A Proposed Clamp System for Mechanical Connection of Reinforcing Steel Bars

Tavio

*Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Planning,
Sepuluh Nopember Institute of Technology (ITS) Surabaya, Indonesia.*

Parmo

*Lecturer, Department of Technology, Faculty of Science and Technology,
State Islamic University of Sunan Ampel (UINSA) Surabaya, Indonesia.*

Abstract

The city development in Indonesia is more oriented to the overground space and this is because the urban population has increased significantly and it is incomparable with the land available in the cities. The number of high-rise buildings and skyscrapers also marks this phenomenon. However, high-rise buildings and skyscrapers have the potential to be vulnerable to the earthquake hazard in Indonesia particularly those located at the high risk seismic regions. In the design of seismic resistant buildings, there are two important aspects required to be considered, namely strength and ductility. The deformation capability and better innovative reinforcement connection become primary consideration in the design of seismic resistant structures. From the tensile tests of reinforcing steel bars with clamps, it is shown that D13 bars has the yield and ultimate tensile strengths of 270.69 and 351.45 MPa, respectively, with the maximum load of 4,757 kg and the maximum elongation of 40%. As for the D16 bars, the yield and ultimate tensile strengths of 217.80 and 327.605 MPa, respectively, with the maximum load of 6,717 kg and the elongation of 32%. In the study, two pieces of steel clamps were tested, it is found that to obtain better results there is a need to increase the number and improve the quality of material of the steel clamps.

Keywords: Ductility, Mechanical Connections, Overground Space, Strength, Steel Clamp.

INTRODUCTION

Management of urban planning that are comfortable, healthy, and environmentally sound is currently a trend in Indonesia. This is supported by the governmental policies which require the green open space up to 30% of the total area of the city. Both the government and community have now realized that the environmentally friendly cities has become a necessity for today's and the future.

The urban population have been increasing in all provinces in Indonesia. With the growth of urban population exceeded the capacity of the land, it will result in a vertical urban growth (upper ground). Whether in the form of growth upwards (overground space) or downward (underground space). Indonesia's current urban growth is more oriented to the overground space, as is evident with the emergence of many

high-rise buildings and skyscrapers. However, due to the lack of planning and design of building structure overground spaces, it will be highly vulnerable to seismic hazard. This is because most parts of Indonesia are in the path of tectonic plates of Eurasian, Pacific and Indo-Australian and the circumstance path of "Pacific-rims: ring of fire" that outlines the potential for volcanic catastrophic. The most recent Indonesian seismic map has also accommodate the impact of earthquakes on buildings with the increase in seismicity of the seismic loads.

Two important things to consider when designing the building structures are the strength and ductility [1-5]. Strength and ductility of the structures should be sufficient to transfer the forces from a structural component to another during the earthquake [6-9]. The strength of the structures is governed by the increase of load due to the earthquake load which could exceed the design load [10-15]. Ductility is associated with the resistance of the structure to prevent a sudden collapse (brittle failure) due to earthquake load [16-21].

Column plays an important role in a building structure, considered that the failure of the column will result in failure (collapse) the overall structure [22-26]. On the other hand, the columns are the structural members that are vulnerable to failure when it resists the seismic load. In addition, the beam-column joint is the part of structures that needs special attention when it resists seismic load. Thus, a study on columns and beam-column joints is needed particularly when it resists the seismic load [27-30].

This research focuses on the performance of a reliable reinforcing bar connection through the study by reviewing deformation capability (ductility or performance) connection and reinforcement elements as well as the strength. To ensure the capability of the reinforcing bar connection, the tensile tests, in accordance with the applicable standards, were conducted to demonstrate the performance and adequate strength when compared with the continuous reinforcement without any connection and they are expected to perform comparable or even better, if possible.

The deformation capability and the strength that are better for the innovative reinforcing bar connection are considered in designing the structures, especially when the structures experience the increased of loading due to the earthquake. Basically, all materials will deform under the given load. Physically, these changes can be either the elastic or plastic

deformation, small or large. Materials that can withstand a large plastic deformation is considered to be ductile. Ductile material is capable of absorbing large amounts of energy before failure occurred where the material is capable of large deforming before failure. To satisfy the needs of the ductility, most of the steel bar specimens were connected with the innovative bar connections and compared with the continuous reinforcement without any connection. If the performance and strength is better or at least equivalent, then this will be a breakthrough very influential in the world, especially the construction planning is not just in the country and even abroad.

The limitation in length of reinforcing steel bars from the mill has caused the steel reinforcement required to be connected since the needs of longer length in the site that than those can be produced by the steel manufacturer. The connection becomes important since it serves to transfer the forces and behaves as transmitter to dissipate the energy between the connected components [31]. The location and the strength of the connection needs to be well designed so that its presence does not cause premature collapse of the structures [32].

Splicing of reinforcement can be done in three ways, namely lap splice, welded joints (welded splice), and mechanical connections [33]. Based on SNI 2847:2013 [34] Section 12.14.3.1 states that the mechanical and welded connections are permitted. A mechanical connection must be able to develop the tensile or compressive strength as required, at least $1.25f_y$ of reinforcing bars (Section 12.14.3.2) and if it does not satisfy the required $1.25f_y$ then it can only be used for connecting D16 bars or smaller with a requirement that it should satisfy Section 12.15.5 of the code.

The mechanical connections according to ACI 439.3R-91 [31] are divided into three basic categories, namely: 1) Compression only Mechanical Connections; 2) Tension only Mechanical Connections, and 3). Tension-Compression Mechanical Connections. Compression only Mechanical Connections have compressive stress transfer mechanism from one end to another end reinforcing bars connected in a single line of axis (concentric). There are several types of Compression only Mechanical Connections, e.g. Solid-Type Steel Sleeve Coupling, Strap-Type Steel Sleeve Coupling, Steel-Filled Coupling Sleeve, and Wedge-Locking Coupling Sleeve. Figures 1 to 4 show the types of Compression only Mechanical Connections.

Figure 1: Solid-Type Steel Coupling Sleeve

Figure 2: Strap-Type Steel Coupling Sleeve

Figure 3: Steel-Filled Coupling Sleeve

Figure 4: Wedge-Locking Coupling Sleeve

Tension only Mechanical Connections are used in circumstances where reinforcement only experiences tensile stresses like flexural reinforcement, expansion shrinkage reinforcement. Tension only Mechanical Connection type includes: Steel Coupling Sleeve with Wedge and Double Barrel Bar Splice. Figures 5 and 6 show the type of Tension only Mechanical Connections.

Figure 5: Steel Coupling Sleeve with Wedge

Figure 6: Bar Splice Double Barrel

This type of connection can develop 125% of the yield stress of the reinforcing steel connected. It can be used to connect different diameter reinforcing steel.

Tension-Compression Mechanical Connections has a combined function of tension and compression. The connection types include: Cold-swaged Coupling Steel Sleeve and Taper-Threaded Steel Coupler. Figures 7 and 8 show the type of Tension Compression Mechanical Connections.

Figure 7: Cold-Swaged Steel Coupling Sleeve

Figure 8: Steel Coupling Sleeve

EXPERIMENTAL PROGRAM

The innovative reinforcing bar clamp connection specimens fabricated in the study try to accommodate the deformability and bond strength when compared with continuous reinforcement without any connection through tensile testing in accordance with the code. This study utilizes the innovative technology on reinforcement connection that can be used in reinforced concrete structural elements and thus, eventually it can replace the function of lap splice or seismic hooks which

have brought many issues on the performance and strength that do not satisfy with that is expected in the design. The ease of implementation is also one of the concerns where the seismic hooks will greatly interfere with the casting of concrete due to the reinforcement congestion so that the quality of the concrete will drop and it also cannot satisfy the quality specified in the specification of which the concrete can defect (honeycomb) which is easily found today in the construction site during concreting.

Specifications clamp steel specimens:

The material used in this study is 15 mm thick steel plate with $f_y = 250$ MPa and shaped into clamps. Steel Clamp Types 1a and 1b (CT-CT-1a and 1b) will be used into mechanical connections to join deformed reinforcement of D13 and D16 which have $f_y = 350$ MPa. The mechanical connections of Steel Clamp Types 1a (CT-1a) and 1b (CT-1b) can be seen in Figs. 9 and 10.

Figure 9: CT-1a

Figure 10: CT-1b

Nuts and Bolts:

The bolts used in the test are of high quality that meets the standards of DIN/EN-ISO (DIN standard that has been adopted by ISO) Grade 8.8 and Size M10. Grade 8.8 has a minimum tensile strength of 800 N/mm² or equal to 116 ksi (116.030 lbf/in²) with a proof stress of 640 N/mm² and hardness of 22-32 HRC. The elongation after fracture of minimum 12%.

Figure 11: Nuts and Bolts

Reinforcing Steel:

The reinforcing steel used in the test was deformed steel with Grade U40 and diameters of 13 mm (D13) and 16 mm (D16). The reinforcing steel was produced from raw materials by means of hot rolling process (SNI-07-2052-2002). The deformed reinforcing steel bars must have regular fins. Each rod is allowed to have two longitudinal ribs parallel to the longitudinal axis of the rod and fins transverse to the longitudinal axis of the rod. The fins transversely formed along the the reinforcing steel rods and located at regular intervals with the same shape and size. Transverse fins must not form an angle of less than 45° to the longitudinal axis of the rod. If the angle is between 45 and 75°, the direction of transverse fins on one or both sides are made in opposite direction. The reinforcing bar specimens which have been connected with the mechanical connection of two steel clamps were tested in direct tension. Figures 12 and 13 show application of the mechanical device of steel clamps on the steel reinforcement.

Figure 12: Installation of CT-1a on reinforcement D13

Figure 13: Installation of CT-1b on reinforcement D16

Test Setup:

The tensile tests were carried out on the reinforcing steel bars without and with the mechanical connections of steel clamps. The tensile tests were intended to obtain the data, such as the yield strength, the maximum tensile stress (ultimate tensile strength), the maximum load (maximum force), and the elongation. The test setup is shown in Figure 14.

Figure 14: Test Setup

RESULTS AND DISCUSSIONS

From the test of reinforcing steel bars of D13 without steel clamp, the average yield stress (yield strength) was found to be 391.59 MPa with the maximum tensile stress (ultimate tensile strength) of 595.81, maximum tensile force of 8,064.67 kg and the maximum elongation of 24%; whereas for the D16 reinforcing bars, the yield stress (yield strength) was found to be 394.96 MPa with the maximum tensile stress (ultimate tensile strength) of 585.24 MPa and the maximum tensile force of 12,000 kg and the maximum elongation of 24%.

The tensile test of D13 reinforcing steel bars with mechanical connection of 2 (two) pieces of steel clamps CT-1a has given the yield stress (yield strength) of 270.69 MPa, the maximum tensile stress (the ultimate tensile strength) of 351.45 MPa, the maximum tensile force of 4,757 kg, and the maximum elongation of 40%; whereas the tensile test of D16 reinforcing bars with the mechanical connection of 2 (two) steel clamps CT-1b has given the yield stress (yield strength) of 217.80 MPa, the maximum tensile stress (ultimate tensile strength) of 327.60 MPa, the maximum tensile force of 6,717 kg, and the maximum elongation of 32%. In testing of specimens with connections, the output readings of the elongation of the specimens generated by the apparatus were in low accuracy.

Table 1: Comparison of test results.

No.	Specimen	Yield Strength (MPa)	Ultimate Tensile Strength (MPa)	Maximum Tensile Force (kg)	Elongation (%)
1	D13 (without clamp)	391.59	595.81	8064.67	24
2	D13 (with clamp)	270.69	351.45	4757	40
3	D16 (without clamp)	394.96	585.24	12000	24
4	D16 (with clamp)	217.80	327.605	6717	32

From the data in Table 1 it can be concluded that the percentage of success of the steel clamp connections as many as two (2) pieces for the D13 bars has achieved about 69.125% of the yield stress of the steel bars, the maximum tensile stress of 58.98%, and 58.98% of the maximum tensile force from the desired target that is the reinforcing steel yields and subsequently ruptured prior to the clamp failure. The percentage of success for steel clamps of D16 reinforcing bars was about 55.14% of the yield stress, the maximum tensile stress of 55.98%, and 55.98% of the maximum tensile force from the same target with the D13.

The damage pattern of the steel clamps was characterized by the damage of the steel clamp surfaces in direct contact with the deformed reinforcing steel bars. The damage in the form of surface failure was followed by the buckling of the bolts and steel reinforcement. Figure 15 shows the damage pattern of the steel clamp.

Figure 15: Damage patterns of the steel clamp

CONCLUSION

The results of tensile reinforcement tests with mechanical connections of steel clamps CT-1a on D13 reinforcing steel bars have given the yield stress (yield strength) of 270.69 MPa, the maximum tensile stress (ultimate tensile strength) of

351.45 MPa, the maximum tensile force of 4,757 kg, and the maximum elongation of 40%. For steel Clamp CT-1b test with D16 reinforcing bars has also given the yield stress (yield strength) of 217.80 MPa, the maximum tensile stress (ultimate tensile strength) of 327.605 MPa, the maximum tensile force of 6,717 kg, and the maximum elongation of 32%.

The performance of the steel clamp CT-1a can be represented through the following results, namely the maximum stress reached 69.125% of the yield stress, 58.98% of the maximum tensile stress, and 58.98% of the maximum tensile force from the desired target. The steel clamp CT-1b attained up to 55.14% of the yield stress, 55.98% of the maximum tensile stress, and 55.98% of the maximum tensile force from the desired target. In the next phase of the work, the mechanical connections are required to be enhanced in terms of the number and the quality of the steel clamps.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors gratefully acknowledge the Directorate of Higher Education, Ministry of Research and Higher Education of the Republic of Indonesia for funding received.

REFERENCES

- [1] Achmad, K.; Suhardjono A.; and Tavio (2013), Experimental Behavior of Seismic-Resistant Structural RC Columns Retrofitted with CFRP as External Confinement. *Journal of Integrated Technology*, 1(1), pp. 30-36.
- [2] Astawa, I M.D.; Raka, I G.P.; and Tavio (2013), Shear behavior of joint partial prestressed concrete beam-column reinforced concrete of ductile frame structure building in a seismically resistant and for settlement environment, *The 4th Int. Conf. on Applied Tech., Science & Arts (APTECS)*, ITS, Surabaya, Indonesia.
- [3] Astawa, I M.D.; Raka, I G.P.; and Tavio (2012), Ductile of structure framework of earthquake resistant of high rise building on exterior beam-column joint with the partial prestressed concrete beam-column reinforced concrete, *The 2nd Int. Conf. on Rehabilitation and Maintenance in Civ. Eng.*, Solo, March 8th-10th.
- [4] Astawa, I M.D.; Tavio; and Raka, I G.P. (2014), "Behavior of Partially Prestressed Concrete Exterior Beam-Column Joint for Highly Seismic Zones", *Paper on Proceedings of the 6th International Conference of Concrete of ACF*, Korea.
- [5] Kusuma, B.; and Tavio (2008) Unified Stress-Strain Model for Confined Columns of Any Concrete and Steel Strengths. *Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Engineering and Disaster Mitigation (ICEEDM-I)*, Jakarta, Indonesia.
- [6] Kusuma, B.; Tavio; and Suprobo, P. (2015), Behavior of Concentrically Loaded Welded Wire Fabric Reinforced Concrete Columns with Varying Reinforcement Grids and Ratios, *International*

- Journal of ICT-aided Architecture and Civil Engineering, Vol.2, No.1, pp.1-14
- [7] Pudjisuryadi, P.; and Tavo (2013), Compressive Strength Prediction of Square Concrete Columns Retrofitted with External Steel Collars. *Civil Engineering Dimension*, 15(1), pp. 18-24.
- [8] Pudjisuryadi, P.; Tavo; and Suprobo, P. (2015), Performance of square reinforced concrete columns externally confined by steel angle collars under combined axial and lateral load, *The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5)*, Procedia Engineering, Elsevier Ltd.
- [9] Pudjisuryadi, P.; Tavo; and Suprobo, P. (2014), Analytical Confining Model of Square Reinforced Concrete Columns using External Steel Collars. *International Journal of ICT-aided Architecture and Civil Engineering*, 1(1), pp. 1-18.
- [10] Pudjisuryadi, P.; Tavo; and Suprobo, P. (2011), Transverse Stress Distribution in Concrete Columns Externally Confined by Steel Angle Collars. *Proceedings of the 2nd International Conference on Earthquake Engineering and Disaster Mitigation (ICEEDM-II)*, Surabaya, Indonesia.
- [11] Raka, I G.P.; Tavo; and Astawa, I M.D. (2014), "State of the Art Report on Partially Prestressed Concrete Earthquake Resistance Building Structures for Highly Seismic Region" Paper on 2nd International Conference on Sustainable Civil Engineering Structures and Construction Material, Elsevier Procedia Engineering.
- [12] Raka, I G.P.; Tavo; and Astawa, I M.D. (2011), Elements of structure joint of partial prestressed concrete beam-concrete reinforcement column, earthquake resistant and ductile on bearers special moment frame system, *The 1st Indonesian Struct. Eng. and Mat. Symposium*.
- [13] Raka, I G.P.; Tavo; and Astawa, I M.D. (2011), Element structure model, partial prestressed concrete beam-column reinforced concrete connecting in the story building framework of earthquake resistant, *The 2nd Int. Conf. on Applied Tech., Science& Arts (APTECS)*, ITS, Surabaya, Indonesia.
- [14] Tavo (2008), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08). Discussion and Closure, *Concrete International*, American Concrete Institute (ACI), 30(4), pp. 1-171.
- [15] Tavo (2006), Interactive Mechanical Model for Shear Strength of Deep Beams. Discussion, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 132(5), pp. 826-829.
- [16] Tavo; Achmad, K.; Parmo; and Sulistiawan, A. (2013), Strength and Ductility of RC Columns Retrofitted by FRP under Cyclic Loading. *Proceedings of the 4th International Conference on Applied Technology, Science, and Arts (APTECS-IV)*, Surabaya, Indonesia.
- [17] Tavo; Budiantara, I.N.; and Kusuma, B. (2008), Spline Nonparametric Regression Analysis of Stress-Strain Curve of Confined Concrete. *Civil Engineering Dimension*, 10(1), pp. 14-27.
- [18] Tavo; and Kusuma, B. (2015), Analytical model for axial stress-strain behavior of welded reinforcement grid confined concrete columns, *Journal of Asian Concrete Federation*, Vol. 1, No. 1, pp. 1-10, Sep. 2015.
- [19] Tavo; and Kusuma, B. (2009), Stress-Strain Model for High-Strength Concrete Confined by Welded Wire Fabric. Discussion, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 21(1), pp. 40-45.
- [20] Tavo; Kusuma, B.; and Suprobo, P. (2012), Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Welded Wire Fabric as Transverse Reinforcement under Axial Compression. *ACI Structural Journal*, 109(3), pp. 339-348.
- [21] Tavo; Pudjisuryadi, P.; and Suprobo, P. (2015), Strength and ductility of external steel collared concrete, columns under compressive loading, *Journal of Asian Concrete Federation*, Vol. 1, No. 1, pp. 47-56, Sep.
- [22] Tavo; Suprobo, P.; and Kusuma, B. (2011), Investigation of Stress-Strain Models for Confinement of Concrete by Welded Wire Fabric. *Journal of Procedia Engineering*, 14, pp. 2031-2038.
- [23] Tavo; Suprobo, P.; and Kusuma, B. (2008), Strength and Ductility Enhancement of Reinforced HSC Columns Confined with High-Strength Transverse Steel', *Proceedings of the Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-11)*, Taipei, Taiwan.
- [24] Tavo; Suprobo, P.; and Kusuma, B. (2008), Ductility of Confined Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids. *Proceedings of the International Conference Excellence in Concrete Construction through Innovation*, London, UK.
- [25] Tavo; Suprobo, P.; and Kusuma, B. (2007), Effects of Grid Configuration on the Strength and Ductility of HSC Columns Confined with Welded Wire Fabric under Axial Loading. *Proceedings of the 1st International Conference on Modern, Construction and Maintenance of Structures*, Hanoi, Vietnam.
- [26] Tavo; and Tata, A. (2009), Predicting Nonlinear Behavior and Stress-Strain Relationship of Rectangular Confined Concrete Columns with ANSYS. *Civil Engineering Dimension*, 11(1), 23-31.
- [27] Tavo; and Tata, A. (2008), Stress-Strain Relation and Nonlinear Behavior of Circular Confined Reinforced Concrete Columns. *Journal of Communication Media in Civil Engineering*, 16(3), pp. 255-268.
- [28] Tavo; and Teng, S. (2004), Effective Torsional Rigidity of Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 101(2), pp. 252-260.
- [29] Tavo; Wimbadi, I.; Negara, A.K.; and Tirtajaya, R. (2009), Effects of Confinement on Interaction Diagrams of Square Reinforced Concrete Columns. *Civil Engineering Dimension*, 11(2), pp. 78-88.
- [30] Teng, S.; and Tavo (2003), Deflections of Flat Plate Floors with Irregular Column Layout. *Deflection*

- Control for the Future, ACI SP-210, American Concrete Institute (ACI), pp. 37-63.
- [31] *ACI 439.3R-91*. Mechanical Connections of Reinforcing Bars. (Reapproved 1999) reported by *ACI* Committee 439. John F. McDermott, Chairman.
- [32] Castro JJ, Imai, H. & Yamaguchi, T., 1992, “Sesmic Performance of Precast Concrete Beam – Column Joints”, Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam.
- [33] Lancelot, H.B., 1985, “Mechanical Splices of Reinforcing Bars, Richmond Screw Anchor Company Inc., Fort Worth, Texas.
- [34] SNI-2847 Committee (2013) Structural Concrete Requirements for Buildings (SNI 2847:2013), National Standardization Board (BSN), Jakarta, Indonesia, 264 pp.

KEKUATAN DAN DAKTILITAS PERPINDAHAN KOLOM PENDEK BETON BERTULANG PERSEGI DIBAWAH PENGARUH PEMBEBANAN SIKLIK

Parmo

Abstract: Indonesia menempati zona tektonik yang sangat aktif sehingga sangat rawan terhadap gempa bumi. Oleh karena itu perencanaan elemen struktur bangunan gedung sangatlah perlu memperhatikan kekuatan dan juga daktilitas. Kekuatan struktur berfungsi menahan beban oleh adanya gaya gravitasi sedangkan daktilitas merupakan salah satu persyaratan struktur tahan gempa, sedangkan pembebanan siklik merupakan representasi yang tepat untuk menggambarkan beban dinamis yang terjadi. Kolom merupakan komponen struktur yang berperan penting untuk mendukung beban aksial, beban gempa, momen lentur dan gaya geser. Karena keruntuhan kolom bisa mengakibatkan struktur bangunan runtuh (*collapse*) secara keseluruhan. Dalam penelitian ini diuji 1 buah kolom masing-masing berpenampang persegi, dengan ukuran tinggi 350 mm, lebar 350 mm dan panjang 1100 mm. Kuat tekan beton rata-rata digunakan $f'_c = 20,34$ Mpa, tegangan leleh tulangan baja longitudinal $f_y = 549,94$ Mpa. Pengujian dilakukan dengan memberikan beban aksial konstan 748 kN dan beban lateral siklik metode *displacement control* untuk mensimulasikan beban gempa. Hasil analisa teoritis diagram interaksi sebagai representasi kekuatan kolom secara teoritis diperoleh beban horizontal (P_h) dan momen yang secara teoritis diperoleh P_h sebesar 185,73 kN dan momen nominal kolom secara teoritis diperoleh 202,45 kN.m sedangkan pengujian eksperimen diperoleh $P_{h\text{ maks}}$ sebesar 288,0 kN dengan momen nominal sebesar 316,8 kN.m. Nilai Daktilitas kolom diperoleh setelah benda uji dilakukan pengujian siklik dan hasil pengujian dilakukan analisis. Daktilitas perpindahan ($\mu\Delta$) kolom uji C-1 sebesar 2,71, sehingga kolom termasuk daktil parsial.

Kata kunci: kolom beton bertulang, kekuatan, daktilitas.

Indonesia menempati zona tektonik yang sangat aktif karena tiga lempeng besar dunia dan sembilan lempeng kecil lainnya saling bertemu di wilayah Indonesia dan membentuk jalur-jalur pertemuan lempeng yang kompleks. Keberadaan interaksi antar lempeng-lempeng ini menempatkan wilayah Indonesias sebagai wilayah yang sangat rawan terhadap gempa bumi. Tingginya aktivitas kegempaan ini terlihat dari hasil pencatatan dimana dalam rentang waktu 1897-2009 terdapat lebih dari 14.000 kejadian gempa dengan magnitudo $M > 5.0$. Gempa bumi yang terjadi di Indonesia dan di dunia telah menyebabkan jutaan korban jiwa, keruntuhan dan kerusakan ribuan infrastruktur dan bangunan, serta dana trilyunan rupiah untuk rehabilitasi dan rekonstruksi (Tim revisi peta gempa Indonesia, 2010). Untuk meminimalkan akibat yang ditimbulkan oleh adanya gempa dapat berupa: 1) penyediaan peralatan *emergency* (keadaan darurat); 2) tempat tinggal atau bangunan yang tahan gempa; dan 3) prediksi terhadap gempa (Khrisnamurti, 2009).

Suatu struktur bangunan dikatakan kuat apabila dia mampu menyokong beban-beban yang ada di atasnya. Kekuatan struktur ditentukan oleh kualitas material, dimensi dan kombinasi penyusun struktur tersebut, apabila beton bertulang kekuatan struktur ditentukan oleh kualitas beton, kualitas baja, dimensi dan banyak sedikitnya baja tulangan. Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur bangunan untuk mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berulang kali dan siklik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur bangunan

gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi plastik. Daktilitas merupakan salah satu persyaratan dasar pada struktur yang menahan pembebanan dinamis, seperti gempa bumi. Dimana pembebanan siklis merupakan model representatif yang tepat untuk menggambarkan beban dinamis yang terjadi.

Kolom merupakan elemen struktur yang penting karena kegagalan kolom akan berakibat langsung terhadap komponen struktur lainnya. Kegagalan ini akan berakibat fatal baik dari segi ekonomis maupun dari segi kemanusiaan (korban jiwa). Sehingga dalam suatu struktur keruntuhan kolom struktural merupakan hal yang sangat penting untuk ditinjau.

Tingkat pembebanan dan jumlah siklus sangat mempengaruhi perilaku respon tegangan-regangan beton seperti yang dinyatakan dalam model Mander dkk untuk beton terkekang (Shao, 2003). Perkuatan eksternal FRP juga bisa berfungsi sebagai *confinement* eksternal yang akan meningkatkan daktilitas struktur.

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui berapa besar kekuatan secara teoritis dan ekperimental kolom pendek beton bertulang persegi yang dilakukan pembebanan serta untuk mengetahui seberapa besar daktilitas perpindahan setelah dilakukan analisis dari data ekperimental uji siklik.

Beton dan Beton Bertulang

Beton adalah suatu campuran yang terdiri dari pasir, kerikil, batu pecah, atau agregat-agregat lain yang dicampur menjadi satu dengan suatu pasta yang terbuat dari semen dan air yang membentuk suatu massa mirip batuan. Terkadang satu atau lebih bahan aditif ditambahkan untuk menghasilkan beton dengan karakteristik tertentu, seperti kemudahan pengerjaan (*workability*), durabilitas dan waktu pengerasan.

Beton bertulang adalah suatu kombinasi antara beton dan baja, dimana tulangan baja berfungsi menyediakan kuat tarik yang tidak dimiliki oleh beton. Tulangan baja juga dapat menahan gaya tekan sehingga digunakan pada kolom dan pada berbagai kondisi lainnya (McCormac, 2003).

Kolom Pendek (Kolom tak Langsing) Beton Bertulang

Apabila kolom runtuh karena kegagalan materialnya (yaitu lelehnya baja atau hancurnya beton), kolom diklasifikasikan sebagai kolom tak langsing (*non slender column*). Apabila panjang kolom bertambah, kemungkinan kolom runtuh karena tekuk semakin besar. Dengan demikian ada suatu transisi dari kolom tak langsing (runtuh karena material) ke kolom langsing (runtuh karena tekuk) yang terdefinisi dengan menggunakan perbandingan panjang efektif kl_u dengan jari-jari girasi r . Tinggi l_u adalah panjang tak tertumpu (*unsupported length*) kolom, seperti yang ditunjukkan gambar 1. Dimana nilai kl_u/r disebut sebagai angka kelangsingan.

Gambar 1. Besar faktor panjang kolom untuk kondisi : (a) Jepit-jepit; (b) Jepit- jepit elastis; (c) Sendi-sendi; (d) Jepit-bebas

Identifikasi angka kelangsingan untuk kolom pendek adalah sebagai berikut :

a) Kolom yang bergoyang/tanpa pengaku (*unbraced*) : $\frac{KL_u}{r} \leq 22$ (1)

b) Kolom tidak bergoyang/dengan pengaku (*braced*) : $\frac{KL_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$ (2)

Kekuatan dan Daktilitas Kolom

Kekuatan

Kolom dapat dikekang untuk meningkatkan daya dukung aksial. Kapasitas nominal beban aksial teoritis dari kolom non-slender adalah:

$$P_{n(maxs)} = 0,80 \left[0,85 \psi_f f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (3)$$

Dimana, A_g = luas bruto beton, A_{st} = luasan tulangan memanjang baja, f_y = tegangan leleh baja longitudinal, ψ_f = faktor reduksi FRP, dan f'_{cc} = kuat tekan beton terkekang. Kapasitas aksial nominal maksimum kolom nonslender perkuatan FRP dengan pengeangkantied adalah:

$$f'_{cc} = f'_c \left(2,25 \sqrt{1 + 7,9 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1,25 \right) \quad (4)$$

Dalam desain hanya kekuatan pengeangan maksimum dan regangan yang diperlukan. Menurut ACI 440.2R-02 [7] kekuatan tekan pengeangan, f'_{cc} yang merupakan persamaan kekuatan beton terkekang yang dikembangkan oleh Mander dkk(1988) adalah:

$$f'_{cc} = f'_c \left(2,25 \sqrt{1 + 7,9 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1,25 \right) \quad (5)$$

Dimana tekanan pengeangan disediakan oleh FRP, f_l oleh ACI 440.2R-02 dirumuskan sebagai:

$$f_l = \frac{\kappa_a \rho_f E_f \varepsilon_{fe}}{2} \quad (6)$$

κ_a merupakan faktor efisiensi yang tergantung dari bentuk kolom, untuk kolom persegi besarnya adalah:

$$\kappa_a = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3bh(1-\rho_g)} \quad (7)$$

ρ_g adalah Rasio perkuatan kotor untuk kolom persegi, dengan syarat $h/b \leq 1,5$ serta b dan h lebih kecil dari 36 in dirumuskan:

$$\rho_g = \frac{(A_s + A'_s)}{A_g} \quad (8)$$

dan ρ_f untuk kolom persegi dirumuskan:

$$\rho_f = \frac{2nt_f(b+h)}{bh} \quad (9)$$

Daktilitas

Berbagai parameter daktilitas pada struktur beton bertulang seperti pada gambar 2. Termasuk didalam parameter daktilitas ini adalah *curvature ductility factor* (μ_ϕ), *cumulative ductility ratio* (N_ϕ) dan *energy damage indicator* (E). Semua istilah yang didefinisikan dalam Gambar. 2 kecuali L_p adalah panjang sendi plastis yang mewakili panjang wilayah paling rusak yang diukur dari pengujian dan h merupakan tinggi kolom. Di mana tidak ada terjadi penurunan kekuatan dan kapasitas meningkat dengan meningkatnya deformasi sampai terjadi kegagalan. *Toughness*/ketangguhan dan disipasi energi dapat menentukan karakteristik bagian kinerja lebih baik daripada parameter daktilitas lainnya (Sheikh, 2006).

Gambar 2. Definisi dari parameter daktilitas

Parameter daktilitas yang sering digunakan untuk mengevaluasi perilaku seismik kolom termasuk faktor daktilitas kelengkungan μ_ϕ , faktor daktilitas perpindahan μ_Δ dan rasio lateral drift δ .

Definisi faktor daktilitas kelengkungan $\mu_\phi = \phi_2/\phi_1$ adalah dijelaskan dalam Gambar. 2 untuk respon momen-kelengkungan. ϕ_1 kurvaturnominal leleh adalah kelengkungan pada momen maksimum M_{max} yang diukur sepanjang garis lurus menghubungkan titik asal dan titik 75% M_{max} pada kurva amplop, sementara ϕ_2 adalah kelengkungan ultimit ketika kapasitas momen pasca-puncak mengurangi sampai 80% M_{max} atau pada kegagalan kolom, mana yang lebih dahulu.

Demikian pula, faktor perpindahan daktilitas $\mu_\Delta = \Delta_2/\Delta_1$ dan rasio lateral drift $\delta = \Delta_2 / L$ juga dapat ditentukan untuk kolom menggunakan respon lateral geser-defleksi tip (V- Δ), dimana Δ_1 = defleksi leleh nominal, Δ_2 = defleksi sesuai dengan pengurangan 20% dalam kapasitas beban lateral pada *descending branch* geser-defleksi *envelop curve* dan L = panjang kolom kantilever diukur dari bagian momen maksimum ke titik *contraflexure* (Sheikh & Liu, 2010).

Daktilitas diekspresikan sebagai faktor daktilitas atau indeks daktilitas. Faktor daktilitas didefinisikan sebagai rasio dari perpindahan maksimum dengan perpindahan leleh (Park, Paulay, 1975):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (10)$$

dimana : μ_{Δ} = faktor daktilitas (Δ mengacu pada perpindahan)

Δ_m = perpindahan maksimum (respon inelastis)

Δ_y = perpindahan leleh

Agar faktor daktilitas lebih besar dari satu maka jumlah perpindahan maksimum, Δ_m (respon inelastis) harus memiliki nilai lebih besar dari perpindahan leleh (Δ_y), $\Delta_m > \Delta_y$. Selain itu perpindahan maksimum dapat menjadi perpindahan yang mungkin dicapai pada kondisi ultimit Δ_u sehingga faktor daktilitas menjadi

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (11)$$

Dari persamaan (11) faktor daktilitas (indeks daktilitas) dapat didefinisikan sebagai rasio dari deformasi ultimit dan leleh. Selisih antara perpindahan ultimit dan perpindahan leleh adalah perpindahan plastis, $\Delta_p = \Delta_u - \Delta_y$. Sehingga persamaan (11) menjadi:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (12)$$

Untuk meningkatkan faktor daktilitas perpindahan kolom maka daktilitas perpindahan plastis harus ditingkatkan dan hal ini dapat dicapai dengan pengekanan. Karena defleksi, kurvatur dan rotasi adalah sebanding dengan momen maka faktor daktilitas untuk material dapat ditulis sebagai berikut:

$$\text{Ductility factor} = \frac{\text{Deflection (or curvature, or rotation) at ultimate}}{\text{Deflection (or curvature, or rotation) at steel yield}} \quad (13)$$

Dari perspektif desain, indeks daktilitas memberikan ukuran kemampuan penyerapan energi (Park & Paulay, 1975).

Persamaan dibawah menunjukkan bahwa ada hubungan linear antara daktilitas kelengkungan daktilitas perpindahan kolom. Disini juga dapat diamati bahwa panjang sendi plastis l_p dan ketinggian kolom L merupakan dua faktor penting yang mempengaruhi hubungan ini.

$$\Delta_t = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^3}{8} + (\phi - \phi_y) l_p (L - 0.5 l_p) \quad (14)$$

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3(\mu_{\phi} - 1) \frac{l_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{l_p}{L}\right) \quad (15)$$

Dimana: Δ_t = perpindahan

Δ_y = perpindahan leleh

Δ_p = perpindahan plastis

ϕ_y = kelengkungan leleh

ϕ = kelengkungan

μ_{Δ} = daktilitas perpindahan

μ_{ϕ} = daktilitas kelengkungan

Meningkatkan daktilitas kelengkungan, pada gilirannya akan membutuhkan meningkatkan jumlah pengekanan dengan rincian yang tepat. Oleh karena itu, persamaan (15) menunjukkan bahwa jumlah pengekanan adalah cara yang efisien untuk mengontrol kolom beton.

Pembebanan Siklik

Beban siklis merupakan beban berulang yang diterima oleh suatu struktur. Kegagalan struktur juga bisa disebabkan oleh beban siklis yang terjadi, meskipun desain awal struktur memiliki kekuatan yang memenuhi persyaratan yang ditentukan. Kegagalan akibat kelelahan struktur (*fatigue*) yang merupakan fenomena dimana beton pecah ketika mengalami beban berulang pada tegangan lebih kecil daripada kekuatan tekan maksimum dan kekuatan *fatigue* yang didefinisikan sebagai kekuatan yang dapat didukung untuk sejumlah siklus tertentu. *Fatigue* dipengaruhi oleh berbagai pembebanan, tingkat pembebanan, *load history* dan sifat material [Al-Sulayfani, 2008].

Pada struktur kolom, beban aksial merupakan representatif dari berat sendiri dan beban siklis merupakan beban luar yang terjadi berulang misalkan beban gempa. Beban aksial dan siklis ini akan bekerja secara bersamaan pada struktur kolom.

Untuk memprediksi perilaku struktur beton di bawah pembebanan seismik, model tegangan-regangan beton di bawah beban siklik (*loop histeresis*) adalah hal yang penting untuk diamati [Watanabe] dan digambarkan seperti gambar 3.

Gambar 3. Histeresis Loop

METODE

Desain Benda Uji

Spesimen yang diuji adalah 1 buah kolom persegi *full scale* dengan ukuran 350 x 350 mm dan tinggi 1100 mm. Pada bagian bawah kolom dijepit setinggi 500 mm. Asumsi yang digunakan adalah kolom pendek dengan tumpuan jepit-bebas. Pada bagian atas kolom dibiarkan bebas bergerak sesuai dengan beban yang bekerja. Mutu beton yang digunakan adalah $f'_c = 20,34$ MPa, mutu baja untuk tulangan longitudinal adalah $f_y = 549,94$ MPa dengan jumlah tulangan longitudinal 8D19 dan mutu baja untuk tulangan transversal 386,52 MPa berdiameter tulangan $\phi 10$ mm dengan jarak antar tulangan 200 mm. Benda uji ditampilkan pada gambar 4 dan spesifikasi benda uji ditampilkan pada tabel 1.

Gambar 4. Benda uji C-1

Tabel 1: Spesifikasi benda uji

No Benda uji	Benda uji kolom	Kuat tekan beton (Mpa)	Ukuran Kolom			Tulangan		CFRP Jacketing		
			B (mm)	H (mm)	L (mm)	Long.	Trans.	Fu, MPa	Tebal / lapis (mm)	Jumlah Lapisan
1	C-1	20,34	350	350	1100	8D19	Ø10 - 200	-	-	-

Karakteristik Material Benda Uji

Material Beton

Beton yang direncanakan pada penelitian adalah beton normal dengan kuat tekan beton rencana 28 hari $f_c' = 20$ MPa dengan deviasi standar 5 MPa serta memiliki nilai slump (12 ± 2) cm. Pada saat dilakukan pengecoran benda uji, dilakukan pengambilan sampel uji kontrol. Sampel uji kontrol tersebut berupa silinder yang memiliki diameter 15 cm dan tinggi 30 cm. Pengujian kuat tekan beton dilakukan pada umur 7 hari, 28 hari, dan 47 hari. Hasil pengujian kuat tekan beton dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2: Hasil uji kuat tekan beton

Deskripsi	Kuat Tekan Beton (Mpa)						Rata-rata (Mpa)
	Benda Uji 1	Benda Uji 2	Benda Uji 3	Benda Uji 4	Benda Uji 5	Benda Uji 6	
Kuat Tekan Beton 7 hari	12,11	12,39	12,56	13,41	11,71	12,73	12,48
Kuat Tekan Beton 28 hari	18,44	18,10	18,89	17,87	19,63	19,35	18,71
Kuat Tekan Beton 47 hari	22,29	22,12	21,55	21,33	21,49	20,65	20,34

Material Baja

Baja tulangan yang dipakai untuk tulangan longitudinal adalah ulir (deform) D19 mm sedangkan tulangan transversal (sejangkang) menggunakan tulangan baja polos $\phi 10$ mm. Hasil pengujian tarik tulangan baja dapat dilihat pada tabel 3. .

Tabel 3: Hasil uji tarik baja tulangan

Material baja	Kuat leleh (Mpa)	Kuat Ultimit (Mpa)
Tulangan ulir diameter 19 mm	549,94	530,08
Tulangan polos diameter 10 mm	386,52	756,17

Instrumentasi Dan Test Setup

Instrumentasi

Strain gauge dipasang untuk masing-masing spesimen, *Strain gauge* baja dipasang pada tulangan longitudinal sebanyak 4 buah, pada sengkang sebanyak 4 buah dan 2 buah *strain gauge* dipasang pada *fiber* pada sisi samping kiri dan kanan setinggi 500 mm dari dasar kolom. Khusus untuk kolom original dipasang 2 buah strain gauge untuk beton dengan posisi yang sama seperti penempatan *strain gauge fiber*. Pemasangan strain gauge dapat dilihat pada gambar 5a.

LVDT dipasang untuk memonitor besarnya peralihan dan rotasi pada daerah yang ditinjau selama pengujian. Jumlah keseluruhan LVDT untuk pengujian adalah 18 buah dengan posisi masing-masing 8 buah diletakkan pada zona sendi plastis, 2 buah dibagian tengah tinggi efektif kolom, 2 buah diatas dan 6 buah dibawah sebagai kontrol alat bantu pelat baja bagian bawah. Pemasangan LVD pada benda uji dapat dilihat seperti pada gambar 5b.

Gambar 5. (a) Pemasangan Strain gauge dan (b) Setting Up LVDT

Test Setup

Pelaksanaan pengujian dilakukan dengan menempatkan benda uji kolom berdiri tegak pada 2 (dua) buah rangka baja (*loading frame*) yang diletakkan diatas lantai kerja yang dikunci pada ujung-ujung balok tumpuan dengan baut. Untuk mendapatkan asumsi yang diinginkan maka dalam penelitian ini dibuat alat bantu tambahan berupa pelat baja masing-masing diletakkan pada dasar kolom, samping kolom dan pada kepala kolom. Peralatan utama yang digunakan dalam pengujian adalah *loadcell*, *hydraulic*

jack, *hydraulic actuator*, pompa hidrolik, *strainmeter* dan 18 buah LVDT. *Load cell* yang digunakan sebanyak 3 buah yang masing-masing diletakan pada kepala kolom sebanyak 2 buah yang berfungsi sebagai pembaca beban aksial dan 1 buah *load cell* diletakan pada samping kolom yang berfungsi sebagai pembaca beban siklik. *Test Setup* pengujian ditunjukkan pada gambar 6.

Gambar 6. Test Setup

Pola Pembebanan

Besar beban aksial yang bekerja adalah konstan sebesar 748 kN dan dilakukan variasi untuk beban lateral siklik dengan metode *displacement control*. Pola pembebanan mengacu pada ACI 374.1-05^[4] dengan rasio drift Δ/L ($\times 10^2$): 0,2; 0,25; 0,35; 0,5; 0,75; 1,0; 1,4; 1,75; 2,20; 2,75; 3,5 dan seterusnya. Pola pembebanan dapat dilihat seperti gambar 7. Pengujian dihentikan saat terjadi kegagalan specimen (*failure*). Pada benda uji C-1RC, untuk memberi kerusakan pada benda uji pengujian dihentikan pada drift 2,2 % selanjutnya benda uji dilakukan retrofitting dengan cara grouting dan injeksi dan setelah umur memenuhi dilanjutkan lagi proses pengujian sampai benda uji hancur.

Gambar 7. Pola pembebanan

PEMBAHASAN

Kekuatan Kolom Teoritis

Perhitungan analisa kekuatan kolom teoritis untuk masing-masing benda uji diperoleh dari perhitungan diagram interaksi P-M seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.

Gambar8. Diagram Interaksi Benda Uji

Dari diagram interaksi maka diperoleh kapasitas kekuatan teoritis untuk masing-masing benda uji sebagai berikut:

Tabel 4. Perhitungan Beban Rencana

Nilai	Original Column
C (mm)	164
P_v (kN)	748
e (mm)	250
M_n (kNm)	202,45
P_h (kN)	185,73

Dimana :

- C = Lebar bidang tekan
- P_v = Beban/Gaya aksial
- e = Eksentrisitas
- M_n = Momen nominal
- P_h = Beban/Gaya lateral

Beban vertikal direncanakan konstan sebesar 748 kN hal ini sebagai simulasi beban sendiri bangunan dan beban hidup yang bekerja pada suatu struktur bangunan. Beban vertikal diambil 30% dari beban nominal yang direpresentasikan pada kolom tengah bangunan (*intermediate column*). Kekuatan kolom ditunjukkan oleh kapasitas

beban horizontal (P_h) dan momen yang secara teoritis diperoleh P_h sebesar 185,73 kN dan momen nominal kolom secara teoritis diperoleh 202,45 kN.m.

Hasil Eksperimental

Retak Awal, Spalling dan P_{maks}

Pada kolom C-1 retak awal terjadi pada beban lateral sebesar 226,4 kN di drift rasio 1,4%. *Spalling* kolom terjadi pada saat beban mencapai 250,1 kN drift rasio 2,75% yang menyebabkan tulangan longitudinal terlihat dengan jelas. P_{maks} terjadi pada beban lateral 288,0 kN drift rasio 3,50%. Kerusakan kolom C-1 paling parah terjadi pada zona sendi plastis sampai ketinggian 600 mm di atas penjepit (pondasi) kolom. Kegagalan diakibatkan *spalling* beton dan hancurnya inti beton serta tekuk tulangan longitudinal. Selain di zona sendi plastis, kerusakan juga terjadi pada kolom bagian atas, meskipun tidak sebesar pada zona sendi plastis. Kegagalan yang terjadi pada C-1 seperti ditampilkan pada gambar 9.

Gambar 10. Kerusakan lentur kolom C-1

Tabel 5 memberikan data beban saat terjadi retak awal, *spalling* dan beban maksimum. Beban saat terjadi retak awal, *spalling* dan beban maksimum kolom diperoleh dari hasil uji aksial-siklik.

Tabel 5. Kolom uji mengalami retak awal, *spalling* dan P_{max}

Kolom Uji	Beban (kN)		
	Retak Awal/Drift	Spalling/Drift	P_{max} /Drift
C-1	-226,4 kN/1,4%	-250,1 kN/2,75%	-288,0 kN/3,5 %

Daktilitas dan Grafik Hubungan $P - \Delta$

Untuk mengukur daktilitas digunakan 2 (dua) parameter yaitu daktilitas perpindahan ($\mu\Delta$) dan daktilitas curvature ($\mu\phi$). Pada pembahasan ini parameter yang digunakan adalah daktilitas perpindahan. Nilai Ultimate diperoleh dari data pengujian pada saat beban ultimate dan leleh diperoleh dari data saat baja tulangan mengalami leleh pertama kali. Nilai-nilai daktilitas untuk kolom C-1 dapat digambarkan dengan grafik skeleton sebagai berikut (gambar 11):

Gambar 11. Grafik Sekeleton Hubungan P - Δ

Dari hasil eksperimen diperoleh nilai daktilitas perpindahan ($\mu\Delta$) untuk C-1 sebesar 2,71. Sedangkan hubungan Beban dan Lendutan pada kolom dapat diberikan dengan gambar 12 sebagai berikut:

Gambar 12. Grafik Hubungan P – Δ kolom C-1

KESIMPULAN

Dari analisa teoritis diagram interaksi diperoleh nilai P_h (kapasitas beban lateral) sebesar 185,73 kN momen nominal kolom secara teoritis diperoleh 202,45 kN.m sedangkan dari hasil ekperimental diperoleh $P_{h \text{ maks}}$ sebesar 288,0 kN sehingga diperoleh momen nominal sebesar 316,8 kN.m. Nilai Daktilitas kolom diperoleh setelah benda uji dilakukan pengujian siklik dan hasil pengujian dilakukan analisis. Daktilitas perpindahan ($\mu\Delta$) kolom uji C-1 sebesar 2,71, sehingga kolom termasuk daktail parsial.

DAFTAR PUSTAKA

- Krisnamurti. “*Metode Analisis Struktur Akibat Beban Gempa*” Jember University Press, Jember, 2009
- Mander, J.B., Priestly, M.J.N., and Park, R., “*Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*”, *Jornal of Structural Engineering*, ASCE, V. 114, No. 8, August 1988, pp. 1804-1826
- McCormac, Jack. “*Desain Beton Bertulang*” Jilid 1 Edisi Kelima, Penerbit Erlangga, 2003
- Park, R and Paulay, T. “*Reinforced Concrete Structures*” John Wiley and Sons, Canada, 1975
- Sheikh, S., A., and Li, Y. “*Design of FRP Confinement for Square Concrete Columns*” *Engineering Structures*, 2006
- Tim Revisi Peta Gempa Indonesia (2010) “*Ringkasan Hasil Studi Tim Revisi Peta Gempa Indonesia 2010*” Bandung.
- Watanabe, K, Niwa, J, Yokota, H and Iwanami, M. “*Stress-Strain Relationship for the Localized Compressive Failure Zone of Concrete under Cyclic Loading*”

PERBAIKAN KEKUATAN DAN DAKTILITAS BALOK BETON BERTULANG MENGGUNAKAN GLASS FIBER REINFORCED POLYMER (GFRP) STRIPS

Parmo
Taufikurrahman

Abstract: *Wheres Indonesia is a highly active tectonic zone that is prone to earthquakes. Important issue following the earthquake was retrofit structures to improvement strength and ductility structure. With the advancement of technology today has developed new innovations such as the use of material GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) for external confinement structure. From the results obtained by the experimental of load capacity increased by 20% for C-2 (retrofit beam with GFRP strengthened 1 layer) compared B-1 (original beam). Retrofit beam with GFRP is added ductility as shown by the increase in displacement ductility 4% each for B-1 and B-2.*

Keywords: *Strength, Ductility, Beam, GFRP*

Indonesia menjadi wilayah yang sering terjadi gempa bumi, hal ini disebabkan karena Indonesia berada pada zona tektonik yang sangat aktif. Tiga lempeng besar dunia dan sembilan lempeng kecil lainnya saling bertemu di wilayah Indonesia yang menyebabkan interaksi antar lempeng-lempeng tersebut sehingga menyebabkan terjadinya gempa bumi. Gempa bumi yang terjadi di Indonesia dan di dunia telah menyebabkan jutaan korban jiwa, keruntuhan dan kerusakan ribuan infrastruktur dan bangunan, serta dana trilyunan rupiah untuk rehabilitasi dan rekonstruksi.

Persoalan setelah/pasca terjadinya gempa yang tidak kalah pentingnya adalah perbaikan struktur. Perbaikan (*retrofit*) pasca gempa perlu dilakukan terhadap bangunan-bangunan yang mengalami kerusakan ringan berupa retak-retak struktur yang masih dengan pengertian besi baja tulangan masih belum mengalami leleh. Perbaikan terhadap struktur tersebut dimaksudkan untuk mengembalikan kekuatan dan daktilitas struktur bangunan-bangunan tersebut pada kondisi awal saat direncanakan atau bisa jadi lebih diperkuat. Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur bangunan untuk mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berulang kali dan siklik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur bangunan gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi plastik.

Teknik perbaikan (*retrofit*) struktur bangunan dengan cara *Fiber Reinforced Polymer (FRP) Jacketing* dapat digunakan sebagai alternatif solusi yang lebih baik untuk mengembalikan kekuatan dan daktilitas struktur akibat kerusakan yang ditimbulkan oleh gempa. Hal ini dikarenakan teknik perbaikan dengan cara konvensional semisal metode *concrete jacketing* mempunyai kelemahan antara lain: membutuhkan bekesting yang cukup besar, membutuhkan waktu yang lama, memerlukan tenaga pelaksana yang intensif, memerlukan alat-alat bantu seperti penyangga sementara (*scaffolding*) dengan ruang kerja yang cukup luas mengganggu

Parmo adalah Dosen Jurusan Teknik Industri Fakultas Teknik Universitas Wisnuwardhana Malang
email: parmo_99@yahoo.com

Taufikurrahman adalah Dosen Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Wisnuwardhana Malang
email: taufikurrahmanupik@yahoo.com

aktifitas disekitar struktur yang diretrofit, bersifat destruktif, menimbulkan persoalan ikatan beton lama dengan beton baru, perbedaan tingkat penyusutan beton lama dengan beton baru, penambahan beban mati pada struktur, dan menimbulkan persoalan keselarasan desain akibat penambahan/penebalan beton. Sedangkan metode *steel plate bonding* memiliki kelemahan antara lain: memerlukan waktu dan tenaga pelaksana yang intensif, pelat baja harus didesain khusus, kesulitan saat pengangkatan dan pemasangan, pengeboran dan pembautan pada beton menimbulkan penambahan tegangan, ketahanan terhadap korosi yang kurang sehingga diperlukan lapisan pelindung tambahan dan kualitas hasil pekerjaan yang sulit dikontrol.

Dengan kemajuan teknologi, inovasi baru berupa penggunaan material *Fiber Reinforced Polymer* (FRP) untuk *retrofit* struktur dapat digunakan sebagai solusi untuk menyelesaikan permasalahan struktur seperti yang diuraikan diatas. Keunggulan dari perkuatan FRP ini yaitu bahan lebih ringan, kekuatan tarik tinggi, tidak terjadi korosi sehingga memiliki durabilitas (keawetan) yang tinggi, mudah dalam pemasangannya sehingga menghemat waktu serta bahannya mudah untuk dibentuk (fleksibel). Pada penelitian ini digunakan GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*) untuk perbaikan (*retrofit*) kekuatan dan daktilitas struktur karena harga yang relatif lebih murah dibandingkan CFRP maupun AFRP namun tetap memiliki *tensile strength* yang cukup baik.

Elemen struktur yang penting untuk memikul beban pada suatu konstruksi bangunan salah satunya adalah balok. Struktur balok menyangga beban diatasnya baik berupa pelat lantai ataupun beban-beban lainnya yang berada diatasnya. Struktur balok beton bertulang terdiri dari gabungan antara beton dan baja tulangan. Kegagalan fungsi komponen balok beton bertulang, dimana struktur tersebut tidak mampu lagi menahan beban yang bekerja disebabkan karena kejadian alam, misalnya gempa bumi. Dampak dari kejadian alam tersebut bervariasi dari kategori rusak ringan, sedang, berat dan runtuh. Dengan kerusakan tersebut maka perlu upaya perbaikan struktur beton bertulang tersebut dengan metode perbaikan yang baik dan mudah dikerjakan dilapangan.

KAJIAN LITERATUR

Beton adalah suatu campuran yang terdiri dari pasir, kerikil, batu pecah, atau agregat-agregat lain yang dicampur menjadi satu dengan suatu pasta yang terbuat dari semen dan air yang membentuk suatu massa mirip batuan. Terkadang satu atau lebih bahan aditif ditambahkan untuk menghasilkan beton dengan karakteristik tertentu, seperti kemudahan pengerjaan (*workability*), durabilitas dan waktu pengerasan.

Beton bertulang adalah suatu kombinasi antara beton dan baja, dimana tulangan baja berfungsi menyediakan kuat tarik yang tidak dimiliki oleh beton. Tulangan baja juga dapat menahan gaya tekan sehingga digunakan pada kolom dan pada berbagai kondisi lainnya (McCormac, 2003).

Analisis penampang persegi balok beton bertulang rangkap menurut Park & Pauly (1975) diberikan sesuai gambar 1. Dimana keseimbangan gaya adalah Gaya tarik ($Tension/T$) = Gaya tekan ($compression/C$), dimana gaya tarik diberikan oleh baja tulangan tarik, sedangkan gaya tekan diberikan oleh beton di daerah tekan ($compression concrete = Cc$) dan baja tulangan tekan ($compression steel = Cs$). Teori kekuatan batas (*ultimate*) memberikan syarat, yaitu baja tulangan tarik pada kondisi mencapai tegangan leleh ($f_s = f_y$) dan beton pada kondisi mencapai regangan sebesar $\epsilon'_c = 0,003$. Sedangkan baja tulangan tekan boleh sudah leleh ataupun belum leleh.

Gambar 1. Penampang beton bertulang rangkap

Dengan asumsi awal bahwa baja tarik sudah leleh ($f_s = f_y$) dan baja tekan sudah leleh ($f'_s = f_y$), maka diperoleh persamaan:

$$\begin{aligned} C &= T \\ C_c + C_s &= T \\ 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A_s' \cdot f_y &= A_s \cdot f_y \quad (1) \\ a &= \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (2) \\ \text{letak garis netral } (c) &= \frac{a}{\beta_1} \quad (3) \end{aligned}$$

Langkah selanjutnya adalah menghitung momen nominal penampang. Namun, apabila tulangan tarik sudah leleh dan tulangan tekan belum leleh maka perlu dihitung kembali keseimbangan gaya tarik = gaya tekan dengan tulangan tekan pada kondisi belum leleh. Dengan asumsi baja tarik sudah leleh ($f_s = f_y$) dan baja tekan belum leleh ($f'_s = \epsilon_s' \cdot E_s$), dimana $\epsilon_s' = \epsilon_c \cdot \frac{c-d}{c}$, maka diperoleh persamaan:

$$\begin{aligned} C &= T \\ C_c + C_s &= T \\ 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A_s' \cdot f'_s &= A_s \cdot f_y \quad (4) \\ a &= \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f'_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (5) \\ \text{letak garis netral } (c) &= \frac{a}{\beta_1} \end{aligned}$$

Selanjutnya Momen nominal penampang (M_n) dirumuskan:

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot (d - a/2) + C_s \cdot (d - d') \\ &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f'_s \cdot (d - d') \quad (6) \end{aligned}$$

Fiber Reinforced Polymer (FRP) adalah inovasi perkuatan komposit yang saat ini banyak digunakan sebagai perkuatan eksternal tambahan pada struktur karena sifatnya setelah dipasang pada struktur beton mampu menghilangkan kekurangan beton yang getas menjadi struktur yang *ductile*. FRP adalah inovasi perkuatan komposit yang saat ini banyak digunakan sebagai perkuatan eksternal tambahan pada struktur karena sifatnya setelah dipasang pada struktur beton mampu menghilangkan kekurangan beton yang getas menjadi struktur yang *ductile*.

Komposit FRP dapat menjadi alternatif yang murah untuk memulihkan atau meningkatkan kinerja yang ada pada kolom beton (Riad, 2008). Dua jenis serat yang umum digunakan untuk perkuatan struktur adalah: *Glass Fiber Reinforced Polymer* (GFRP) dan *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP). Gambar 2a dan gambar 2b menunjukkan bentuk Uni-directional Glass & Carbon Composite.

Komposit serat kaca adalah jenis serat yang relatif lebih murah dibanding serat karbon dan serat aramid. Kolom perkuatan GFRP memiliki perilaku *ductile* meskipun serat yang digunakan adalah *brittle* (Nguyen, 2010). Serat kaca memiliki regangan yang lebih besar dibandingkan serat karbon. Seperti yang ditunjukkan pada gambar 3.

Gambar 2a. Tyfo® SEH System Uni-directional glass composite
 2b. Tyfo® SCH System Uni-directional carbon composite

Gambar 3. Sifat mekanis serat kaca dan serat karbon

Perkuatan struktur pada umumnya bertujuan untuk mengembalikan atau meningkatkan kekuatan elemen struktur agar mampu menahan beban sesuai dengan rencana. Umumnya struktur perlu perkuatan bilamana terjadi perubahan fungsi bangunan atau elemen-elemen strukturnya dirancang sesuai tata cara yang lama dimana beban gempa nominalnya lebih rendah dari yang ditetapkan oleh tata cara saat ini. Kemungkinan lain adalah karena struktur tersebut sebelumnya hanya didesain terhadap beban gravitasi saja tanpa memperhatikan beban gempa yang mungkin terjadi. Hal ini akan mengakibatkan kerusakan bahkan kegagalan struktur (Tavio, 2009).

Alasan lainnya perkuatan pada struktur adalah adanya retak mikro pada beton. Retak ini akan mengakibatkan tulangan baja mengalami korosi karena pengaruh lingkungan seperti garam, bahan kimia dan kelembaban. Sehingga struktur mengalami penurunan kekuatan, kekakuan, service life serta kegagalan beton yang pada akhirnya dapat mengakibatkan kegagalan struktural (Gangarao dkk, 2007).

Saat ini inovasi baru perkuatan struktur adalah dengan perkuatan eksternal FRP, baik dengan serat kaca maupun serat karbon (Gangarao, 2007). Pedoman untuk perkuatan struktur dengan material FRP telah dikembangkan oleh Komite ACI 440 (ACI 440.2R-02). Pedoman ini dibuat berdasarkan pada hasil penelitian, analisis dan data dari berbagai bidang aplikasi.

Pengekangan lateral yang cukup dibutuhkan untuk memastikan kapasitas daktilitas dan mencegah kegagalan *brittle* struktur (Sheikh, 2011). Oleh para peneliti sendiri *confinement* didefinisikan sebagai pembatasan pelebaran lateral beton. Pengekangan diyakini mampu meningkatkan kekuatan tekan dan regangan aksial ultimit. Hal ini

dapat dilakukan dengan menggunakan tulangan transversal berbentuk spiral, *circular hoops* dan *rectangular ties* atau pengekanan oleh baja jacketing (De Lorenzis, 2001). Konsep pengekanan sendiri adalah untuk menahan beton dan menunda kegagalan (Leung).

Hasil penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Tavio, dkk (2009) terhadap balok yang diberi perkuatan eksternal CFRP menunjukkan hasil yang cukup baik dari segi peningkatan kapasitas momen dan daktilitas kurvatur. Persentase peningkatan daktilitas kurvatur yang terjadi mencapai rata-rata 265 persen, sedangkan peningkatan momen sebesar rata-rata 45 persen.

Analisis balok beton bertulang yang diberi perkuatan eksternal FRP dilihat seperti pada gambar 4 dibawah ini:

Gambar 5. Distribusi tegangan balok yang diperkuat dengan FRP

Persamaan keseimbangan diberikan dengan rumus:

$$0,85.f'_c.b.a = A_s.f_y + A_{frp} (E_{frp}.\epsilon_{frp}) \quad (7)$$

$$A = \frac{A_s.f_y + A_{frp} (E_{frp}.\epsilon_{frp_u})}{0,85.f'_c.b} \quad (8)$$

$$\text{letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} \quad (9)$$

Selanjutnya Momen nominal penampang (M_n) dirumuskan:

$$\begin{aligned} M_n &= C_c. (d-a/2) + C_s. (d-d') \\ &= A_s.f_y (d-a/2) + A_{frp} (E_{frp}.\epsilon_{frp}) (h-a/2) \quad (10) \end{aligned}$$

METODE PENELITIAN

Benda uji berupa balok beton bertulang persegi berjumlah 2 (dua) buah dengan 3 (tiga) kali pengujian yaitu B-1 (*original beam/control beam*), B-2a(balok yang diuji dan dihentikan pada pembebanan tertentu, mengalami retak dan sebagian tulangan longitudinal telah mengalami leleh sebagai representasi balok yang mengalami kerusakan akibat gempa) dan B-2 (balok B-2a yang telah diperbaiki dengan cara retak-retak yang terjadi setelah diuji/diberi kerusakan dilakukan injeksi setelah itu dilakukan retrofit dengan perkuatan GFRP 2 lapis). Balok uji dirancang berpenampang persegi dengan dimensi penampang 150 x 300 mm dan panjang 2,5 m. Beton yang digunakan adalah beton kekuatan normal dengan $f'_c = 25,3$ MPa. Tulangan tarik baja ulir berdiameter 16 mm dengan $f_y = 549,94$ MPa. Tulangan tekan menggunakan diameter 16 mm dengan $f_y = 549,94$ MPa sedangkan tulangan sengkang berdiameter 8 mm dengan $f_y = 386,52$ MPa. Pengujian tarik GFRP diperoleh hasil $f_u = 510,48$ Mpa. Jumlah tulangan lentur maupun geser yang terpasang diperoleh dari hasil perhitungan

analisis struktur akibat beban gravitasi saja. Dalam penelitian ini dua balok uji dimaksudkan untuk mewakili kondisi yang sesungguhnya.

Pengujian dilakukan dengan meletakkan balok pada frame pengujian, kemudian balok diberikan beban pada tengah bentang balok. Pembebanan dilakukan secara bertahap dengan peningkatan beban 5 KN sampai balok mengalami keruntuhan. Data-data yang dicatat selama pengujian antara lain adalah beban, beban retak pertama, beban ultimit, lendutan dan lebar retakan. Hasil pengujian ditampilkan dalam bentuk grafik hubungan beban-lendutan ($P-\Delta$).

Balok B-1 diuji tanpa diberi GFRP Strips dan balok B-2 dibalut dengan perkuatan GFRP Strips dua lapis. Dengan memberi perkuatan pada balok B-2 diharapkan balok tersebut mampu berdeformasi secara inelastis dan diharapkan agar ada peningkatan baik momen maupun daktilitas.

Setting up pengujian ditunjukkan dalam gambar 6. Nilai kurvatur diperoleh dari pengukuran deformasi horisontal daerah tarik dan tekan, dengan memasang *yoke* dan LVDT seperti dalam Gambar 7. Data yang dicatat untuk tiap kenaikan beban atau perpindahan adalah besarnya beban dan perpindahan horisontal LVDT, untuk mencari nilai momen dan kurvatur

Gambar 6. Setting up benda uji

(a) Deformasi elemen

(b) regangan elastis

Gambar 7. Kurvatur pada balok

Besarnya momen pada tengah bentang diperoleh berdasarkan kesetimbangan gaya, $M = PL/4$ (gambar 6), sedangkan besarnya kurvatur diperoleh dengan data perpindahan arah horisontal LVDT atas (Δ_c) dan bawah (Δ_s) sesuai gambar 7. Nilai perpindahan dibagi dengan jarak antar yokes, l , untuk mendapatkan nilai regangan, ε_c dan ε_s . Kemudian dari distribusi regangan di atas dan dibawah tersebut, perputaran kurvatur dapat dicari, $\varphi = (\varepsilon_c + \varepsilon_s)/h$. Untuk memperoleh daktilitas kurvatur, μ_φ , maka nilai kurvatur yang terjadi dibagi dengan nilai kurvatur leleh, φ_y .

HASIL DAN PEMBAHASAN

Dari grafik pada Gambar 8 hasil pengujian eksperimental dapat dilihat bahwa lendutan maksimum pada LVDT *Original Specimen* dan LVDT pada Retrofit GFRP sebesar 1,459 cm dan 1,606 cm. Dari grafik pada Gambar 8 juga dapat dilihat bahwa pada awal pembebanan pada kedua benda uji terjadi kenaikan lendutan yang sama. Namun setelah beban meningkat, pada benda uji dengan retrofit GFRP mengalami robekan pada lapis GFRP, sehingga terjadi penurunan faktor beban.

Gambar 9. Keruntuhan lentur balok beton

Dari grafik dapat dilihat adanya peningkatan kekuatan dengan penambahan GFRP, hal ini dapat kita lihat sesaat sebelum GFRP mengalami perobekan yakni pada lendutan

0,5 cm. Pada lendutan 0,5 kedua specimen mengalami perbedaan faktor beban yakni pada original specimen faktor bebannya adalah 8 ton sedangkan pada specimen retrofit GFRP faktor bebannya adalah 10 ton, sehingga mengalami penambahan kekuatan sebesar 20% (dua puluh persen).

Analisa yang dilakukan selain dari analisa grafik beban lateral-*displacement* adalah analisa grafik momen-*curvature*. Dari grafik momen-*curvature* terlihat bahwa terjadi peningkatan momen maksimum untuk kolom *retrofit* dibandingkan dengan kolom original dengan pengekangan eksternal GFRP. Nilai momen maksimum yang terjadi pada masing-masing *specimen* adalah 1,459 kNm dan 1,606 kNm untuk B1 dan B2. Dari analisa grafik momen-*curvature* diperoleh peningkatan kekuatan terhadap B1 dengan parameter peningkatan M_{max} adalah 4% terhadap B2.

KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan

Berdasarkan hasil penelitian Perbaikan Kekuatan Dan Daktilitas Balok Beton Bertulang Menggunakan *Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Strips* seperti yang telah diuraikan sebelumnya maka dapat diambil kesimpulan sementara sebagai berikut:

1. Kekuatan balok beton setelah di retrofit dengan GFRP mengalami peningkatan kapasitas beban (P) dari 8 ton ke 10 ton pada titik lendutan yang sama, sehingga dapat disimpulkan kekuatan balok beton dengan retrofit GFRP mengalami penambahan sebesar 20 % dibandingkan dengan kolom original.
2. Dalam menentukan peningkatan daktilitas maka digunakan parameter *displacement ductility* (μ_δ). Nilai μ_δ meningkat sebesar 4% pada balok GFRP dibandingkan dengan balok original.
3. Dengan meningkatnya kekuatan dan daktilitas pada struktur dengan retrofit maka material GFRP Strips dapat menjadi solusi untuk perkuatan bangunan utamanya balok beton bertulang pasca terjadi kerusakan.

Saran

Pada penelitian ini, terdapat beberapa kekurangan yang perlu diperhatikan agar kemungkinan tersebut dapat diperbaiki dikemudian hari antara lain:

1. *Specimen* akan sangat menentukan hasil dari penelitian sehingga desain awal, pembuatan dan perawatan *specimen* harus mendapatkan perhatian disetiap tahapannya.
2. Agar mendapatkan perilaku dan hasil yang memiliki tingkat validitas tinggi maka perlu difikirkan untuk menambah variasi dan pengulangan *specimen*.
3. Perlu dilakukan penelitian lanjutan dengan *sample* berupa model alternatif sambungan tulangan baja pada struktur bangunan tinggi yang riskan terhadap bahaya gempa.

REFERENSI

- Alami, Fikri. “Perkuatan Lentur Balok Beton Bertulang Dengan *Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)*”
- American Concrete Institute. “*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*”. Farmington Hills, 1995

- American Concrete Institute. “*Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-02): Reported by ACI Committee 440*”. ACI Committee 440, 2002
- ASTM Commite E-28, 1986. “*Standard Methods for Tension Testing of Metalic Materials (Metric)*”.Designation: E8M-86a,Published October. Philadelphia.
- Bank, Lawrence. “*Structural Design with FRP Materials*” John Wiley & Sons, INC, Canada, 2006
- Gangarao, H, Taly, N and Gangarao, H. “*Reinforced Concrete Design with FRP Composites*” CRC Press, Prancis, 2007
- Mander, J.B., Priestly, M.J.N., and Park, R., “*Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*”, Jornal of Structural Engineering, ASCE, V. 114, No. 8, August 1988, pp. 1804-1826
- Nawy, Edward. “*Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar*” PT. Refika Aditama, Bandung, 2008
- Nurlina, Siti. “*STRUKTUR BETON*” Penerbit BARGIE Media, Malang, 2008
- Panitia Teknik Standardisasi Bidang Konstruksi dan Bangunan. ”*Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 1726-2002)*”. Badan Standardisasi Nasional. Bandung, 2002
- Panitia Teknik Standardisasi Bidang Konstruksi dan Bangunan. ”*Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)*”. Badan Standardisasi Nasional. Bandung, 2001
- Park, R and Paulay,T.”*Reinforced Concrete Structures*” John Wiley and Sons, Canada, 1975
- Samaan, M., Mirmiran, A., and Shahawy, M., “*Models of Concrete Confined by Fiber Composites*” Journal of Structural Engineering, September, 1998
- Sudarsana, I,K dan Widiarsa, I., B., R. “*Pengaruh Pemasangan Angker Ujung Terhadap Perilaku Runtuh Balok Beton Bertulang Dengan Penambahan Lapis Gfrp (Glass Fibre Reinforced Polymer)*” Jurnal Ilmiah Teknik Sipil, Vol. 13, No. 2, Juli, 2009.
- Tavio, Purwono, R dan Sosyidah, A. “*Peningkatan Daya Dukung dan Daktilitas Balok Beton Bertulang Dengan Menggunakan Perkuatan CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer)*” Dinamika Teknik Sipil, 2009
- Tim Revisi Peta Gempa Indonesia. “*Ringkasan Hasil Studi Tim Revisi Peta Gempa Indonesia 2010*” Bandung, 2010

Strength and Ductility of RC Columns Retrofitted by FRP under Cyclic Loading

Tavio¹, Karmila Achmad², Parmo³, and Agus Sulistiawan⁴

Abstract—Rapid increasing of population and limited city area as well as better awareness on the green open area of the city, which is ideally about 30 percent, have forced the development of the buildings vertically. The increasing number of high-rise buildings and skyscrapers are the evidence that the development of the buildings in the cities of Indonesia are heading towards the over-ground space. However, the vertical development is known to be highly vulnerable to earthquake hazard. The revised Indonesian seismic map has increased the seismic load in most of the seismic zones in Indonesia. To create a safe and healthy city, a comprehensive urban planning and design is required. A good urban planning and code-based design must also be adopted to assure a safe building structure for the dwellers. This study is intended to observe the possibility of using alternative materials to improve the performance of the existing buildings which have not followed the existing earthquake-resistant building code through the implementation of Fiber Reinforced Polymer (FRP) wrap on structural members. The strength and ductility enhancements of the columns retrofitted with external confinement using FRP are found when compared with the unconfined control column. The results indicated that the maximum loads of each confined columns have increased by 33.52, 54.97, 36.61, and 40.73 percent, respectively, for columns C-1G, C-1C, C-1RC, and C-1RG. The ductility of columns C-1C and C-1G have increased by 122.73 and 53.30 percent, but decreased by 15.24 and 66.31 for columns C-1RG and C-1RC when compared with the unconfined control column C-1, respectively. This is due to the unintended premature failure at the upper end of the column C-1G and an indication that the secondary fiber direction which was placed vertically has contributed to the longitudinal steel of C-1RC in increasing its capacity.

Keywords—Cyclic Loading, External Confinement, FRP, Over-Ground Space, Retrofit, Structural Strengthening.

I. INTRODUCTION

Currently rapid development of the cities in Indonesia tends towards the over-ground space. It is indicated by the development of high-rise buildings and skyscrapers in many cities of Indonesia. This is due to the rapid growth of the citizens and the limited city area. Furthermore, there is a Green Spatial Arrangement Policy, which requires at least 30 percent of the city area for green open space. However, a poor planning and design of a building structure on the over-ground space has led it vulnerable to the seismic hazard. This is even exacerbated by the location of Indonesia in the ring of fire belt. Indonesia lies on the unstable faults and nearby the subduction zones of tectonic plates, i.e. Eurasia, Pacific, and Indo-Australia. The latest seismic map of Indonesia has accommodated the increase of earthquake vulnerability of the buildings in Indonesia by increasing the design earthquake load.

There are two important things to be considered when designing a structure, namely the strength and ductility. The strength of a structure deals with the indication of strength increase beyond the initial capacity. The ductility of a structure deals with the sign of better post-peak response beyond the peak to prevent a brittle failure due to the earthquake which can bring to the sudden collapse of a building. The increase of seismic intensities in several seismic zones in Indonesia (SNI 1726-2012 [1]) has challenged the designer and expert to come up with an innovative solution to meet the latest building code requirements [2] for the existing buildings which

have been constructed and designed in accordance with the earlier seismic map and building code versions [3].

Column plays a very important role in a building since the failure of columns might lead to a fatal collapse of a building. Moreover, the columns in a building are very vulnerable to seismic strike. Therefore, an intensive research studying the possibility of improving the columns to withstand the seismic load is deemed necessary. In the research, the seismic load is simulated by cyclic loading [4-13].

Previous researches carried out by other mainly focused on circular reinforced concrete columns confined by Fiber Reinforced Polymer (FRP) wrap. Very little study has been conducted on square or rectangular reinforced concrete columns confined with FRP wrap [14]. The square columns are more popular and commonly used in a building rather than circular columns. Additionally, the behaviors of square and circular columns are totally different since square columns have much lower confining effectiveness rather than the circular ones [15-25]. Thus, in order to better understand the seismic behavior of the square reinforced concrete columns confined by FRP wraps, several column specimens were designed, cast, experimentally tested in the laboratory under cyclic loading, and examined.

II. METHOD

A. Specimen Details

Five column specimens observed in the study are as follows: (1) one unconfined reinforced concrete column as a control specimen; (2) two reinforced concrete columns wrapped with a single layer of CFRP and GFRP as external confinement prior to cyclic loaded; and (3) two unconfined reinforced concrete columns which underwent the first stage of cyclic loading to simulate the medium earthquake until they have reached lateral drift ratio of 2.2 percent prior to be repaired by the injection

¹Tavio is with Departement of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Planning, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya, 60111, Indonesia. E-mail: tavio@ce.its.ac.id.

²Karmila Achmad is with Departement of Civil Engineering, Politeknik Negeri Balikpapan, Kalimantan, Indonesia.

³Parmo is with Departement of Civil Engineering, Universitas Negeri Malang, Malang, Indonesia.

⁴Agus Sulistiawan is with Ministry of Public Works, Manokwari, Indonesia.

grouting. These columns continued to undergo the second stage cyclic loading after retrofitted with CFRP and GFRP wraps as external confinement.

All five column specimens prepared and cast in the research were identical. The last two specimens described above underwent two-stage cyclic loadings, so that totally there were seven times of cyclic loadings conducted. The designations of the specimens are as follows: (1) the unconfined column specimen (C-1), (2) the column specimens confined by GFRP (C1-G) and CFRP (C-1C), and (3) the column specimens retrofitted with GFRP (C-1RG) and CFRP (C-1RC). The dimensions of the reinforced concrete column specimens were all the same, i.e. 350×350 mm with an effective height of 1100 mm. The longitudinal bars used in the columns are eight 19 mm-diameter deformed bars. The diameter of transverse steel used is 10 mm spaced at 200 mm.

B. Test Setup

The experimental test was carried out at the Center for Research and Development of Settlement, Ministry of Public Works, Bandung, Indonesia. The column specimens were positioned standing vertically in a loading frame which was mounted on the strong laboratory floor. The complete test setup with a column specimen ready for test can be seen in Figure 1. The axial load was retained constantly during the test, while the cyclic loading was variously applied to the column specimens.

C. Injection and FRP-Wrap Application

Injection agent used for sealing the cracking of concrete after first-stage loading of column specimens C1-RG and C1-RC was a combination of MC-Fastpact 1264 and epoxy resin MC-Dur 1200. In order to obtain an optimum result, the injection process must be conducted several times at every injected point. Once the injection was done completely, the columns were allowed to cure for approximately 24 hours thereafter, and they were ready for implementation of FRP-wrap (column specimens C-1RG and C-1RC).

The FRP-wrap application used a wet lay-up method with full jacketing installment. The main fiber direction is oriented horizontally with 200-mm overlap. A single layer of FRP was applied for the overall height of the column specimens. Additional two layers were wrapped at the upper part of the column specimens (775 mm long from the top of the columns). These additional layers were introduced to avoid any failure at the non-test regions. The FRP-wrap application on the column specimens C-1G and C-1C were carried out only after the concrete surfaces dried prior to the cyclic loadings. For retrofitted column specimens, the FRP-wrap applications were introduced after injected with the grouting agent to repair the cracks and damages due to the first stage of cyclic loading.

The investigation is basically an experimental study on the effects of the change of a discharge valve seat (from a profile that is provided by the OEM) on the vibration and cylinder chamber pressure characteristics of a single-stage, single-acting air reciprocating compressor. The study is conducted in several working pressures.

The aim of the study is to know the effects in vibration and cylinder chamber pressures when there is a change

of the geometry of a discharge valve seat. The results are intended to become a reference for those who are interested designing a valve seat profile, in order to increase durability and performance of a reciprocating compressor. The air reciprocating compressor with an unmodified discharge valve seat becomes a baseline to which results of modified valve seats to be compared. The discharge port is chosen because the high pressure happens in a discharge stage (compared to a suction step).

III. RESULT AND DISCUSSION

A. Mode of Failure

Initial crack occurred on the unconfined column specimens was a curved crack located in the plastic hinge region. The maximum load P_{max} of 278.9 kN was attained at lateral drift ratio of 2.75 percent in the first cycle. The mode of failure of column specimen C-1 is illustrated in Figure 2. The mode of failure of column specimen C-1G was characterized by the crushing of concrete and the torn-off of FRP wrap. At lateral drift ratio of 3.5 percent during the first cycle of cyclic loading, the column head was failed indicated by the concrete crush and the GFRP wrap was torn off at the column corners. The highest load achieved during the test of column specimen C-1G was 372.4 kN. The test was continued with no axial load applied which caused the lateral load-displacement curve dropped drastically. When the lateral load reached 142.6 kN with the displacement of 56.78 mm, the failure of GFRP wrap in the plastic hinge region began to be visible. The mode of failure of column specimen C-1G is depicted in Figure 3. The failure of column specimen C-1C was indicated by the change of the FRP resin color and the damaged surface of the concrete in the plastic hinge region. The maximum load P_{max} was 432.2 kN at lateral drift ratio of 5 percent during the first cycle of loading. The final condition of column specimen C-1C is shown in Figure 4. The failure of column specimen C-1RG was initiated by the concrete spalling and GFRP torn-off. The maximum load P_{max} achieved was 414.6 kN at lateral drift ratio of 5.0 percent. The concrete spalling was occurred at lateral drift ratio of 5.5 percent at lateral load of 326.3 kN. The failure of column specimen C-1RG occurred in the second stage of cyclic loading is shown in Figure 5. In the second stage of cyclic loading, the failure of column specimen C-1RC was due to the crushing of the concrete and the torn-off of CFRP in the plastic hinge region. The maximum lateral load was noted at 392.5 kN with a maximum displacement measured from LVDT2 of 65.48 mm. The failure of column specimen C-1RC during the second stage of cyclic loading is shown in Figure 6.

B. Lateral Load-Displacement Relationship

Based on the P - δ curve, the phenomenon occurred during the test could be determined for column specimens C-1, C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC. The maximum load P_{max} were 278.9 kN, 372.4 kN, 432.2 kN, 381.0 kN, and 392.5 kN. The maximum lateral displacements δ_{max} were measured as follows: 53.24 mm, 56.78 mm, 96.46 mm, 56.56 mm, and 65.48 mm, respectively, for column specimens C-1, C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC. The maximum percentages of

increased load to column specimen C-1 were 33.52 percent, 54.97 percent, 36.61 percent, and 40.73 percent for C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC, respectively. The maximum percentages of increased lateral displacement δ_{max} to column specimen C-1 were 6.65 percent, 81.18 percent, 6.24 percent, and 22.99 percent for column specimens C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC, respectively. The maximum percentages of increased stiffness to column specimen C-1 were 32.41 percent, 55.36 percent, 33.77 percent, and 42.89 percent, respectively, for column specimens C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC. The complete lateral load-displacement curves can be seen in Figure 7.

Based on the analysis of the $P-\delta$ curves, the displacement ductility (μ_δ) of each column specimen can be determined. The displacement ductility μ_δ for column specimen C-1, C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC were 5.44, 4.75, 11.89, 10.38, and 2.17, respectively. The increase of the displacement ductility of column specimens C-1C and C-1RG were 118.68 and 90.81 percent, respectively. However, there were unexpected failure occurred on column specimens C-1G and C-1RC during the test, the displacement ductilities of both columns have decreased. The cause of the decrease of displacement ductility of column specimens C-1G compared to column C-1 was the failure of the column head during testing which has caused the test was continued with no any axial load applied. This caused the displacement ductility decreased by 12.74 percent. For column specimen C-1RC, the displacement value has also decreased by 60.11 percent compared to column specimen C-1 (control column) since the longitudinal steel bars have yielded during the late stage of testing. This has caused the ratio of the ultimate to yield displacement became low. In addition, there was an indication that the secondary carbon fiber in vertical direction has strengthened the longitudinal steel bars of the column, which in turn, has increased the capacity of the column specimen C-1RC which was higher than that of column specimen C-1.

C. Moment-Curvature Relationship

Based on the analysis moment-curvature relationship, there was an increase in the maximum moment capacity for confined and retrofitted column specimens compared to the unconfined column specimen, either for GFRP and CFRP wraps, as illustrated in Figure 8. The maximum moments of all column specimens were 328.04 kN-m, 434.37 kN-m, 509.63 kN-m, 438.83 kN-m, and 468.73 kN-m for column specimens C-1, C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC, respectively. Based on the analysis of the moment-curvature relationships, it can be shown that there were increases in maximum moment M_{max} when compared to column specimen C-1, namely 32.41 percent, 55.36 percent, 33.77 percent, 42.89 percent for column specimens C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC, respectively.

The curvature ductility for column specimens C-1, C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC were 5.61, 4.76, 12.51, 8.60, and 1.89, respectively. Similar to the displacement ductility, the increased curvature ductility for column specimens C-1C and C-1RG compared to column specimen C-1 were 122.73 percent and 53.30 percent. The curvature ductility of column specimens C-1G and

C-1RC were decreased by 15.24 percent and 66.31 percent compared with column specimen C-1.

IV. CONCLUSION

Based on the results of the research of strengthened and retrofitted square reinforced concrete column specimens using GFRP and CFRP external confinement methods subjected to cyclic loading, it can be concluded as follows:

A. From the three parameters measured during the test, i.e. P_{max} , δ_{max} , and M_{max} , there was an increase of strength of all strengthened and retrofitted column specimens with FRP wrap compared to the unconfined column specimen.

- 1) From the maximum load P_{max} , the increases to column specimen C-1 were 33.52 percent, 54.97 percent, 36.61 percent, and 40.73 percent for column specimens C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC, respectively.
- 2) From the maximum lateral displacement δ_{max} , the percentages of increase of column specimens C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC to column specimen C-1 were 6.65 percent, 81.18 percent, 6.24 percent, and 22.99 percent, respectively.
- 3) From the maximum moment M_{max} , the increase of column specimens C-1G, C-1C, C-1RG, and C-1RC to column specimen C-1 were 32.41 percent, 55.36 percent, 33.77 percent, and 42.89 percent, respectively.

B. Two parameters were used to determine the increase of ductility, i.e. displacement ductility (μ_δ) and curvature ductility (μ_ϕ). The values of μ_δ and μ_ϕ have increased for column specimens C-1C and C-1RG and decreased for column specimens C-1G and C-1RC.

- 1) The increase of displacement ductility compared to column specimen C-1 were 118.68 percent and 90.81 percent, respectively, for column specimens C-1C and C-1RG. The decrease of μ_δ for column specimens C-1G and C-1RC were 12.74 percent and 60.11 percent, respectively, compared to column specimen C-1.
- 2) The percentage of curvature ductility increase of column specimens C-1C and C-1RG to column specimen C-1 were 122.73 percent and 53.30 percent, respectively. The decrease of μ_ϕ compared to column specimen C-1 were 15.24 percent and 66.31 percent, respectively.
- 3) The occurrence of the unexpected failure at the column head has caused the cyclic loading in the next stage must be conducted without axial load, thus, the value of displacement ductility and curvature ductility of column specimen C-1G decreased.

For column specimen C-1RC, the first yield occurred in the late stage of testing. This has caused the unexpected ratio of ultimate to yield displacement became lower. In addition, there was an indication that the secondary carbon fiber in vertical direction has strengthened the longitudinal steel bars and increased the capacity of column specimen C-1RC higher than column specimen C-1. It resulted in lower value of both

displacement and curvature ductilities of column specimen C-IRC.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors sincerely thank to:

- a. Directorate of Research and Public Services, Directorate of Higher Education, Ministry of Education and Culture for providing the research funding.
- b. Fyfe Co. LLC Singapore, PT. Fyfe Fibrwrap Indonesia, and PT. Master Solusi Indonesia, for providing the GFRP and CFRP wraps as well as its application.
- c. PT. Prasetya Adi Citra Anugerah, for providing the injection grouting material and its applications.

REFERENCES

- [1]. SNI 1726-2012, "Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung," Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, 2012.
- [2]. RSNI 2847-201X, "Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung," Draft, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta, 264 pp.
- [3]. Panitia Teknik Standardisasi Bidang Konstruksi dan Bangunan. "Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)". Badan Standardisasi Nasional. Bandung, 2002.
- [4]. Pudjisuryadi, P.; and Tavio, "Compressive Strength Prediction of Square Concrete Columns Retrofitted with External Steel Collars," Civil Engineering Dimension, Petra Christian University, V. 15, No. 1, Mar. 2013, pp. 18-24.
- [5]. Pudjisuryadi, P.; Tavio; and Suprobo, P., "Analytical Confining Model of Square Reinforced Concrete Columns using External Steel Collars," International Journal of ICT-aided Architecture and Civil Engineering, SERSC (accepted for publication in Dec. 2013 issue).
- [6]. Tavio, "Interactive Mechanical Model for Shear Strength of Deep Beams," Discussion, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 132, No. 5, Reston, Virginia, USA, May 2006, pp. 826-829.
- [7]. Tavio; Budiantara, I N.; and Kusuma, B., "Spline Nonparametric Regression Analysis of Stress-Strain Curve of Confined Concrete," Civil Engineering Dimension, Petra Christian University, V. 10, No. 1, Mar. 2008, pp. 14-27.
- [8]. Tavio; and Kusuma, B., "Stress-Strain Model for High-Strength Concrete Confined by Welded Wire Fabric," Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, V. 21, No. 1, Jan. 2009, pp. 40-45.
- [9]. Tavio; Kusuma, B.; and Suprobo, P., "Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Welded Wire Fabric as Transverse Reinforcement under Axial Compression," ACI Structural Journal, V. 109, No. 3, May-June 2012, pp. 339-348.
- [10]. Tavio; and Tata, A., "Predicting Nonlinear Behavior and Stress-Strain Relationship of Rectangular Confined Concrete Columns with ANSYS, Civil Engineering Dimension, V. 11, No. 1, Mar. 2009, pp. 23-31.
- [11]. Tavio; and Teng, S., "Effective Torsional Rigidity of Reinforced Concrete Members," ACI Structural Journal, V. 101, No. 2, Farmington Hills, Michigan, USA, Mar.-Apr. 2004, pp. 252-260.
- [12]. Tavio; et al., "Effects of Confinement on Interaction Diagrams of Square Reinforced Concrete Columns," Civil Engineering Dimension, V. 11, No. 2, Sep. 2009, pp. 78-88.
- [13]. Teng, S.; and Tavio, "Deflections of Flat Plate Floors with Irregular Column Layout," Deflection Control for the Future, ACI SP-210, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2003, pp. 37-63.
- [14]. Cole, C. and Belarbi, A. "Confinement Characteristics of Rectangular FRP-Jacketed RC Columns", Proceedings of the Fifth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-5), Cambridge, UK, July 16-18, 2001, pp. 823-832.
- [15]. Benzaid, R, Chikh NE and Mesbah H. "Behaviour Of Square Concrete Column Confined With GFRP Composite Warp", Journal Of Civil Engineering And Management, 2008.
- [16]. ACI 440.2R-02. "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures". ACI Committee 440, 2002.
- [17]. ACI 440.3R-04. "Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures". ACI Committee 440, 2004.
- [18]. ACI 374.1-05. "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary". ACI Committee 374, 2005
- [19]. Bank, Lawrence. "Structural Design with FRP Materials" John Wiley & Sons, INC, Canada, 2006.
- [20]. Gangarao, H, Taly, N and Gangarao, H. "Reinforced Concrete Design with FRP Composites" CRC Press, Prancis, 2007
- [21]. Park, R and Paulay, T. "Reinforced Concrete Structures" John Wiley and Sons, Canada, 1975.
- [22]. Lee, Chung-Sheng, Hegemier, GA and Philippi DJ. "Analitical Model for Fiber Reinforced Polymer Jacketed Square Concrete Columns in Axial Compression" ACI Structural Journal, 2010 pp.208-217.
- [23]. Tavio, Purwono, R dan Rosyidah, A. "Peningkatan Daya Dukung dan Daktilitas Balok Beton Bertulang Dengan Menggunakan Perkuatan CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer)" Dinamika Teknik Sipil, 2009.
- [24]. Watanabe, K, Niwa, J, Yokota, H and Iwanami, M. "Stress-Strain Relationship for the Localized Compressive Failure Zone of Concrete under Cyclic Loading".
- [25]. Sheikh, SA and Liu, J. "Enhancing Seismic resistance of Concrete Columns with FRP" Proceedings fib Symposium PRAGUE, 8-10 June 2010.

Figure 1. Column specimen test setup

Figure 2. Failure of column specimen C-1

Figure 5. Failure of column specimen C-1RG

Figure 3. Failure of column specimen C-1G

Figure 6. Failure of column specimen C-1RC

Figure 7. Lateral Load-Displacement Curves: (a) C-1; (b) C-1G; (c) C-1C; (d) C-1RG, and (e) C-1RC

Figure 8. Moment-Curvature Curves: (a) C-I; (b) C-IG; (c) C-1C; (d) C-1RG; and (e) C-1RC

PERBAIKAN KEKUATAN DAN DAKTILITAS KOLOM BETON BERTULANG YANG MENDAPAT BEBAN GEMPA MENGGUNAKAN *GLASS FIBER REINFORCED POLYMER*

Parmo
Agoes Soehardjono M.D.
Tavio

Abstrak: Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui penambahan kekuatan dan daktilitas kolom beton bertulang setelah diretrofit menggunakan *glass fiber reinforced polymer (GFRP)* dan mendapat beban gempa. Penelitian ini menggunakan benda uji dua buah kolom dengan tiga kali pengujian. Masing-masing ukuran kolom 350 x 350 x 1100 mm dengan $f'_c = 20,34$ MPa dan $f_y = 549,94$ MPa. Pengujian dilakukan dengan memberikan beban aksial konstan 748 kN dan beban lateral siklik yang menggunakan metode *displacement control* untuk mensimulasikan beban gempa. Hasil penelitian menunjukkan peningkatan kapasitas lateral pada kolom sebesar 43,96%. Retrofit kolom dengan GFRP bersifat daktil yang ditunjukkan dengan meningkatnya daktilitas perpindahan sebesar 129,14% dan daktilitas kurvatur sebesar 118,27%.

Kata-kata Kunci: *glass fiber reinforced polymer*, kekuatan, daktilitas, kolom beton

Abstract: *Repairing the Strength and Ductility of Reinforced Concrete Column That Got Earthquake using Glass Fiber Reinforced Polymer. This study aims to identify the additional strength and ductility of reinforced concrete columns after being retrofitted using glass fiber reinforced polymer (GFRP) and got the brunt of the earthquake. This study uses two objects tested columns, which are being tested for three times. Each column size is 350 x 350 x 1100 mm with $f'_c = 20.34$ MPa and $f_y = 549.94$ MPa. The testing is performed by giving a constant axial load of 748 kN and cyclic lateral load using control displacement method in order to simulate the brunt of earthquake. The results show an increase in lateral capacity of column by 43.96%. Retrofitting the column with GFRP has a ductile property, which is shown by the increase of the displacement ductility by 129.14% and curvature ductility by 118.27%.*

Keywords: *glass fiber reinforced polymer, strength, ductility, concrete column*

Indonesia menempati zona tektonik yang sangat aktif karena tiga lempeng besar dunia dan sembilan lempeng kecil lainnya saling bertemu di wilayah Indonesia dan membentuk jalur-jalur pertemuan lempeng yang kompleks. Keberadaan

Parmo adalah Mahasiswa Program Magister Teknik Sipil-Struktur FT Universitas Brawijaya Malang dan Tim Teknis Universitas Negeri Malang; Agoes Soehardjono M.D. adalah Guru Besar Teknik Sipil-Struktur FT Universitas Brawijaya Malang; dan Tavio adalah Dosen Teknik Sipil-Struktur FTSP Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

interaksi antarlempeng ini menempatkan wilayah Indonesia sebagai wilayah yang rawan terhadap gempa bumi. Tingginya aktivitas kegempaan ini dapat dilihat dari hasil pencatatan dalam rentang waktu 1897–2009 terdapat lebih dari 14.000 kejadian gempa dengan magnituda $M > 5,0$. Gempa bumi yang terjadi di Indonesia dan di dunia telah menyebabkan jutaan korban jiwa, keruntuhan dan kerusakan ribuan infrastruktur serta bangunan, dan dana trilyunan rupiah untuk rehabilitasi dan rekonstruksi (Tim Revisi Peta Gempa Indonesia, 2010). Untuk meminimalkan akibat yang ditimbulkan oleh gempa dapat berupa: (1) penyediaan peralatan keadaan darurat (*emergency*), (2) tempat tinggal atau bangunan yang tahan gempa, dan (3) prediksi terhadap gempa (Krisnamurti, 2009).

Hal yang tidak kalah penting akibat bencana alam gempa bumi adalah persoalan setelah terjadinya gempa. Teknik retrofit struktur bangunan dengan cara *GFRP jacketing* dapat digunakan sebagai alternatif solusi untuk mengembalikan kekuatan dan daktilitas struktur akibat gempa. Representasi yang tepat untuk menggambarkan beban gempa yang terjadi adalah beban siklik.

Kolom merupakan elemen struktur yang penting karena kegagalan kolom akan berakibat langsung terhadap komponen struktur lainnya. Kegagalan ini akan berakibat fatal baik dari segi ekonomis maupun dari segi kemanusiaan (korban jiwa), sehingga dalam suatu struktur keruntuhan kolom struktural merupakan hal yang sangat penting untuk ditinjau.

Komposit serat kaca adalah jenis serat yang relatif lebih murah dibanding serat karbon dan serat aramid. Serat kaca memiliki regangan yang lebih besar dibandingkan serat karbon, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1. Keuntungan lain serat kaca adalah relatif lebih murah dibanding serat lainnya, kekuatan tarik

yang tinggi, ketahanan kimia yang tinggi, dan memiliki sifat isolasi sangat baik. Selain itu kolom perkuatan *GFRP* memiliki perilaku daktil meskipun serat yang digunakan adalah *brittle* (Nguyen, 2010).

Gambar 1. Sifat Mekanis Serat Kaca dan Serat Karbon

Sudarsana dan Sutapa (2007), menyatakan bahwa hasil pengujian menunjukkan perkuatan kolom bulat beton bertulang dengan metode *jacketing* satu lapis *GFRP* mampu meningkatkan daya dukung aksial 11,86% sampai 15,25% dan daktilitas aksial sebesar 12,41% sampai dengan 47,14%.

Dhinakaran, dkk. (2010), telah melakukan penelitian terhadap kolom yang diberi perkuatan *GFRP* dan menyatakan bahwa jika ditinjau dari aspek durabilitas kolom yang diperkuat dengan *GFRP* bersifat *ductile* dan jika ditinjau dari segi harga kolom yang diperkuat dengan *GFRP* lebih murah 6,60% dibandingkan dengan perkuatan eksternal pelat baja setiap unit *section*-nya.

Penelitian oleh Elhassan dan Hurt 1995 (dalam Teng, dkk., 2007:213), contoh sukses dari penggunaan *GFRP* untuk retrofit hotel 7 lantai di Los Angeles aki-

bat gempa bumi. Kolom-kolom bangunan hotel mengalami retak yang signifikan akibat gempa bumi Landers berkekuatan 7,5 skala Richter pada tanggal 28 Juni 1992 yang berpusat 175 km dari gedung. Retrofit kolom tersebut menggunakan *GFRP jacketing* setelah selesai beberapa minggu terjadilah gempa bumi Northridge tahun 1994 dan bangunan tidak mengalami kerusakan akibat gempa tersebut.

Hasil penelitian Memon dan Sheikh (2005), pada kolom beton bertulang persegi dengan ukuran 305 x 305 x 1473 mm dengan pondasi ukuran 508 x 762 x 813 mm, diberi beban aksial konstan dan beban lateral siklik diperoleh simpulan bahwa kolom beton bertulang persegi yang di retrofit dengan perkuatan eksternal *GFRP wraps* dan dilakukan uji terhadap beban aksial konstan dan beban siklik, yang menggambarkan beban gempa, menunjukkan perilaku peningkatan daktilitas dibandingkan kolom tanpa retrofit. Perilaku tahan gempa ditunjukkan adanya peningkatan daktilitas dan penyerapan energi.

Kapasitas beban aksial nominal teoritis dari kolom *non slender* perkuatan *FRP* dengan pengekanan *tied* (Persamaan 1). Pada struktur kolom, beban aksial

merupakan representatif dari berat sendiri dan beban siklik merupakan beban luar yang terjadi berulang. Beban aksial dan siklik ini akan bekerja secara bersamaan pada struktur kolom pada saat terjadi gempa. Untuk memprediksi perilaku struktur beton di bawah pembebanan seismik, model tegangan-regangan beton di bawah beban siklik (*loop histeresis*) adalah hal yang penting untuk diamati (Watanabe, dkk., 2004) dan digambarkan seperti Gambar 2.

Daktilitas adalah kemampuan dari suatu struktur untuk tidak mengalami keruntuhan secara tiba-tiba (*brittle*) tetapi masih mampu berdeformasi cukup besar pada saat mencapai beban maksimum sebelum struktur tersebut mengalami keruntuhan (Park dan Paulay, 1975). Daktilitas dari suatu elemen biasanya diekspresikan sebagai rasio antara deformasi ultimit dan deformasi saat leleh pertama kali. Suatu struktur dikatakan daktil, apabila struktur menerima beban gempa dan struktur tersebut masih mampu tetap berdiri tanpa mengalami keruntuhan.

Faktor daktilitas (indeks daktilitas) berupa daktilitas *curvature* (μ_ϕ) (Persamaan 2) dan daktilitas *displacement* (μ_Δ)

$$P_{n(max)} = 0,80 [0,85\psi_f f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (1)$$

Gambar 2. Histerisis Loop

(Persamaan 3, 4, dan 5). Selisih antara perpindahan ultimit dan perpindahan leleh adalah perpindahan plastis,

$$\Delta_p = \Delta_u - \Delta_y$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2)$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3)$$

$$\delta = \frac{\Delta_u}{L} \quad (4)$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (5)$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi_u - \phi_y) l_p \quad (6)$$

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{l_p}{L} \left(1 - 0,5 \frac{l_p}{L} \right) \quad (7)$$

Persamaan (6) dan (7) menunjukkan bahwa ada hubungan linear antara daktilitas kelengkungan dan daktilitas perpindahan kolom. Di sini juga dapat diamati bahwa panjang sendi plastis l_p dan ketinggian kolom L merupakan dua faktor penting yang mempengaruhi hubungan ini.

Umumnya, struktur memerlukan retrofit dengan perkuatan eksternal dikarenakan oleh: (1) Terjadi perubahan fungsi bangunan atau bilamana elemen-elemen strukturnya dirancang sesuai tata cara yang lama dimana beban gempa nominalnya lebih rendah dari yang ditetapkan oleh tata cara saat ini. (2) Struktur tersebut sebelumnya hanya didesain terhadap beban gravitasi saja. Struktur tersebut menerima beban yang lebih besar akibat beban gempa sehingga struktur tersebut bisa tidak kuat yang mengakibatkan kerusakan atau bahkan kegagalan/keruntuhan. (3) Adanya retak mikro pada beton,

yang mengakibatkan tulangan baja mengalami korosi karena pengaruh lingkungan seperti garam, bahan kimia, dan kelembaban. Sehingga struktur mengalami penurunan kekuatan, kekakuan, *service life* serta kegagalan beton yang pada akhirnya dapat mengakibatkan kegagalan struktural. (4) Perubahan struktur akibat gempa yang ditandai dengan retak-retak mikro dan lendutan yang masih diijinkan dengan asumsi bahwa setelah dilakukan kajian teoritis struktur masih layak dilakukan *retrofitting*.

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui penambahan kekuatan dan daktilitas kolom beton bertulang persegi setelah di retrofit dengan menggunakan *GFRP* akibat beban gempa.

METODE

Benda uji berupa kolom beton bertulang persegi berjumlah 2 (dua) buah dengan 3 (tiga) kali pengujian aksial-siklik yaitu C-1 (*original column/control column*), C-1R (kolom yang diuji dan dihentikan pada *drift ratio* 2,20%, mengalami retak dan sebagian tulangan longitudinal telah mengalami leleh sebagai representasi kolom yang mengalami kerusakan akibat gempa) dan C-1RG (kolom C-1R yang telah diperbaiki dengan cara retak-retak yang terjadi setelah diuji/diberi kerusakan dilakukan injeksi setelah itu dilakukan retrofit dengan perkuatan *GFRP* 1 lapis). Dimensi kolom 350 x 350 mm, panjang 1100 mm dan diberi tulangan longitudinal baja 8D19 mm dengan tulangan sengkang baja jarak Ø10–200 mm, diperkuat dengan penjepit pelat baja untuk memodelkan tumpuan jepit seperti Gambar 3 dan 4.

Beton yang digunakan dalam penelitian ini adalah beton *ready mix* mutu f'c 20,34 MPa. Baja tulangan yang dipakai pada penelitian ini untuk tulangan longitudinal dipakai baja tulangan *deform*

Gambar 3. Kolom Kontrol (C-1) dan Kolom yang Diberi Kerusakan (C-1R)

Gambar 4. Kolom Retrofit dengan Perkuatan GFRP 1 Lapis (C-1RG)

dengan diameter 19 mm sebanyak 8 buah. Sedangkan tulangan sengkang menggunakan baja polos diameter 10 mm jarak 200 mm. Dari hasil uji tarik tulangan diperoleh nilai tegangan leleh rerata untuk tulangan pokok $f_y = 549,94$ MPa dan tegangan leleh rerata tulangan sengkang 386,52 MPa. Material *GFRP* digunakan dalam penelitian ini adalah produk Fyfe Co. LLC dengan merk dagang Tyfo® SEH-51A.

Pelaksanaan pengujian dilakukan dengan menempatkan benda uji kolom berdiri tegak pada 2 (dua) buah rangka baja (*frame loading*) yang diletakkan dengan cara mengunci pada balok tumpuan dengan pelat baja penjepit (pondasi) yang menggunakan mur-baut. Selanjutnya kepala kolom dihubungkan dengan *load cell*. Peralatan utama yang digunakan dalam pengujian adalah *load cell*, *hydraulic jack*, *hydraulic actuator*, pompa hidrolis,

strainmeter, dan *dial gauge*. Setting-up pengujian ditunjukkan pada Gambar 5.

Besar beban aksial yang bekerja adalah konstan sebesar 748 kN dan dilakukan variasi untuk beban siklik dengan metode *displacement control*. Pola pembebanan mengacu pada ACI 374.1-05 (Gambar 6) dengan rasio drift Δ/L ($\times 10^2$): 0,20; 0,25; 0,35; 0,50; 0,75; 1,00; 1,40; 1,75; 2,20; 2,75; dan 3,50.

HASIL

Hasil yang diperoleh antara kolom original/kontrol akan dibandingkan dengan kolom retrofit 1 lapis *GFRP*. Analisis teoritis diperoleh dari perhitungan diagram interaksi, sedangkan hasil pengujian siklik diperoleh data-data beban lateral (P_h), lendutan (δ), regangan beton, regangan baja dan regangan *GFRP*.

Gambar 5. Setting-up Pengujian Kolom

Gambar 6. Pola Pembebanan

Peningkatan kekuatan kolom ditunjukkan dengan meningkatnya kapasitas momen, dengan naiknya kapasitas momen maka dapat diartikan beban lateral juga meningkat seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7. Peningkatan kekuatan kolom ditunjukkan oleh meningkatnya kapasitas beban horizontal (P_h) dan momen. Pada kolom original secara teoritis diperoleh P_h sebesar 185,73 kN sedangkan kolom retrofit *GFRP* diperoleh P_h sebesar 225,54 kN. Sedangkan momen didapatkan nilai 202,45 kN untuk kolom original dan 202,45 kN untuk kolom retrofit *GFRP*.

yang terjadi merupakan retak lentur yang ditandai dengan arah retak transversal menuju tinggi/lebar kolom. Pada ujung kepala kolom terjadi retak dan *spalling* beton, hal ini disebabkan karena perkuatan ujung kolom yang kurang besar. Retak di daerah sendi plastis dan *spalling* pada ujung kolom C-1R ditunjukkan pada Gambar 8. Pada benda uji C-1R tidak diperoleh P_{maks} dikarenakan pembebanan dihentikan pada drift 2,20% untuk keperluan retrofit kolom yang sama.

Pada kolom C-1RG retak awal terjadi pada beban -360,10 kN dan drift ke

Gambar 7. Diagram Interaksi Benda Uji

Pada kolom C-1 retak awal terjadi pada beban horizontal sebesar -226,40 kN di drift rasio 1,40%. *Spalling* kolom terjadi pada saat beban mencapai 250,10 kN drift 2,75% yang menyebabkan tulangan longitudinal terlihat dengan jelas. P_{maks} terjadi pada beban horizontal -288,00 kN drift 3,50%. Retak dan *spalling* pada kolom C-1 terjadi juga pada ujung kepala kolom, hal ini disebabkan karena kesalahan pada saat *setting up* pengujian beton yang tidak diberi perkuatan penjepit kolom pada bagian ujung. Pada kolom C-1R retak awal terjadi pada beban -216,10 kN dan drift ke 1,75%. Retak

3,50%, retak yang terjadi pada kolom ditandai dengan *debonding* antara *GFRP* dan beton serta robeknya *fiber jacketing*. *Spalling* terjadi pada beban -326,30 kN di drift 5,50%, pada saat terjadi *spalling* langsung diikuti keruntuhan kolom. P_{maks} terjadi pada beban -414,60 kN drift 5,00%. Sama dengan kedua kolom uji sebelumnya, retak yang terjadi merupakan retak lentur kolom. Kolom C-1RG merupakan retrofit dari kolom C-1R yang sebelumnya telah diuji dan dihentikan pada beban ke 210,50 kN drift ke 2,20%. Kolom C-1RG merupakan *representasi* dari kolom tengah gedung bertingkat (*intermediate column*).

Gambar 8. Kolom C-1R: (a) Retak pada Daerah Sendi Plastis, (b) Retak dan *Spalling* pada Ujung Kepala Kolom

Penghentian uji pada drift ke 2,20% mengacu pada ketentuan *FEMA* 368 dan dimungkinkan pada kondisi tersebut kolom masih dapat dilakukan perbaikan dan perkuatan untuk dikembalikan ke posisi awal perencanaan. Retak awal dan keruntuhan lentur kolom C-1RG ditunjukkan pada Gambar 9.

Tabel 1 menunjukkan beban saat terjadi retak awal, *spalling* dan beban maksimum. Beban pada saat terjadi retak awal, *spalling* dan beban maksimum kolom dihasilkan dari uji aksialsiklik.

Pengujian kolom C-1 dilakukan dengan pembebanan aksial konstan sebesar

748 kN dan beban siklis dengan metode *displacement control* sehingga diperoleh nilai beban lateral. Hasil pengujian kolom C-1 diperoleh Ph_{maks} sebesar -288,00 kN pada drift rasio 3,50%. Grafik hubungan $P-\Delta$ kolom C-1 ditunjukkan Gambar 10.

Pengujian kolom C-1R diberikan untuk mengetahui kerusakan pada kolom. Kolom C-1R mengalami kerusakan akibat gempa dengan visualisasi kolom telah mengalami retak pada daerah sendi plastis dan tulangan baja longitudinal sebagian mengalami leleh awal. Hasil pengujian kolom C-1R ditunjukkan Gambar 11.

Gambar 9. Kolom C-1RG: (a) Retak pada Daerah Sendi Plastis, (b) Retak dan *Spalling* pada Ujung Kepala Kolom

Tabel 1. Kolom Uji Mengalami Retak Awal, Spalling dan P_{max}

Kolom Uji	Retak Awal/Drift (%)	Spalling/Drift (%)	Ph_{max} /Drift (%)
C-1	-226,40 kN/1,40	-250,10 kN/2,75	-288,00 kN/3,50
C-1R	-216,10 kN/1,75	-	-
C-1RG	-360,10 kN/3,50	326,30 kN/5,50	-414,60 kN/5,00

Gambar 10. Grafik Hubungan P-Δ Kolom C-1

Gambar 11. Grafik Hubungan P-Δ Kolom C-1R

Selanjutnya kolom C-1R dilakukan perbaikan beton dengan cara melakukan *grouting* pada kepala kolom yang mengalami *spalling* dan melakukan *injeksi* pada daerah sendi plastis yang mengalami retak. Kolom yang telah dilakukan *grouting* dan *injeksi* dibiarkan kering ± se-

lama 7 hari selanjutnya dilapisi dengan perkuatan GFRP 1 lapis. Kolom C-1R yang telah diretrofit selanjutnya disebut C-1RG dan dilakukan pengujian aksial-siklik dengan metode yang sama seperti pada pengujian-pengujian sebelumnya. Dari hasil pengujian diperoleh data Ph_{maks} sebesar -414,60 kN pada drift rasio 5,00%. Kolom mengalami keruntuhan pada daerah tarik setelah beban turun sebesar lebih kurang 30,00%. Grafik hubungan P-Δ ditunjukkan pada Gambar 12.

Gambar 12. Grafik Hubungan P-Δ Kolom C-1 RG

PEMBAHASAN

Dari analisis teoritis diagram interaksi kolom yang ditunjukkan Gambar 7 diperoleh Ph_{maks} kolom C-1 sebesar 185,73 kN dan Ph_{maks} kolom C-1RG sebesar 225,54, sehingga penambahan kapasitas beban lateral adalah sebesar 21,43%.

Sedangkan hasil pengujian eksperimen diperoleh Ph_{maks} kolom C-1 sebesar -288 kN dan Ph_{maks} kolom C-1RG sebesar -414,60 kN, sehingga terjadi penambahan kapasitas lateral sebesar 43,96%. Penambahan kekuatan pada penggunaan material *GFRP* untuk perkuatan sejalan dengan penelitian Sudarsana dan Sutapa (2007), hanya saja penelitian yang dilakukan oleh Sudarsana meliputi pembebanan aksial dan untuk mendapatkan penambahan kapasitas aksial. Penambahan Ph_{maks} pengujian kolom ditunjukkan Gambar 13. Untuk mengukur daktilitas digunakan 2 (dua) parameter yaitu daktilitas perpindahan ($\mu\Delta$) dan daktilitas *curvature* ($\mu\phi$).

Gambar 13. Grafik Skeleton P- Δ Kolom C-1 dan C-1RG

Persamaan (8) dan (9) dipergunakan untuk menentukan nilai daktilitas. Nilai-nilai daktilitas ($\mu\Delta$ dan $\mu\phi$) ditunjukkan pada Tabel 2.

Grafik daktilitas perpindahan dan daktilitas kurvatur kolom C-1 dan C-1RG ditunjukkan Gambar 14, 15, 16, dan 17.

Tabel 2. Nilai $\mu\Delta$ dan $\mu\phi$

Kolom Uji	$\mu\Delta$	$\mu\phi$
C-1	4,53	3,94
C-1RG	10,38	8,60
C-1R	Kolom C-1R tidak didapatkan nilai daktilitas, karena dihentikan untuk keperluan retrofit

Gambar 14. Grafik Skeleton Hubungan Ph- Δ Kolom C-1

Dari Tabel 2 dapat diambil simpulan bahwa kolom C-1RG bersifat daktil dan jika dibandingkan dengan kolom C-1 nilai daktilitas kolom mengalami peningkatan daktilitas perpindahan (*displacement ductility*) sebesar 129,14% dan meningkat sebesar 118,27% untuk daktilitas *curvature* (*curvature ductility*). Perilaku *ductile* penggunaan material *GFRP* untuk perkuatan dan retrofit sejalan dengan penelitian sebelumnya yang dilakukan Dhinakaran, dkk. (2010), Elhassan dan Hurt (1995), serta Memon dan Sheikh (2005).

Gambar 15. Grafik Skeleton Hubungan Ph- Δ Kolom C-1RG

Gambar 16. Grafik Skeleton Hubungan M - ϕ Kolom C-1

Gambar 17. Grafik Skeleton Hubungan M - ϕ Kolom C-1RG

SIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan hasil penelitian dapat disimpulkan: (1) hasil analisis teoritis menunjukkan bahwa terjadi penambahan kapasitas lateral 21,43% antara kolom C-1 dengan C-1RG, (2) hasil eksperimental menunjukkan adanya penambahan kapasitas lateral 43,96% antara kolom C-1

dengan C-1RG, (3) kolom dengan retrofit GFRP bersifat daktil hal ini ditunjukkan dengan adanya penambahan daktilitas perpindahan 129,14% dan penambahan daktilitas kurvatur 118,27% antara kolom C-1 dengan C-1RG setelah dilakukan uji eksperimental.

Saran yang diberikan adalah melakukan pengulangan benda uji agar hasil yang diperoleh bisa menggambarkan perilaku yang lebih valid dan perkuatan kepala kolom dengan pengekanan lebih agar tidak terjadi kerusakan.

DAFTAR RUJUKAN

- Dhinakaran, G., Manoharan, K., & Jeyasehar, C.A. 2010. Load Deformation Characteristics of GFRP Reinforced HPC Square Columns. *Journal of Civil Engineering Research and Practice*. 7(2):14.
- Krisnamurti. 2009. *Metode Analisis Struktur Akibat Beban Gempa*. Jember: Jember University Press.
- Memon, M.S. & Sheikh, S.A. 2005. Seismic Resistance of Square Concrete Columns Retrofitted with Glass Fiber-Reinforced Polymer. *ACI Structural Journal*, 102(5):775.
- Nguyen, K. 2010. *Parametric Study of Glass Fiber Reinforced Polymer Concrete Filled under Lateral Loads*. Center for Civil Engineering and Earthquake Research.
- Park, R. & Paulay, T. 1975. *Reinforced Concrete Structures*. Canada: John Wiley and Sons.
- Sudarsana, I.K. & Sutapa, A.A.G. 2007. Perkuatan Kolom Bulat Beton Bertulang dengan Lapis Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP). *Jurnal Ilmiah Teknik Sipil*, 11(1).
- Teng, J.G., Huang, Y.L., Lam, L. & Ye, L.P. 2010. Theoretical Model for Fiber Reinforced Polymer Confined

- Concrete. *Journal of Structural Engineering* © ASCE, 11(2):201–210.
- Tim Revisi Peta Gempa Indonesia. 2010. *Ringkasan Hasil Studi Tim Revisi Peta Gempa Indonesia 2010*. Makalah Disajikan dalam Workshop Paparan dan tinjauan Teknis Peta Bahaya Gempa Indonesia Terbaru 2010. Bandung, 19 Juli.
- Watanabe, K., Niwa, J., Yokota, H. & Iwanami, M. 2004. *Stress-strain relationship for the localized compressive failure zone of concrete under cyclic loading*. First International Conference on Urban Earthquake Engineering. Yokohama Japan.