論文 スタッド付きガセットプレート接合部の力学的特性に関する研究

佐藤 匠*1・原田 脩平*2・坂田 弘安*3・久保田 雅春*4

要旨:RC造の建物に制震ダンパーを方杖型に設置する場合を想定した接合部の静的載荷による要素試験を行った。本研究は接合部の耐力だけでなく剛性の向上も目的としており,抵抗要素としてスタッドやふさぎ板を用いた試験体を作成した。要素試験の結果,同程度の最大耐力であっても微小変形レベルでの剛性や最終破壊状況に違いが生じ,スタッドの配置により高剛性の接合部を実現できる可能性を示した。またFEM解析を行うことで要素試験では解明できないスタッド周辺の応力状態や破壊状況を検証した。 キーワード:スタッド付き鋼板,鋼製接合部,方杖型補強,非線形有限要素解析

1. はじめに

近年,鉄筋コンクリート造(以下,RC造)の建物に ついて,その耐震性能向上のため制震ダンパーを取り付 ける研究^{例えば1)}や実例が増えている。制震ダンパーは,通 常建物の層間変形の制御を目的として用いられ,地震時 に過大な変形が生じないよう,時刻歴応答解析等により 補強設計が行われる。この際,設計クライテリアとして 設定する建物の層間変形の限界値は,一般的に建物の破 壊モードや過去に行った実験結果などから設計者が判断 して決定される。ただし,この限界値は昨今の大地震に よる甚大な被害を受け,より厳しく設定される傾向にあ り,大きな水平力に対して,建物の変形レベルを小さく 抑えなくてはならない。

一方で建物に取り付ける制震ダンパーには様々な種類が 存在するが、その基本原理は地震等により建物に変形 を生じさせるエネルギーを吸収し、熱エネルギーに変換 することである。そのために材料降伏や摩擦による抵抗 等を利用しているが、いずれの制震ダンパーも大きく作 動させることで、より大きなエネルギーを吸収すること ができる。制震ダンパーを大きく動かしつつも建物の変 形を小さく抑えるという矛盾を解消するために、増幅機 構の採用²⁾等も有効である。しかし前提条件として、制 震ダンパーが強固に接合され、少ない変形ロスで応 力を伝達することが重要である。

RC架構への制震ダンパーの取り付け方法の一例を図 -1に示す。方杖型に制震ダンパーを設置するため、RCの 柱・梁部材にあらかじめ鋼製ガセットプレート(以下、 GPL)を埋設する方法であり、制震ダンパーとGPLはボル トやピンにより接合する。GPLの埋設部にはスタッドを 溶接し、その支圧抵抗により応力伝達を行う。比較的簡 易的な接合方法であるが、スタッドや鋼板とRC内部の

*1 飛島建設 建築事業本部 耐震技術G 主任 (正会員)

*2 東京工業大学環境・社会理工学院建築学系 (非正会員)

*3 東京工業大学環境・社会理工学院建築学系 教授 工学博士 (正会員)

*4 飛島建設 建築事業本部 部長 (非正会員)

鉄筋との納まりには注意する必要がある。また既往の算 定式などを用いて接合部の耐力を確保することは可能で あるが、接合部の耐力からスタッドの配置や数量を設計 できても、接合部の剛性も含め評価することは難しい。 図-1のような方杖型に設置した制震ダンパーは、建物 の開口や動線の確保が出来るという利点がある。しかし 層間変形が生じても接合部に変形ロスがあると制震ダン パーに応力が伝わりにくく3,より高い剛性が接合部に 求められる。そこで本研究ではスタッド付きGPLを対象 とした高剛性接合部の開発を目的とし, 方杖型のダンパ 一設置を対象とした接合部の検証結果について報告す る。まず接合部の要素試験体を作成し、引張方向の漸増 載荷試験を行い、その計測結果を評価する。次に非線形 有限要素解析(以下, FEM解析)モデルを構築し、スタッ ド周辺の内部応力状態を検証する。なお、本試験では接 合部単体の特性を評価するため,架構の変形や経年劣化 等のGPL周辺のRC部の性能劣化要因は想定しない。



図-1 スタッド付き GPL を用いた接合方法

2. 試験概要

図-2 に試験体の基本形状を示す。試験体のGPLは45 度方向に制震ダンパーが取り付くことを想定して設計し

た。建物主架構部材を想定したRC部からGPLのみが露出 する形状を基本とし、RC部に埋設する接合要素をパラメ ータとしてA, B, Hの3タイプの試験体とした。RC部に配 筋する軸筋、せん断補強筋は共にD10とし、コンクリー トの設計基準強度はFc=30N/mm²とした。また中央部に 配置したせん断補強筋で鋼板に干渉するものについては U 字型に配筋をしてその端部は135度に折り曲げて定着 した。図-3に3タイプの接合部形状を示す。頭付きス タッド(以下,スタッド)は直径13mm,長さ80mmとし 鋼板の片側に4本ずつ計8本溶接した。基本形状としたA タイプの試験体はスタッドの配置を150×100mmとす ることでコンクリートに埋設される鋼板の大きさを小さ くし、RC部の断面欠損を極力抑えるように設計した。B タイプの試験体はGPL加力線とスタッドの重心位置がず れることによる偏心モーメントに抵抗するため、スタッ ドの配置を330×100mmとしている。更にAタイプと同

直交プレート GPI-9 軸筋 <u>支圧プレ</u> D10 (SD295A) PC鋼棒挿入孔 0000 49 8 5 No. 2 No. 1 頭付きスタッ No. 4 No. 3 250 せん断補強筋 D10 (SD295A PC鋼棒挿入孔 75 630 75 780 (a) 正面図 GPL-9 直交プレート 支圧プレ・ PC鋼棒挿入孔 PC鋼棒挿入孔 頭付きスタッド 356 80 80 U字筋定着部 75 360 75 せん断補強筋 D10 (SD295A) 510 (b) 側面図 図-2 試験体詳細図 (Aタイプ) 単位:mm 支圧プレート 0 ø 6 E 6 Ć Ē S 150 ふさぎ板 頭付きスタッド (a) Aタイプ (b) <mark>B</mark>タイプ (c) Hタイプ

図-3 接合部形状図

じ位置にスタッドを配置して,剛性を高める目的で両端 にふさぎ板を取り付けたHタイプの試験体を設計した。 また、3体とも水平方向の抵抗力を向上させるために厚 さ19mmの支圧プレートを設け、GPLの面外変形を拘束す るために直行プレートを設けた。表-1にコンクリート, 表-2 に鋼材の材料特性を示す。なおスタッドおよび鋼 板の材料特性については、各材質証明書記載の値または IIS規格値を示す。図-4 に載荷装置のセットアップ図を 示す。試験体RC部の四隅にあらかじめ設けた挿入孔にPC 鋼棒を通し、60Nm以上のトルク値を導入して土台治具 に緊結し、また前後を反力ブラケットによって固定した。 載荷ジャッキは反力壁から45度方向に取り付けGPLにピ ン接合した。図-5 に載荷サイクルを示す。載荷サイク ルは50kNから引張方向を正側加力方向として20kNずつ 載荷荷重Pを静的に漸増させる片振り繰り返し引張載荷 とし、試験体が破壊するまで載荷した。計測は図-6(a) の計測計画に示す通り、RC部とGPLの相対水平変位 δ_H お



表-1 コンクリートの材料特性

単位:mm



図-7 載荷荷重 P---相対水平変位 δ_H関係

よび相対鉛直変位δ_vを計測した。また図-2に示す No.1 ~4 のスタッドにはひずみゲージを貼り付け,ひずみを 計測した。ひずみゲージの貼り付け位置はスタッドに大 きなモーメントが生じやすいと考えられるスタッド接合 面近傍で,且つ溶接による余盛を避けた位置として,接 合面から 20mm の位置に上下2面に貼り付けた(図-6 (b))。なお試験体製作の際は、スタッドおよび鋼板埋設 部周辺に確実にコンクリートが充填されるよう、GPL露 出部が下になる様に型枠を組み立てて、コンクリートを 打設した。

3. 試験結果

3.1 荷重-変位関係

変位計測結果として図-7 に載荷荷重P-相対水平変位 δ_H 関係,図-8に載荷荷重P-相対鉛直変位 δ_V 関係,図-9 に最終破壊状況を示す。それぞれ破線は計測結果を, 実線は包絡線を示す。なお A タイプのP- δ_V 関係(図-8(a))については載荷荷重 230kN 到達後の除荷時に計測 不良が生じたため,それ以降の包絡線は参考値として破 線で表示している。









Aタイプの試験体は緩やかに剛性が低下しながら 245.4kNで最大荷重となった。BタイプはAタイプに比べ て初期剛性が向上したが,荷重が90kN程度の時に剛性の 低下が見られた。その後緩やかに剛性が低下し,279.4kN で最大荷重を迎えた。Hタイプは最も大きな初期剛性を 示し、 δ_{H} =0.06mm, δ_{V} =0.01mm 時に最大荷重238.6kNとな りGPL後方のコンクリートに割裂破壊が生じた後,緩や かに荷重が低下した。Hタイプは応力伝達の大半をふさ ぎ板にて行い,ふさぎ板部分でコンクリートの大きな応 力が集中したため,RC部にて破壊が生じたものと考えら れる。またA,Bタイプは共に180kN程度で支圧プレート 前方に支圧によるものと思われるひび割れが生じ、最大 荷重到達後に後方のスタッド位置にひび割れが生じた。

3.2 スタッドの曲率分布

図-10に接合面から20mmの位置におけるスタッドの 鉛直方向の曲率分布を示す。曲率φは以下の式(1)より算 出した。

 $\varphi = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)/d_S \tag{1}$

ここでε1, ε2はスタッドに貼付したひずみゲージのひず み[µ], dsはスタッドの径[mm]である。Aタイプではスタ ッド No.1.2 での曲率の差は小さいが、Bタイプでは、スタ ッド No.2 の曲率がスタッド No.1 に比べ大きくなってい る。これは支圧プレート前方小口面付近を中心とした回 転モーメントが生じ,後方のスタッド No.2 に生じるせん 断力が大きくなったためであると考えられる。Bタイプ はスタッドの間隔を大きく取ったことにより, Aタイプ よりも長い支圧プレートが設けられている。そのため加 力線と支圧プレート前方小口面の距離が離れており、よ り大きな回転モーメントが生じ, Aタイプよりも大きな 曲率分布となったと考えられる。また、Bタイプの最終破 壊状況でひび割れが後方に大きく生じたのは、この接合 部の回転の影響であると考えられる。Hタイプではふさ ぎ板の影響で接合部の回転が生じづらいため、スタッド No.1,2及びスタッド No.3,4 での曲率に大きな差異は生 じず、いずれも小さな値を示した。



4. FEM 解析

4.1 解析概要

Aタイプ, Bタイプの2つの試験体について, 非線形有 限要素解析を行い, 接合部内部の応力状態について詳細 に分析する。解析は汎用有限要素解析プログラム 4を用 いて行った。解析モデルを図-11に示す。解析モデルは 試験体の対称性を利用し, 加力軸を通る鉛直面に対して 半分をモデル化した。コンクリート, 鋼製部分は六面体 要素を利用し, RC内部の軸筋, せん断補強筋はトラス要 素(線材要素)を用いた。試験体の形状からスタッド周 辺のコンクリート要素に応力集中が生じると予想される ため, スタッドおよびその周辺のコンクリート要素につ いては細かな分割要素でモデル化した。また各材料の接 合条件を再現するために, 鋼製材料とコンクリート要素 の接合面において, 接合要素を挿入しそれぞれに特性を 与えた。境界条件を図-12に示す。切断面の全節点はY 方向のみ拘束し、コンクリート下端の全節点および、実 験時にPC鋼棒にて緊結したRC部上面の位置は全自由度 を拘束した。また、反力ブラケットにより固定したRC部 両端のYZ平面はX方向を拘束した。

コンクリートおよび鋼材の応力度σ-ひずみε関係を図– 13(a), (b)に示す。引張側はひび割れまでを線形と仮定し, ひび割れ後は出雲らのモデル⁵によりテンションスニフ ティングを考慮し,その係数をc = 0.4とした。圧縮側の 応力上昇域および軟化域には,修正Ahmadモデル⁹を用 いた。3軸応力化の破壊条件には,側圧が低い場合に適し



ている畑中らの係数 ⁷を用いたOttosenの4パラメータモ デルのを採用した。ひび割れ面のせん断伝達には、図ー 13(c) に示すAl-Mahaidi⁸⁾モデルを採用し、ひび割れ後の 圧縮劣化特性には長沼らの提案式 %を用いて低減を考慮 した。鉄筋の材料特性は、材料試験結果に基づいて決定 したが、その他鋼材については検査成績書およびJIS規格 値を基に決定した(表-2)。応力度-ひずみ関係はバイリ ニアモデルとし、降伏後の剛性は1/100Esとした(図-13(d))。ただしGPLについては実験時には概ね弾性域で あったとみなし,降伏点は考慮しない。鋼製材料要素と コンクリート要素の接合要素について図-14に示す。界 面法線方向の特性(図-14(a))については圧縮方向にの み応力を伝達するように設定した。引張応力が指定した ひび割れ強度に達すると接合が解かれ、以降は引張方向 に応力が生じた場合には零剛性となる。せん断方向の特 性については文献10を参考に、多点折れ線により設定し、 圧縮応力度が作用する場合には摩擦係数0.6810を与えて 作用圧縮応力に応じたせん断強度の増大を考慮できる特 性とした (図-14(b))。

4.2 解析精度の検証

全節にて述べた解析モデルの解析結果と実験結果を 比較し,解析モデルの精度を確認する。図-15にP- δ_H 関係を,図-16にP- δ_V 関係を示す。各計測項目の実 験値と解析結果は概ね良好な値を示し、本解析の有用性 を確認できた。

4.3 解析結果

図-17 に概ね弾性状態の応力状況として、載荷荷重





P=50kN時のスタッドに生じるせん断力分布を示す。Bタ イプの後方に生じるせん断力に比べて、Aタイプの後方 に生じるせん断力が大きくなっており、スタッド間距離 を広げたことによってスタッドに生じたせん断力の偏り が変化していることを確認できた。次に図-18 に荷重 P=90kN時におけるスタッド周辺のひび割れ状況を示す。 後方のスタッドの位置においてコンクリートの降伏破壊 が先行していることを確認した。

4.4 スタッドの相対変位の算出

A,Bタイプについて鉛直方向の荷重と変位の関係を既 往の研究から求める。Bタイプの試験結果より90kN程度 の載荷時に剛性の低下が見られた。この時,No.2の位置 のスタッドを含めた,全体の半数のスタッド周辺のコン クリートの降伏破壊により剛性が低下したと仮定して, 破壊が生じるまでは8本すべてのスタッドがせん断力を 負担し,降伏破壊発生以降はスタッド4本がせん断の伝 達を行うとする。文献10に示されるスタッド1本に生じ るせん断力とずれの関係を表した式を用い,鉛直方向の 荷重と相対変位の関係を以下のように求めた。

$$\alpha = 11.5 \left\{ 1.1 \left({}_{st}\gamma - 1 \right)^2 + 1 \right\} \frac{{}_{c}\sigma_{B}}{\sigma_{Bo}}$$

$$\tag{2}$$

$$\delta_{\rm V} = -\frac{{\rm st}^{\rm D}}{\alpha} \ln \left\{ 1 - \left(\frac{{\rm P}_{\rm V}/8}{\rm st} Q_{\rm U}\right)^{5/2} \right\}$$
(3)

$$\delta_{\rm V} = -\frac{{}_{\rm st}{}^{\rm D}}{\alpha} \ln \left\{ 1 - \left(\frac{{}^{\rm P_{\rm V}}/4}{{}^{\prime}}_{\rm st}{}^{\rm Q_{\rm U}} \right)^{5/2} \right\} \tag{4}$$

ここで、 $_{c}\sigma_{B}$ はRC部のコンクリートの圧縮強度、 σ_{B0} は 30N/mm²、 $_{st}$ Dはスタッド軸部の直径、 $_{st}$ Yは文献10におけ るスタッド1本当りのせん断耐力 $_{st}Q_{U}$ の耐力比、 P_{V} は載 荷荷重Pの鉛直成分である。載荷荷重P=90kNまでは(3)式 を用いて $P-\delta_V$ 関係を求め,それ以降の履歴曲線は(4)式 により求める。算出した履歴曲線とA,Bタイプ試験体の 包絡曲線の比較を図-19に示す。Aタイプと比べると 0.1mm以下の鉛直変位発生時では初期剛性を含め大きく 差異が生じているが,Bタイプとの荷重と相対変位の関 係は概ね整合した。この算出結果はあくまで前述の仮定 条件より求めたものであり,実際には鋼板とコンクリー トの付着力¹¹⁾などの複合的な要因を考慮する必要がある。 また図-10 や図-17から分かる通り,P=90kN以下の荷 重時に,8本すべてのスタッドが均等にせん断力を負担 しているとは言い難い。しかし $P-\delta_V$ 関係にある程度同 じ傾向が見られたことから,荷重の増大によってRC内部 での各スタッドの抵抗力が徐々に減少し,緩やかに剛性 が低下したのではないかと考えられる。



5. まとめ

RC造建物の柱・梁部材にスタッド付き鋼板によりガセ ットプレートを埋設する接合方法について、制震ダンパ ーの取付を想定した要素試験を行い、FEM解析によりRC 内部の応力状態について検証を行った。以下に要点を列 記する。

- 基本形状としたAタイプの試験体に対して、鋼板に溶 接するスタッドの配置を広くしたBタイプの方が、剛 性・耐力共に向上した。
- スタッド付き鋼板前後にふさぎ板を設けたHタイプの試験体により大きな初期剛性が期待できる。しかし 後方のふさぎ板に沿った脆性的な破壊が見られた。
- 3) FEM解析により、スタッドの配置の違いによって発生 するせん断力の方向の違いを確認することができた。 またスタッド周辺のコンクリートのひび割れ状況か ら、後方のスタッドにコンクリートの降伏破壊が先行 して発生することを示した。

本実験によってスタッドの配置により更に高剛性の 接合部を実現できる可能性があることが分かった。今後 の課題としては,FEM解析モデルの精度を向上させ更に 詳細な分析を行い,接合部やその周辺の部材を含めた包 括的な剛性評価法の確立によるスタッドの最適配置など が挙げられる。また工場や施工現場での打設を想定した コンクリートの充填性の確認も今後検証する必要がある と考えられる。

謝辞

本実験および解析を進めるにあたり,国土技術政策総 合研究所・毎田悠承氏より多くの貴重なご助言を頂きま した。また実験の際には建築構造研究所・中野佑太氏に ご協力を頂きました。ここに記して深い謝意を表します。

また本研究の一部は, JST産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラム (JPMJ0P1723)によるものです。 ここに記して深い謝意を表します。

参考文献

- 竹中啓之,和泉信之,高橋孝二,飯塚信一:複数の 制震デバイスを組み込んだRC造骨組の耐震性能に 関する研究,コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No.2, pp.1396-1374, 2003.
- 2) 石丸辰治,新谷隆弘,久保田雅春,秦一平:増幅機構 を用いた制震構造システムに関する研究,第10回日 本地震工学シンポジウム,pp.31-34,1998.11
- 3) 笠井和彦,山崎義弘,大木洋司,坂田弘安: 方杖型ダンパーを持つ木質架構の動的挙動と簡易評価法,日本建築学会構造系論文集,第664号, pp.1109-1118,2011.6
- 伊藤忠テクノソリューションズ株式会社: FINAL HELP, 2011.7
- 5) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コン クリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論 文, No87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 長沼洋一:三軸圧縮下のコンクリート応力~ひず み関係,日本建築学会構造系論文集,第474号, pp.163-170,1995.8
- 7) Hatanaka,S., Kosaka,Y. and Tanigawa,Y. : Plastic Deformational Behavior of Axially Loaded Concrete Under Low Lateral Pressure - An Evaluation Method for Compressive Toughness of Laterally Confind Concretes (Part 1), Trans.of AIJ, No.377, pp.27~40, July, 1987
- Al-Mahaidi, R.S.H.:Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979
- 9) 長沼一洋、大久保雅章:繰返し応力下における鉄 筋コンクリート板の解析モデル、日本建築学会構 造系論文集, No.536, pp.135-142, 2000.1
- 10) 日本建築学会:鋼コンクリート構造接合部の応力伝 達と抵抗機構,2011.2
- 11) 蔭山祐貴, 中森璃子, 馬場望: 鋼コンクリート接合 部における頭付きスタッドの力学性状に関する実 験研究(その1), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1485-1486, 2017.7