

論文 機械式定着を用いた鉄筋コンクリート造外柱・梁接合部の損傷・破壊が建物の耐震性能に及ぼす影響

三本菅 良太*1・前田 匡樹*2, 迫田 丈志*3

要旨: 近年, 接合部形状や柱梁耐力比などの影響により, 既往の設計式に基づく接合部耐力よりも実際の耐力が低下する研究結果が示されてきている。しかしながら, その時の建物の耐震性能については明らかとなっていない。本研究では, 建物の耐震性能を評価するために, 接合部の終局強度や接合部の構造性能を考慮した建物の解析を行った。その結果, トラスアーチ式によって実験の傾向を捉えることが可能であることを示した。また, 接合部余裕度が低いことにより耐震性能は低下するが, 接合部が部分的に破壊するケースではそれほど耐震性能は低下しなかった。

キーワード: 外柱・梁接合部, 接合部せん断強度, トラスアーチ機構, 増分解析, 全体崩壊形, 耐震性能

1. はじめに

近年の研究により, 接合部の立面形状¹⁾や柱梁曲げ耐力比²⁾により設計した接合部の耐力よりも低下するといった研究がなされている。しかし, そのような時の建物の耐震性能については明らかとなっていない。本研究では, 建物の耐震性能を評価するために, 接合部の終局強度や接合部の構造性能を考慮した建物の解析を行うことにより, その検討を行った。

2. 外柱・梁接合部の終局強度

2.1 終局強度の検討方法

筆者らは接合部の形状だけではなく補強筋の効果を取り入れた評価手法としてトラスアーチ式⁴⁾を提案した。この設計手法を取り入れることにより, 柱断面を大きくする以外にも接合部耐力を上昇させることができる。この章ではトラスアーチ式の精度検証を行う。

2.2 現在の指針による終局強度の算定法

靱性指針¹⁾では, コンクリート強度 σ_B を用いて, 以下の式で接合部せん断応力度(N/mm²)を算出している。

$$\tau_{ju} = \kappa \phi F_j \quad (1)$$

$$\tau_{ju} = 0.59 \sigma_B^{0.718} \quad (2)$$

ここで, κ : 形状係数(外柱・梁接合部では0.7), ϕ : 直交梁の有無による係数(直交梁無では0.85), F_j : $0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ である。

式(1)は設計で用いられている式で下限値を示している。式(2)は靱性指針解説に示されている実験式であり, SI単位に換算したものである。これらの式に接合部有効断面積 $b_j D_j$ を乗じてせん断強度を算出する。これらの式には, 接合部の立面形状や補強筋の影響等は考慮されて

いない。

2.3 トラスアーチ式による終局強度の算定法

筆者らの研究³⁾では立面形状と接合部せん断補強筋・柱中段主筋を考慮した式(3)を提案している(図-1参照)。

$$V_{ju} = V_t + V_a \quad (3)$$

V_t はトラス機構による接合部せん断強度(式(4), (5)参照)で, V_a はアーチ機構による接合部せん断強度(式(6)参照)である。

$$V_t = p_{ci} \sigma_{cy} B_j j_c \tan \phi [j_b / j_c < 1.0] \quad (4)$$

$$V_t = p_{cw} \sigma_{wy} B_j j_c \cot \phi [j_b / j_c \geq 1.0] \quad (5)$$

$$V_a = \sigma_a B_j W_a \sin \theta \cos \theta \quad (6)$$

ここで, p_{ci} : 柱中段主筋比, σ_{cy} : 柱中段主筋降伏強度, B_j : 接合部有効幅, j_c : 柱応力中心距離, j_b : 梁応力中心距離, $\tan \phi$: $j_b / j_c < 1.0$ のときのトラス角で式(7)により

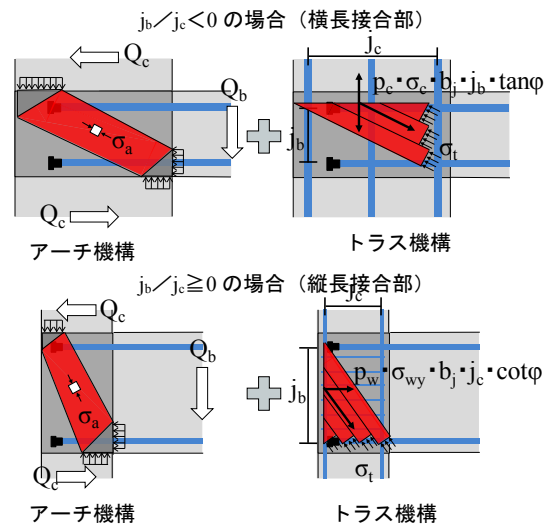


図-1 接合部内部の応力状態とトラスアーチ機構

*1 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 博士課程前期 (正会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

*3 (株)堀江建築工学研究所 博士(工学) (正会員)

算出する, p_{jw} : 接合部せん断補強筋比, σ_{wy} : 接合部せん断補強筋降伏強度, $\cot\theta: j_b/j_c \geq 1.0$ のときのトラス角で式(7)により算出する, σ_a : アーチ機構が負担する有効圧縮強度で式(8)により算出する, W_a : アーチ幅 ($=0.9(L_d - 0.1D_c)$), L_d : 定着長さ, D_c : 柱せい, $\sin\theta \cdot \cos\theta$: 式(10)参照である。

$$1 \leq \tan\theta, \cot\theta \leq \min\left(2, j_b/j_c, \sqrt{v\sigma_B/p_j\sigma_{jy}} - 1\right) \quad (7)$$

$$\sigma_a = (0.7 - \sigma_B/200)\sigma_B - \sigma_t \quad (8)$$

$$\sigma_t = p_j\sigma_{jy}(1 + \cot^2\theta) \quad (9)$$

$$\cot\theta = j_b/(L_d - 0.1D_c) \quad (10)$$

2.4 検証データの範囲および特性

図-2 に収集データの諸因子を示す。ここでは, 正方形は梁せい D_b と柱せい D_c の比 (D_b/D_c) が 0.8~1.2 までの範囲のものとした。縦長は D_b/D_c が 1.2 以上のもの

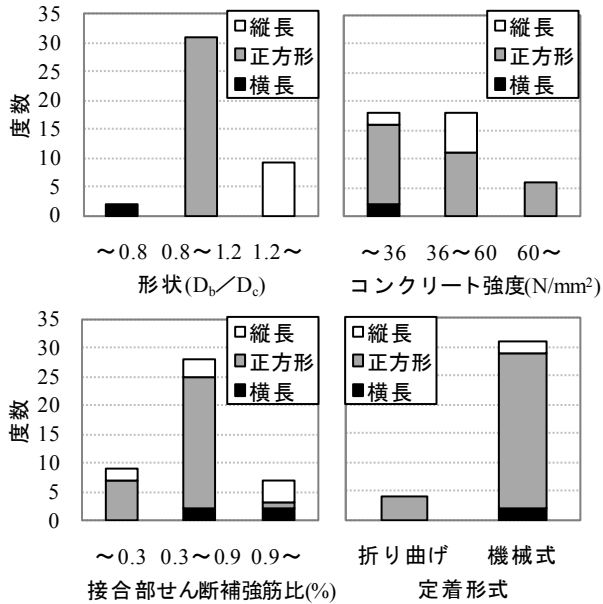


図-2 収集データの主な因子の度数分布

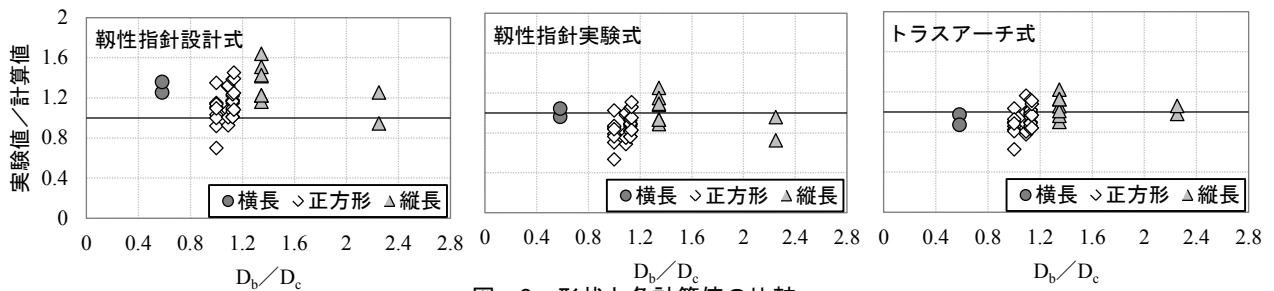


図-3 形状と各計算値の比較

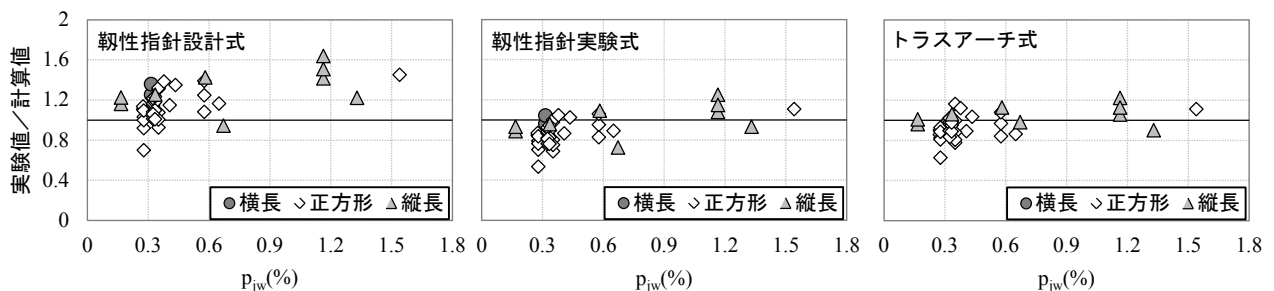


図-4 接合部せん断補強筋比と各計算値の比較

とし, 横長は D_b/D_c が 0.8 以下のものとした (以降, 横長と縦長を総称して長方形と定義する)。実験データは表-1 に示す文献から外柱・梁接合部で接合部せん断破壊型の試験体 42 体 (内正方形 31 体, 横長 2 体, 縦長 9 体) のデータを引用した。収集したデータは主に接合部せん断余裕度が 1.0 を下回るものについて分析を行った。

接合部せん断補強筋比は靱性指針³⁾で最小補強筋比とされている 0.3%以上の試験体が多い。

2.5 終局強度の精度検証

(1) 形状による比較

図-3 に横軸に形状, 縦軸に実験値/計算値を示す。計算値は設計式 (式(1)), 実験式 (式(2)), トラスアーチ式 (式(3)) の 3 つで比較を行った。この結果より, 他の式と比較すると, トラスアーチ式は形状と接合部せん断強度の関係を捉えている結果となった。

(2) 接合部せん断補強筋による比較

図-4 に横軸に接合部せん断補強筋比, 縦軸に実験値/計算値を示す。トラスアーチ式はどの形状でもせん断補強筋比の影響を捉えることが可能であることを示せた。

表-1 データのプロットに使用した文献一覧

著者	出典
後藤	AIJ大会学術講演梗概集1989年10月 p.p.441-442
城	JCI年次論文集 Vol.11 No.2, 1989 p.p.537-542
小森	AIJ大会学術講演梗概集1996年9月 p.p.679-682
田才	AIJ大会学術講演梗概集2000年9月 p.p.857-860
田畑	JCI年次論文集 Vol.23 No.3, 2001 p.p.444-450
中澤	JCI年次論文集 Vol.24 No.2, 2002 p.p.847-852
竹内	JCI年次論文集 Vol.25 No.2, 2003 p.p.913-918
鬼海	JCI年次論文集 Vol.25 No.2, 2003 p.p.907-912
清原	AIJ大会学術講演梗概集2005年9月 p.p.33-36
塩原	AIJ大会学術講演梗概集2010年9月 p.p.391-400
三本菅	JCI年次論文集 Vol.34 No.2, 2012 p.p.295-300

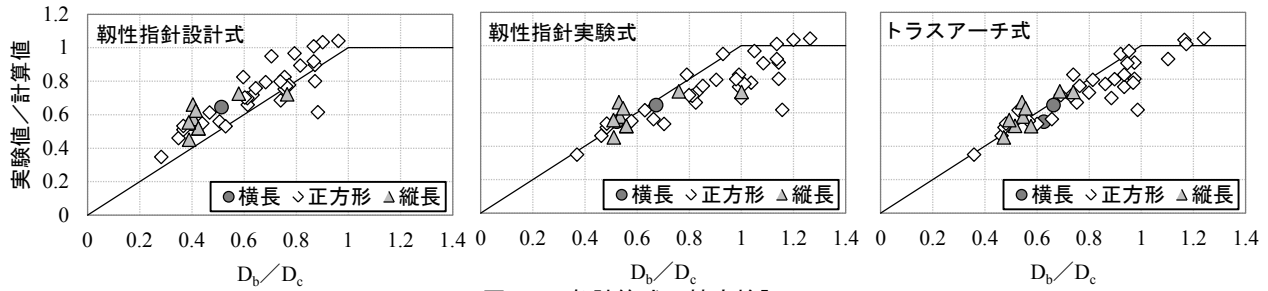


図-5 各計算式の精度検証

表-2 接合部せん断強度の実験値/計算値

	靱性指針設計式	靱性指針実験式	トラスアーチ式
平均	1.18	0.90	0.95
標準偏差	0.18	0.14	0.12
変動係数	0.15	0.16	0.12

表-3 A_i 分布

階	階高(m)	W(kN)	ΣW (kN)	α_i	A_i
6階	4.4	693	693	0.17	1.86
5階	4.4	693	1386	0.33	1.53
4階	4.4	693	2079	0.50	1.34
3階	4.4	693	2772	0.67	1.21
2階	4.4	693	3465	0.83	1.10
1階	4.4	693	4158	1.00	1.00

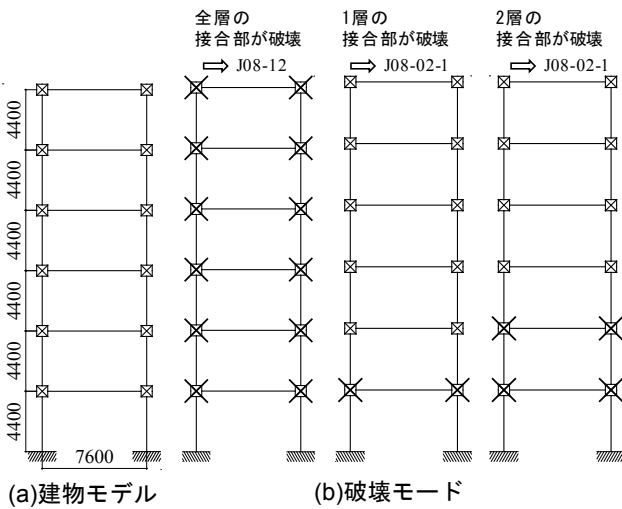


図-6 解析モデル

表-4 パラメーター一覧

モデル名	パラメータ		
	余裕度	接合部崩壊数	崩壊箇所
J12-00	1.2	0	なし
J08-12	0.8	12	全層
J08-02-1		2	1層
J08-02-2			2層
J08-02-6			6層
J08-04-12		4	1-2層
J08-04-23			2-3層
J08-04-56	5-6層		

(3) 検証結果

図-5 に各設計式の精度検証, 表-2 に各評価式の平均, 標準偏差等を示す。表-2 より, 式(3)のトラスアーチ式が最も変動係数が小さいので精度が良くなった。しかし, 実験結果を危険側に評価するものもあり, 設計式としての検討が今後必要である。

3. 接合部破壊と建物の耐震性能の関係

3.1 解析概要

この章では, 現在の設計で一般的な梁曲げ降伏型の全体崩壊メカニズムを形成するよう設計した架構を対象に, 柱梁接合部の破壊や, それに伴う耐力低下が生じたときに, 架構全体の崩壊形や耐震性能に及ぼす影響を検討することを目的に骨組モデルの解析を行った。

なお, ここで対象としている接合部破壊は, 日本の建物で多く見られる接合部パネルのコンクリート圧縮破壊で支配されるタイプのもので, 耐力低下も比較的緩やかなものである。梁主筋の定着破壊による梁の脱落など, (海外の地震被害で良く見られる) 接合部破壊が架構の

安全性に直結するような破壊は生じないものと仮定している。また, 近年の塩原らの研究²⁾で指摘されている柱梁耐力比の影響は考慮せず, 接合部余裕度が 1.0 以上の時には, 梁曲げ降伏耐力が発揮されるものと仮定した。

以上の条件の下で解析を行い, 接合部破壊の有無や耐力低下が生じたときの建物の耐震性能の変化について検証を行った。

3.2 解析モデル

(1) 想定建物モデル

想定建物は図-6 に示すように, 階高 4.4m, スパン 7.6m の 6 層 1 スパンの鉄筋コンクリート造架構とした。断面寸法は柱幅×柱せい=800×800mm, 梁幅×梁せい=800×800mm とした。床重量は 12kN/mm², 建物の目標ベースシア係数は $C_B=0.3$, コンクリート強度は 24N/mm² とした。また, 柱梁の耐力比は 1.2 とし, 全体崩壊形となるように設計した。接合部パネルは佐川・迫田らの研究⁷⁾に基づいて剛な周辺部材と弾塑性バネを有するブレースで置換することにより, 接合部のひび割れや耐力, 剛性等を考慮することとした。解析は各ステップで層せん断力分布が表-3 に示す A_i 分布となるように, 各層の変位を漸増させて行い, 耐力低下による特定層への変形の集中を

考慮した。

(2) 解析パラメータ

表-4 に各パラメータとモデル名、図-6 にモデル名の説明を示す。梁曲げ降伏耐力と接合部の最大耐力比(以後余裕度)を1.2としたモデル J12-00 を基準モデルとして、余裕度を0.8とした J08-12 で耐震性能の比較を行う。また、ある特定の層の接合部が破壊することを想定したモデルとして、2 箇所破壊することを想定した J08-02 と 4 箇所破壊することを想定した J08-04 の解析を行い、J12-00 と耐震性能の比較を行う。破壊箇所は表-4 に示す。梁・柱・接合部の復元力特性を表-5 に示す。

(3) 柱梁の復元力特性

柱と梁は線材置換し、各部材端部に弾塑性曲げバネを配した。部材の曲げバネのスケルトンカーブは図-7 に示すようにひび割れモーメント M_{cr} を第 1 折れ点、降伏モーメント M_y を第 2 折れ点としたトリリニア型とした。部材の降伏モーメント M_y は降伏メカニズム形成時のベースシア係数 $C_B=0.3$ となるように復元力特性を設定した。ひび割れモーメント M_{cr} は降伏モーメント M_y の 1/3 とした。せん断バネについては弾性とし、降伏点剛性低下率は $\alpha=0.25$ 、降伏後の剛性低下率は $\beta=0.001$ とした。

(4) 接合部の復元力モデル

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説⁸⁾には図-8 に示すように 4 折れ線で接合部のスケルトンカーブが評価されている。本解析でも図-8 に示す接合部せん断変形角を有した 4 折れ線モデルで設定した。また、本解析モデルでは、接合部の変形が平行四辺形となるような破壊モード(接合部せん断破壊)を想定したモデルとなるようには、図-9 に示す方法により接合部内部をブレースで置換し、それに取り付く柱や梁を剛なものとして仮定した。最大耐力 N_j は梁の降伏モーメント M_{by} と柱せん断力 Q_c から式(11)のように接合部入力せん断力 jQ に換算し、式(12)のようにブレースの軸バネに換算した。その際に、余裕度 a をかけて接合部の復元力特性を設定した。ひび割れ点の強度 N_{jcr} は最大強度の 1/3

とした。

$$jQ_{by} = M_{by}/D_b - Q_c \quad (11)$$

$$N_{jy} = jQ_{by}/2\cos\theta \times a \quad (12)$$

また、ブレース断面積 A_j はひび割れ点でのせん断変形角が 0.04% となるように式(13)により設定し、その後の剛性低下率は図-8 に示すせん断応力度、せん断変形角となるように算出した

$$A_j = jQ \left(\sqrt{D_b + D_c} \right)^3 / 2D_b D_c^2 E_b j\gamma \quad (13)$$

表-5 柱・梁・接合部の復元力特性

部材	梁		柱		接合部(0.6) [*]		接合部(1.2) [*]	
	M_{ber}	M_{bv}	M_{crr}	M_{cv}	N_{jcr}	N_{jv}	N_{jcr}	N_{jv}
R階	298	894	—	—	272	695	545	1635
6階	298	894	520	1561	272	695	545	1635
5階	496	1489	555	1665	218	556	436	1308
4階	496	1489	590	1769	218	556	436	1308
3階	621	1862	624	1873	131	333	262	785
2階	621	1862	659	1977	131	333	262	785
1階	—	—	694	2081	—	—	—	—

※括弧内は余裕度を示す

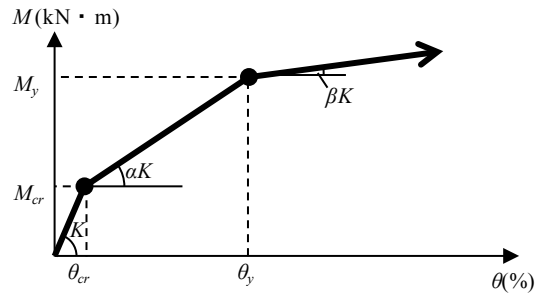


図-7 柱梁部材の復元力特性

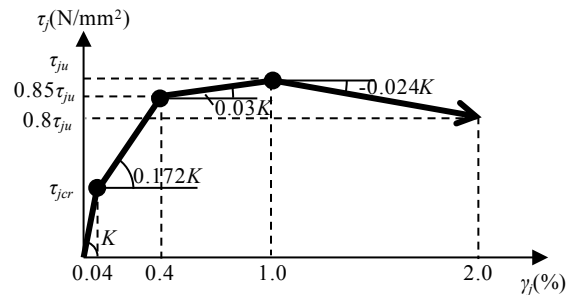


図-8 接合部の復元力特性概念図

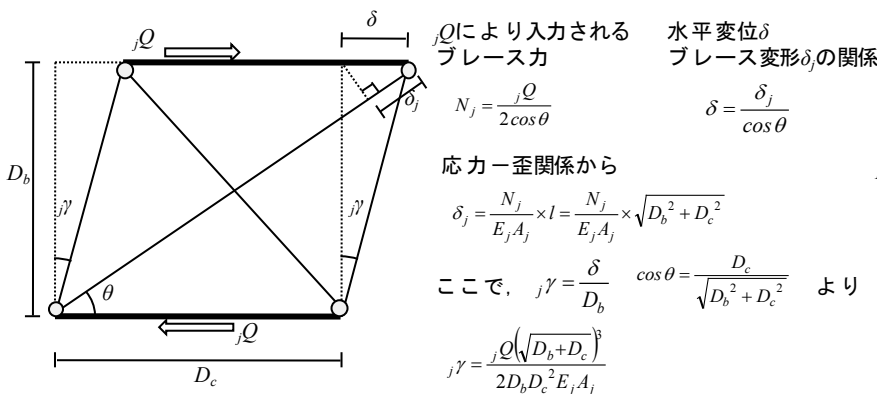


図-9 接合部のブレース置換方法

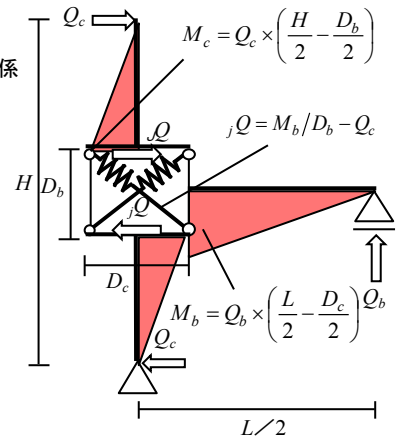


表-6 解析結果一覧（安全限界時）

モデル名	J12-00	J08-12	J08-02-1	J08-02-2	J08-02-6	J08-04-12	J08-04-23	J08-04-56
応答加速度(gal)	362	302	334	344	364	321	332	364
応答変位(cm)	33.4	32.5	32.4	33.7	34.3	33.3	34.1	33.2
h	0.13	0.12	0.13	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12
F_h	0.66	0.69	0.65	0.66	0.66	0.65	0.67	0.67
固有周期(s)	1.91	2.06	1.96	1.97	1.93	2.02	2.01	1.90
保有耐震性能指標	1.01	0.87	0.97	0.99	1.03	0.96	0.97	0.99
α_j	1.00	0.86	0.96	0.99	1.02	0.96	0.96	0.99

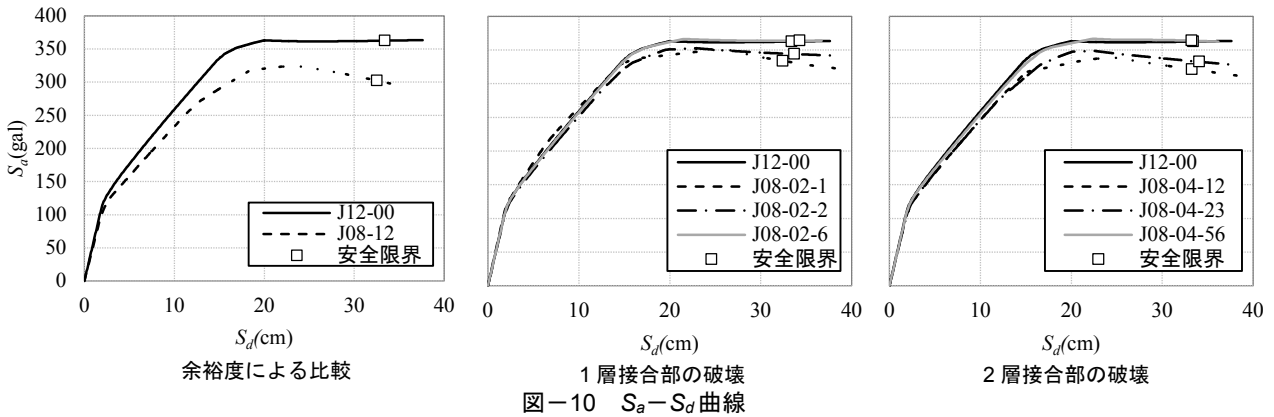


図-10 S_a-S_d 曲線

3.3 増分解析結果

解析結果のまとめを表-6、代表的な S_a-S_d 曲線を図-10、損傷限界時、安全限界時の層間変形角分布をそれぞれ図-11~図-13に示す。図-10の S_a-S_d 曲線は、図-12~図-13に示す通り、局所的に接合部が破壊する場合は、破壊する箇所に変形が集中するが、弾性1次モード形比例に基づく縮約を行った(式(14)~式(16)参照)。

$$S_a = Q_1/M \quad (14)$$

$$M = \left(\sum m_i \delta_i \right)^2 / \sum m_i \delta_i^2 \quad (15)$$

$$S_d = \sum m_i \delta_i^2 / \sum m_i \delta_i \quad (16)$$

損傷限界は柱・梁・接合部のいずれかの部材が降伏する直前とし、安全限界はいずれかの層が 1/50rad.となる直前とした。

S_a-S_d 曲線で比較すると全層の接合部が破壊するモデルでは S_a, S_d ともに低下した。架構の一部の接合部が破壊するモデルでは、 S_d の低下は見られるものの、 S_d が増加するケースも見られた。

図-11において、基準モデル(J12-00)と全層の接合部が破壊するモデル(J08-12)で層間変形角を比較すると、損傷限界時ではJ08-12の方が変形が大きくなった。安全限界時では、J12-00において下層の方が変形が大きくなっていくのに対して、J08-12では上層の方が変形が大きくなっていることが分かる。J08-12では、先に上層の接合部が最大耐力を迎えたことが原因だと考えられる。

図-12、図-13において、接合部が局所的に破壊するモデルで比較を行うと、損傷限界時は1層の接合部ではどのモデルでもほぼ同じ変形分布となり、2層の接合部が破壊する場合は破壊箇所に変形が集中する傾向にある。

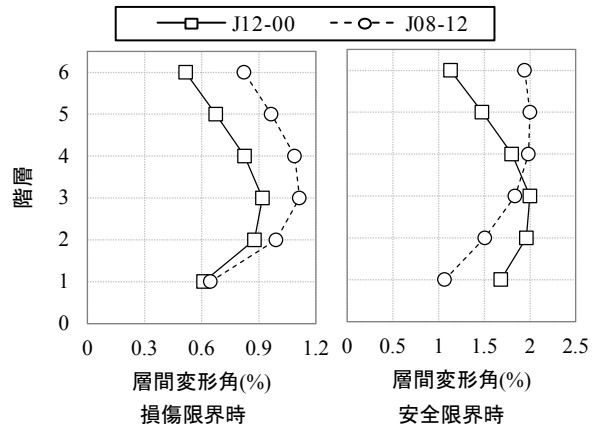


図-11 層間変形角分布（余裕度による比較）

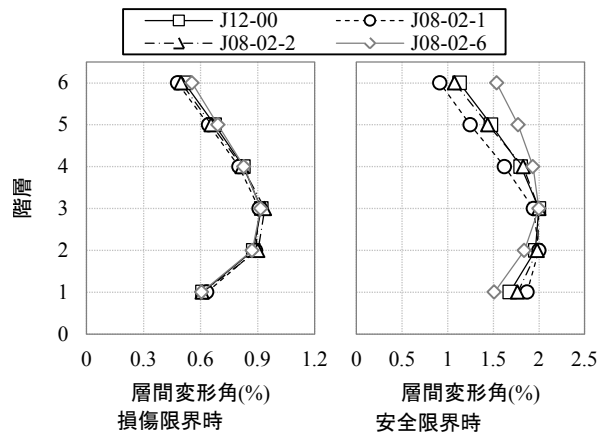


図-12 層間変形角分布（1層接合部の破壊）

安全限界では1層、2層に関わらず破壊が集中する箇所に変形が集中する傾向にある。

今回使用したモデルで局所的に接合部の破壊が生じる場合では、破壊箇所に変形が大きく変形が集中する傾

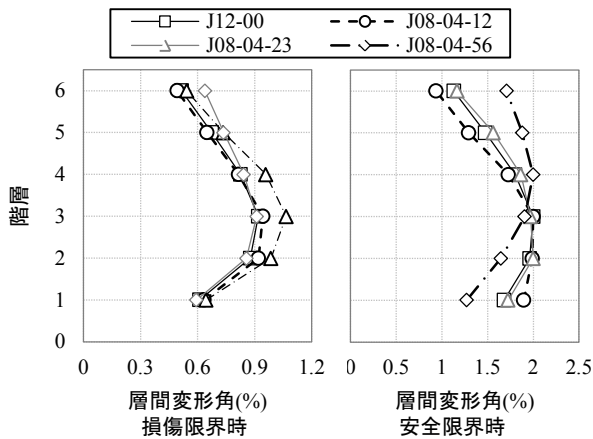


図-13 層間変形角分布（2層接合部の破壊）

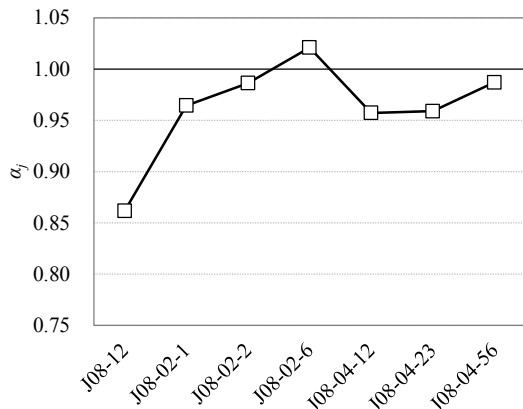


図-14 各モデルと α_j の関係

向が見られた。

3.4 接合部破壊と建物の耐震性能の関係

ここでは、接合部破壊と建物の耐震性能の関係を求めるため、保有耐震性能指標⁸⁾を用いて検討を行った。建物の S_a-S_d 曲線をバイリニア曲線にモデル化し、設定した等価降伏変形を用いることで等価粘性減衰定数を式(17)で算定した。等価降伏変形は損傷限界時とし、基準地震動の低減係数を式(18)で算定した。

$$h = 0.05 + 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (17)$$

$$F_h = 1.5/(1 + 10h) \quad (18)$$

以上の仮定のもとに算出した保有耐震性能指標から基準モデル J12-00 と各モデルの保有耐震性能指標の比 α_j を求める。その比が 1.0 よりも低いと基準モデルよりも耐震性能が低下したこととなる。

$$\alpha_j = \frac{\text{各モデルの保有耐震性能指標}}{\text{基準モデルの保有耐震性能指標}} \quad (19)$$

図-14 に各モデルと α_j の関係を示す。全層の接合部が破壊するモデルでは、耐震性能は 15%ほど低下した。一方で部分的に接合部が破壊するモデルでは最大でも 5%程度の低下にとどまった。この原因として、耐力の減少分よりも固有周期の増加に伴う基準地震動の応答スペクトルの減少分の影響が大きいためだと考えられる。

本研究では、建物の減衰を便宜上定めたが、耐力低下する部材の影響を考慮した減衰の検討を行う必要がある。

また、今回は正方形立面形状のみを検討したが形状による影響の検討に関しても今後行う必要がある。

4. まとめ

接合部の終局強度および接合部破壊と RC 造架構の崩壊形の関係に関して、既往の実験結果の分析や変位増分解析から以下の知見を得た。

- (1) 設計式と比較すると、トラスアーチ式の精度は落ちるものの実験式と比較すると概ね一致し、トラスアーチ式で実験の傾向を捉えることが可能であることを示した。
- (2) 建物全部の接合部の余裕度が低下すると、安全限界時の建物の応答加速度・応答変位ともに低下し、耐震性能も 15%低下する。
- (3) 余裕度が 0.8 のとき、一部の接合部が破壊しても耐震性能は 5%ほどの低下となった。

参考文献

- 1) 迫田丈志, 前田匡樹, 三浦耕太, 趙敏洙, 佐川隆之: 機械式定着工法を用いた外部柱・梁接合部の終局強度に与える接合部アスペクト比の影響に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56B, pp67-74, 2010.3
- 2) 塩原等, 楠原文雄ほか: 鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部の耐震性能におよぼす設計因子の影響に関する実験(その1~その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.391-400, 2010.9
- 3) 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, 2001.9
- 4) 三本菅良太, 迫田丈志, 前田匡樹: 鉄筋コンクリート造ト形接合部の立面形状と復元力特性の関係, 日本地震工学会, 第8回, pp.366-367, 2011
- 5) 三浦耕太ほか: 梁主筋に機械式定着工法を用いたト形接合部に関する実験的研究, 日本地震工学会大会梗概集, pp.18-19, 2009.11
- 6) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 造構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—, 1998.10
- 7) 佐川隆之, 趙敏洙, 迫田丈志, 前田匡樹: ト形接合部のせん断変形及び接合部立面形状を考慮した建物の耐震性能に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.343-348, 2010.7
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.7