

論文 振動台実験における実大 10 層 RC 建物の柱梁接合部と復元力特性に関する研究

柏木 大知^{*1}・塩原 等^{*2}・姜 在道^{*3}・梶原 浩一^{*4}

要旨：2015 年と 2018 年に E-ディフェンスで行われた RC 実大 10 層建物の振動台実験の結果を比較して、鉄筋コンクリート造建物の柱梁接合部の耐震性能が建物全体に与える影響を検討する。柱梁接合部に破壊が生じると、良好な梁降伏ヒンジが形成されず建物の一部に変形が集中し、全体の剛性が低下することを確認する。特に 2015 年度試験体では中間階で柱梁接合部に顕著な損傷が生じたが、どちらの試験体の柱梁接合部も十分なせん断余裕度が確保されていたことを示す。さらに、日本建築学会の保有水平耐力規準による柱梁接合部の強度低下率 β_j の計算値は 2015 年度試験体で 1.1 程度、2018 年度試験体で 1.5 程度であることを示す。

キーワード：鉄筋コンクリート、振動台実験、E-ディフェンス、柱梁接合部、柱梁強度比、強度低下率

1. はじめに

これまでの大地震の被害では、一部の中高層ビルが倒壊するなど十分な安全性が確保されていない事例や、被害の大きさから継続使用が難しくなり、取り壊しや大規模な修繕が必要になる事例が確認されている¹⁾。

1995 年兵庫県南部地震では、新耐震基準導入以降の最新の耐震規定により設計された鉄筋コンクリート (RC) 建物において、柱梁接合部で大きな損傷が生じる被害が見られ、どのような場合に被害が生じるのかその条件を明らかにし検証する課題が残されている。

防災科学研究所は大規模な三次元振動台実験施設 (通称 E-ディフェンス) を運用しており、最近では 2015 年と 2018 年に梁降伏型に設計された実大 10 層 RC 造建物の三次元振動台実験が行われた^{2),3)}。この二つの実験に用いられた試験体は、階高や平面形状、性能曲線がほぼ等しくなるように設計されたが、部材断面や柱梁接合部の配筋等に違いがある。

本論文では、これらの実験のデータを分析して、RC 造建物の柱梁接合部の損傷と復元力特性の検討を行う。

(2) 2018 年度試験体

2018 年度試験体は、2015 年度試験体と実験結果を比較できるように、平面形状、階高などは等しい。振動台の積載能力の都合で、柱梁部材の断面寸法を若干縮小して重量を 2015 年度と比べて約 10% 軽量化している。ただし、水平方向の漸増載荷解析で得られる各層の層せん断力係数は 2015 年度試験体と同等となるように配筋量を若干増やしている。図-3 に 2015 年と 2018 年の試験体の性能曲線を比較して示す³⁾。

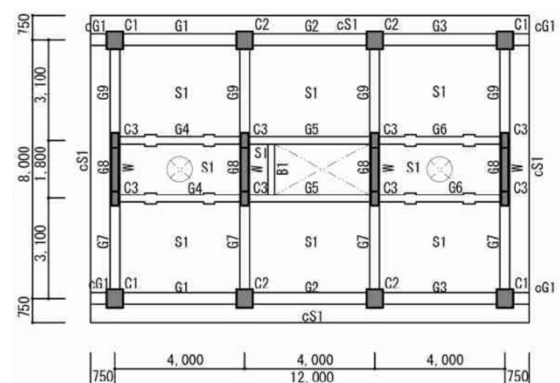


図-1 基準階の床伏図²⁾ (単位 mm)

2. RC 実大 10 層建物の振動台実験概要

2.1 試験体概要

(1) 2015 年度試験体

試験体の基準階の平面形状は 13.5m×9.5m の長方形で、建物高さは 25.9m である。長辺方向 (桁行方向) は、柱と梁で構成される純ラーメン構造で、4.0 メートル×3 スパンであり、短辺方向 (梁間方向) は、1 階から 7 階に連層耐震壁を持つ壁フレーム構造である。図-1 と図-2 に試験体の基準階の床伏図と軸組図を示す。

表-1 コンクリートの設計基準強度^{2),3)} (単位 : MPa)

	階	設計基準強度
2015年度	6～10	27
	3～5	33
	基礎～2	42
2018年度	6～10	27
	3～5	33
	1～2	39
	基礎	42

*1 東京大学大学院 修士課程 (学生会員)

*2 東京大学工学系研究科 教授・工博 (正会員)

*3 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター客員研究員

*4 防災科学技術研究所 地震減災実験研究部門 研究統括 工博

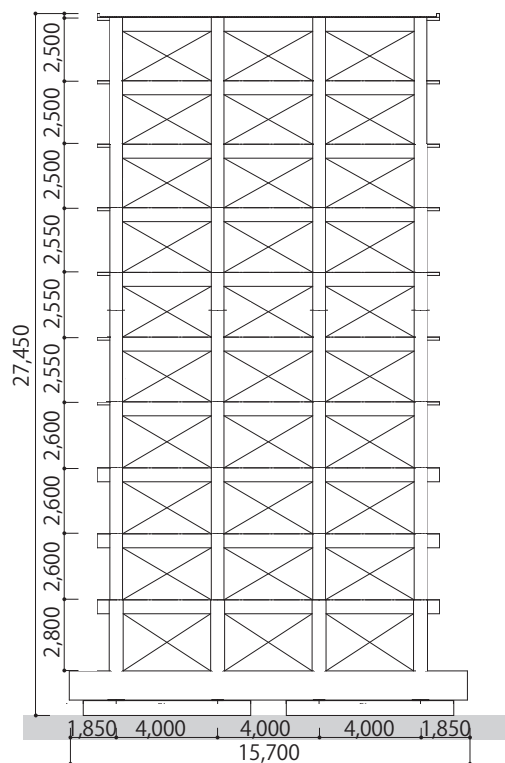


図-2 軸組図²⁾(単位 mm)

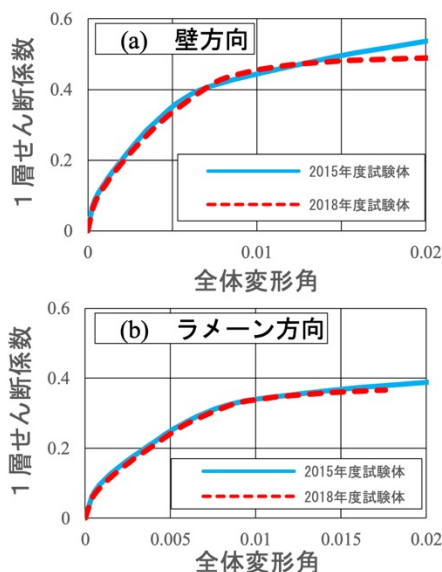


図-3 性能曲線³⁾

(3) 使用材料

試験体に用いられたコンクリートの設計基準強度を表-1 に示す。柱梁の主筋に用いられた鉄筋の鋼種は SD345, 帯筋, あばら筋の鋼種は SD295A である。

(4) 柱梁接合部の配筋詳細

2015 年度試験体では, 桁行構面で 3 階床から 5 階床の十字形柱梁接合部に顕著な損傷が観察され, 梁端と柱端には大きな損傷は確認されておらず, 明確な梁降伏型が実現できなかった²⁾。2018 年度試験体では米国の基準

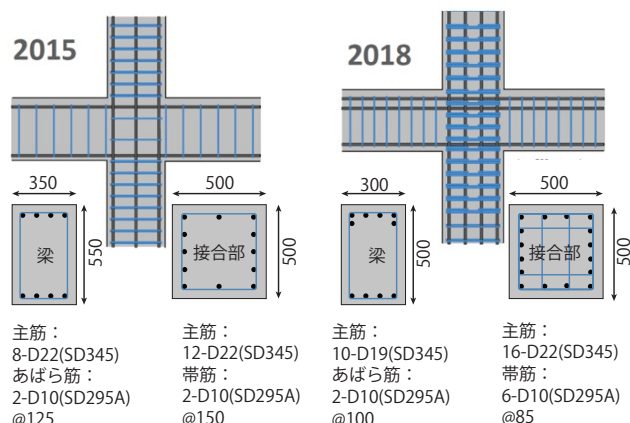


図-4 柱梁接合部の配筋例 (単位 mm)

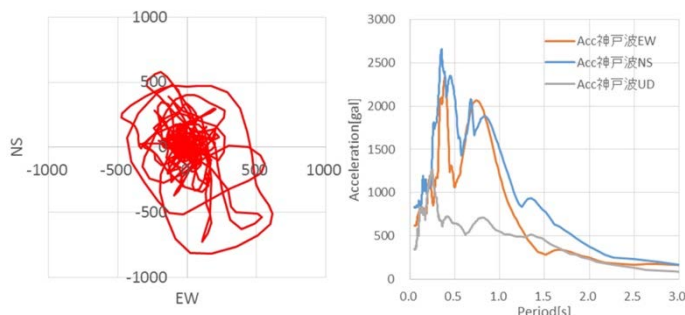


図-5 加速度軌跡と応答スペクトル (単位 gal)

ACI318⁵⁾ における特別靱性骨組の柱梁接合部の規定を適用して, 柱梁接合部の柱の帯筋と柱梁接合部の横補強筋量が見直された。その結果, 2018 年度試験体では梁端にひび割れが集中し, 柱梁接合部に顕著なひび割れは見られなかった³⁾。図-4 は 2015 年度試験体と 2018 年度試験体の柱梁接合部付近の配筋詳細の一例である。

2.2 加振計画

両実験の加振波には JMA-Kobe の 3 方向成分 (NS 成分, EW 成分, UD 成分) が用いられた。この成分のうち, NS 成分は試験体の桁行方向, EW 成分は梁間方向, UD 成分は鉛直方向に対応するように入力された。この JMA-Kobe 100%の加速度軌跡と減衰率 5%の加速度応答スペクトルを図-5 に示す。

表-2 に両実験の加振計画をまとめている。両実験とも基礎滑り構法を用いた実験と基礎を固定した実験の 2 つのケースに分け, 入力地震波の倍率を 10~100%まで徐々に大きくしていく。また, 表-2 では省略しているが, 各加振前後にはホワイトノイズ加振が行われている。2018 年度実験では, 基礎滑り実験の際に大きな回転ずれが生じたため, 100%加振時には加振波の EW 成分の正負を反転させて入力している。また, 基礎固定実験で 100%加振が 3 回行われているが, その 1 回目の 100%加振中に電源のブレーカーが落ちたため, 実験開始 18 秒付近から先のデータが取れていない。表-2 中の番号は, 図-7, 図-8 中の凡例の加振番号である。

3. 実験結果

3.1 層せん断力と層間変形角

図一6 は 2015 年度実験と 2018 年度実験の各加振の下層階 (1 層), 中層階 (4・5 層), 上層階 (7・9 層) の最大層間変形角が生じるサイクルとその直後のサイクルのループをそれぞれ重ね合わせたものである。原点を通る直線は初期剛性 K の $1/20$ のものである。加振が進むにつれて原点付近での剛性が 0 に近くなると, 小さな水平方向の力で多大な変形が生じうる。そのため ACI374.1-05⁴⁾では原点付近の剛性が初期剛性の $1/20$ を下回った場合を許容できない挙動とし, 部分架構において, 最大層間変形角が 3.5%の同一振幅の三サイクル目の繰返し時の変形ゼロ付近での剛性値がこの値を下回ってはならないと規定している。ここで, 初期剛性 K は一番最初の加

表一2 加振計画

		日時	継続時間(s)	入力地震波	番号
2015年度	基礎滑り実験	2015.11.25	56.22	JMA-Kobe 10%	①
		2015.11.25	56.21	JMA-Kobe 25%	②
		2015.11.25	56.21	JMA-Kobe 50%	③
		2015.11.27	56.21	JMA-Kobe 100%	④
	基礎固定実験	2015.12.09	56.22	JMA-Kobe 10%	⑤
		2015.12.09	56.22	JMA-Kobe 25%	⑥
		2015.12.09	56.23	JMA-Kobe 50%	⑦
		2015.12.11	56.23	JMA-Kobe 100%	⑧
		2015.12.11	56.3	JMA-Kobe 60%	⑨
2018年度	基礎滑り実験	2018.12.19	57.86	JMA-Kobe 10%	①
		2018.12.19	57.86	JMA-Kobe 25%	②
		2018.12.19	57.86	JMA-Kobe 50%	③
		2018.12.21	20.85	JMA-Kobe 100%(X逆位相)	④
	基礎固定実験	2019.01.07	57.88	JMA-Kobe 10%	⑤
		2019.01.07	57.89	JMA-Kobe 25%	⑥
		2019.01.07	57.88	JMA-Kobe 50%	⑦
		2019.01.09	57.88	JMA-Kobe 100%	⑧
		2019.01.11	57.9	JMA-Kobe 100%	⑨
		2019.01.11	57.89	JMA-Kobe 100%(XY逆位相)	⑩

振 (基礎滑り 10%加振) 時の復元力と変位の実験データから求めた値である。2015 年度試験体では, 4 層の層間変形角は最大 3%弱で, 加振が進むに連れて著しい剛性低下が見られ, 逆 S 字形のスリップ形状となる。また, 4, 5 層の中層階では原点付近の剛性が初期剛性 K の $1/20$ を下回るまで低下する。9 層では変形角も小さく, 加振による剛性低下はあまり見られない。一方, 2018 年度試験体では, 2015 年度試験体に比べて, 4 層の層間変形角は小さいが, 9 層の層間変形角は大きくなっている。どの層でも原点付近の剛性が初期剛性 K の $1/20$ を下回るまで低下することはない。概して 2015 年度試験体では 3~5 層の中層階に変形が集中し, 2018 年度試験体では上層階まで変形が分散している。

図一7 は各層の最大層間変形角をまとめたものである。2015 年度実験では 4 層にピークが, 2018 年度実験では 3, 4 層と 7, 8 層あたりの 2 箇所にはピークがある。

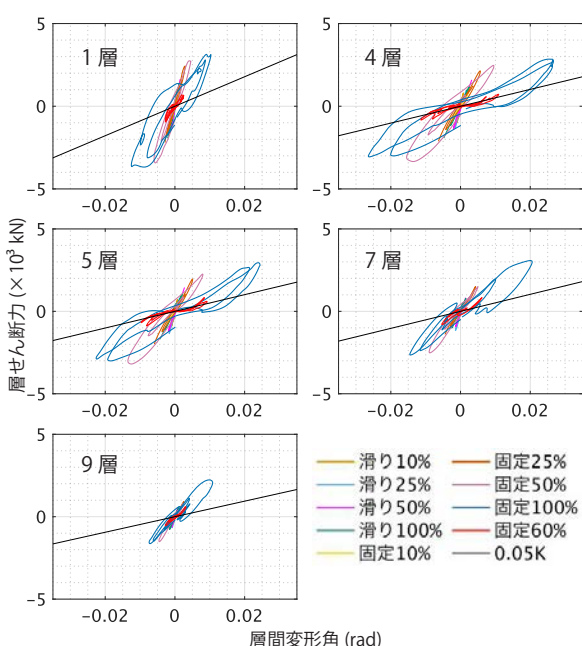
3.2 柱梁接合部最大せん断変形角

図一8 に各層の柱梁接合部の最大せん断変形角を示す。2015 年度試験体では, 2~5, 7 階床接合部の合計 5 箇所, 2018 年度試験体では 2~7 階床接合部の合計 6 箇所の柱梁接合部のデータが計測できている。接合部のせん断変形角は以下の式(1)を用いて求めた。

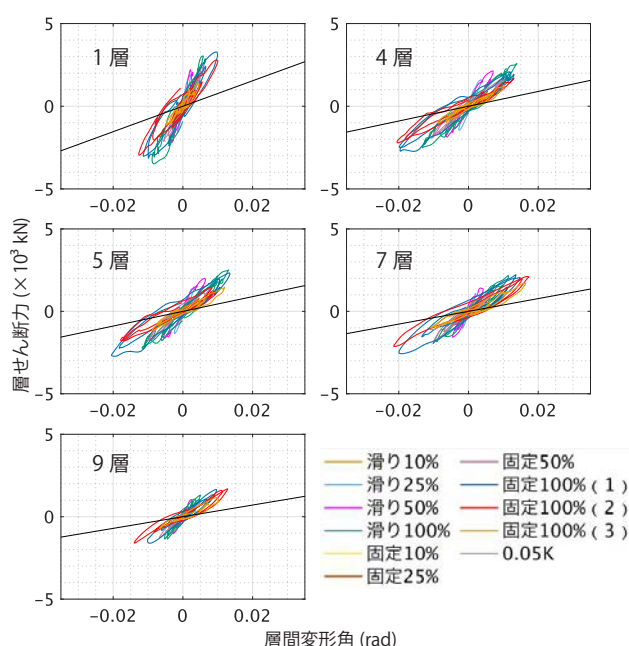
$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} (\delta_1 - \delta_2) \quad (1)$$

ここで, $a \cdot b$: 接合部の測定点の水平・鉛直方向間隔, $\delta_1 \cdot \delta_2$: 柱梁接合部の対角方向の距離変化(測定データ)である。

ただし, 2018 年度基礎滑り 100%加振によるデータは



(a) 2015 年度



(b) 2018 年度

図一6 層間変形角と層せん断力

計測不良のため、グラフに含めていない。

2015 年度のデータで突出して大きいものは、基礎固定 100%加振によるものである。この加振時、3～5 階床の柱梁接合部では、破壊による表面のコンクリートの剥落が確認されている。図一7 の最大層間変形角と比較すると、2015 年度のデータではピークがどちらも 4 階付近と一致している。

2018 年度のデータでは、4 階付近と 7 階付近に最大層間変形角のピークがあるが、7 階床以上の接合部のせん断変形角が計測されていない。また、4 階付近にピークは存在しない。

4. 柱梁接合部の耐震性能評価

4.1 評価方法

柱梁接合部の耐震性能評価として主に使われてきた、1999 年の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針 7)」と最近の新しい知見を加えた耐震規定を含む 2021 年の「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説 8)」に基づいて、柱梁接合部の損傷とへの対応を検討する。現行の鉄筋コンクリート造柱梁接合部の耐震規定は、柱や梁が曲げ降伏したとしても、柱梁接合部は弾性応答範囲内に留まり、柱や梁がその部材本来の強度や剛性、変形性能を発揮できるようにすることを目標としている。この目標のために、以下の項目において文献 5)と同様の方法で 2015 年度試験体及び 2018 年度試験

体の検討を行う。

(1) 柱梁接合部のせん断入力制限

靱性指針 7)に規定されたせん断強度 V_{ju} とせん断入力度 V_j の比 V_{ju}/V_j をせん断余裕度とする。また、直交梁の有無による補正係数 ϕ は、両側に直交梁がある場合は 1.0、それ以外は 0.85 とする。

(2) 梁主筋の定着強度の確保

靱性指針 7)では、梁主筋について通し定着の必要部材せいの判定式を以下のように設けて、通し主筋の付着入力を制限している。

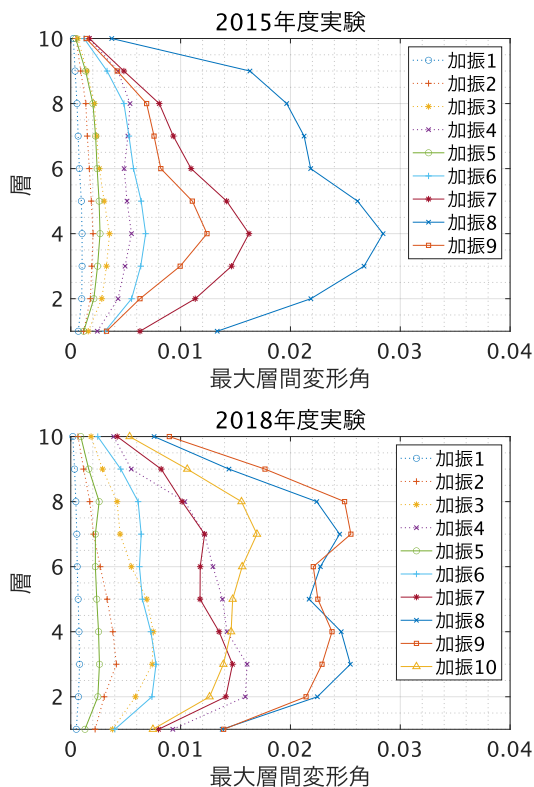
$$\frac{d_b}{D} \leq \frac{3.5}{1+\gamma} \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \frac{\sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yu}} \quad (2)$$

ここに、 d_b ：通し主筋の公称径、 D ：通し主筋のための必要部材せい、 γ ：引張り鉄筋と圧縮鉄筋の応力比、 σ_0 ：圧縮軸応力度、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、 σ_{yu} ：主筋の規格降伏点の 1.1 倍とする。実際の柱せい D_c と必要部材せい D の比を付着余裕度とする。

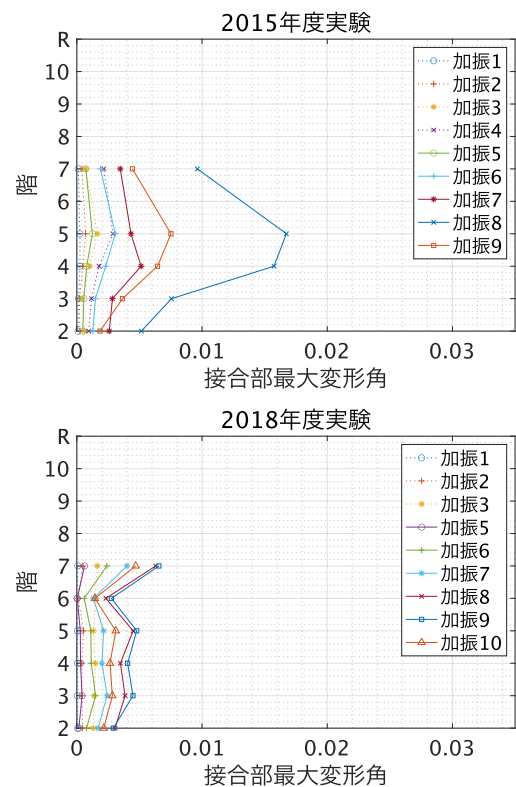
また、靱性指針に規定された折曲げ定着の強度 f_u が主筋の規格降伏点の 1.1 倍を上回ることを確認する。この時の余裕度を定着余裕度とする。

(3) 柱梁接合部の横補強筋量

接合部横補強筋比 p_{jw} の最小必要量は、終局強度型指針 8)では 0.002、靱性保証型指針 7)では、0.003 以上と定められている。



図一7 各層の最大層間変形角



図一8 柱梁接合部の最大せん断変形角

(4) 柱梁強度比

柱梁強度比と保有水平耐力計算規準⁸⁾に規定された強度低下率 β_j を用いて評価を行う。強度低下率 β_j が 1.5 を超えると、その柱梁接合部は接合部降伏をせずに良好な梁端ヒンジが形成されると判断すると解説に示されている。

(5) 分析における共通事項

2018 年度試験体に用いられているコンクリート、鉄筋の圧縮試験、引張試験の結果が入手できなかったため、計算に用いる材料強度はコンクリートは表一1 の数値を、鉄筋の強度は鋼種ごとの規格降伏点に 1.1 を乗じたものを用いる。

部材の曲げ強度は圧縮縁のコンクリートの歪みが 0.3%に達した時のモーメントを精算で求める。梁強度を求める際のスラブ筋を全幅有効として計算に入れる。また、軸力は各階重量を各階の床面積に応じて各柱に分配した長期軸力に、水平荷重によって梁端に降伏ヒンジが生じる際の軸力を足し合わせたものとする。

通し主筋の付着強度を求める際の複筋比 γ は 1.0 とし、圧縮軸応力度 σ_0 は上で述べた軸力を柱断面積で除したものととする。また、定着投影長さ l_{dh} は正確な値が不明なので、柱せいの 0.9 倍と仮定する。

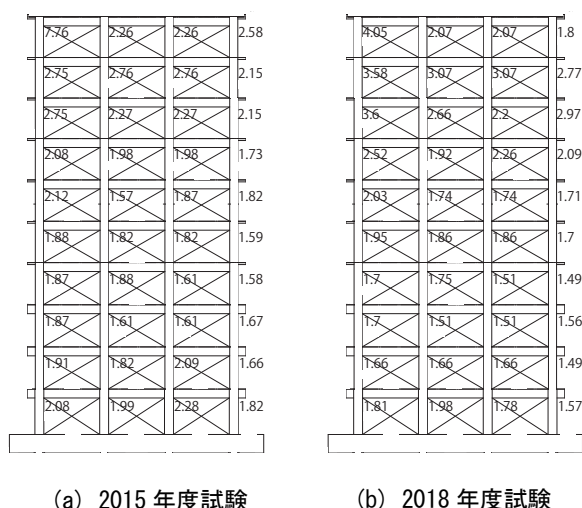
4.2 柱梁接合部の構造性能

(1) 柱梁接合部のせん断入力制限

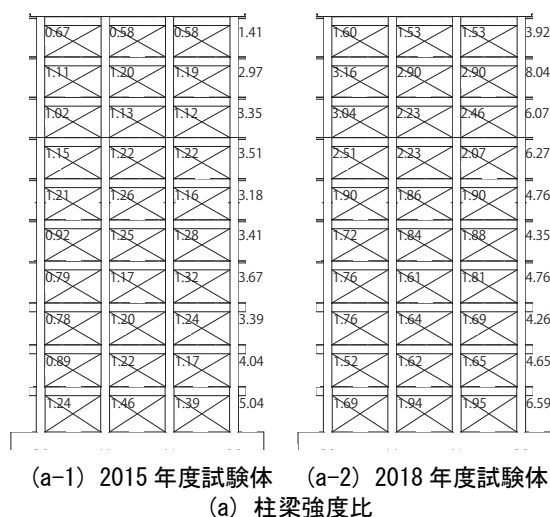
図一9 に計算結果を示す。2015 年度試験体、2018 年度試験体両方とも桁行方向の柱梁接合部のせん断余裕度は全て 1.5 以上となった。低層階では 2015 年度試験体の方が余裕度が大きく、高層階では 2018 年度試験体が高い。しかし、2015 年度試験体では柱梁接合部に重大な損傷が生じており、せん断入力制限によって接合部降伏は防ぐことはできないことが確かめられた。

(2) 梁主筋の定着強度の確保

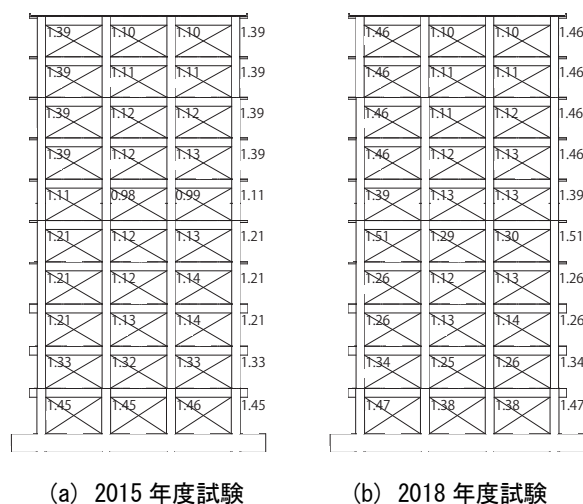
図一10 に計算結果を示す。ただし、十字形・T 形柱梁接合部については梁通し主筋の付着余裕度、ト形・L 形柱梁接合部については梁主筋の折り曲げ定着部の定着余裕度を示す。両試験体ともに付着余裕度は 1.1~1.3 程度、



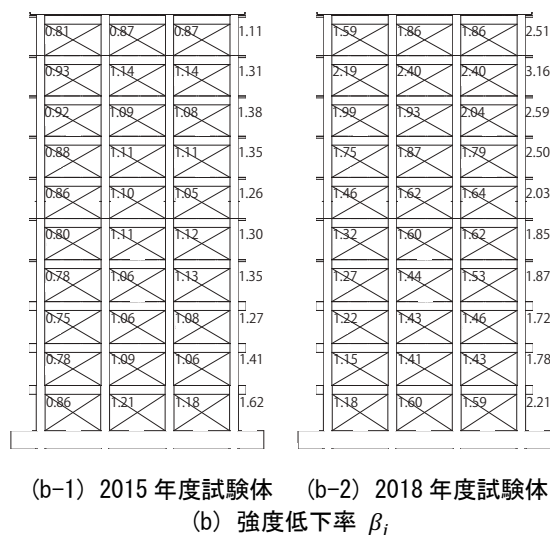
図一9 せん断余裕度



(a) 柱梁強度比



図一10 付着・定着余裕度



(b) 強度低下率 β_j

図一11 柱梁強度比と強度低下率

定着余裕度は 1.3～1.7 程度となった。実際に鉄筋の抜け出しなどは確認されていない。

(3) 柱梁接合部の横補強筋量

2015 年度試験体では横補強筋比 p_{jw} は 0.21～0.27%で、終局強度型指針⁹⁾の規定を満たしていることを確認した。2018 年度試験体では 0.98～1.30%となっており、米国の基準 (ACI318⁵⁾) による以下の 2 式を同時に満たしていることを確認した。

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot b_c} \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (3)$$

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot b_c} \geq 0.09 \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (4)$$

ここで、 A_{sh} : 1 組の帯筋の断面積、 s : 帯筋の間隔、 b_c : コアコンクリートの幅、 A_g : 柱の全断面積、 A_c : 柱のコアコンクリートの断面積、 f_{yt} : 帯筋の降伏点、 f_c' : コンクリートの圧縮基準強度である。

(4) 柱梁強度比

柱梁強度比と強度低下率 β_j ⁸⁾を図—11 に示す。2015 年度試験体では柱梁強度比が 1.0～1.3 前後、強度低下率 β_j が 1.1 程度と算定された。2018 年度試験体では柱梁強度比が 1.5 程度、強度低下率 β_j が 1.5 程度となった。

5. まとめ

2015 年度試験体では、中間層に変形が集中し、加振が進むにつれて層せん断力・層間変形角の関係は、逆 S 字形のスリップ形の履歴ループを示し、原点付近での剛性低下が顕著となった。また、その剛性値は、初期剛性 K の 1/20 を下回り、ACI374.1-05⁴⁾が定める剛性の下限値より小さかった。一方、上層階では層間変形角が小さく、剛性低下も顕著ではなかった。

2018 年度試験体では、上層階の変形角は 2015 年度試験体よりむしろ大きい、中層階でも変形は過大にはなっておらず建物全体に上下層に変形が分散されたものと言える。また、原点付近での剛性の低下も少なく、初期剛性 K の 1/20 を下回ることにはなかった。

2015 年度実験の各層の最大層間変形角と柱梁接合部最大せん断変形角の生じた位置を比較すると、最も大きい階が一致しており、特に 4 階付近の柱梁接合部に損傷が集中していた。映像記録でも 3, 4 階の柱梁接合部にはコンクリートの剥離を含む損傷が確認されており、今回の検討と一致する。

2018 年度試験体では、層間変形が大きいのは 4 階付近と 7・8 階付近の二箇所だが、柱梁接合部の変形が 4 階で特に大きいわけではない。7 階より上層部では接合部の変形が計測されていないため、ピークが一致するかどうか

かは不明である。

保有水平耐力規準に示された柱梁接合部の強度低下率 β_j の値は、2015 年度試験体では 1.1 前後であり柱梁接合部に顕著な損傷が発生したことから、せん断余裕度を確保していたとしても接合部降伏が生じうることを確認した。一方、2018 年度試験体では強度低下率 β_j が 1.5 程度確保されており、2015 年度と同等のせん断余裕度ながら接合部の損傷は軽微であったことから、接合部横補強筋量と接合部損傷量には密接な関係があることが確認された。これは柱梁接合部に生じる斜めひび割れを横切る横補強筋量が多いほど、その引張力を横補強筋が負担し、ひび割れが進行せず、柱梁接合部内での柱梁主筋の引張降伏を起こりにくくするものと考えられる。さらに保有水平耐力計算規準に定める強度低下率 β_j の有効性を確認することができた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 造設計、日本建築学会、1998
- 2) 梶原浩一他：E-ディフュゼンスを用いた 10 階建て鉄筋コンクリート造建物（2015）の三次元振動台実験その 1～5、構造Ⅱ、日本建築大会学術講演梗概集（九州）、pp. 863-872, 2016. 8
- 3) 梶原浩一他：実大 10 階建て鉄筋コンクリート造建物を用いた E-ディフュゼンス実験（2018 年度）その 1～3、構造Ⅱ、日本建築大会学術講演梗概集（北陸）、pp. 605-610, 2019. 9
- 4) ACI374.1-05 : Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, American Concrete Institute, 2014
- 5) ACI Committee 318 : Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14), American Concrete Institute, June 2014
- 6) 柏木大知、塩原等：1995 年兵庫県南部地震で被災した RC 造建物の柱梁接合部の破壊要因の再検討、日本地震工学会第 16 回年次大会梗概集、C-2-5, T2021-058, 2021
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1999
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説、日本建築学会、2021
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針・同解説、日本建築学会、1990