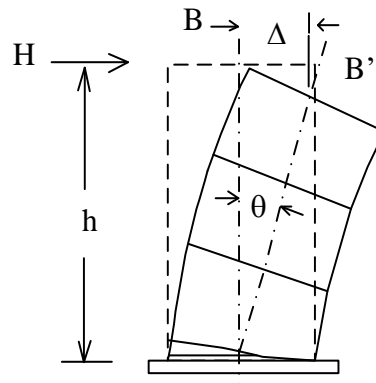
2.5 Model Pembebanan Lateral Siklik

ACI/ITG T1,1-99 menyatakan adanya investigasi, baik studi analitik maupun eksperimental, untuk suatu usulan sistem penahan beban gempa. Benda uji yang diuji minimal adalah satu buah dengan ukuran minimum skala 1:3. Siklus pembebanan siklik dimulai dari rentang respon elastik, kemudian dilanjutkan hingga mengalami kondisi plastik seperti ditunjukkan pada Gambar 2.7.



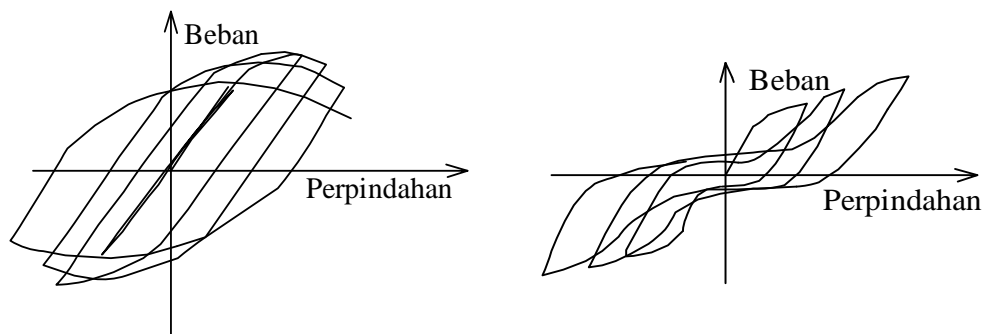
Gambar 2.7 *Drift ratio* pengujian siklik (Hawkins dan Ghosh, 2000).

Sesuai dengan SNI 7834 2012 pengujian benda uji dilakukan dengan pembebanan kontrol *drift ratio* bolak-balik yang besarnya semakin meningkat. Pembebanan ini diharapkan dapat merepresentasikan beban pergerakan akibat gempa. Pengujian dilakukan hingga *drift ratio* 0,035. *Drift ratio* (θ) adalah nilai perbandingan antara total perpindahan yang terjadi (Δ) dengan tinggi benda uji (h) (lihat Gambar 2.8) (Badan Standardisasi Nasional, 2012).



Gambar 2.8 Definisi rasio simpangan (*drift ratio*).

Gambar 2.9 menunjukkan tipe kurva histeristik *loops* hubungan antara beban (*force*) dengan perpindahan (*displacement*) hasil pengujian siklik. Kurva ini dapat digunakan untuk menentukan besarnya energi disipasi dari sebuah struktur maupun elemen struktur dengan cara menghitung luasan kurva beban-perpindahan tersebut (Building Seismic Safety Council, 2001).



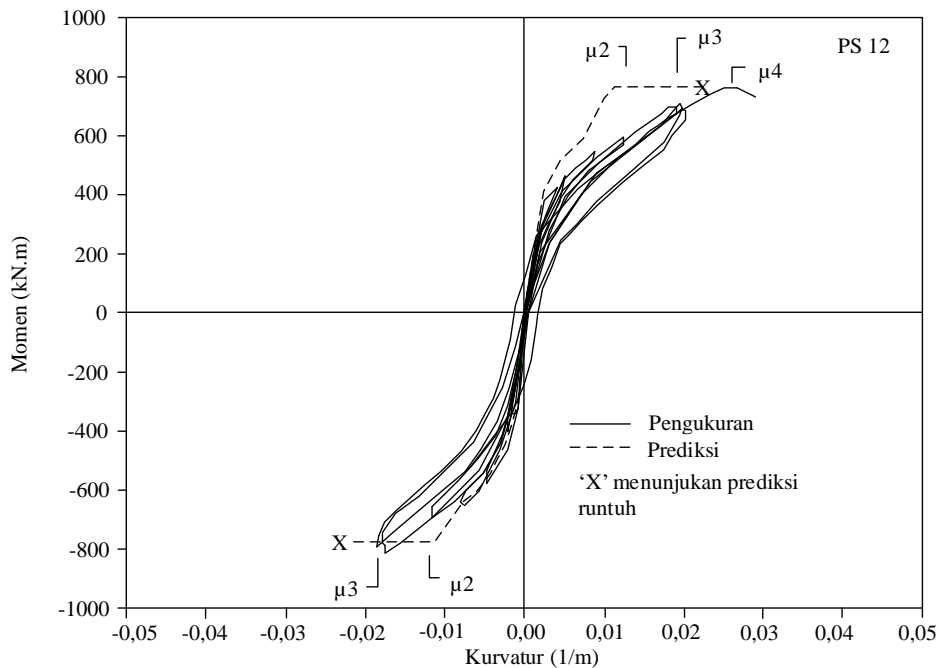
(a) Histeris *loops* daktail

(b) Histeris *loops* kurus (*pinched*)

Gambar 2.9 Kurva histeristis *loops* (Building Seismic Safety Council, 2001)

Gambar 2.9 (a) menunjukkan kurva beban-defleksi sebuah elemen struktur yang didesain berperilaku daktail. Elemen struktur ini dapat mempertahankan kekuatan dan kekakuannya hingga jumlah siklus yang besar pada defleksi inelestis yang besar pula. Hal ini menghasilkan loop beban-defleksi yang cukup luas (gemuk), sehingga menghasilkan disipasi energi yang besar. Gambar 2.9 (b) menunjukkan kurva beban-defleksi sebuah elemen struktur yang berperilaku kurang daktail. Elemen struktur ini dengan cepat kehilangan kekakuannya akibat defleksi inelestis sehingga menghasilkan histeristik loop yang kurus yang berakibat disipasi energi yang lebih kecil dibandingkan dengan elemen (a) (Building Seismic Safety Council, 2001).

Kurva histeresis *loops* beban perpindahan untuk beton pratekan memiliki bentuk yang kurus dan nampak seperti bendera (*flag shape*). Hal ini disebabkan oleh gaya prategang yang tetap bekerja selama proses pembebanan. Gaya prategang tersebut menarik penampang *spun pile* sehingga saat peralihan beban maka perpindahan yang terjadi cenderung ke arah perpindahan nol (Adachi dan Nishiyama, 2000). Gambar 2.10 merupakan contoh kurva histeresis *loops* momen kurvatur tiang pancang beton pratekan. Pada gambar tersebut nampak saat peralihan momen maksimum kurvatur yang terjadi cenderung mendekati kurvatur nol akibat tarikan akibat gaya tarik tulangan prategang. Akibatnya bentuk kurva histeresis tiang pancang pratekan relatif kurus (*pinching*) (Budek dan Priestly, 2005).



Gambar 2.10 Kurva momen kurvatur *pile* pratekan(Budek dan Priestly, 2005)

2.6 Kurva Tegangan Regangan Beton

2.6.1 Beton akibat beban tekan

Salah satu pengusul model tegangan regangan beton adalah Attard dan Setunge (1996). Usulan ini dapat digunakan untuk beton dengan beban uniaksial tidak terkekang maupun terkekang. Model ini aplikatif untuk beton f'_c 20 MPa hingga 130 MPa dengan tegangan kekang (*confining pressure*) mulai $f_l = 1$ MPa sampai 20 MPa. Menurut Sargin (1971) dalam Attard dan Setunge (1996), kurva tegangan-regangan beton bisa dirumuskan dengan persamaan matematis *non dimensional* rumus (2.19).

$$Y = \frac{AX + BX^2}{1 + CX + DX^2} \quad (2.19)$$

dimana,

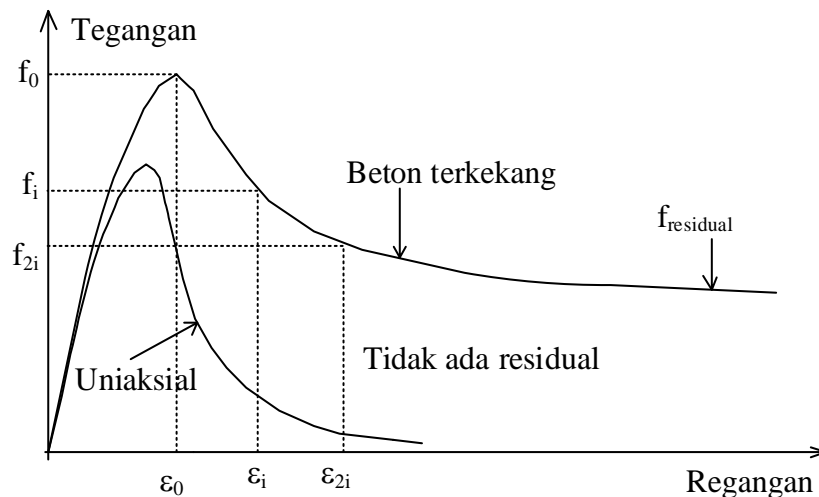
$$Y = \frac{f}{f_0} \quad X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad \forall X \geq 0 \quad 0 \leq Y \leq 1$$

f adalah tegangan (MPa) saat regangan ε , sedangkan f_0 (MPa) adalah tegangan puncak saat regangan puncak ε_0 .

Menurut Attard dan Setunge (1996) kurva hubungan tegangan-regangan untuk beton terkekang dan tidak terkekang terdiri dari dua bagian, yaitu bagian kurva yang naik (*ascending curve*) dan bagian kurva yang turun (*descending curve*). Konstanta A , B , C , dan D pada persamaan (2.19) diperlukan untuk menentukan persamaan kedua bagian kurva tersebut. Konstanta-konstanta tersebut dapat ditentukan dari syarat batas (*boundary condition*) yang diterapkan ke dalam kurva naik dan turun tersebut.

2.6.1.1 Bagian kurva yang naik (*ascending curve*)

Bagian kurva naik terjadi saat regangan masih kurang dari regangan puncak $\varepsilon \leq \varepsilon_0$ (Gambar 2.11).



Gambar 2.11 Kurva tegangan regangan tekan beton (Attard dan Setunge, 1996)

Berikut adalah syarat batas pada bagian kurva yang naik (*ascending curve*). Ketentuan ini berlaku baik untuk tegangan-regangan beton uniaksial maupun beton terkekang:

- a) Saat $f = 0$, $df/d\varepsilon = E_{ti}$
- b) Saat $f = f_0$, $df/d\varepsilon = 0$
- c) Saat $f = f_0$, $\varepsilon = \varepsilon_0$
- d) Saat $f = f_{pl}$, $\varepsilon = f/E_c$

E_{ti} adalah modulus tangensial awal (*initial tangent modulus*) saat tegangan nol dan E_c adalah modulus sekan yang diukur saat tegangan f_{pl} (biasanya $0,45f_c$ seperti yang disebutkan dalam ACI 318-14). Nilai modulus tangensial awal dapat

diasumsikan linier sebesar $1,17E_c$ untuk beton f_c' 20 MPa dan E_c untuk beton f_c' 100 MPa. Sehingga dengan analisis regresi linier didapat persamaan modulus tangensial awal untuk mutu beton tertentu sebagai berikut (persamaan (2.20)).

$$E_{ti} = \left(-0,17 \frac{f_c' - 20}{80} + 1,17 \right) E_c \quad (2.20)$$

Konstanta untuk kurva naik (*ascending curve*) untuk beton dengan pengekan akibat beban uniaksial tekan adalah:

$$A = \frac{E_{ti} \varepsilon_0}{f_0} \quad B = \frac{(A - 1)^2}{\alpha \left(1 - \frac{f_{pl}}{f_0} \right)} + \frac{A^2 (1 - \alpha)}{\alpha^2 \frac{f_{pl}}{f_0} \left(1 - \frac{f_{pl}}{f_0} \right)} - 1 \quad (2.21)$$

$$C = (A - 2) \quad D = (B + 1) \quad (2.22)$$

dimana $\alpha = E_{ti}/E_c$.

Data tambahan yang diperlukan untuk kurva naik beton terkekang adalah regangan dan tegangan puncak.

- a) Regangan saat tegangan puncak

$$\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} = 1 + (17 - 0,006f_c) \left(\frac{f_r}{f_c} \right) \quad (2.23)$$

- b) Tegangan terkekang puncak

Rumus tegangan puncak terkekang merupakan fungsi dari kuat tekan uniaxial, tegangan kekang (*confining pressure*) f_r , kuat tarik beton f_t dan parameter efektivitas pengekan k . Kedua tegangan tersebut dalam satuan MPa.

$$\frac{f_0}{f_c} = \left(\frac{f_r}{f_t} + 1 \right)^k \quad (2.24)$$

dengan nilai konstanta k adalah

$$k = 1,25 \left[1 + 0,062 \frac{f_r}{f_c} \right] (f_c)^{-0,21} \quad (2.25)$$

Kuat tarik beton tanpa *silica fume*.

$$f_t = 0,9f_{sp} = 0,9(0,32(f_c)^{0,67}) \quad (2.26)$$

2.6.1.2 Bagian kurva yang turun (*descending curve*) untuk beton uniaksial

Pada kasus uniaksial nilai $f_0 = f_c$ dan $\varepsilon_0 = \varepsilon_c$. Selain itu, nilai $f_{residual}$ pada regangan yang besar adalah mendekati nol. Untuk mendefinisikan kurva yang turun (*descending curve*) pada kasus uniaksial diperlukan satu titik balik (*inflection point*) yaitu ε_{ic}, f_{ic} , dimana *subscript i* berarti *inflection* dan *c* untuk *uniaxial compression*. Syarat batas kurva turun (*descending curve*) adalah sebagai berikut:

- Saat $f = f_c, df/d\varepsilon = 0$
- Saat $f = f_c, \varepsilon = \varepsilon_c$
- Saat $f = f_{ic}, \varepsilon = \varepsilon_{ic}$
- Saat $\lim_{\varepsilon \rightarrow \infty} f_{residual} = 0$

Persamaan konstanta untuk bagian kurva yang turun (*descending curve*) adalah:

$$A = \frac{f_{ic}}{\varepsilon_c \varepsilon_{ic}} \frac{(\varepsilon_{ic} - \varepsilon_c)^2}{f_c - f_{ic}} \quad B = 0 \quad (2.27)$$

$$C = (A - 2) \quad D = 1 \quad (2.28)$$

Untuk membuat kurva tegangan regangan beton uniaksial tekan parameter yang dibutuhkan adalah:

- Kuat tekan uniaksial
- Regangan saat tegangan puncak:

Untuk beton dengan agregat batu pecah menurut Setunge (1993) dalam Attard dan Setunge (1996), nilai regangan saat tegangan puncak adalah

$$\varepsilon_c = \frac{f'_c 4,26}{E_c \sqrt[4]{f'_c}} \quad (2.29)$$

- Modulus elastisitas

Berdasarkan ACI 318-2014, nilai modulus elastisitas beton normal adalah

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (2.30)$$

- Tegangan dan regangan di titik balik (*inflection point*)

Persamaan tegangan dan regangan balik untuk beton akibat beban uniaksial adalah:

$$\frac{\varepsilon_{ic}}{\varepsilon_c} = 2,5 - 0,3 \ln(f_c) \quad (2.31)$$

$$\frac{f_{ic}}{f_c} = 1,41 - 0,17 \ln(f_c) \quad (2.32)$$

2.6.1.3 Bagian kurva yang turun (*descending curve*) untuk beton terkekang

Konstanta untuk kurva turun beton terkekang ditunjukkan pada persamaan (2.33) hingga persamaan (2.36).

$$A = \left[\frac{\varepsilon_{2i} - \varepsilon_i}{\varepsilon_0} \right] \left[\frac{\varepsilon_{2i} E_i}{(f_0 - f_i)} - \frac{4\varepsilon_i E_{2i}}{(f_0 - f_{2i})} \right] \quad (2.33)$$

$$B = (\varepsilon_i - \varepsilon_{2i}) \left[\frac{E_i}{(f_0 - f_i)} - \frac{4E_{2i}}{(f_0 - f_{2i})} \right] \quad (2.34)$$

$$C = A - 2 \quad (2.35)$$

$$D = B + 1 \quad (2.36)$$

Dimana

$$E_i = \frac{f_i}{\varepsilon_i} \quad (2.37)$$

$$E_{2i} = \frac{f_{2i}}{\varepsilon_{2i}} \quad (2.38)$$

Sejumlah variabel dibutuhkan dalam rumus konstanta tersebut yaitu, modulus elastisitas E_i , ε_0 dan f_0 merupakan regangan dan tegangan puncak, ε_i dan f_i merupakan regangan dan tegangan di titik infleksi *descending curve*, regangan dan tegangan ε_{2i} dan f_{2i} .

Pada kurva yang turun terdapat tegangan dan regangan di titik balik (*inflection point*), dimana koordinat titik balik adalah ε_i , f_i . Rumus untuk menentukan nilai tegangan di titik balik ditunjukkan pada persamaan (2.39). Sedangkan rumusan untuk regangan di titik balik seperti ditunjukkan pada persamaan (2.40). Syarat batas:

a) Saat $\frac{f_r}{f_c} = 0$ maka $\frac{f_i}{f_0} = \frac{f_{ic}}{f_c}$

b) Saat $\frac{f_r}{f_c} \rightarrow \infty$ maka $\frac{f_i}{f_0} \rightarrow \text{limit}$ (sama dengan 1)

Untuk membuat kurva turun (*descending curve*) diperlukan titik kedua pada kurva yang turun tersebut, yaitu tegangan f_{2i} saat regangan $\varepsilon_{2i} = 2\varepsilon_i - \varepsilon_0$ (Yong et al, 1988). Rumus tegangan dan regangan di titik balik ditunjukkan pada persamaan (2.39) dan (2.40).

$$\frac{f_i}{f_0} = \frac{\frac{f_{ic}}{f_c} - 1}{5,06 \left(\frac{f_r}{f_c}\right)^{0,57} + 1} + 1 \quad (2.39)$$

$$\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_0} = \frac{\frac{\varepsilon_{ic}}{\varepsilon_c} - 2}{1,12 \left(\frac{f_r}{f_c}\right)^{0,26} + 1} + 2 \quad (2.40)$$

Tegangan dan regangan saat titik balik (*inflection point*) kedua, f_{2i} , ε_{2i} , adalah

$$\frac{f_{2i}}{f_0} = \frac{\frac{f_{2ic}}{f_c} - 1}{6,35 \left(\frac{f_r}{f_c}\right)^{0,62} + 1} + 1 \quad (2.41)$$

dimana f_{2ic} adalah

$$\frac{f_{2ic}}{f_c} = 1,45 - 0,25 \ln f_c \quad (2.42)$$

Seperti ditunjukkan pada (2.43), pasca *crushing* saat regangan yang besar beton terkekang mempunyai tegangan sisa (*residual strength*). Tegangan sisa dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$\lim_{\varepsilon \rightarrow \infty} f = f_{residual} = f_0 \frac{B}{B + 1} \quad (2.43)$$

Syarat batas untuk *descending curve* adalah sebagai berikut:

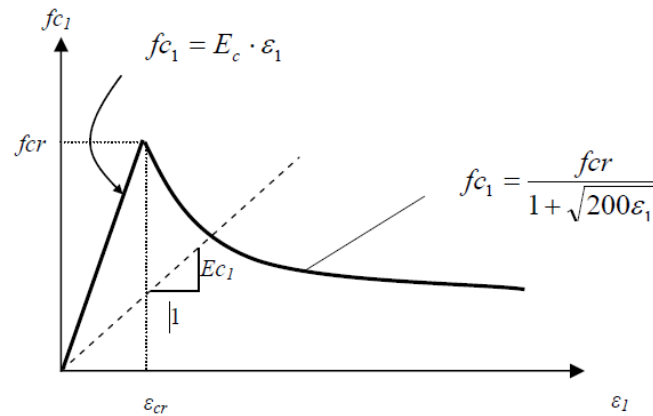
- a) Saat $f = f_0$, $df/d\varepsilon = 0$
- b) Saat $f = f_0$, $\varepsilon = \varepsilon_0$
- c) Saat $f = f_i$, $\varepsilon = \varepsilon_i$
- d) Saat $f = f_{2i}$, $\varepsilon = \varepsilon_{2i} = 2\varepsilon_i - \varepsilon_0$

2.6.2 Beton akibat beban tarik

Beton dikategorikan sebagai material yang *quasibrittle* yaitu rapuh (getas) terhadap beban tarik. Dalam kondisi elastis apabila beton diberi beban tarik maka hubungan tegangan regangan adalah linier hingga tegangan tarik beton (f_t) tercapai. Pada saat tersebut penampang beton retak. Kemudian tegangan menurun seiring penambahan regangan tarik. Teori hubungan tegangan regangan beton akibat tarik dikembangkan oleh sejumlah peneliti, yaitu Vecchio dan Collins (1986), Kmiecik dan Kaminski (2011), serta Hoover dan Bazant (2014).

2.6.2.1 Vecchio dan Collins (1986)

Model tegangan-regangan beton akibat beban tarik usulan Vecchio dan Collins (1986) ditunjukkan pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12 Tegangan-regangan tarik beton (Vecchio, 1986).

Sebelum mencapai regangan retak (ϵ_{cr}) kurva masih linier dengan hubungan sebagai berikut.

$$f_{c1} = E_c \times \epsilon_1 \quad (2.44)$$

Untuk regangan yang lebih besar dari regangan retak (ϵ_{cr}) tegangan *tension stiffening* ditunjukkan pada persamaan (2.45).

$$f_{ci} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200\epsilon_1}} \quad (2.45)$$

dimana f_{cr} adalah tegangan retak beton, $f_{cr} = 0,62\lambda\sqrt{f'_c}$, (MPa), f_{ci} tegangan tarik pada regangan tertentu (MPa) dan E_c modulus elastisitas beton (MPa).

2.6.2.2 Kmiecik dan Kaminski (2011)

Bentuk kurva tegangan regangan tarik usulan Kmiecik dan Kaminski (2011) sama dengan usulan Vecchio dan Collins (1986). Perbedaannya adalah pada persamaan penurunan tegangan (*tension stiffening*). Persamaan *tension stiffening* Kmiecik dan Kaminski (2011) ditunjukkan pada persamaan (2.46).

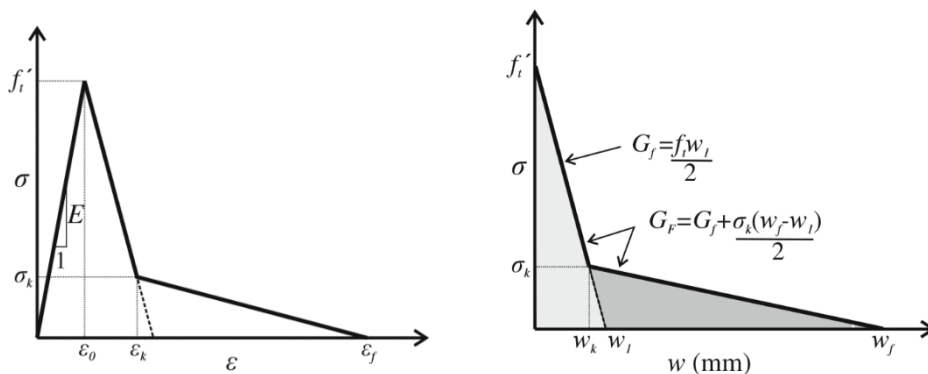
$$\sigma_t = f_{cm} \left(\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_t} \right)^n \quad (2.46)$$

dimana konstanta n menunjukkan kecepatan perlemahan tegangan beton. Berdasarkan hasil studi Kmiecik dan Kaminski (2011) nilai n adalah $\sim 0,4$.

2.6.2.3 Hoover dan Bazant (2014)

Hoover dan Bazant (2014) mengusulkan model *bilinear softening* untuk tegangan dan regangan beton akibat tarik. Usulan fungsi *softening* bilinear ini sederhana namun realistis untuk menggambarkan perununan tegangan pasca retak tarik yang terjadi. Gambar 2.13a menunjukkan kurva tegangan regangan beton tarik usulan oleh Hoover dan Bazant (2014). Terdapat dua bagian kurva yang perlu didefinisikan untuk membuat kurva tegangan tarik beton, yaitu bagian naik (*ascending*) dan bagian turun (*descending*).

Kurva bagian naik (*ascending*) merupakan kurva linier dengan kemiringan sebesar E dengan puncak tegangan f_t saat regangan ε_0 . Nilai tegangan puncak $f_t = 0,62\sqrt{f'_c}$ sesuai dengan yang ditentukan oleh ACI 318M 2014. Sedangkan regangan puncak adalah $\varepsilon_0 = f_t/E$. Bagian turun (*descending*) kurva berupa *softening* bilinear yang berubah kemiringannya di titik *knee* (ε_k, σ_k) dan berujung saat beton hancur total (*fracture*) di regangan ε_f . *Softening* bilinear dapat didekati melalui analisis *fracture energy* dan lebar retak seperti ditunjukkan pada Gambar 2.13b. Gambar tersebut menampilkan kurva hubungan antara nilai lebar bukaan retak (w) yang terjadi setelah tegangan tarik puncak beton (f_t) tercapai. Luas total daerah yang dibatasi oleh kurva tersebut yang disebut sebagai *total fracture energy* (G_F).



(a) tegangan regangan tarik (b) *fracture energy* dan lebar bukaan retak
Gambar 2.13 *Bilinear softening* tarik beton (Hoover dan Bazant, 2014).

G_f adalah *initial fracture energy*. Nilai G_f dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$G_f = \frac{f_t w_l}{2} \quad (2.47)$$

Sedangkan G_F adalah *total fracture energy* yang dihitung dengan rumus berikut.

$$G_F = G_f + \frac{\sigma_k(w_f - w_l)}{2} \quad (2.48)$$

Tegangan dan regangan di titik belok (*knee point*), σ_k dan ε_k , dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$\sigma_k = \frac{2}{h} \left(\frac{G_F - G_f}{\varepsilon_f - (2G_f/f_t h)} \right) \quad (2.49)$$

$$\varepsilon_k = \frac{2G_f}{f_t h} - \frac{\sigma_k}{f_t} \left(\frac{2G_f}{f_t h} - \varepsilon_0 \right) \quad (2.50)$$

Dimana h disebut sebagai *crack band width* yaitu lebar maksimum retak yang mungkin terjadi. Nilai h dapat diambil sesuai dengan ukuran *mesh* elemen. ε_f adalah regangan fraktur, yaitu regangan saat nilai tegangan $\sigma = 0$. Dalam studi ini beton *spun pile* f_c' 54,4 MPa diasumsikan memiliki tegangan di titik belok (*knee point*) sebesar $0,2f_t = 10,88$ MPa. Ukuran *mesh* penampang *spun pile* tegak lurus arah retak $h = 10$ mm. Tegangan saat fraktur diambil sebesar $0,01f_t$. Nilai tegangan ini diperpanjang mulai regangan fraktur hingga regangan sebesar 1.

2.7 Concrete Damaged Plasticity (CDP)

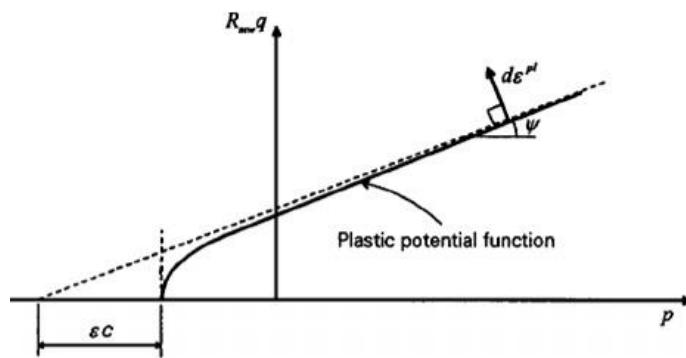
Dalam pemodelan beton menggunakan Abaqus properti elastik dan plastik beton perlu dimodelkan baik akibat beban tekan maupun tarik. Properti elastik ditunjukkan oleh data modulus elastisitas (E) dan rasio poisson (ν). Sedangkan properti plastik digambarkan melalui tegangan regangan beton saat beton mulai runtuh (fraktur) hingga beton benar-benar hancur. Salah satu teori pemodelan yang dapat digunakan untuk memodelkan perilaku plastik beton dalam program Abaqus adalah model *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). Dalam model ini, laju keruntuhan beton diwakili oleh tingkat kerusakan (*damage parameter*) yang terjadi seiring dengan meningkatnya regangan inelastik beton.

2.7.1 Plasticity

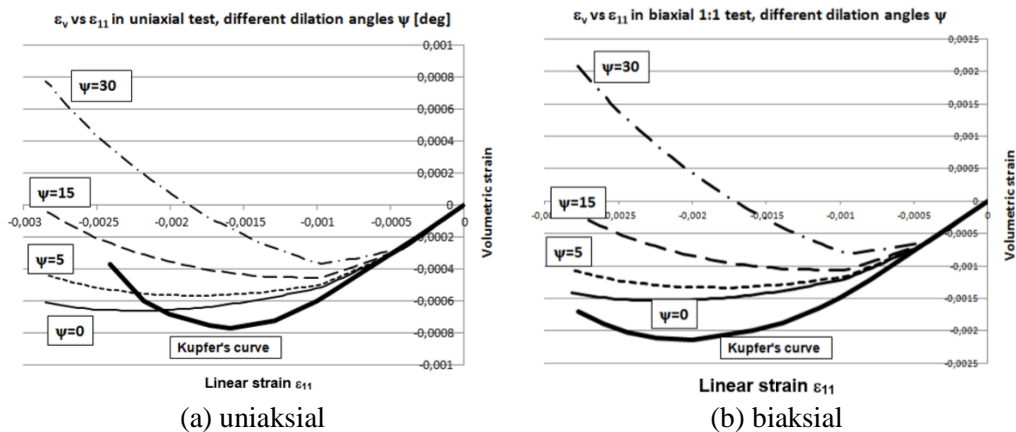
Parameter *plasticity* yang perlu dimasukkan dalam properti plastis material beton menggunakan CDP adalah: 1) *dilation angle*, 2) *flow potential eccentricity*, 3) rasio tegangan plastis *biaxial* dan *uniaxial* tekan (F_b0/f_c0), 4) *deviatoric stress*

invariant ratio (K), dan 5) *viscosity parameter* (Dassault Systèmes SIMULIA, 2014). Hasil yang dicapai dari model yang dibuat tergantung pada data *input* parameter tersebut, terutama *dilation angle* (ψ) dan *viscosity parameter*. Michal dan Andrzej (2015) telah melakukan studi sensitivitas kedua parameter tersebut.

Dilation angle merupakan parameter yang berkaitan dengan perilaku beton terhadap beban tekan. Seperti ditunjukkan pada Gambar 2.14, *dilation angle* (ψ) merupakan sudut kemiringan fungsi *plastic potential* terhadap sumbu p pada bidang $p - q$, dimana p *hydrostatic* dan q *deviatoric*.



Gambar 2.14 Definisi *dilation angle*.

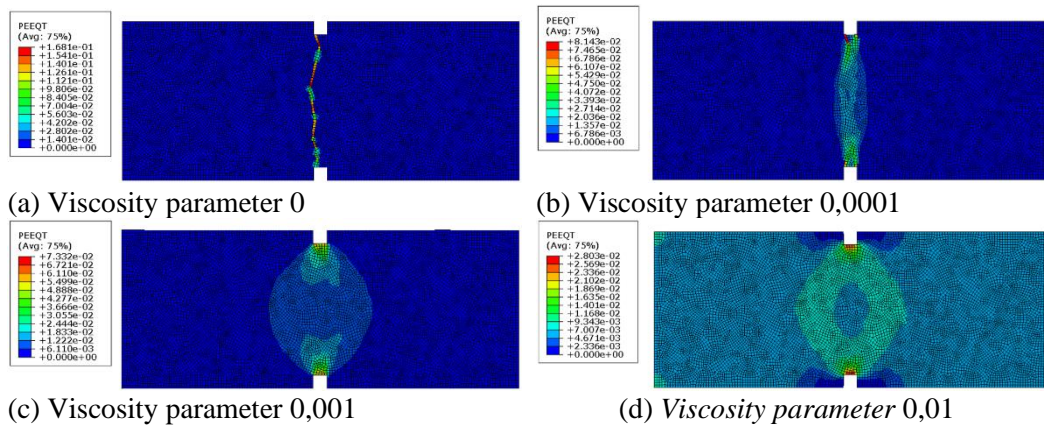


Gambar 2.15 Pengaruh *dilation angle* beton (Michal dan Andrzej, 2015).

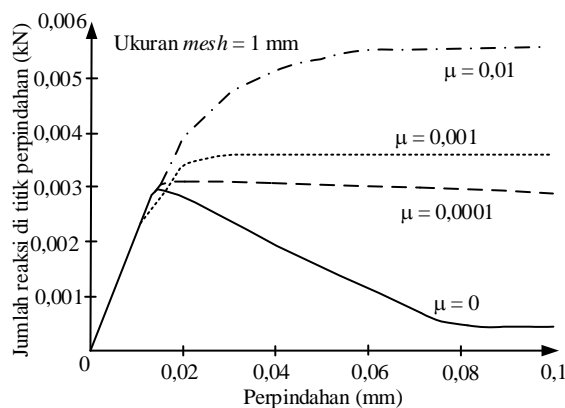
Akibat tekan beton mengalami regangan ke arah lateral (*volumetric strain*, ϵ_v) dan juga ke arah longitudinal (*lateral strain*, ϵ_{11}). Pada Gambar 2.15 ditampilkan hasil sensitivitas *dilation angle*. Baik pada beton uniaksial maupun biaksial mempunyai kecenderungan semakin tinggi nilai ψ maka laju ekspansi *volumetric strain* beton semakin besar. Sehingga pembentukan *macro crack* semakin cepat. Hal ini berakibat terjadinya percepatan degradasi kekakuan model setelah retak.

Dari hasil studi Michal dan Andrzej (2015) merekomendasikan nilai $\psi = 5^\circ$. Dalam manual Abaqus direkomendasikan nilai $\psi = 36^\circ$.

Viscosity parameter berhubungan dengan perilaku beton terhadap beban tarik. Pada Gambar 2.16 dan Gambar 2.17 ditunjukkan hasil studi Michal dan Andrzej (2015) tentang pengaruh nilai *viscosity* parameter terhadap pola retak. Dari hasil studi Michal dan Andrzej (2015) merekomendasikan nilai *viscosity parameter* adalah 0,0001.



Gambar 2.16 Hubungan *viscosity* dan pola retak (Michal dan Andrzej, 2015).

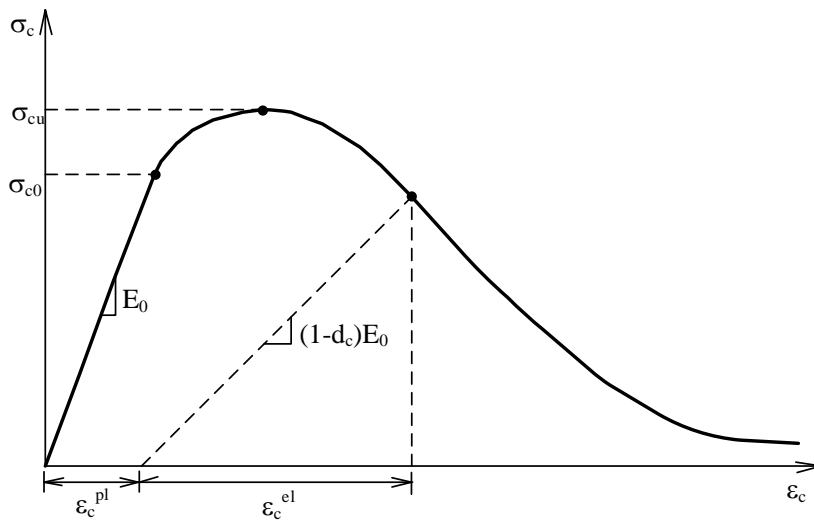


Gambar 2.17 Hubungan *viscosity* dan beban-perpindahan (Michal dan Andrzej, 2015).

2.7.2 *Damage parameter* beton tekan

Damage parameter merupakan suatu konstanta yang menunjukkan tingkat kerusakan beton. *Damage parameter* dapat ditentukan berdasarkan energi fraktur (*fracture energy, G_f*) yang dimiliki oleh beton. Luasan *G_f* merupakan total akumulasi energi yang merepresentasikan kekuatan yang hilang setelah retak.

Model konstitutif tegangan regangan beton akibat tekan dalam CDP ditunjukkan pada Gambar 2.18. Dalam kondisi plastis hubungan tegangan regangan beton tidak lagi linier. ACI 318-14 pasal 19.2.2 bahwa hubungan tegangan-regangan beton linier mulai nol hingga $\sigma_{c0} = 0,45f'_c$, tegangan ini disebut *yield stress* (tegangan leleh). Setelah itu beton mulai mengalami plastifikasi sehingga modulus elastisitasnya mengalami penurunan.



Gambar 2.18 Model konstitutif tegangan regangan tekan beton CDP.

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.18, saat kondisi elastis hubungan tegangan regangan beton berbentuk kurva linier dengan kemiringan sebesar E_0 . Regangan elastik beton dapat dihitung dengan persamaan berikut

$$\varepsilon_c^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (2.51)$$

Setelah mencapai $\sigma_{c0} = 0,45f'_c$, kurva tersebut berubah menjadi non linier. Regangan plastis beton ε_c^{pl} dapat dihitung dengan rumus (2.52). Dari rumus tersebut, saat kondisi elastis maka $\varepsilon_c = \varepsilon_c^{el}$ sehingga belum terjadi regangan plastis.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^{el} \quad (2.52)$$

Pada kondisi plastis ini terjadi penurunan nilai modulus elastisitas. Penurunan modulus elastisitas ini direpresentasikan oleh *compression damaged value* (d_c) yaitu sebesar $(1 - d_c)E_0$. Nilai d_c di setiap titik regangan plastik (d_{ci}) adalah:

$$d_{ci} = \frac{G_{ci}}{G_{Fc}} \quad (2.53)$$

dimana G_{ci} adalah *fracture energy* di regangan plastik i dan G_{Fc} adalah *fracture energy* total. Saat kondisi elastis nilai $d_c = 0$, sedangkan saat beton hancur $d_c \approx 1$.

Dengan pendekatan metode pias, maka luasan *fracture energy* G_{ci} di regangan plastis tertentu ε_{ci}^{pl} adalah

$$G_{ci} = \int_{\varepsilon}^{\varepsilon_x} \sigma_c d_c \varepsilon_c$$

$$G_{ci} = \frac{1}{2} (\sigma_{ci} + \sigma_{ci+1}) (\varepsilon_{ci+1}^{pl} - \varepsilon_{ci}^{pl}) \quad (2.54)$$

Sedangkan nilai *fracture energy* total beton tekan (G_{Fc}) adalah nilai akumulasi *fracture energy* pada regangan plastis,

$$G_F = \sum_{i=1}^n G_{ci} \quad (2.55)$$

Data yang perlu dimasukkan dalam CDP adalah 1) *yield stress* dan *inelastic strain* serta 2) *damage parameter* dan *inelastic strain*. Seperti ditunjukkan pada persamaan (2.56), *inelastic strain* ($\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$) merupakan regangan plastik yang didapatkan dari pengurangan regangan beton oleh regangan elastik dengan modulus elastisitas terkoreksi oleh *damage parameter* d_c .

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0(1 - d_c)} \quad (2.56)$$

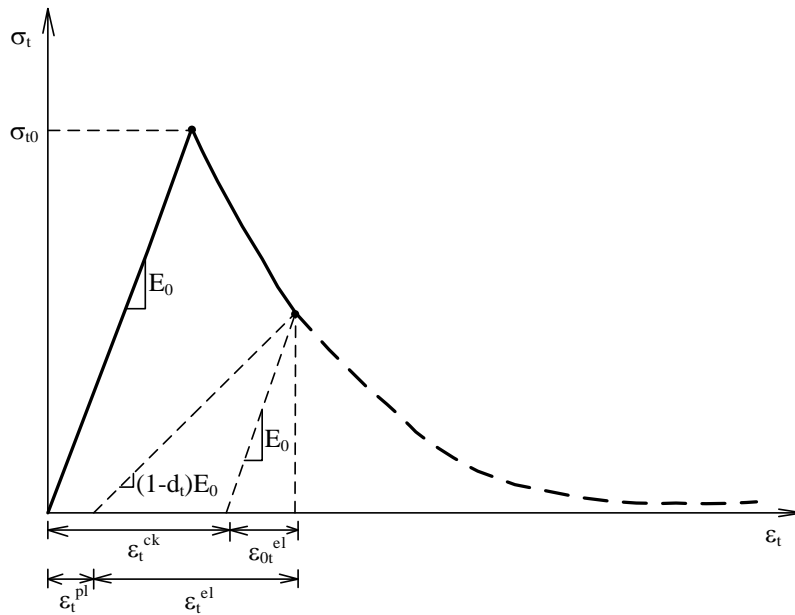
2.7.3 *Damage parameter* beton tarik

Model konstitutif tegangan regangan beton akibat tarik dalam CDP ditunjukkan pada Gambar 2.19. Pada kondisi elastis, kurva tegangan regangan adalah linier dengan tegangan puncak adalah tegangan tarik beton (σ_{t0}). Kemudian dalam kondisi plastis terjadi *stress softening* (penurunan tegangan). Regangan elastik beton saat *stress softening* tersebut adalah:

$$\varepsilon_{0t}^{el} = f_t/E_0 \quad (2.57)$$

Dalam model numerik CDP beton tarik data *input* yang diperlukan adalah *cracking strain* $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$. Besar regangan setelah retak $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ didefinisikan sebagai selisih antara regangan total dengan regangan elastik saat material belum rusak (retak)

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} \quad (2.58)$$



Gambar 2.19 Model konstitutif tegangan regangan tarik beton CDP.

Pada kondisi plastis ini terjadi penurunan nilai modulus elastisitas. Penurunan modulus elastisitas ini direpresentasikan oleh *tension damaged value* (d_t) sebesar $(1 - d_t)E_0$. Nilai d_t di setiap titik regangan plastis (d_{ti}) dirumuskan sebagai berikut:

$$d_{ti} = \frac{G_{ti}}{G_{Ft}} \quad (2.59)$$

dimana G_{ti} adalah *fracture energy* di regangan plastis i dan G_{Ft} adalah *fracture energy* total. Saat kondisi elastis nilai $d_t = 0$, sedangkan saat putus nilai $d_t \approx 1$.

Dengan pendekatan metode pias, luasan *fracture energy* tarik (G_{ti}) di regangan plastis tertentu ε_{ti}^{pl} adalah

$$G_{ti} = \int_{\varepsilon}^{\varepsilon_x} \sigma_t d_t \varepsilon_t$$

$$G_{ti} = \frac{1}{2} (\sigma_{t_i} + \sigma_{t_{i+1}}) (\varepsilon_{t_{i+1}}^{pl} - \varepsilon_{t_i}^{pl}) \quad (2.60)$$

Sedangkan *fracture energy* tarik total (G_{Ft}) adalah akumulasi nilai G_{ti} ,

$$G_{Ft} = \sum_{i=1}^n G_{ti} \quad (2.61)$$

Data yang perlu dimasukkan dalam CDP beton tarik adalah 1) *yield stress* dan *cracking strain* serta 2) *damage parameter* dan *cracking strain*. Seperti ditunjukkan pada persamaan (2.62), *inelastic strain* tarik ($\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$) merupakan regangan plastik yang didapatkan dari pengurangan regangan beton oleh regangan elastik dengan modulus elastisitas terkoreksi oleh *damage parameter* d_t .

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)E_0} \quad (2.62)$$

2.7.3.1 Tensile fracture energy beton

Hubungan antara kuat tekan beton normal dengan *fracture energy* menurut CEB-FIP MC (1990) dalam FIB (2013).

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (2.63)$$

Dimana G_F = *fracture energy* (N/mm), G_{F0} = nilai *fracture energy* dasar (N/mm), f_{cm} = kuat tekan beton (MPa), f_{cm0} = 10 MPa.

Nilai *fracture energy* dasar (G_{F0}) tergantung pada ukuran agregat yang digunakan dalam pembuatan beton (d_{max}).

Tabel 2.1 Nilai *fracture energy* dasar G_{F0} .

d_{max} (mm)	8	16	32
G_{F0} (N/mm)	0,025	0,03	0,058

Nilai *fracture energy* beton adalah:

$$G_F = G_{F0} \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \quad (2.64)$$

dimana: $G_{F0} = 65$ N/m untuk beton dengan agregat kasar batu kali, $G_{F0} = 106$ N/m untuk beton dengan agregat kasar batu pecah, $f_{cm0} = 10$ MPa.

2.8 Studi awal analisis rasio tulangan spiral *spun pile*

Studi ini dilakukan untuk mengetahui kesesuaian rasio tulangan spiral yang terpasang pada *spun pile* dengan yang disyaratkan oleh *codes*. Diameter *spun pile* 400 mm dengan tebal dinding 75 mm. Sehingga, diameter lubang $d_h = 250$ mm. 10 *PC bar* berdiameter 7,1 mm dipasang dengan jarak 37,5 mm dari dinding

spun pile. Tulangan spiral berdiameter 3,2 mm ($A_{sh} = 8 \text{ mm}^2$) dengan spasi 100 mm. Diameter lingkaran spiral adalah $d_s = 400 - 37,5 + \frac{7,1}{2} + \frac{3,2}{2} = 367,65 \text{ mm}$ (Irawan 2015, *unpublished*).

Berikut adalah perhitungan rasio tulangan spiral,

$$\rho_s = \frac{A_{sh} \pi d_s}{0,25 \pi (d_s^2 - d_h^2) s} = \frac{8 \times 367,65}{0,25 \times (367,65^2 - 250^2) \times 100} = 0,0016$$

Dari Tabel 2.2 rasio tulangan *spiral* benda uji adalah sebesar 0,24 %.

Tabel 2.2 Perhitungan rasio tulangan *spiral spun pile* yang diuji.

Item	Rumus	Nilai	
Diameter luar	D	400	mm
Tebal dinding	t	75	mm
Diameter lubang	DI	250	mm
Cover (selimut) beton	c	35	mm
Diameter tulangan <i>spiral</i>	$\varnothing s$	3,2	mm
Spasi tulangan <i>spiral</i>	s	100	mm
Diameter <i>spiral</i> dari pusat tulangan	$d_s = (D - 2(c - \varnothing s / 2))$	326,8	mm
Luas inti beton	$A_{ch} = \pi / 4 (d_s^2 - DI^2)$	34792	mm ²
Luas penampang beton	$A_g = \pi / 4 (D^2 - DI^2)$	76576	mm ²
Luas penampang tulangan <i>spiral</i>	$A_s = \pi / 4 (\varnothing s^2)$	8,04	mm ²
Volume tulangan <i>spiral</i>	$V_s = A_s \pi d_s$	8257	mm ³
Volume beton terkekang	$V_{cc} = A_{ch} s$	3479176	mm ³
Rasio tulangan aktual	$\rho_s = V_s / V_{cc}$	0,24	%

Dengan melihat persyaratan tulangan *spiral* yang disampaikan pada sub bab 2.3.1 hingga 2.3.5, didapatkan batasan tulangan *spiral* seperti ditabelkan pada Tabel 2.3. Dalam studi ini mutu beton *spun pile* adalah $f_c' = 52 \text{ MPa}$ dan tulangan *spiral* $f_y = 440 \text{ MPa}$. Selain itu beban aksial maksimum yang dibebankan pada benda uji adalah 30% $f_c' A_g$. Sehingga untuk memenuhi ketentuan rasio tulangan *spiral* Tabel 2.3, maka tulangan *spiral spun pile* adalah sebagai berikut:

1. SNI 03 2847 2013

$$\rho_{s \min} = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,12 \frac{52}{440} = 1,4 \%$$

2. SNI 1726 2012

- Untuk KDS C

$$\rho_{s \min} = 0,7 \%$$

$$\rho_{s \text{ perlu}} = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,12 \frac{52}{440} = 1,4 \%$$

- Untuk KDS D, E dan F.

$$\begin{aligned} \rho_{s \text{ perlu}} &= 0,25 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[0,5 + \frac{1,4P}{f'_c A_g} \right] \\ &= 0,25 \frac{52}{440} \left(\frac{76576}{34792} - 1 \right) \left[0,5 + \frac{1,4 \times 0,3 f'_c A_g}{f'_c A_g} \right] \\ &= 3,26 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{s \text{ perlu}} &= 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[0,5 + \frac{1,4P}{f'_c A_g} \right] = 0,12 \frac{52}{440} \left[0,5 + \frac{1,4 \times 0,3 f'_c A_g}{f'_c A_g} \right] \\ &= 1,3 \% \end{aligned}$$

3. ACI 318M-11

$$\rho_{s \min} = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,12 \frac{52}{440} = 1,4 \%$$

$$\rho_s = 0,45 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0,45 \frac{52}{440} \left(\frac{76576}{34792} - 1 \right) = 6,9 \%$$

Dengan membandingkan kondisi tulangan *spiral* tiang pancang *spun pile* pada Tabel 2.2 dengan persyaratan yang terdapat pada Tabel 2.3 maka dalam studi awal ini didapat kesimpulan sebagai berikut:

1. Diameter *spiral spun pile* sebesar $\varnothing 3,2$ mm tidak memenuhi ketentuan SNI 03 2847 2013, SNI 1726 2012, AASHTO 2005 dan ATC 3-06 1978 yang menyaratkan diameter minimum tulangan *spiral* adalah $\varnothing 10$ mm.
2. Rasio tulangan *spiral spun pile* 0,24 % kurang dari yang disyaratkan oleh *codes*.

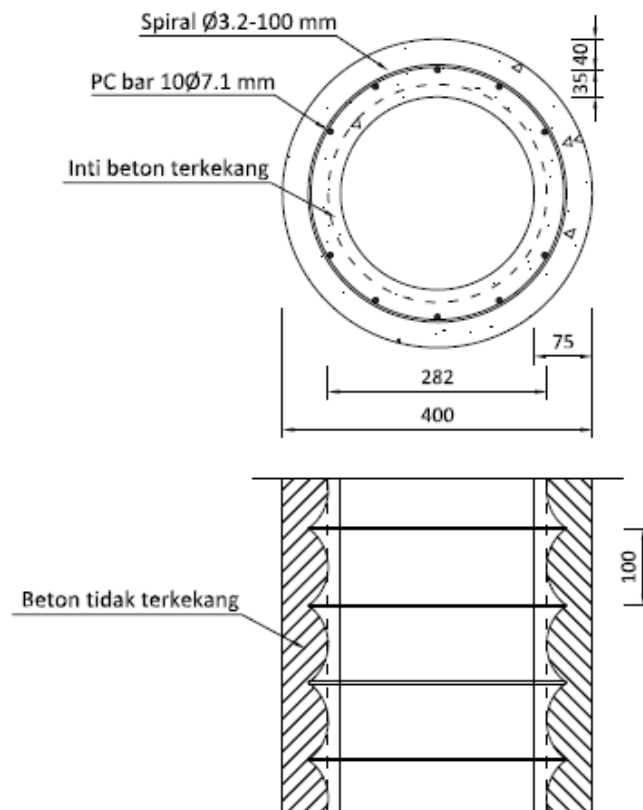
Tabel 2.3 Ketentuan tulangan *spiral* tiang pancang pratekan menurut *codes*.

ρ_{smin}	ρ_s perlu	Ketentuan lain
SNI 03 2847 2013		
$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	-	\varnothing_s minimum 10 mm dengan spasi maksimum 75 mm dan minimum 25 mm.
SNI 1726 2012		
KDS C		
$\rho_s \text{ min } 0,007$	$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$	Di luar 6 m dari panjang tiang pancang harus dikekang dengan lebih dari 50% rasio tulangan yang dipakai.
KDS D, E dan F		
-	$\rho_s = 0,25 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[0,5 + \frac{1,4P}{f'_c A_g} \right]$ $\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[0,5 + \frac{1,4P}{f'_c A_g} \right]$ $\rho_s < 0,021$	Pada panjang daktail (10,7 m) harus dikekang dengan <i>spiral</i> dengan spasi maksimum dari: <ul style="list-style-type: none"> - Seperlima dimensi tiang pancang - Enam kali diameter tulangan longitudinal - 200 mm
ACI 318M 2011		
$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	$\rho_s = 0,45 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$	Mutu tulangan <i>spiral</i> f_{yh} harus kurang dari 700 MPa
AASHTO 2005		
-	$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$	Potensi panjang sendi plastis dapat diambil lebih dari dua kali diameter tiang pancang atau 600 mm. Diameter tulangan pengekang <i>spiral</i> harus lebih dari tulangan no. 10 (9,5 mm). Spasi tulangan untuk 1,2 m dari ujung pancang, minimum 75 mm.
ATC 3-06 1978		
KDS A		
Tidak ada persyaratan khusus untuk tiang pancang beton pratekan pracetak.		
KDS B		
Ujung tiang pancang (sepanjang 610 mm) disyaratkan menggunakan <i>spiral</i> minimum No. 3(\varnothing 9,5 mm) dengan spasi maksimum 100 mm.		
KDS C		
Tiang pancang pratekan pracetak dapat digunakan sebagai penahan momen lentur jika dalam desain terhadap beban gempa tiang pancang masih dalam kondisi elastis		
KDS D		
Penggunaan tiang pancang pratekan pracetak dilarang		

2.9 Analisis beton *spun pile* tidak terkekang

Berdasarkan konsep pengekangan yang diusulkan oleh Mander dkk., 1988 bahwa daerah inti beton kolom terkekang adalah dibatasi oleh diameter berikut, $d_{confined} = d_s - s'/2$, dimana d_s adalah jarak transversal dari as ke as tulangan *spiral*, dan s' adalah spasi bersih tulangan *spiral* (diameter 3,2 mm) (Irawan 2015, *unpublished*).

Dalam studi ini tiang pancang yang digunakan berdiameter 400 mm, jarak as *PC bar* (diameter 7,1 mm) ke sisi luar beton adalah 40 mm, dengan tebal selimut beton 33 mm. Sehingga nilai d_s adalah $d_s = 400 - 2x(33 + 3,2/2) = 330,8 \text{ mm}$ dan $s' = 100 - 2x\left(\frac{3,2}{2}\right) = 96,8 \text{ mm}$, sehingga diameter inti beton terkekang adalah $d_{confined} = 330 - 96,8/2 = 282,4 \text{ mm}$. Hasil analisis pengekangan penampang beton *spun pile* ditunjukkan pada Gambar 2.20. Pada gambar tersebut terlihat sebagian besar penampang *spun pile* (21,6%) merupakan beton tidak terkekang.



Gambar 2.20 Penampang beton *spun pile* tidak terkekang.

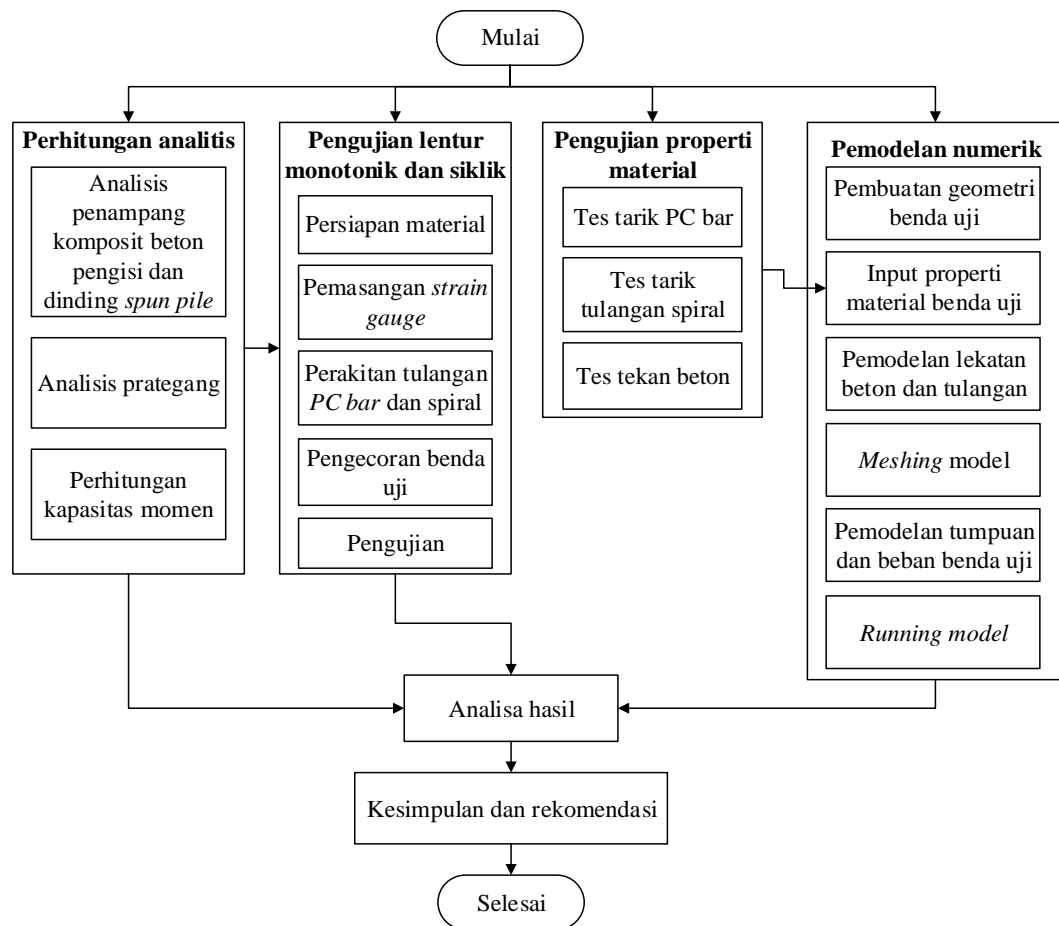
Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Rancangan Penelitian

Kegiatan penelitian dilakukan dalam empat tahap, yaitu 1) perhitungan analitis, 2) pengujian benda uji di laboratorium bersamaan dengan pengujian material tiang pancang, 3) pemodelan numerik menggunakan program bantu berbasis metode elemen hingga (*finite element method*, FEM), dan 4) analisis hasil. Secara garis besar tahapan penelitian ini ditunjukkan *flowchart* pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 *Flow chart* penelitian.

Tahap pertama penelitian ini adalah perhitungan analitis. Tahap ini meliputi analisis penampang komposit beton pengisi dan dinding *spun pile*, analisis prategang dan kekuatan momen tiang pancang secara analitis. Hasil perhitungan analitis ini digunakan sebagai acuan dalam mengontrol kekuatan *spun pile* saat

pengujian. Tahap kedua penelitian ini adalah melakukan pengujian tiang pancang di laboratorium. Benda uji ini dibebani dengan dua macam pembebanan, yaitu 1) pengujian lentur murni dengan beban monotonik dan 2) pembebanan lentur dengan beban bolak-balik (siklik) dengan tambahan beban aksial. Hasil pengujian laboratorium ini divalidasi menggunakan model FEM yang dibuat pada tahap ketiga untuk mendapatkan gambaran yang lebih mendetail tentang perilaku tiang pancang. Pada tahap ini juga dilakukan uji properti material tiang pancang yang terdiri dari tes tarik *PC bar* dan tulangan *spiral* serta tes tekan beton. Hasil pengujian properti material ini adalah kurva hubungan tegangan dan regangan yang digunakan sebagai data *Input* dalam pemodelan dengan program Abaqus. Setelah melakukan pengujian benda uji dan properti material, pada tahap ketiga penelitian ini akan dilakukan pemodelan tiang pancang yang dibebani beban lateral siklik menggunakan program bantu FEM. Pemodelan ini bertujuan untuk mengetahui perilaku keruntuhan yang terjadi pada tiang pancang selama pembebanan. Tahap terakhir adalah analisis hasil hasil perhitungan analitis, pengujian benda uji di laboratorium dan pemodelan FEM. Pada tahap ini dilakukan analisis nilai daktilitas perpindahan sesuai dengan persyaratan peraturan (*codes requirement*).

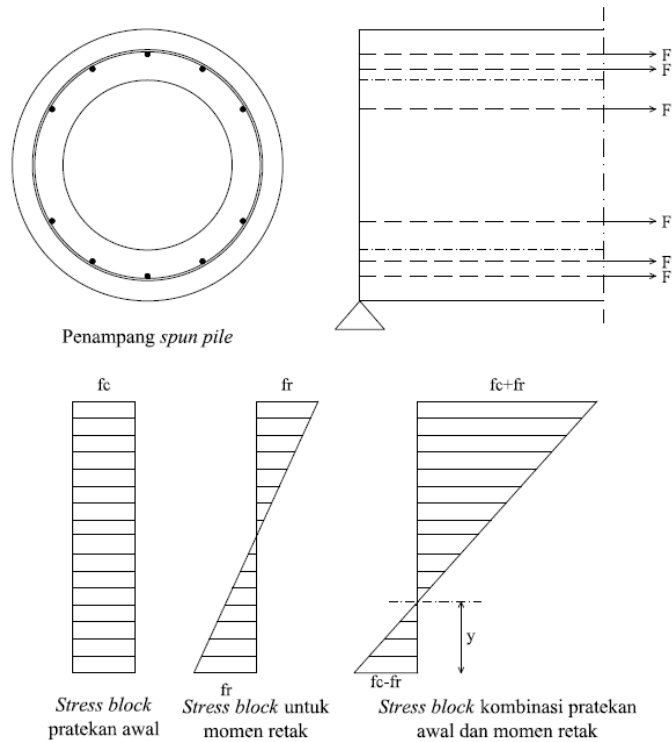
Variabel benda uji pada benda uji pada pengujian beban lentur monotonik adalah ada dan tidaknya beton pengisi. Sedangkan pada pengujian beban lentur siklik selain ada dan tidaknya beton pengisi dan variasi beban aksial, yaitu beban aksial rendah ($0,08 f'c Ag$) sebesar 40 ton, menengah ($0,16 f'c Ag$) sebesar 80 ton dan beban aksial tinggi ($0,24 f'c Ag$) sebesar 120 ton. Saat pelaksanaan pengujian di laboratorium tiang pancang *spun pile* meledak dengan beban aksial 80 ton. Sehingga dengan alasan keamanan saat pengujian maka beban aksial 120 ton tidak dilakukan dalam penelitian ini.

3.2 Perhitungan Analitik

Dalam kondisi retak pertama, momen retak (*crack*) terjadi pada saat beton di serat tarik penampang *spun pile* mencapai kapasitas tariknya. Kuat tarik beton menurut SNI 2847-2013 pasal 9,5,2.3 yaitu direpresentasikan sebagai modulus

keruntuhan (f_r) yang dapat dihitung dengan rumus berikut, dimana λ sama dengan 1 untuk beton normal, dan f'_c kuat tekan beton dalam MPa.

$$f_r = 0,62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$



Gambar 3.2 *Stress block* saat retak awal.

Kondisi blok tegangan (*stress block*) penampang *spun pile* mulai tahap pratekan hingga retak seperti ditunjukkan pada Gambar 3.2. Pada saat penyaluran gaya pratekan awal (F) penampang beton akan mengalami tegangan tekan awal sebesar f_c . Tegangan awal ini akan menambah tegangan tekan dan mengurangi tegangan tarik beton pada saat kondisi retak. Nilai momen retak dapat dihitung dengan rumus berikut,

$$M_{cr} = \frac{(f_r - f_c)I_{tr}}{y} \quad (3.2)$$

Dimana I_{tr} adalah momen inersia penampang dalam mm^4 , y adalah jarak serat tarik terluar terhadap sumbu penampang dalam mm , f_r adalah *modulus of rupture* (kuat tarik beton) dalam MPa.

3.3 Properti Material Tiang Pancang

3.3.1 Kuat tekan beton

Dalam penelitian ini pengecoran benda uji dilakukan dalam dua tahap. Tahap pertama adalah pengecoran benda uji untuk tes lentur monotonik. Sedangkan tahap kedua untuk tes lentur siklik. Kuat tekan beton *spun pile* untuk tes lentur monotonik adalah 58,4 Mpa dan beton pengisi 26,9 MPa. Saat pemberian gaya prategang (*stressing*) kuat tekan beton *spun pile* adalah 23,3 MPa. Sedangkan untuk tes lentur siklik kuat tekan beton *spun pile* adalah 54,4 MPa dan beton pengisi 33,0 MPa. Saat pemberian gaya prategang (*stressing*) nilai kuat tekan beton *spun pile* adalah 30,7 MPa.

3.3.2 Kuat tarik tulangan *PC bar* dan *spiral*

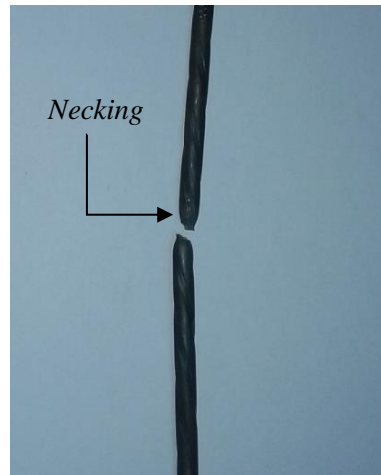
Tes tarik ini bertujuan untuk mendapatkan data kurva hubungan antara tegangan dan regangan tulangan *PC bar*. Data tegangan-regangan ini digunakan sebagai *Input* data dalam pemodelan FEM. Selain itu, data ini juga digunakan dalam perhitungan analitis. *PC bar* mempunyai diameter 7,1 mm, dimana menurut spesifikasi JIS G 3137–1994 *PC bar* ini mempunyai tegangan leleh 1.275 MPa.

3.3.2.1 Properti mekanis tarik tulangan *PC bar* diameter 7,1 mm

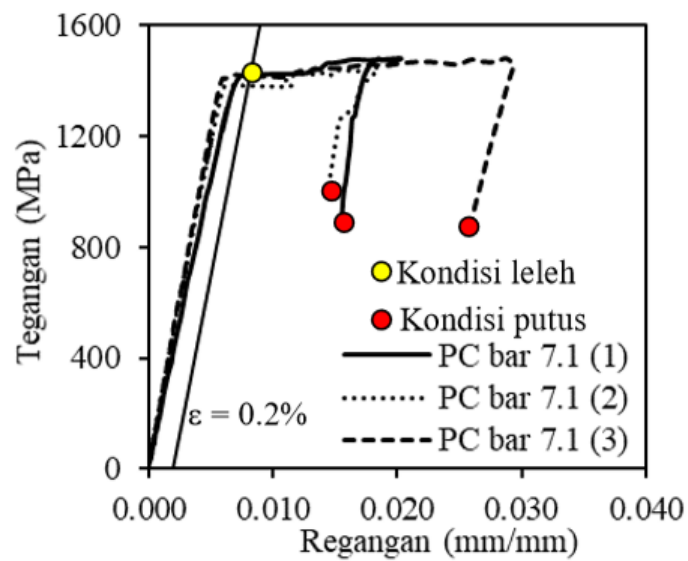
Luas penampang *PC bar* adalah $A_p = 40 \text{ mm}^2$. Tegangan tarik terekam dengan baik mulai awal pembebanan hingga *PC bar* putus, sedangkan regangan tarik terekam dengan baik oleh *strain gauge* mulai awal pembebanan hingga tegangan maksimum tercapai. Setelah itu regangan tidak terbaca lagi. Hal ini karena setelah beban maksimum tercapai penampang sampel mengalami pengecilan (*necking*) seperti ditunjukkan pada Gambar 3.3. Sehingga *strain gauge* tidak menempel pada permukaan sampel, sehingga regangan tidak dapat dibaca.

Kurva tegangan-regangan tarik *PC bar* hasil uji tarik ditunjukkan pada Gambar 3.4. Penentuan kondisi leleh menurut SNI 7701 2016 ditentukan saat regangan 0,2% atau 0,002. Saat kondisi leleh tercapai, nilai tegangan ketiga sampel *PC bar* adalah 1.423 MPa, 1.382 MPa, dan 1.419 MPa. Sehingga rata-rata adalah tegangan leleh (f_{py}) adalah 1.404 MPa terjadi saat regangan 0,007. Nilai tegangan

maksimum (ultimit) adalah 1.480 MPa, 1.447 MPa dan 1.479 MPa. Sehingga rata-rata tegangan ultimit (f_{pu}) adalah 1469 MPa. Regangan maksimum yang mampu dibaca oleh *strain gauge* adalah 0,020, 0,018 dan 0,029 (rata-rata 0,023).



Gambar 3.3 Kondisi *PC bar* setelah putus.



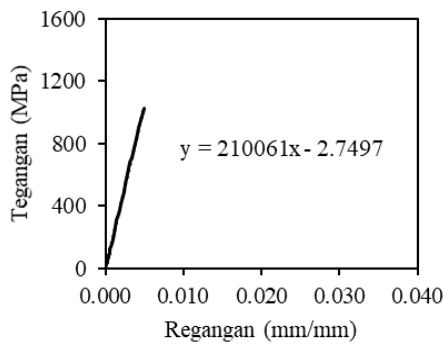
Gambar 3.4 Kurva tegangan-regangan tarik *PC bar* 7,1.

Strain gauge tidak bisa merekam regangan *PC bar* hingga putus. Untuk mengukur regangan *PC bar* saat putus diukurlah elongasi secara manual. Elongasi merupakan rasio perpanjangan akhir terhadap panjang awal sampel *PC bar*. Hasil perhitungan elongasi ditunjukkan pada Tabel 3.1. Rata-rata elongasi adalah 8,7%.

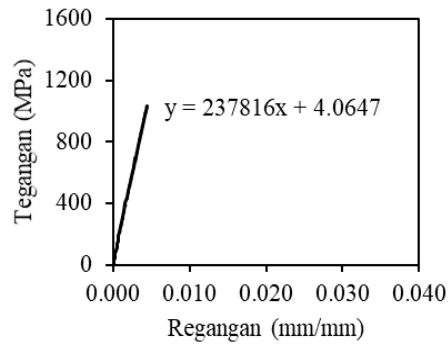
Tabel 3.1 Elongasi ultimit *PC bar* 7,1.

Sampel	L ₀ (mm)	L _a (mm)	Elongasi (%)
<i>PC bar</i> 7,1 (1)	100	108	8
<i>PC bar</i> 7,1 (2)	100	108	8
<i>PC bar</i> 7,1 (3)	100	110	10
Rata-rata			8,7

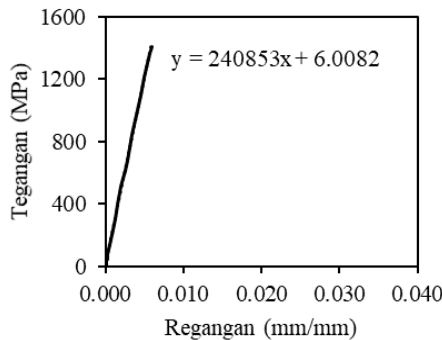
Analisis bagian elastis dari kurva tegangan-regangan *PC bar* dengan menggunakan konsep linier elastik akan didapat nilai modulus elastisitasnya. Sesuai dengan Hukum Hooke, nilai modulus elastisitas (E) merupakan *gradient* (kemiringan) kurva tegangan regangan saat masih elastis. Penentuan modulus elastisitas (E) *PC bar* dilakukan dengan meregresi kurva tegangan regangan saat kondisi elastik. Dalam analisis ini regresi dilakukan hingga tegangan maksimum 1000 MPa. Kurva regresi ketiga sampel *PC bar* ditunjukkan pada Gambar 3.5.



(a) Sampel *PC bar* 7,1 (1)



(b) Sampel *PC bar* 7,1 (2)



(c) Sampel *PC bar* 7,1 (3)

Gambar 3.5 Regresi kurva elastis *PC bar*.

Persamaan regresi linier adalah:

$$\text{Sampel 1: } y = 210.061x - 2,7497$$

$$\text{Sampel 2: } y = 237.816x + 4,0647$$

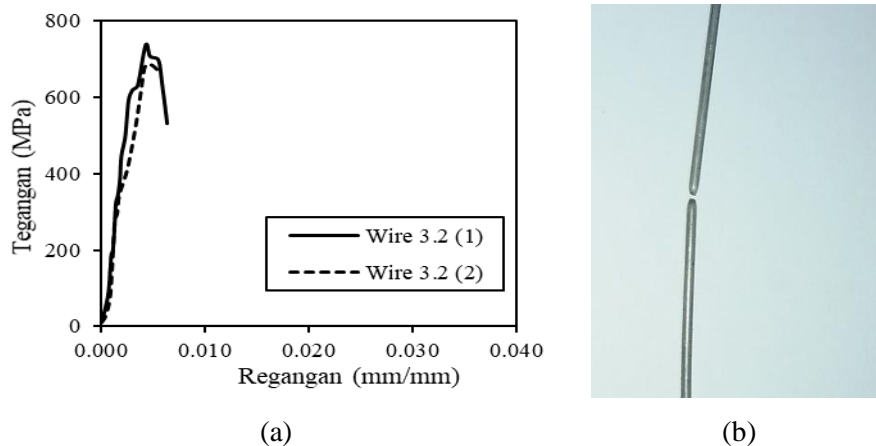
$$\text{Sampel 3: } y = 240.853x + 6,0082$$

Nilai gradien persamaan regresi kurva tegangan-regangan adalah 210.061, 237.816 dan 240.853. Sehingga rata-rata gradien adalah 229.577. Sehingga modulus elastisitas *PC bar* adalah $E = 229.577 \text{ Mpa}$.

3.3.2.2 Properti mekanis tarik tulangan *spiral* diameter 3,2 mm

Tes tarik ini bertujuan untuk mendapatkan data kurva hubungan antara tegangan dan regangan tulangan *spiral*. Data tegangan-regangan ini digunakan sebagai data masukan untuk pemodelan numerik dan analisis hasil eksperimental. Selain itu, data ini juga digunakan dalam perhitungan analitis. Tulangan *spiral* yang diuji mempunyai diameter $\varnothing 3,2 \text{ mm}$, dimana menurut spesifikasi JIS G 3532–2000 tulangan *spiral* ini mempunyai tegangan leleh 440 MPa.

Kurva tegangan-regangan kawat baja SWM-P 3,2 mm hasil uji tarik ditunjukkan pada Gambar 3.6a. Dalam persyaratan properti mekanis *wire* 3,2 mm tipe SWM-P hanya ditinjau aspek *tensile strength* (kuat putus). Saat tegangan maksimum tercapai maka *wire* tidak mampu lagi berelongasi. Kondisi *wire* setelah putus ditunjukkan pada Gambar 3.6b. *Necking* muncul dalam kondisi tersebut.



Gambar 3.6 Kurva tegangan-regangan dan kondisi *wire* pasca putus.

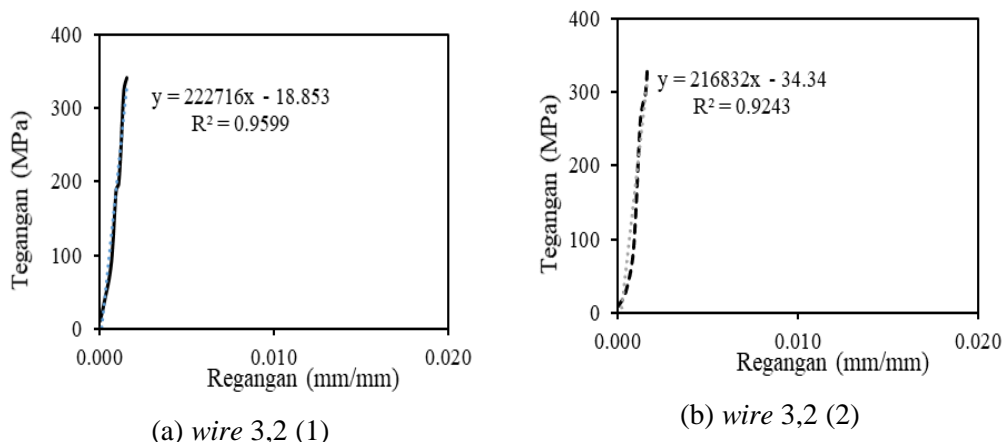
Hasil regresi kurva tegangan-regangan kedua sampel *wire* ditunjukkan pada Gambar 3.7 . Persamaan regresi linier adalah:

$$\text{Sampel 1: } y = 216.832x - 34,34$$

$$\text{Sampel 2: } y = 222.716x - 18,853$$

Nilai gradien persamaan regresi kurva tegangan-regangan adalah 216.832 dan 222.716. Sehingga nilai rata-rata gradien adalah 219.774. Sehingga modulus elastisitas *wire* 3,2 mm adalah $E = 219.774 \text{ MPa}$.

Batas leleh *wire* terjadi sampel 1 pada tegangan tegangan leleh f_{yt} 596 MPa. Nilai regangan lelehnya adalah 0,0037. Selain itu, dari hasil pengujian didapatkan tegangan maksimum *wire* adalah 688 dan 736 Mpa (rata-rata 712 MPa) yang terjadi pada regangan 0,0044. Hasil perhitungan elongasi ditunjukkan pada Gambar 3.7. Rata-rata elongasi ultimit *wire* adalah 2%. Pada saat putus tersebut nilai tegangan rata-rata adalah 596 MPa. Sehingga kurva tegangan regangan *wire* dapat diidealisaikan seperti ditunjukkan pada Gambar 3.8.



Gambar 3.7 Regresi kurva elastis tulangan spiral.

Tabel 3.2 Elongasi ultimit tulangan spiral *wire* 3,2.

Sampel	L_0 (mm)	L_a (mm)	Elongasi (%)
<i>Wire</i> 3,2 (1)	100	102	2
<i>Wire</i> 3,2 (2)	100	102	2
Rata-rata			2

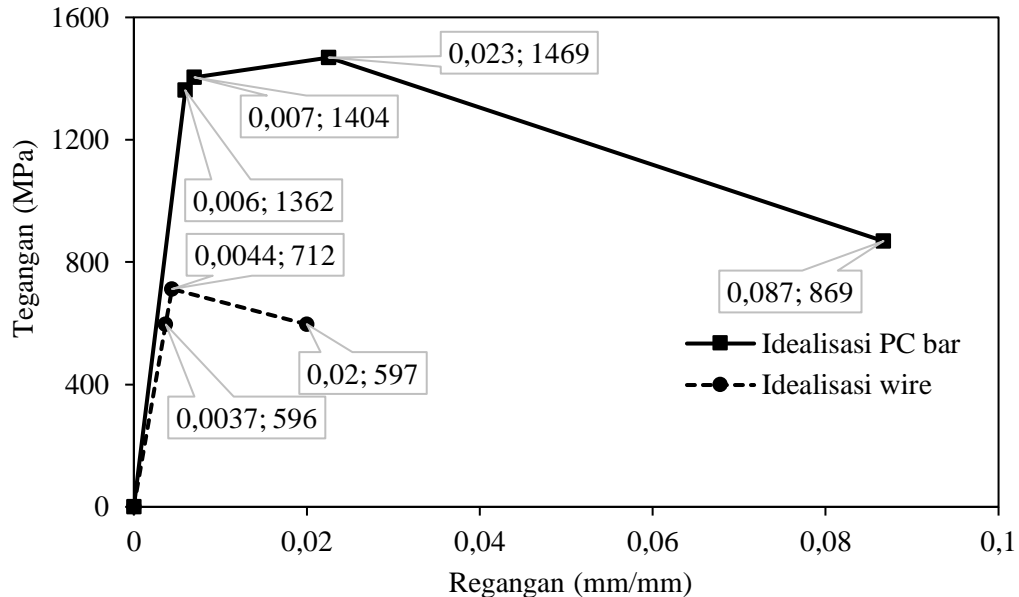
Sesuai dengan JIS G 3532 2000 untuk kawat baja tipe SWM-P disyaratkan memiliki *tensile strength* (tegangan tarik, f_{ut}) minimum 540 MPa.

Hasil pengujian *wire* 3,2 menunjukkan f_{ut} rata-rata kedua sampel adalah 712 MPa, sedangkan tegangan putus minimum *wire* SWM-P adalah 540 MPa. Sehingga *wire* memenuhi persyaratan untuk digunakan sebagai penulangan spiral beton.

3.3.2.3 Idealisasi tegangan regangan *PC bar* dan tulangan spiral

Dari analisis hasil tes tarik dihasilkan idealisasi kurva tegangan-regangan tarik *PC bar* 7,1 dan *wire* 3,2 seperti ditunjukkan pada Gambar 3.8. Idealisasi kurva trilinear untuk *PC bar*. Kurva idealisasi ini terdiri dari daerah elastik, daerah tegangan leleh ke maksimum, serta penurunan tegangan saat *PC bar* putus. Dengan modulus elastisitas 229.577 MPa, kurva linier elastik hingga tegangan 1

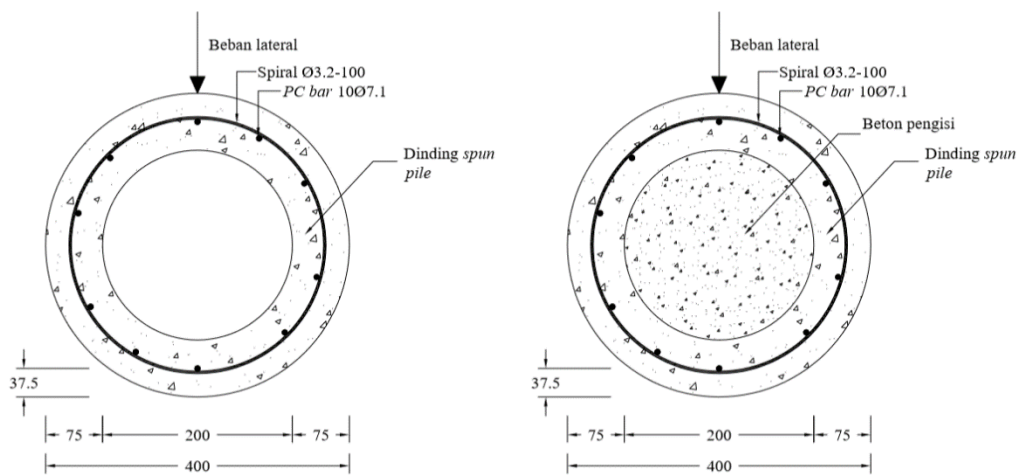
Sedangkan *wire* memiliki kurva idealisasi bilinear, yaitu daerah elastis dan penurunan tegangan saat *wire* putus. Penurunan tegangan setelah tegangan maksimum tercapai hingga elongasi maksimum *PC bar* sebesar 8,7% dan *wire* sebesar 2%. Kurva tersebut dijadikan input dalam pemodelan numerik yang dilakukan dalam penelitian selanjutnya.



Gambar 3.8 Idealisasi kurva tegangan-regangan tarik *PC bar* dan *wire*.

3.4 Geometri dan identitas benda uji

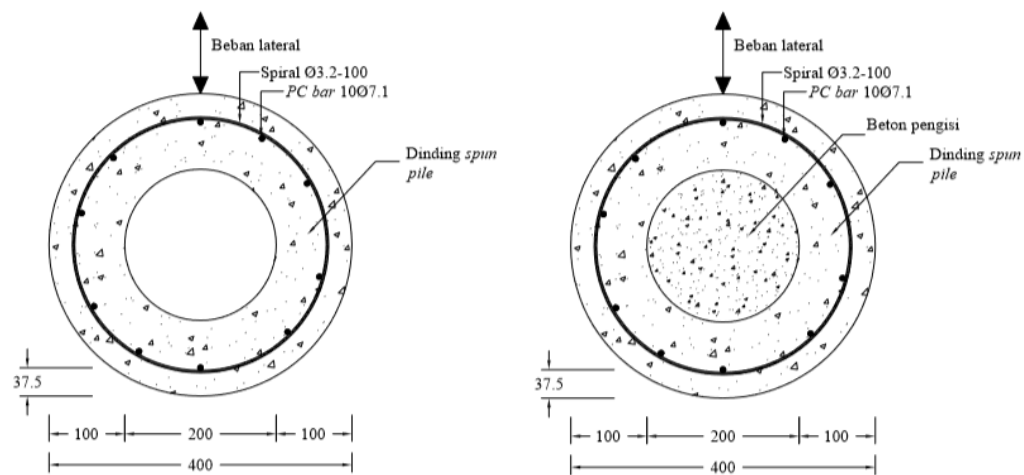
Penampang benda uji lentur monotonik ditunjukkan pada Gambar 3.9. Diameter *spun pile* adalah 400 mm dan tebal dindingnya 75 mm. Benda uji lentur siklik memiliki tebal dinding 100 mm (Gambar 3.10). Jarak antara as tulangan *PC bar* ke dinding luar *spun pile* adalah 37,5 mm. Tebal selimut beton adalah 30,75 mm. Penulangan benda uji terdiri dari 10 buah *PC bar* $\varnothing 7,1$ mm dan tulangan *spiral* $\varnothing 3,2$ mm dengan spasi 100 mm. Panjang benda uji lentur monotonik adalah 6 meter. Sedangkan benda uji lentur siklik memiliki panjang 3 meter.



(a) *Spun pile* tanpa beton pengisi

(b) *Spun pile* dengan beton pengisi

Gambar 3.9 Penampang benda uji *spun pile* tes lentur monotonik.



(a) *Spun pile* tanpa beton pengisi

(b) *Spun pile* dengan beton pengisi

Gambar 3.10 Penampang benda uji tes lentur siklik.

Identitas benda uji lentur monotonik ditunjukkan pada Tabel 3.3. Keterangan kode identitas benda uji adalah sebagai berikut, M = monotonik, TB =

tanpa beton pengisi, DB = dengan beton pengisi, sedangkan nomor 1, 2 dan 3 menunjukkan nomor benda uji.

Tabel 3.3 Identitas benda uji *spun pile* tes lentur monotonik.

Benda uji	Kode
<i>Spun pile</i> tanpa beton pengisi	M-TB-1
	M-TB-2
	M-TB-3
<i>Spun pile</i> dengan beton pengisi	M-DB-1
	M-DB-2

Identitas benda uji lentur siklik ditunjukkan pada Tabel 3.4. Keterangan kode identitas benda uji adalah sebagai berikut, S = siklik, TB = *spun pile* tanpa beton pengisi, DB = *spun pile* dengan beton pengisi, sedangkan nomor 1, 2, 3, 4, 5 dan 6 menunjukkan nomor benda uji. Beban aksial yang digunakan divariasikan 40 ton dan 80 ton. Dibandingkan dengan kapasitas tekan penampang *spun pile* beban aksial tersebut setara $0,08f_c' A_g$ dan $0,16f_c' A_g$, dimana A_g adalah luas penampang *spun pile*.

Tabel 3.4 Identitas benda uji *spun pile* tes lentur siklik.

Benda uji	Kode	Beban aksial
<i>Spun pile</i> dengan beton pengisi	S-DB-1	0,08 $f_c' A_g$
	S-DB-2	
	S-DB-5	
	S-DB-3	0,16 $f_c' A_g$
	S-DB-4	
	S-DB-6	
<i>Spun pile</i> tanpa beton pengisi	S-TB-1	0,08 $f_c' A_g$
	S-TB-2	
	S-TB-5	
	S-TB-3	0,16 $f_c' A_g$
	S-TB-4	
	S-TB-6	

3.5 Pembuatan Benda Uji

Pembuatan benda uji melalui beberapa proses. Pertama adalah perakitan tulangan *PC bar* dan *spiral*. Kedua adalah pemasangan *strain gauge*. Selanjutnya adalah pengecoran beton *spun pile*. Kemudian pemberian gaya prategang *PC bar*. Yang terakhir adalah pengecoran beton mengisi ke dalam lubang *spun pile*.

3.5.1 Perakitan tulangan *PC bar* dan *spiral*

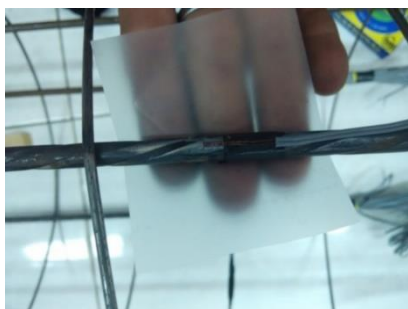
Pertama adalah perakitan tulangan, seperti ditunjukkan pada Gambar 3.11. Setelah tulangan *PC bar* dipotong dilakukan pembuatan kepala (*head*) di kedua ujung *PC bar* melalui mekanisme pemanasan. Selanjutnya dilakukan perakitan tulangan *PC bar* dan *spiral* menggunakan mesin *wire caging*.



(a) Pemetongan tulangan *PC bar* (b) Perakitan tulangan *PC bar* dan spiral
Gambar 3.11 Proses perakitan tulangan *spun pile*.

3.5.2 Pemasangan *strain gauge*

Sebelum *spun pile* dicor dilakukan pemasangan *strain gauge* pada tulangan *PC bar* dan tulangan *spiral* (Gambar 3.12). Posisi *strain gauge* dibahas secara detail pada sub bab instrumentasi, seperti ditunjukkan pada Gambar 3.17 untuk benda uji lentur monotonik dan Gambar 3.24c untuk benda uji lentur siklik.

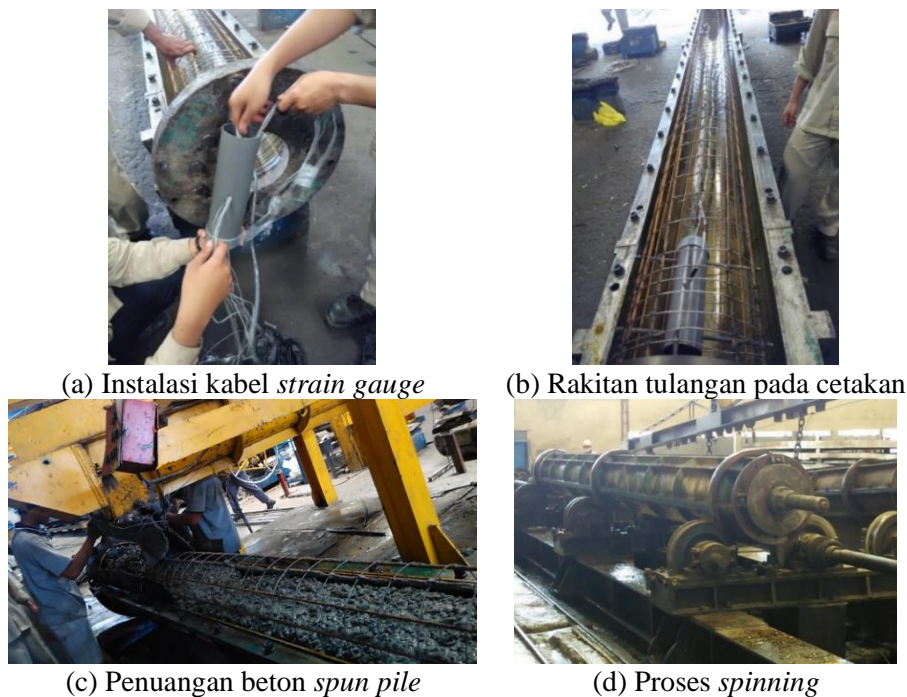


(a) *Strain gauge* tulangan *PC bar* (b) *Strain gauge* tulangan spiral

Gambar 3.12 Pemasangan *strain gauge* tulangan *PC bar* dan spiral.

3.5.3 Pengecoran beton *spun pile*

Pengecoran beton *spun pile* diawali dengan penempatan rakitan tulangan pada cetakan. Kemudian dilakukan instalasi kabel *strain gauge* ke dalam pipa PVC. Langkah berikutnya adalah penuangan beton ke dalam cetakan. Setelah cetakan ditutup, langkah berikutnya adalah penarikan (*stressing*) *PC bar*. Setelah proses *stressing* selesai, selanjutnya dilanjutkan dengan proses *spinning*. Benda uji ditempatkan di atas mesin pemutar. Selanjutnya benda uji diputar dengan standar kecepatan tertentu. Proses pengecoran *spun pile* ditunjukkan pada Gambar 3.13.



Gambar 3.13 Proses pengecoran *spun pile*

3.5.4 Pemberian gaya prategang awal *PC bar*

Proses pemberian gaya prategang awal pada tulangan *PC bar* ditunjukkan pada Gambar 3.14. Penarikan *PC bar* dilakukan menggunakan *piston jacking* (Gambar 3.14a). Regangan tarik awal *PC bar* adalah 0,005. Benda uji tes lentur monotonik panjang benda uji adalah 6.000 mm maka panjang tarikan adalah 30 mm (Gambar 3.14b). Sedangkan untuk benda uji lentur siklik dengan data panjang benda uji 3.000 mm maka panjang tarikan adalah 15 mm (Gambar 3.14c).



(a) *Piston jacking*



(b) *Spun pile tes lentur monotonik*



(c) *Spun pile tes lentur siklik*

Gambar 3.14 Proses *prestressing PC bar*

Dengan data modulus elastisitas *PC bar* sebesar 229.577 MPa, maka regangan saat *stressing* 0,005 menyebabkan tegangan *PC bar* sebesar 1.148 MPa. Dengan nilai f_{pu} 1.469 MPa, maka prosentase tegangan *PC bar* saat *stressing* sebesar $1.148/1.469 \times 100\% = 78\%$. Menurut Pasal 18.5 SNI 03 2847 2013, akibat gaya penarikan (*jacking*) tegangan tersebut tidak boleh melebihi syarat berikut:

1. $0,94 f_{py} = 0,94 \times 1.404 = 1.320 \text{ MPa}$
2. $0,80 f_{pu} = 0,80 \times 1.469 = 1.175 \text{ MPa}$

Dengan demikian tegangan saat *jacking* 1.148 MPa memenuhi ketentuan SNI.

Pasal 18.4.1 poin (a) SNI 2847 2013 yang menyebutkan bahwa “Tegangan pada beton sesaat setelah penyaluran prategang (sebelum kehilangan prategang tergantung waktu) pada serat terjauh dalam kondisi tekan tidak boleh melebihi $0,60f_{ci}$. Tegangan beton ini disebabkan akibat tekanan *PC bar* saat *stressing*. Tegangan *PC bar* 1.148 MPa menyebabkan gaya tekan pada penampang beton *spun pile* sebesar $F_o = f_p A_{ps} = 1.148 \times 40 \times 10 = 459.154 \text{ N}$. Pada benda uji lentur siklik, dengan luas penampang beton adalah $A_g = 0,25 \times \pi \times (400^2 - (400 - 2 \times 100)^2) = 94.248 \text{ mm}^2$, maka tegangan pada penampang beton adalah $f_{co} = F_o / A_g = 459.154 / 94.248 = 4,9 \text{ MPa}$. Sedangkan pada benda uji lentur siklik, dengan luas

penampang beton adalah $A_g = 0,25 \times \pi \times (400^2 - (400 - 2 \times 75)^2) = 76.576 \text{ mm}^2$, maka tegangan pada penampang beton adalah $f_{co} = F_o/A_g = 459.154/76.576 = 6,0 \text{ MPa}$. Batasan tegangan beton saat *stressing* adalah $0,60 f_{ci} = 0,60 \times 30,7 = 18,4 \text{ MPa}$. f_{co} *spun pile* lentur siklik dan monotonik kurang dari $0,60 f_{ci}$. Sehingga tegangan beton saat proses *stressing* memenuhi ketentuan pasal 18.4.1.

3.5.5 Pengecoran beton pengisi ke dalam lubang *spun pile*

Pengecoran beton pengisi ke dalam lubang *spun pile* dilakukan dengan posisi berdiri seperti ditunjukkan pada Gambar 3.15. Posisi berdiri ini bertujuan untuk menggambarkan proses pengecoran beton pengisi di lapangan, yaitu beton pengisi dimasukkan ke dalam lubang *spun pile* setelah dipancang. Agar lebih padat maka dilakukan juga pemadatan menggunakan *vibrator*.



(a) Sampel tes lentur monotonik



(b) Sampel tes lentur siklik

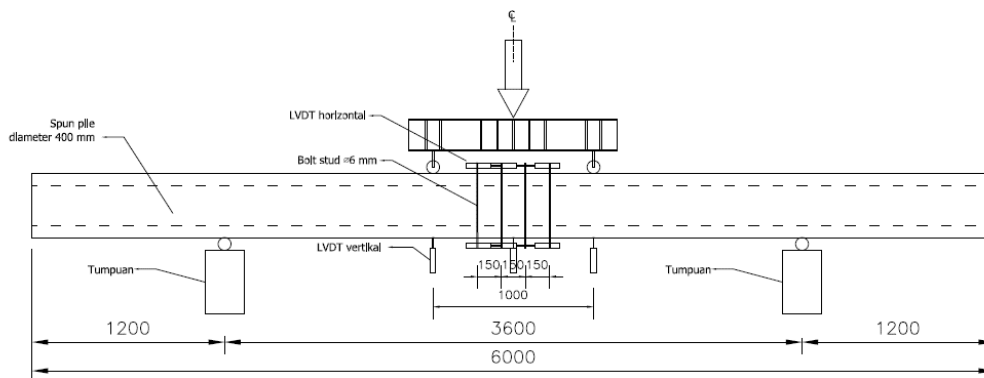
Gambar 3.15 Pengecoran beton pengisi ke dalam lubang *spun pile*.

3.6 Pengujian Lentur Monotonik Tiang Pancang *Spun pile*

Pengujian ini dilakukan untuk mengetahui kekuatan perilaku tiang pancang *spun pile* diuji dengan beban lentur monotonik, seperti disyaratkan dalam JIS 5335 1987. Pengujian pertama ini dilakukan di Laboratorium Struktur Departemen Teknik Sipil ITS.

3.6.1 *Setup* benda uji dan metode pembebanan

Setup pengujian lentur monotonik ditunjukkan pada Gambar 3.16 (a). Acuan pengujian ini adalah berdasarkan JIS A 5335 1987 (*Japanese Standards Association*, 1987).



(a) Rencana



(b) Pelaksanaan di laboratorium

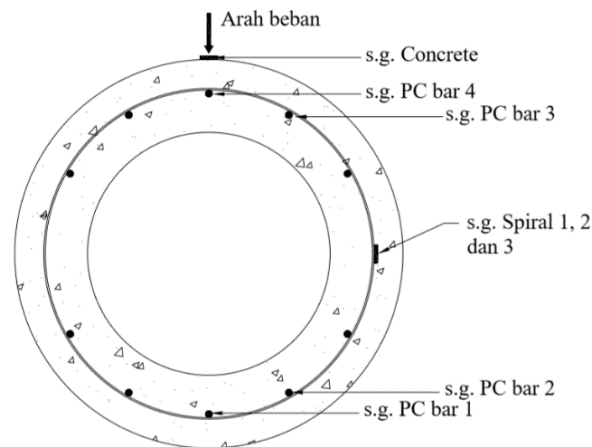
Gambar 3.16 *Setup* benda uji *spun pile* tes lentur monotonik.

Pembebanan lentur dilakukan dengan kontrol beban (*force control*) menggunakan *Universal Testing Machine* (UTM) kapasitas 100 ton. Benda uji dibebani oleh beban statik monotonik dua titik dengan panjang lengan 1.000 mm. Beban diberikan secara bertahap hingga benda uji runtuh. Pada saat pembebanan berlangsung, perpindahan di tengah bentang direkam menggunakan LVDT. Pelaksanaan uji di laboratorium ditunjukkan pada Gambar 3.16(b).

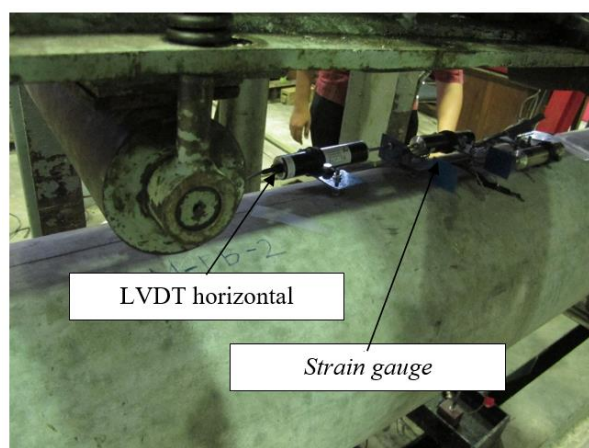
3.6.2 Instrumentasi

Regangan yang terjadi pada tulangan *PC bar*, beton dan tulangan spiral direkam menggunakan *strain gauge*. Lokasi pemasangan *strain gauge* ini ditunjukkan pada Gambar 3.17. Dua buah *PC bar* terluar, baik sisi tarik dan tekan, dipasang *strain gauge*. *Strain gauge* beton hanya dipasang di sisi tekan. *Strain gauge* untuk tulangan spiral dipasang di tiga titik sejajar dengan jarak 100 mm. Dokumentasi pemasangan *strain gauge* tulangan *PC bar* dan spiral ditunjukkan pada Gambar 3.12. Sedangkan *strain gauge* beton ditampilkan pada Gambar 3.18.

Pembacaan lendutan di tengah bentang dilakukan menggunakan LVDT vertikal. Dokumentasi pemasangan LVDT tersebut ditunjukkan pada Gambar 3.18.



Gambar 3.17 Posisi *strain gauge* benda uji *spun pile* tes lentur monotonik.



(a) *Strain gauge* beton dan LVDT horizontal



(b) LVDT vertikal

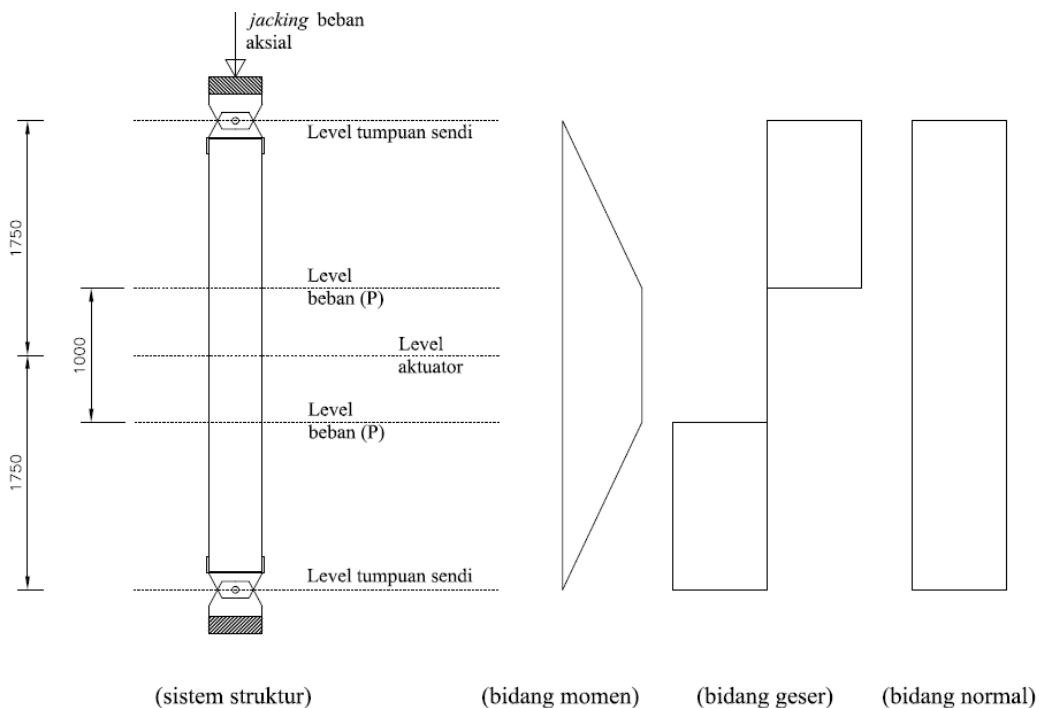
Gambar 3.18 *Strain gauge* dan LVDT *spun pile* tes lentur monotonik.

3.7 Pengujian *Spun Pile* dengan Beban Lentur Siklik dan Aksial Tekan

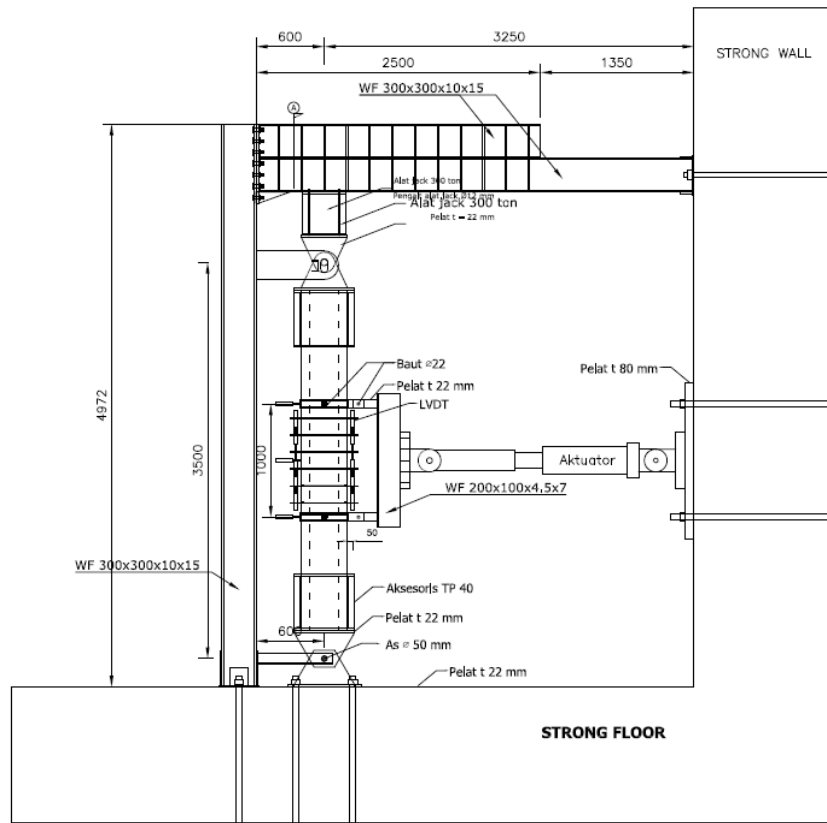
Pengujian lentur siklik dengan tambahan beban aksial dilakukan untuk mengetahui perilaku tiang pancang *spun pile* jika difungsikan sebagai elemen struktur yang memikul beban lentur siklik akibat beban gempa dan beban aksial akibat beban gravitasi secara bersamaan. Pengujian ini dilakukan di Laboratorium Struktur Universitas Hasanuddin Gowa. Pembuatan benda uji dilakukan di Pabrik Sulawesi Selatan PT. Wijaya Karya Beton Tbk.

3.7.1 *Setup* benda uji dan metode pembebanan

Pada pengujian siklik selain beban lentur, benda uji juga diberi beban aksial. Benda uji dimodelkan sebagai elemen struktur kolom yang ditumpu dengan perletakkan sendi di kedua ujungnya, seperti ditunjukkan pada Gambar 3.19. Pengujian yang dilakukan adalah pengujian lentur murni dengan beban lateral siklik dengan kombinasi beban aksial. Karena lentur murni, maka beban dalam yang akan dibebankan pada bagian tengah bentang benda uji adalah momen saja, tanpa memasukkan beban geser. Momen lentur dihasilkan oleh beban lateral yang diberikan oleh aktuator yang ditransverkan ke benda uji menjadi beban dua titik.



Gambar 3.19 Model struktur benda uji.



Gambar 3.20 Setting alat dan benda uji tes lentur siklik.

Setting alat dan benda uji dalam tes lentur siklik ditunjukkan pada Gambar 3.20. Benda uji tiang pancang *spun pile* berdiameter 400 mm dengan panjang 3.000 mm ditumpu dengan tumpuan sendi di kedua ujungnya. Tinggi tumpuan adalah 250 mm sehingga jarak dari tumpuan sendi ke sendi (panjang bentang) adalah 3.500 mm. Sendi bawah memiliki *base plate* yang diangkurkan ke *strong floor*. Sedangkan sendi atas dibuat dapat bergerak arah vertikal dengan membuat lubang as baja berbentuk oval sehingga beban aksial tersalur ke penampang *spun pile*. Karena *spun pile* direncanakan sebagai runtuh lentur murni maka beban lateral yang diberikan oleh aktuator didistribusikan menjadi beban dua titik dengan panjang lengan 1.000 mm.

3.7.1.1 Beban aksial

Beban aksial tekan diberikan pada benda uji menggunakan piston yang ditekan oleh pompa hidrolik (Gambar 3.21). Piston ini ditumpu suatu portal yang terdiri dari satu elemen balok dan satu elemen kolom. Ujung kedua elemen ini diangkurkan ke *strong wall* dan *strong floor* seperti ditunjukkan pada Gambar 3.20. Portal ini dibuat dari profil baja WF. Dari hasil analisis kebutuhan beban aksial maksimum sebesar 30% kapasitas penampang kolom maka didapatkan ukuran profil WF 300 x 300 x 10 x 15 dan balok profil *double* WF 300 x 300 x 10 x 15.



(a) Pompa hidrolik



(b) Piston

Gambar 3.21 Pompa dan piston hidrolik untuk memberi beban aksial tekan.

Beban aksial direncanakan sebesar 40 ton, 80 ton dan 120 ton. Beban ini setara dengan $0,08f'_cA_g$, $0,16f'_cA_g$ dan $0,24f'_cA_g$, dimana f'_c dan A_g adalah kuat tekan dan luas penampang beton *spun pile*. Dalam pelaksanaan pengujian, ternyata pada beban $0,16f'_cA_g$ *spun pile* tanpa beton pengisi meledak (*explosion*) saat beban

maksimum dengan daktilitas dan rasio simpangan yang rendah. Sehingga untuk alasan keamanan maka beban aksial tekan dibatasi hingga $0,16f'_cA_g$.

Beban aksial dibebankan pada benda uji *spun pile* dimonitoring dengan menggunakan *pressuremeter*. Diketahui diameter piston hidrolik (bagian penekan) adalah 270 mm. sehingga luas penampang piston $A_{piston} = 0,25\pi 270^2 = 57.256 \text{ mm}^2$. Sehingga tekanan piston rencana yang terukur dalam *pressuremeter* untuk beban aksial 40 ton adalah $392.000 \text{ N} / 57.256 \text{ mm}^2 = 6,8 \text{ MPa}$ dan untuk beban aksial 80 ton adalah $784.000 \text{ N} / 57.256 \text{ mm}^2 = 13,6 \text{ MPa}$. Pengontrolan tekanan *pressuremeter* ditunjukkan pada Gambar 3.22.



(a) Beban aksial 40 ton (6,8 MPa)



(b) Beban aksial 80 ton (13,6 MPa)

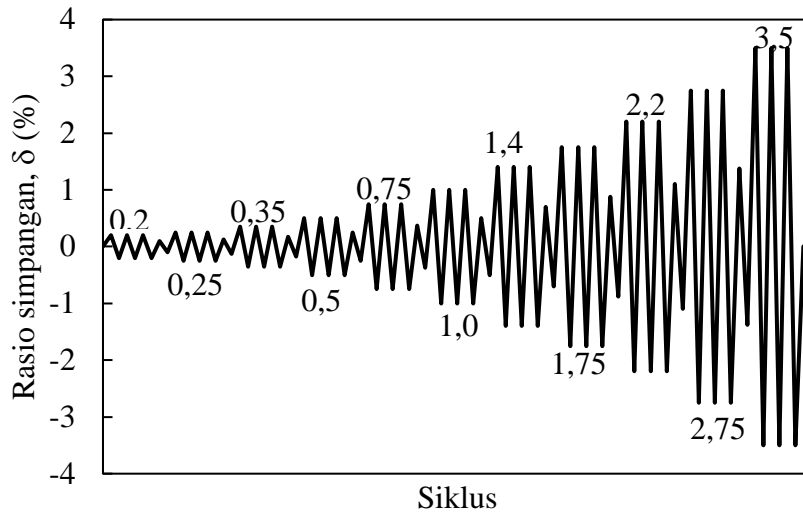
Gambar 3.22 Pengontrolan beban aksial

3.7.1.2 Beban lateral siklik

Beban lateral diberikan menggunakan aktuator. Sesuai spesifikasi, aktuator ini mempunyai kekuatan dorong dan tarik maksimum adalah sebesar 150 ton dengan simpangan *stroke* maksimum baik dorong dan tarik adalah sebesar 150 mm. Beban lateral dikontrol oleh mesin *servo*. Mengacu pada Hawkins dan Ghosh (2000), beban lateral yang diberikan oleh aktuator mengikuti pola pembebanan seperti ditunjukkan pada Gambar 3.23. Siklus pembebanan ini juga diadopsi ke dalam SNI 7834 2012. Pembebanan ini terdiri dari sejumlah siklus, yang mana tiap siklus terdiri dari tiga kali beban statik bolak balik. *Drift ratio* ini dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut,

$$\delta = \frac{\Delta}{Lk} \quad (3.3)$$

dimana Δ adalah *displacement* atau perpindahan yang diberikan di tengah bentang (mm), L_k adalah panjang tekuk tiang (mm), yang mana untuk tumpuan sendi-sendi L_k sama dengan setengah dari panjang bentang ($L = 3.500 \text{ mm}$).



Gambar 3.23 Siklus pembebanan lateral siklik

Dalam pengujian ini nilai rasio simpangan yang diberikan pada benda uji adalah mulai $\delta = 0,2\%$ hingga benda uji runtuh. Namun, SNI 7834 2012 mensyaratkan rasio simpangan minimum adalah $3,5\%$. Rekapitan perpindahan yang dibebankan pada benda uji ditunjukkan pada Tabel 3.5. Kecepatan pembebanan siklik disesuaikan dengan kapasitas alat aktuator yaitu $0,35 \text{ mm/s}$. Perpindahan yang diberikan pada benda uji akan diukur menggunakan LVDT horizontal yang dipasang pada benda uji seperti ditunjukkan pada Gambar 3.20.

Tabel 3.5 Siklus *drift ratio* dan perpindahan lateral

Siklus	<i>Drift ratio</i> (%)	Perpindahan (mm)	Siklus	<i>Drift ratio</i> (%)	Perpindahan (mm)
1-3	0,2	3,50	16-18	1	17,50
<i>half</i>	0,1	1,75	<i>half</i>	0,5	8,75
4-6	0,25	4,375	19-21	1,4	24,50
<i>half</i>	0,125	2,1875	<i>half</i>	0,7	12,25
7-9	0,35	6,125	22-24	1,75	30,625
<i>half</i>	0,175	3,0625	<i>half</i>	0,825	15,3125
10-12	0,5	8,75	25-27	2,20	38,50
<i>half</i>	0,25	4,375	<i>half</i>	1,1	19,25
13-15	0,75	13,125	28-30	2,75	48,125
<i>half</i>	0,375	6,5625	<i>half</i>	1,375	24,0625
			31-33	3,5	61,25

3.7.2 Instrumentasi

3.7.2.1 Strain gauge

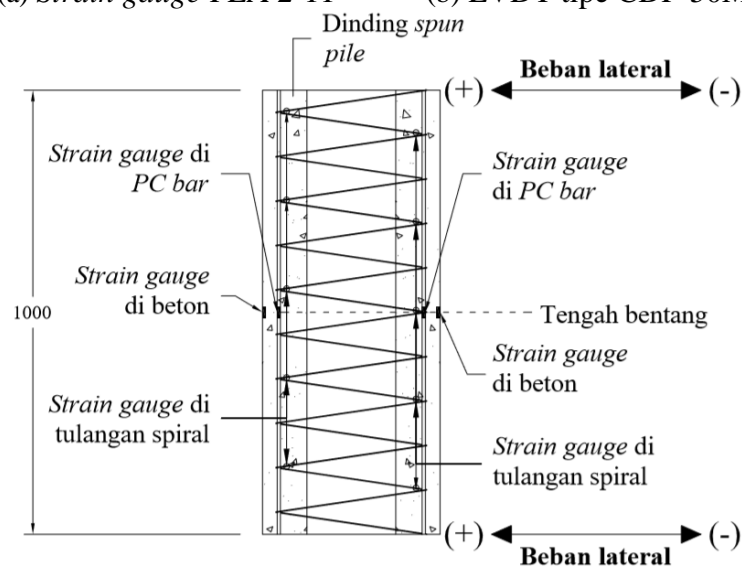
Pengukuran regangan yang terjadi dilakukan menggunakan *strain gauge*. Tipe yang digunakan adalah *strain gauge* FLA 2-11 seperti ditunjukkan pada Gambar 3.24 (a). Posisi *strain gauge* untuk *PC bar*, tulangan spiral dan beton ditunjukkan pada Gambar 3.24 (c). Pengamatan detail dilakukan di daerah sepanjang 1 m di tengah bentang, dimana di lokasi tersebut terjadi momen maksimum. *Strain gauge* dipasang di *PC bar* dan beton sisi depan dan sisi belakang. Lima *strain gauge* dengan spasi 200 mm dipasang di tulangan spiral.



(a) *Strain gauge* FLA 2-11



(b) LVDT tipe CDP-50M



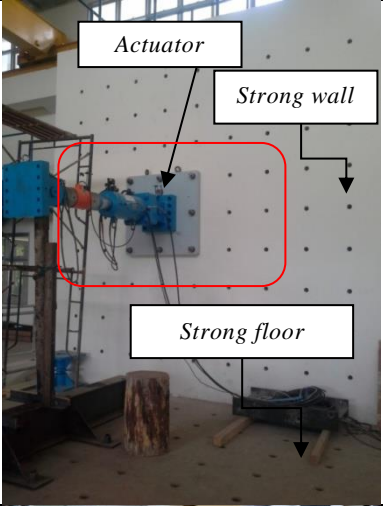


(c) Posisi *strain gauge* untuk *PC bar*, tulangan spiral dan beton.

Gambar 3.24 Instrumen pengujian.

3.7.2.2 Displacement Transducers (LVDT)

Displacement Transducers merupakan alat yang digunakan untuk mengukur defleksi yang terjadi pada benda uji. *Displacement transducers* horizontal dipasang di tengah bentang (level aktuator) seperti ditunjukkan pada Gambar 3.20. *Displacement transducers* horizontal ini dipasang untuk mendapatkan data perpindahan horizontal. Tipe LVDT yang digunakan adalah CDP-50M seperti ditunjukkan pada Gambar 3.24 (b). Selain *displacement transducers* dan *strain gauge* alat lain yang diperlukan adalah sebagai berikut:

Tabel 3.6 Alat pengujian siklik

No	Nama alat	Fungsi	Gambar
1	<i>Strong wall</i>	Dudukan <i>actuator</i>	
2	<i>Strong floor</i>	Dudukan benda uji	
3	<i>Actuator</i>	Pemberi dan pengontrol beban lateral	
4	<i>Datalogger</i>	Menyimpan data output <i>actuator</i> , <i>LVDT</i> dan <i>strain gauge</i> .	
5	<i>Crane</i>	Untuk mengangkat benda uji.	

3.8 Pemodelan *Spun Pile* menggunakan Abaqus

3.8.1 Konsep pemodelan

Di tahap ini dilakukan pemodelan numerik *finite element* terhadap *spun pile* yang telah diuji secara eksperimental. Pemodelan dikerjakan menggunakan program Abaqus. Dua model utama dibuat dalam pemodelan ini. Model pertama adalah model untuk memvalidasi hasil pengujian *spun pile* yang telah diuji (disebut sebagai *spun pile* eksisting). Sedangkan model kedua adalah model *spun pile* dengan modifikasi tulangan spiral sesuai dengan *codes* (disebut sebagai *spun pile* usulan). Selain pemodelan utama, juga dibuat model pendahuluan terdiri dari model beton akibat tekan dan tarik, serta model pratekan (interaksi *PC bar* dan beton).

Kajian pemodelan numerik ini bertujuan untuk mendapatkan desain *spun pile* dengan daktilitas minimum $\mu_{\Delta} = 8$ dan *drift ratio* minimum 3,5%. *Seismic codes* seperti NEHRP 2000 dan *Japan Code* mensyaratkan bahwa untuk dapat digunakan sebagai elemen struktur yang daktail di daerah gempa kuat (KDS D, E dan F) *spun pile* harus memiliki daktilitas di atas 8. Selain daktilitas, rasio simpangan juga menjadi syarat yang harus dipenuhi. SNI 7834 2012 yang mengadopsi ACI 347.1 2005 mensyaratkan rasio simpangan minimum untuk struktur daktail di daerah gempa kuat adalah 3,5%.

Hasil uji eksperimen menunjukkan bahwa *spun pile* eksisting dengan beton pengisi mengalami leleh (*yield*) pada perpindahan rata-rata 5,9 mm untuk beban aksial $0,08f_c'Ag$ dan 7.3 mm untuk beban aksial $0,16f_c'Ag$. Benda uji *spun pile* memiliki panjang 3.500 mm. Dengan rasio simpangan rencana 3,5% maka perpindahan rencana di tengah bentang adalah 61,25 mm. Dengan perpindahan target untuk *spun pile* usulan sebesar 61,25 mm maka daktilitas yang didapat apabila perpindahan target tercapai adalah $\mu_{\Delta} = 10,4$ untuk beban aksial $0,08f_c'Ag$ dan $\mu_{\Delta} = 8,4$ akibat beban aksial $0,16f_c'Ag$.

3.8.1.1 Pemodelan *spun pile* eksisting

Pemodelan *spun pile* yang telah diuji bertujuan untuk mendapatkan model yang merepresentasikan perilaku *spun pile* hasil eksperimen, baik kurva beban-

perpindahan dan pola keruntuhannya. Dalam studi ini, model yang dibuat adalah untuk sampel *spun pile* dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ dan $P_0 = 0,16f_c'Ag$. Hasil model ini divalidasi menggunakan hasil pengujian eksperimen. Analisis hasil dilakukan dalam dua hal. Pertama adalah perbandingan kurva beban perpindahan hasil pemodelan Abaqus dengan hasil eksperimen. Kedua adalah tegangan beton, tegangan *PC bar* dan regangan tulangan spiral. Dari manual Abaqus disebutkan perjanjian satuan dalam program Abaqus seperti ditunjukkan pada Tabel 3.7. Dalam pemodelan ini satuan yang digunakan adalah panjang (mm), gaya (N), *density* (ton/mm³), tegangan (MPa).

Tabel 3.7 Kesesuaian satuan dalam Abaqus.

Besaran	Satuan	
	SI	SI (mm)
Panjang	m	mm
Gaya	N	N
Massa	kg	ton
Waktu	s	s
Tegangan	Pa (N/m ²)	MPa (N/mm ²)
Energi	J	mJ
Berat jenis	kg/m ³	ton/mm ³

3.8.1.2 Pemodelan *spun pile* usulan

Spun pile usulan memiliki ukuran penampang yang sama dengan *spun pile* eksisting. Ukuran diameter penampang 400 mm dan tebal dinding adalah 100 mm. Diameter beton pengisi *spun pile* adalah 200 mm. Jarak antara as tulangan *PC bar* ke dinding luar *spun pile* adalah 37,5 mm. Penulangan *spun pile* usulan menggunakan berdiameter *PC bar* 7,1 mm dan tulangan spiral 8 mm maka didapatkan tebal selimut beton adalah 26 mm. Beton pengisi menyebabkan *spun pile* berpenampang pejal. *Spun pile* usulan memiliki tulangan longitudinal sama dengan *spun pile* eksisting, yaitu 10 *PC bar* diameter 7,1 mm. Sedangkan tulangan transversal *spun pile* usulan dimodifikasi *spun pile* eksisting yang pada mulanya menggunakan *wire* diameter 3,2 mm dengan spasi 100 mm menjadi tulangan lunak diameter 8 mm dengan spasi 50 mm. Usulan ini efektif untuk *spun pile* berdiameter hingga 600 mm. *Spun pile* berdiameter lebih dari 600 mm memiliki lubang yang besar dan memerlukan beton pengisi dengan volume yang besar. Hal ini menyebabkan berat struktur semakin berat.

Usulan ini bertujuan untuk memenuhi syarat rasio volumetrik tulangan transversal yang ditentukan oleh *codes*. Tulangan transversal *spun pile* usulan memiliki rasio volumetrik $\rho_s = \frac{A_{sh} \pi d_s}{0,25 \pi d_s^2 s} = \frac{A_{sh}}{0,25 d_s s} = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2}{0,25 \times 324 \times 50} = 0,013$. Berdasarkan ACI 318M 2014, dengan beban $P_0 < 0,3f_c' A_g$ untuk KDS D, E, dan F maka tulangan spiral yang perlu dipasang di daerah panjang daktail tiang pancang harus memiliki tulangan spiral dengan rasio volumetrik sebagai berikut.

$$\rho_s = 0,45 \frac{f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0,45 \frac{54,4}{700} \left(\frac{125664}{90792} - 1 \right) = 0,013$$

$$\rho_s = 0,12 \frac{f_c'}{f_{yh}} = 0,12 \frac{54,4}{700} = 0,009$$

Sedangkan untuk $P_0 = 0,3f_c' A_g$ (berdasarkan SNI 03 1726 2012):

$$\rho_s = 0,25 \frac{f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[0,5 + \frac{1,4P_0}{f_c' A_g} \right]$$

$$= 0,25 \frac{54,4}{700} \left(\frac{125.664}{90.792} - 1 \right) \left[0,5 + \frac{1,4 \times 0,3f_c' A_g}{f_c' A_g} \right] = 0,008$$

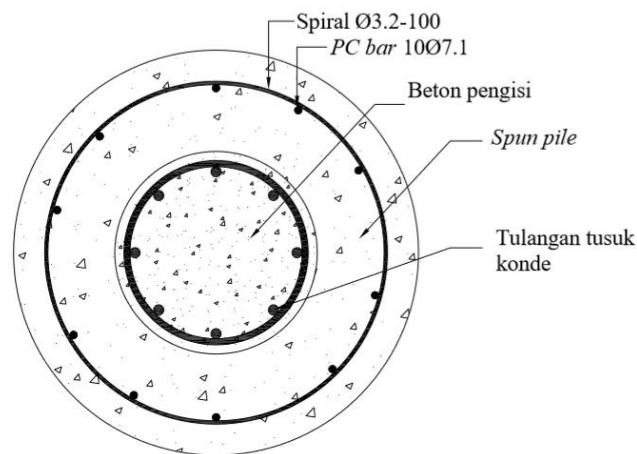
$$\rho_s = 0,12 \frac{f_c'}{f_{yh}} \left[0,5 + \frac{1,4P_0}{f_c' A_g} \right] = 0,12 \frac{54,4}{700} \left[0,5 + \frac{1,4 \times 0,3f_c' A_g}{f_c' A_g} \right] = 0,008$$

Berdasarkan kedua peraturan tersebut diketahui syarat rasio volumetrik tulangan spiral minimum terbesar adalah $\rho_s = 0,013$. Sehingga tulangan spiral rencana menggunakan diameter 8 mm spasi 50 mm ($\rho_s = 0,013$) memenuhi rasio volumetrik minimum yang disyaratkan oleh *codes*. Jika dikehendaki mutu tulangan yang lebih rendah dapat digunakan diameter 10 mm dengan f_{yh} 450 MPa dengan spasi 50 mm. Tulangan spiral tersebut menghasilkan tegangan kekang yang sama, yaitu 4 MPa. Rasio tulangan spiral meningkat menjadi 0,018.

Mutu beton *spun pile* dan beton pengisi serta *PC bar* untuk *spun pile* usulan sama dengan *spun pile* eksisting. Tegangan tekan beton *spun pile* dan beton pengisi adalah f_c' 54,4 MPa dan f_c' 33 MPa. Tegangan leleh *PC bar* adalah 1.404 MPa dengan tegangan ultimit 1.469 MPa. Sedangkan mutu tulangan spiral *spun pile* usulan direncanakan lebih tinggi dibanding *spun* eksisting, yaitu tegangan leleh 596 MPa menjadi 700 MPa. Penggunaan mutu 700 MPa diijinkan oleh ACI 318M 2014 (American Concrete Institute, 2014).

Mekanisme pengekanan inti beton kolom oleh tulangan spiral ditunjukkan pada Gambar 2.2. Keseimbangan gaya antara gaya tarik tulangan spiral ($f_{yh}A_{sp}$) dengan gaya kekang beton adalah $2f_{yh}A_{sp} = f_l s d_s$. Sehingga nilai tegangan kekang inti beton oleh tulangan spiral diameter 8 mm ($A_{st} = 50,3 \text{ mm}^2$) f_y 700 MPa spasi 50 mm adalah $f_l = \frac{2f_{yh}A_s}{s d_s} = \frac{2 \times 700 \times 50,3}{50 \times 324} = 4,3 \text{ MPa}$.

Spun pile usulan ini menawarkan usulan sederhana yaitu dengan menyediakan *tulangan spiral* sesuai *codes* yang diproduksi di pabrik dan pengisian beton pengisi ke dalam lubang *spun pile* yang dapat dilakukan di lapangan. *Spun pile* usulan ini diharapkan memiliki daktilitas lebih dari 8 sehingga dapat dijadikan sebagai “segmen khusus” yang diperuntukan untuk bagian pondasi yang berpotensi mengalami plastifikasi saat memikul beban momen yang besar akibat gempa kuat di KDS D, E dan F, misalnya segmen paling atas di bawah *pile cap* atau *pier head*.



Gambar 3.25 *Spun pile* dengan tulangan tusuk konde.

Pada umumnya aplikasi lapangan menggunakan *spun pile* eksisting yang diberi besi tulangan tambahan (*auxiliary steel bar*) terdiri dari tulangan longitudinal dan tulangan spiral (Gambar 3.25) yang ditanam dalam beton pengisi yang disebut sebagai tulangan tusuk konde. Berdasarkan konsep lentur, tegangan tekan terbesar terjadi di serat terluar. Dengan posisi tulangan tusuk konde yang jauh dari serat luar beton, maka kekuatan dan daktilitas lentur tetap ditentukan oleh *spun pile* eksisting. Sehingga, tulangan tusuk konde tidak efektif dalam meningkatkan kinerja lentur *spun pile*.

3.8.2 Model pendahuluan

Pemodelan elemen beton terdiri dari dua bagian, yaitu model beton akibat beban tekan dan model beton akibat beban tarik. Dua mutu beton yang dimodelkan yaitu beton *spun pile* f_c' 54,4 MPa dan beton pengisi f_c' 33,0 MPa. Kurva tegangan dan regangan beton akibat beban tekan dibuat dengan mengacu pada usulan Attard dan Setunge (1996). Usulan tersebut dapat digunakan untuk beton akibat tekan baik uniaksial maupun dengan tegangan kekang mulai 1 hingga 20 MPa mulai dari mutu 20 hingga 130 MPa. Untuk membuat kurva tegangan regangan beton tarik digunakan kurva usulan Hoover dan Bazant (2014). Kurva tersebut berupa *bilinier softening* untuk bagian inelastik setelah beton retak dibuat melalui pendekatan *fracture energy*.

3.8.2.1 Pemodelan beton akibat beban tekan

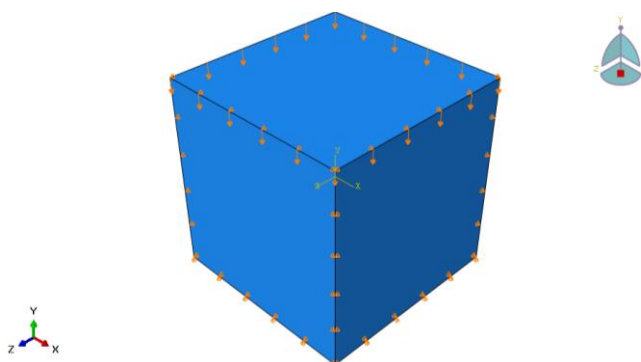
Model beton akibat beban tekan berbentuk kubus berukuran panjang setiap sisi 150 mm seperti ditunjukkan pada Gambar 3.26. Terdapat lima variasi beton yang dimodelkan seperti ditampilkan pada Tabel 3.8. *Spun pile* eksisting dikekang oleh tulangan spiral diameter 3,2 mm spasi 100 mm menghasilkan tegangan kekang $f_l = 0,3$ MPa. *Spun pile* usulan dikekang oleh tulangan spiral diameter 8 mm spasi 50 mm menghasilkan tegangan kekang $f_l = 4,3$ MPa.

Tabel 3.8 Variasi model beton akibat beban tekan.

Model	f_c' (MPa)	f_r (MPa)
Selimit beton <i>spun pile</i>	54,4	0
Beton inti <i>spun pile</i> eksisting	54,4	0,3
Beton inti <i>spun pile</i> usulan	54,4	4,3
Beton pengisi <i>spun pile</i> eksisting	33	0,3
Beton pengisi <i>spun pile</i> usulan	33	4,3

Pada pengaturan *boundary condition* (syarat batas) model beton tekan diberikan perpindahan pada sisi atas (bidang x-z) beton dengan arah berlawanan arah sumbu y. Perpindahan tersebut sebagai representasi beban tekan. Sisi kanan (bidang y-z) ditahan pergerakannya ke arah sumbu x. Sisi depan (bidang x-y) ditahan pergerakannya ke arah sumbu z. Sisi bawah ditahan pergerakannya ke arah

sumbu y. Sedangkan sisi kiri dan belakang tidak ditahan dengan tujuan agar efek *Poisson's ratio* bisa bekerja.



Gambar 3.26 Model beton akibat beban tekan.

Properti material beton *spun pile* f'_c 54,4 MPa dan beton pengisi f'_c 33 MPa yang dimasukkan ke dalam program Abaqus adalah sebagai berikut:

1. *Density*: berat jenis beton 24 kN/m³ dimasukkan 2,4 x 10⁻⁹ ton/mm³.
2. *Elastic*: modulus elastisitas beton $E = 34.666$ N/mm² untuk f'_c 54,4 MPa dan $E = 26.999$ N/mm² untuk f'_c 33 MPa. Sedangkan nilai *Poisson's Ratio* $\nu = 0,2$.
3. *Concrete Damage Plasticity* (CDP) berupa *plasticity, compressive behaviour* dan *tension behavior*.

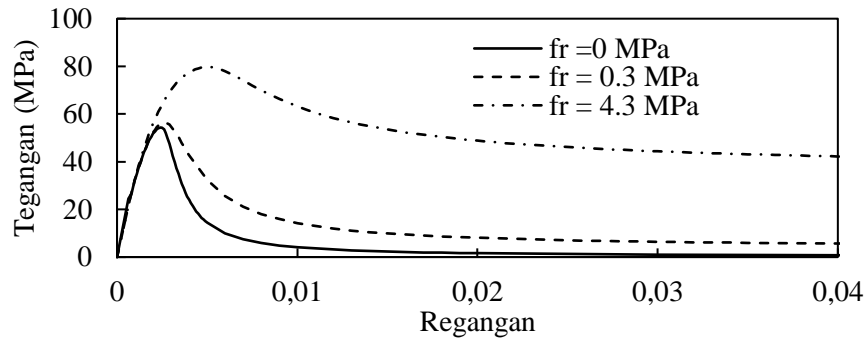
Parameter *plasticity* yang dimasukkan dalam model beton ditunjukkan pada Tabel 3.9. Nilai *Dilation angle*, *Eccentricity*, f_{b0}/f_{c0} dan K merupakan nilai yang diusulkan oleh peneliti terdahulu yang tercantum dalam panduan manual Abaqus. Sedangkan *Viscosity parameter* dapat divariasikan sehingga model dapat di-*running* dengan hasil yang mendekati teori umum beton (Michal dan Andrzej, 2015). Dalam model beton tekan ini dapat digunakan *Viscosity parameter* = 0.

Tabel 3.9 Parameter *plasticity* beton tekan.

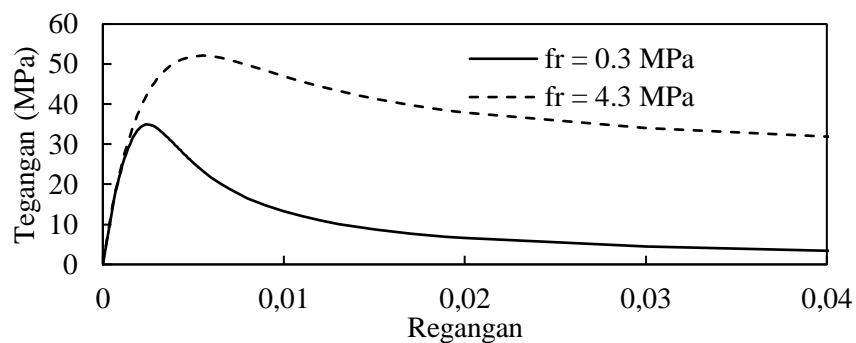
<i>Dilation angle</i>	<i>Eccentricity</i>	f_{b0}/f_{c0}	K	<i>Viscosity parameter</i>
36	0,1	1,16	0,667	0

Sesuai dengan usulan Attard dan Setunge (1996), kurva tegangan regangan beton tekan yang dimodelkan ditunjukkan pada Gambar 3.27 dan Gambar 3.28. Pada grafik tersebut nampak dua pengaruh akibat peningkatan tegangan kekang lateral (f_r). Pertama, dengan tegangan kekang yang besar maka tegangan puncak beton mutu f'_c meningkat menjadi tegangan beton terkekang f_{cc} . Selain itu, adanya

tegangan kekang menyebabkan beton memiliki tegangan residual ($f_{residual}$) saat *softening*. Misalnya, beton f'_c 54,4 MPa akibat $f_r = 4,3$ MPa terjadi tegangan beton terkekang $f_{cc} = 80$ MPa (1,5 kali f_c') dan tegangan residual 36 MPa (67% f_c'). Sedangkan beton f'_c 33 MPa akibat $f_r = 4,3$ MPa terjadi tegangan beton terkekang $f_{cc} = 52,2$ MPa (1,6 kali f_c') dan tegangan residual 25,6 MPa (77% f_c').



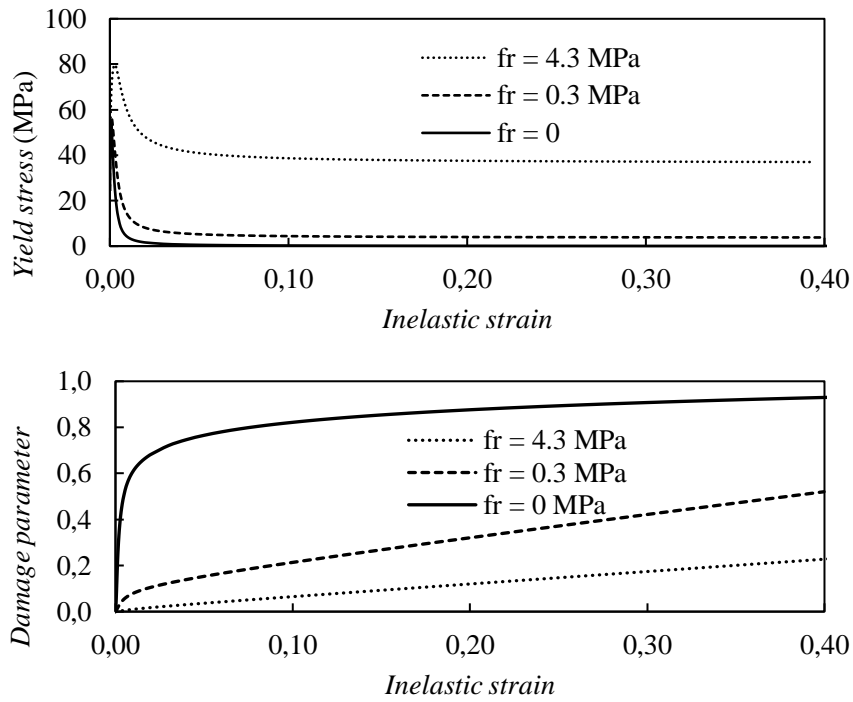
Gambar 3.27 Kurva tegangan regangan tekan beton f_c' 54,4 MPa.



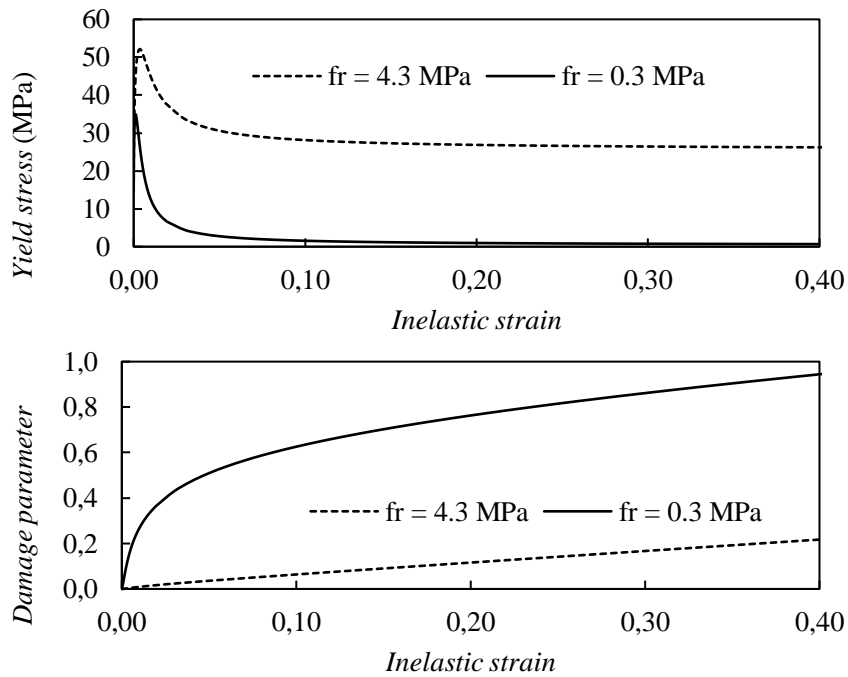
Gambar 3.28 Kurva tegangan regangan tekan beton f_c' 33 MPa.

Data *input* untuk *compressive behaviour* adalah *inelastic strain*, *yield stress* dan *damage parameter* seperti ditunjukkan pada Gambar 3.29 dan Gambar 3.30. Data-data tersebut didapatkan dari analisis kurva tegangan regangan beton akibat beban tekan. *Yield stress* adalah tegangan leleh beton. Tegangan tersebut dimulai dari $f_c = 0,45f'_c$. *Inelastic strain* merupakan selisih regangan saat $0,45f'_c$ dengan regangan elastik *damaged*. *Damage parameter* menunjukkan tingkat penurunan modulus elastisitas beton akibat beban tekan. Parameter ini bernilai antara nol hingga satu. Pada beton terkekang ($f_r = 0,3$ MPa dan $f_r = 4,3$ MPa) adanya tegangan residual menyebabkan *damage parameter* tekan saat kondisi ultimit beton terkekang tidak bernilai satu yang berarti beton masih mampu

memikul beban tekan. Sedangkan pada beton tidak terkekang ($f_r = 0 \text{ MPa}$) saat kondisi ultimit *damage parameter* tekan bernilai satu yang berarti beton telah hancur dan tidak memiliki kekuatan lagi.



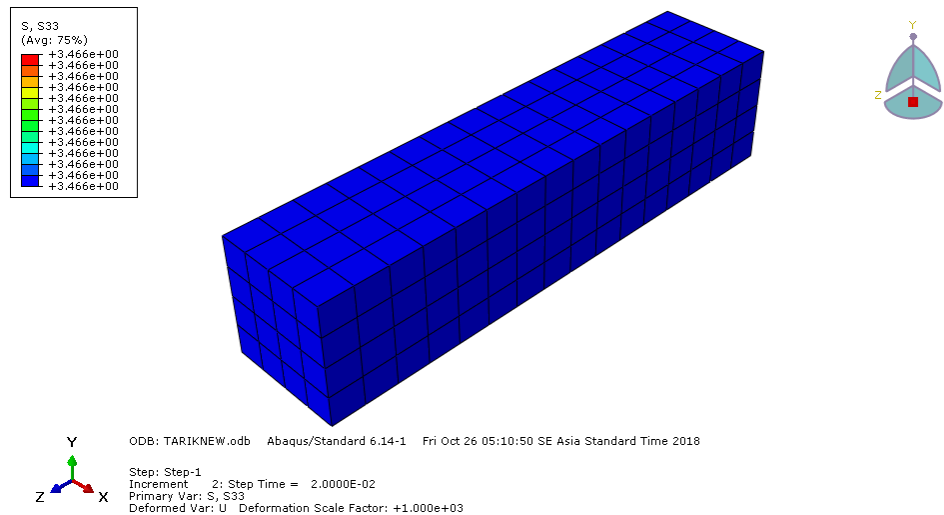
Gambar 3.29 *Compressive behavior* beton $f_c' 54,4 \text{ MPa}$.



Gambar 3.30 *Compressive behavior* beton $f_c' 33 \text{ MPa}$.

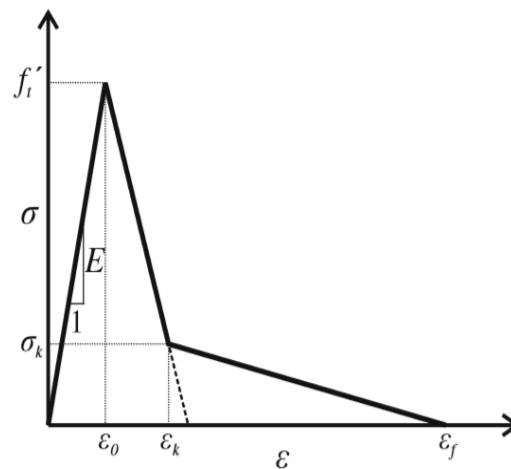
3.8.2.2 Pemodelan beton akibat beban tarik

Analisis tegangan regangan beton akibat beban tarik dilakukan dengan membuat model kubus berukuran 100 x 100 x 400 mm. Model tersebut di-*meshing* menjadi elemen kubus berukuran 25 mm seperti ditunjukkan pada Gambar 3.31.



Gambar 3.31 Model beton akibat beban tarik.

Dalam pemodelan ini diperlukan data *input* hubungan tegangan regangan beton akibat beban tarik. Kurva tegangan regangan beton akibat tarik mengacu usulan Hoover dan bazant (2014). Dibandingkan dengan model Kmiecik dan Kaminski (2011), model Hoover dan Bazant (2014) dengan *bilinier softening* setelah retak diharapkan model lebih cepat dalam mencapai konvergensi. Bentuk kurva ini ditunjukkan pada Gambar 3.32.

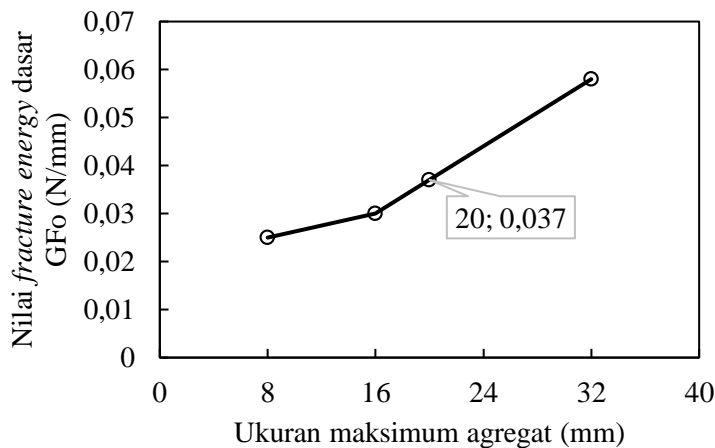


Gambar 3.32 Kurva tegangan regangan tarik beton (Hoover dan Bazant, 2014).

Data yang diperlukan untuk membuat kurva tegangan regangan beton tarik adalah sebagai berikut (Hoover dan Bazant, 2014).

1. Nilai *fracture energy* dasar (G_{Fo})
2. Nilai *fracture energy* (G_F)
3. Tegangan dan regangan tarik puncak (f_t , ε_0)
4. Tegangan dan regangan di titik balik (*knee point*) (f_k , ε_k)
5. Regangan saat runtuh (ε_f)

Fracture energy dasar (G_{Fo}) ditentukan berdasarkan ketentuan CEB-FIP MC (1990) yang tertulis dalam FIB (2013). Dalam peraturan tersebut, G_{Fo} tergantung pada ukuran maksimum agregat kasar yang digunakan dalam pembuatan beton. Kurva hubungan antara nilai *fracture energy* dasar (G_{Fo}) dengan ukuran agregat ditunjukkan pada Gambar 3.33. Pada kurva tersebut ditunjukkan nilai G_{Fo} untuk ukuran agregat 8 mm, 16 mm dan 32 mm.



Gambar 3.33 Nilai *fracture energy* dasar G_{Fo} (FIB, 2013).

Hasil analisis ayakan agregat kasar yang digunakan untuk pembuatan beton *spun pile* menunjukkan bahwa agregat kasar memiliki ukuran maksimum 20 mm. Dengan metode interpolasi terhadap kurva Gambar 3.33, didapatkan G_{Fo} beton *spun pile* ukuran agregat maksimum 20 mm adalah 0,037 N/mm.

Dengan data G_{Fo} dapat dihitung nilai *fracture energy* (G_F). Sesuai dengan FIB (2013), nilai G_F dapat dihitung dengan rumus $G_F = G_{Fo} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7}$ dimana f_{cm} adalah kuat tekan beton rata-rata (f'_c), $f_{cm0} = 10$ MPa. Sehingga untuk beton *spun*

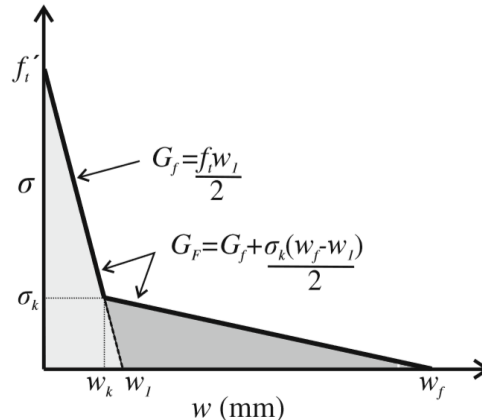
pile f_c' 54,4 MPa dengan ukuran agregat maksimum 20 mm nilai *fracture energy* (G_F) adalah:

$$G_F = 0,037 \left(\frac{54,4}{10} \right)^{0,7} = 0,121 \text{ N/mm}$$

Sedangkan beton pengisi f_c' 33 MPa nilai *fracture energy* (G_F) adalah:

$$G_F = 0,037 \left(\frac{33}{10} \right)^{0,7} = 0,085 \text{ N/mm}$$

Tegangan dan regangan tarik puncak (f_t , ε_0) ditentukan berdasarkan ACI 318M 2014. Tegangan tarik puncak diambil $f_t = 0,62\sqrt{f_c'}$. Berdasarkan rumus tersebut beton *spun pile* (f_c' 54,4 MPa) memiliki tegangan tarik puncak 4,6 MPa dan beton pengisi (f_c' 33 MPa) 3,6 MPa. Regangan saat tegangan puncak didapatkan dengan membagi f_t dengan E beton ($E = 4.700\sqrt{f_c'}$), dimana E beton *spun pile* adalah 34.665 MPa sedangkan beton pengisi adalah 26.999 MPa. Sehingga regangan saat tegangan puncak adalah 0,00013.

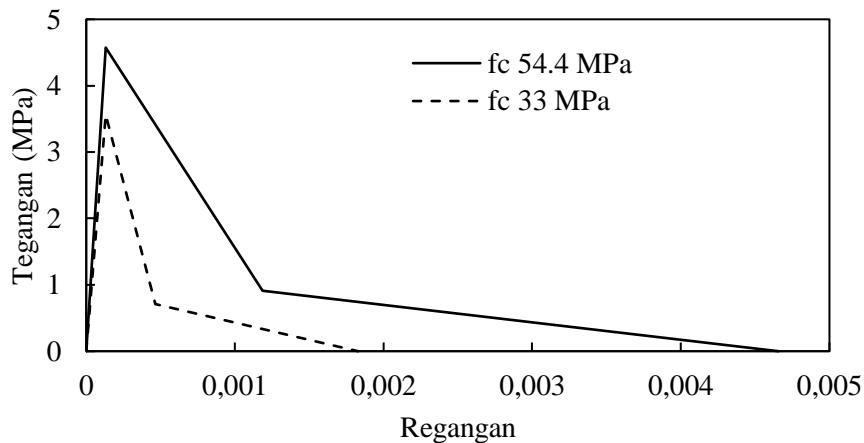


Gambar 3.34 *Fracture energy* tarik beton(Hooven dan Bazant, 2014).

Tegangan dan regangan di titik balik (*knee point*) (f_k , ε_k) merupakan peralihan kemiringan pada bagian *descending* kurva. f_k dapat diambil $0,2f_t$, sehingga untuk beton *spun pile* $f_k = 0,9 \text{ MPa}$ dan beton pengisi $f_k = 0,7 \text{ MPa}$. Regangan *knee point* dihitung dengan membagi *fracture energy* beton tarik menjadi dua bagian seperti ditunjukkan pada Gambar 3.34. Bagian pertama berupa segi tiga dengan tinggi f_t dan alas w_l yang memiliki luas *fracture energy* $G_f = 0,5f_t w_l$. Nilai

G_f bisa diambil sebesar $0,7G_F$. Untuk beton *spun pile* $G_f = 0,085 N/mm$ dan beton pengisi $G_f = 0,026 N/mm$. Sehingga lebar bukaan retak beton *spun pile* $w_l = 0,037$ mm dan w_l beton pengisi $0,0145$ mm.

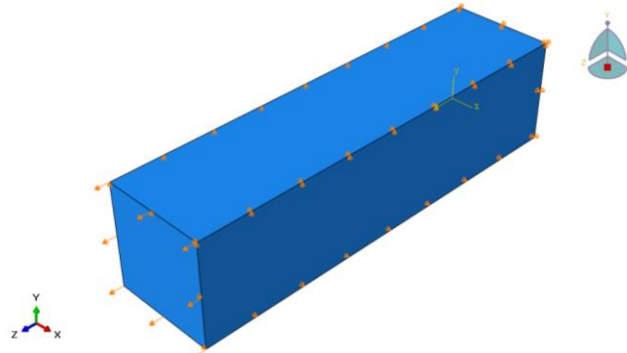
Lebar bukaan retak di titik *knee point* (w_k) bisa diambil $0,8w_l$. w_k beton *spun pile* adalah $0,030$ mm dan beton pengisi $0,012$ mm. Kemudian regangan *knee point* didapatkan dengan membagi w_k dengan ukuran *mesh elemen* $h = 25$ mm. Hasilnya adalah $\varepsilon_k = 0,0012$ untuk beton *spun pile* dan $\varepsilon_k = 0,0005$ untuk beton pengisi. Lebar bukaan retak di titik saat runtuh dihitung dengan rumus $w_f = 0,6 \frac{f_k}{G_F} + w_l$. Sehingga w_f beton *spun pile* adalah $0,116$ mm dan beton pengisi $0,046$ mm. Kemudian regangan saat runtuh didapatkan dengan membagi w_f dengan ukuran *mesh elemen* $h = 25$ mm. Hasilnya adalah $\varepsilon_k = 0,0047$ untuk beton *spun pile* dan $\varepsilon_k = 0,0018$ untuk beton pengisi. Berdasarkan hasil perhitungan tersebut maka dapat dibuat kurva tegangan dan regangan tarik untuk beton *spun pile* f_c 55,4 MPa dan beton pengisi f_c 33 MPa seperti ditunjukkan pada Gambar 3.35.



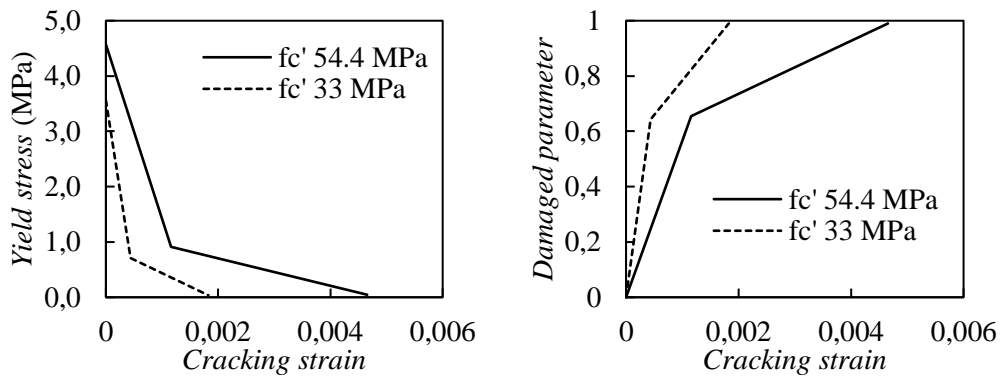
Gambar 3.35 Kurva tegangan regangan tarik beton *spun pile* dan beton pengisi.

Pada Gambar 3.36 ditampilkan *boundary condition* atau syarat batas model beton tarik. Perpindahan sisi depan (bidang x-y) dibuat searah sumbu z sebesar 1 mm yang merepresentasikan beban tarik. Sisi kiri (bidang y-z) ditahan pergerakannya ke arah sumbu x. Sisi belakang (bidang x-y) ditahan pergerakannya ke arah sumbu z. Sisi atas (bidang x-z) ditahan pergerakannya ke arah sumbu y.

Sedangkan sisi kanan (bidang y-z) dan bawah (bidang x-z) tidak ditahan dengan tujuan agar efek *poison's ratio* bisa bekerja.



Gambar 3.36 *Boundary condition* model beton tarik.



Gambar 3.37 *Tensile behavior* beton fc' 54,4 MPa dan fc' 33,0 MPa.

Data *input* untuk *tensile behaviour* adalah data *cracking strain*, *yield stress* dan *damage parameter* seperti ditunjukkan pada Gambar 3.37. Data-data tersebut didapatkan dari analisis kurva tegangan regangan beton akibat beban tarik. *Yield stress* dimulai dari tegangan retak beton kemudian turun hingga nol. *Inelastic strain* merupakan selisih regangan setelah retak dengan regangan elastik *damaged*. *Damage parameter* merupakan parameter untuk menunjukkan tingkat penurunan modulus elastisitas beton akibat beban tarik. Parameter ini bernilai antara nol hingga satu. Pada beton belum retak nilai *damaged parameter* adalah nol yang berarti beton masih mempunyai kekuatan tarik. Sedangkan saat beton telah retak maka nilai *damaged parameter* adalah satu.

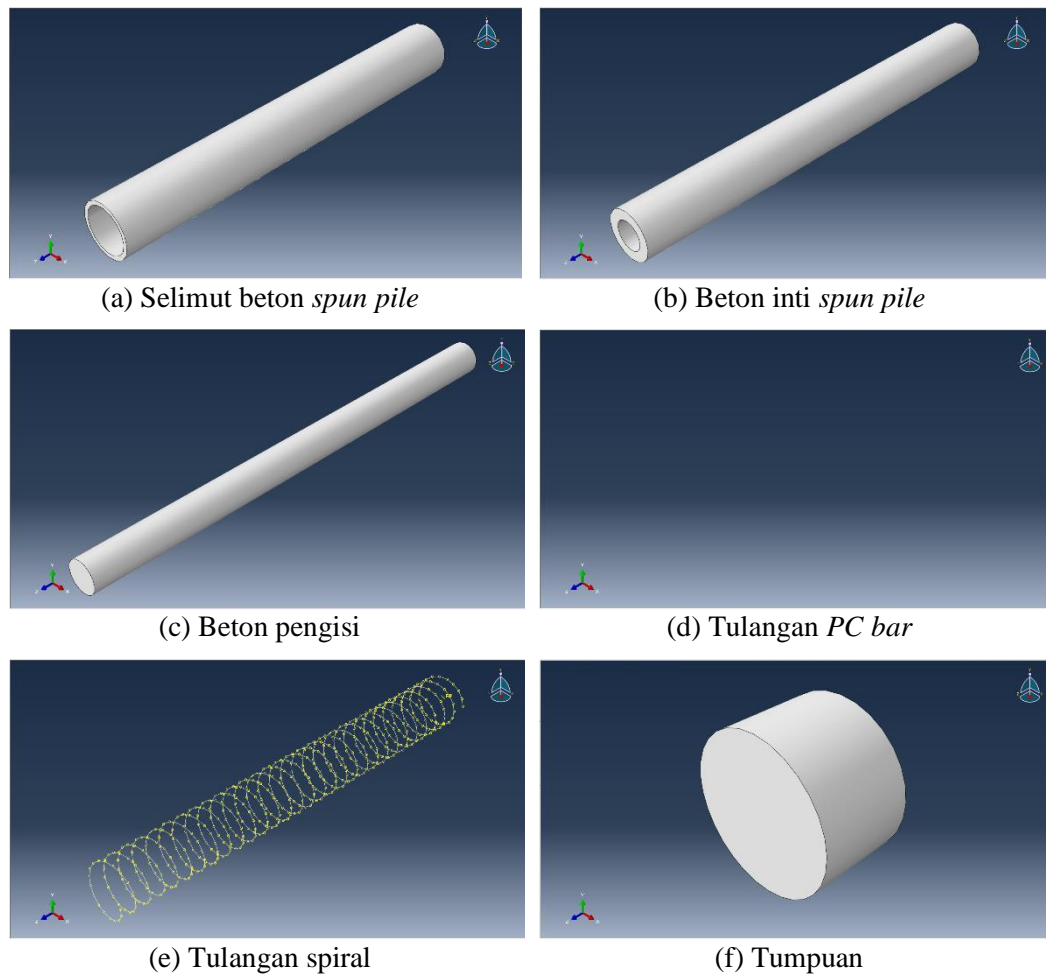
3.8.3 Pemodelan *spun pile*

1. Modul *Part*

Bentuk geometri elemen *spun pile* digambarkan pada modul *part*. Data geometri elemen model ditunjukkan pada Tabel 3.10. Elemen yang dibuat terdiri dari selimut beton *spun pile*, inti beton *spun pile*, beton pengisi, tulangan *PC bar*, tulangan spiral dan tumpuan. Variasi tulangan spiral dibedakan untuk *spun pile* eksisting $\varnothing 3,2 - 100$ mm dan *spun pile* usulan $\varnothing 8 - 50$ mm. Gambar 3.38 menunjukkan model *part* untuk tiap elemen tersebut.

Tabel 3.10 Data geometri elemen model Abaqus.

Elemen	Data geometri
Selimut beton <i>spun pile</i>	Diameter luar : 400 mm Diameter lubang : 340 mm Tebal : 30 mm Panjang : 3000 mm
Inti beton <i>spun pile</i>	Diameter luar : 340 mm Diameter lubang : 200 mm Tebal : 70 mm Panjang : 3000 mm
Beton pengisi	Diameter : 200 mm Panjang : 3000 mm
Tulangan <i>PC bar</i>	Diameter - jumlah : 7,1 mm – 10 <i>PC bar</i> Panjang : 3000 mm
Tulangan spiral	Diameter-spasi : <i>Spun pile</i> eksisting $\varnothing 3,2 - 100$ mm <i>Spun pile</i> usulan $\varnothing 8 - 50$ mm Panjang putaran : 3000 mm
Tumpuan	Diameter : 400 mm Panjang : 250 mm



Gambar 3.38 *Part* elemen model *spun pile*.

2. Modul *Property*

Elemen yang telah dibuat pada modul *part* diberi properti material pada langkah modul *property*. Data masukan properti beton *spun pile* dan beton pengisi akibat beban tekan dan tarik mengacu pada data input pemodelan beton akibat beban tekan dan tarik yang dibahas pada sub bab 3.8.2.1 dan 3.8.2.2. Sedangkan data properti material *PC bar* dan tulangan spiral mengacu pada hasil idealisasi tegangan regangan seperti yang dibahas pada sub bab 3.3.2.

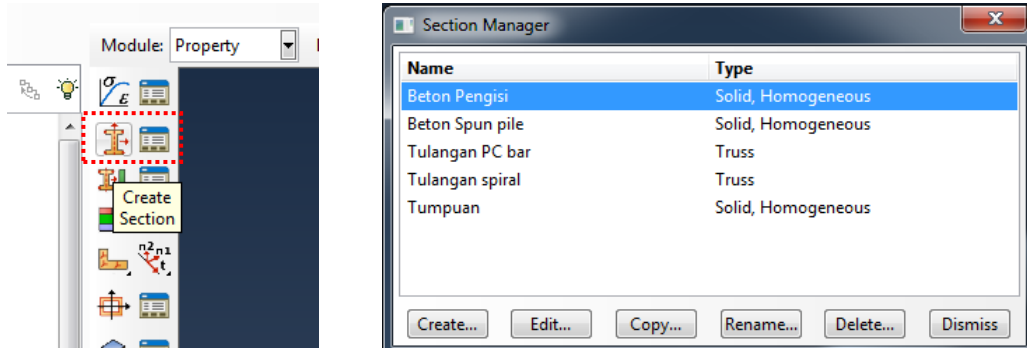
Selain beton, tulangan *PC bar* dan spiral, properti *part* tumpuan juga perlu didefinisikan. Tumpuan dimodelkan sebagai elemen baja dalam kondisi elastik selama pembebanan. Sehingga *Input* yang dimasukkan hanyalah *density* dan *elastic*. *Density* material tumpuan adalah 7.800 kg/m^3 ($7,8\text{E-}09 \text{ ton/mm}^3$) dan properti elastik material tumpuan adalah $E = 200.000 \text{ MPa}$ dengan $\nu = 0,3$.

Material yang sudah dibuat selanjutnya dimasukan ke masing-masing *part* untuk menjadi sebuah *section*. Pada tahap ini material yang didefinisikan di tempatkan pada *part* sesuai dengan rencana permodelan. *Assign section* untuk *part* beton dan tumpuan adalah *Solid-Homogeneous*, sedangkan *assign section* untuk tulangan adalah *Truss*. Untuk elemen *truss* dibutuhkan data luas penampang tulangan *PC bar* dan *spiral* seperti ditunjukkan pada Tabel 3.11.

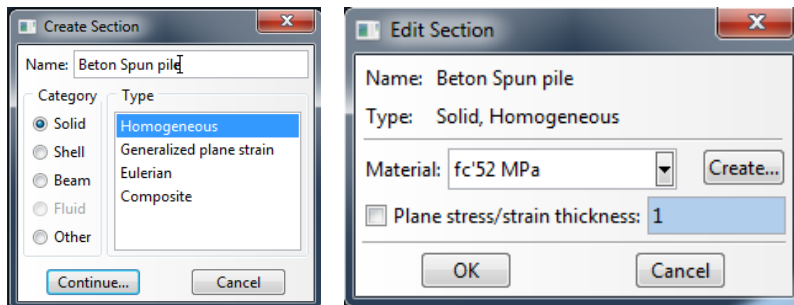
Tabel 3.11. Luas penampang tulangan *PC bar* dan *spiral*.

Elemen	Diameter (mm)	Luas penampang (mm ²)
Tulangan <i>PC bar</i>	7,1	40,0
Tulangan <i>spiral</i>	3,2	8,0
Tulangan <i>spiral</i>	8,0	50,3

Proses *Assign section* dimulai dengan memilih *botton Create Section*. Kemudian akan muncul *input* yang harus dimasukkan ke dalam *botton Create Section* seperti ditunjukkan pada Gambar 3.39. Contoh proses pemasukan *section* beton *spun pile* ditunjukkan pada Gambar 3.40.



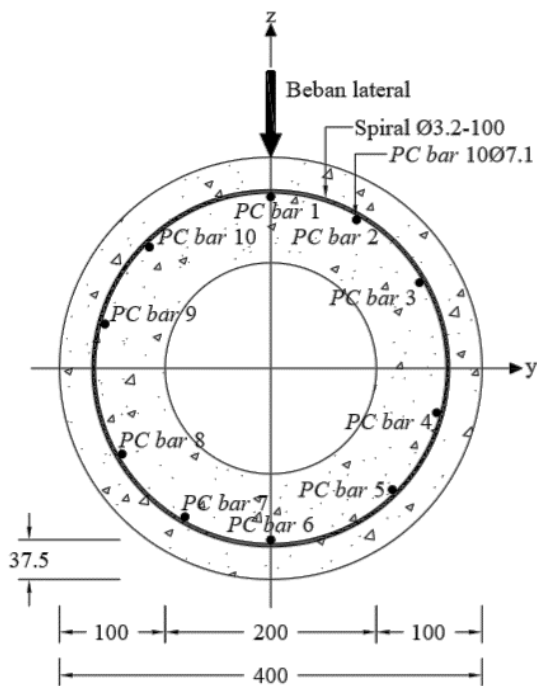
Gambar 3.39 *Botton create section* dan *section manager*.



Gambar 3.40 *Section* beton *spun pile*.

3. Modul Assembly

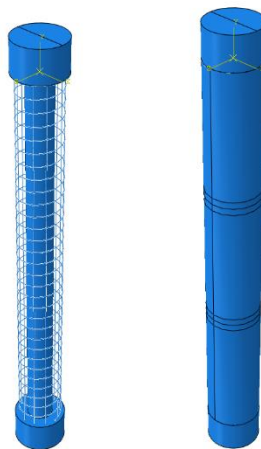
Setelah *section* elemen dibuat, selanjutnya elemen tersebut dikeluarkan untuk ditata sesuai dengan model yang direncanakan. *PC bar* ditata sesuai dengan *layout* koordinat tulangan *PC bar* seperti ditunjukkan pada Gambar 3.41, dimana data koordinat tersebut ditabelkan pada Tabel 3.12. Hasil *assembly* tulangan *PC bar* dan spiral ditunjukkan pada Gambar 3.42. *Part* yang sudah tersusun masih dalam kondisi tidak terhubung satu sama lain, sehingga dibutuhkan *interaction* antar *part*.



Gambar 3.41 *Layout* koordinat *PC bar*.

Tabel 3.12 Koordinat y dan z posisi tulangan *PC bar*.

<i>PC bar</i>	Koordinat	
	y	z
1	0	162,5
2	81,5	140,5
3	140,5	81,5
4	157	-42
5	115	-115
6	0	-162,5
7	-81,5	-140,5
8	-140,5	-81,5
9	-157	42
10	-115	115

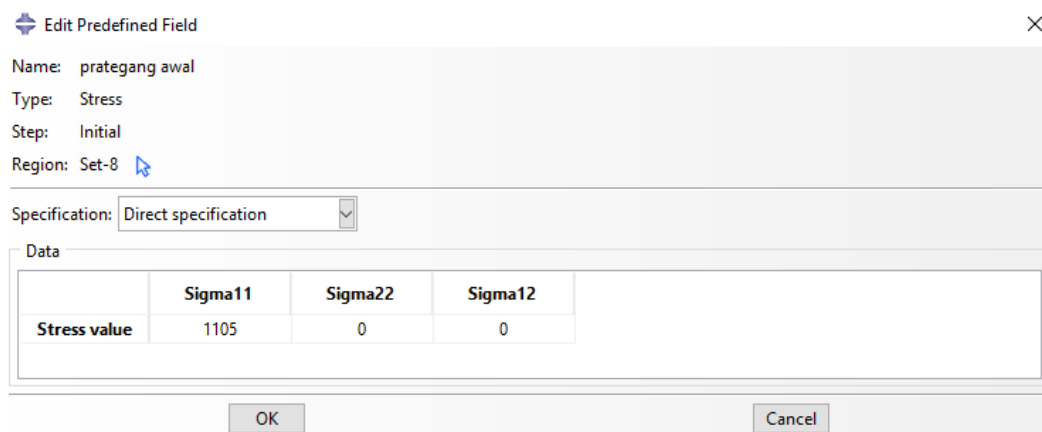


Gambar 3.42 *Assembly* elemen model.

4. Modul Step

Modul *step* digunakan untuk mendefinisikan langkah yang dilalui selama proses pemodelan. Terdapat tiga *step* dalam pemodelan ini. *Initial step* digunakan untuk memodelkan tegangan prategang awal. *Step-1* digunakan untuk memodelkan beban aksial dan pemberian tumpuan. *Step-2* digunakan untuk memodelkan pemberian beban lateral. Pada *step-1* perlu didefinisikan jumlah *increment* yang dikehendaki, misal *maximum number of increment* dibuat 500, *initial* 0,01, *minimum* 1E-14, dan *maximum* = 1. Dengan nilai *maximum* = 1 dan *initial* 0,01 berarti ada 100 *increment* dalam *step* tersebut. *Minimum* 1E-14 menunjukkan jumlah angka pada hasil yang akurat adalah 14 digit.

Tegangan efektif *PC bar* untuk memasukan efek prategang dilakukan di bagian *initial step*. Pada analisis gaya prategang pada sub bab 3.5.44.1.1.2 disebutkan bahwa nilai tegangan efektif *PC bar* adalah 1.105 MPa. Tegangan tersebut dimasukkan melalui *Predefined Field* dalam bentuk *stress* yaitu tegangan prategang awal *PC bar* sebesar 1.105 MPa (Gambar 3.43).

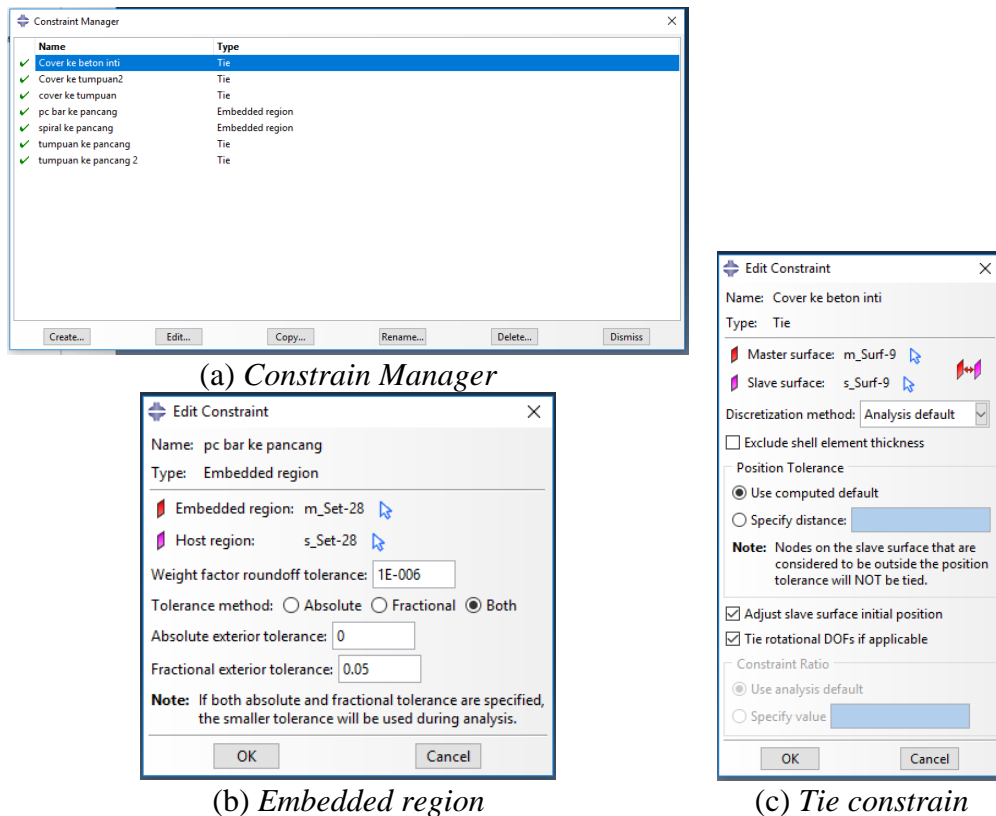


Gambar 3.43 Pemasukan tegangan prategang awal *PC bar*.

5. Modul Interaction

Pada modul *interaction* dilakukan pemodelan interaksi antara permukaan beton *spun pile* dengan beton pengisi, serta interaksi antara beton dengan tulangan *PC bar* dan tulangan *spiral*. Untuk tulangan dihubungkan dengan beton dengan menggunakan *Interaction Embedded Region*, dimana tulangan *PC bar* dan spiral sebagai *embedded region* dan beton sebagai *host region*. Tipe interaksi untuk

lekatan antara beton *spun pile* dengan beton pengisi dimodelkan sebagai *perfect bonded* dengan *tied constrain*. Hal ini didasarkan pada hasil uji *push off* beton pengisi dengan *spun pile* yang menunjukkan masih ada tegangan friksi sebesar 0,98 MPa (Irawan dkk, 2013). Antara beton *spun pile* dengan tumpuan interaksinya adalah *tied interaction*. Proses pemasukan interaksi ditunjukkan pada Gambar 3.44.



Gambar 3.44 Pemodelan *interaction*.

6. Modul *Load*

Pada modul *load* dilakukan pemodelan beban dan tumpuan. Modul *load* berisi beban luar yang dibebankan pada *spun pile*. Dalam pemodelan ini beban yang dimodelkan dalam modul *load* yaitu beban aksial saja. Sedangkan beban lateral diberikan sebagai perpindahan (*displacement*) lateral di titik dimana beban lateral tersebut bekerja. Perpindahan ini dimodelkan dalam modul *boundary condition*.

Beban aksial pada model disalurkan melalui *edge* tumpuan rol atas. Pada *edge* tersebut dibuat lima titik (*nodes*). Beban aksial dibagi ke lima titik tersebut seperti ditunjukkan pada Tabel 3.13. Beban aksial 40 ton (392.000 N) dibeban ke

tiap titik sebagai beban terpusat 78.400 N. Beban aksial 80 ton (784.000 N) dibeban ke tiap titik sebagai beban terpusat 156.800 N (Gambar 3.45a).

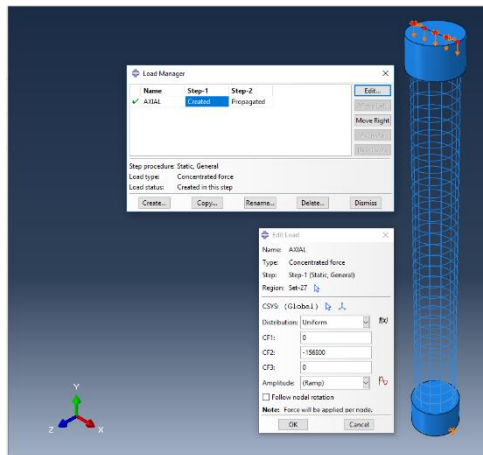
Tabel 3.13 Beban aksial model *spun pile*.

Beban aksial		Jumlah titik di <i>edge</i>	Beban terpusat di tiap titik
ton	N		N
40	392.000	5	78.400
80	784.000	5	156.800

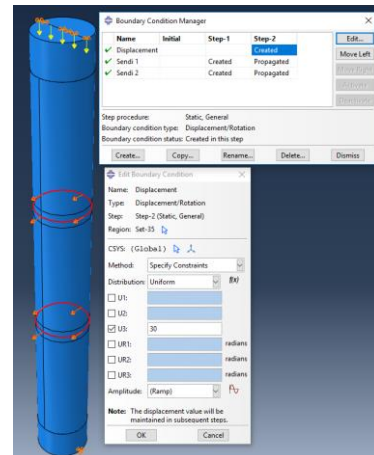
Tumpuan ujung atas dimodelkan sebagai rol vertikal sedangkan tumpuan bawah dimodelkan sebagai sendi. Untuk membuat tumpuan rol atas dalam model Abaqus, di tumpuan atas dibuat garis (*edge*) yang ditahan perpindahannya ke arah tegak lurus tiang (searah beban lateral pada sumbu z) $U_3 = 0$ dan juga pergerakan ke sumbu x yaitu $U_1 = 0$. Sedangkan U_2 (searah beban aksial pada sumbu y) dibiarkan terjadi agar beban aksial bisa tersalurkan ke tiang pancang (Gambar 3.45c). Sedangkan dalam model Abaqus tumpuan sendi bawah dibuat dengan mengatur $U_1 = U_2 = U_3 = 0$ di *edge* tumpuan bawah (Gambar 3.45d).

Dalam eksperimen beban lateral diberikan oleh aktuator yang disalurkan melalui *transfer beam* menjadi beban dua titik sejarak 1 meter. Akibat beban lateral tersebut tiang pancang akan berdeformasi dengan suatu nilai lendutan tertentu. Dalam pemodelan ini beban lateral dimodelkan dengan memberikan perpindahan lateral di dua titik beban tersebut (Gambar 3.45b). Perpindahan lateral yang diberikan dalam pemodelan ini adalah perpindahan monotonik. Akibat perpindahan tersebut tiang pancang mengalami deformasi. Reaksi arah lateral yaitu RF3 dalam arah sumbu z akan muncul di tumpuan atas dan tumpuan bawah tiang pancang. Dengan menjumlahkan RF3 tumpuan atas dan bawah tersebut didapatkan beban lateral yang terjadi di tengah bentang.

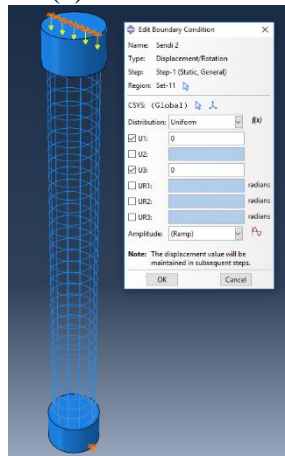
Dengan mendapatkan data beban dan perpindahan tersebut maka dapat dibuat kurva hubungan antara beban dan perpindahan. Analisis perbandingan hasil eksperimen dengan model Abaqus dilakukan dengan membanding kurva histeresis beban perpindahan eksperimen dengan kurva beban-perpindahan model Abaqus.



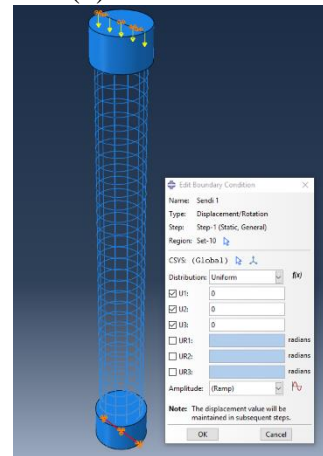
(a) beban aksial



(b) beban lateral



(c) tumpuan rol atas



(d) tumpuan sendi bawah

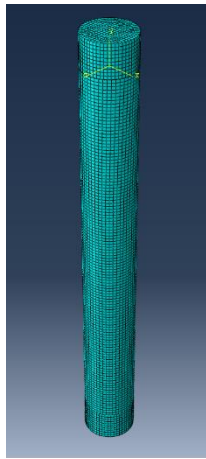
Gambar 3.45 Pemasukan beban aksial, perpindahan lateral dan tumpuan.

7. Modul Mesh

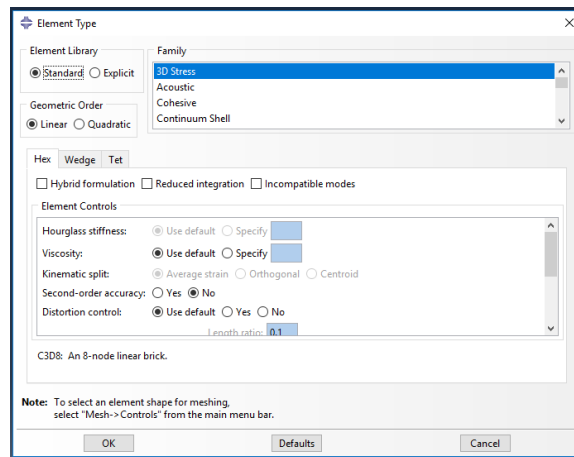
Modul *mesh* digunakan untuk membagi elemen untuk tiap *part*. Baik beton, tulangan *PC bar* dan spiral maupun tumpuan ukuran *mesh* elemen arah vertikal (sumbu *y*) dibuat $h = 25$ mm. Hal ini mempertimbangkan ukuran tebal dinding *spun pile* 100 mm dengan ukuran *mesh* 25 mm didapatkan 4 elemen. Selain itu, ukuran $h = 25$ mm juga telah digunakan untuk membuat kurva tegangan-regangan beton tarik.

Dalam modul *mesh* perlu ditentukan tipe elemen (*element type*). Elemen beton dimodelkan sebagai solid tipe hexahedral (Hex). Sedangkan bentuk elemen tulangan prategang dan spiral adalah *standard two-node 3D truss element*. Pada saat melakukan proses *meshing* untuk elemen tulangan *PC bar* dan spiral didefinisikan bahwa elemen tersebut adalah *truss*.

Elemen beton dimodelkan sebagai *solid tipe hexahedral (Hex)* dengan *full integration*. Sehingga dalam input Abaqus tanda centang pada *reduced integration* perlu dihilangkan. Dalam konsep *finite element method* elemen *hexahedral* mempunyai 8 node. Dengan mengaktifkan *full integration* tersebut maka dalam proses integrasi perhitungan kekakuan elemen semua node diperhitungkan. Sehingga efek *hourglass* tidak muncul.



(a) tampilan model *mesh*

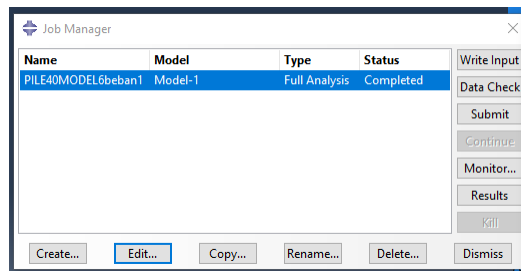


(b) pengaturan tipe elemen

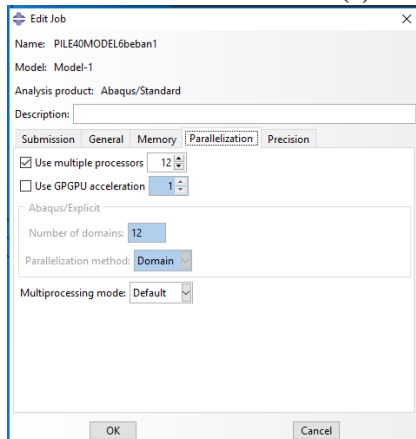
Gambar 3.46 *Mesh* model.

8. Modul *Job*

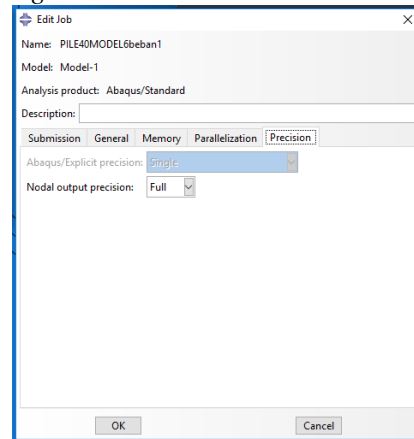
Modul *job* merupakan tempat untuk menjalankan (*running*) model. Setelah elemen model dibuat, diberi beban dan tumpuan selanjutnya di-*running* dalam modul ini. Untuk mempercepat durasi waktu *running* maka saat membuat *job* perlu diatur semua *processor* komputer digunakan. Model ini di-*running* menggunakan komputer yang memiliki 12 *processor* maka dalam menu *parallelization* dicentang *use multiple processor 12*. Selain itu, pada menu *precision* perlu dipilih *full* pada *nodal output precision*. Setelah *job* dibuat, selanjutnya model dicek terlebih dahulu melalui menu *Data Check*. Jika hasil data check adalah *complete* maka model tidak mempunyai masalah maka model bisa di-*running* melalui menu *submit*. Jika tidak ada peringatan (*warning*) dari model maka model yang telah dibuat dapat dikatakan lengkap (*completed*). Hasil pemodelan dapat dilihat pada modul *visualitation*. Proses setting modul *job* ditunjukkan pada Gambar 3.47.



(a) Job manager



(b) Pengaturan *parallelization processor*

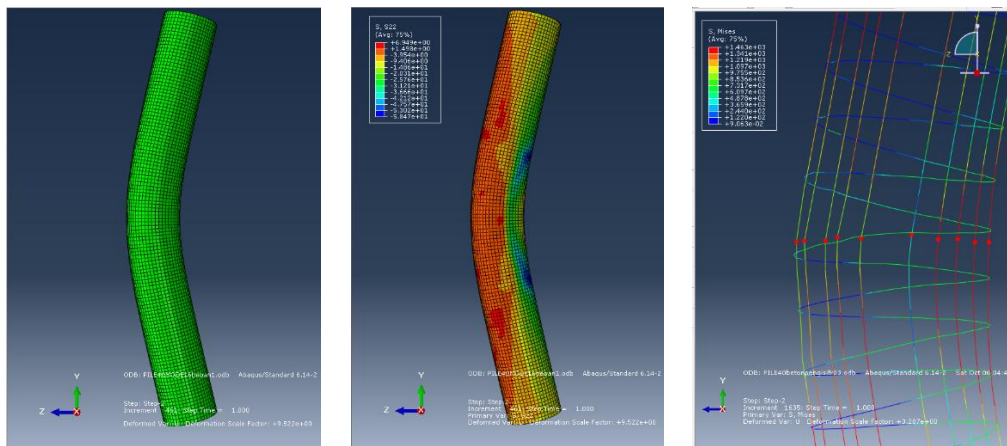


(c) Pengaturan *precision*

Gambar 3.47 Tampilan dan pengaturan *Job Manager*.

9. Modul *Visualization*

Dalam modul *visualization* dapat dilihat hasil *running* model. Hasil tersebut bisa berupa gaya (*reaction force*), perpindahan (*displacement*), tegangan dan regangan, dan data lain yang diperlukan untuk menganalisis perilaku model selama *running* berlangsung. Gambar 3.48 berikut adalah contoh tampilan bentuk deformasi dan kontur tegangan yang terjadi di *spun pile*.



(a) bentuk deformasi

(b) kontur tegangan

(c) Regangan *PC bar*

Gambar 3.48 Tampilan hasil *running* di modul *visualization*.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB 4

HASIL DAN ANALISIS

Dalam bab ini disampaikan hasil penelitian yang telah dilakukan. Lingkup bahasan bab ini adalah hasil perhitungan analitis, hasil tes lentur *spun pile* akibat beban lateral monotonik, hasil tes lentur *spun pile* akibat beban lateral siklik dan aksial tekan konstan, dan hasil pemodelan numerik menggunakan program Abaqus.

4.1 Perhitungan Analitis

Perhitungan analitis ini adalah tegangan prategang awal, analisis perilaku komposit beton *spun pile* dan beton pengisi, dan momen retak *spun pile*.

4.1.1 Tegangan pratekan efektif

4.1.1.1 *Spun pile* uji lentur monotonik

Regangan prategang awal yang diberikan pada tulangan *PC bar* adalah $\varepsilon_0 = 0,005$. Sesuai dengan hasil tes tarik, *PC bar* memiliki $E = 229.577 \text{ MPa}$. Sehingga tegangan *PC bar* akibat prategang awal adalah $f_0 = \varepsilon_0 E = 0,005 \times 229.577 = 1.148 \text{ MPa}$. Dengan jumlah *PC bar* adalah $n = 10$ batang dan luas penampang $A_p = 40 \text{ mm}^2$ maka gaya tekan yang bekerja pada penampang beton *spun pile* adalah $F_0 = f_0 \times n \times A_p = 1.148 \times 10 \times 40 = 459.154 \text{ N}$. Luas penampang beton *spun pile* adalah $A_c = 0,25\pi(D_o^2 - D_i^2)$, dimana D_o adalah diameter luar *spun pile* sebesar 400 mm dan D_i merupakan diameter lubangnya sebesar 250 mm. Sehingga $A_c = 0,25\pi(400^2 - 250^2) = 76.576 \text{ mm}^2$. Dengan membagi gaya dengan luas penampang didapatkan tegangan beton akibat prategang awal adalah $f_{c0} = F_0/A_c = 459.154 \text{ N}/76.576 \text{ mm}^2 = 6,0 \text{ MPa}$.

Kehilangan prategang timbul akibat pemendekan elastis. Saat penyaluran beban pratekan kuat tekan beton *spun pile* adalah $f_{ci} = 23,3 \text{ MPa}$. Dengan $E_c = 4.700\sqrt{f_{ci}} = 4.700\sqrt{23,3} = 22.687 \text{ MPa}$ maka regangan pemendekan yang timbul akibat tegangan beton akibat pratekan adalah $\varepsilon_{c0} = f_{c0}/E_c = 6/22.687 = 2,64 \times 10^{-4}$. Regangan tersebut menurunkan tegangan prategang *PC bar* sebesar

$\varepsilon_{c0}E_{pc} = 2,64 \times 10^{-4} \times 229.577 = 60,7 \text{ MPa}$ menjadi $f_{pe} = 1.087,3 \text{ MPa}$.
 Sehingga tegangan pratekan efektif beton adalah $f_{ce} = 5,8 \text{ MPa}$.

4.1.1.2 *Spun pile* uji lentur siklik

Spun pile untuk uji lentur siklik memiliki tulangan *PC bar* yang sama dengan *spun pile* untuk uji lentur monotonik. Sehingga gaya tekan yang bekerja pada penampang beton *spun pile* adalah $F_0 = 459.154 \text{ N}$. Hal yang berbeda adalah dimensi penampang *spun pile* uji lentur siklik memiliki tebal 100 mm sehingga diameter lubangnya 200 mm. Luas penampang *spun pile* adalah $A_c = 0,25\pi(400^2 - 200^2) = 94.248 \text{ mm}^2$. Nilai tegangan beton akibat prategang awal adalah $f_{c0} = F_0/A_c = 459.154 \text{ N}/94.248 \text{ mm}^2 = 4,9 \text{ MPa}$.

Kehilangan prategang timbul akibat pemendekan elastis. Saat penyaluran beban pratekan kuat tekan beton *spun pile* adalah $f_{ci} = 30,7 \text{ MPa}$. Dengan $E_c = 4.700\sqrt{f_{ci}} = 4.700\sqrt{30,7} = 26.042 \text{ MPa}$ maka regangan pemendekan yang timbul akibat tegangan beton akibat pratekan adalah $\varepsilon_{c0} = f_{c0}/E_c = 4,9/26042 = 1,88 \times 10^{-4}$. Regangan tersebut menurunkan tegangan prategang *PC bar* sebesar $\varepsilon_{c0}E_{pc} = 1,88 \times 10^{-4} \times 229.577 = 43,2 \text{ MPa}$ menjadi $f_{pe} = 1.105 \text{ MPa}$. Sehingga tegangan pratekan efektif pada beton adalah $f_{ce} = 4,7 \text{ MPa}$.

4.1.2 Perhitungan susut beton pengisi

Beton pengisi berpotensi mengalami susut. Secara konsep, beton menyusut karena mengering di bawah pengaruh kondisi sekitar, yaitu hilangnya kelembaban beton akibat evaporasi (penguapan) (Paulay dan Priestly, 1975). Dalam analisis ini kontribusi dinding *spun pile* dalam mencegah evaporasi diabaikan. Beton pengisi diasumsikan terekspose lingkungan luar secara langsung.

Perhitungan susut beton pengisi dilakukan secara analitis mengacu pada *code*. Dalam Indian Standard (IS) 1343 2012 disebutkan terdapat dua jenis susut beton, yaitu susut akibat panas hidrasi (*autogenous shrinkage*) dan susut akibat proses pengeringan (*drying shrinkage*). Regangan beton akibat kedua tipe susut tersebut dapat dihitung dengan rumus berikut (Bureau of Indian Standards, 2012):

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dimana ε_{cs} = regangan susut total, ε_{cd} = regangan susut *drying* dan ε_{ca} = regangan susut *autogenous*.

a. Regangan susut *drying* (ε_{cd})

Regangan susut *drying* pada umur tertentu dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}}$$

dimana t = umur beton saat susut dihitung (hari), t_s = umur beton saat mulai terjadi susut *drying* (hari), normalnya ini adalah setelah perawatan (*curing*) berakhir dan $h_0 = 2A_c/u$ dimana A_c merupakan luas penampang beton dan u adalah keliling penampang yang terekspose terhadap pengeringan (*drying*).

Tabel 4.1 Hubungan h_0 dan k_h .

h_0 (mm)	k_h
100	1
200	0,85
300	0,75
> 500	0,7

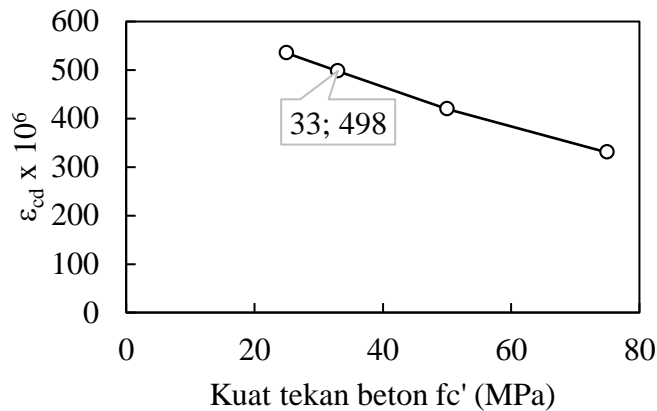
Nilai konstanta k_h tergantung pada nilai h_0 seperti ditunjukkan pada Tabel

4.1. Beton pengisi berdiameter 200 mm. Maka nilai $h_0 = \frac{2A_c}{u} = 2 \times \frac{0,25\pi D^2}{\pi D} = 0,5D$ sebesar 100 mm. Sehingga nilai $k_h = 1$.

Nilai *unrestrained drying shrinkage* ($\varepsilon_{cd} \times 10^6$) untuk beton dengan semen *portland* dengan kelembaban relatif 50% dan 80% ditunjukkan pada Tabel 4.2. Dengan asumsi bahwa kelembaban relatif saat proses pengeringan beton adalah 50% maka nilai *unrestrained drying shrinkage* untuk beton pengisi f'_c 33 MPa adalah $\varepsilon_{cd} = 498 \times 10^{-6}$, hasil interpolasi grafik pada Gambar 4.1.

Tabel 4.2 Nilai *unrestrained drying shrinkage* ($\epsilon_{cd} \times 10^6$).

f_c' (MPa)	Nilai <i>unrestrained drying shrinkage</i> ($\epsilon_{cd} \times 10^6$) pada kelembaban relatif	
	50%	80%
25	535	300
50	420	240
75	330	190



Gambar 4.1 Interpolasi ϵ_{cd} untuk beton pengisi f_c' 33 MPa.

Dengan data perawatan benda uji dilakukan selama sehari ($t_s = 1$ hari) dan pengujian lentur dilakukan pada umur $t = 28$ hari maka nilai $\beta_{as}(28,1)$ dan $\epsilon_{cd}(28)$ adalah

$$\beta_{as}(28,1) = \frac{(28 - 1)}{(28 - 1) + 0,04\sqrt{100^3}} = 0,403$$

$$\epsilon_{cd}(28) = 0,403 \times 1 \times 498 \times 10^{-6} = 201 \times 10^{-6}$$

b. Regangan susut *autogenous* (ϵ_{ca})

Regangan susut *autogenous* pada umur tertentu dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}$$

dimana t dalam hari. Nilai $\beta_{as}(t)$ adalah:

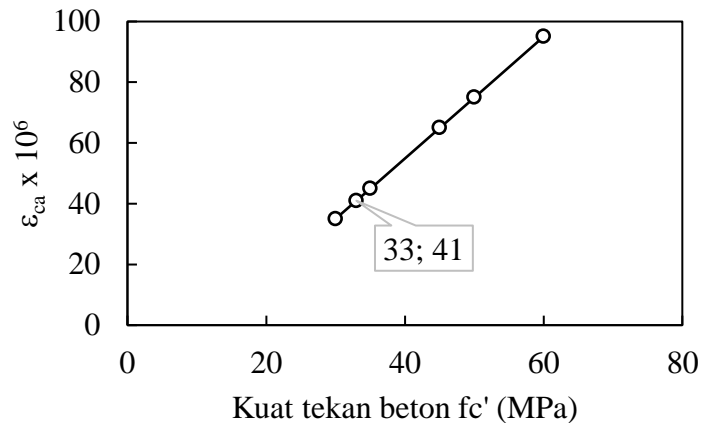
$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{t})$$

Pengujian dilakukan saat beton berumur 28 hari maka nilai $\beta_{as}(28)$ adalah

$$\beta_{as}(28) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{28}) = 0,65$$

Tabel 4.3 Nilai regangan susut *autogenous* (ϵ_{ca}).

f'_c (MPa)	Regangan susut <i>autogenous</i> ($\epsilon_{ca} \times 10^6$)
30	35
35	45
45	65
50	75
60	95



Gambar 4.2 Interpolasi ϵ_{ca} untuk beton pengisi f'_c 33 MPa.

Hubungan nilai regangan susut *autogenous* (ϵ_{ca}) dengan tegangan tekan beton (f'_c) ditunjukkan pada Gambar 4.2. Dengan metode interpolasi didapatkan nilai ϵ_{ca} untuk beton pengisi 33 MPa 41×10^{-6} (Gambar 4.2). Sehingga nilai $\epsilon_{ca}(28)$ adalah

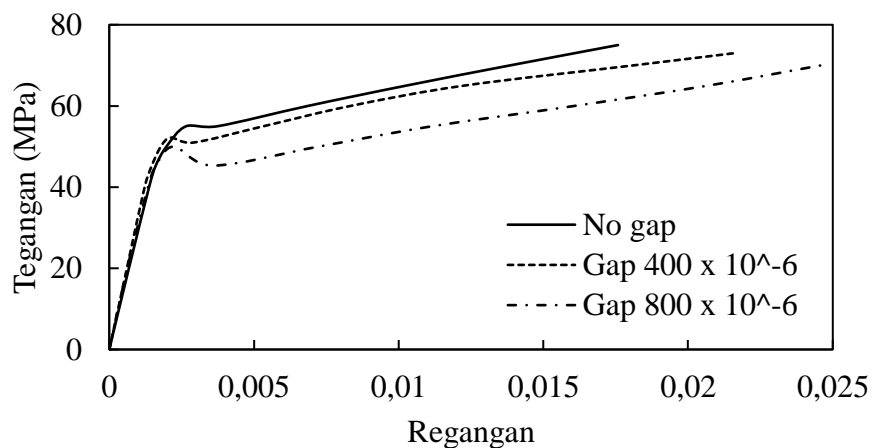
$$\epsilon_{ca}(28) = \beta_{as}(28) \cdot \epsilon_{ca} = 0,65 \times 41 \times 10^{-6} = 27 \times 10^{-6}$$

Dengan data regangan susut *drying* dan susut *autogenous* maka didapatkan regangan total beton pengisi akibat susut adalah:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd}(28) + \epsilon_{ca}(28) = 201 \times 10^{-6} + 27 \times 10^{-6} = 228 \times 10^{-6}$$

Adanya *gap* antara beton pengisi dan dinding *spun pile* $228 \mu\epsilon$ dapat berpengaruh terhadap aksi komposit. Hal ini telah diteliti oleh Vincent dan

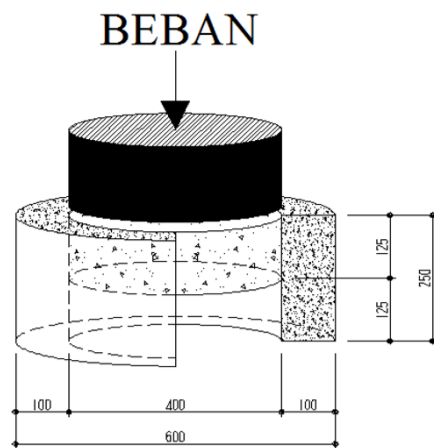
Ozbakkaloglu (2015), seperti ditunjukkan pada Gambar 4.3. Gambar tersebut menampilkan kurva tegangan regangan tekan beton f_c' 44,8 MPa yang dikekang menggunakan *fiber reinforced polymer* (FRP). Tiga variasi kondisi *interface* antara permukaan beton dengan FRP dikaji, yaitu tidak ada celah (*no gap*), beton menyusut dengan *gap* $\varepsilon = 400 \times 10^{-6}$, dan beton menyusut dengan *gap* $\varepsilon = 800 \times 10^{-6}$. Dengan $\varepsilon = 400 \times 10^{-6}$ tidak berpengaruh besar terhadap tegangan-regangan beton. Mengacu pada hasil penelitian ini maka dengan regangan susut beton pengisi $\varepsilon = 228 \times 10^{-6}$, yang masih dibawah $\varepsilon = 400 \times 10^{-6}$, tentunya tidak berpengaruh besar terhadap tegangan regangan tekan beton. Oleh karena itu beton normal telah cukup digunakan sebagai beton pengisi dan beton non *shrinkage* belum diperlukan sebagai beton pengisi.



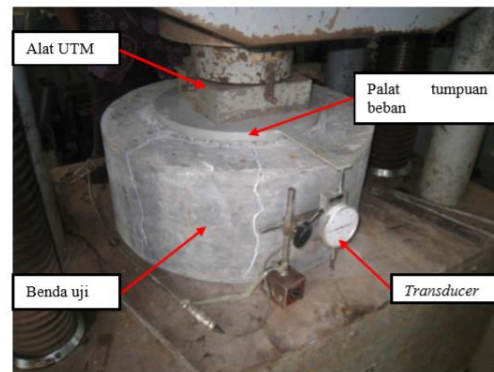
Gambar 4.3 Efek *gap* terhadap tegangan regangan tekan beton (Vincent dan Ozbakkaloglu, 2015)

Perilaku *interface element* juga telah diteliti oleh Irawan dkk. (2013) dengan hasil seperti ditunjukkan pada Gambar 4.4. Ke dalam lubang *spun pile* dicor beton pengisi. Lekatan beton pengisi dan dinding *spun pile* merupakan lekatan beton asli tanpa menggunakan bahan tambahan (*bonding agent*). Setelah beton pengisi berumur 28 hari dilakukan uji *push off* dengan mendorong penampang beton pengisi (Gambar 4.4b). Beban dorong diberikan oleh alat UTM. Perpindahan yang terjadi direkam oleh alat *transducer* LVDT. Dari pengujian diperoleh kurva hubungan antara beban dan perpindahan yang terjadi antara permukaan sisi dalam dinding *spun pile* dengan permukaan beton pengisi (Gambar 4.4c). Kurva tersebut memiliki dua puncak beban. Puncak pertama merupakan kekuatan lekat

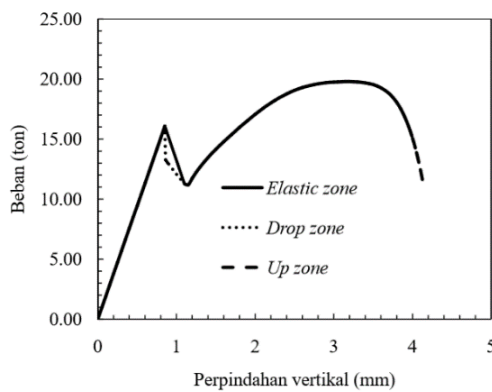
antara beton pengisi dan dinding *spun pile*. Setelah itu terjadi *slip* sehingga beban dorong menurun. Permukaan dinding *spun pile* memiliki tonjolan agregat kasar seperti ditunjukkan pada Gambar 4.4d. Tonjolan tersebut didesak oleh beton pengisi yang menimbulkan tegangan normal terhadap dinding *spun pile*. Sesuai dengan konsep tegangan *mohr-coulomb* peningkatan tegangan normal menyebabkan peningkatan tegangan geser.



(a) Geometri benda uji



(b) Setup benda uji dan instrumen



(c) Kurva beban perpindahan



(d) Tonjolan agregat dinding *spun pile*

Gambar 4.4 Uji geser friksi *spun pile* dan beton pengisi (Irawan dkk., 2013).

Dalam analisis kekuatan penampang komposit *spun pile* dan beton pengisi digunakan puncak beban dorong pertama. Beban dorong rata-rata hingga terjadi *slip* antara sisi dalam dinding *spun pile* dengan permukaan beton pengisi mulai terjadi adalah 15,75 ton (154.508 N). Geometri benda uji, setup pengujian dan hasil tes ini ditunjukkan pada Gambar 4.4. Luas bidang kontak friksi yang menahan beban geser adalah $A_{cv} = \pi \times 400 \times 125 = 157.079 \text{ mm}^2$. Dengan membagi beban dorong dengan A_{cv} didapatkan tegangan friksi sebesar 0,98 MPa.

Dari pengujian ini terlihat bahwa *interface element* memiliki tegangan friksi walaupun terdapat perbedaan waktu pengecoran antara beton pengisi dan beton *spun pile*. Apabila beton pengisi mengalami susut yang besar maka *interface element* tidak lagi memiliki tegangan friksi akibat terdapat jarak antara sisi dalam *spun pile* dengan beton pengisi, sehingga susut beton pengisi tidak berpengaruh besar terhadap lekatan antara beton pengisi dan dinding dalam *spun pile*. Tonjolan agregat yang menjadikan permukaan sisi dalam *spun pile* kasar dan memberi kekuatan geser friksi beton pengisi dan dinding *spun pile*.

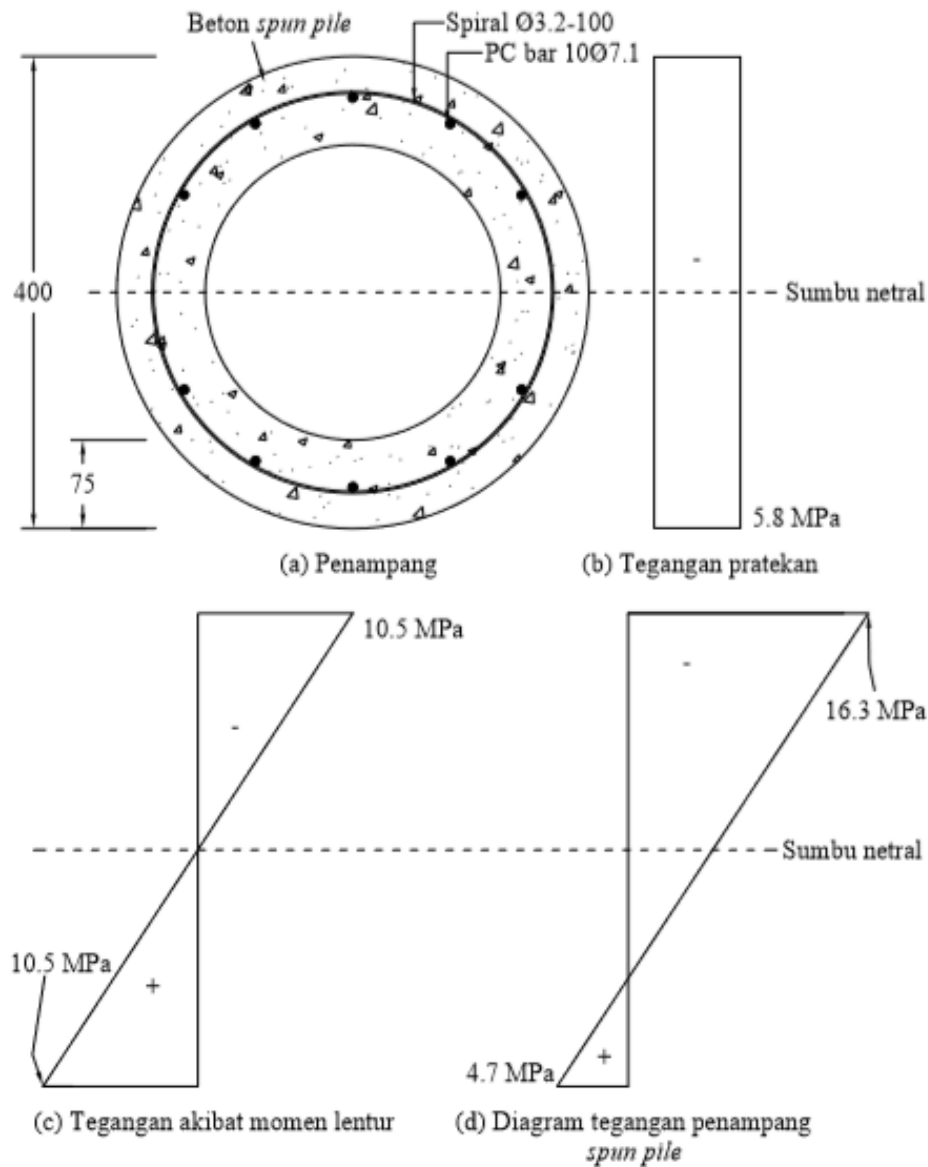
4.1.3 Momen retak

4.1.3.1 *Spun pile* dengan beban lentur monotonik

Momen retak adalah momen saat beton serat tarik *spun pile* mengalami retak akibat lentur. Momen retak dapat dihitung dengan persamaan $M_{cr} = f_{cr}I/y_b$. Dimana M_{cr} adalah momen retak, f_{cr} tegangan retak beton, I adalah momen inersia penampang dan y_b adalah jarak dari sumbu netral ke serat tarik beton.

Tegangan penampang *spun pile* saat beban retak ditunjukkan pada Gambar 4.5. Tegangan retak beton *spun pile* merupakan akumulasi tegangan pratekan awal dengan tegangan hancur tarik beton. Tegangan akibat pratekan awal sebesar 5,8 MPa. Menurut persamaan 9-10 SNI 03 2847 2013 nilai modulus hancur beton adalah $f_r = 0,62\lambda\sqrt{f'_c} = 0,62 \times 1 \times \sqrt{58,4} = 4,7 \text{ MPa}$. Sehingga, tegangan yang menyebabkan penampang *spun pile* retak $f_{cr} = 5,8 + 4,7 = 10,5 \text{ MPa}$. Berdasarkan data penampang diketahui bahwa penampang *spun pile* yang telah dibuat memiliki diameter luar $D = 400 \text{ mm}$ dan diameter lubang $D_f = 250 \text{ mm}$. Sehingga momen inersia penampang *spun pile* tanpa beton pengisi adalah $I = \frac{1}{64}\pi(400^4 - 250^4) = 1,064 \times 10^9 \text{ mm}^4$. Dengan data tegangan retak 10,5 MPa dan momen inersia *spun pile* $1,064 \times 10^9 \text{ mm}^4$, maka didapatkan momen retak analitik untuk *spun pile* tanpa beton pengisi adalah 55,9 kN.m

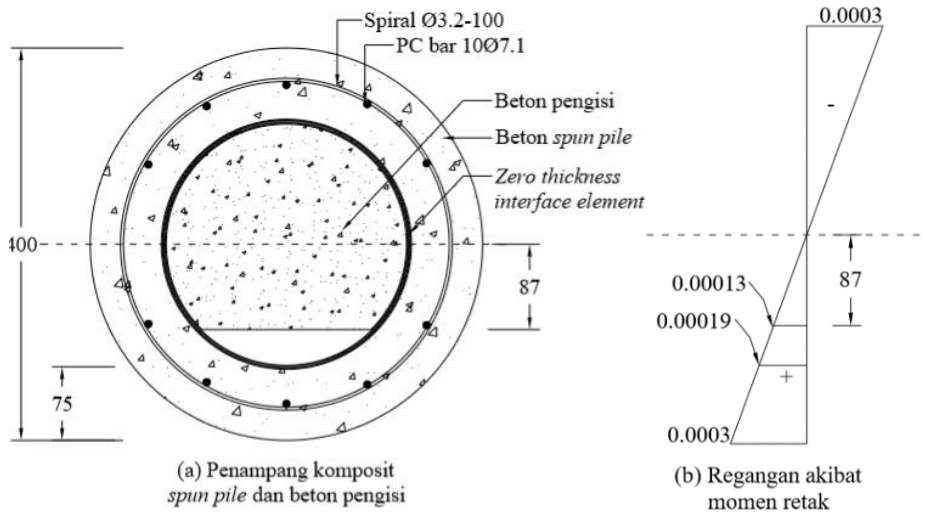
$$M_{cr} = \frac{f_{cr}I}{y_b} = \frac{10,5 \times 1,064 \times 10^9}{200} = 55,9 \text{ kNm}$$



Gambar 4.5 Tegangan saat retak penampang *spun pile* tanpa beton pengisi.

Beton pengisi menambah kekuatan momen retak *spun pile*. Diagram regangan saat penampang *spun pile* dengan beton pengisi saat retak ditunjukkan pada Gambar 4.6. Akibat beban lentur menyebabkan *spun pile* bersama dengan beton pengisi memiliki bentuk kelengkungan seperti ditunjukkan pada Gambar 4.7. Sumbu netral penampang beton pengisi berhimpit dengan sumbu netral beton *spun pile*. Dengan sumbu netral yang berhimpit tersebut maka kekuatan momen penampang komposit *spun pile* dan beton pengisi merupakan akumulasi kekuatan momen *spun pile* ditambah dengan kekuatan momen beton pengisi. Aksi

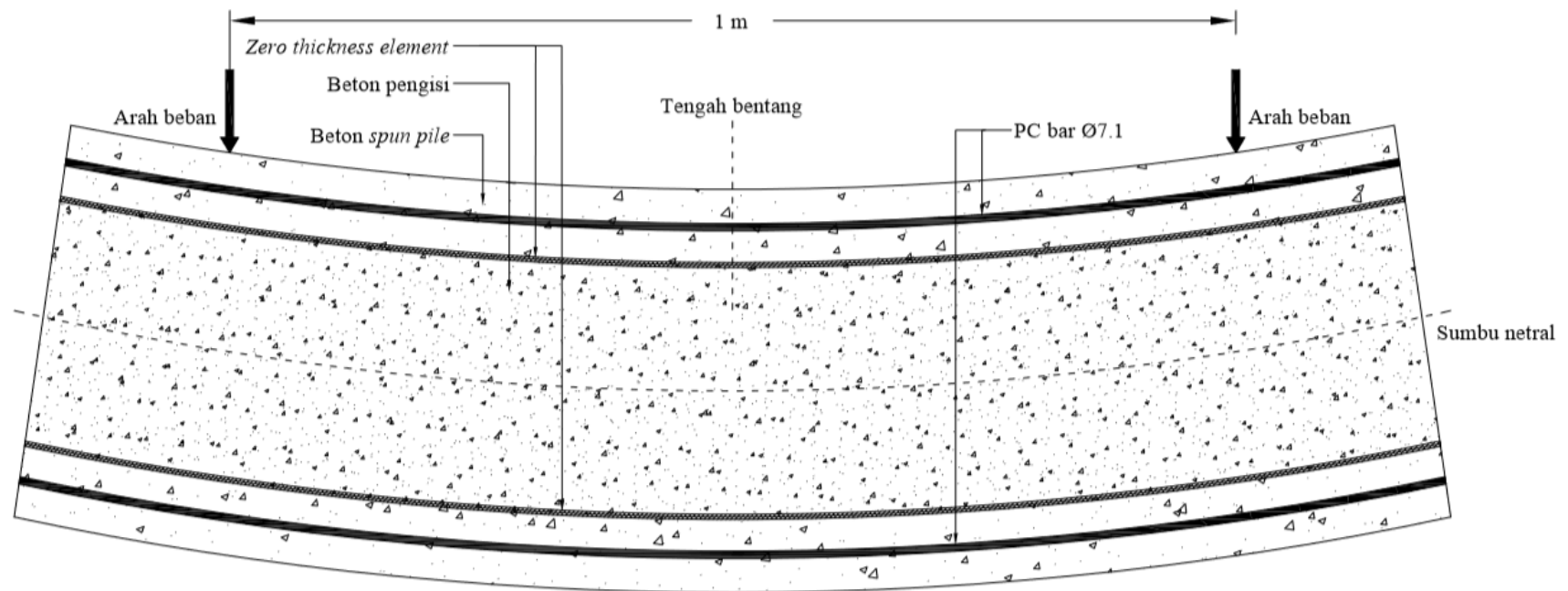
komposit ini tetap bekerja walaupun tegangan lentur yang terjadi di *zero thickness interface element* melebihi tegangan friksinya.



Gambar 4.6 Regangan saat retak penampang *spun pile* dengan beton pengisi.

Tegangan momen lentur 10,5 MPa menyebabkan regangan di serat tekan dan tarik sebesar $10,5/4700\sqrt{54,4} = 0,0003$. Di serat pertemuan antara beton pengisi dan dinding *spun pile* (*interface element*) nilai regangannya adalah 0,00019. Karena regangan retak beton pengisi adalah 0,00013 maka sisi bawah beton pengisi telah retak sedalam 38 mm. Retak tersebut sebagai pengurang inersia penampang komposit beton *spun pile* dan beton pengisi. Dengan pengurangan penampang beton pengisi ini maka inersia penampang komposit adalah beton *spun pile* dan beton pengisi adalah $1,064 \times 10^9 + 0,141 \times 10^9 = 1,205 \times 10^9$. Momen retak *spun pile* dengan beton pengisi adalah 63,3 kN.m.

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} I_c}{y_b} = \frac{10,5 \times 1,205 \times 10^9}{200} = 63,3 \text{ kN.m}$$



Gambar 4.7 Kelengkungan *spun pile* dan beton pengisi akibat lentur.

Dalam penentuan kekuatan momen *spun pile* perlu dipertimbangkan tambahan momen akibat berat sendirinya. Berikut adalah perhitungan momen akibat berat sendiri untuk *spun pile* tanpa beton pengisi,

- Beban merata:

$$A_c = 76576 \text{ mm}^2 = 0,077 \text{ m}^2, \gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$q = A_c \times \gamma_{\text{beton}} = 0,077 \times 25 = 1,925 \text{ kN/m}$$

- Reaksi tumpuan:

$$R_A = R_B = 0,5qL = 0,5 \times 1,925 \times 6 = 5,8 \text{ kN}$$

- Momen di tumpuan:

$$M_A = M_B = -0,5 \times q \times L_1^2 = -0,5 \times 1,925 \times 1,2^2 = -1,4 \text{ kN.m}$$

- Momen di tengah bentang:

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= R_A \times \frac{L_2}{2} - 0,5 \times q \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\ &= 5,8 \times \frac{3,6}{2} - 0,5 \times 1,925 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2 = 1,7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Sedangkan momen akibat berat sendiri *spun pile* dengan beton pengisi adalah,

- Beban merata:

$$A_c = 76576 \text{ mm}^2 = 0,126 \text{ m}^2, \quad \gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$q = A_c \times \gamma_{\text{beton}} = 0,126 \times 25 = 3,14 \text{ kN/m}$$

- Reaksi tumpuan:

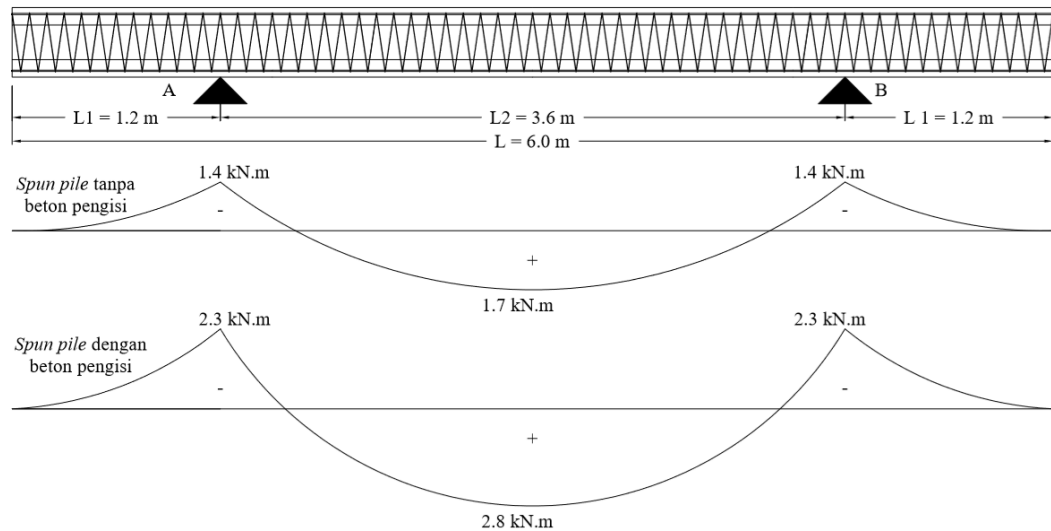
$$R_A = R_B = 0,5qL = 0,5 \times 3,14 \times 6 = 9,42 \text{ kN}$$

- Momen di tumpuan:

$$M_A = M_B = -0,5 \times q \times L_1^2 = -0,5 \times 3,14 \times 1,2^2 = -2,3 \text{ kN.m}$$

- Momen di tengah bentang:

$$M_{\text{max}} = R_A \times \frac{L_2}{2} - 0,5 \times q \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 = 9,42 \times \frac{3,6}{2} - 0,5 \times 3,14 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2 = 2,8 \text{ kN.m}$$



Gambar 4.8 Momen akibat berat sendiri *spun pile*.

Hasil perhitungan momen akibat beban sendiri *spun pile* digambarkan ke dalam bidang momen seperti ditunjukkan pada Gambar 4.8. Dalam analisis momen retak dan momen ultimit perlu ditambahkan momen akibat berat sendiri balok sebesar 1,7 kN.m untuk *spun pile* tanpa beton pengisi dan 2,8 kN.m untuk *spun pile* dengan beton pengisi.

4.1.3.2 *Spun pile* dengan beban lentur siklik dan aksial tekan

Momen retak terjadi saat beton serat tarik mengalami retak akibat momen lentur. Nilai momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan $M_{cr} = \frac{f_{cr}I}{y_b}$. Dimana M_{cr} adalah momen retak, f_{cr} adalah tegangan retak beton, I adalah momen inersia penampang, dan y_b adalah jarak dari sumbu netral ke serat tarik terluar penampang beton.

Berdasarkan data penampang diketahui bahwa penampang *spun pile* berdiameter 400 mm dengan tebal 100 mm dan diameter lubang 200 mm. Momen inersia penampang *spun pile* tanpa beton pengisi adalah $I = \frac{1}{64}\pi(400^4 - 200^4) = 1,18 \times 10^9 \text{ mm}^4$. Dengan mengisi beton pengisi ke dalam lubang *spun pile* maka penampang *pile* menjadi pejal, sehingga momen inersia penampang *spun pile* menjadi $I = \frac{1}{64}\pi 400^4 = 1,26 \times 10^9 \text{ mm}^4$. Pengisian beton pengisi meningkatkan momen inersia penampang sebesar 7%.

Kuat tekan beton *spun pile* adalah $f_c' = 54,4$ MPa dan beton pengisi $f_c' = 33$ MPa. Akibat *prestressing* terjadi tegangan tekan pada penampang beton sebesar $f_{ce} = 4,9$ MPa. Menurut persamaan 9-10 SNI 03 2847 2013 nilai modulus hancur beton adalah $f_r = 0,62\lambda\sqrt{f_c'} = 0,62 \times 1 \times \sqrt{54,4} = 4,6$ MPa. Beban aksial menyebabkan tambahan tegangan tekan sebelum penampang mengalami retak. Pada *spun pile* tanpa beton pengisi tegangan akibat beban aksial adalah $P_0 = 0,08f_c' A_g = 392.000$ N adalah 4,2 MPa.

$$\sigma_{rata-rata} = \frac{P_0}{A_{spun\ pile}} = \frac{392.000}{94.248} = 4,2\ MPa$$

Sedangkan akibat beban aksial adalah $P_0 = 0,16f_c' A_g = 784.000$ N adalah 8,4 MPa.

$$\sigma_{rata-rata} = \frac{P_0}{A_{spun\ pile}} = \frac{784.000}{94.248} = 8,4\ MPa$$

Keberadaan beton pengisi menyebabkan ada beban aksial yang dipikul oleh beton pengisi tersebut. Akibatnya, terjadi penurunan tegangan yang terjadi di penampang *spun pile*. Pembagian beban aksial ke penampang *spun pile* dan beton pengisi dihitung dengan metode transformasi penampang. Rasio modulus elastisitas beton pengisi dan beton *spun pile* adalah:

$$n = \frac{E_c\ beton\ pengisi}{E_c\ spun\ pile} = \frac{4.700\sqrt{33,0}}{4.700\sqrt{54,4}} = 0,78$$

Tegangan rata-rata ($\sigma_{rata-rata}$) penampang akibat beban aksial $P_0 = 0,08f_c' A_g$ adalah 3,3 MPa.

$$\begin{aligned}\sigma_{rata-rata} &= \frac{P_0}{A_{spun\ pile} + n \times A_{beton\ pengisi}} \\ &= \frac{392.000}{94.248 + 0,78 \times 31.416} = 3,3\ MPa\end{aligned}$$

Sedangkan akibat beban aksial $P_0 = 0,16f_c' A_g$ nilai $\sigma_{rata-rata}$ adalah 6,6 MPa.

$$\begin{aligned}\sigma_{rata-rata} &= \frac{P_0}{A_{spun\ pile} + n \times A_{beton\ pengisi}} \\ &= \frac{784.000}{94.248 + 0,78 \times 31.416} = 6,6\ MPa\end{aligned}$$

Tegangan penampang *spun pile* direkap pada Tabel 4.4. Beton pengisi menyebabkan tegangan beton *spun pile* 21% lebih rendah dibandingkan *spun pile* tanpa beton pengisi. Hal ini akan menyebabkan nilai momen retak *spun pile* dengan beton pengisi 3,6% dan 5.3% lebih rendah dibanding dengan *spun pile* berlubang pada $P_0 = 0,08fc'Ag$ dan $P_0 = 0,16fc'Ag$, seperti ditunjukkan pada Tabel 4.5. Dari faktor beban aksial menunjukkan peningkatan beban aksial dari $P_0 = 0,08fc'Ag$ menjadi $P_0 = 0,16fc'Ag$ meningkatkan momen retak *spun pile* sebesar 30%.

Tabel 4.4 Tegangan retak beton *spun pile* dengan beban aksial.

Tegangan beton	<i>Spun pile</i> tanpa beton pengisi	<i>Spun pile</i> dengan beton pengisi
Pratekan awal efektif (f_{ce})	4,7 MPa	4,7 MPa
Modulus hancur (f_r)	4,6 MPa	4,6 MPa
Beban aksial $P_0 = 0,08fc'Ag$ (f_{p0})	4,2 MPa	3,3 MPa
Beban aksial $P_0 = 0,16fc'Ag$ (f_{p0})	8,4 MPa	6,6 MPa
Tegangan retak $P_0 = 0,08fc'Ag$ (f_{cr})	= 4,7 + 4,6 + 4,2 = 13,5 MPa	= 4,7 + 4,6 + 3,3 = 12,6 MPa
Tegangan retak $P_0 = 0,16fc'Ag$ (f_{cr})	= 4,7 + 4,6 + 8,4 = 17,7 MPa	= 4,7 + 4,6 + 6,6 = 15,9 MPa

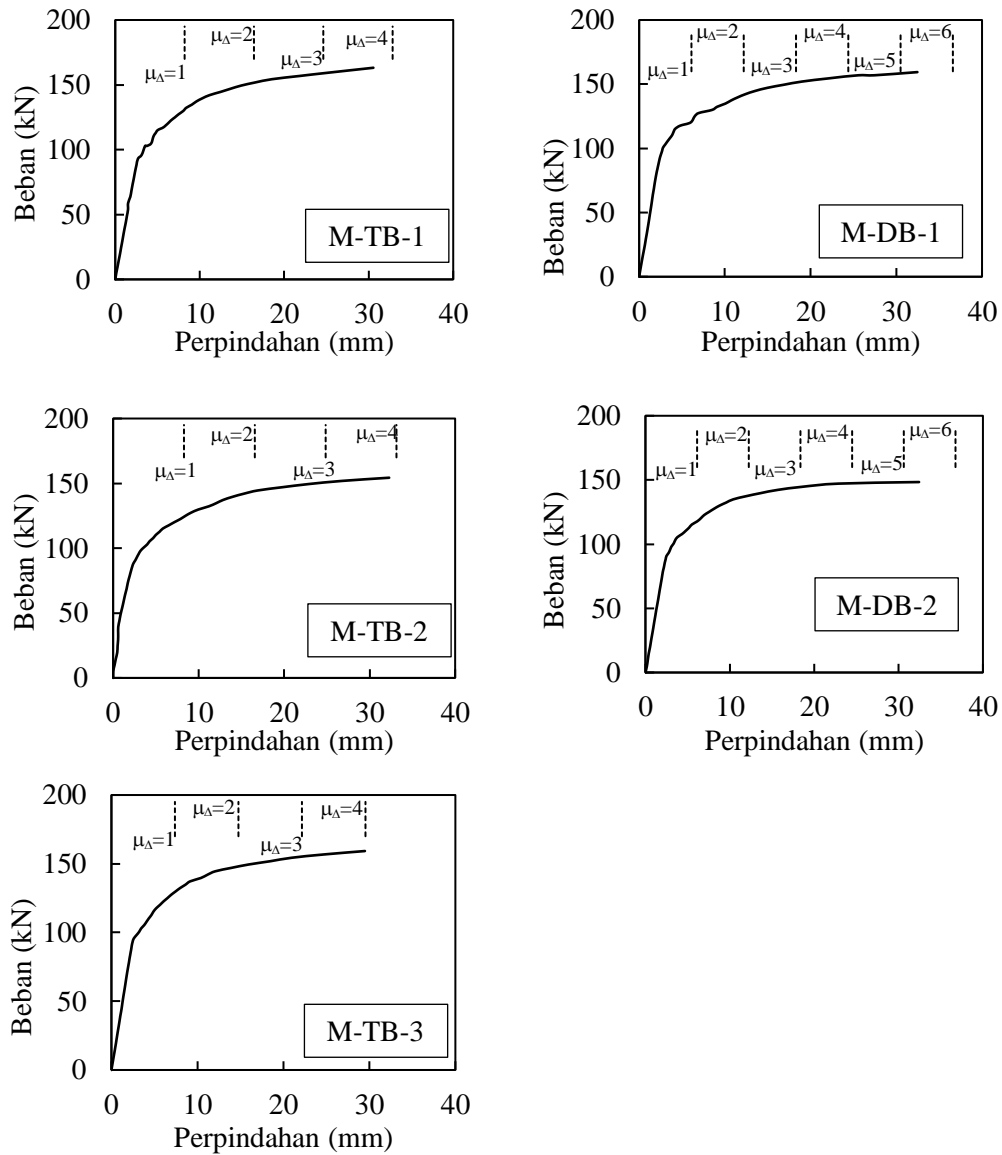
Tabel 4.5 Momen retak analitis *spun pile* dengan beban aksial.

Beban aksial	<i>Spun pile</i> tanpa beton pengisi	<i>Spun pile</i> dengan beton pengisi
$P_0 = 0,08fc'Ag$	$M_{cr} = \frac{13,5 \times 1,18 \times 10^9}{200}$ = 79,7 kN.m	$M_{cr} = \frac{12,6 \times 1,26 \times 10^9}{200}$ = 76,8 kN.m
$P_0 = 0,16fc'Ag$	$M_{cr} = \frac{17,7 \times 1,18 \times 10^9}{200}$ = 104,4 kN.m	$M_{cr} = \frac{15,4 \times 1,26 \times 10^9}{200}$ = 98,9 kN.m

4.2 Hasil Tes Lentur *Spun Pile* akibat Beban Lateral Monotonik

4.2.1 Kurva beban dan perpindahan

Kurva beban dan perpindahan benda uji *spun pile* akibat beban lentur monotonik ditunjukkan pada Gambar 4.9 (Irawan dkk., 2016).



(a) *Spun pile* tanpa beton pengisi

Gambar 4.9 Kurva beban perpindahan *spun pile* lentur monotonik.

Perpindahan merupakan nilai lendutan yang terjadi di tengah bentang. Sedangkan beban adalah nilai beban lateral yang bekerja di tengah bentang yang diransfer menjadi dua titik beban dengan jarak antar beban 1 m. Kurva-kurva tersebut

dianalisis tentang nilai momen retak, momen leleh, dan momen ultimitnya. Selain itu juga dilakukan analisis terhadap nilai daktilitas perpindahan dan rasio simpangan (*drift ratio*) di tengah bentang benda uji.

4.2.1.1 Kekuatan momen retak

Penentuan momen retak *spun pile* dilakukan dengan dua metode, yaitu pengamatan visual dan analisis kurva beban perpindahan. Momen ratak hasil pengamatan visual ditulis sesuai dengan yang dilaporkan oleh laboran saat retak pertama muncul. Catatan beban saat *spun pile* nampak retak pada badan *spun pile* ditunjukkan pada Gambar 4.10.

Pada kurva beban perpindahan, *spun pile* dinyatakan retak saat terjadi perubahan kemiringan kekakuan kurva. Pengamatan kurva secara detail dilakukan dalam rentang perpindahan 5 mm. Analisis kekakuan kurva beban perpindahan ditunjukkan pada Gambar 4.11. Rekapitan beban retak hasil analisis dari kedua metode tersebut ditunjukkan pada Tabel 4.6. Pada Tabel 4.6 terlihat beban retak hasil pengamatan visual cenderung lebih besar dibandingkan dengan hasil kurva beban perpindahan dengan selisih hingga +5 kN seperti pada sampel M-DB-2. Sehingga penentuan momen retak dengan visual terdapat *delay* pembacaan oleh laboran.

Tabel 4.6 Beban retak hasil pengamatan visual dan kurva beban perpindahan.

Benda uji	Beban saat retak			
	Pengamatan visual		Kurva beban perpindahan	Selisih visual-kurva
	(kg)	(kN)	(kN)	(kN)
M-TB-1	9800	96	93	+3
M-TB-2	9750	96	88	+8
M-TB-3	9750	96	93	+3
M-DB-1	10250	101	98	+3
M-DB-2	9750	96	91	+5

LABORATORIUM STRUKTUR

TANGGAL : 27 APRIL 2015
 MATERIAL : SPUN PILE (MTB-1)
 PERUSAHAAN : RISET BERSAMA PT WIFA BETON,
 UNHAS MAKASSAR - ITS SURABAYA
 PROYEK : RETAK PERTAMA
 KONDISI : 9800 Kg

LABORATORIUM STRUKTUR

TANGGAL : 27 APRIL 2015
 MATERIAL : SPUN PILE (MTB-1)
 PERUSAHAAN : RISET BERSAMA PT WIFA BETON,
 UNHAS MAKASSAR - ITS SURABAYA
 PROYEK : ULTIMIT
 KONDISI : 16.550 Kg

(a) M-TB-1

LABORATORIUM STRUKTUR

TANGGAL : 29 APRIL 2015
 MATERIAL : SPUN PILE (M-TB-2)
 PERUSAHAAN : RISET BERSAMA PT WIFA BETON,
 UNHAS MAKASSAR - ITS SURABAYA
 PROYEK :
 KONDISI : RETAK PERTAMA → 9750 Kg
 BEBAN : ULTIMIT → 16000 Kg

(b) M-TB-2

LABORATORIUM STRUKTUR

TANGGAL : 28 APRIL 2015
 MATERIAL : SPUN PILE (M-DB-1)
 PERUSAHAAN : RISET BERSAMA PT WIFA BETON,
 UNHAS MAKASSAR - ITS SURABAYA
 PROYEK :
 KONDISI : RETAK PERTAMA → 10.250 Kg
 BEBAN : ULTIMIT → 16.350 Kg

(d) M-DB-1

LABORATORIUM STRUKTUR

TANGGAL : 30 APRIL 2015
 MATERIAL : SPUN PILE (MTB-3)
 PERUSAHAAN : RISET BERSAMA PT WIFA BETON,
 UNHAS MAKASSAR - ITS SURABAYA
 PROYEK :
 KONDISI : RETAK PERTAMA → 9700 Kg
 BEBAN : ULTIMIT → 16.250 Kg

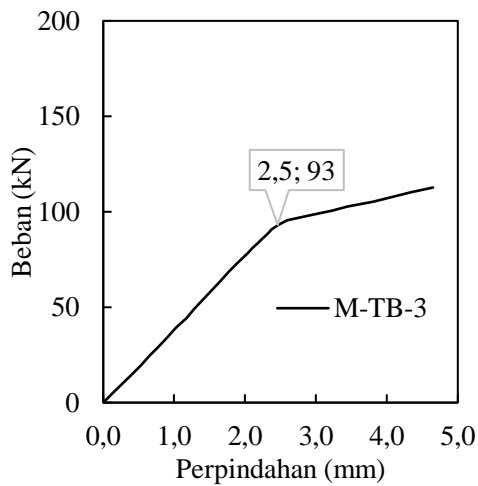
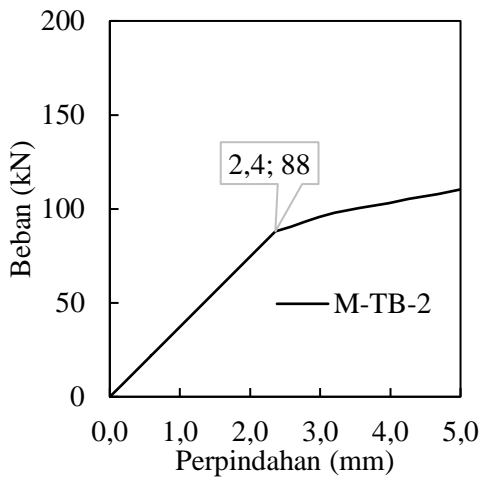
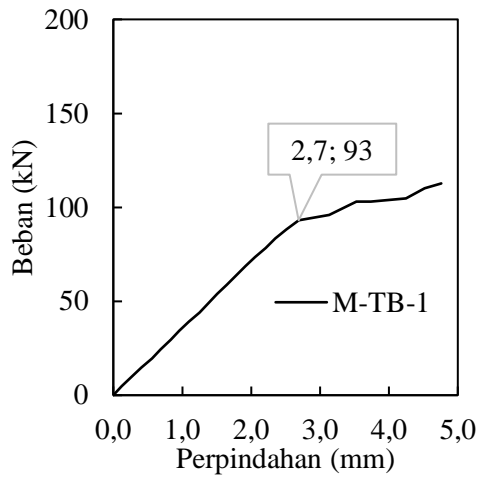
(c) M-TB-3

LABORATORIUM STRUKTUR

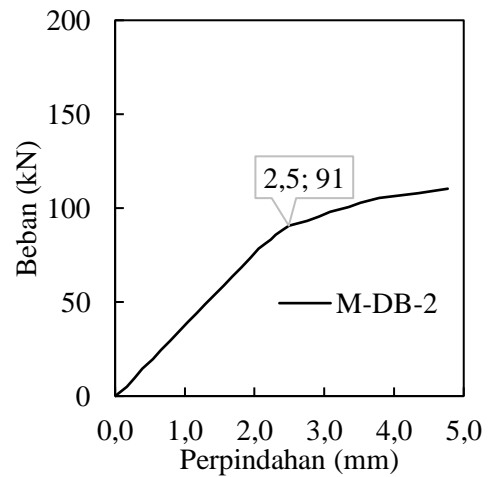
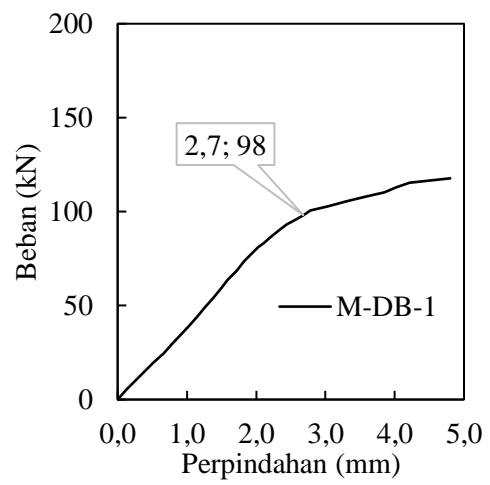
TANGGAL : 29 APRIL 2015
 MATERIAL : SPUN PILE (M-DB-2)
 PERUSAHAAN : RISET BERSAMA PT WIFA BETON,
 UNHAS MAKASSAR - ITS SURABAYA
 PROYEK :
 KONDISI : RETAK PERTAMA → 9750 Kg
 BEBAN : ULTIMIT → 15.125 Kg

(e) M-DB-2

Gambar 4.10 Catatan beban saat retak dan ultimit *spun pile* lentur monotonik.



(a) *Spun pile* tanpa beton pengisi



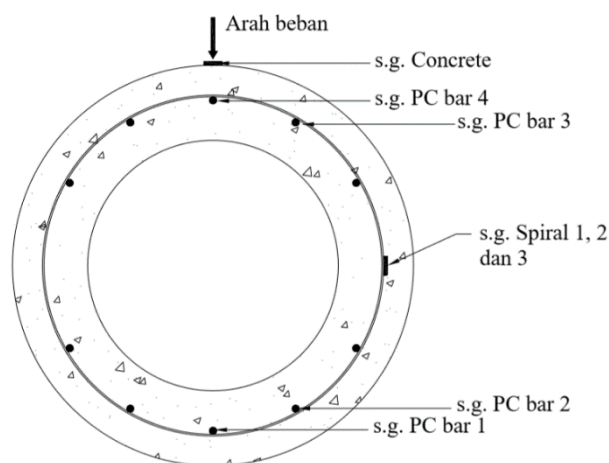
(b) *Spun pile* dengan beton pengisi

Gambar 4.11 Kurva beban perpindahan retak *spun pile* monotonik.

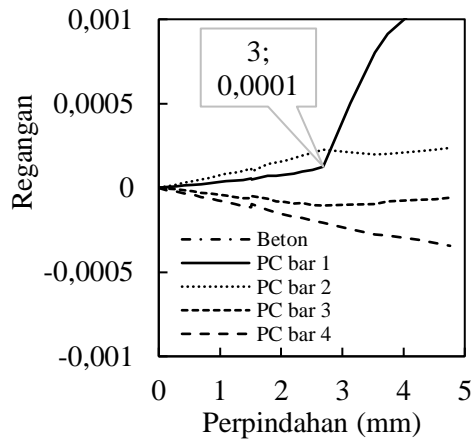
Validasi beban retak hasil pengamatan visual dan kurva beban perpindahan dilakukan dengan menganalisis data regangan yang terjadi pada *PC bar* sisi tarik. Posisi *PC bar* ditunjukkan pada Gambar 4.12. Akibat beban lentur maka *PC bar* dan beton di bawah sumbu netral mengalami regangan tarik. Seiring bertambahnya beban lentur maka tegangan tarik akan bertambah hingga beton mengalami retak.

Saat beton sisi tarik retak maka beton tersebut tidak lagi mampu memikul beban tarik. Akibatnya, beban tarik dipikul oleh tulangan *PC bar* sehingga terjadi loncatan regangan tarik di *PC bar* serat tarik terluar. Peralihan regangan ini digambarkan oleh kurva histori regangan *PC bar* yang ditunjukkan pada Gambar 4.13. Jika dibandingkan nilai perpindahan pada Gambar 4.11 dan Gambar 4.13 terlihat saat retak terjadi pada kurva beban perpindahan sama dengan perpindahan saat terjadi peralihan kemiringan kurva regangan. Sehingga beban retak dari kurva beban perpindahan lebih valid dibandingkan pengamatan visual.

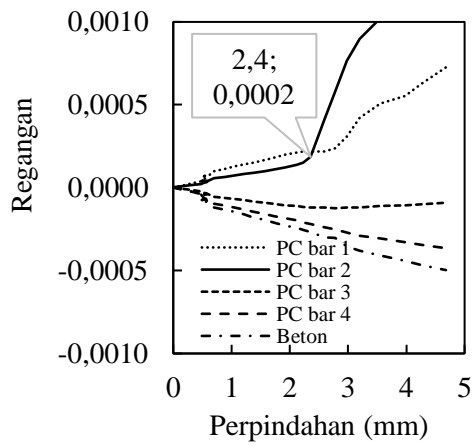
Perbandingan nilai momen retak hasil eksperimental dengan perhitungan analitik ditunjukkan pada Tabel 4.7. Rasio M_{cr} eksp. dengan M_{cr} analitik mendekati 1. Nilai momen retak rata-rata untuk *spun pile* tanpa beton pengisi adalah 58,9 kN.m. Sedangkan *spun pile* dengan beton pengisi memiliki momen retak rata-rata 64,8 kN.m. Sehingga pengisian beton pengisi ke dalam lubang *spun pile* berkontribusi terhadap peningkatan kekuatan momen retak *spun pile* akibat beban lentur monotonik sebesar 10%.



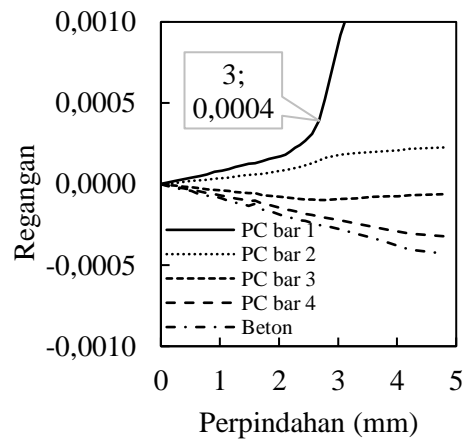
Gambar 4.12 Posisi *strain gauge* *PC bar* dan beton *spun pile* lentur monotonik.



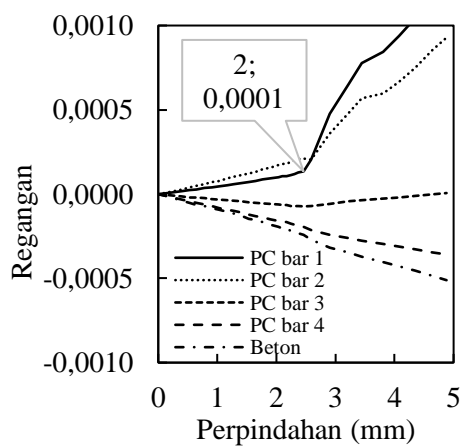
(a) M-TB-1



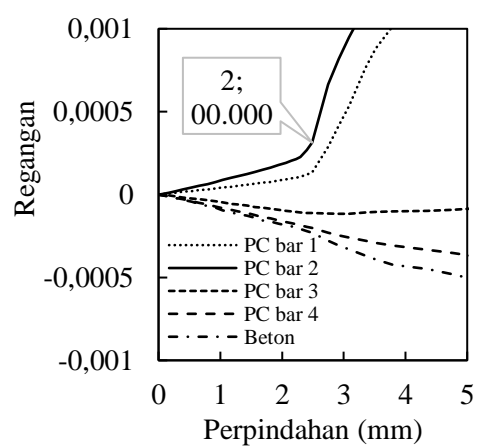
(b) M-TB-2



(d) M-DB-1



(c) M-TB-3



(e) M-DB-2

Gambar 4.13 Histori regangan retak *PC bar* dan beton.

Tabel 4.7 Perbandingan momen retak eksperimen dan analitik.

Benda uji	Perpindahan (mm)	M_{cr} eksp. (kN.m)	M_{cr} eksp. / M_{cr} analitik
M-TB-1	2,7	60,5	1,08
M-TB-2	2,4	57,3	1,03
M-TB-3	2,4	58,9	1,05
M-DB-1	2,8	65,4	1,03
M-DB-2	2,5	59,0	0,93
Catatan: M_{retak} analitik M-TB = 55,9 kN.m, M-DB = 63,3 kN.m			

4.2.1.2 Kekuatan momen ultimit

Rekapan beban dan perpindahan maksimum yang mampu dicapai oleh benda uji *spun pile* ditunjukkan pada Tabel 4.8. Momen ultimit *spun pile* tanpa beton pengisi dan momen ultimit *spun pile* tanpa beton pengisi tidaklah jauh berbeda. Dilihat dari nilai momen ultimit pengisian beton pengisi tidak berpengaruh besar terhadap peningkatan nilai momen ultimitnya.

4.2.1.3 Daktilitas perpindahan dan rasio simpangan ultimit

Dari kurva beban-perpindahan hasil tes lentur *spun pile* dengan beban monotonik (Gambar 4.9) maka didapatkan nilai perpindahan saat leleh dan ultimit seperti ditunjukkan pada Tabel 4.9. Daktilitas perpindahan didapat dari pembagian perpindahan ultimit dan perpindahan leleh. Dengan pengisian beton pengisi dapat meningkatkan daktilitas *spun pile* sebesar 33%.

Nilai perpindahan dan rasio simpangan *spun pile* saat beban puncak akibat beban lentur monotonik ditunjukkan pada Tabel 4.10. Dari data tersebut terlihat rasio simpangan kurang dari 3,5%. Beton pengisi pada *spun pile* yang dites lentur tanpa beban aksial tidak berpengaruh terhadap nilai rasio simpangan ultimit *spun pile*.

Tabel 4.8 Rekapitan momen ultimit *spun pile* akibat beban lentur monotonik.

Benda uji	M_{ult} eksperimental (kN.m)	M_{ult} rata-rata (kN.m)
M-TB-1	106	103
M-TB-2	100	
M-TB-3	104	
M-DB-1	104	100
M-DB-2	96	

Tabel 4.9 Daktilitas perpindahan *spun pile* akibat beban lentur monotonik.

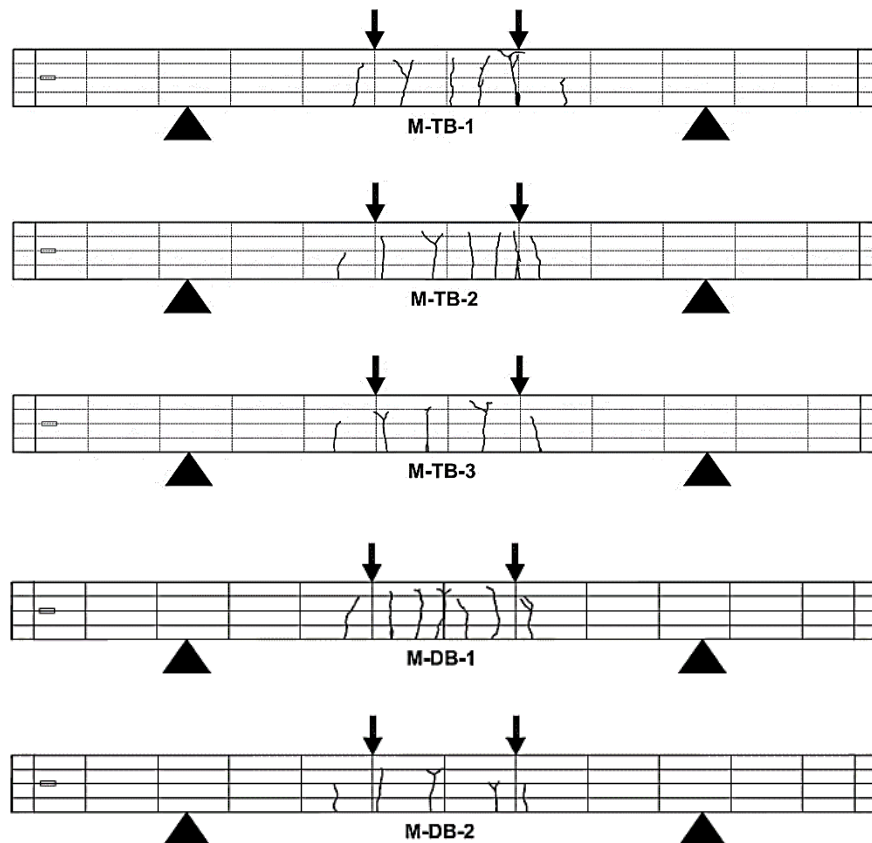
Benda uji	Perpindahan (mm)		Daktilitas perpindahan	μ_{Δ} rata-rata
	Leleh	Ultimit		
M-TB-1	8,2	30,6	3,7	3,9
M-TB-2	8,3	32,3	3,9	
M-TB-3	7,4	29,5	4,0	
M-DB-1	6,1	30,5	5,0	5,2
M-DB-2	6,1	32,4	5,3	

Tabel 4.10 Rasio simpangan saat beban puncak *spun pile* akibat beban lentur monotonik.

Benda uji	Perpindahan Δ (mm)	Rasio simpangan ultimit (%)	Rasio simpangan ultimit rata-rata (%)
M-TB-1	30,6	1,7	1,7
M-TB-2	32,3	1,8	
M-TB-3	29,5	1,6	
M-DB-1	30,5	1,7	1,7
M-DB-2	32,4	1,8	

4.2.2 Model runtuh, regangan *PC bar* dan regangan beton

Pola retak *spun pile* yang dibebani lentur murni tanpa beban aksial saat beban puncak tercapai digambarkan pada Gambar 4.14.



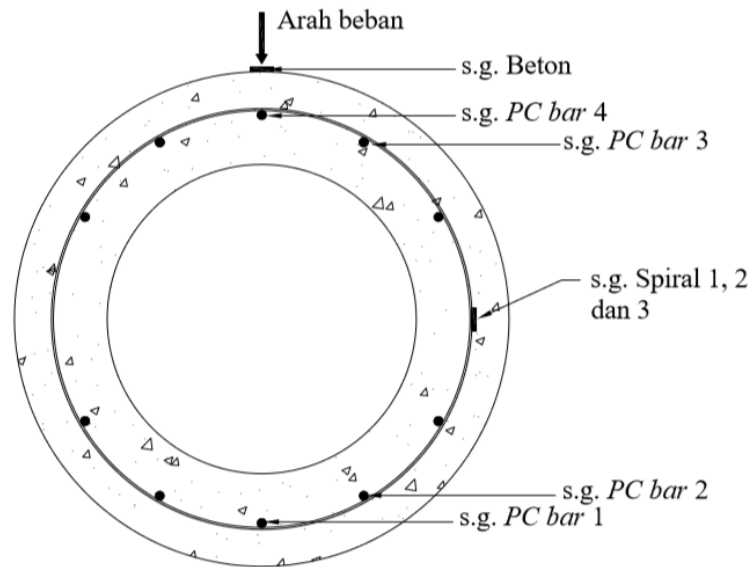
Gambar 4.14 Pola retak *spun pile* dites lentur monotonik saat beban ultimit.

Pada gambar tersebut terlihat *spun pile*, dengan dan tanpa beton pengisi, memiliki pola retak yang sama. Panjang retak yang terjadi hampir sama dengan diameter *spun pile* yang terdistribusi merata di antara dua titik beban. Selain itu, beton di serat tekan tidak hancur (*crushing*) (Irawan dkk., 2016). Dokumentasi keruntuhan *spun pile* di laboratorium ditunjukkan pada Gambar 4.15.

Analisis mekanisme runtuh *spun pile* akibat beban lentur monotonik tanpa beban aksial dilakukan dengan menganalisis bacaan regangan tulangan *PC bar* dan beton dengan posisi yang ditunjukkan pada Gambar 4.16. *PC bar* 1 berlokasi di serat tarik terluar. Sedangkan *PC bar* 4 berada di serat tekan terluar. Pembacaan regangan tekan beton juga diamati menggunakan *strain gauge* beton.



Gambar 4.15 Dokumentasi keruntuhan *spun pile* lentur monotonik.



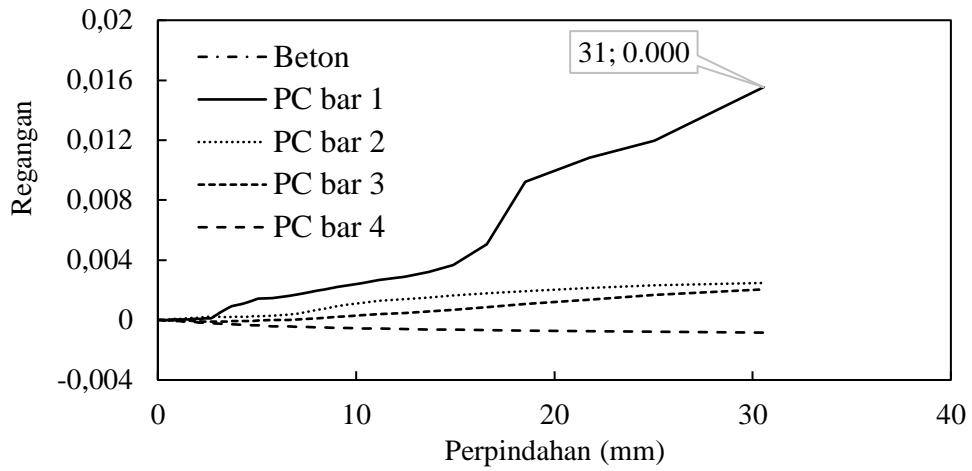
Gambar 4.16 Posisi *strain gauge* benda uji *spun pile* tes lentur monotonik.

Kurva regangan tulangan *PC bar* dan beton selama proses tes lentur ditunjukkan pada Gambar 4.17 dan Gambar 4.18. Sesaat sebelum runtuh, *PC bar* tarik terluar mencapai regangan sekitar 0,016, yang mana telah mendekati regangan ultimit *PC bar* 0,018. Regangan tersebut terbaca pada benda uji M-TB1 dan M-TB-2. Sehingga saat beban dinaikkan sedikit saja maka regangan *PC bar* telah melampaui regangan putusnya. Selain itu, rekaman regangan tekan beton saat

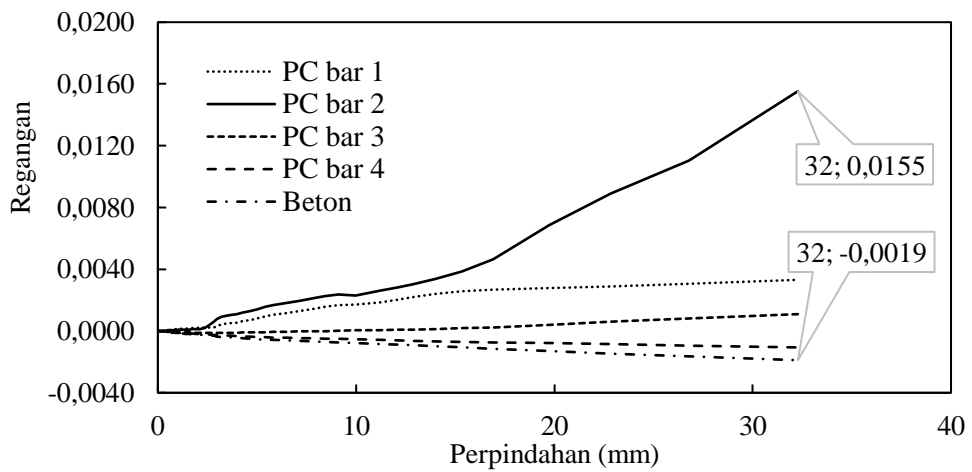
beban maksimum menunjukkan regangan tekan beton belum mencapai regangan hancur beton $e_{cu} = 0,003$. Regangan yang terjadi dipenampang *spun pile* sekitar 0,002. Dari histori regangan beton dan *PC bar* tersebut terlihat bahwa mekanisme runtuh *spun pile* dengan dan tanpa beton pengisi akibat beban lentur monotonik tanpa beban aksial adalah dipicu oleh *PC bar* yang putus tanpa terjadi *crushing* beton serat tekan.

Model runtuh terlihat bahwa tidak terjadi beton hancur pada serat tekannya (Gambar 4.14). Mekanisme pengekangan penampang *spun pile* oleh tulangan spiral yang diamati melalui regangan spiral yang terjadi. Seperti ditunjukkan pada Gambar 4.19 dan Gambar 4.20 terlihat regangan tarik tulangan spiral maksimum yang terjadi saat *spun pile* runtuh kurang dari 200 $\mu\epsilon$. Secara konsep pengekang merupakan proses tertahannya pembesaran volume beton inti setelah hancur yang ditahan oleh tulangan pengekang (spiral) hingga melewati titik lelehnya. Dengan melihat regangan tulangan spiral saat beban puncak relatif kecil dibandingkan dengan regangan leleh tulangan spiral ($\epsilon = 0,0037$ atau 3700 $\mu\epsilon$) maka dapat disimpulkan pengekangan *spun pile* akibat pengujian lentur tanpa beban aksial tidak terjadi.

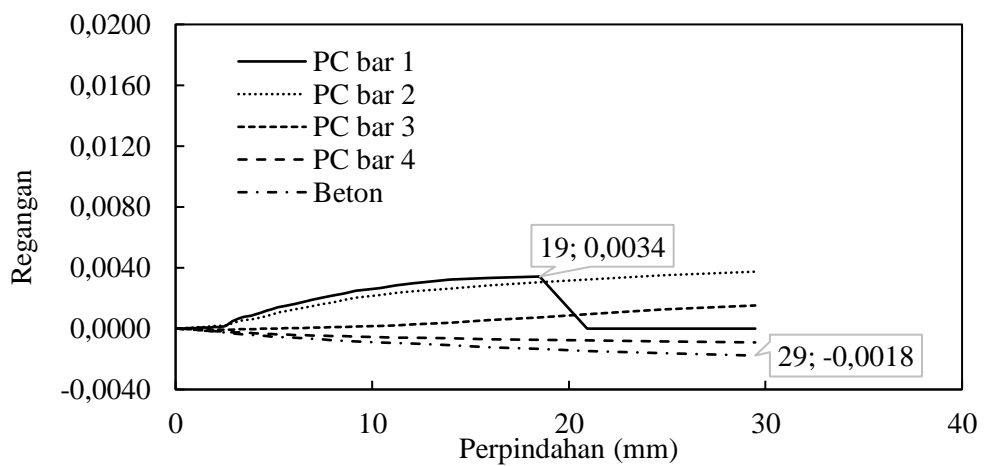
Evaluasi bacaan diperlukan untuk mengetahui efek suhu terhadap regangan. *Strain gauge* yang digunakan adalah FLA 2-11. Berdasarkan spesifikasi *strain gauge* nilai kompensasi regangan akibat pengaruh suhu adalah $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ yang didapatkan pada temperatur pengujian 23°C . Saat pengujian estimasi suhu ruangan adalah 27°C . Berdasarkan data spesifikasi produk dan suhu saat pengujian didapatkan nilai kompensasi regangan adalah $44 \times 10^{-6} = 0,000044$. Nilai kompensasi regangan tersebut diasumsikan relatif kecil dibandingkan dengan regangan hancur beton 0,003 dan regangan leleh baja tulangan 0,002. Sehingga dalam analisis regangan beton dan baja tulangan kompensasi regangan diabaikan.



(a) M-TB-1

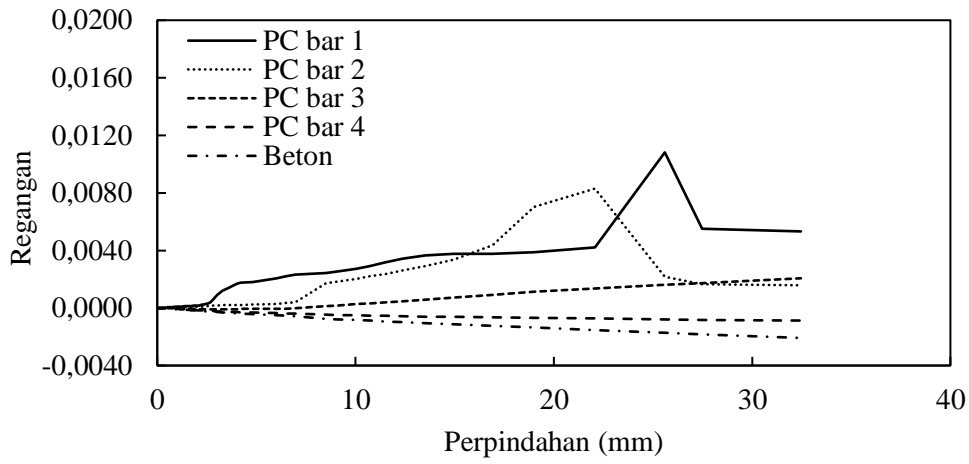


(b) M-TB-2

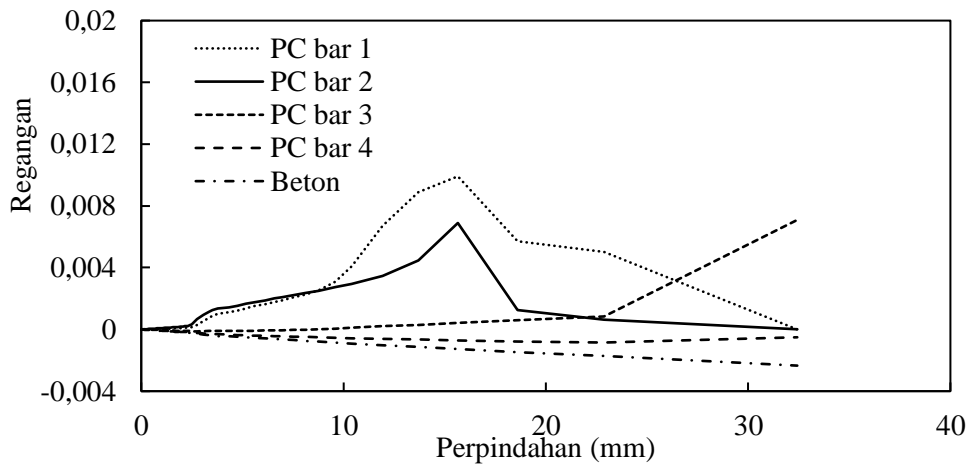


(c) M-TB-3

Gambar 4.17 Regangan PC bar dan beton spun pile benda uji M-TB.

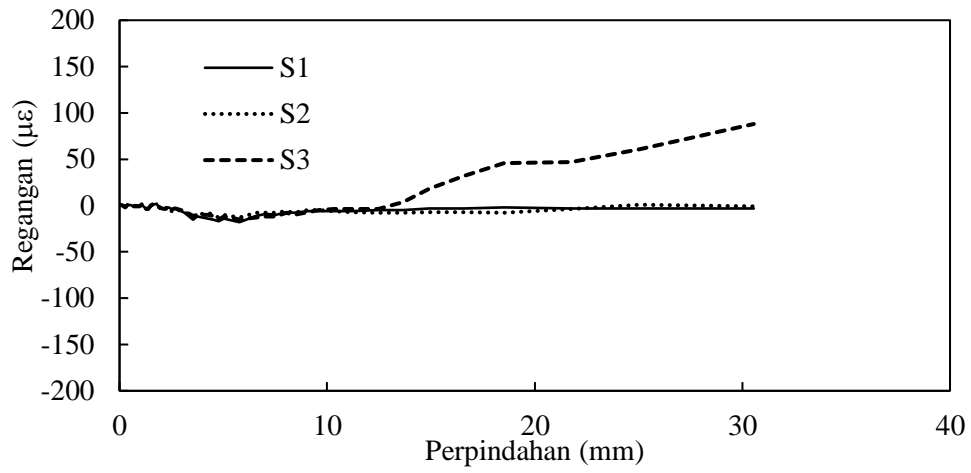


(a) M-DB-1

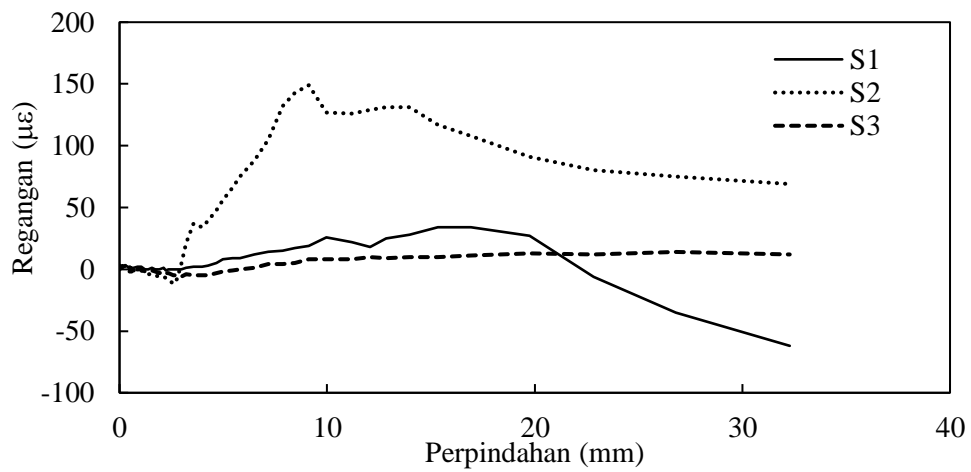


(b) M-DB-2

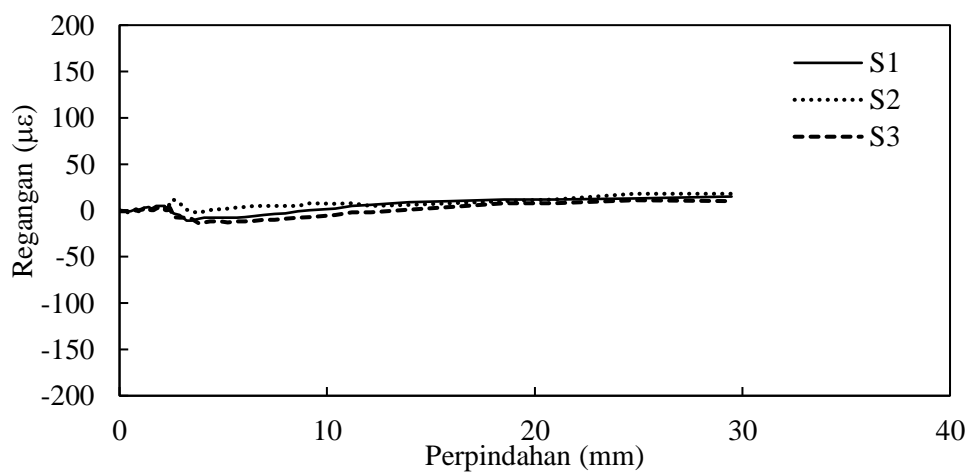
Gambar 4.18 Regangan PC bar dan beton spun pile benda uji M-DB.



(a) M-TB-1

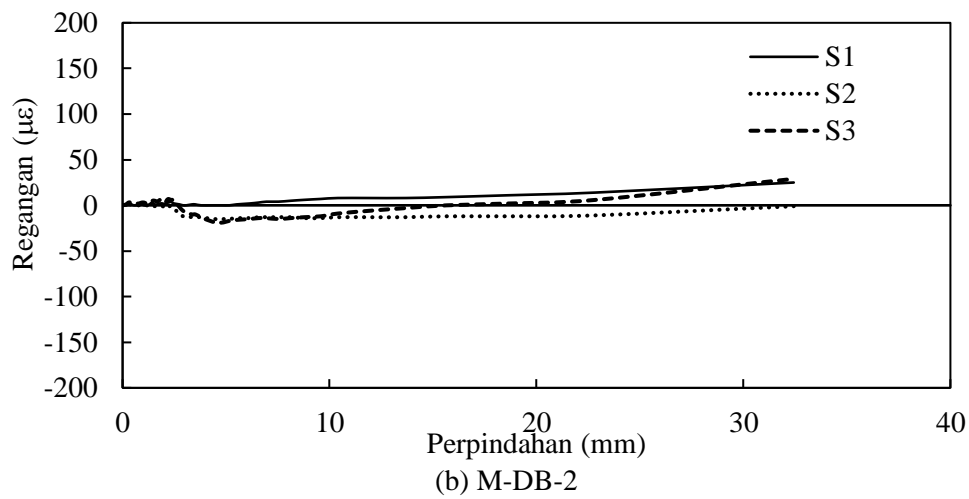
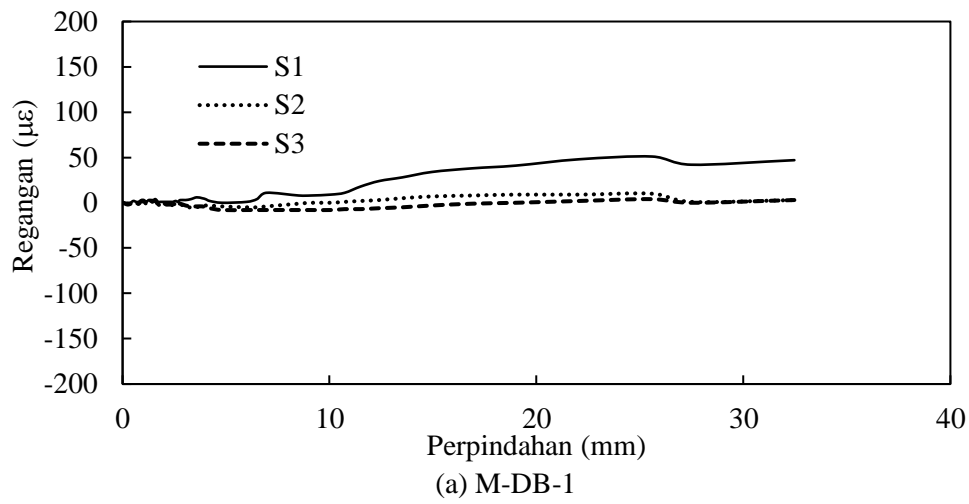


(b) M-TB-2



(c) M-TB-3

Gambar 4.19 Regangan tulangan spiral *spun pile* tanpa beton pengisi akibat beban lentur monotonik.



Gambar 4.20 Regangan tulangan spiral *spun pile* dengan beton pengisi akibat beban lentur monotonik.

4.3 Hasil Tes Lentur *Spun Pile* akibat Lateral Siklik dan Aksial Tekan

Hasil tes lentur siklik dengan beban aksial tekan ditunjukkan oleh melalui kurva histeresis beban dan perpindahan, dan pengamatan perilaku *spun pile* selama pengujian yang diamati secara visual yang diamati melalui regangan yang terjadi pada beton, *PC bar* dan tulangan spiral. Kurva histeresis beban dan perpindahan merupakan hubungan antara beban lateral bolak balik (H) dengan perpindahan lateral (Δ) yang terjadi di tengah bentang. Beban lateral terbaca dari beban yang diberikan oleh *load cell actuator*. Sedangkan perpindahan lateral dibaca menggunakan LVDT. Regangan yang terjadi pada beton, *PC bar* dan tulangan spiral dibaca menggunakan *strain gauge*. Sedangkan pengamatan visual dilakukan dengan mengambil gambar pola retak yang terjadi selama pengujian hingga benda uji mengalami keruntuhan (*failure*).

4.3.1 Kurva histeresis beban dan perpindahan

Dalam studi ini analisis kurva histeresis tersebut dilakukan dengan meninjau dua aspek, yaitu kekuatan momen dan nilai daktilitas perpindahan. Aspek pertama yaitu kekuatan momen retak dan momen ultimit. Nilai momen didapatkan dengan menghitung momen akibat beban lateral ditambah dengan momen yang disebabkan eksentrisitas beban aksial terhadap perpindahan yang timbul di tengah bentang. Momen retak diambil saat kurva beban perpindahan mengalami peralihan kemiringan. Sedangkan momen ultimit diambil saat beban puncak tercapai. Observasi lebih detail dilakukan dengan menganalisis bacaan *strain gauge* yang ditempelkan pada beton dan *PC bar*.

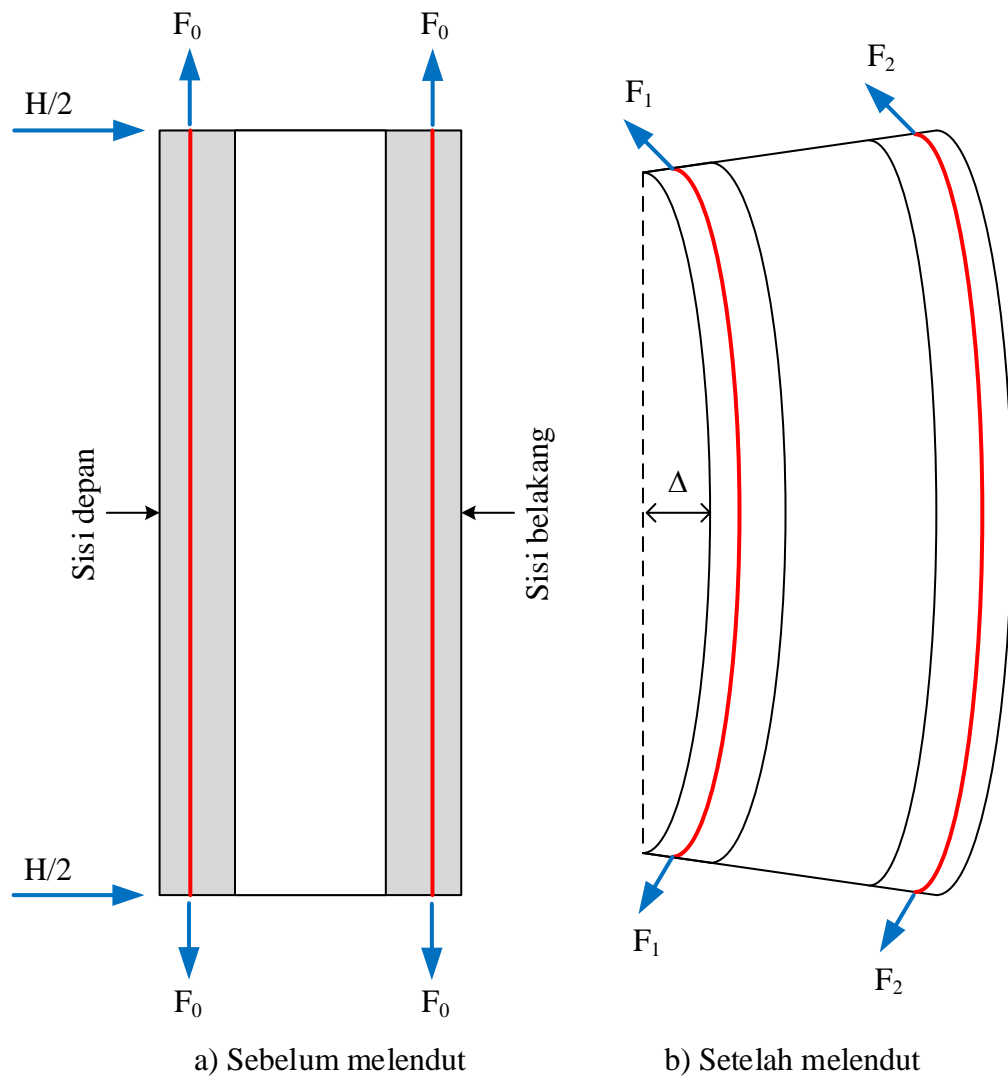
Aspek kedua adalah nilai daktilitas perpindahan dan rasio simpangan maksimum yang tercapai saat *spun pile* runtuh. Selanjutnya nilai daktilitas perpindahan dan rasio simpangan maksimum ini dianalisis dengan membandingkannya dengan persyaratan *codes*, yaitu Japan Code dan NEHRP 2000, untuk menilai kinerja seismik tiang pancang *spun pile*.

Kurva histeresis beban dan perpindahan *spun pile* yang dibebani lentur siklik dan beban aksial ditunjukkan pada Gambar 4.22 hingga Gambar 4.25. Benda uji dibagi menjadi empat kelompok sebagai berikut:

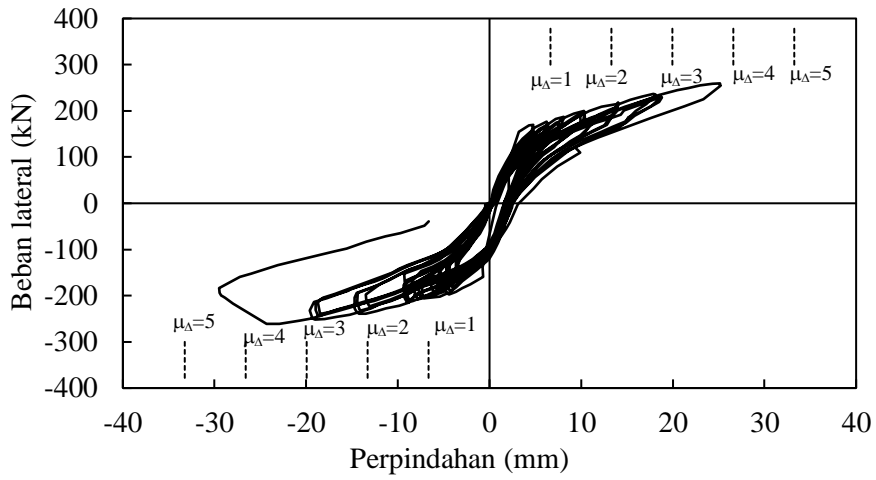
1. Benda uji *spun pile* tanpa beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c' A_g$ (Gambar 4.22) terdiri dari benda uji S-TB-1, S-TB-2 dan S-TB-5.
2. Benda uji *spun pile* tanpa beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,16f_c' A_g$ (Gambar 4.23) terdiri dari benda uji S-TB-3, S-TB-4 dan S-TB-6.
3. Benda uji *spun pile* dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c' A_g$ (Gambar 4.24) terdiri dari benda uji S-DB-1, S-DB-2 dan S-DB-5.
4. Benda uji *spun pile* dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,16f_c' A_g$ (Gambar 4.25) terdiri dari benda uji S-DB-3, S-DB-4 dan S-DB-6.

Secara garis besar, semua benda uji *spun pile* pola interaksi hubungan beban perpindahan yang sama. Kurva diawali dengan bagaian linier elastis yang dilanjutkan dengan kurva bagian plastis yang memiliki kekakuan lebih landai. Setelah mencapai beban puncak terjadi degradasi kekuatan *spun pile*. Kemampuan memikul beban lateral semakin menurun hingga akhirnya *spun pile* runtuh.

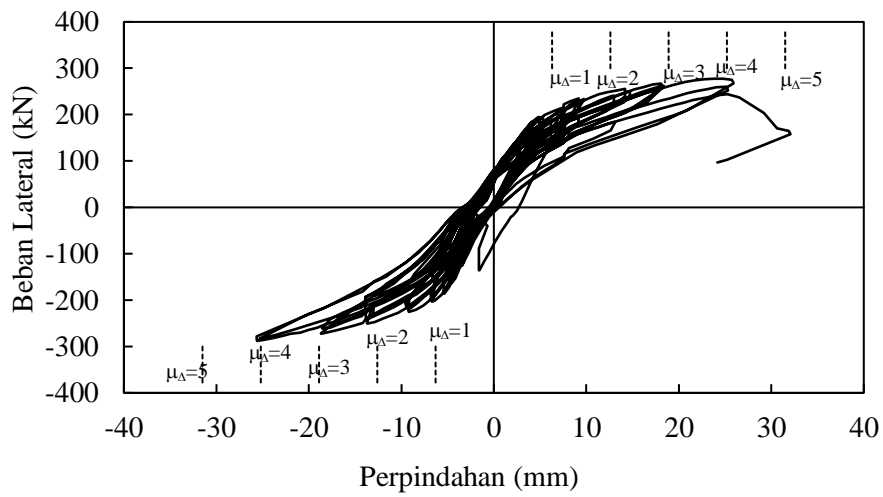
Dalam siklus beban siklik, jika beban puncak pada suatu perpindahan dorong telah tercapai maka selanjutnya arah beban diubah menjadi tarik. Seperti diilustrasikan pada Gambar 4.21, pada saat *spun pile* melendut akibat beban lateral tarik terjadi perubahan nilai gaya prategang tulangan *PC bar* (F_0). Akibat momen lentur *PC bar* sisi depan mengalami pemendekan sehingga terjadi penurunan gaya prategang menjadi F_1 , sedangkan *PC bar* sisi belakang mengalami pemanjangan sehingga terjadi peningkatan gaya prategang menjadi F_2 . Gaya prategang awal tersebut memiliki nilai sebesar 400 kN seperti yang dibahas pada sub bab 3.5.4. Gaya F_0 tetap bekerja saat pembebanan lateral siklik berlangsung. Setelah mengalami lendutan sebesar Δ , gaya F_0 yang besar tersebut akan menjadi momen perlawanan yang memicu *spun pile* kembali lurus. Akibatnya saat peralihan beban lateral tarik menjadi beban lateral tekan maka nilai perpindahan yang terjadi cenderung mendekati nol. Mekanisme lentur yang semacam ini menyebabkan bentuk kurva histeresis beban perpindahan *spun pile* hasil tes lentur siklik dan beban aksial tekan memiliki bentuk yang kurus (*pinching*).



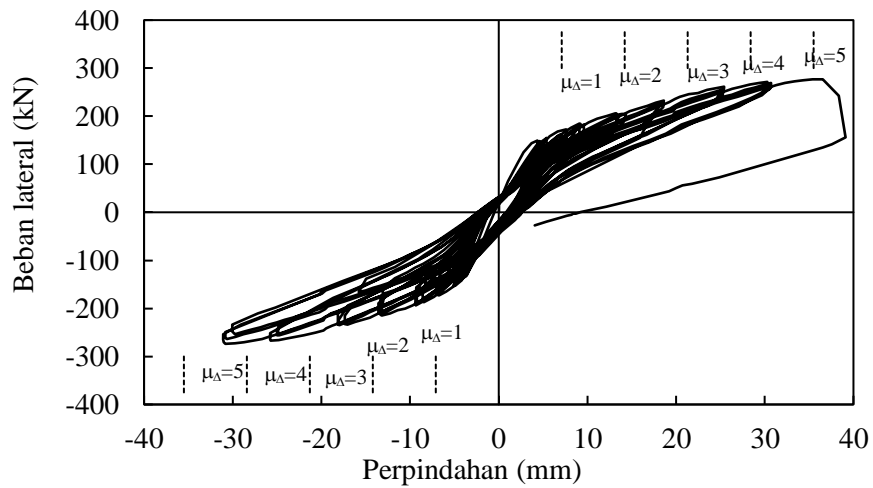
Gambar 4.21 Perubahan gaya prategang akibat lendutan *spun pile*.



(a) S-TB-1

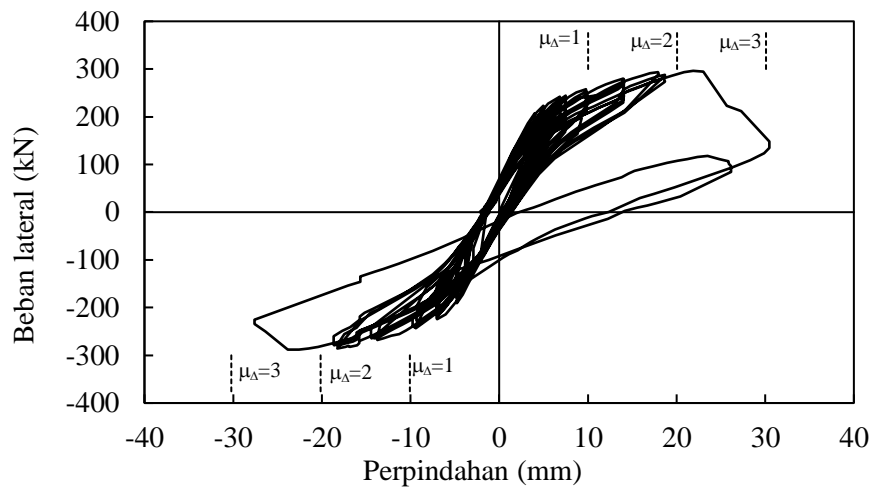


(b) S-TB-2

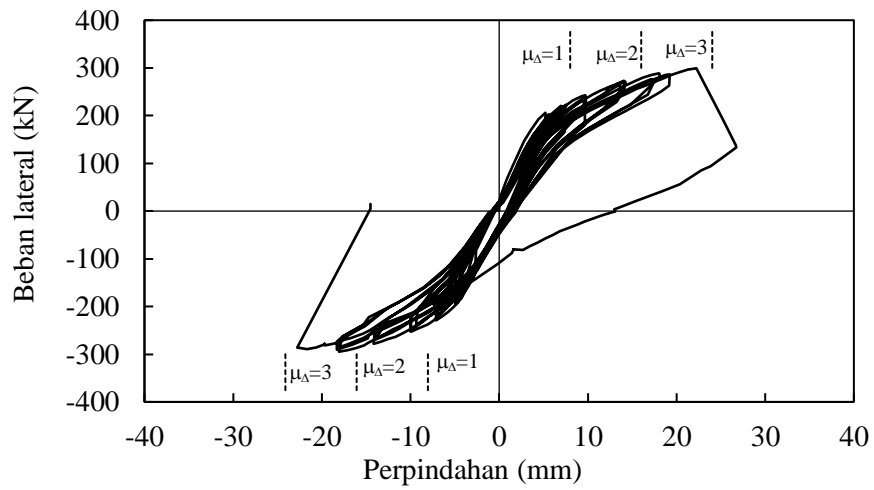


(c) S-TB-5

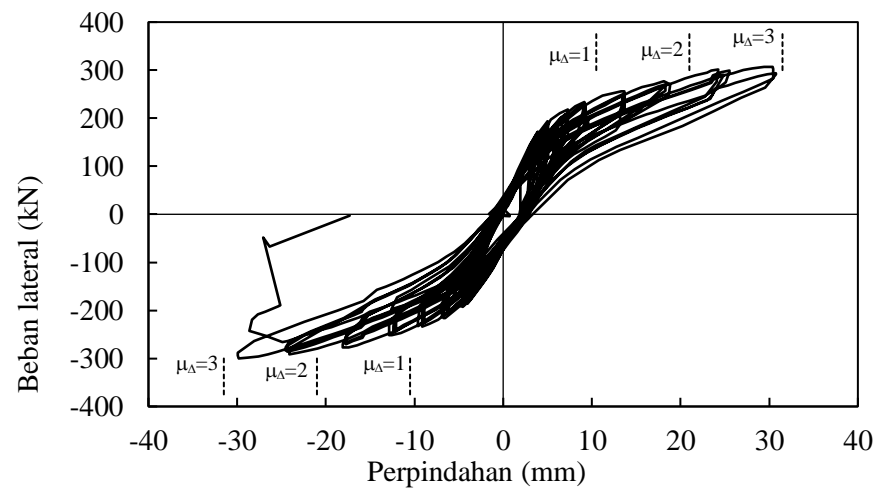
Gambar 4.22 Kurva beban perpindahan *spun pile* dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$.



(a) S-TB-3

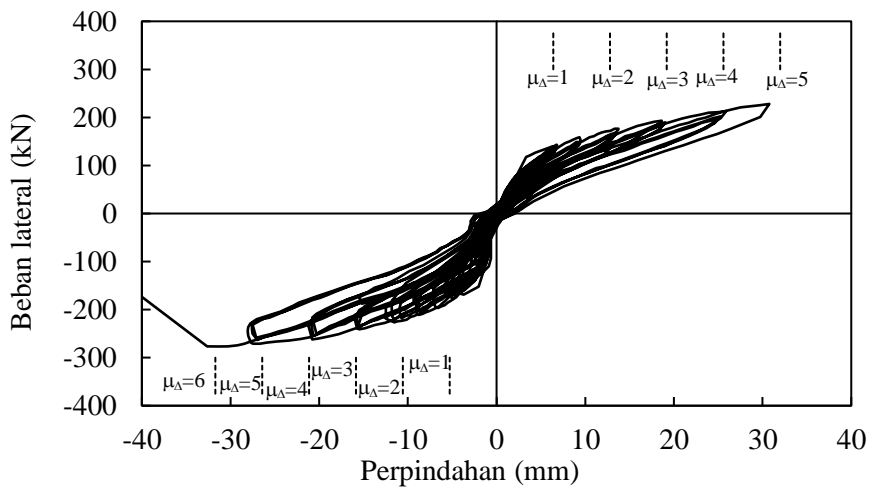


(b) S-TB-4

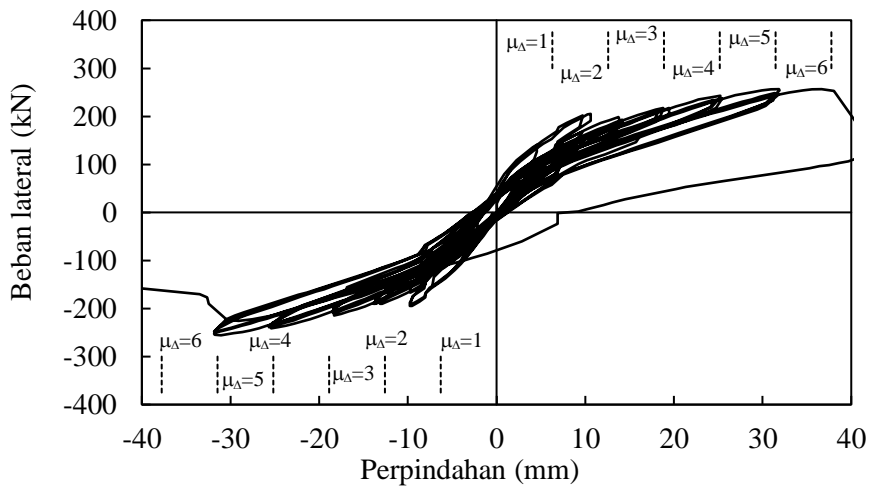


(c) S-TB-6

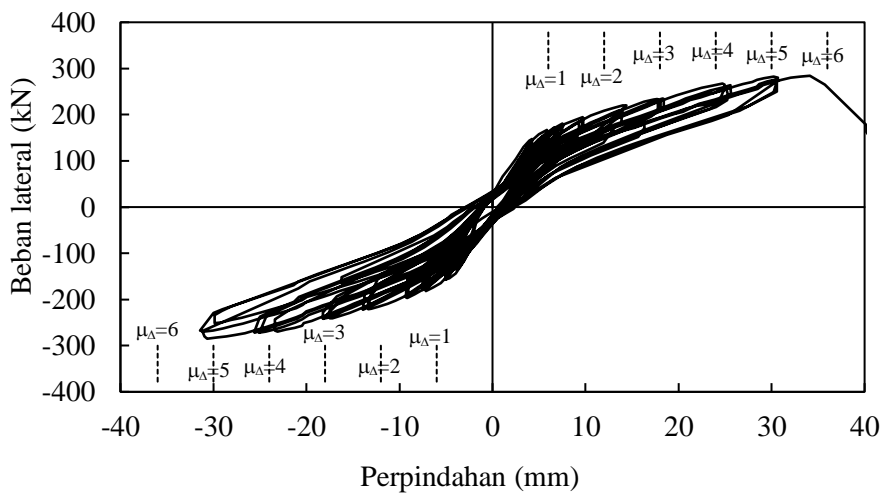
Gambar 4.23 Kurva beban perpindahan *spun pile* dengan beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$.



(a) S-DB-1

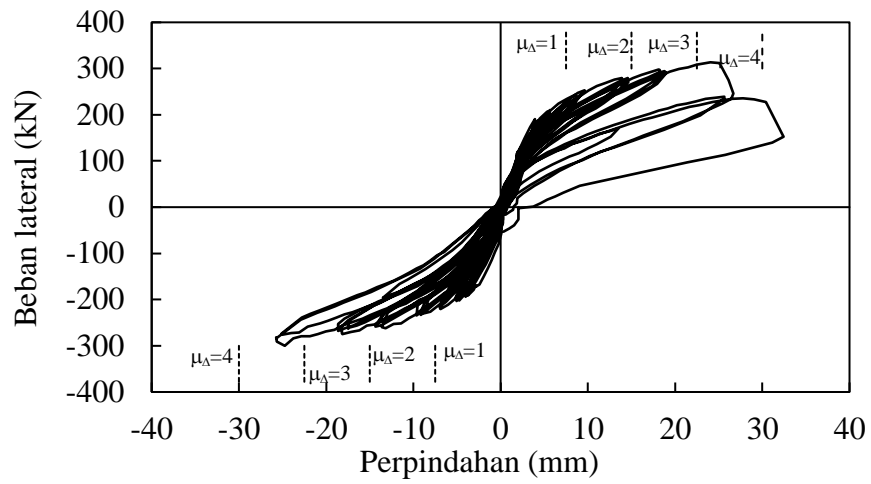


(b) S-DB-2

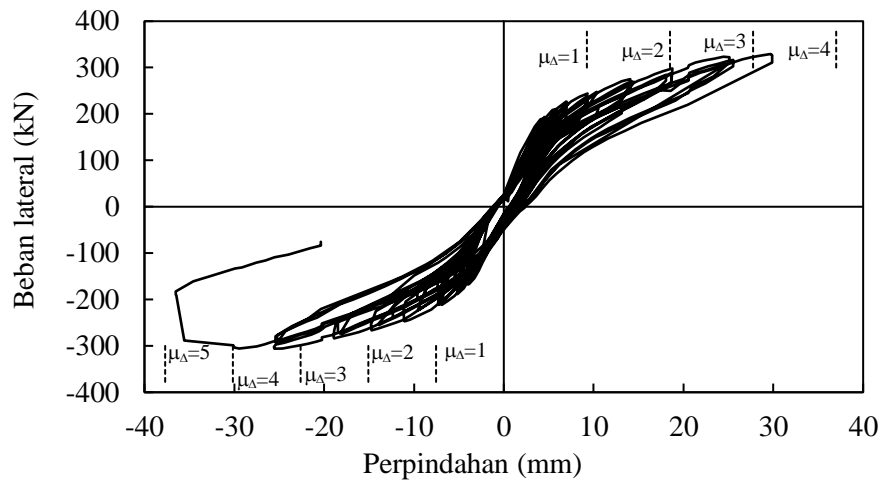


(c) S-DB-5

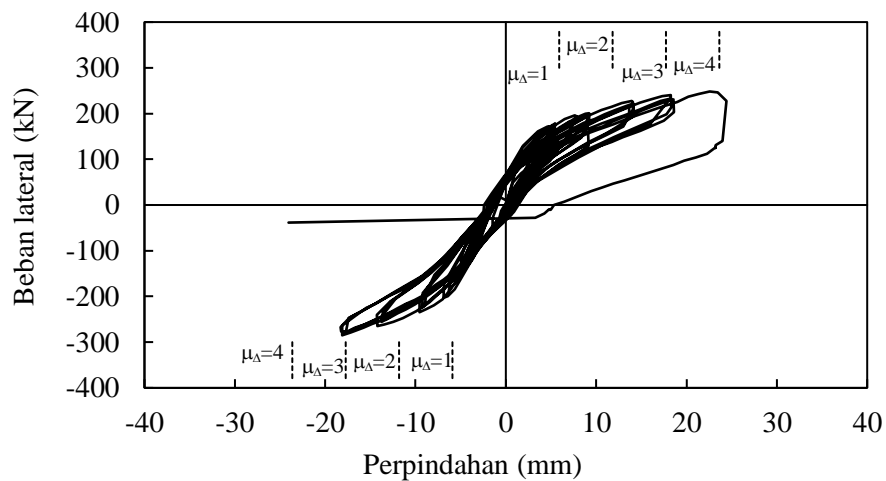
Gambar 4.24 Kurva beban perpindahan *spun pile* dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$.



(a) S-DB-3



(b) S-DB-4

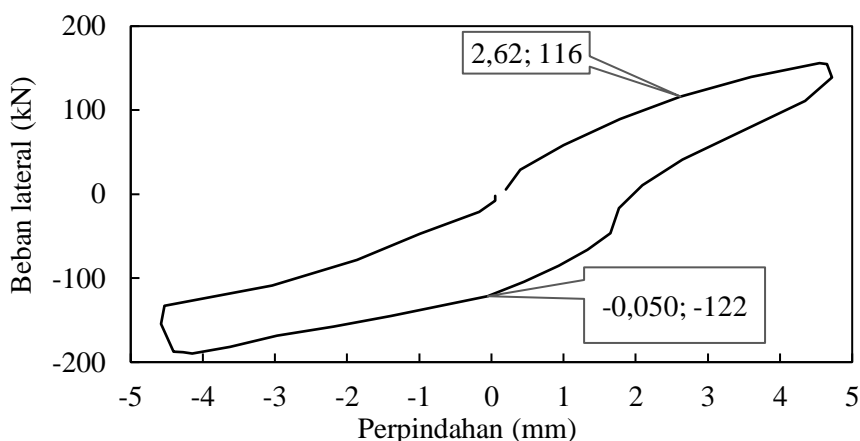


(c) S-DB-6

Gambar 4.25 Kurva beban perpindahan *spun pile* dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$.

4.3.1.1 Kekuatan momen retak

Penentuan momen retak dilakukan dengan menganalisis kurva beban perpindahan. Apabila retak muncul pada suatu penampang elemen struktur maka kekakuan elemen struktur tersebut berkurang. Sehingga kurva beban perpindahan menjadi lebih landai. Kurva beban perpindahan benda uji S-TB-1 saat mengalami leleh ditunjukkan pada Gambar 4.26. Pada kurva tersebut nampak peralihan kekakuan terjadi pada beban 116 kN untuk beban dorong dan 122 kN untuk beban tarik. Rekapitan data momen retak *spun pile* hasil eksperimen ditunjukkan pada Tabel 4.11. Momen retak hasil eksperimen sesuai dengan hasil perhitungan analitik.



Gambar 4.26 Kurva beban perpindahan S-TB-1 saat retak.

Tabel 4.11 Momen retak *spun pile* akibat beban lateral siklik dan aksial tekan.

Benda uji	Beban retak eksp. (kN)	Momen retak eksp. (kN.m)	Momen retak analitik (kN)	M retak eksp./M retak analitik
S-TB-1	122	76	79,7	1,0
S-TB-2	126	79	79,7	1,0
S-TB-5	125	78	79,9	1,0
S-TB-3	176	110	104,4	1,1
S-TB-4	170	106	104,4	1,0
S-TB-6	166	104	104,4	1,0
S-DB-1	118	74	76,8	1,0
S-DB-2	119	74	76,8	1,0
S-DB-5	129	81	76,8	1,1
S-DB-3	148	93	98,9	0,9
S-DB-4	154	96	98,9	1,0
S-DB-6	160	100	98,9	1,0

4.3.1.2 Kekuatan momen ultimit

Momen ultimit (M_u) *spun pile* akibat beban lentur dan aksial dihitung dengan rumus berikut,

$$M_u = \frac{H_u}{2} \times 1,25 + P_0 \times \Delta_u$$

dimana H_u adalah beban lateral ultimit (kN), jarak antara beban lateral dengan tumpuan sendi adalah 1,25 m, P_0 adalah beban aksial (kN), dan Δ_u adalah perpindahan ultimit.

Rekapan momen ultimit *spun pile* akibat beban lentur siklik dan aksial tekan ditunjukkan pada Tabel 4.11. Pada *spun pile* tanpa beton pengisi, peningkatan beban aksial meningkatkan kapasitas momen ultimit sebesar 15 %. Sedangkan pada *spun pile* dengan beton pengisi, peningkatan beban aksial meningkatkan kapasitas momen ultimit sebesar 9,2 %. Pada tabel tersebut juga nampak pengisian beton pengisi tidak berpengaruh terhadap momen ultimit.

Tabel 4.12 Rekapan momen ultimit *spun pile* akibat beban lentur siklik.

Benda uji	Beban aksial	Beban lateral ultimit (kN)	Perpindahan ultimit (mm)	Momen ultimit (kN.m)	Momen ultimit rata-rata (kN.m)
S-TB-1	0,08fc'Ag	261	24,4	173	180
S-TB-2		278	24,8	183	
S-TB-5		277	30,7	185	
S-TB-3	0,16fc'Ag	296	23,0	203	207
S-TB-4		299	22,2	204	
S-TB-6		307	30,0	215	
S-DB-1	0,08fc'Ag	277	32,6	186	184
S-DB-2		257	36,7	175	
S-DB-5		284	34,0	190	
S-DB-3	0,16fc'Ag	314	24,0	215	201
S-DB-4		306	29,5	214	
S-DB-6		248	23,8	174	

4.3.1.3 Daktilitas perpindahan

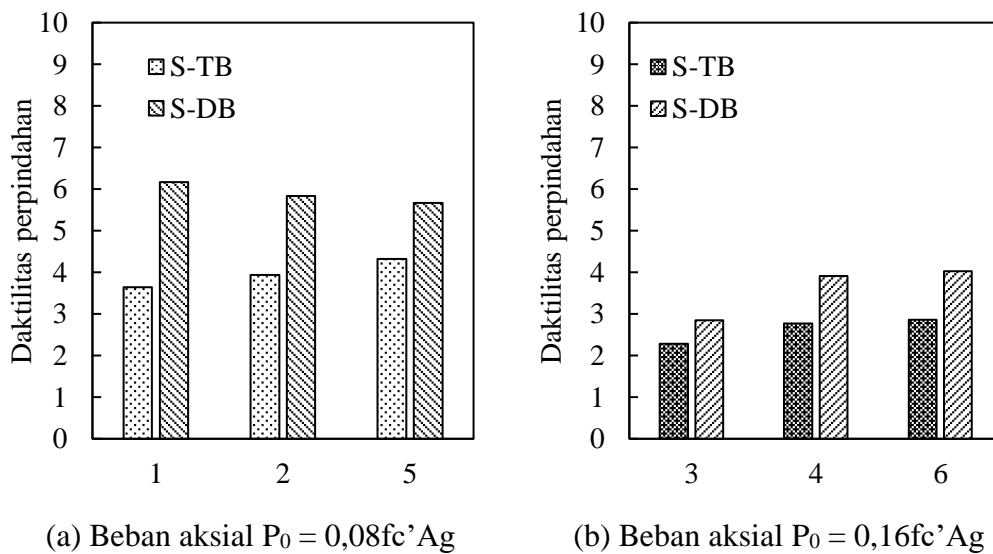
Data perpindahan saat leleh dan ultimit *spun pile* ditunjukkan pada Tabel 4.13. Dari data tersebut terlihat peningkatan beban aksial menyebabkan peningkatan perpindahan saat leleh dan penurunan nilai perpindahan saat ultimit. Nilai daktilitas perpindahan (μ_{Δ}) didapat dari pembagian nilai perpindahan ultimit dengan perpindahan leleh.

Peningkatan beban aksial menyebabkan penurunan nilai daktilitas perpindahan *spun pile*. Dengan menganalisis daktilitas perpindahan rata-rata *spun pile* pada Tabel 4.13 diketahui bahwa peningkatan beban aksial dari $P_0 = 0,08f'_cA_g$ menjadi $P_0 = 0,16f'_cA_g$ menyebabkan penurunan daktilitas sebesar 34% untuk *spun pile* dengan beton pengisi dan 39% untuk *spun pile* tanpa beton pengisi.

Tabel 4.13 Daktilitas perpindahan *spun pile* hasil eksperimen

Benda uji	Beban aksial	Perpindahan Δ (mm)		Daktilitas perpindahan (μ_{Δ})	Rata-rata μ_{Δ}	Siklus saat runtuh
		Saat leleh	Saat ultimit			
S-TB-1	0,08 f'_cA_g	6,7	24,4	3,6	4,0	Beban tarik
S-TB-2		6,3	24,8	3,9		Beban dorong
S-TB-5		7,1	30,7	4,3		Beban dorong
S-TB-3	0,16 f'_cA_g	10,1	23,0	2,3	2,6	Beban dorong
S-TB-4		8,0	22,2	2,8		Beban dorong
S-TB-6		10,5	30,0	2,9		Beban tarik
S-DB-1	0,08 f'_cA_g	5,3	32,6	6,2	5,9	Beban tarik
S-DB-2		6,3	36,7	5,8		Beban dorong
S-DB-5		6,0	34,0	5,7		Beban dorong
S-DB-3	0,16 f'_cA_g	8,4	24,0	2,8	3,6	Beban dorong
S-DB-4		7,5	29,5	3,9		Beban tarik
S-DB-6		5,9	23,8	4,0		Beban tarik

Perbandingan nilai daktilitas *spun pile* hasil eksperimen direkap pada grafik yang ditunjukkan oleh Gambar 4.27. Pada grafik tersebut terlihat pengisian beton pengisi berkontribusi meningkatkan daktilitas perpindahan. Pada beban aksial $P_0 = 0,08f'_cA_g$ (Gambar 4.27a) daktilitas perpindahan meningkat sebesar 48 %, dari μ_Δ rata-rata 4,0 menjadi 5,9. Sedangkan pada beban aksial $P_0 = 0,16f'_cA_g$ (Gambar 4.27b) daktilitas meningkat dari μ_Δ rata-rata 2,6 menjadi 3,6, yaitu sebesar 36 %.



Gambar 4.27 Perbandingan daktilitas *spun pile* hasil eksperimen.

4.3.1.4 Rasio simpangan ultimit

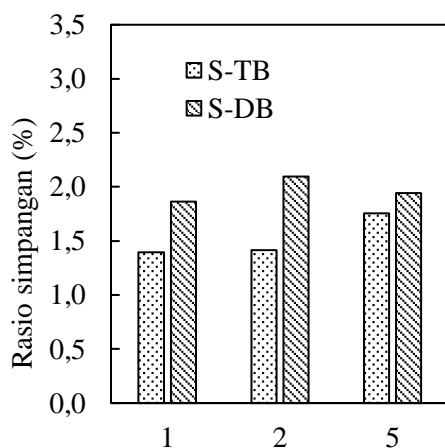
Dari kurva histeresis beban perpindahan didapatkan data perpindahan saat beban puncak (Δ_u). Diketahui panjang benda uji diukur dari as tumpuan sendi atas dan bawah adalah $L = 3500$ mm. Dengan membagi $L/2$ dengan Δ_u didapatkan rasio simpangan saat beban puncak seperti ditunjukkan pada Tabel 4.14.

Dari tabel tersebut terlihat peningkatan beban aksial berpengaruh terhadap penurunan rasio simpangan ultimit. Selain itu, beton pengisi juga memberi pengaruh terhadap rasio simpangan ultimit *spun pile*. Pengaruh beton pengisi terhadap rasio simpangan ultimit di setiap level beban aksial ditunjukkan pada grafik perbandingan Gambar 4.28. Pada grafik tersebut terlihat keberadaan beton pengisi berkontribusi dalam meningkatkan rasio simpangan *spun pile*. Pada beban aksial $P_0 = 0,08f'_cA_g$ (Gambar 4.28a) rasio simpangan meningkat sebesar 29 %,

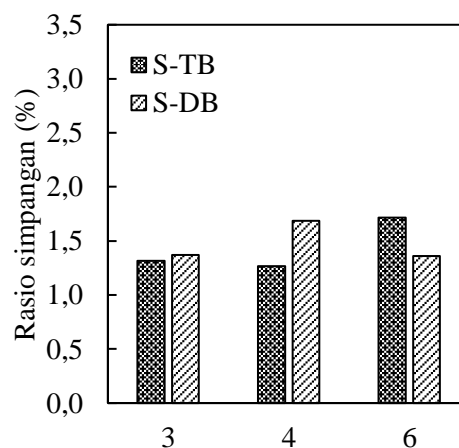
dari δ rata-rata 1,5% menjadi 2,0%. Sedangkan pada beban aksial $P_0 = 0,16f'_cA_g$ (Gambar 4.28b) peningkatan rasio simpangan rata-rata tidak sebesar pada beban $P_0 = 0,08f'_cA_g$, hanya 3%, yaitu 1,4% menjadi 1,5 %.

Tabel 4.14 Perpindahan dan rasio simpangan saat beban ultimit *spun pile* akibat beban lentur siklik.

Benda uji	Perpindahan ultimit Δu (mm)	Rasio simpangan (%)	Rasio simpangan rata-rata (%)	Siklus saat runtuh
S-TB-1	24,4	1,4	1,5	Beban tarik
S-TB-2	24,8	1,4		Beban dorong
S-TB-5	30,7	1,8		Beban dorong
S-TB-3	23,0	1,3	1,4	Beban dorong
S-TB-4	22,2	1,3		Beban dorong
S-TB-6	30,0	1,7		Beban tarik
S-DB-1	32,6	1,8	2,0	Beban tarik
S-DB-2	36,7	2,1		Beban dorong
S-DB-5	34,0	1,9		Beban dorong
S-DB-3	24,0	1,4	1,5	Beban dorong
S-DB-4	29,5	1,7		Beban tarik
S-DB-6	23,8	1,4		Beban tarik



(a) Beban aksial $P_0 = 0,08f'_cA_g$



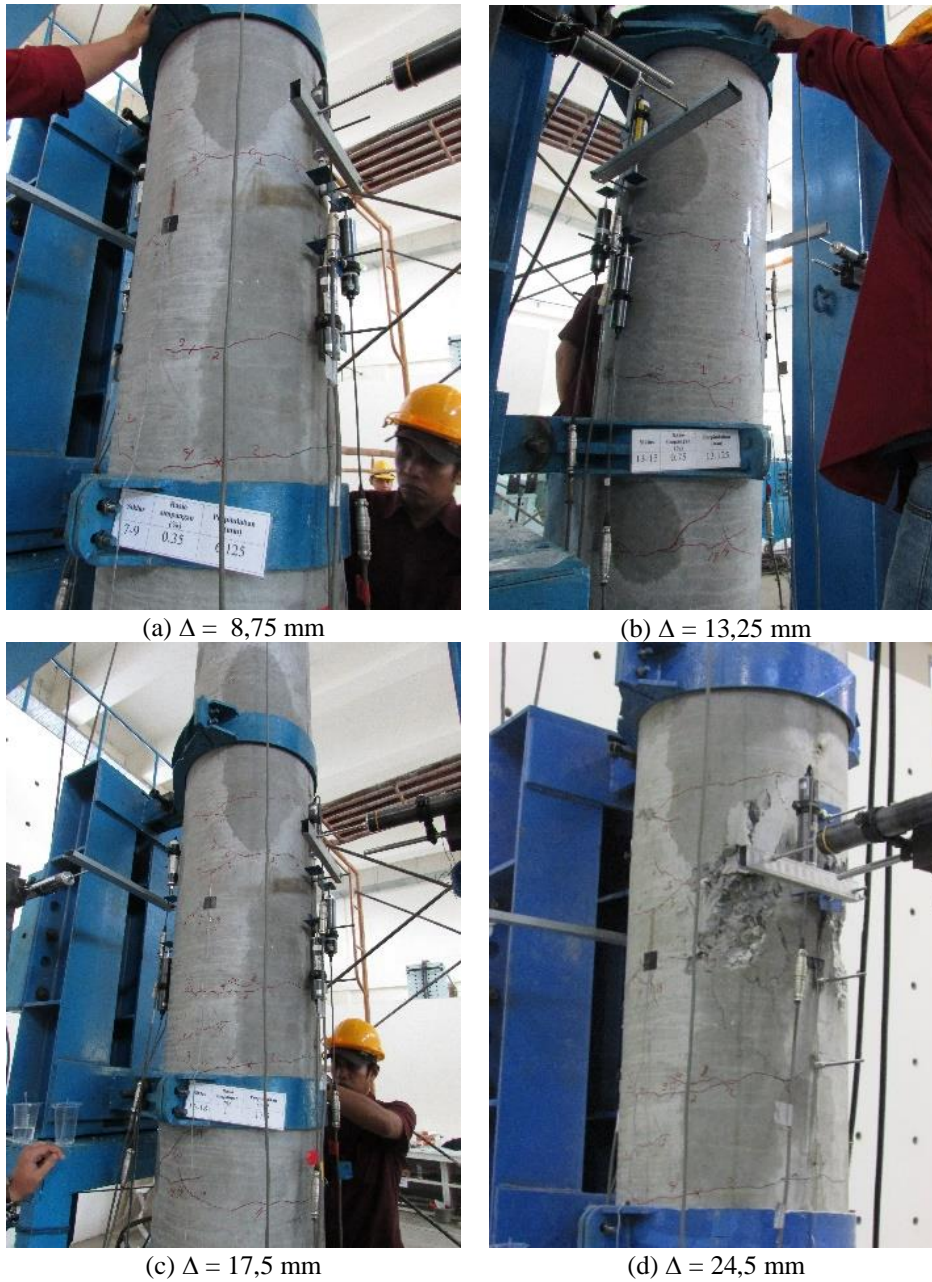
(b) Beban aksial $P_0 = 0,16f'_cA_g$

Gambar 4.28 Perbandingan rasio simpangan *spun pile* hasil eksperimen.

4.3.2 Model runtuh, regangan *PC bar*, beton dan tulangan spiral

4.3.2.1 *Spun pile* tanpa beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f'_cA_g$

Hasil pengamatan visual S-TB-1 ditunjukkan pada Gambar 4.29. *Spun pile* tanpa beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f'_cA_g$ mengalami retak saat beban dorong pada perpindahan $\Delta = 3,5$ mm.



Gambar 4.29 Pengamatan visual benda uji S-TB-1.

Propagasi retak semakin merata selama penambahan perpindahan yang diberikan. Retak bersambung dari sisi depan hingga belakang penampang tiang pancang pada perpindahan $\Delta = 8,75$ mm. Beton sisi depan hancur pada $\Delta = 24,5$ mm akibat beban tarik.



(a) $\Delta = 3,5$ mm



(b) $\Delta = 17,5$ mm



(c) $\Delta = 24,5$ mm



(d) $\Delta = 30,625$ mm

Gambar 4.30 Pengamatan visual benda uji S-TB-2.

Hasil observasi visual benda uji S-TB-2 ditunjukkan pada Gambar 4.30. S-TB-2 retak di sisi belakang saat beban dorong dimulai dari $\Delta = 3,5$ mm. Pada saat tersebut belum nampak retak di sisi belakang. Retak sisi belakang baru muncul di $\Delta = 6,125$

mm. Propagasi retak semakin merata selama pertambahan perpindahan yang diberikan. Beton sisi belakang hancur pada $\Delta = 24,5$ mm. *Crushing* ini semakin besar saat perpindahan ditingkatkan hingga $\Delta = 30,625$ mm.



(a) $\Delta = 3,5$ mm



(b) $\Delta = 13,25$ mm



(c) $\Delta = 24,5$ mm



(d) $\Delta = 30,625$ mm

Gambar 4.31 Pengamatan visual benda uji S-TB-5.

S-TB-5 mulai retak di sisi depan saat beban tarik dimulai dari $\Delta = 3,5$ mm. Propagasi retak semakin merata selama pertambahan perpindahan yang diberikan. Retak bersambung dari sisi depan hingga belakang penampang tiang pancang pada

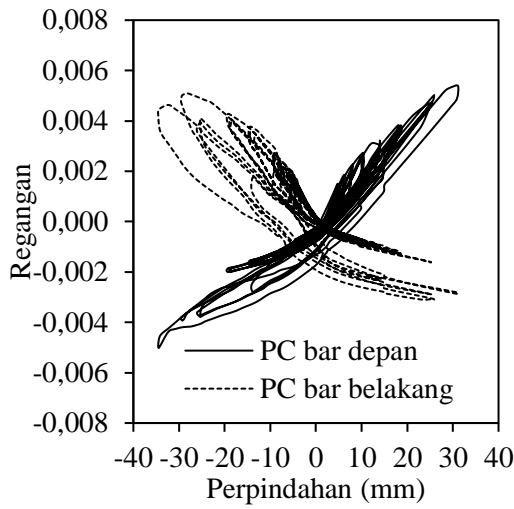
perpindahan $\Delta = 13,25$ mm. Beton sisi belakang hancur pada $\Delta = 30,625$ mm akibat beban dorong, seperti ditunjukkan pada Gambar 4.31d.

Regangan beton dan *PC bar spun pile* tanpa beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f'_cA_g$ ditunjukkan pada Gambar 4.32. Mekanisme *crushing* beton sisi depan S-TB-1 dapat diamati secara lebih detail melalui regangan tekan beton yang terekam oleh *strain gauge* beton sisi depan (Gambar 4.32a). Pada perpindahan tarik $\Delta = -24,4$ mm regangan tekan beton adalah 0,002. Pada kondisi tersebut regangan tarik *PC bar* sisi belakang adalah 0,005.

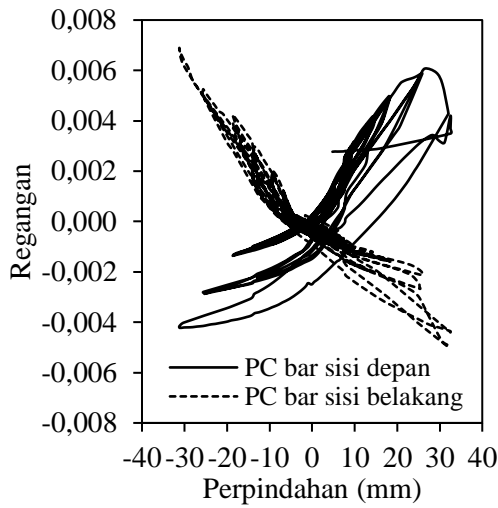
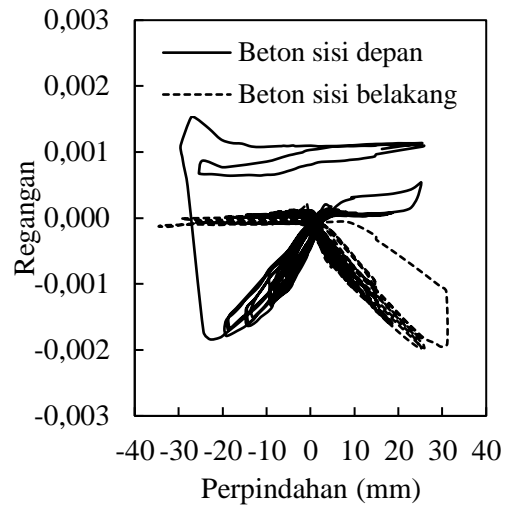
Mekanisme runtuh S-TB-2 yang ditandai hancurnya dinding beton sisi belakang (Gambar 4.30d) dapat diamati secara lebih detail melalui regangan tekan beton yang terekam oleh *strain gauge* beton sisi belakang (Gambar 4.32b). Pada perpindahan dorong $\Delta = +24,8$ mm regangan tekan beton adalah 0,002. Pada kondisi tersebut regangan tarik *PC bar* sisi depan adalah 0,006.

Pada benda uji S-TB-5 hancurnya dinding beton sisi belakang (Gambar 4.31d) tercermin regangan tekan beton yang terekam oleh *strain gauge* beton sisi belakang (Gambar 4.32c). Pada perpindahan dorong $\Delta = +30$ mm regangan tekan beton adalah 0,0024. Regangan tersebut 20% lebih besar dibandingkan dengan dengan regangan tekan S-TB-1 dan S-TB-2. Pada kondisi tersebut regangan tarik *PC bar* sisi depan adalah 0,006.

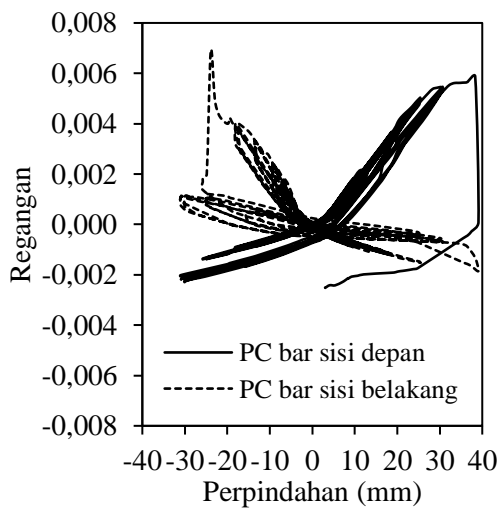
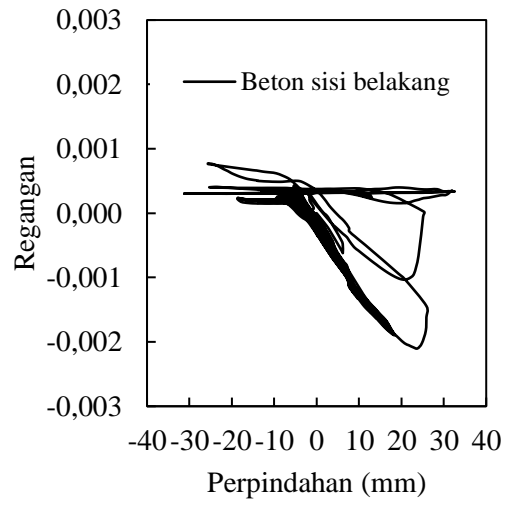
Berdasarkan hasil tes tarik tulangan spiral, yaitu wire diameter 3,2 mm, pelelehan tulangan spiral terjadi pada regangan 0,0037. Bacaan regangan tulangan spiral benda uji S-TB-1 ditunjukkan pada Gambar 4.33. Secara konsep pengekan merupakan proses tertahannya pembesaran volume beton inti setelah hancur yang ditahan oleh tulangan pengekan (spiral) hingga melewati titik lelehnya. Dengan melihat regangan tulangan spiral saat beban puncak relatif kecil dibandingkan dengan regangan leleh tulangan spiral ($\epsilon = 0,0037$ atau $3700 \mu\epsilon$) maka dapat disimpulkan pengekan spun pile akibat pengujian lentur tanpa beban aksial tidak terjadi (Irawan dkk., 2018).



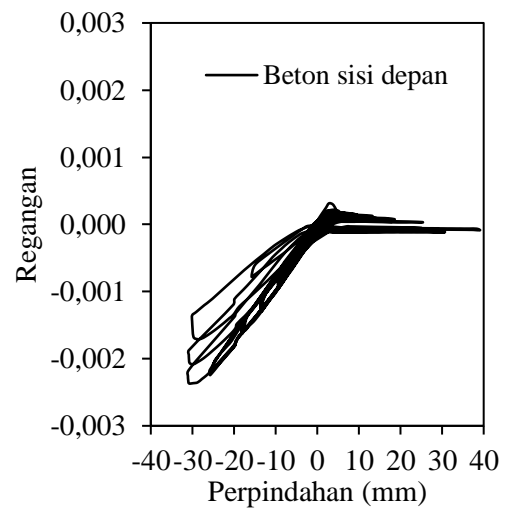
(a) S-TB-1



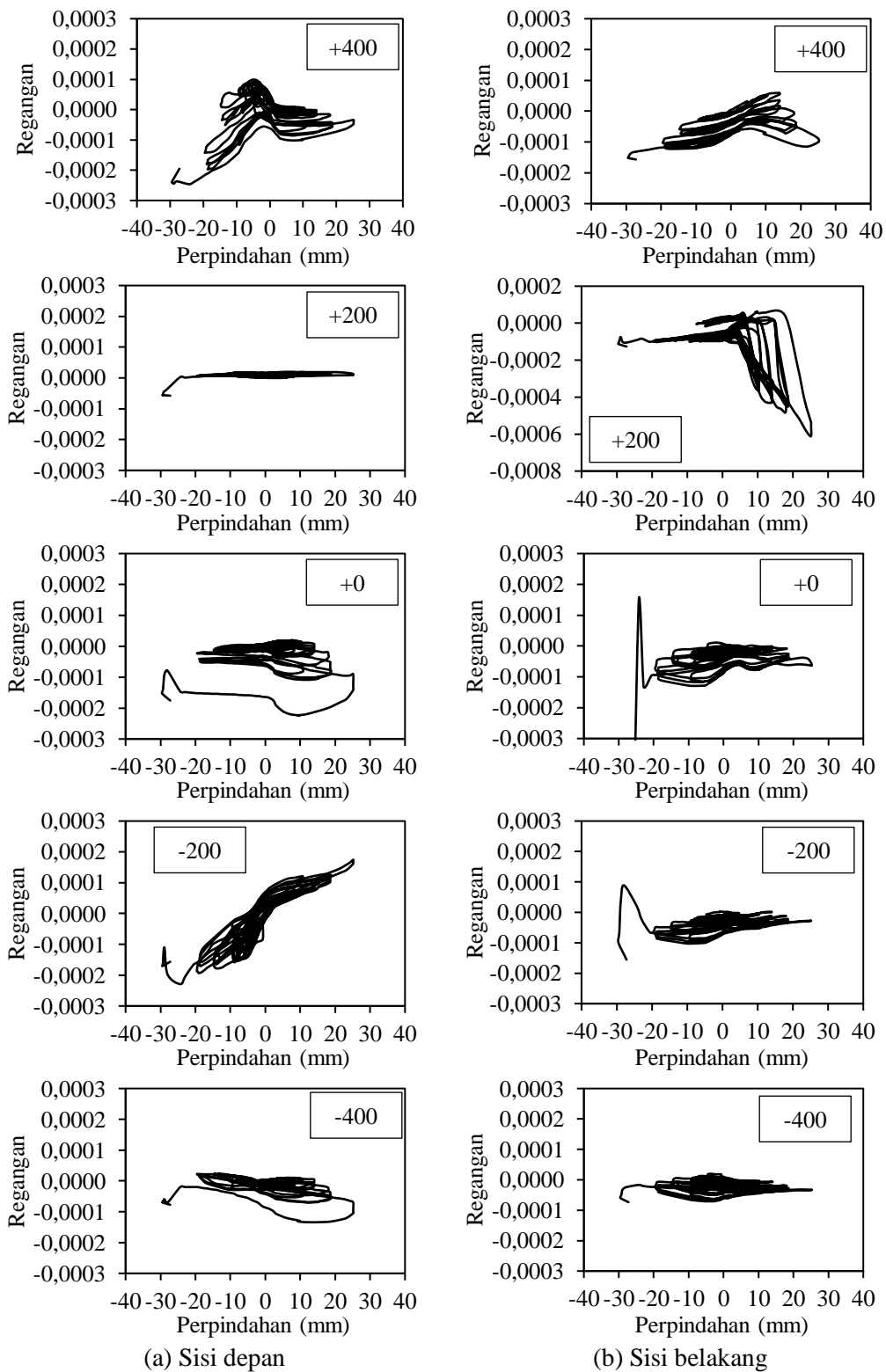
(b) S-TB-2



(c) S-TB-5



Gambar 4.32 Regangan PC bar dan beton spun pile tanpa beton pengisi $P_0 = 0,08f_c'Ag$.



Gambar 4.33 Regangan tulangan spiral S-TB-1.

4.3.2.2 *Spun pile* tanpa beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$

Sampel S-TB-3, S-TB-4, dan S-TB-6 memiliki pola keruntuhan seperti ditunjukkan pada Gambar 4.34, Gambar 4.35 dan Gambar 4.36. Pada ketiga benda uji retak mulai nampak saat perpindahan $\Delta = 3,5$ mm. Propagasi retak semakin merata selama pertambahan perpindahan. Retak bersambung dari sisi depan hingga belakang penampang tiang pancang pada perpindahan $\Delta = 13,25$ mm.



Gambar 4.34 Pengamatan visual benda uji S-TB-3.

Keruntuhan ketiga benda uji dipicu oleh beton sisi tekan yang hancur (*crushing*). Seperti ditunjukkan pada Gambar 4.34, beton sisi belakang S-TB-3 hancur pada $\Delta = 24,5$ mm akibat beban dorong. Saat perpindahan ditingkatkan menjadi $\Delta = 30,625$ mm terjadi *crushing* di sisi depan dan seketika itu *spun pile* meledak (*explosion*) Gambar 4.34d. Model keruntuhan yang sama terjadi pada sampel S-TB-4 seperti ditunjukkan pada Gambar 4.35.



Gambar 4.35 Pengamatan visual benda uji S-TB-4.

Sesaat setelah beton *crushing* di sisi belakang pada perpindahan $\Delta = 24,5$ mm. Kemudian pada saat beban tarik diberikan maka sisi depan juga *crushing* dan tiba-tiba *spun pile* juga meledak.

Sampel S-TB-6 memiliki pola keruntuhan yang berbeda dengan sampel S-TB-3 dan S-TB-4. Dari pengamatan visual, retak baru muncul pada perpindahan $\Delta = 8,75$ mm. *Crushing* di sisi depan terjadi saat perpindahan $\Delta = 30,625$ mm. Analisis penyebab perbedaan ini dapat diamati melalu rekaman regangan *PC bar*, beton dan tulangan spiral.



(a) $\Delta = 8,75$ mm

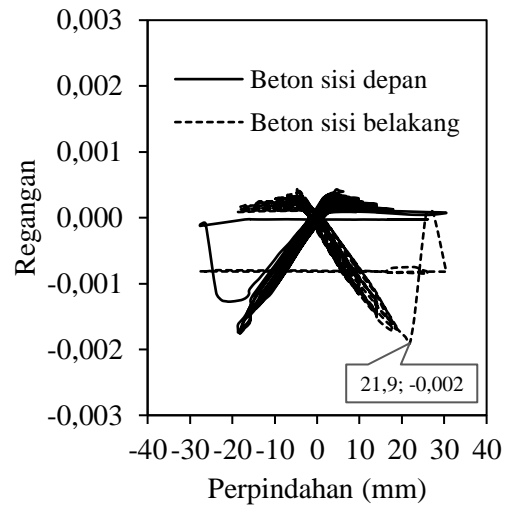
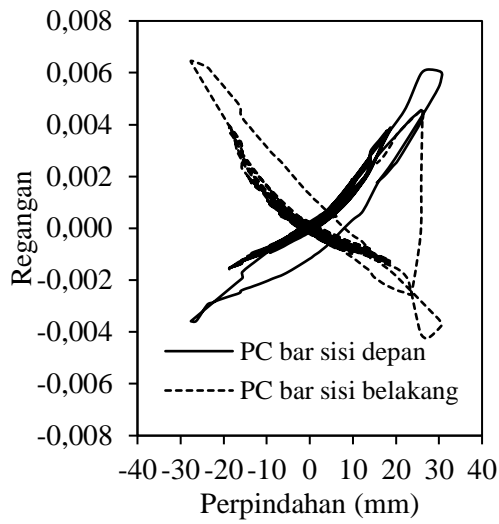
(b) $\Delta = 30,625$ mm

Gambar 4.36 Pengamatan visual benda uji S-TB-6.

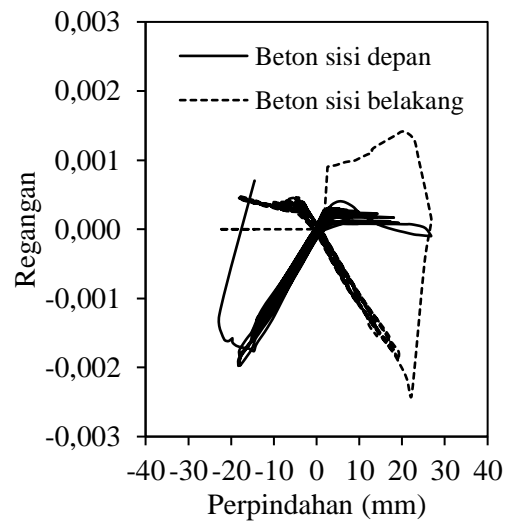
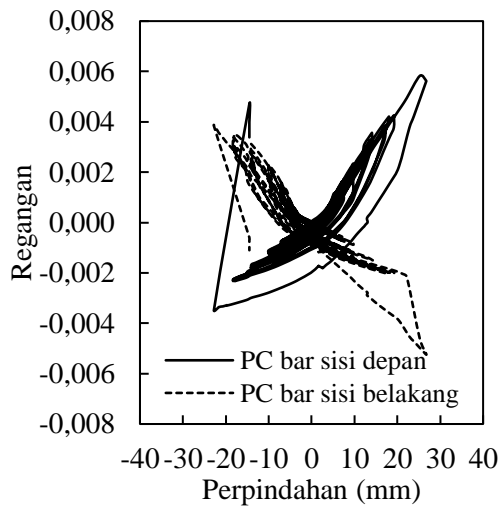
Regangan *PC bar* dan beton benda uji S-TB-3 ditunjukkan pada Gambar 4.37a. Saat perpindahan dorong $\Delta = +21,9$ mm regangan puncak beton sisi belakang tercatat sebesar 0,002 yang kemudian regangan beton tidak terbaca karena strain gauge beton rusak akibat beton *crushing*. Berdasarkan kurva beban-perpindahan, beban ultimit tercapai saat perpindahan $\Delta = +23$ mm. Pada perpindahan tersebut, terjadi peralihan regangan tekan *PC bar* sisi belakan dari 0,002 menjadi 0,004. Regangan tekan beton akibat pratekan dan beban aksial adalah 0,00043. Sehingga regangan tekan total beton saat *crushing* adalah 0,0044. Regangan tersebut telah melebihi regangan *crushing* beton menurut ACI 318-14 yaitu $\epsilon_{cu} = 0,003$.

Pada Gambar 4.37a juga terlihat regangan tarik *PC bar* setelah kondisi ultimit masih terekam. Hal ini menunjukkan *PC bar* belum putus. Regangan tarik yang tercatat saat beban ultimit tercapai yaitu 0,005 untuk S-TB-3. Akibat gaya prategang awal adalah 0,005. Sehingga, saat ultimit regangan tarik total yang bekerja di *PC bar* adalah 0,010. Regangan tersebut belum melampaui regangan *PC bar* saat tegangan maksimum 0,023.

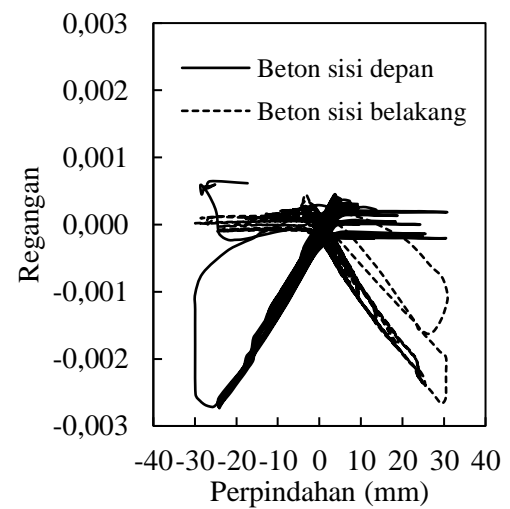
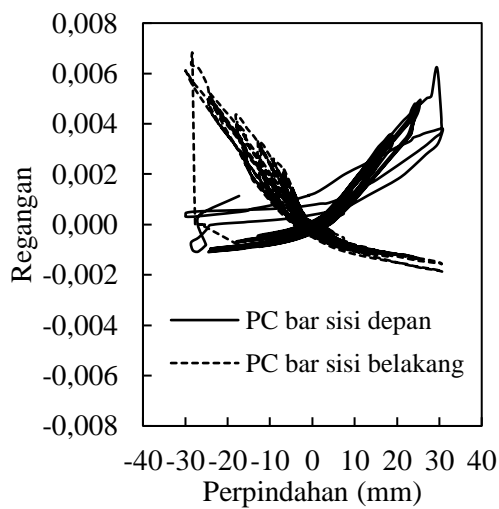
Berdasarkan hasil tes tarik tulangan spiral, yaitu *wire* diameter 3,2 mm, pelelehan tulangan spiral terjadi pada regangan 0,0037. Bacaan regangan tulangan spiral benda uji S-TB-3 ditunjukkan pada Gambar 4.38. Secara konsep pengekang merupakan proses tertahannya pembesaran volume beton inti setelah hancur yang ditahan oleh tulangan pengekang (spiral) hingga melewati titik lelehnya. Dengan melihat regangan tulangan spiral saat beban puncak relatif kecil dibandingkan dengan regangan leleh tulangan spiral ($\epsilon = 0,0037$ atau $3700 \mu\epsilon$) maka dapat disimpulkan pengekangan spun pile akibat pengujian lentur tanpa beban aksial tidak terjadi (Irawan dkk., 2018).



(a) S-TB-3

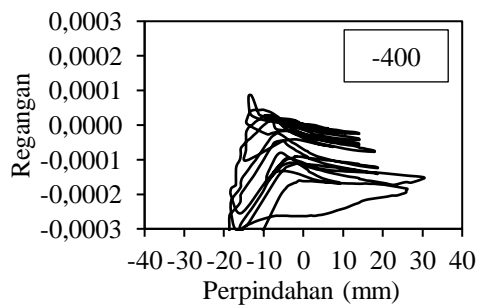
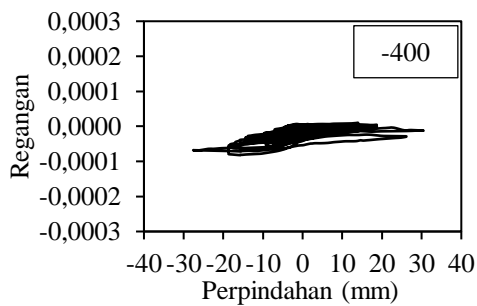
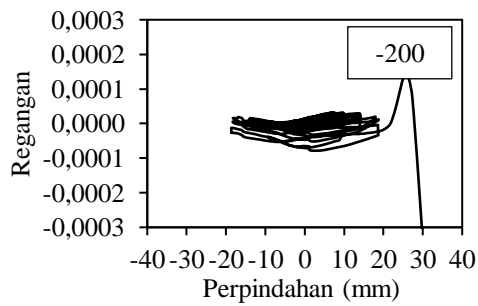
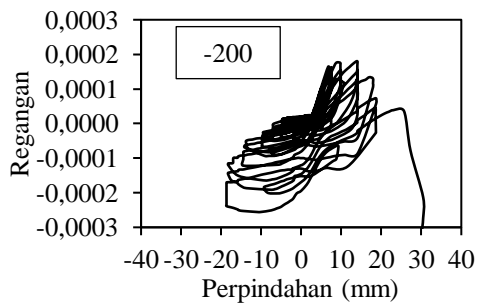
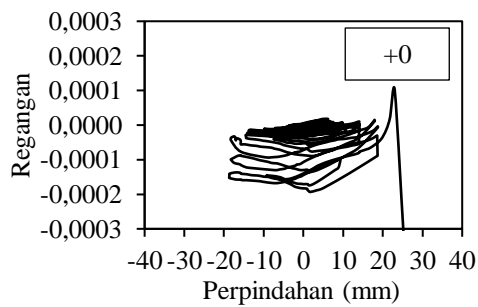
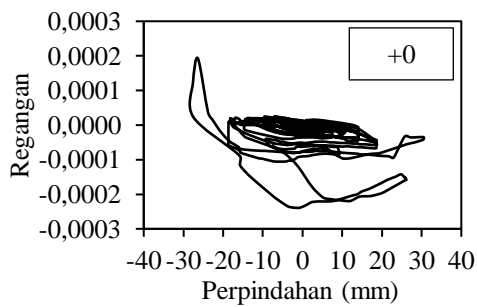
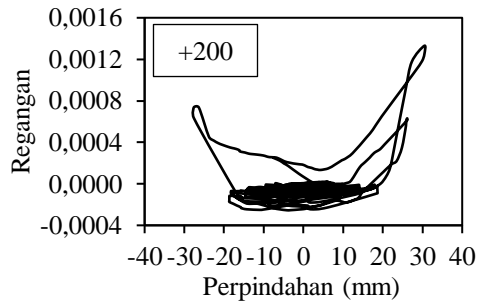
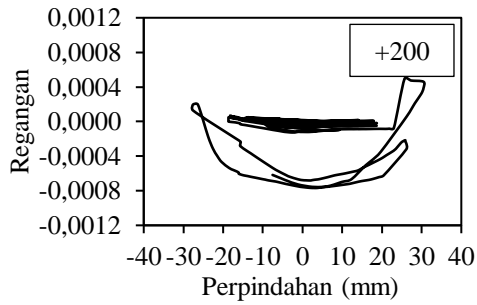
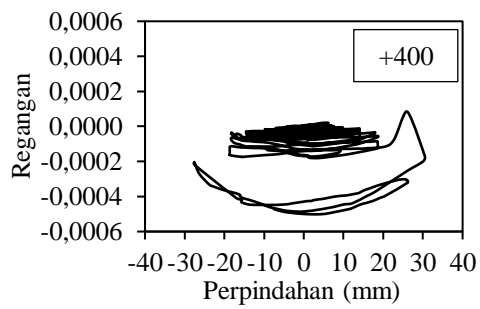
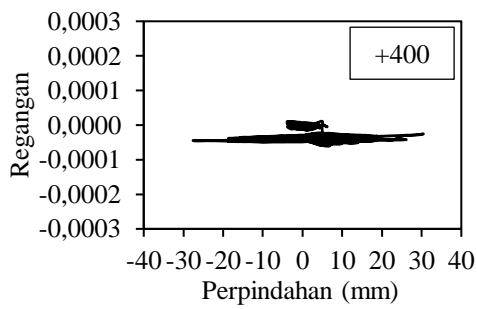


(b) S-TB-4



(c) S-TB-6

Gambar 4.37 Regangan PC bar dan beton spun pile tanpa beton pengisi $P_0 = 0,16fc'Ag$.



(a) Sisi depan

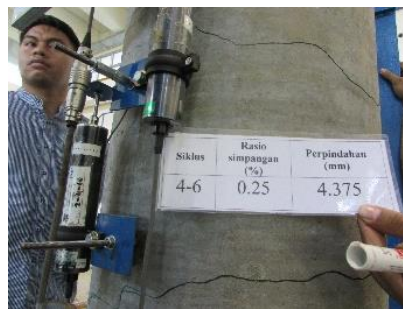
(b) Sisi belakang

Gambar 4.38 Regangan tulangan spiral S-TB-3.

4.3.2.3 *Spun pile* dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c' A_g$

Dokumentasi tahapan keruntuhan sampel S-DB-1 ditunjukkan pada Gambar 4.39. Hasil observasi visual menunjukkan bahwa retak pertama mulai muncul pada perpindahan sekitar 4,375 mm. Pada perpindahan 8,75 retak lentur telah menjalar hingga ke tengah tinggi penampang *spun pile*. Beton *crushing* terjadi di sisi depan saat beban tarik pada perpindahan 30,625 mm.

$\Delta = 4,375$ mm



$\Delta = 8,75$ mm



$\Delta = 30,625$ mm



Gambar 4.39 Pengamatan visual benda uji S-DB-1.

Pola keruntuhan yang sama terjadi pada sampel S-DB-2 dan S-DB-5 seperti ditunjukkan pada Gambar 4.40 dan Gambar 4.41. *Crushing* beton sisi belakang S-DB-2 dan S-DB-5 terjadi akibat beban lateral dorong pada perpindahan 38,5 mm. Beton pengisi di dalam lubang *spun pile* berkontribusi menahan gaya aksial $P_0 = 0,08f_c' A_g$. Sehingga *crushing* beton dapat terjadi pada perpindahan yang lebih besar dibanding dengan *spun pile* tanpa beton pengisi pada beban aksial yang sama.

$\Delta = 30,625 \text{ mm}$



$\Delta = 38,5 \text{ mm}$



Gambar 4.40 Pengamatan visual benda uji S-DB-2.

$\Delta = 30,625 \text{ mm}$



$\Delta = 38,5 \text{ mm}$

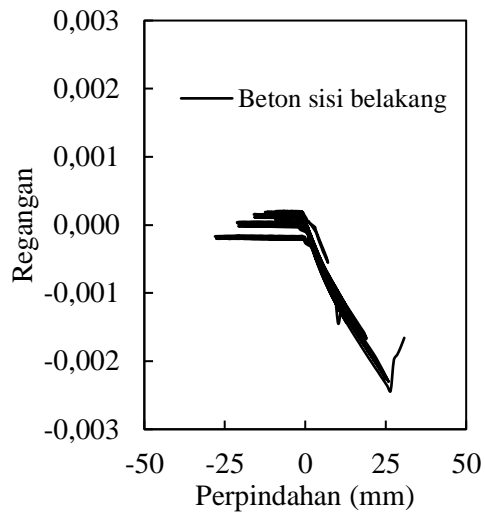
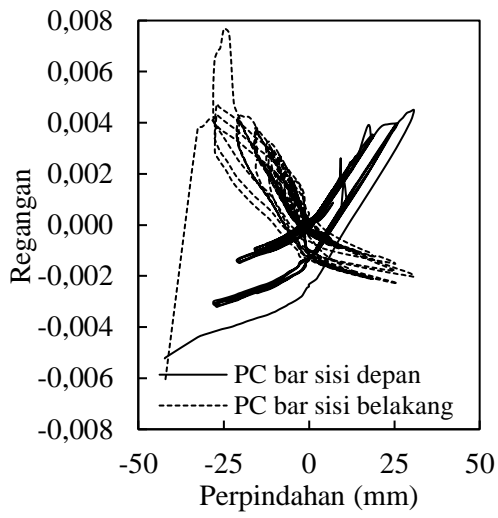


Gambar 4.41 Pengamatan visual benda uji S-DB-5.

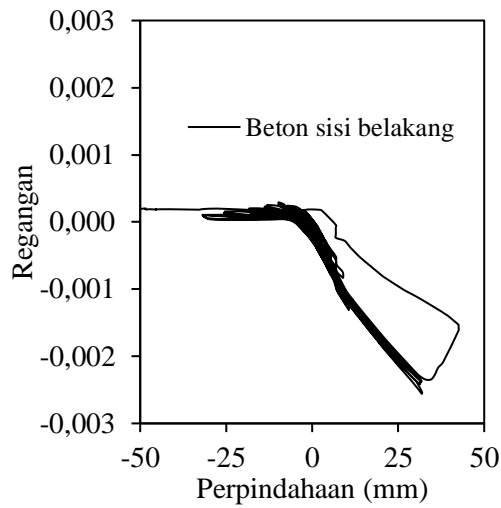
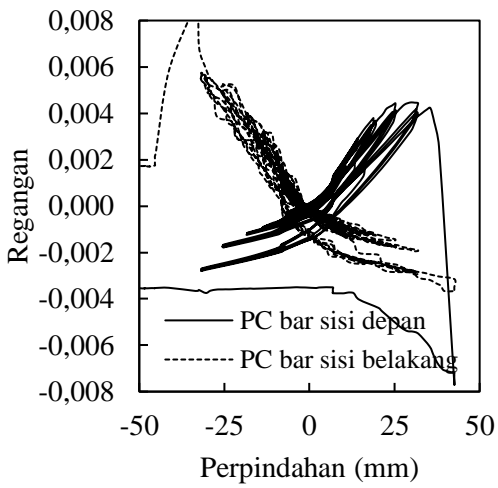
Pembebanan lentur siklik terdiri dari beban lateral dorong (perpindahan bertanda positif) dan beban lateral tarik (perpindahan bertanda negatif). Saat beban lateral dorong maka serat sisi depan mengalami tegangan tarik sedangkan sisi belakang mengalami tegangan tekan. Sedangkan saat beban lateral tarik maka serat sisi depan mengalami tegangan tekan dan sisi belakang mengalami tegangan tekan.

Observasi regangan *PC bar* dan beton selama pembebanan dimonitor menggunakan *strain gauge* ditunjukkan pada Gambar 4.42. Saat kondisi ultimit *crushing* beton dinding *spun pile* sisi belakang dimonitor oleh *strain gauge* beton. Analisis dilakukan pada sampel S-DB-2 yang runtuh akibat *crushing* beton sisi belakang saat beban lateral dorong. Data regangan beton sisi belakang (Gambar 4.42b) menunjukkan bahwa regangan yang terjadi lebih dari 0,002, sehingga beton hancur. Sedangkan regangan tarik *PC bar* sisi depan masih di bawah 0,018. Hal ini menunjukkan *PC bar* belum putus.

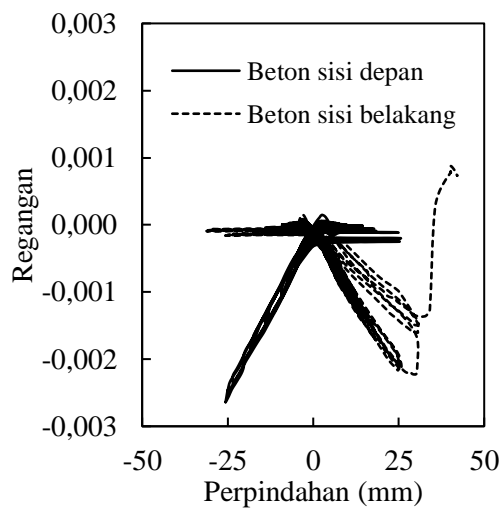
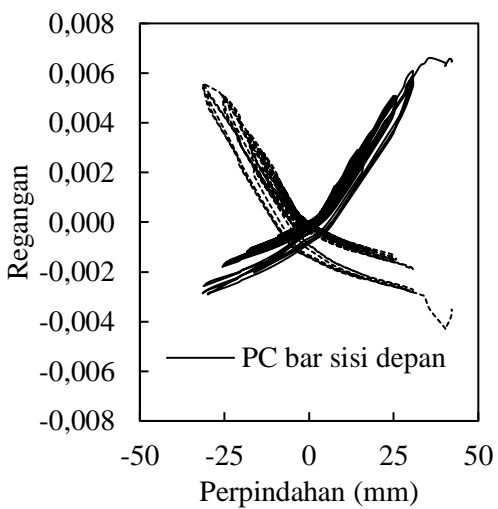
Analisis pengekanan inti beton diamati melalui regangan tulangan *spiral*. Regangan tulangan spiral S-DB-2 ditunjukkan pada Gambar 4.43. *Spun pile* runtuh akibat *crushing* sisi belakang saat beban lateral dorong. Rekaman *strain gauge* tulangan *spiral* sisi depan ditunjukkan pada Gambar 4.43a. Sesuai dengan teori pengekanan, tulangan *spiral* sisi belakang juga mengalami tegangan tarik dengan akibat desakan beton yang tertekan. Saat kondisi penampang beton *spun pile* belum hancur (*crushing*) pada rekaman regangan tulangan spiral sisi belakang (Gambar 4.43a) terlihat nilai regangan tarik tulangan spiral sisi belakang relatif kecil. Bahkan tulangan spiral cenderung tertekan seiring dengan tertekanya penampang beton *spun pile*. Sesaat sebelum beban kondisi ultimit tercapai regangan tarik tulangan spiral sisi belakang naik hingga regangan 0,0007. Regangan tersebut masih di bawah regangan leleh tulangan spiral $\epsilon_y = 0,0037$. Sehingga saat beton *crushing* tulangan spiral tidak mampu mengekan inti beton yang *crushing*. Volume tulangan spiral yang rendah menyebabkan kekangan yang kecil pada inti beton.



(a) S-DB-1

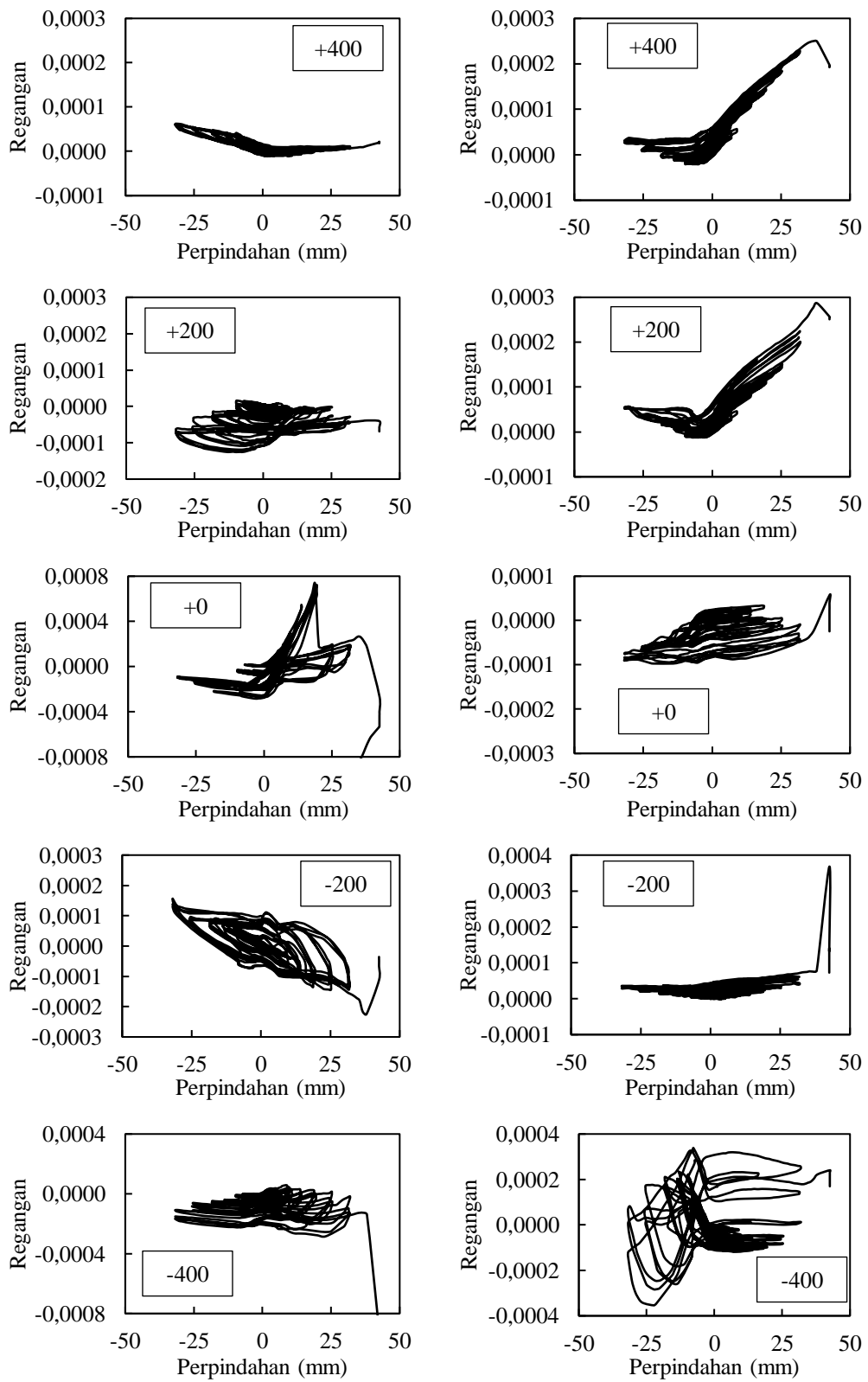


(b) S-DB-2



(c) S-DB-5

Gambar 4.42 Regangan PC bar dan beton spun pile dengan beton pengisi $P_0 = 0,08f_c'Ag$.



(a) Sisi depan

(b) Sisi belakang

Gambar 4.43 Regangan tulang spiral S-DB-2.

4.3.2.4 *Spun pile* dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,16fc'Ag$

Dokumentasi keruntuhan lentur *spun pile* dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,16fc'Ag$ ditunjukkan pada Gambar 4.39. Hasil observasi visual menunjukkan bahwa retak pertama mulai muncul pada perpindahan sekitar 3,5 mm. Beton *crushing* terjadi di sisi depan saat beban tarik pada perpindahan 24,5 mm.

Dibandingkan dengan pola keruntuhan lentur *spun pile* tanpa beton pengisi akibat beban aksial $P_0 = 0,16fc'Ag$ (Gambar 4.34), *spun pile* dengan beton pengisi runtuh dengan *mode* yang lebih aman yaitu tidak terjadi ledakan (*explosion*) beton *spun pile* (Gambar 4.44). Setelah *crushing* di kedua dinding *spun pile*, *spun pile* tanpa beton pengisi tidak mampu memikul beban aksial. Sedangkan pada sampel *spun pile* dengan beton pengisi, beban aksial yang bekerja masih mampu dipikul oleh inti beton, walaupun tidak mampu lagi memikul beban momen.

Pada Gambar 4.44a ditunjukkan model keruntuhan S-DB-3. Benda uji ini runtuh karena *crushing* di sisi belakang akibat beban dorong pada perpindahan 24,5 mm. Kemudian pembebanan lateral siklik dilanjutkan hingga perpindahan 30,625. Peningkatan perpindahan tersebut menyebabkan beton *spun pile* mengalami *crushing* di sisi depan akibat beban lateral tarik dengan regangan tekan beton sisi depan seperti ditunjukkan pada Gambar 4.45a. Pada kondisi ini *spun pile* masih mampu memikul beban aksial walaupun sisi depan dan belakang hancur (*crushing*).

Mekanisme pengekanan inti beton diamati melalui regangan tulangan *spiral*. Regangan tulangan spiral S-DB-3 ditunjukkan pada Gambar 4.46. Sesuai dengan teori pengekanan, tulangan *spiral* mengalami tegangan tarik dengan akibat desakan beton yang tertekan. *Strain gauge* tulangan *spiral* sisi depan mengalami regangan tarik akibat saat beban lateral tarik (perpindahan negatif). *Strain gauge* tulangan *spiral* sisi depan mengalami regangan tarik akibat saat beban lateral dorong (perpindahan positif). Saat kondisi penampang beton *spun pile* belum hancur (*crushing*) pada rekaman regangan tulangan spiral sisi belakang (Gambar 4.46a) terlihat nilai regangan tarik tulangan spiral sisi belakang relatif kecil. Sesaat sebelum beban kondisi ultimit tercapai regangan tarik tulangan spiral sisi belakang naik hingga 0,0007. Regangan tersebut masih di bawah regangan leleh tulangan

spiral $\varepsilon_y = 0,0037$. Sehingga saat beton *crushing* tulangan spiral tidak mampu mengekang inti beton yang *crushing*.



(a) S-DB-3

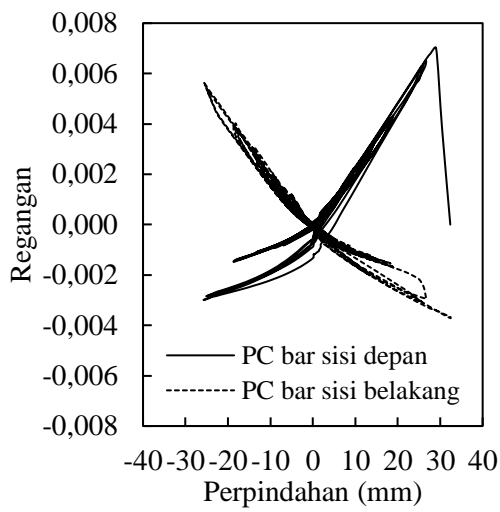


(b) S-DB-4

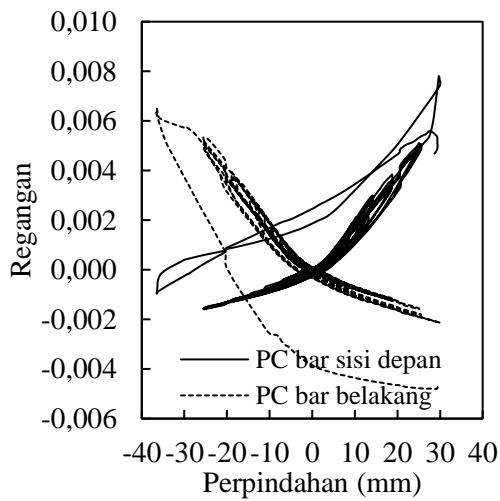
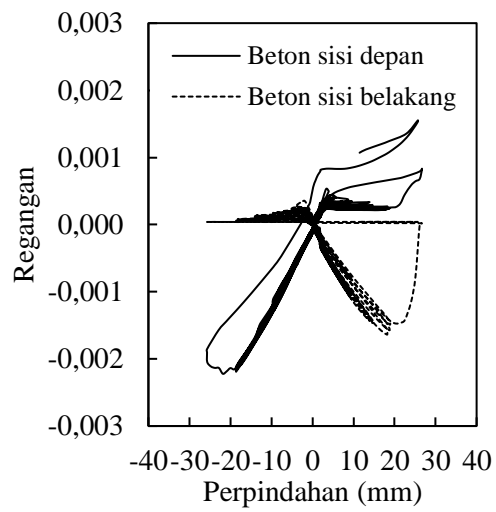


(c) S-DB-6

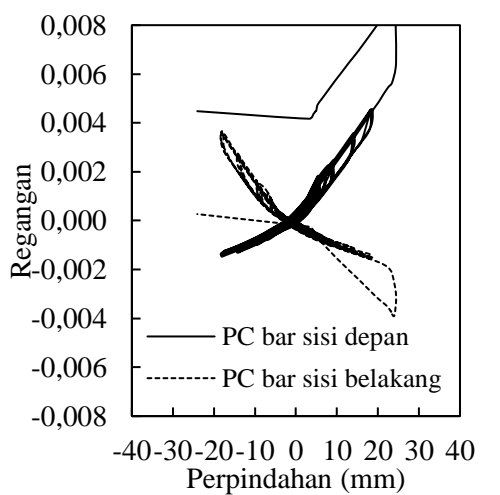
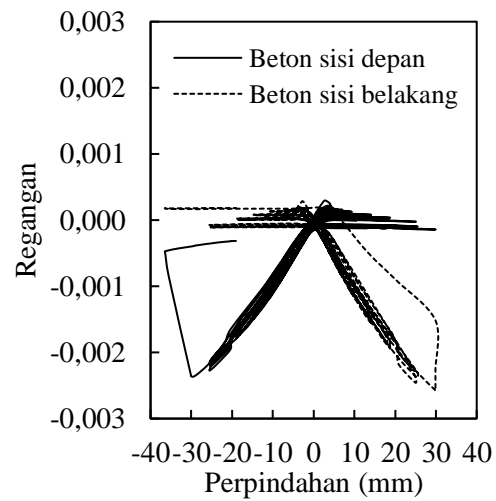
Gambar 4.44 Pengamatan visual benda *spun pile* dengan beton pengisi $P_0 = 0,16f_c'Ag$.



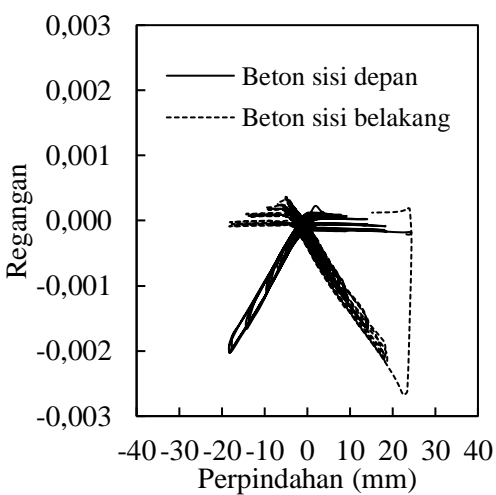
(a) S-DB-3



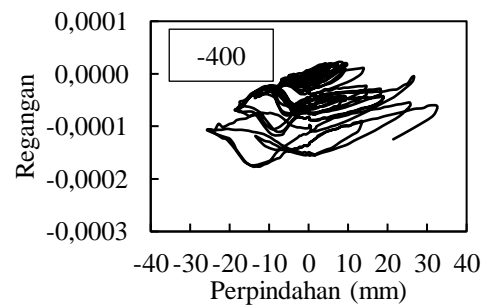
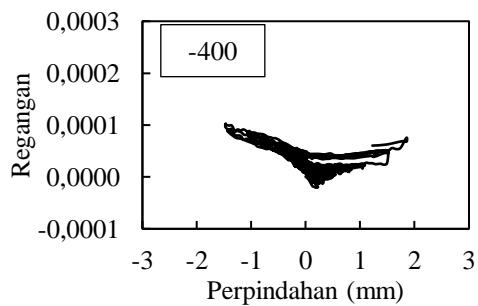
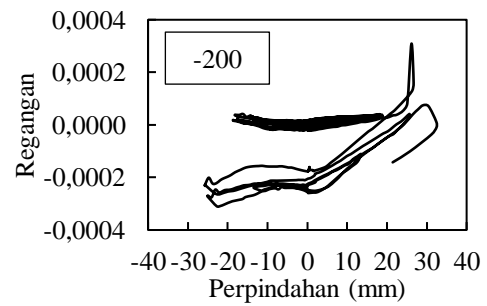
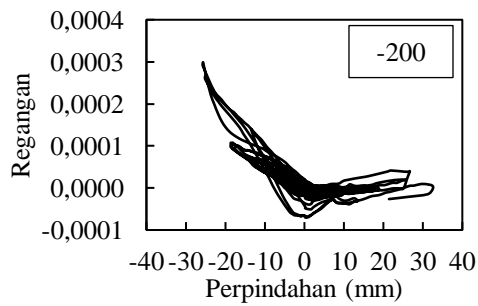
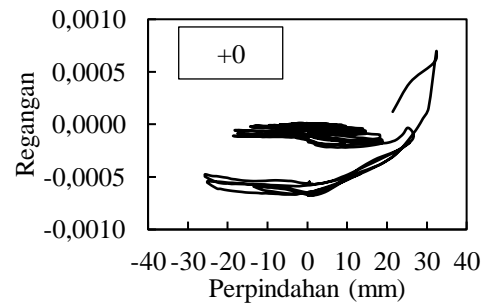
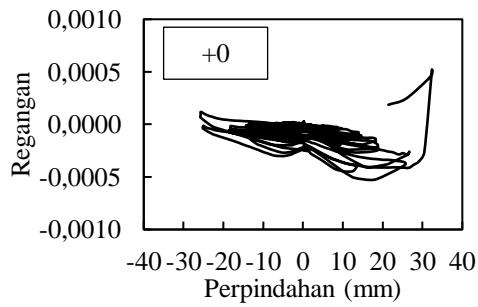
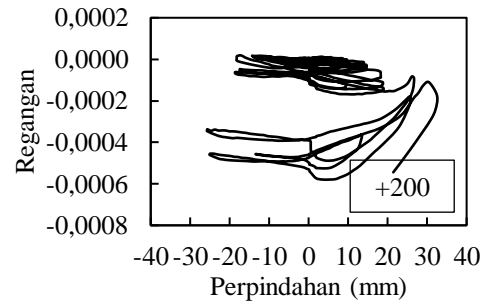
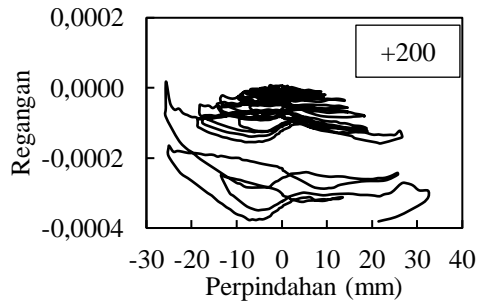
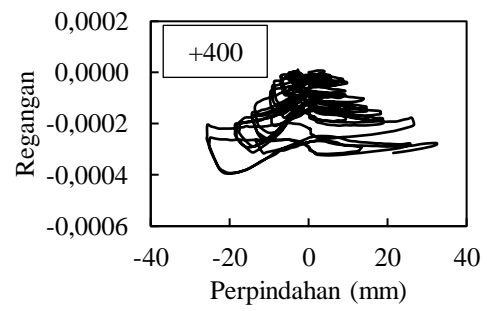
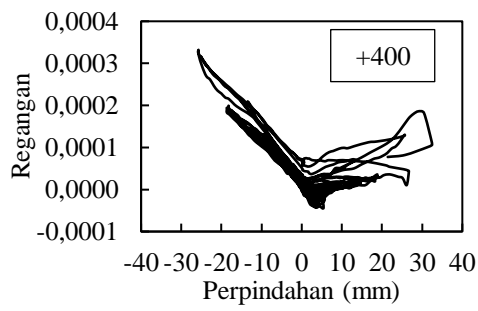
(b) S-DB-4



(c) S-DB-6



Gambar 4.45 Regangan PC bar dan beton spun pile dengan beton pengisi $P_0 = 0,16f_c'Ag$.



(a) Sisi depan

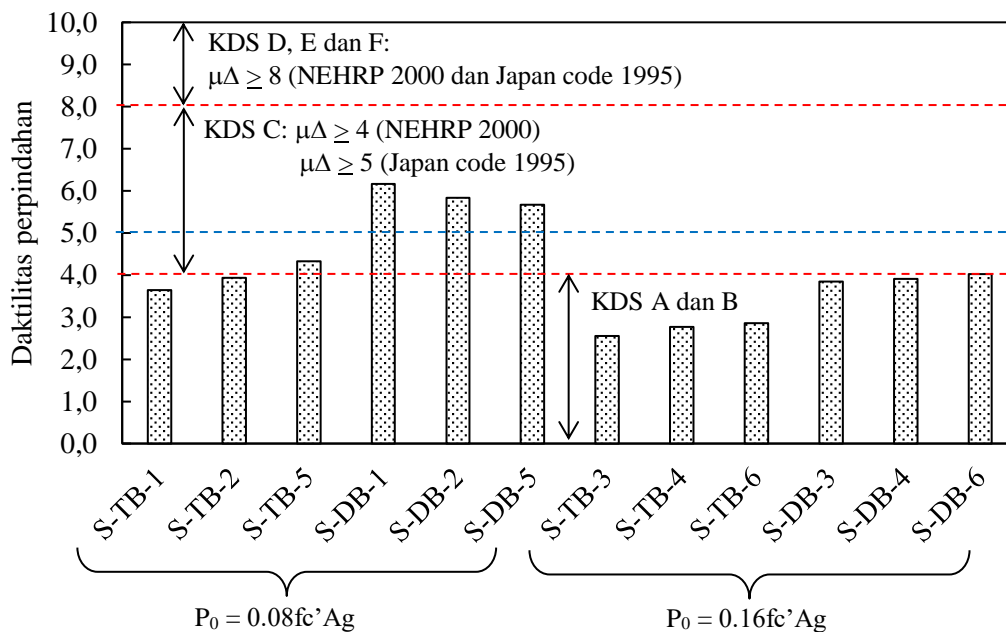
(b) Sisi belakang

Gambar 4.46 Regangan tulang spiral S-DB-3.

4.4 Analisis Kinerja Spun Pile

4.4.1 Daktilitas perpindahan

Perbandingan daktilitas *spun pile* hasil eksperimen dengan persyaratan *codes* ditunjukkan oleh grafik pada Gambar 4.47. Pada grafik tersebut terlihat untuk benda uji *spun pile* tanpa beton pengisi (S-TB) dengan beban aksial $P_0 = 0,08fc'Ag$ memiliki daktilitas perpindahan rata-rata 4. Dengan beban aksial $P_0 = 0,16fc'Ag$ daktilitas perpindahan rata-rata menjadi 2,6. Benda uji *spun pile* dengan beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08fc'Ag$ mampu mencapai daktilitas 5,9. Sedangkan pada beban aksial $P_0 = 0,16fc'Ag$ daktilitas yang mampu dicapai *spun pile* adalah 3,6. Peningkatan beban aksial menyebabkan penurunan nilai daktilitas perpindahan sebesar 34% (Irawan dkk, 2017).



Gambar 4.47 Perbandingan daktilitas *spun pile* dengan persyaratan *codes*.

NEHRP 2000 dan *Japan Code* 1995 mengatur persyaratan aplikasi suatu sistem struktur pemikul momen berdasarkan tingkat daktilitas yang mampu disediakan oleh struktur tersebut. Seperti ditunjukkan pada Gambar 4.47, *spun pile* dengan dan tanpa beton pengisi akibat beban aksial $P_0 = 0,16fc'Ag$ dengan daktilitas perpindahan rata-rata kurang dari 4. Sehingga *spun pile* tersebut dapat diaplikasikan untuk elemen struktur pada KDS A dan B. *Spun pile* dengan dan tanpa

beton pengisi dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c' A_g$ dengan daktilitas rata-rata lebih dari 4 maka dapat diaplikasikan untuk elemen struktur pada KDS C.

4.4.2 Rasio simpangan ultimit

Mengacu pada SNI 7834 2012 yang mengadopsi ACI 374.1-05 menyebutkan bahwa suatu sistem struktur dapat diterima sebagai pemikul momen apabila struktur tersebut mampu berdeformasi hingga rasio simpangan minimum saat beban ultimit sebesar 3,5%. Hasil pengujian menunjukkan rasio simpangan yang mampu dicapai *spun pile* adalah 2%, seperti ditunjukkan pada Tabel 4.10 dan Tabel 4.14. Sehingga *spun pile* perlu dimodifikasi untuk dapat digunakan sebagai pemikul momen agar rasio simpangan saat beban ultimit dapat melebihi 3,5%.

4.4.3 Model runtuh *spun pile*

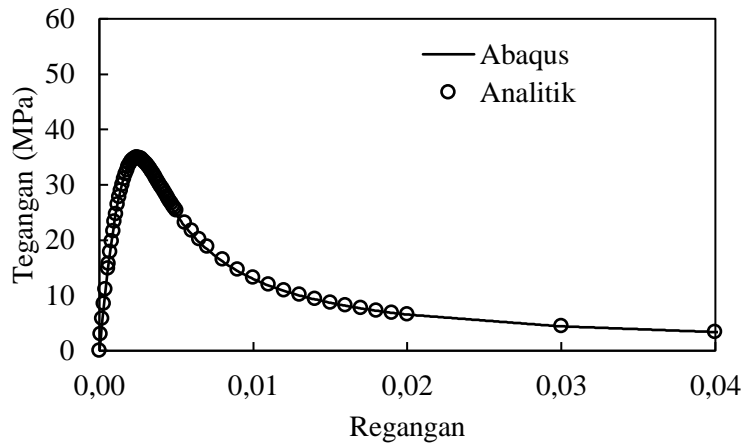
Spun pile runtuh dipicu oleh kehancuran (*crushing*) beton sisi tekan. Pengisian beton pengisi ternyata belum efektif untuk meningkatkan daktilitas *spun pile* karena tulangan spiral yang tersedia tidak mampu menahan beton bagian tekan yang hancur (*crushing*) saat beban ultimit tercapai. Tulangan spiral tidak mampu untuk menahan desakan lateral beton. Peningkatan beban aksial dari menjadikan *crushing* terjadi lebih cepat pada perpindahan yang lateral yang rendah.

Keruntuhan *spun pile* tanpa beton pengisi lebih parah dibanding dengan *spun pile* dengan beton pengisi. Pada *spun pile* tanpa beton pengisi, saat dinding *spun pile* telah *crushing* maka penampang *spun pile* yang menahan beban aksial signifikan berkurang. Akibatnya, *spun pile* meledak (*explosion*). Hal yang berbeda terjadi pada *spun pile* dengan beton pengisi. Setelah dinding *spun pile* telah *crushing*, inti beton akibat adanya beton pengisi mengakibatkan *spun pile* mampu menahan beban aksial, walaupun kekuatan lentur tidak mampu meningkat lagi.

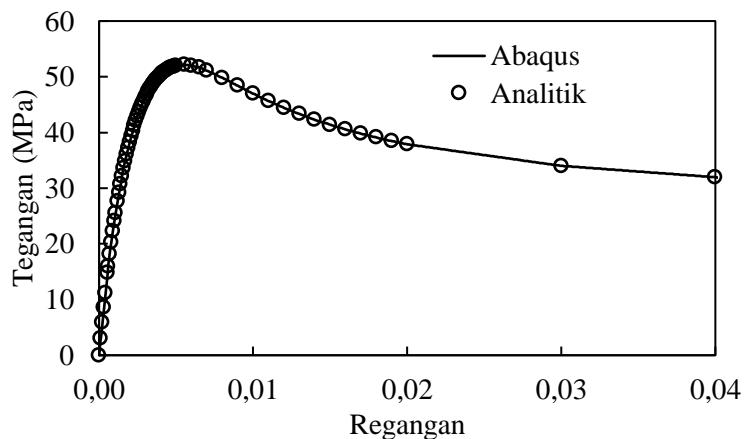
4.5 Hasil Pemodelan Numerik Abaqus

4.5.1 Pemodelan beton dengan beban tekan

Perbandingan antara kurva tegangan regangan tekan beton hasil perhitungan analitik dengan hasil pemodelan Abaqus ditunjukkan pada Gambar 4.48 untuk beton f_c' 33 MPa dan Gambar 4.49 untuk beton f_c' 54,4 MPa. Kurva tegangan regangan tekan hasil perhitungan analitik, sebagai data *input* pemodelan, telah dibahas pada sub bab 3.8.2.1. Dari hasil tersebut nampak model Abaqus menghasilkan kurva tegangan regangan tekan beton yang sama dengan tegangan regangan tekan beton analitik. Sehingga model beton dengan beban tekan ini dapat digunakan untuk memodelkan *spun pile*.

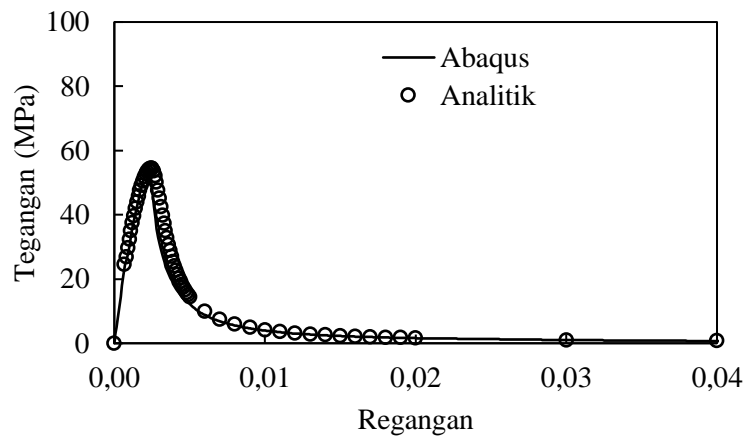


(a) f_c' 33 MPa dengan $f_r = 0,3$ MPa

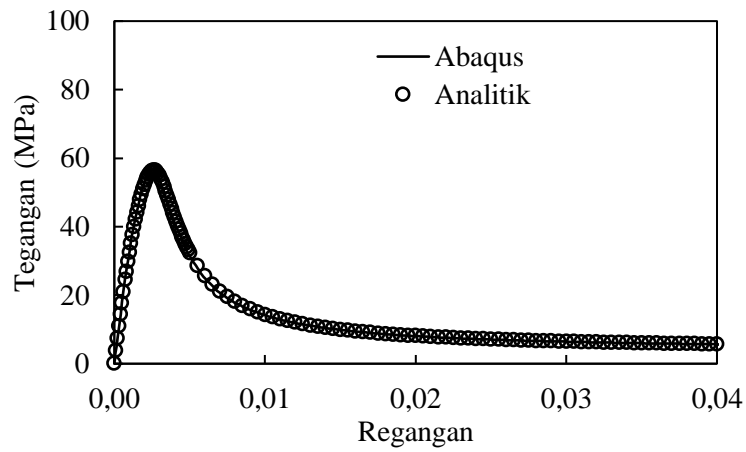


(b) f_c' 33 MPa dengan $f_r = 4,3$ MPa

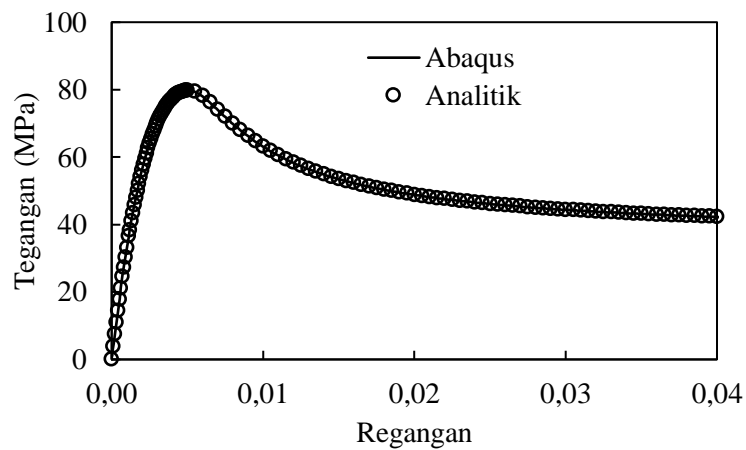
Gambar 4.48 Kurva tegangan regangan tekan beton f_c' 33 MPa analitik dan Abaqus.



(a) f_c' 54,4 MPa dengan $f_r = 0$ MPa



(b) f_c' 54,4 MPa dengan $f_r = 0,3$ MPa

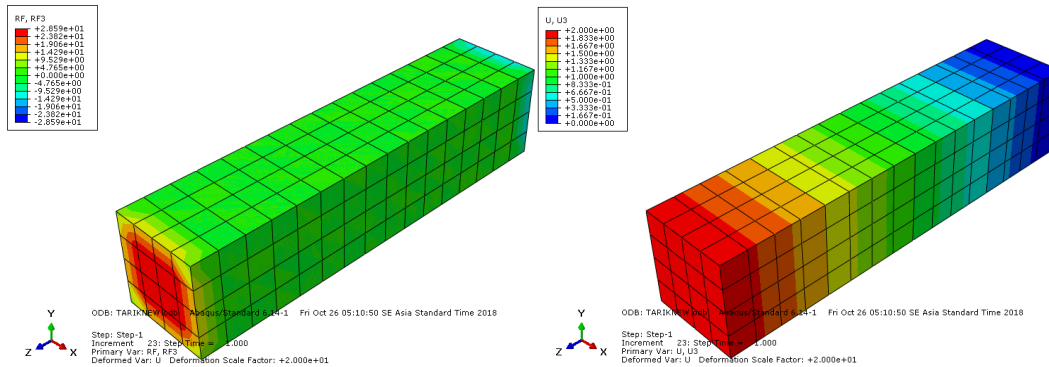


(c) f_c' 54,4 MPa dengan $f_r = 4,3$ MPa

Gambar 4.49 Kurva tegangan regangan tekan beton f_c' 54,4 MPa analitik dan Abaqus.

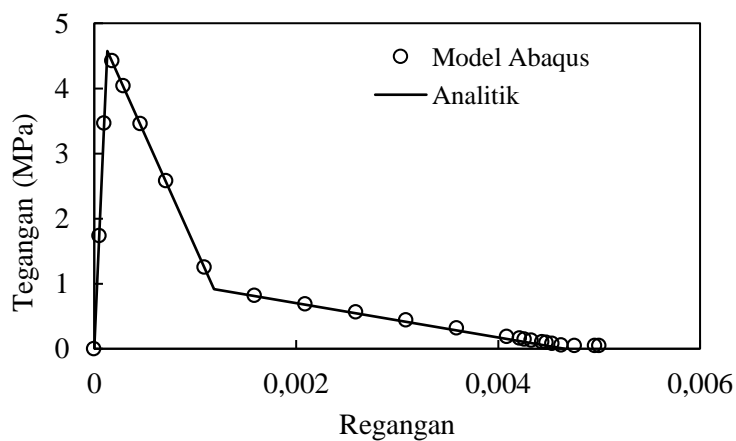
4.5.2 Pemodelan beton dengan beban tarik

Hasil model beton akibat beban tarik berupa kontur gaya dan perpindahan di ujung elemen ditunjukkan pada Gambar 4.50.



Gambar 4.50 Kontur *output* reaksi dan perpindahan model beton tarik.

Gaya yang terjadi dibagi dengan luas penampang beton menghasilkan tegangan. Sedangkan perpindahan yang terjadi dibagi dengan panjang beton didapatkan regangan. Selanjutnya tegangan dan regangan tersebut di-plot ke dalam kurva seperti ditunjukkan pada Gambar 4.51. Pada kurva tersebut juga dimasukkan data tegangan regangan analitik sesuai dengan usulan Hoover dan Bazant (2014). Dari kurva tersebut terlihat hubungan tegangan regangan tarik beton model Abaqus mengikuti pola data masukan tegangan regangan analitik. Sehingga model ini valid untuk pemodelan *spun pile*.



Gambar 4.51 Kurva tegangan regangan tarik beton f_c 54,4 MPa analitik dan Abaqus.

4.5.3 Pemodelan pratekan

Untuk menganalisis perilaku tegangan pratekan beton oleh *PC bar* maka dalam penelitian ini dibuat balok berpenampang 100 x 100 mm dengan panjang 1.000 mm. Beton ini dianalogikan sebagai dinding *spun pile*. Beton memiliki f_c' 54,4 MPa. Ke dalam beton ditanam (*embedded*) *PC bar* diameter 7,1 mm.

Properti material beton dan *PC bar* dimodelkan masih dalam kondisi elastis. Beton f_c' 54,4 MPa mempunyai $E = 34.665$ MPa dengan rasio poisson $\nu = 0,2$. Sedangkan *PC bar* memiliki $E = 229.577$ MPa dan $\nu = 0,3$. *PC bar* diasumsikan melekat sempurna pada beton. Sehingga dalam *modul interaction* interaksi antara *PC bar* dan beton didefinisikan sebagai *embedded region*.

Ukuran elemen *meshing* adalah 10 mm. *PC bar* dimodelkan sebagai elemen 3D *truss*. Sedangkan beton dimodelkan sebagai elemen *solid*. Tipe elemen beton adalah *hexahedral* dengan menggunakan *full integration*. Artinya, dalam elemen hexahedral terdapat 8 *node*. Pada saat integrarsi untuk menghitung kekakuan elemen akan dipakai 8 *gauss point* dan efek *hourglass* tidak muncul.

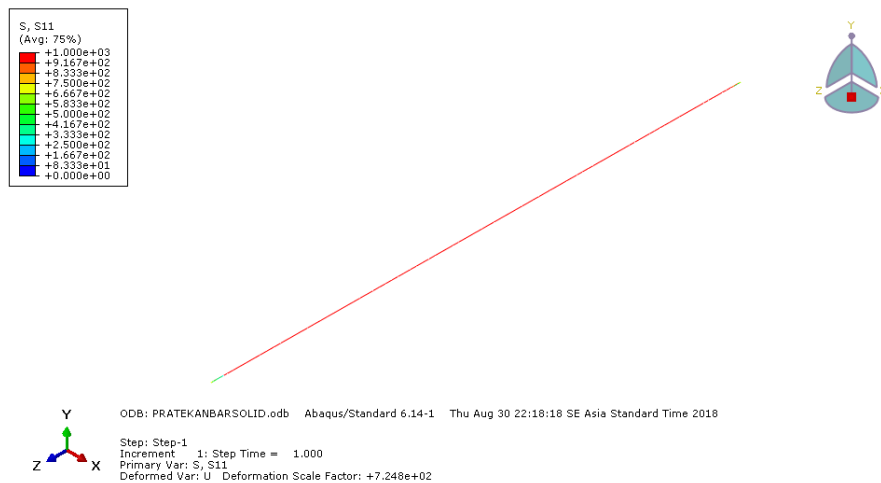
Dalam program Abaqus pengaruh tegangan tarik awal *PC bar* dimodelkan di menu *Predefined Field* $f_{p0} = +1.000$ MPa sebagai tegangan S11. Dalam konsep beton pratekan *PC bar* yang telah ditarik tersebut dilepaskan (*release*) akan menekan penampang beton. Besarnya gaya tekan tersebut adalah:

$$F_{p0} = f_{p0} \times A_p = 1.000 \text{ MPa} \times 40 \text{ mm}^2 = 40.000 \text{ N}$$

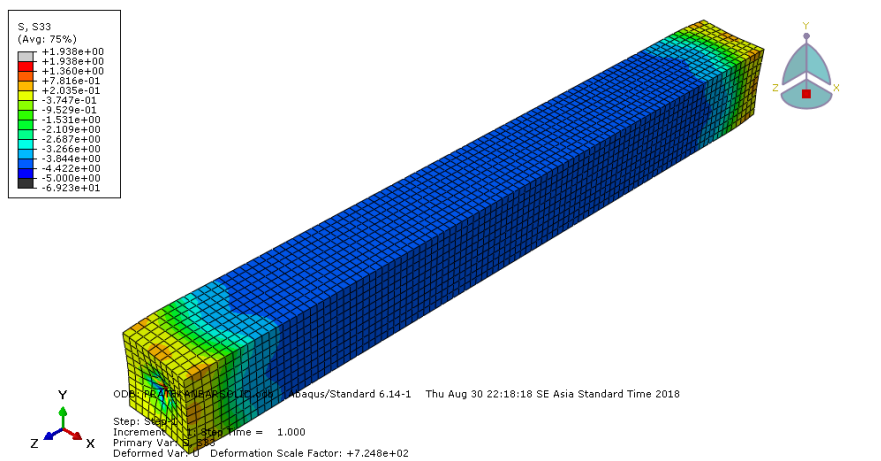
Gaya tersebut menekan penampang beton dengan tegangan:

$$f_{c0} = \frac{F_{p0}}{A_c} = \frac{40.000 \text{ N}}{100 \times 100 \text{ mm}^2} = 4 \text{ MPa}$$

Pengamatan hasil pemodelan adalah pada tegangan *PC bar* dan beton setelah model dijalankan (*running*). Hasil *running* ditunjukkan pada Gambar 4.52. Kontur tegangan *PC bar* menunjukkan tegangan pratekan awal 1000 MPa telah bekerja pada *PC bar* (Gambar 4.52a). Tegangan tekan beton setelah *release* adalah 3,9 MPa (Gambar 4.52b), selisih 2,5% dari estimasi. Sehingga model pratekan dengan Abaqus bisa dipakai untuk memodelkan pratekan pada *spun pile*.



(a) Tegangan *PC bar* 1.000 Mpa



(b) Tegangan tekan beton sebesar 3,9 MPa

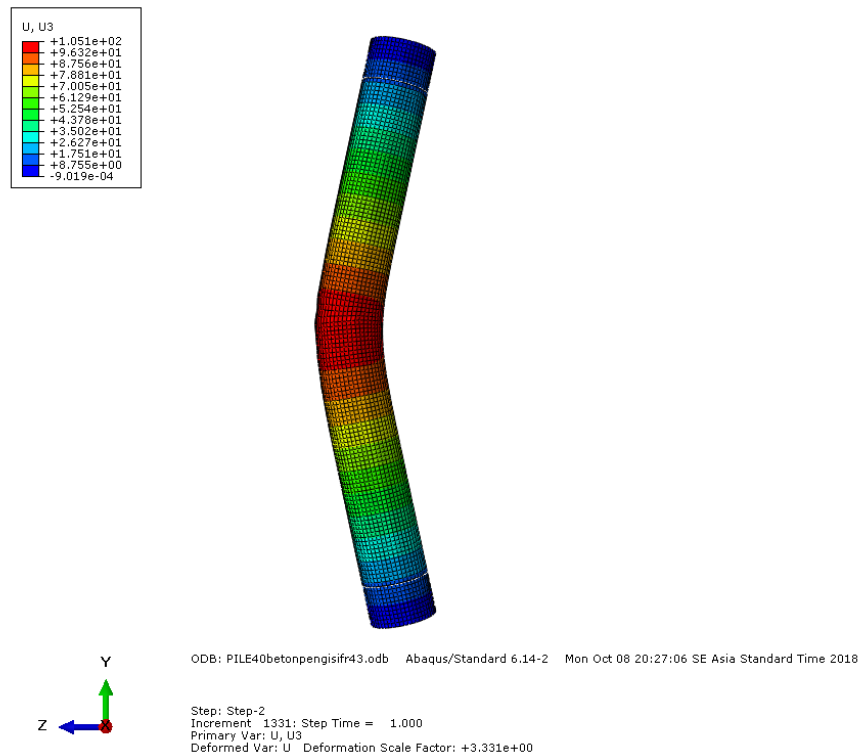
Gambar 4.52 Tegangan *PC bar* dan beton hasil pemodelan pratekan.

4.5.4 Pemodelan *spun pile* eksisting

Dua hal yang dianalisis dalam pemodelan numerik *spun pile*. Analisis pertama adalah perbandingan kurva beban perpindahan hasil pemodelan numerik dengan hasil eksperimen. Kedua adalah tegangan regangan beton dan *PC bar*.

4.5.4.1 Kurva beban perpindahan

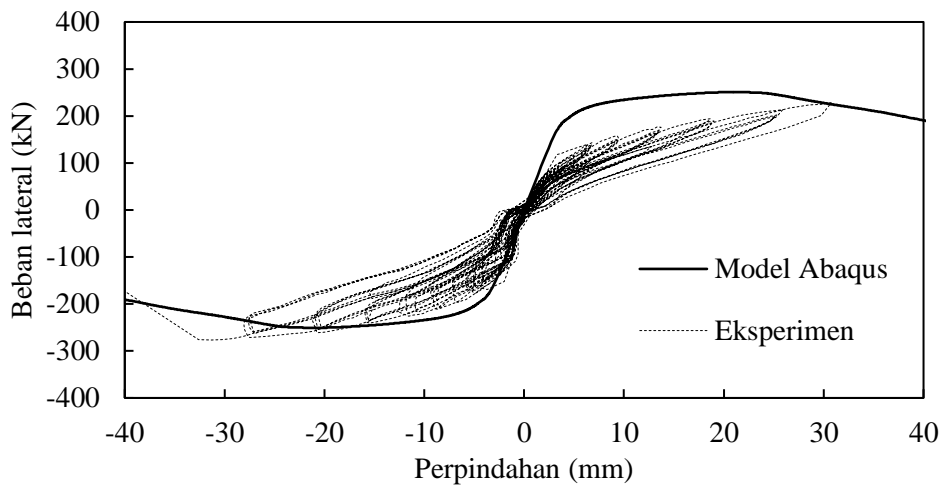
Bentuk deformasi *spun pile* hasil model Abaqus ditunjukkan pada Gambar 4.53. Data perpindahan lateral (searah sumbu Z) dapat dikeluarkan pada modul *visualization*. Beban lateral dibebankan di tengah bentang *spun pile* dapat diperoleh dengan menjumlahkan reaksi tumpuan sumbu Z (RF3). Dari data beban dan perpindahan tersebut dapat dibuat kurva beban-perpindahan *spun pile*.



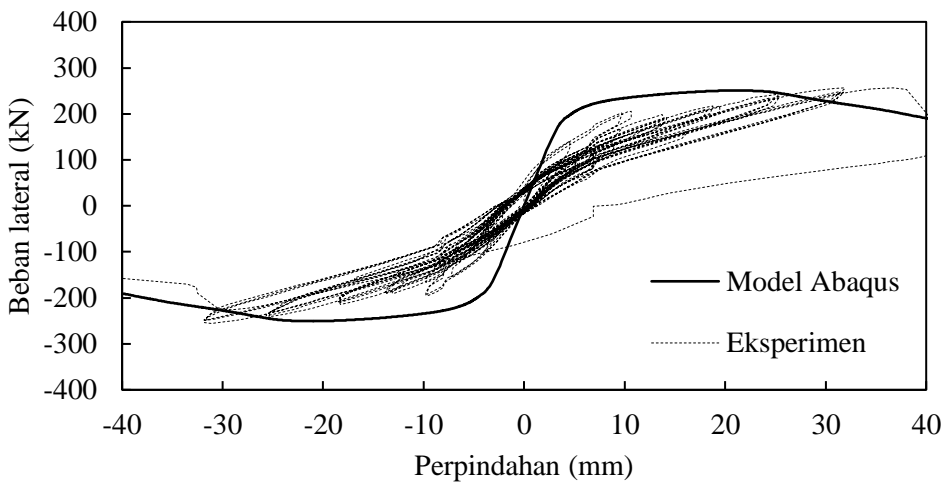
Gambar 4.53 Deformasi *spun pile* model Abaqus.

Perbandingan kurva hubungan antara beban lateral dengan perpindahan yang terjadi di tengah bentang hasil pemodelan *spun pile* dengan beton pengisi eksisting dan hasil pengujian laboratorium ditunjukkan pada Gambar 4.54 untuk beban lentur dan beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ serta pada Gambar 4.55 akibat beban lentur dan beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$. Pada kurva tersebut ditampilkan juga kurva beban perpindahan hasil eksperimen. Secara garis besar kurva beban perpindahan model Abaqus memiliki pola yang sama dengan hasil eksperimen. Kurva diawali dengan kondisi elastis, kemudian terjadi retak, dan dilanjutkan dengan proses plastifikasi (pelelehan).

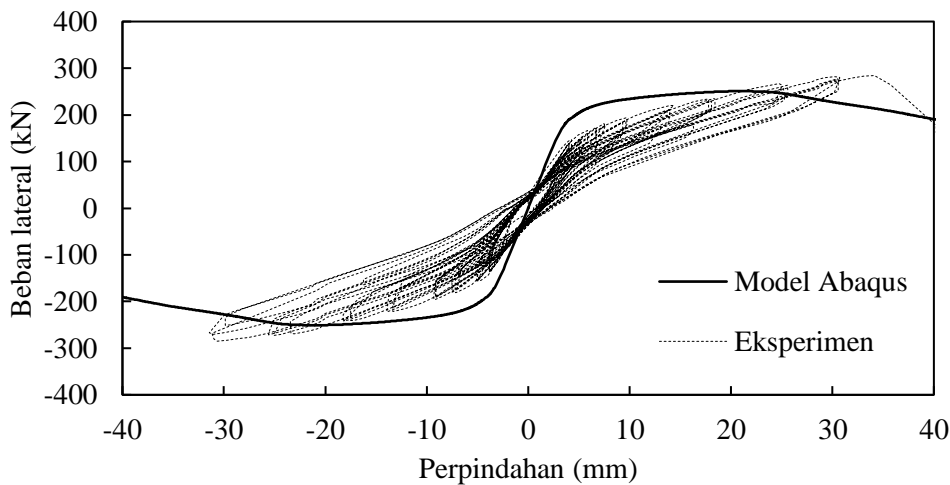
Saat fase elastis model Abaqus dan hasil eksperimen memiliki kekakuan yang sama. Kondisi ini berjalan hingga beban retak tercapai. Setelah retak hingga kekuatan ultimit tercapai, model Abaqus nampak mengalami kenaikan beban yang lebih besar dibandingkan dengan hasil eksperimen pada pertambahan perpindahan yang sama. Penyebab perbedaan beban antara hasil model Abaqus dan eksperimen diperkirakan akibat pengaruh nilai viscosity dan mekanisme lekatan yang lepas (*bondslip*) antara beton dengan tulangan *PC bar* belum dimodelkan.



(a) S-DB-1

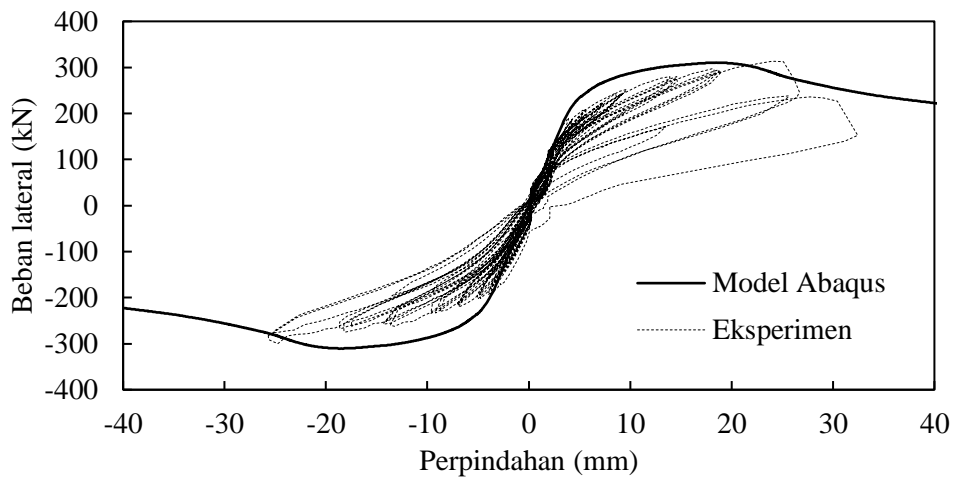


(b) S-DB-2

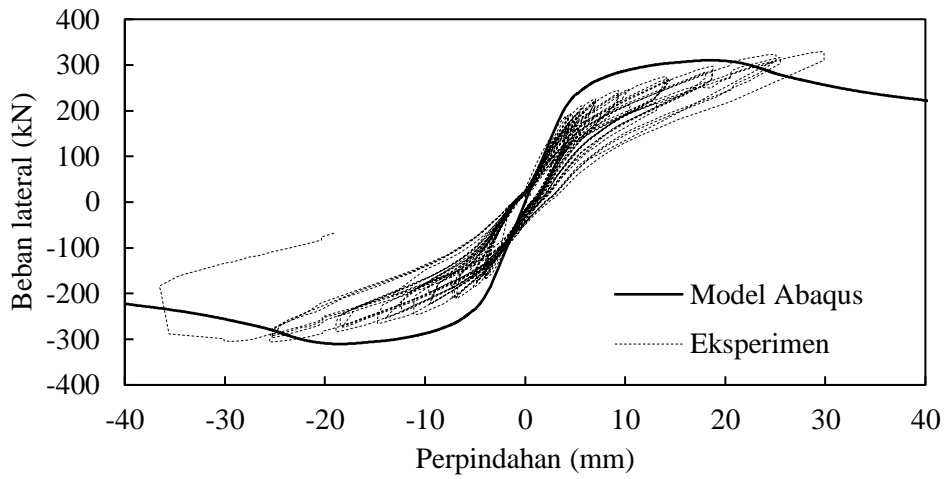


(c) S-DB-5

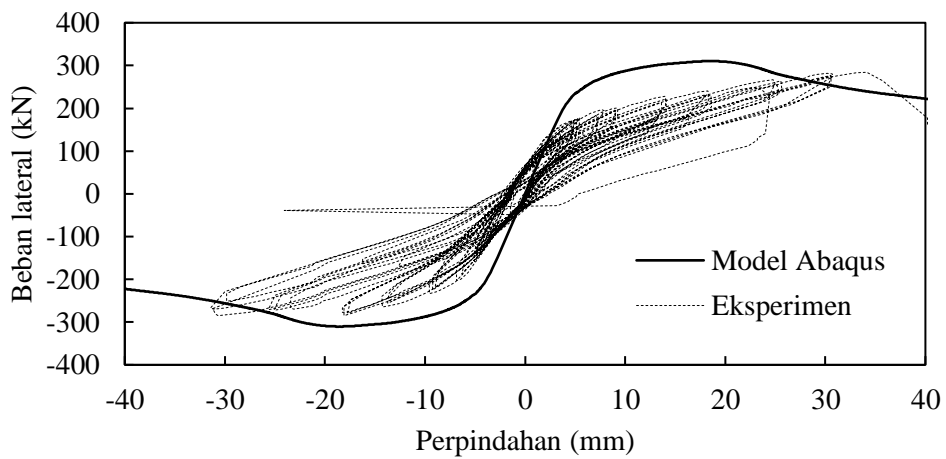
Gambar 4.54 Kurva beban perpindahan Abaqus dan eksperimen $P_0 = 0,08f_c'Ag$.



(a) S-DB-3



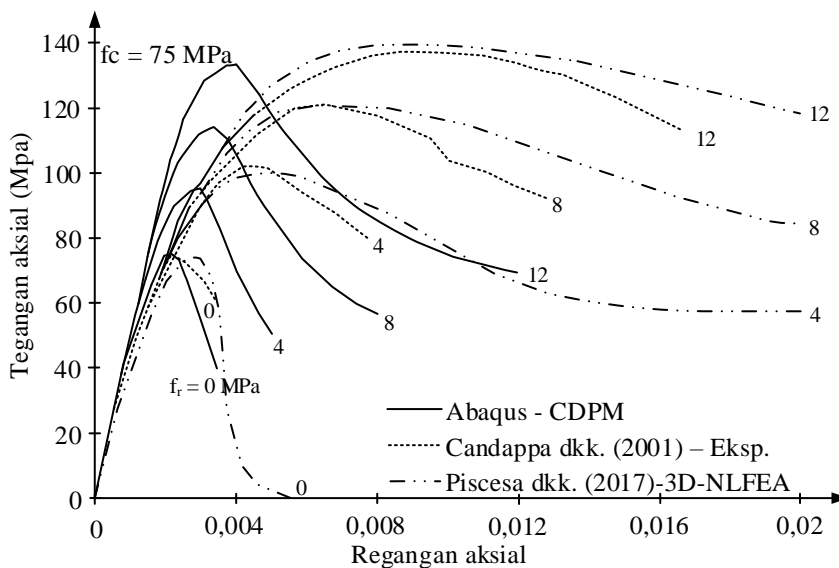
(b) S-DB-4



(c) S-DB-6

Gambar 4.55 Kurva beban perpindahan Abaqus dan eksperimen $P_0 = 0,16f_c'Ag$.

Semakin kecil nilai *viscosity* akan meningkatkan akurasi hasil perhitungan dan juga meningkatkan waktu yang diperlukan oleh program dalam perhitungan tersebut (Ren dkk., 2015). Abaqus membutuhkan data *input viscosity* ke dalam properti material beton. Dalam pemodelan ini digunakan nilai *viscosity* = 0,00001. Untuk mendapatkan kurva yang lebih mendekati hasil eksperimen maka diperlukan nilai *viscosity* = 0 (Michal dan Andrzej, 2015). Namun saat dijalankan dengan *viscosity* = 0 program Abaqus tidak dapat mencapai konvergensi sehingga *aborted*. Kekuatan retak *spun pile* hasil model yang tinggi sesuai dengan hasil penelitian Trimarentra dkk. (2018). Dalam penelitian tersebut disebutkan bahwa hasil pemodelan Abaqus mempunyai kekakuan elastis yang lebih besar dibandingkan dengan dengan hasil eksperimen (Gambar 4.56).



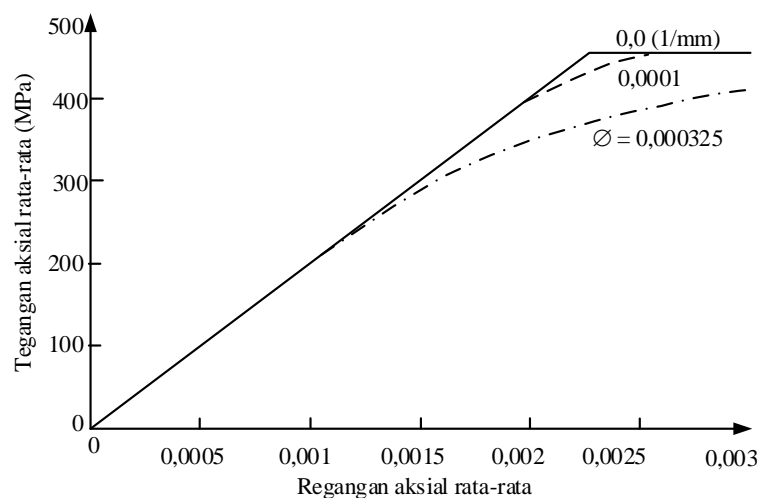
Gambar 4.56 Perbandingan tegangan-regangan tekan beton Abaqus, eksperimen dan model NLFEA (Trimarentra dkk., 2018).

Ditinjau dari kondisi ultimit terlihat bahwa beban dan perpindahan hasil Abaqus tidak jauh berbeda dengan hasil eksperimen. Seperti ditunjukkan pada Tabel 4.15, terlihat beban lateral ultimit hasil model numerik memberikan hasil yang hampir sama dengan hasil eksperimen. Selain itu, model Abaqus tidak dapat memprediksi perilaku tiang pancang *spun pile* pasca beban puncak dengan baik. Kurva hasil eksperimen menunjukkan *spun pile* runtuh secara tiba-tiba sesaat setelah beban maksimum tercapai. Sedangkan degradasi kekuatan model *spun pile* pasca beban maksimum cenderung landai (Gambar 4.54 dan Gambar 4.55).

Tabel 4.15 Beban lateral ultimit *spun pile* hasil eksperimen dan model Abaqus

Benda uji	Beban lateral (kN)		Eksp/Model
	Eksperimen	Model Abaqus	
S-DB-1	276,8	250,7	1,10
S-DB-2	256,5	250,7	1,02
S-DB-5	285,0	250,7	1,14
S-DB-3	313,5	310,4	1,01
S-DB-4	329,3	310,4	1,06
S-DB-6	285,0	310,4	0,92

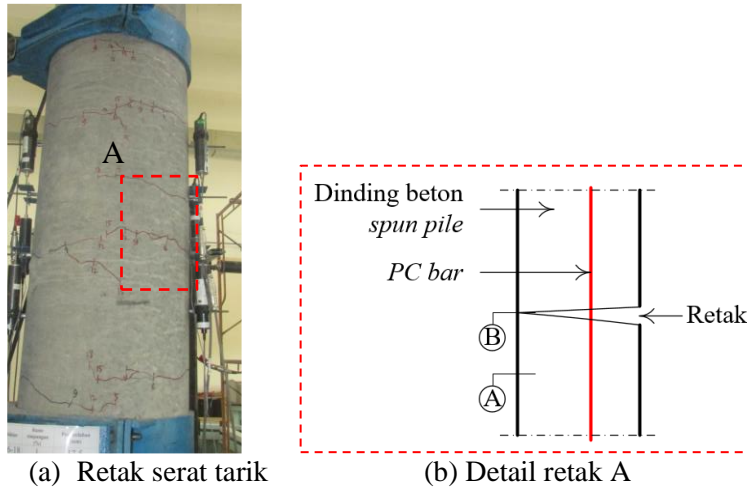
Maekawa dan Qureshi (1996) menyebutkan bahwa, dalam mekanisme lentur, perilaku tegangan-regangan tarik untuk tulangan yang tertanam di dalam beton berbeda dengan perilaku tegangan-regangan tarik tulangan akibat beban uniaksial. Pertambahan kurvatur menyebabkan tegangan ultimit yang dicapai tulangan lebih rendah dibanding dengan hasil tarik uniaksial (Gambar 4.57).



Gambar 4.57 Efek kurvatur terhadap hubungan tegangan regangan tulangan tarik (Maekawa dan Qureshi, 1996).

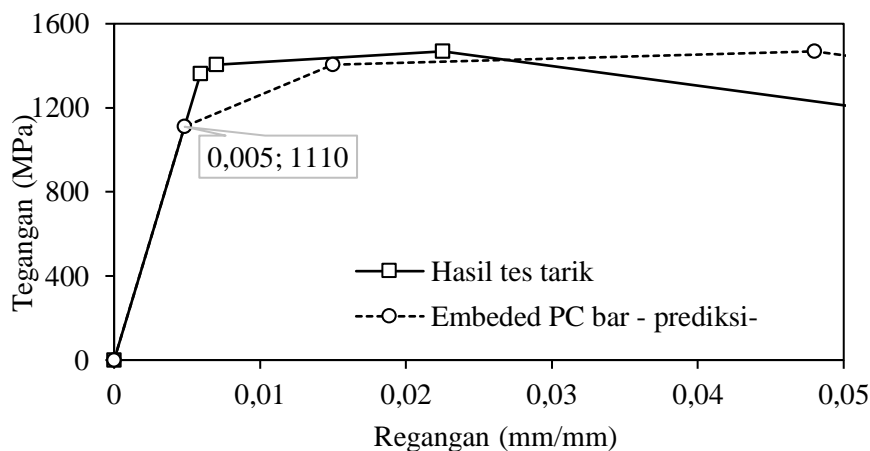
Selain itu, Akibat beban lentur pada bagian serat tarik terjadi retak dengan distribusi ditunjukkan pada Gambar 4.58a. Gambaran lebih detail tentang fenomena retak tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.58b. Tepat pada bagian penampang yang retak (potongan B) gaya tarik yang bekerja pada penampang secara penuh oleh *PC bar*, sedangkan di penampang yang tidak retak (potongan A) gaya tarik dipikul bersama *PC bar* dan penampang beton. Akibatnya, tegangan *PC bar* pada penampang retak lebih besar dari penampang yang belum retak. Perbedaan

tegangan tersebut berpotensi menyebabkan lekatan lepas (*bond slip*) antara *PC bar* dan beton, serta dan kehilangan prategang.

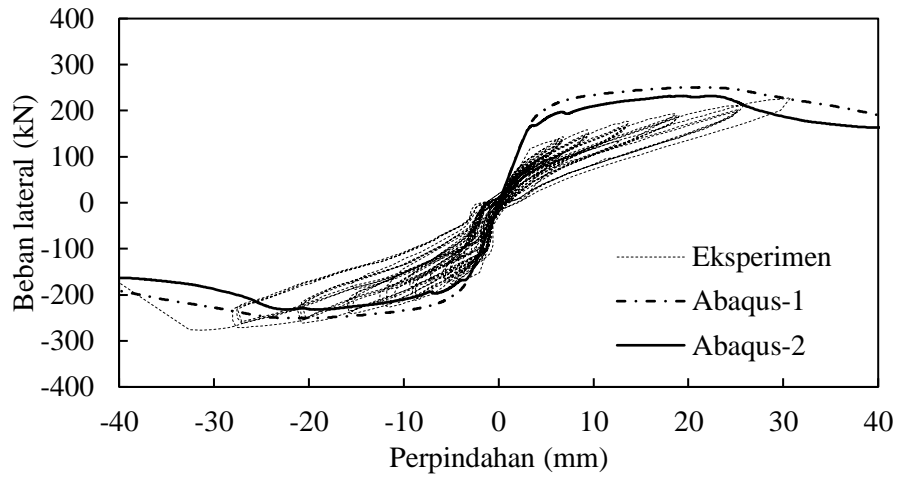


Gambar 4.58 Aksi komposit beton dan *PC bar* pada dinding *spun pile*.

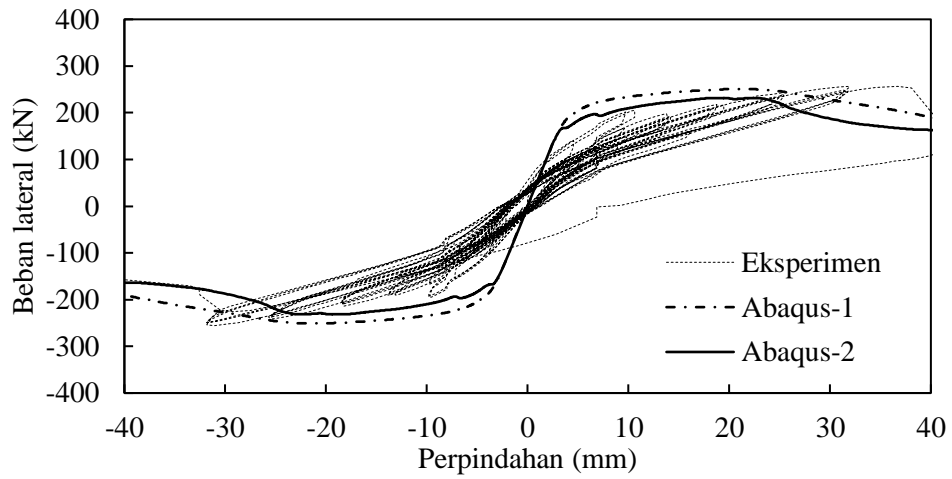
Dengan merujuk pada pengaruh kurvatur terhadap tegangan-regangan tulangan tarik (Maekawa dan Qureshi, 1996) dan *bondslip*, maka data input tegangan regangan *PC bar* model Abaqus perlu disesuaikan sebagai efek kurvatur dan *bond slip* ini. Model *bond slip* tersebut dapat dimodelkan dengan sederhana namun realistis (Shafei dkk., 2009). Solusi langsung (*direct solution*) dengan megestimasi tegangan-regangan *PC bar* pasca penampang retak ditunjukkan pada Gambar 4.59. Adanya *slip* menyebabkan tegangan puncak bergeser dari regangan 0,023 menjadi 0,048. Perubahan tegangan regangan *PC bar* menyebabkan menjadikan kurva beban perpindahan model Abaqus lebih mendekati hasil eksperimen seperti ditunjukkan pada Gambar 4.60 dan Gambar 4.61.



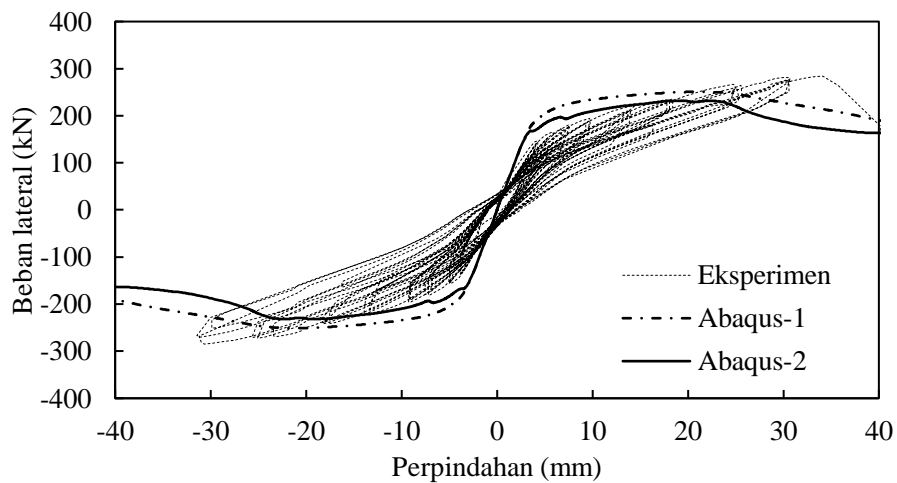
Gambar 4.59 Tegangan regangan tarik *PC bar* dan model *embedded*.



(a) S-DB-1

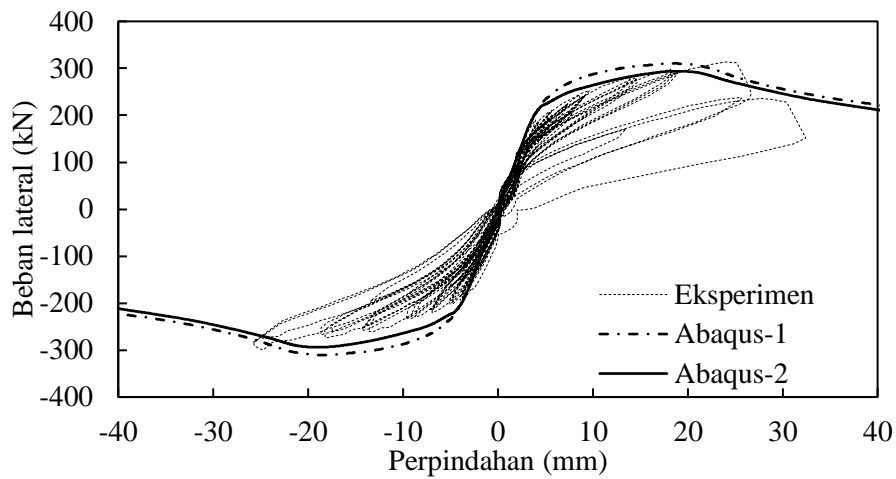


(b) S-DB-2

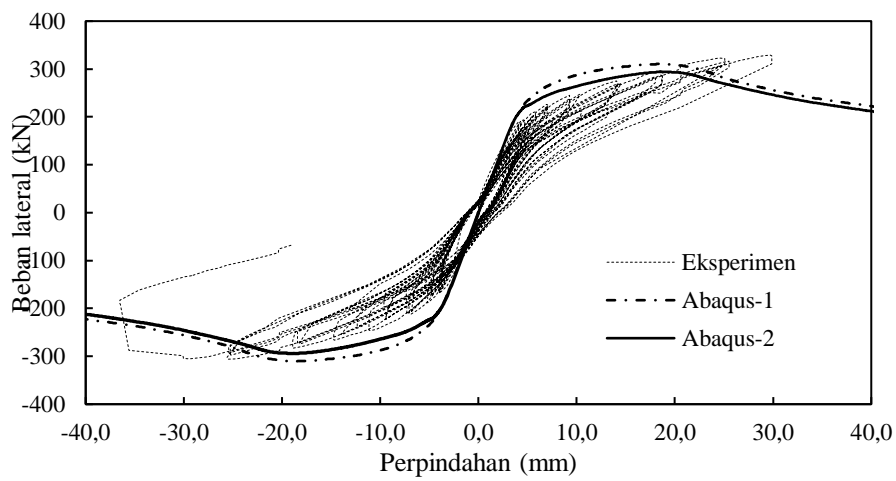


(c) S-DB-5

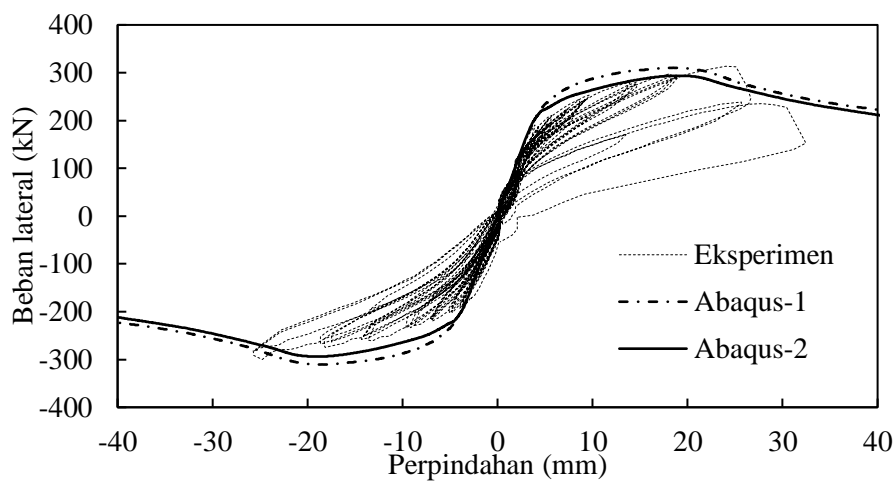
Gambar 4.60 Kurva beban perpindahan eksperimen dan Abaqus-2.



(a) S-DB-3



(b) S-DB-4

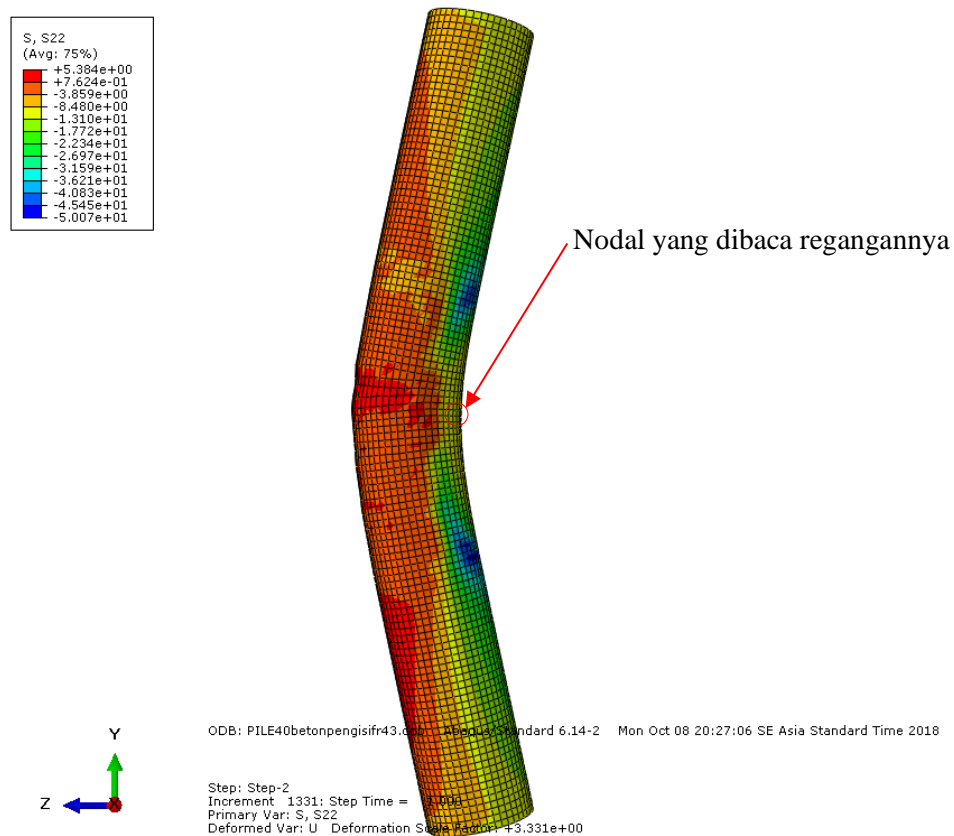


(c) S-DB-6

Gambar 4.61 Kurva beban perpindahan eksperimen dan Abaqus-2.

4.5.4.2 Tegangan beton di serat tekan

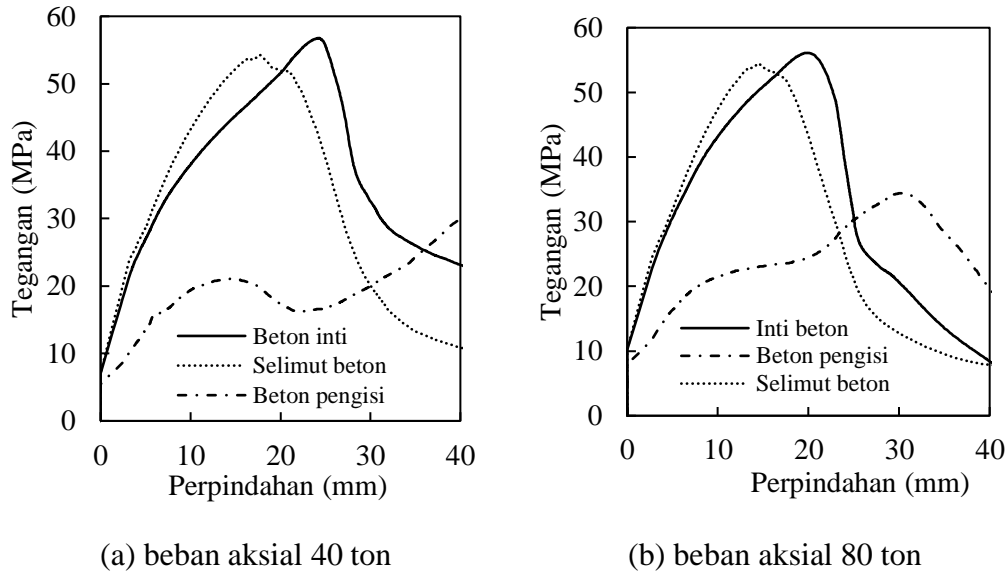
Tegangan beton serat tekan diamati pada sisi terluar selimut beton, inti beton *spun pile* dan beton pengisi. Data tegangan tekan beton diambil pada satu *unique nodal* (Gambar 4.62). Tegangan tersebut merupakan tegangan *von mises*.



Gambar 4.62 Nodal data tegangan beton serat tekan *spun pile*

Data tegangan beton serat tekan *spun pile* di-plot dengan perpindahan di tengah bentang ditunjukkan oleh kurva pada Gambar 4.63. Pada gambar tersebut terlihat sejalan dengan bertambahnya perpindahan di tengah bentang *spun pile* tegangan beton inti tekan semakin bertambah hingga mencapai tegangan puncaknya. Akibat beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ nilai tegangan puncak 56,8 MPa yang terjadi pada perpindahan 24,3 mm (Gambar 4.63a). Sedangkan akibat beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ nilai tegangan puncak 56,1 MPa yang terjadi pada perpindahan 20 mm (Gambar 4.63b). Setelah tegangan puncak tersebut tercapai terjadi penurunan tegangan secara signifikan. Sehingga saat perpindahan 61,25 mm tegangan beton inti tersisa sebesar 15,1 MPa untuk beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ dan 8,8 MPa untuk

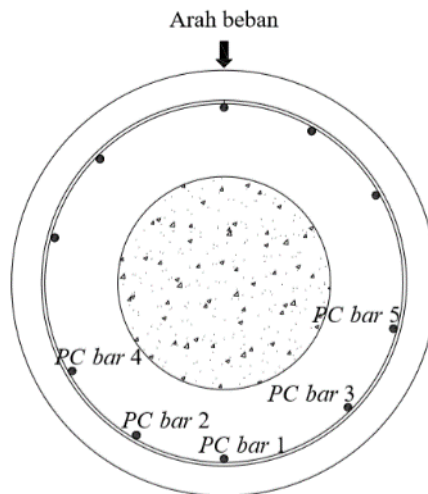
beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$. Hal ini menunjukkan dengan pengekanan $f_r = 0,3$ MPa tidak memberikan pengaruh besar terhadap peningkatan daktilitas *spun pile*.



Gambar 4.63 Kurva tegangan tekan beton dan perpindahan di tengah bentang *spun pile* eksisting

4.5.4.3 Tegangan PC bar di serat tarik

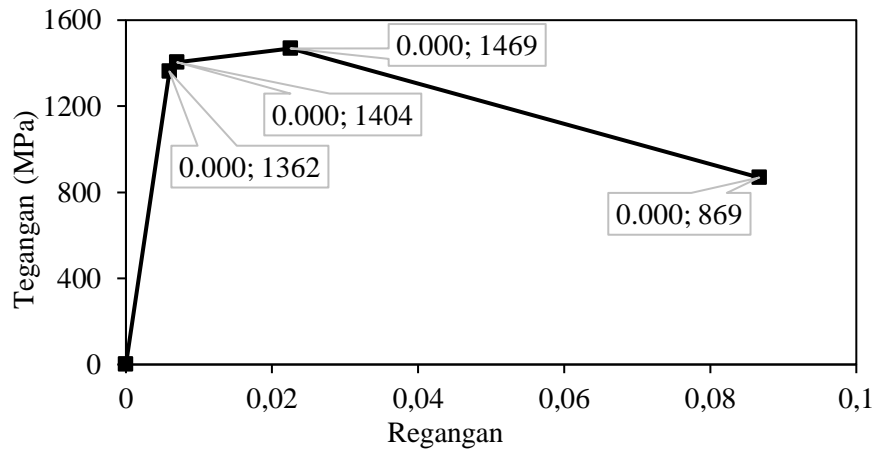
Analisis tegangan PC bar di serat tarik dilakukan dengan merekap regangan tarik lima PC bar dengan posisi seperti ditunjukkan pada Gambar 4.64.



Gambar 4.64 Posisi PC bar yang diamati pada model *spun pile*.

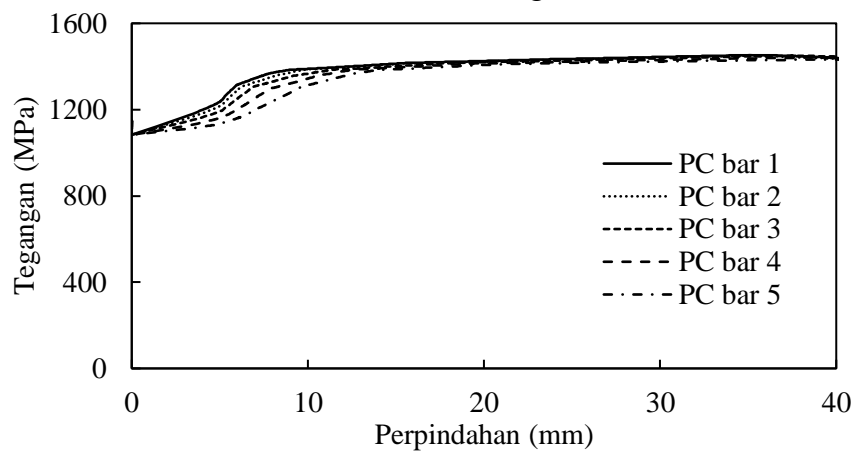
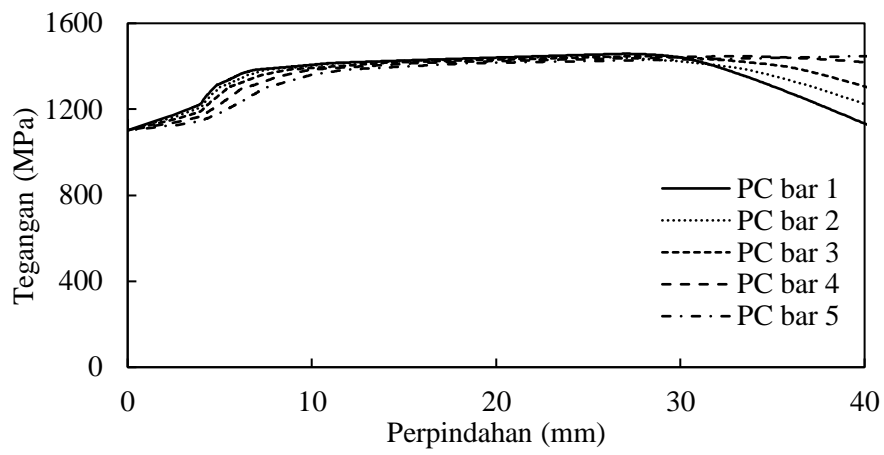
Analisis tegangan hasil model mengacu pada kurva idealisasi tegangan-regangan tarik PC bar yang ditunjukkan pada Gambar 4.65. Pada kurva tersebut terlihat

regangan leleh *PC bar* adalah 0,007 dengan tegangan sebesar 1.404 MPa. Sedangkan tegangan maksimum adalah 1.469 MPa yang terjadi pada regangan 0,023. Kemudian tegangan tersebut menurun hingga putus pada tegangan 869 MPa dengan elongasi 0,087. Kinerja *spun pile* dianalisis dengan membandingkan tegangan yang terjadi hasil *running* Abaqus dengan kurva tersebut.



Gambar 4.65 Idealisasi kurva tegangan regangan tarik *PC bar*.

Berdasarkan Tabel 4.14 data perpindahan ultimit hasil eksperimen disebutkan bahwa akibat beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ *spun pile* dengan beton pengisi runtuh pada perpindahan 34,4 mm dan 25,8 mm beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$. Dengan membandingkan data perpindahan ultimit tersebut dengan histori tegangan *PC bar* hasil model Abaqus pada Gambar 4.66 nampak bahwa saat perpindahan ultimit tersebut tegangan *PC bar* masih dalam rentang lelehnya. Hal ini sesuai dengan histori regangan *PC bar* hasil eksperimen yang menyatakan *PC bar spun pile* belum putus (Gambar 4.42 dan Gambar 4.45). Dengan pertimbangan bahwa *PC bar* masih mampu memikul momen yang terjadi maka dalam model *spun pile* usulan tetap menggunakan *PC bar spun pile* eksisting, yaitu 10 *PC bar* diameter 7,1 mm.

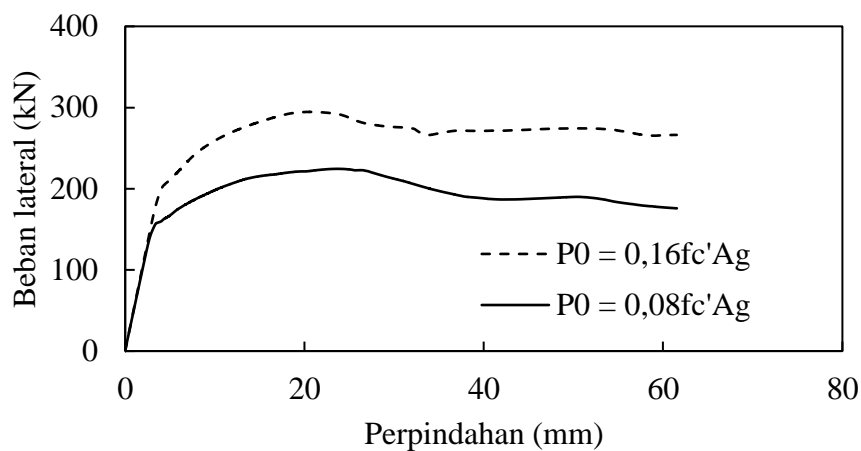


Gambar 4.66 Tegangan *PC bar spun pile* eksisting model Abaqus.

4.5.5 Pemodelan *spun pile* usulan

4.5.5.1 Kurva beban perpindahan

Kurva beban perpindahan model *spun pile* usulan ditunjukkan pada Gambar 4.67. Dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ dan $P_0 = 0,16f_c'Ag$ *spun pile* memiliki kekakuan elastis sebelum retak yang sama. Pada kurva tersebut nampak bahwa beban aksial yang lebih tinggi menghasilkan kekuatan lentur *spun pile* yang lebih tinggi pula.



Gambar 4.67 Kurva beban perpindahan model *spun pile* usulan.

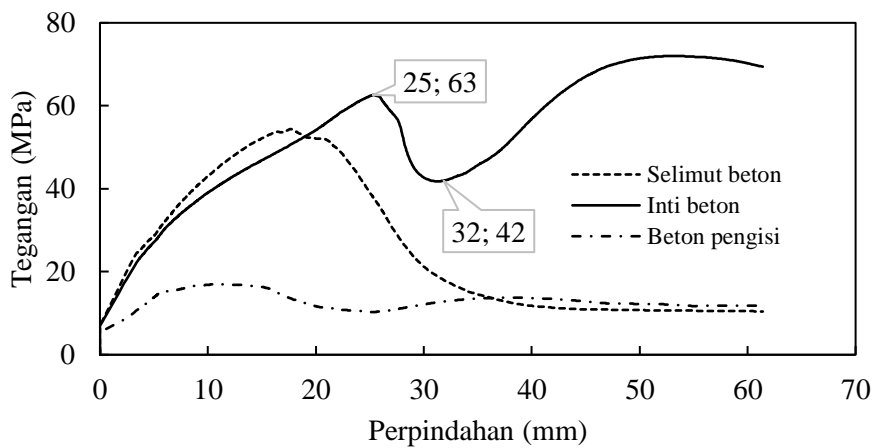
Setelah momen maksimum tercapai terjadi degradasi kekuatan *spun pile*. Beban lateral maksimum (H_{max}) yang terjadi pada model *spun pile* usulan adalah sebesar 224 kN pada perpindahan 23,6 mm untuk beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ dan 295 kN untuk beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$ pada perpindahan 20,6 mm. Beban lateral maksimum tersebut mengalami penurunan sejalan dengan pertambahan perpindahan di tengah bentang. Saat perpindahan 61,25 mm ($\delta = 3,5\%$), untuk beban lateral untuk *spun pile* usulan $P_0 = 0,08f_c'Ag$ mengalami penurunan menjadi 176 kN ($0,8H_{max}$). Sedangkan pada beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ terjadi penurunan beban lateral menjadi 266 kN ($0,9H_{max}$). Analisis detail tentang mekanisme keruntuhan *spun pile* usulan dibahas dalam analisis tegangan beton serat tekan, tegangan *PC bar* serat tarik dan regangan tulangan spiral.

Hasil eksperimen menunjukkan *spun pile* dengan beton pengisi akibat beban lentur dengan beban aksial $0,08f_c'Ag$ mengalami pelelehan saat perpindahan

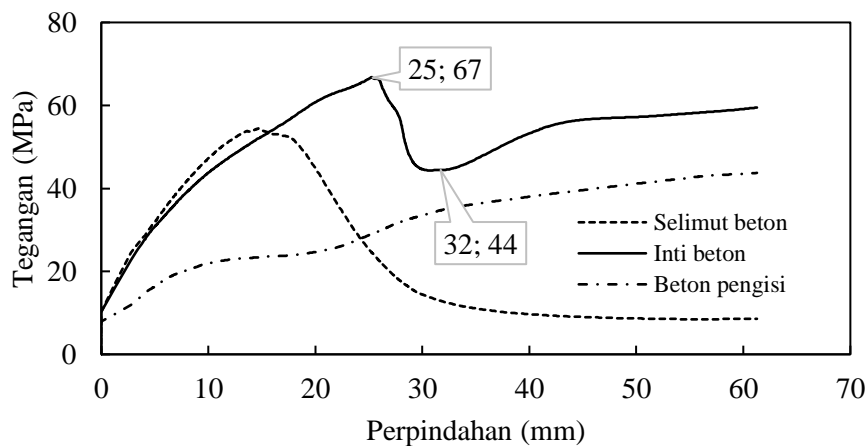
5,9 mm (Tabel 1), sehingga daktilitas yang berpotensi dicapai adalah $\mu_{\Delta} = 61,25/5,9 = 10,5$. Sedangkan *spun pile* dengan beban aksial $0,16f_c'Ag$ mengalami pelelehan saat perpindahan 7,0 mm. Sehingga nilai daktilitas adalah $\mu_{\Delta} = 61,25/7,0 = 8,8$.

4.5.5.2 Tegangan beton di serat tekan

Tegangan beton inti di serat tekan penampang *spun pile* usulan ditunjukkan pada Gambar 4.68. Tegangan tersebut merupakan tegangan *von mises*. Pada gambar tersebut terlihat pertambahan perpindahan di tengah bentang *spun pile* menyebabkan tegangan beton inti tekan semakin bertambah hingga mencapai tegangan puncaknya.



(a) beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$



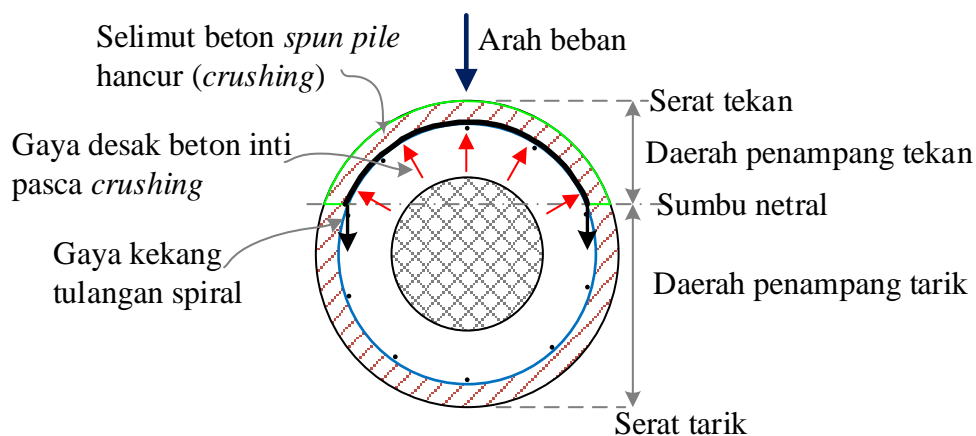
(b) beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$

Gambar 4.68 Tegangan beton serat tekan *spun pile* usulan.

Akibat beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$, selimut beton *spun pile* mencapai tegangan puncak 54,4 MPa pada perpindahan 17,7 mm. Sedangkan, *spun pile*

dengan beban aksial $P_0 = 0,16f_c' A_g$ mencapai tegangan puncak pada perpindahan 14,7 mm. Hal ini menunjukkan bahwa peningkatan beban aksial menyebabkan percepatan *crushing* pada selimut beton beton serat tekan. Karena selimut beton tidak terkekang maka setelah *crushing* terjadi penurunan tegangan sejalan dengan pertambahan regangan tekan.

Setelah selimut beton *crushing*, tegangan inti beton *spun pile* meningkat hingga tegangan 62,6 MPa pada perpindahan 25,4 mm untuk *spun pile* dengan beban aksial $P_0 = 0,08f_c' A_g$ dan 66,8 MPa pada perpindahan 25,8 mm untuk *spun pile* dengan beban aksial $P_0 = 0,16f_c' A_g$. Selanjutnya, *spun pile* mengalami degradasi tegangan dan kemudian mengalami kenaikan tegangan lagi. Hal ini diprediksi sebagai mekanisme pengekangan beton inti oleh tulangan pengekang.



Gambar 4.69 Ilustrasi pengekangan beton inti oleh tulangan sengkang.

Mekanisme pengekangan beton inti oleh tulangan pengekang berbentuk spiral diilustrasikan pada Gambar 4.69. Pada pengujian lentur terjadi tegangan tekan pada daerah penampang yang dibatasi oleh serat tekan terluar hingga sumbu netral. Saat kondisi kekuatan momen maksimum tercapai selimut beton *spun pile* telah hancur (*crushing*). Setelah itu tegangan tekan dipikul oleh beton inti. Seiring bertambah beban lentur maka tegangan tekan tersebut semakin besar hingga beton inti hancur. Saat kondisi inilah terjadi penurunan kekuatan tekan beton inti di serat tekan yang ditandai dengan degradasi tegangan (Gambar 4.68).

Seiring pertambahan regangan tekan penampang *spun pile*, beton inti mengalami pelebaran (*dilation*) yang mendesak tulangan pengekang yang

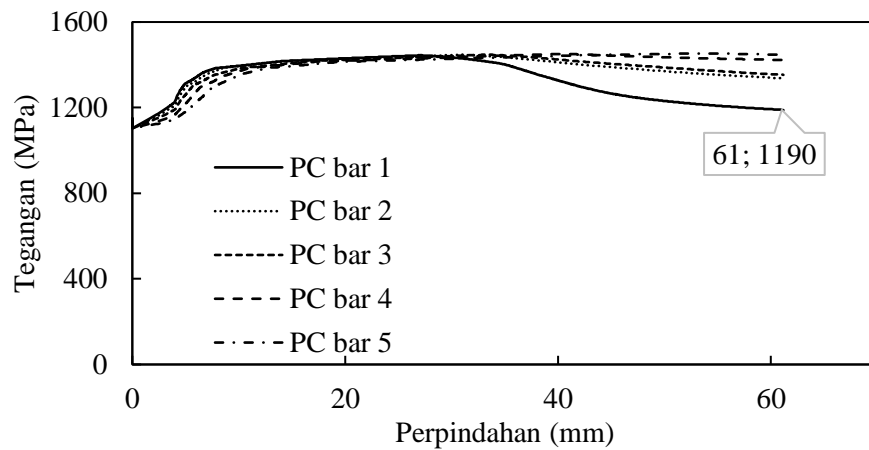
menyebabkan regangan tulangan spiral bertambah. Tulangan sengkang mulai mengekang beton inti setelah tulangan tersebut mengalami pelelehan. Seperti ditunjukkan pada Gambar 4.72, tulangan spiral ($f_y = 800$ MPa) mengalami leleh pada regangan 0,004 pada perpindahan 34 mm. Pada perpindahan tersebut pengekangan beton inti oleh tulangan spiral mulai bekerja. Dengan pengekangan tersebut menyebabkan kekuatan tekan beton inti di serat tekan kembali naik yang ditandai dengan peningkatan tegangannya (Gambar 4.68).

Saat perpindahan 61,25 mm tegangan beton inti *spun pile* eksisting tersisa sebesar 15,1 MPa untuk beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ dan 8,8 MPa untuk beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$ (Gambar 4.63). Sedangkan pada *spun pile* usulan, setelah terjadi pengelupasan selimut beton (*cover spalling*) tegangan beton mampu meningkat kembali dengan bekerjanya tegangan kekang (*confining pressure*) oleh tulangan pengekang. Hal ini menunjukkan dengan tulangan pengekang yang cukup maka beton mampu mempertahankan kekuatannya setelah terjadi *crushing*.

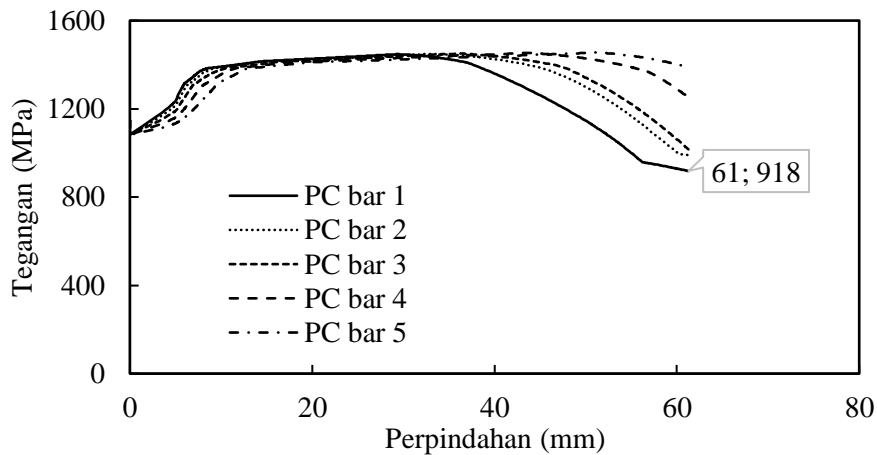
Hingga kondisi ultimit tegangan beton pengisi adalah sebesar 27,2 MPa untuk beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ dan 43,7 MPa untuk beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$. Mengacu pada Gambar 3.28, akibat pengekangan $f_r = 4,3$ MPa beton $f_c' = 33$ MPa mengalami tegangan terkekang sebesar $f_{cc} = 52,2$ MPa. Tegangan ini masih lebih besar dibandingkan dengan tegangan tekan ultimit yang terjadi pada beton pengisi. Dengan demikian beton $f_c' = 33$ MPa efektif untuk digunakan sebagai beton pengisi. Sehingga mutu beton pengisi tidak perlu menyamai dengan mutu beton *spun pile*.

4.5.5.3 Tegangan PC bar di serat tarik

Regangan *PC bar* model *spun pile* usulan ditunjukkan pada Gambar 4.70. *Spun pile* usulan direncanakan mampu berdefleksi hingga perpindahan target 61,25 mm. Tegangan *PC bar* terluar untuk *spun pile* akibat beban aksial $P_0 = 0,08f_c'Ag$ adalah 1.190 MPa. Sedangkan tegangan *PC bar* terluar untuk *spun pile* akibat beban aksial $P_0 = 0,16f_c'Ag$ adalah 918 MPa. Mengacu pada konstitutif model tegangan regangan tarik *PC bar* (Gambar 4.65) nampak bahwa tegangan ultimit *PC bar* telah melampaui tegangan leleh *PC bar* namun belum putus. Sehingga *spun pile* usulan mampu mempertahankan kekuatannya hingga perpindahan 61,25 mm.



(a) beban aksial $P_0 = 0,08f_c' A_g$

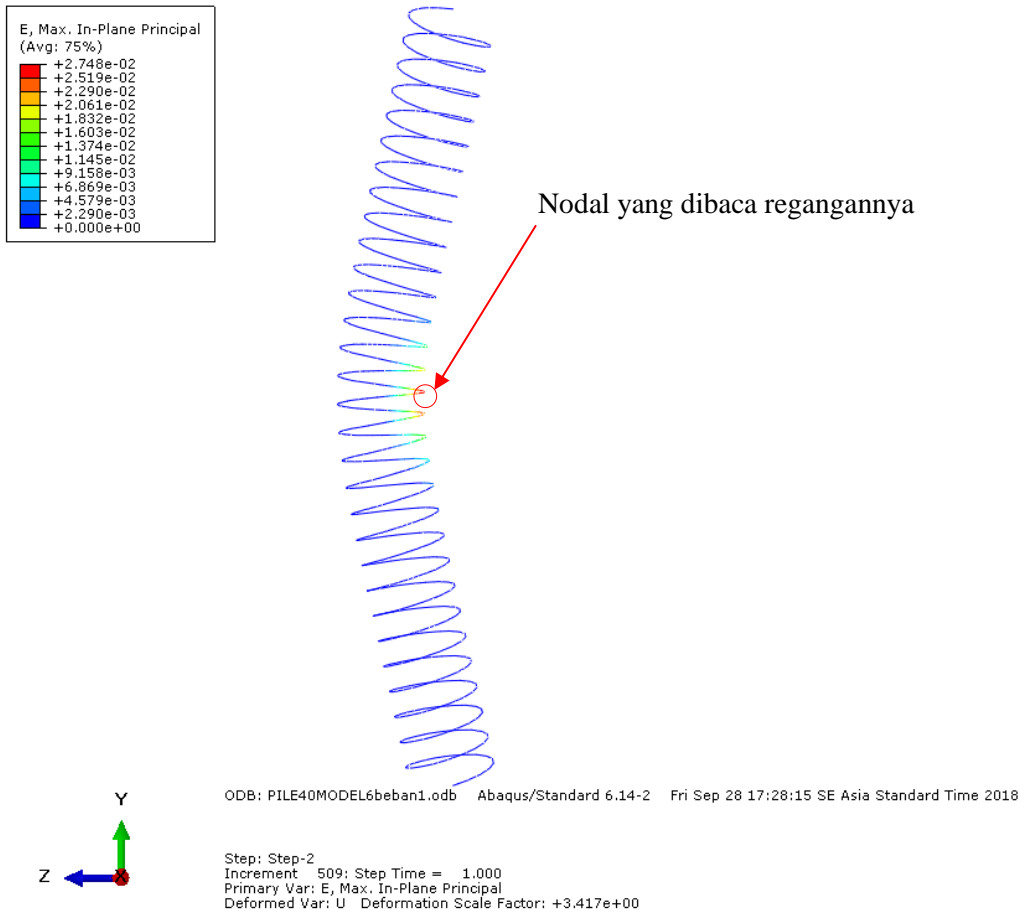


(b) beban aksial $P_0 = 0,16f_c' A_g$

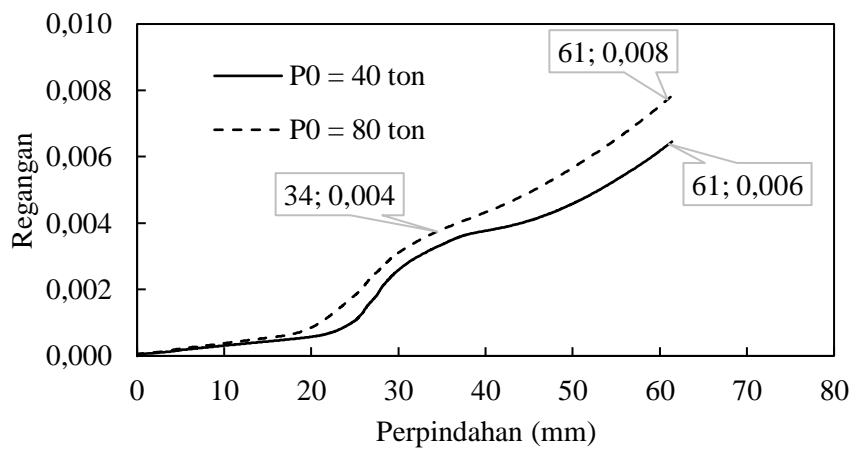
Gambar 4.70 Kurva tegangan *PC bar* model *spun pile* usulan.

4.5.5.4 Regangan tulangan spiral

Pengamatan regangan tulangan spiral *spun pile* usulan model Abaqus dilakukan dengan menge-plot data regangan nodal tulangan spiral di bagian tengah bentang (Gambar 4.71). Regangan tulangan spiral model Abaqus ditunjukkan pada Gambar 4.72. Pada perpindahan target 61,25 mm tulangan spiral harus mampu meregang hingga regangan 0,008 untuk memberikan pengekangan yang direncanakan dalam *spun pile* usulan. Regangan tersebut dapat dijadikan pertimbangan dalam pemilihan tulangan spiral dalam penelitian selanjutnya.



Gambar 4.71 Nodal pembacaan regangan tulangan spiral model Abaqus.



Gambar 4.72 Regangan tulangan spiral *spun pile* usulan.

BAB 5

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil pengujian eksperimen dan pemodelan numerik *spun pile* dengan dan tanpa beton pengisi akibat beban lentur, dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Kinerja tiang pancang *spun pile* eksisting tanpa beton pengisi:

Hasil pengujian lentur murni monotonik menunjukkan keruntuhan *spun pile* eksisting dipicu oleh *PC bar* yang putus tanpa terjadi kehancuran beton di serat tekan. Daktilitas perpindahan *spun pile* eksisting akibat beban lentur monotonik adalah $\mu_{\Delta} = 3,9$ dan rasio simpangan ultimitnya (δ_u) sebesar 1,7%.

Pada uji beban lentur siklik bersamaan dengan beban aksial tekan yang dijaga konstan ($P_0 = 0,08f_c'Ag$) menunjukkan daktilitas perpindahan yang dapat dicapai *spun pile* eksisting, hingga rasio simpangan ultimitnya 1,5%, adalah sebesar $\mu_{\Delta} = 4$. Dengan adanya peningkatan beban aksial menjadi yang semula $0,08f_c'Ag$ menjadi $0,16f_c'Ag$ mengakibatkan daktilitas perpindahan dan rasio simpangan ultimit turun menjadi $\mu_{\Delta} = 2,6$ dan $\delta = 1,4\%$. Benda uji mengalami kegagalan yang dipicu oleh dinding beton *spun pile* (*crushing*) yang hancur akibat tidak efektifnya tulangan spiral dalam mengekang inti beton. Pada kondisi beban ultimit, *PC bar* masih memiliki kekuatan untuk memikul beban lentur.

2. Efek beton pengisi terhadap kinerja *spun pile* eksisting:

Beton pengisi meningkatkan kapasitas daktilitas *spun pile*. Pada pengujian beban lentur monotonik, beton pengisi meningkatkan daktilitas *spun pile*, dari $\mu_{\Delta} = 3,9$ menjadi $\mu_{\Delta} = 5,2$ atau sebesar 33%. Akibat beban lentur siklik dengan aksial tekan yang konstan, beton pengisi berkontribusi meningkatkan daktilitas perpindahan *spun pile* eksisting sebesar 48% (dari $\mu_{\Delta} = 4,0$ menjadi $\mu_{\Delta} = 5,9$) untuk $P_0 = 0,08f_c'Ag$ dan 36% (dari $\mu_{\Delta} = 2,6$ menjadi $\mu_{\Delta} = 3,6$) untuk $P_0 = 0,16f_c'Ag$.

Ditambah lagi, rasio simpangan mengalami peningkatan yang semula 1,5% menjadi 2% ($0,08f_c'Ag$) dan dari 1,4% menjadi 1,5% ($0,16f_c'Ag$).

Beton pengisi menyebabkan proses kegagalan *spun pile* menjadi lebih stabil. Sebagai beton inti, beton pengisi menahan dinding *spun pile* sehingga tidak terjadi ledakan dinding beton *spun pile* ke arah dalam. Setelah selimut beton *crushing*, beton pengisi berperan sebagai pemikul beban aksial sehingga *spun pile* tidak hancur total (*explosion*) seperti pada *spun pile* tanpa beton pengisi.

3. Pengaruh rasio tulangan spiral terhadap kinerja *spun pile*:

Dengan penampang berlubang, kinerja *spun pile* tanpa beton pengisi tidak terpengaruh oleh tulangan spiral. Hal ini ditunjukkan oleh nilai regangan kekang tulangan spiral *spun pile* relatif kecil selama uji beban lentur hingga tercapai beban runtuh. Selain itu, tulangan spiral dengan rasio volumetrik kurang dari yang disyaratkan oleh *codes* tidak mampu mengekang penampang *spun pile* dengan beton pengisi.

Pengaruh peningkatan nilai rasio tulangan spiral *spun pile* dengan beton pengisi akibat beban lentur dengan beban aksial konstan dianalisis menggunakan model numerik program Abaqus. Model Abaqus menunjukkan *spun pile* yang diisi dengan beton pengisi dengan tulangan pengekang diameter 8 mm spasi 50 mm ($\rho_s = 0,013$) dapat mempertahankan kekuatannya hingga rasio simpangan 3,5% dengan daktilitas perpindahan $\mu_{\Delta} \geq 8$.

4. Analisis aplikasi *spun pile* sesuai Japan code 1995 dan NEHRP 2000:

Spun pile eksisting dengan tulangan spiral diameter 3,2 mm spasi 100 mm ($\rho_s = 0,0016$) dengan beton pengisi dapat digunakan untuk struktur dengan kategori desain seismik (KDS) A, B, dan C. Sedangkan hasil model Abaqus *spun pile* usulan dengan beton pengisi dengan tulangan pengekang diameter 8 mm spasi 50 mm ($\rho_s = 0,013$) berpotensi dapat digunakan untuk struktur dengan KDS D, E, dan F.

5.2 Potensi Penelitian Lanjutan (*Possible Avenue Future Work*)

Berikut adalah saran yang dapat dijadikan pertimbangan dalam penelitian selanjutnya.

1. *Spun pile* usulan dengan tulangan pengekang sesuai *codes* (diameter 8 mm spasi 50 mm) yang diusulkan dalam disertasi ini baru sebatas model numerik, sehingga perlu dilakukan validasi melalui uji eksperimental.
2. Kajian tentang kinerja *spun pile* pada model struktur secara lengkap, yaitu pondasi dan struktur atas, perlu dilakukan untuk melihat interaksi antara perilaku struktur bawah dan struktur atas. Harapan dari kajian ini adalah dapat diperoleh gambaran yang lebih detail tentang kinerja *spun pile* akibat beban gempa.
3. Model abaqus menghasilkan respon beban perpindahan yang lebih kaku dibandingkan dengan hasil eksperimen. Dengan hasil ini dibutuhkan pengaturan yang lebih lanjut pada model konstitutive beton yang digunakan.
4. Penelitian dengan memasukkan pengaruh gaya geser dan penambahan tulangan lunak dapat dilakukan sebagai kajian lebih lanjut tentang kinerja seismik *spun pile*.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

- Adachi, M. dan Nishiyama, M. (2000), "Idealization of Hysteretic Behavior of Prestressed Concrete Members and Assemblages Considering Bond-Slip between Prestressing Steel and Concrete", *Proceedings of 12th WCEE*.
- Akiyama, M., Abe, S., Aoki, N. dan Suzuki, M. (2012), "Flexural Test of Precast High-strength Reinforced Concrete Pile Prestressed with Unbonded Bars Arranged at the Center of the Cross-section", *Engineering Structures*, vol. 34, hal. 259-270.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2005), *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, Washington DC.
- American Concrete Institute (2005), *Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles ACI 543R-00*.
- American Concrete Institute (2005), *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary ACI 374.1-05*.
- American Concrete Institute (2014), *ACI 318M-14 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, Farmington Hills.
- Applied Technology Council (1978), *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, U.S. Government Printing Office, Washington DC.
- Attard, M. M. dan Setunge, S. (1996), "Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete", *ACI Materials Journal*, hal. 432-441.
- Badan Standardisasi Nasional (2012), *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726 2012*, BSN, Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional (2012), *Metode Uji dan Kriteria Penerimaan Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Beton Bertulang Pracetak untuk Bangunan Gedung SNI 7834 2012*, BSN, Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional (2013), *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2013*, BSN, Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional (2016), *Kawat Baja Kuens (Quench) Temper untuk Konstruksi Beton Pratekan (PC bar/KBjP-Q) SNI 7701*, BSN, Jakarta.

- Budek, A. M., Priestley, M. J. N., dan Benzoni, G. (2000), "Inelastic Seismic Response of Bridge Drilled-Shaft RC Pile/Columns", *Journal of Structural Engineering*, vol. 126(4), hal. 510-517.
- Building Seismic Safety Council (2001), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures*, 2000 Edition, FEMA 369, Washington D.C.
- Bureau of Indian Standards (2012), *Indian Standard Prestressed Concrete - Code of Practice IS 1343*, New Delhi.
- CEB Bulletin 199 (1990), *Evaluation of the time dependent behaviour of concrete*. Comite Euro-International du Beton, Lausanne, Switzerland.
- Dassault Systèmes SIMULIA (2014), *ABAQUS Software and Documentation*, Version 6.14-2.
- Federation Internationale du Béton (FIB) (2013), *Code-type For Concrete Models for Concrete Behaviour Background of MC2010*, Berlin, Germany.
- Hawkins, N. M. dan Ghosh, S. K. (2000), "Proposed Revisions to 1997 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for Precast Concrete Structure", *PCI Journal*, hal. 34-44.
- Hoover, Christian G., and Zdenk P. Bažant. (2014), "Cohesive Crack, Size Effect, Crack Band and Work-of-Fracture Models Compared to Comprehensive Concrete Fracture Tests." *International Journal of Fracture*, vol. 187, no. 1, hal. 133–143.
- Hoshikuma dan Priestley (2000), "*Flexural Behavior of Circular Hollow Columns with a Single Layer of Reinforcement under Seismic Loading*". Final Research Report for Caltrans under Contract No. 59A0051.
- Imran, I. dan Hendrik, F. (2014), *Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang, Bandung*, Penerbit ITB, Bandung.
- Irawan, C., Suprobo, P., Faimun. (2013), *Studi Geser Friksi Sambungan Tiang Pancang Spun Pile dengan Pile Cap*, Tesis, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Irawan, C., Djamaluddin, R., Raka, I.G.P., Suprobo, P. (2016). The Experimental Investigation of Failure Mechanism of Spun Pile due to Monotonic Loading using NEHRP 2000, *4th International Conference on Protective Structures*

- (*ICPS4*), Ed.: Li, Z. dkk., Tianjin Chengjian University & Tianjin University, Beijing, hal. 313-322.
- Irawan, C., Raka, I.G.P., Djamaluddin, R., Suprobo, P., Gambiro (2017), “Ductility and Seismic Performance of Spun Pile under Constant Axial and Reverse Flexural Loading”, *Proceedings of International Symposium on Concrete Technology (ISCT 2017)*, Ed.: Abdurrahman, M. A. dkk., Universitas Hasanuddin, Kyushu University, JCI dan JSCE, Makassar, hal. 35-44.
- Irawan, C., Djamaluddin, R., Raka, I.G.P., Faimun, Suprobo, P., Gambiro, S. (2018), “Confinement Behavior of Spun Pile using Low Amount of Spiral Reinforcement – an Experimental Study”. *International Journal on Advanced Science Engineering Information Technology*. vol. 8, no. 2. hal. 501-507.
- Japanese Standards Association (1987), *Japan Industrial Standard Pretensioned Concrete Spun pile JIS A-5335*, Jepang.
- Japanese Standards Association (1994), *Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete JIS G 3137*, Jepang.
- Japanese Standards Association (2000), *Low carbon steel wires, JIS G 3532*, Jepang.
- Kawamura, S., Nishizawa, T. & Wada, H. (1985), “Damage to Piles due to Liquefaction Found by Excavation Twenty Years after Earthquake”. *Nikkei Architecture*, hal 130–134.
- Kishida, H., Hanazato, T., and Nakai, S. (1980), “Damage of Reinforced Precast Piles during the Miyagi-Ken-Oki Earthquake of June 12, 1972”, *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 9, Istanbul, Turkey.
- Kmiecik, P. dan Kaminski, M. (2011), “Modelling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken into Consideration”, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. Vol. XI, No. 3, hal. 623-636.
- Maekawa, K. dan Qureshi, J. (1996), “Embedded Bar Behavior in Concrete under Combined Axial Pullout and Transverse Displacement”, *Journal Materials, Concrete Structures and Pavements*, No. 532/V-30, hal. 183-195.

- Mander, J.B., Priestly, M. J. N. dan Park, R. (1988), "Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete", *Journal of Structure Engineering*, vol.114, no.8, hal: 1804-1826.
- Michal, S., dan Andrzej, W. (2015), "Calibration of the CDP model parameters in Abaqus", *The 2015 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics*, Incheon, Korea.
- Mizuno, H., Iiba, M., and Hirade, T. (1996), "Pile Damage during 1995 Hyougoken-Nanbu Earthquake in Japan," *Proceeding of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 977.
- Muguruma, H., Nishiyama, M. dan Watanabe, F. (1995) "Lessons Learned from the Kobe Earthquake a Japanese Perspective", *PCI Journal*, hal. 28-42.
- Naaman, A.E., Harajli, M.H. dan Wight, J.K. (1986), "Analysis of Ductility in Partially Prestressed Concrete Flexural Member", *PCI Journal*, Vol.31 No.3.
- Nigels, M. C. (2005), "Design of Prestressed Concrete Piles for Seismic Loads", *Piledriver*, hal 32-36.
- Pam dan Park, R. (1987), *Seismic Performance of Prestressed Concrete Piles and Pile-Pile Cap Connection*, Tesis Ph.D., University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Park, R., dan Falconer, T.J. (1983), "Ductility of Prestressed Concrete Piles Subjected to Simulated Seismic Loading", *PCI Journal*, hal. 112-144.
- Park, R., Priestley M. J. N., Falconer, T.J. dan Joen, P. H. (1984), "Detailing of Prestressed Concrete Piles for Ductility", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, hal. 251-271.
- Park, R. dan Paulay, T. (1975), *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, Inc., Kanada.
- Park, R., (1988), "Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing", *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*.
- Paulay, T. dan Priestley M. J. N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., Kanada.
- Ren, W., Sneed, L.H., Yang, Y., dan He, R. (2015), "Numerical Simulation of Prestressed Precast Concrete Bridge Deck Panels Using Damage Plasticity

- Model”, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol.9, no.1, hal 45–54.
- Sargin, M. (1971), “*Stress-Strain Relationship for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections*” Study No. 4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Ontario, p. 167.
- Setunge, S. (1993), “*Structural Properties of Very High-Strength Concrete*”, PhD Thesis, Monash University.
- Shafaie, J., Hosseini A., Marefat M.S. (2009), “3D Finite Element Modelling of Bond-Slip between Rebar and Concrete in Pull-Out Test”, *Proceedings of 3rd International Conference on Concrete & Development*, hal. 403-413.
- Sheppard, D. A. (1983), “Seismic Design of Prestressed Concrete Piling”, *PCI Journal*, hal. 20-49.
- Song, S. T., Chai Y.H., dan Hale, T.H. (2004), “Limit State Analysis of Fixed-Head Concrete Piles under Lateral Loads”. *Proceeding of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 971.
- Takase, N., Ikegame, M., Tanamura, S., Nishimura, A. dan Kondou, M. (1999), “Seismic Design of Pile Foundation”, *QR of RTRI Vol. 40 No.3*, ha. 152-157.
- Thompson, K. J., dan Park, R. (1980), “Ductility of Prestressed and Partially Prestressed Concrete Section”, *PCI Journal*, vol. 25, no. 2, hal. 45-69.
- Trimarentra, K., Piscesa, B., Attard, M. M., dan Samani, A.K. (2018), “Evaluation of Codes of Practice and Modelling of High Strength Circular Concrete-Filled-Steel-Tube Columns”, *Proceeding of 13th International Conference on Steel, Space and Composite Structures*, Perth, Australia.
- Tuladhar, R., Mutsuyoshi, H., Maki, T., dan Daigo K. (2005), “Lateral Loading Tests of Full Scaled Concrete Piles Embedded into the Ground”, *Bulletin of Engineering Faculty Saitama University*, no. 38, hal 74-80.
- Vecchio, Frank J., dan Collins, M. P. (1986), “The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear”, *ACI Journal*, hal. 219-231.
- Vincent, T. dan Ozbakkaloglu, T. (2015), “Influence of Shrinkage on Compressive Behavior of Concrete-Filled FRP Tubes: An Experimental Study on Interface Gap Effect”. *Construction and Building Materials*, vol. 75, hal. 144–156.

- Wangsadinata, W. dan Tumilar, S. (1989), “Daktilitas Struktur Beton sehubungan dengan Pemberian Prategang dalam Kaitannya dengan Pedoman Beton 1989 dan Prosedur Perancangan”, *Prosiding Seminar Sehari Pedoman Beton 1989 dan Dampaknya terhadap Dunia Konstruksi di Indonesia*, Institut Teknologi Bandung, Bandung.
- Yong, Y. K., Nour, M. G., dan Nawy, E. (1988), “Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete under Axial Loads,” *Journal of Structural Division, ASCE*, vol. 114, no. 2, hal. 332-351.

BIOGRAFI PENULIS



IDENTITAS DIRI

Nama : Candra Irawan

Tempat, tanggal lahir : Lamongan, 23 Agustus 1990

Pekerjaan : Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil, FTSLK, ITS.

Alamat Kantor : Departemen Teknik Sipil, FTSLK, ITS
Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp/HP : 081233546664

Email : candra.irawan.its@gmail.com

Alamat Rumah : Suci RT 04 RW 05 Desa Jubellor, Sugio, Lamongan

RIWAYAT PENDIDIKAN PERGURUAN TINGGI

Lulus Tahun	Jenjang	Perguruan Tinggi	Jurusan / bidang studi
2012	S1	Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Teknik Sipil / Struktur
2013	S2	Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Teknik Sipil / Rekayasa Struktur
2013- sekarang	S3	Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Teknik Sipil / Rekayasa Struktur

PUBLIKASI ILMIAH DI JURNAL INTERNASIONAL

No	Judul	Nama Jurnal	Susunan Penulis
1	A Review of Prestressed Concrete Pile with Circular Hollow Section (Spun Pile)	Jurnal Teknologi [72:5 (2015) 115–123]	Candra Irawan, Priyo Suprobo, I Gusti Putu Raka, Rudy Djamaluddin
2	Confinement Behavior of Spun Pile using Low Amount of Spiral Reinforcement – an Experimental Study	International Journal on Advanced Science, Engineering and Information Technology (IJASEIT) Vol. 8 (2018) No. 2	Candra Irawan, Rudy Djamaluddin, I Gusti Putu Raka, Faimun, Priyo Suprobo, Gambiro
3	The Effect of The Presence of Infilling Concrete on Flexural Performance of Spun Pile – An Experimental Study	Jurnal Teknologi (<i>under Review</i>)	Candra Irawan, Rudy Djamaluddin, I Gusti Putu Raka, Faimun Faimun, Priyo Suprobo, Gambiro Soeprapto
4	The Increasing of Displacement Ductility of Spun Pile due to The Casting of Concrete Infill Inside The Hollow of Spun Pile	Journal of Technology (<i>under Review</i>)	Candra Irawan, Hidajat Sugihardjo, Faimun Faimun, Rudy Djamaluddin, I Gusti Putu Raka, Priyo Suprobo

PUBLIKASI ILMIAH DI JURNAL NASIONAL

No	Judul	Nama Jurnal	Susunan Penulis
1	Properti Mekanik Tarik Baja <i>Wire</i> Ø 3.2 mm Dan <i>Pc Bar</i> Ø 7.1 mm Sebagai Tulangan Pada Tiang Pancang Beton Pratekan <i>Spun Pile</i>	SPEKTRA: Jurnal Fisika dan Aplikasinya Volume 3 Nomor 1, April 2018	Candra Irawan I Gusti Putu Raka Faimun Rudy Djamaluddin Priyo Suprobo Gambiro Soeprapto

PUBLIKASI ILMIAH DI SEMINAR INTERNASIONAL

No	Nama seminar	Tempat dan waktu	Judul
1	4th International Conference on Protective Structures (ICPS4)	Beijing, China 18 – 21 Oktober 2016	The Experimental Investigation of Failure Mechanism of Spun Pile due to Monotonic Loading using NEHRP 2000
2	International Symposium on Concrete Technology (ISCT)	Makassar, Indonesia 16 – 17 Maret, 2017	Ductility and Seismic Performance of Spun Pile under Constant Axial and Reverse Flexural Loading

Halaman ini sengaja dikosongkan