

(40) 強震下におけるCFT多層骨組の柱梁接合部局部の最適設計法に関する研究開発

池田 圭介¹・河野 昭彦²

¹正会員 九州大学大学院・修士 人間環境学府空間システム専攻

(〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6丁目19-1)

E-mail: ikeda_04u@arch.kyushu-u.ac.jp

²正会員 九州大学大学院教授・工博 人間環境学研究院(同上)

E-mail: kawano@arch.kyushu-u.ac.jp

梁降伏先行型CFT骨組において、接合部パネルの強度が高くなる傾向が見られる。その結果、梁端部に損傷が集中し易く、骨組の耐震性能が劣化する可能性が懸念される。本研究ではCFT柱梁接合部モデルを提案し、骨組解析を行うことで、骨組の耐震性能を最大限に発揮できる接合部局部と梁の最適な耐力バランスを調査する。CFT柱梁接合部のモデル化については、接合部局部及び接合部パネルに関して、各々既往の研究に基づく解析要素を考案し、十字型骨組試験体を用いた過去の実験と挙動を比較することで、モデル精度の検証を行う。骨組解析については、接合部係数 α をパラメータとした静的及び地震応答解析を行い、 α の変化による接合部局部と梁の損傷の推移を確認し、最適設計法を考案する。

Key Words : CFT Beam-Column Joints, Local Joints, Joint Coefficient, Modeling Method, Frame Analysis

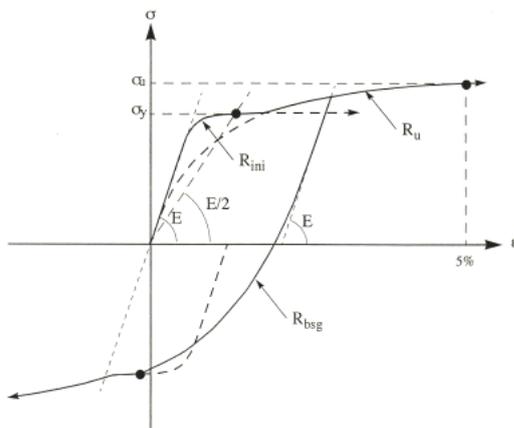
1. 序

本研究は兵庫県南部地震における鋼構造建築物の梁端部下フランジ破断等被害を受け、対策として接合部設計を再考することを背景とする。梁降伏型CFT骨組において接合部パネル強度が高くなる傾向があり、その結果、梁に損傷が集中し易く、骨組の耐震性能が劣化する可能性が懸念される¹⁾。

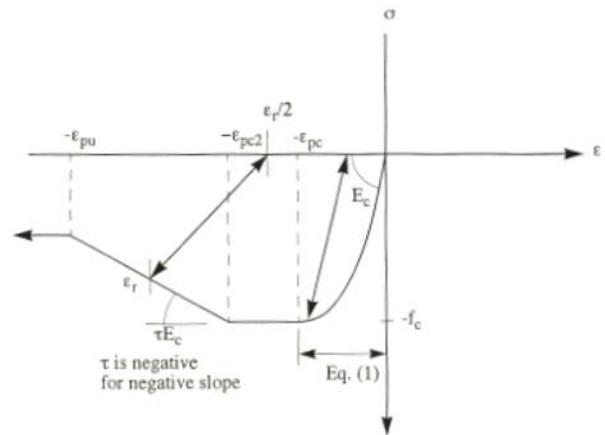
本研究ではCFT柱梁接合部モデルを提案し、骨組解析を行うことで、骨組の耐震性能を最大限に発揮できる接合部局部と梁の最適な耐力バランスを調査する。

2. CFT柱梁接合部のモデル化

本解析における使用モデルを図2.1に示す。鋼材に大井・秋山モデル²⁾、コンクリート³⁾に崎野モデルを適用する。



(a) 大井・秋山モデル



(b) 崎野モデル

図2.1 使用モデル

(1) 接合部局部

a) 復元力特性

河野等が提案した近似式により算出されるモデル変数を適用する⁴⁾。近似式を以下に示す。
[柱鋼管]

$$EK_c = 12Et_c \frac{(1-0.7b) \cdot \frac{D}{t_c} - 4.5}{\left[(1-0.9b) \cdot \frac{D}{t_c} \right]^3} \quad (1)$$

$$P_{c1\%} = 0.9 \left[1 + 0.004(b-3) \cdot \frac{D}{t_c} \right] \cdot P_{c3\%} \quad (2)$$

$$P_{c3\%} = 0.04 \sigma_{cu} D t_c \frac{\left(0.5 + b + 60 \frac{t_c}{D} \right)}{1.3 - b} \quad (3)$$

$b = 0.75$: 外ダイヤフラム

$b = 0.5 \frac{B_f}{D}$: 通しダイヤフラム

[外ダイヤフラム部分]

$$EK_e = 2Et_s \frac{\left[0.017 + \left(0.01 + \frac{h_s}{D} \right) \left(1.06 - \frac{B_f}{D} \right) \right]}{1.1 - \frac{B_f}{D}} \quad (4)$$

$$P_{ey} = Y_s P_{e3\%} \quad (5)$$

$$P_{e1\%} = 0.5(Y_s + 1) P_{e3\%} \quad (6)$$

$$P_{e3\%} = 2.2 \sigma_{su} D t_s \left(0.02 + \frac{h_s}{D} + 0.01 \frac{B_f}{D} \right) \quad (7)$$

[通しダイヤフラム部分]

$$EK_i = 1.5Et_s \frac{\left(0.95 + 0.5 \frac{B_f}{D} - \frac{d_h}{D} \right)}{2 - \frac{B_f}{D}} \quad (8)$$

$$P_{iy} = Y_s P_{i3\%} \quad (9)$$

$$P_{i1\%} = 0.5(Y_s + 1) P_{i3\%} \quad (10)$$

$$P_{i3\%} = 1.7 \sigma_{su} D t_s \frac{\left(1 + 0.5 \frac{B_f}{D} - \frac{d_h}{D} \right)}{3 - \frac{B_f}{D}} \quad (11)$$

D : 柱幅
 h_s : ダイヤフラム幅
 B_f : 梁幅
 Y_s : 降伏比
 σ_{su} : ダイヤフラムの最大応力度
 EK_x : 鋼管部分及びダイヤフラム部分の弾性剛性
 P_{xy} : 降伏荷重
 $P_{x1\%}$: $\Delta D/D = 1\%$ 時の荷重
 $P_{x3\%}$: $\Delta D/D = 3\%$ 時の荷重 (寸法は図 2.2 を参照)

t_c : 柱鋼管厚
 t_s : ダイヤフラム厚
 E : ヤング係数
 σ_{cu} : 柱鋼管の最大応力度

添字 x は、それぞれ柱鋼管、外ダイヤフラム、通しダイヤフラムの部分モデルを表す添字 c, e, t を代表している。以上の部分変数を累加することで、接合部局部の復元力特性を表す 4 つのモデル変数を得る。

$$EK = EK_c + EK_x \quad (12)$$

$$P_{dy} = EK_c \cdot \delta_{xy} + P_{xy} \quad (13)$$

$$\delta_{xy} = \frac{P_{xy}}{EK_x} \quad (14)$$

$$P_{d1\%} = P_{c1\%} + P_{x1\%} \quad (15)$$

$$P_{d\max} = P_{c3\%} + P_{x3\%} \quad (16)$$

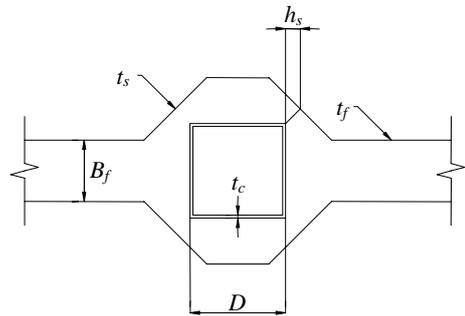


図 2.2 接合部局部寸法

b) モデル概要

モデル断面は図 2.3 に示すように梁フランジ幅 B_f × ダイヤフラム厚 t_d とし、部材長 l_{ij} は図中斜線部のダイヤフラム実長とする。荷重変形関係には図 2.4 に示す Menegotto&Pinto モデル (以下 MP モデル) を適用する。また、充填コンクリートの影響を考慮し、圧縮方向の剛性は無限大となる合成断面とする。

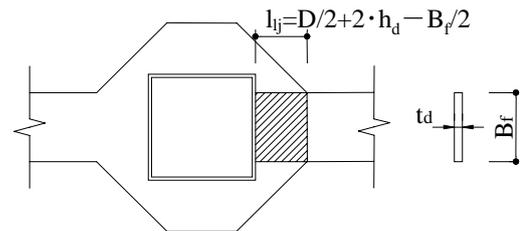


図 2.3 接合部局部モデル

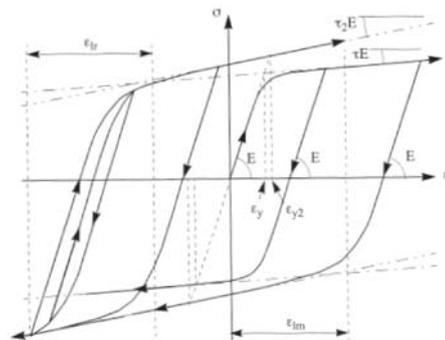


図 2.4 Menegotto&Pinto モデル

c) モデル精度検証

モデル変数の再現性を確認するため、図 2.5 に示すような $\Delta D/D = 5.0\%$ までの単調引張漸増载荷及び $\Delta D/D = 0.04\%, 1.0\%, 3.0\%, 5.0\%$ における各 2 サイクル繰返し漸増载荷を行った。

図 2.6 にモデル変数の再現性を示す。MP モデルはモデル変数を安全側に再現しているため、MP モデルによるモデル化は妥当であると判断した。

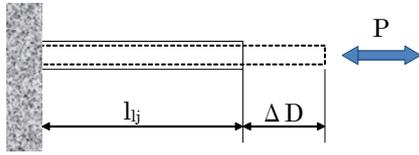
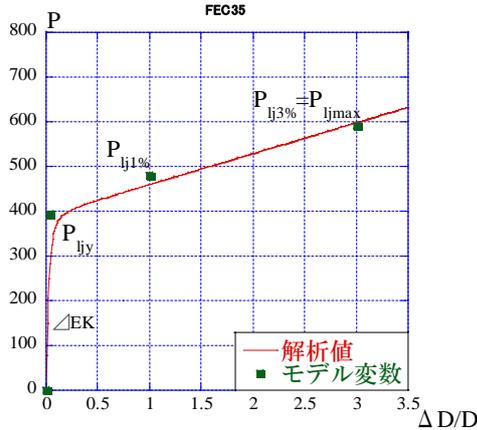
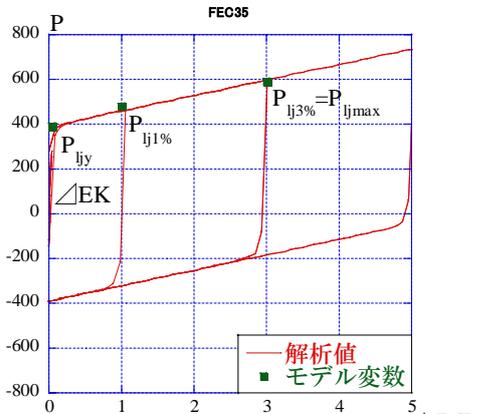


図 2.5 载荷条件



(a) 単調载荷



(b) 繰返し载荷

図 2.6 モデル変数の再現性

(2) 接合部パネル

a) 復元力特性

改訂 CFT 指針に記載される簡易モデル変数を適用する。簡易モデル変数とは、鋼管及びコンクリート部分の復元力特性を tri-linear 型にモデル化し、それらを累加した tetra-linear 型モデルを簡略化したものである。降伏耐力点は、累加モデルの鋼管降伏時に相当する。

b) モデル概要

図 2.7 に示す a をパネル係数として耐力を調節する。鋼材・コンクリートには柱と同様のモデルを使用する。

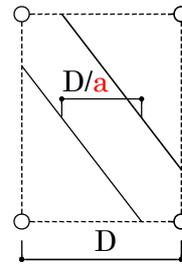


図 2.7 接合部パネルモデル

c) モデル精度検証

モデル変数の再現性を確認するため、図 2.8 に示すような $\gamma = 5.0\%$ までの単調せん断漸増载荷及び $\gamma = 0.04\%, 1.0\%, 3.0\%, 5.0\%$ における各 2 サイクル繰返し漸増载荷を行った。

図 2.9 にモデル変数の再現性を示す。モデル変数 Q_u に対し若干の余裕があるが、パネル係数 a によるモデル化は妥当であると判断した。

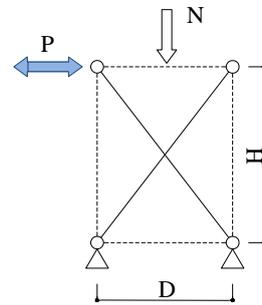
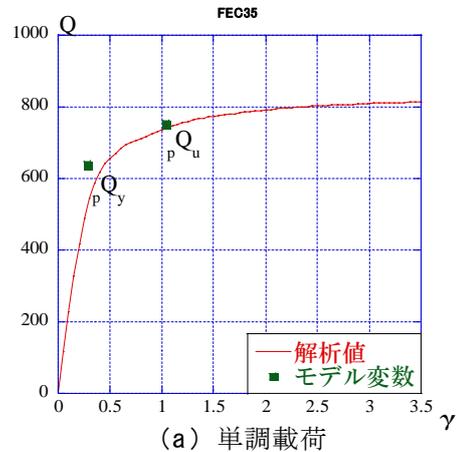
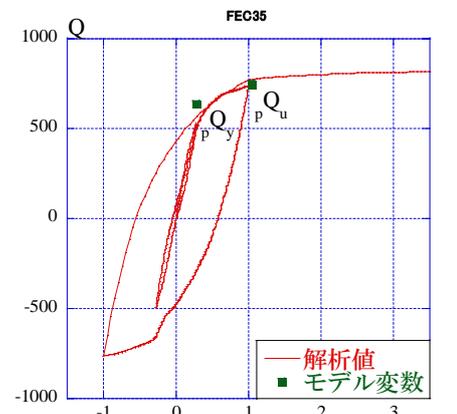


図 2.8 载荷条件



(a) 単調载荷



(b) 繰返し载荷

図 2.9 モデル変数の再現性

(3) 実験との整合性

以上より定義された接合部局部要素及び接合部パネル要素を用いて、図 2.10 に示すような CFT 柱梁接合部モデルを提案する。

図中の 4 本の短材が接合部局部要素、2 本の斜材が接合部パネル要素に該当する。

その他、点線は剛部材、黒丸は剛接合、白丸はピン接合を表している。

次にモデル精度検証の代表例を示す。実験概要を以下に示す⁵⁾。

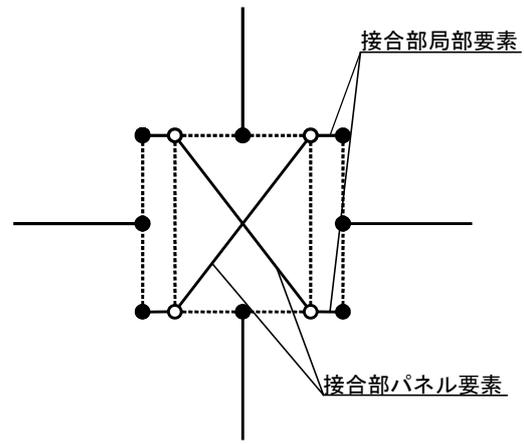
- ・加力条件は、図 2.11 に示すような角型 CFT 柱と H 型鋼梁で構成された外ダイヤモンドフレーム及び通しダイヤモンドフレーム接合十字型骨組試験体に、軸力比 0.3 の一定軸力 N と地震力に対応する逆対称の梁端鉛直荷重 P を作用するものである。
- ・柱鋼管は $\square - 200 \times 4.5\text{mm}$ 、梁は $H - 200 \times 130 \times 6 \times 9\text{mm}$ 、ダイヤモンドフレーム寸法は幅 $h_s = 53\text{mm}$ 、厚さ $t_s = 9.0\text{mm}$ である。鋼管は STKR400、その他の鋼材は SM490 であり、コンクリート強度は 37.7N/mm^2 である。

実験結果と解析結果の比較を図 2.12 に示す。破線が実験値、実線が解析値を表している。

(a) の梁端荷重—梁部材角関係、(b) のパネルせん断カーブ—パネルせん断変形角関係は共に良く一致している。

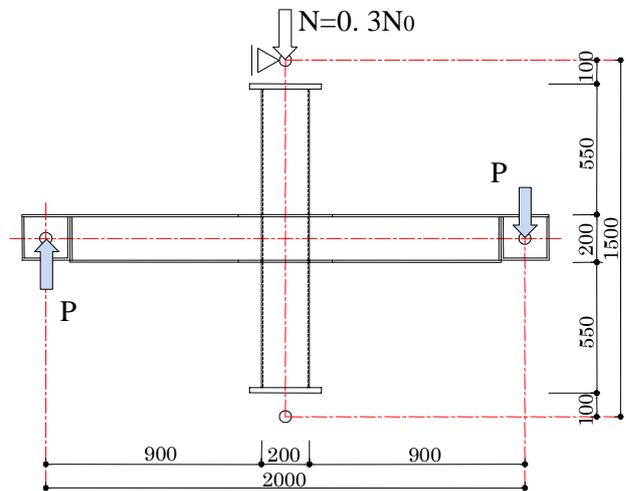
(c) の梁フランジ軸方向力—接合部局部変形関係においては、各サイクルにおける最大変形を捉えている。接合部局部の履歴性状について、若干の誤差が見られるが、これは使用解析プログラム上、MP モデルのヒステリシスカブが制御外であることが一因と考えられる。

以上より、本モデルは概ね CFT 柱梁接合部の実挙動を捉えていることを確認した。よって、以降接合部局部の履歴性状の誤差による影響を踏まえ、本モデルを用いて骨組解析を行う。



短材	接合部局部要素
斜材	接合部パネル要素
点線	剛部材
●	剛接合
○	ピン接合

図 2.10 CFT 柱梁接合部モデル



柱	$\square - 200 \times 4.5$
梁	$H - 200 \times 130 \times 6 \times 9$
ダイヤモンドフレーム	$h_s = 35, t_s = 9$

図 2.11 十字型骨組試験体

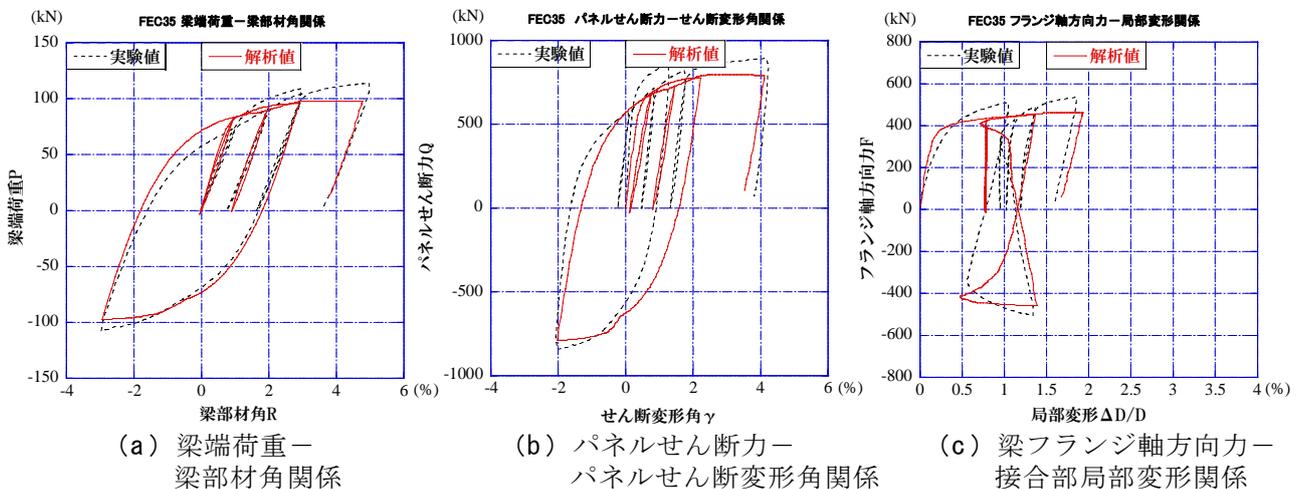


図 2.12 実験結果と解析結果の比較

3. 骨組解析

(1) 解析概要

本解析は一次元有限要素モデルに基づく幾何学的非線形性を考慮した骨組解析プログラムによる静的及び時刻歴応答解析である⁹⁾。鉛直荷重及び質量は柱梁接合部及び梁中央に集中荷重として与える。

解析モデルは図3.1に示すような斜線部構面の6層及び12層骨組である。骨組の各部材断面は、1次設計用地震下で許容応力度以下であること及び最大層間変形角が1/200以下であることを要件とする。

設計用層せん断力は第二種地盤を対象とし、Ai分布に従うものとする。地域係数Z = 1.0, 設計用固有周期T = 0.03h (h: 建物高さ)とし、単位床面積当たりの重量は8kN/m²とする。柱梁は各層同一断面とし、柱断面は節点柱梁耐力比で決まるものとする。

入力地震波には地動最大速度PGVを100kineに増幅したLA20波を使用する。

主な解析変数は式(29)で表される接合部係数αであり⁷⁾、本研究ではダイアフラム幅によってαの値を調節する。以降α = 0.8, 1.0, 1.2, 1.3, 1.5, 2.0における結果を示す。

$$\alpha = \frac{M_{ry}}{M_{pb}} \quad (29)$$

M_{ry} : 接合部局所の最大耐力
 M_{pb} : 梁の全塑性モーメント

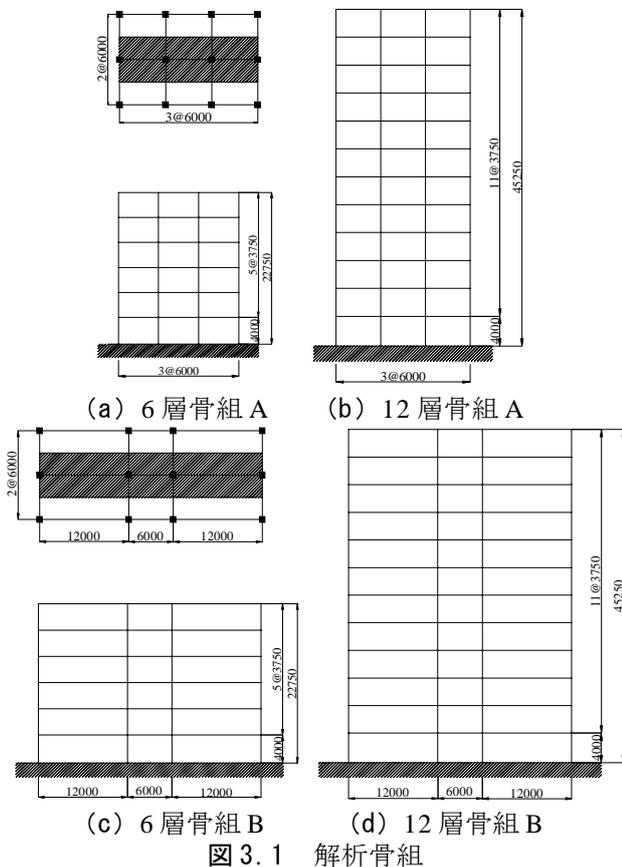


図3.1 解析骨組

(2) 静的解析

a) 層間変形角

図3.2に層せん断力と層間変形角の関係を示す。荷重条件は最上層変位が建物高さの2%に達するまでの一方向載荷であり、外力分布はAi分布に基づくものとする。

プッシュオーバー解析の結果、6層骨組では3層、12層骨組では5層において、変形量が最大となるため、以降3層・5層の中柱の解析結果について示す。

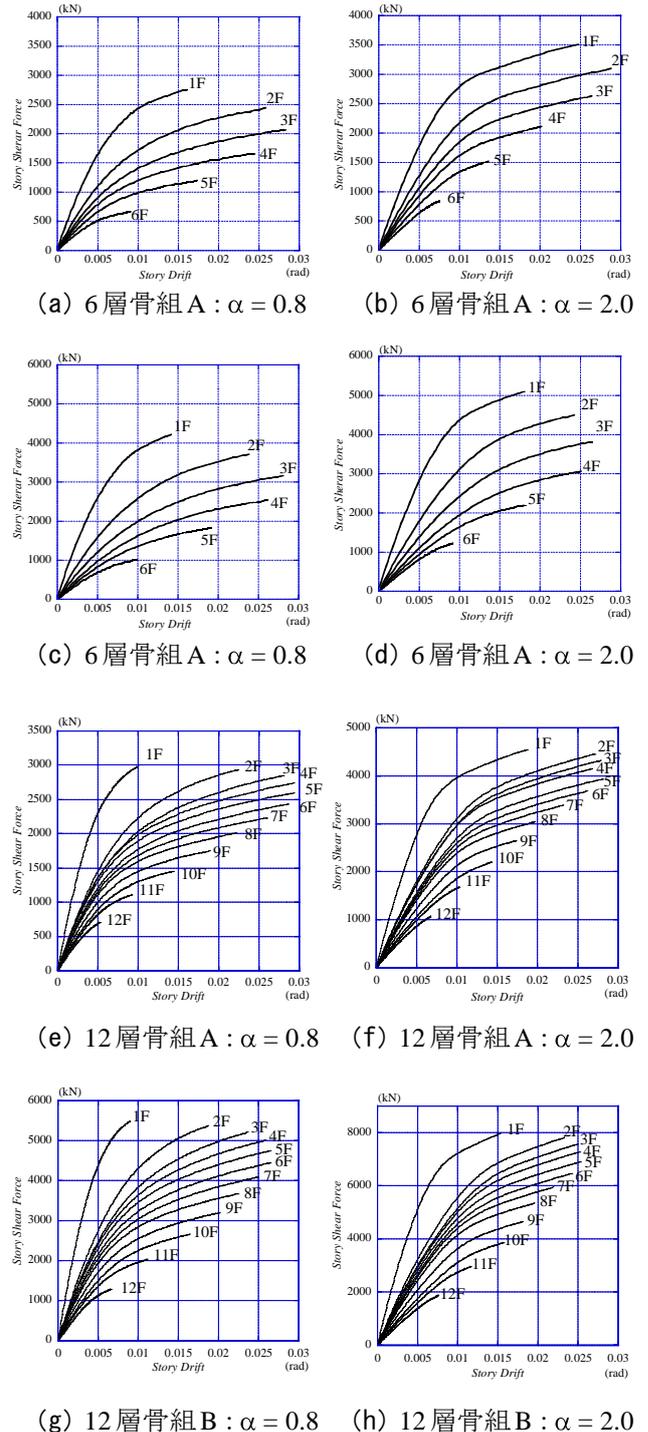


図3.2 層せん断一層間変形角関係図

b) 無次元化変形

図 3.3 に接合部係数 α と梁・接合部局部の損傷の関係を示す。接合部局部は無次元化局部変形 $\Delta D/D$ の最大値、梁は接合部局部から 100mm までを端部と見なし算出した歪の最大値で損傷を評価する。 α が小さい程、接合部局部に変形が分散され、梁の損傷が緩和されていることが確認できる。

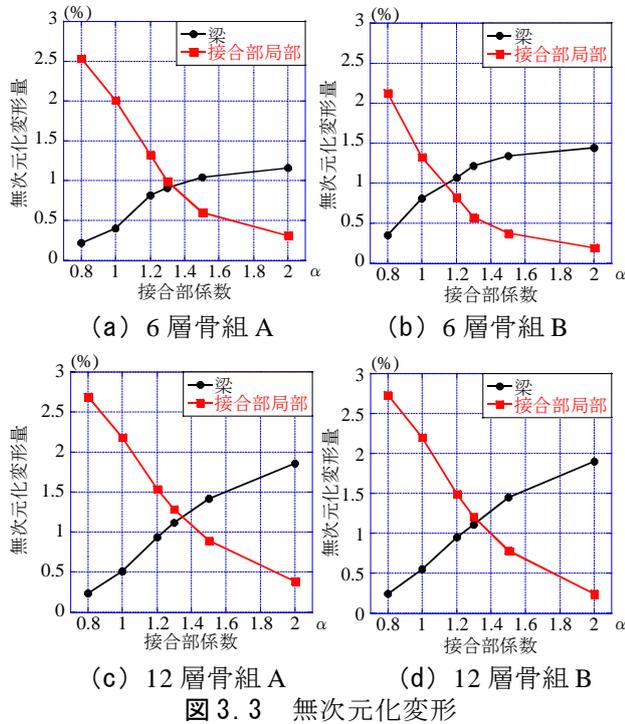


図 3.3 無次元化変形

(3) 動的解析

a) エネルギー吸収量

図 3.4 に接合部係数 α と各部材のエネルギー吸収量の割合の関係を示す。 α の変化により接合部局部と梁の値は大きく推移するため、 α を考慮した設計の必要性が確認できる。

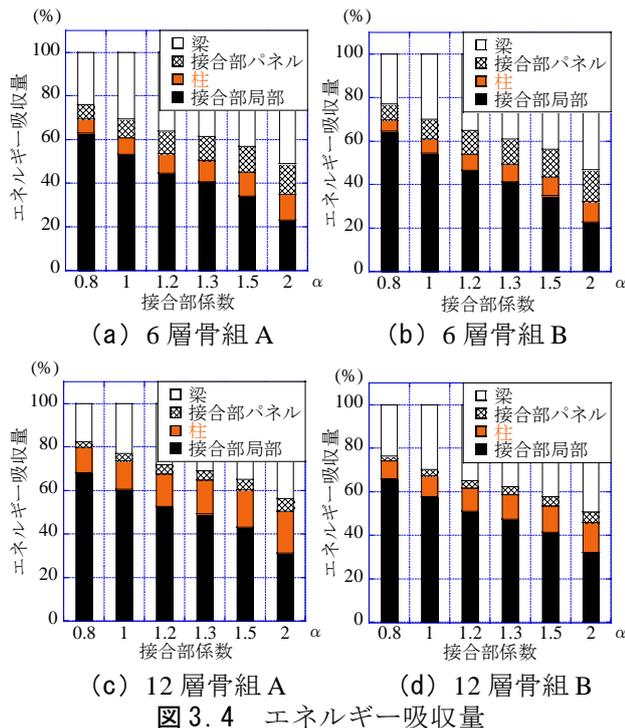


図 3.4 エネルギー吸収量

b) 累積塑性変形倍率

図 3.5 に接合部係数 α と梁の損傷 η の関係を示す。 η は接合部局部から梁成までを端部と見なし、解析終了時のエネルギー吸収量を弾性エネルギーで除することで算出した。長スパン骨組の方が α による影響が大きく、 $\alpha = 0.8$ と $\alpha = 2.0$ を比較すると、梁の損傷は 5 割程度緩和されていることが確認できる。

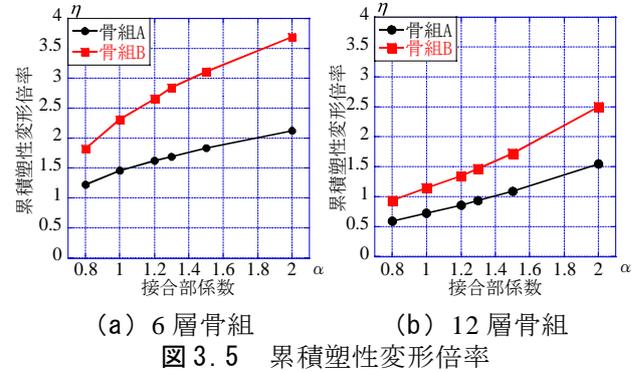


図 3.5 累積塑性変形倍率

c) 無次元化局部変形

図 3.6 に接合部係数 α と接合部局部の損傷 $\Delta D/D$ の関係を示す。 $\alpha = 0.8$ においても $\Delta D/D$ は最大 1.2% 程度であり、ひび割れ・破断が生じるとされる最大耐力時の変形 3% を下回っている。

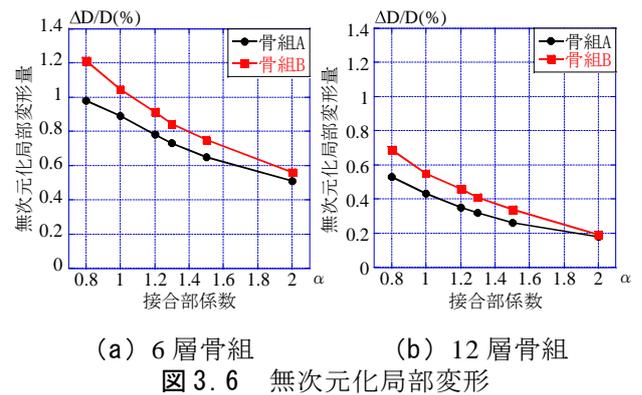


図 3.6 無次元化局部変形

c) 累積無次元化局部変形

図 3.7 に接合部係数 α と接合部局部の損傷の累積値 $\Sigma \Delta D/D$ の関係を示す。 $\alpha = 0.8$ においても $\Sigma \Delta D/D$ は骨組 A で 7% 程度、骨組 B で 10% 程度である。過去の研究においては、 $\Sigma \Delta D/D \approx 20\%$ でひび割れ・破断を生じる場合が多い⁸⁾⁹⁾。よって、接合部局部は $\alpha = 0.8$ においても変形性能に余力があると判断できる。

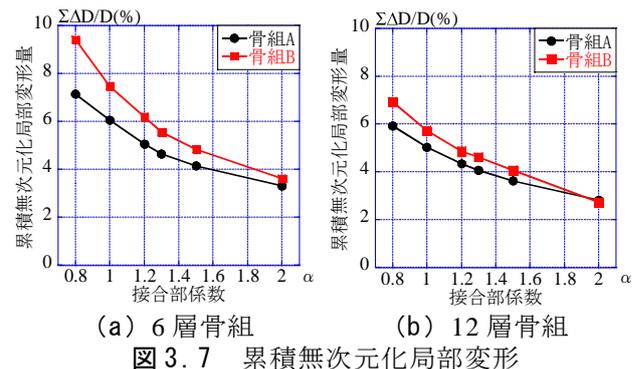


図 3.7 累積無次元化局部変形

4. 結論

以上より得られた結論として、以下4点を示す。

- ・提案した接合部局部要素・接合部パネル要素を用いて構成されたCFT柱梁接合部モデルの解析値は、実験値と良い一致を示す。
- ・接合部係数 α を小さくすることで梁端の損傷を緩和することが可能である。
- ・接合部係数 α による影響は、長スパン骨組の方が大きい。
- ・本研究の解析条件下では、接合部係数 $\alpha = 0.8$ においても接合部局部の変形性能に余力が見られる。

総括：接合部係数 α を2.0から0.8にすることで、梁の損傷は半減され、層間変形角1/60程度においてもCFT柱梁接合部の変形性能に余力があることを確認した。

謝辞：本研究を進めるにあたり、ご指導頂いた吉田遼一氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- 2) 孟令樺，大井謙一，高梨晃一：鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル，日本建築学会構造系論文集，No.437，pp.115-124，1992.7
- 3) 孫玉平，崎野建治，吉岡智和：直線型横補強筋により拘束された高強度RC柱の曲げ性状，日本建築学会構造系論文集，第486号，pp.95-106，1996.8
- 4) 河野昭彦，松井千秋，村井望：コンクリート充填角型鋼管柱とH型鋼梁のダイヤフラム補強型接合部の局部変形に対する荷重-変形関係モデル，鋼構造論文集 第5巻 第17号，pp115 - 127,1998
- 5) 河野昭彦，松井千秋，村井望：コンクリート充填鋼管とH型鋼梁からなるダイヤフラム補強型接合ラーメン架構の荷重-変形関係モデル，鋼構造論文集 第5巻 第17号，pp93 - 104,1998
- 6) A. Kawano and K. Sakino: Seismic resistance of CFT trusses, *Engineering Structures*, pp.607-619, 25, 2003
- 7) 2007年度版建築物の構造関連技術基準解説書，国土交通省監修
- 8) 新都市ハウジング協会：CFT柱梁接合部パネルの弾塑性性状に関する実験報告書，1999.3
- 9) 松井千秋，河野昭彦，李熾曙：中空およびコンクリート充填角形鋼管柱とH形鋼梁の新接合形式に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.486，pp133-142，1996.8

RESEARCH & DEVELOPMENT OF BEST DESIGN METHOD OF BEAM-COLUMN LOCAL JOINTS IN CFT MULTI-STORY FRAMES UNDER STRONG EARTHQUAKES

Keisuke Ikeda and Akihiko KAWANO

There is a trend that for the Weak-Beam-Strong-Column CFT frames, the panel strength of the joints will become higher. Hence, the damage concentration will occur at the end of beam, and the deterioration of seismic performance may happen. In this study, a CFT Beam-Column joint model is proposed. By doing the frame analysis, the optimum balance between local joints and beam is studied to exert the frame's maximum seismic performance. As to the model, based on the former research, the analysis components are considered on local joints and joint' panels and the verification of the model's accuracy is conducted by comparing the experimental result of Cross-Shaped frame specimens. For the frame analysis, the static and time history response analysis is conducted by considering the joint coefficient α as the parameter. The deterioration's transition of local joints and beam is checked by varying the α , also, the optimum design method is investigated.