

H形鋼組柱を外殻に使用した超高層架構システムの開発 その3 直交梁を剛接した接合部の実験

田原 健一 佐々木 聡
森 貴久^{*1} 平松 剛^{*1}
永雄 健一^{*1}

概 要

超高層建物に用いることを主眼に置いた、従来のラーメン構造とは異なる架構形式を考案した。この架構システムは外周構面のせん断剛性を増大させ外殻の構造骨組みに水平力を多く負担させることを意図し、2本のH形鋼を短い梁状の部材で接合し組柱を外周部の柱として配置している。既報その1では、1層の柱をモデル化した試験体に対して逆対称曲げ加力実験について、その2では外周構面のうち柱梁接合部周辺を十字形にモデル化した試験体による実験について報告した。

本構法では、外周構面に直交する方向については、2本のH形鋼柱の弱軸方向であり、また、直交梁が2本の柱の間のつなぎ梁に対して接続するので、ピン接合することが力学的には明確であるが、ここを剛接合としたい場合も設計的に存在する。本報では、外周構面に直交梁を剛接合した柱梁接合部をT形にモデル化した試験体を用いた実験について報告する。

Study on structural system for high-rise buildings using coupled H-shaped columns on exterior frames Part 3: Summary and results of loading tests on coupled columns to transverse H-shaped beam connection

Abstract

A structural system for high-rise buildings that is different from the conventional moment frame is proposed in this paper. This system aimed to concentrate the lateral force into the exterior frame by using a coupled H-shaped column on the exterior frame joined with some short beams. Previous papers (parts 1 and 2) reported the results and evaluation of experiments to investigate the basic structural performance of this system.

In this construction system, the transverse beam is connected to the connecting beam between the two columns. It is mechanically clear to join the transverse beam with a pin joint. However, there are also a cases where it is desired to make this a rigid joint. In this paper, we report on an experiment using a test specimen of a beam-column joint in which a transverse beam was rigidly joined to this construction system.

キーワード: 超高層建物、H形鋼組立柱
軸ひずみ、骨格曲線、局部座屈
多軸応力状態

^{*1}大和ハウス工業 総合技術研究所

§1. はじめに

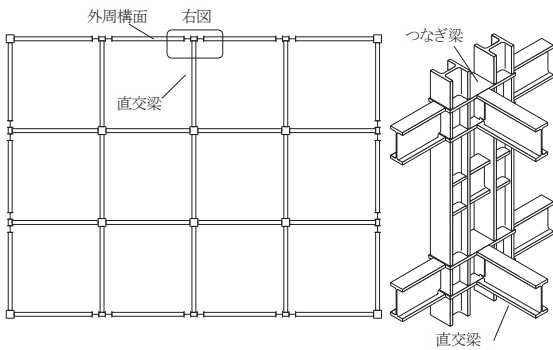
チューブ構造や Diagrid 構造¹⁾、外周柱を RC 壁柱とした構造²⁾など耐震要素を建物の外周部に集中配置した外殻構造は、転倒モーメントへの抵抗性能、コア部の計画の自由度、振れ剛性の高さなどの利点から、超高層建物の構造として用いられる場合がある。

同様の思想から、超高層建物の外殻部分に使用するための、H 形鋼 2 本を外殻構面方向に並べ、大梁および階高の中間レベルで H 形鋼を用いて連結した組立柱のフレーム(図 1 参照)を開発している。本稿では一連の実験³⁻⁴⁾の1つを報告する。組立柱に取付く直交梁は 2 本の H 形鋼をつなぐ「つなぎ梁」に接続し、ピン接合とすることを基本としているが、直交梁のたわみ軽減や層剛性の向

上を目的に、ここを剛接合とする場合が考えられる。本稿では、この場合の接合部耐力、つなぎ梁の変形状態と直交梁変形への影響、応力状態、柱の耐力について検討する。

§2. 実験概要

加力装置を図 2、試験体形状を図 3、試験体一覧を表 1、使用材料を表 2に示す。試験体は4体である。すべての試験体で柱梁の長さ、柱の間隔、直交梁の断面は共通で、つなぎ梁の断面と接合形式、柱断面が各試験体で異なる。試験体1、3、4はつなぎ梁のフランジと通しダイアフラムが一体となっており、うち試験体3のみフランジが厚い。試験体2のみ柱貫通形式の接合でつなぎ梁断面が小さい。試験体4は試験体1と柱断面のみ異なる。直交梁はウェブをボルト接



(a) 架構全体の平面図 (b) 部分斜視図
図 1 検討対象

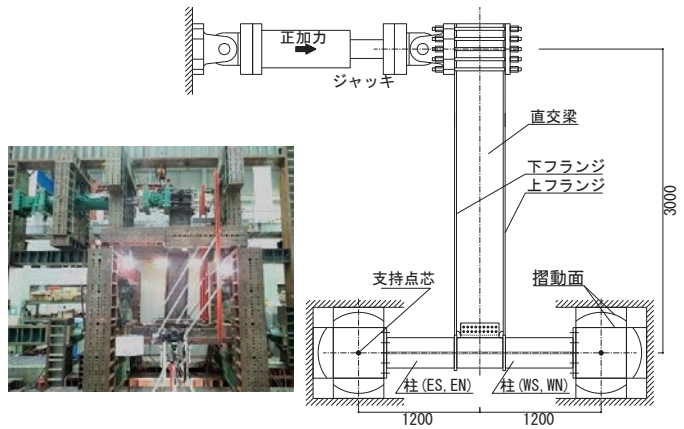
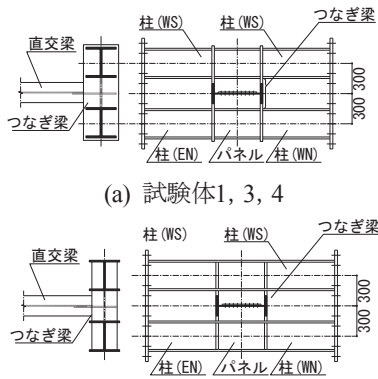


図 2 加力装置

表 1 試験体一覧

		試験体1	試験体2	試験体3	試験体4
柱・パネル部		BH-300×300×19×19			BH-300×300×12×12
直交梁		SH-500×200×9×19			
つなぎ梁		BH-500×350×16×25	BH-500×250×16×25	BH-500×350×16×28	BH-500×350×16×25
		梁貫通形式	柱貫通形式	梁貫通形式	梁貫通形式
全塑性耐力 ^{※1} kN	実験 ^{※2}	373.0	362.7	375.8	357.2
	計算	354.6	354.6	354.6	354.6
最大耐力 ^{※1} kN	実験	514.6	492.2	510.1	494.4
破壊モード		直交梁 梁端破断	直交梁 梁端破断	直交梁 梁端破断	直交梁 フランジ座屈

※1：層せん断力に換算、※2：General Yield Point法による



(a) 試験体1, 3, 4 (b) 試験体2
図 3 試験体形状

表 2 鋼材の力学的性質

鋼種	板厚 [mm]	降伏耐力 [MPa]	引張強さ [MPa]	伸び [%]	使用部位
SN490B	9	382	572	17.2	直交梁ウェブ
	12	396	562	19.2	柱フランジ・ウェブ
	16	383	543	22.1	つなぎ梁ウェブ
	19	395	548	24.0	柱フランジ、ウェブ
	25	340	523	26.0	直交梁フランジ、試験体2のつなぎ梁フランジ
SN490C	25	359	536	25.9	試験体1、4のつなぎ梁フランジ兼ダイアフラム
	28	342	513	26.6	試験体3のつなぎ梁フランジ兼ダイアフラム

合、フランジを工事現場溶接の想定とした(上側レ型開先、鋼製エンドタブ使用)。

柱端部の一端をピン支持、他端をローラー支持とし、梁の先端付近をジャッキで加力した。载荷パターンは正負交番漸増繰返しとした。図 2 右方向を正加力(直交梁上フランジが圧縮側)とした。すべて、耐力低下が発生するまで加力した。ジャッキ荷重及び各部の変形、ひずみを計測した。

§3. 実験結果

3.1 結果の概要

図 4 に層せん断力-層間変形角関係と、正負それぞれ

の骨格曲線を示す。図中×印は直交梁フランジが全幅にわたって破断した点、点線は直交梁の全塑性耐力の計算値である。試験体4のみ、破断が見られなかったために負側に引き切った。表 2 中に実験結果一覧を示す。

全ての試験体で安定した履歴を描いており、層間変形角 1/20 に至るまで耐力低下を生じなかった。また、全ての試験体で全塑性耐力の実験値が直交梁の全塑性耐力の計算値よりやや大きいのが概ね対応した。

図 5 に破壊状況の写真を示す。試験体1, 2, 3は直交梁フランジのスカラップ底を起点とした破断、試験体4は直交梁フランジの局部座屈により耐力を喪失した。

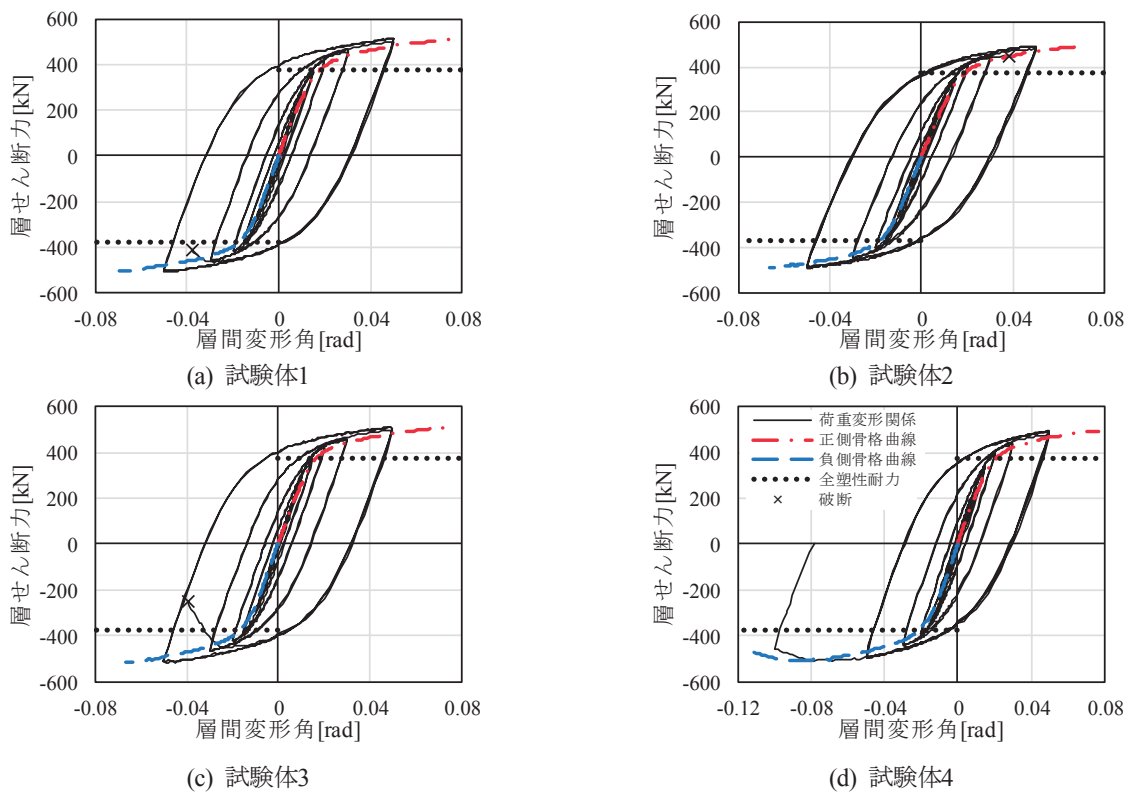
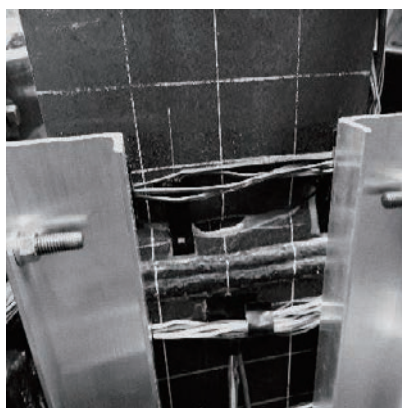


図 4 荷重変形関係と全塑性耐力の計算値



(a) 試験体1



(b) 試験体2

図 5 破壊状況

3.2 つなぎ梁の変形と直交梁の変形に与える影響

図 6はつなぎ梁の断面が異なる試験体1、2について、最初におよそ全塑性耐力に達した時点(いずれも正側加力時)での、つなぎ梁の上下フランジ(ダイアフラム)の鉛直方向の変位の分布をプロットしたものである。試験体1、2とも中央の変位が最も大きく計測点3で最も変位が大きい。また、試験体2では計測点2や4と計測点3の変位の差が大きいので計測点3が突出した分布形状となった。

梁の内法のうち、つなぎ梁の変形とみなす範囲を図 6中のa、a'区間の変形と考え(a、a'区間の変形は計測点2と3、3と4の線形補間から求める)、上フランジのaとa'区間の変形

の平均と、下フランジの同値の差をフランジ芯間距離で除した値をつなぎ梁の捩れ角と考える。図 7は直交梁の部材角、直交梁の部材角とつなぎ梁の捩れ角の和と層せん断力との関係を示したものである。つなぎ梁の捩れ角は即ち直交梁の基部の回転角であり、直交梁の変形が増加している。図示していない試験体3、4を含め、つなぎ梁の断面が最も小さい試験体2で最も変形の増加が大きい。

各載荷ピークにおける直交梁部材角・つなぎ梁捩れ角の関係を図 8に示す。同図中に直交梁部材角に対するつなぎ梁捩れ角の割合を示す。この割合は試験体1で5%程度、試験体2で5~14%程度だった。

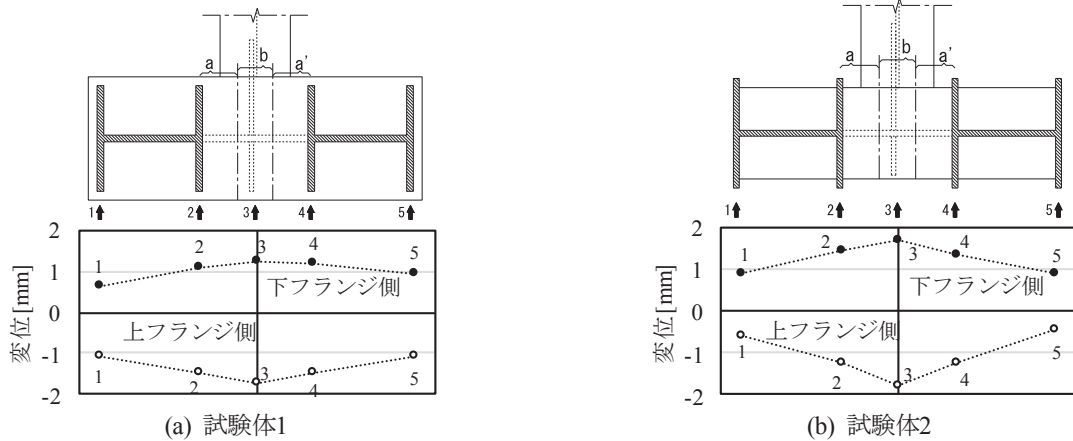


図 6 つなぎ梁およびダイアフラムの変形

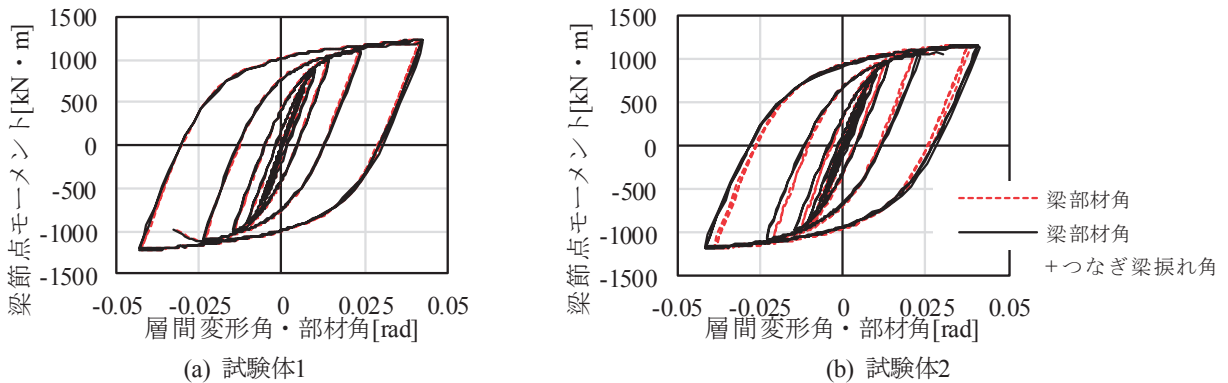


図 7 直交梁の変形とつなぎ梁捩れを含む変形の比較

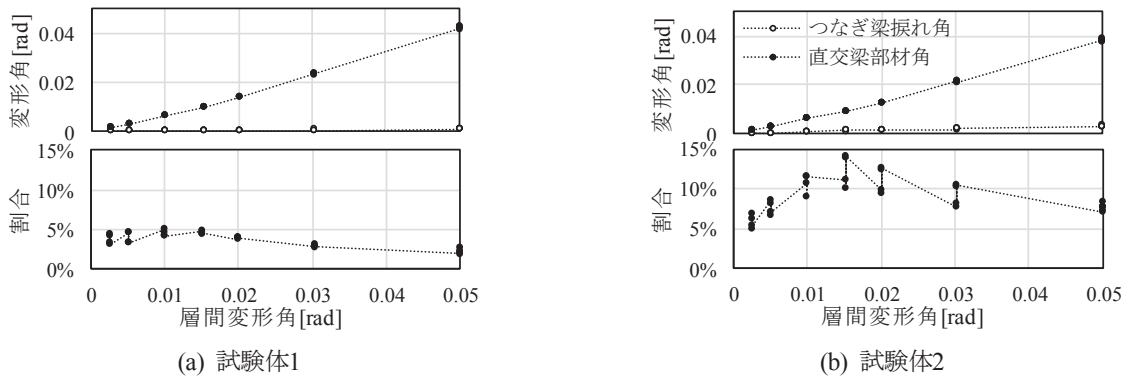


図 8 ピーク時の直交梁部材角、つなぎ梁捩れ角および 直交梁部材角に対するつなぎ梁捩れ角の割合

3.3 つなぎ梁の応力伝達性状

梁端部からつなぎ梁にかけての応力伝達について検討する。最初におよそ全塑性耐力に達した時点における、つなぎ梁の上下フランジのせん断ひずみを図 9 に示す。つなぎ梁のフランジのせん断ひずみは直交梁の取付側で降伏に達したものの、全断面の降伏には至らず、つなぎ梁には直交梁からの応力の伝達能力が残存していたと言える。また、つなぎ梁の断面が大きい試験体はつなぎ梁の断面が小さい試験体2よりひずみが小さかった。

なお、耐力の計算値について比較すると、つなぎ梁の断面が最も小さい試験体2で、直交梁フランジの軸耐力は1700 kN、つなぎ梁のせん断耐力は両側で2454 kN(応力分布が均一と仮定)であり、設計上も必要な耐力を有していた。

3.4 直交梁から偏芯曲げを受ける柱の挙動

柱の耐力が相対的に低い試験体4を対象に、柱の曲げ耐力の計算値と実験結果の対応について分析する。

図 10は柱のせん断力と部材角の関係を示したものである。部材角は柱の内側フランジの位置と外側フランジの位置で計測した部材角の平均としている。図 10中の赤・青線、はそれぞれ正負の骨格曲線、○印は実験結果から定めた(1/3 Slope Factor法)全塑性耐力である。表 3に全塑性耐力の実験値および後述の計算値を示す。

本実験で用いた加力装置は、正加力時にはWN、WS柱側、負加力時にはEN、ES柱側の端部がピン支持、反対側の端部はローラー支持となる(図 2参照)。そのためピン支持側の柱にはジャッキ荷重の反力として圧縮軸力が作用し、反対側の柱には軸力は作用しない。実験結果の全塑性耐力について正負で比較すると、圧縮軸力が作用する側の柱より、軸力が作用しない柱の全塑性耐力の方が高い。

図 10中の灰色実線は弾性剛性と全塑性耐力の計算値である。全塑性耐力の計算値は弱軸方向の塑性断面係数と降伏耐力の積である。実験の初期剛性と弾性剛性の計算値は概ね対応していることが分かる。一方、軸力が作用しない柱の全塑性耐力の実験値は計算値よりやや低い。

本実験では柱がH形鋼の弱軸曲げとなっているため、強軸曲げの場合と異なり、面内曲げとせん断力を受けるフランジが断面性能に対して支配的である。そのためフランジのせん断力負担の影響が無視できないと考えられる。そこで、柱が受けるせん断力の影響を考慮して計算することを考える。計算方法の詳細は付録に示す。全塑性耐力(計算値その2)を図 10中に黒破線および表 3中に示す。全塑性耐力の計算値その2は、前述の塑性断面係数と降伏耐力の積で求めた全塑性耐力の計算値より低くなり、軸力が作用しない柱の全塑性耐力の実験値と概ね対応していることが分かる。

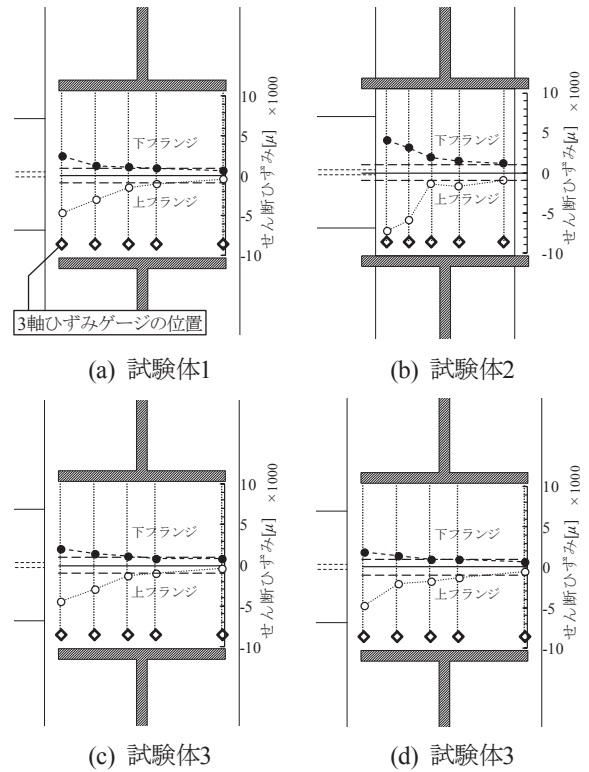


図 9 全塑性時のつなぎ梁フランジのひずみ

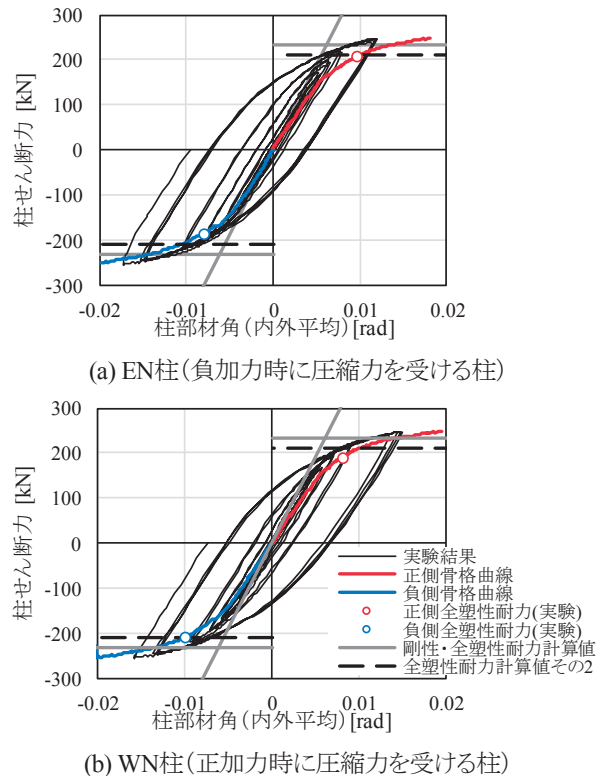


図 10 柱のせん断力一部材角関係と骨格曲線(試験体4)

表 3 試験体4の柱の全塑性耐力

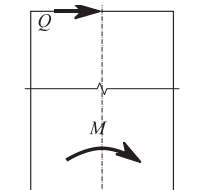
柱	実験値	計算値	計算値その2
EN	208 kN(正) 186 kN(負)	232 kN	211 kN
WN	193 kN(正) 210 kN(負)		

§4. まとめ

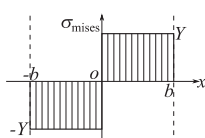
H形鋼柱2本を短梁(つなぎ梁)で接続した組み立て柱のつなぎ梁に直交梁を剛接合した柱梁接合部について、つなぎ梁の断面および柱の断面を主因子とした曲げ実験を行い、以下の結論を得た。

1. つなぎ梁の梁幅の違いがつなぎ梁の変形の大きさや分布形状に影響した。
2. 梁変形に付加されるつなぎ梁の捩れ変形の影響はつなぎ梁断面が大きい標準的な試験体1で5%程度、最もつなぎ梁の断面が小さい試験体2で5~14%程度だった。
3. 最もつなぎ梁の断面が小さい試験体2を含むすべての試験体で直交梁全塑性時につなぎ梁のフランジは全断面降伏しておらず、直交梁のモーメントの伝達能力を十分に保有していた。
4. 柱断面が最も小さい試験体4において、柱の全塑性曲げ耐力の実験値はせん断力の影響を考慮した弱軸曲げ全塑性耐力の計算値と概ね対応した。

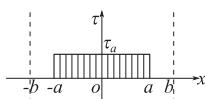
付録



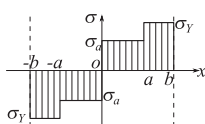
(a) 片持梁の応力



(b) 相当Mises応力



(c) せん断応力



(d) 軸応力

付図1 応力分布

せん断力 Q を受ける材長 l 、梁幅 B のH形鋼弱軸曲げ片持梁を考える(付図1)。せん断力とモーメント M との関係は、

$$M = Ql$$

断面内の相当Mises応力が付図1(b)のような2つの矩形分布であると仮定する。 $b = B/2$ とするとき、せん断ひずみ分布を付図1(c)のような区間 $-a < x < a$ で大きさ τ_a の矩形分布と仮定する。位置 x のせん断応力度分布は、

$$\tau(x) = 0 \quad [x < -a, a < x]$$

$$\tau(x) = \tau_a \quad [-a < x < a]$$

平面応力場で材軸直交方向の直応力を無視すると、Misesの降伏条件は下式である。

$$\sigma^2 + 3\tau = Y^2$$

σ の分布形は(付図1(d))、

$$\sigma(x) = Y \quad [x < -a, a < x]$$

$$\sigma(x) = \sigma_a \quad [-a < x < a]$$

τ_a は、Misesの降伏条件により下式を満たす。

$$\sigma_a^2 + 3\tau_a^2 = Y^2$$

$$\tau_a = \sqrt{\frac{Y^2 - \sigma_a^2}{3}}$$

ただし、 $\tau_a \leq Y/\sqrt{3}$

せん断力をフランジのみで負担すると考えるとき、

$$Q = 2t_f \int_{-b}^b \tau(x) dx = 4t_f a \tau_a = 4t_f a \sqrt{\frac{Y^2 - \sigma_a^2}{3}}$$

曲げモーメントは、ウェブを無視すると、

$$M = 2t_f \int_{-b}^b x \sigma(x) dx = 2t_f (a^2 \sigma_a + b^2 Y - a^2 Y)$$

$M = Ql$ を満たす a と τ_a の組合せは無数に存在するが、

その a と τ_a に対応する M と Q は一定に定まる。

参考文献

- 1) Terri Meyer Boake: Elegant Structures: Diagrids take to the sky, IABSE CONFERENCE NARA 2015, IABSE Report vol. 104
- 2) 山川慶二、杉山智昭、西川泰弘、成原弘之、勝田庄二: 梁側面が柱幅よりも外側に偏心した RC 造柱梁接合部の構造性能に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 419-424, 2010.7
- 3) 2015. 5 田原健一、佐々木聡、桐山尚大、森貴久、平松剛、永雄健一: H形鋼組柱を外殻に使用した超高層架構システムの開発 その1 柱の逆対象曲げ実験、フジタ技術研究報告、第54号、pp. 49-54, 2018
- 4) 桐山尚大、佐々木聡、田原健一、森貴久、平松剛、永雄健一: H形鋼組柱を外殻に使用した超高層架構システムの開発 その2 柱梁接合部の十字型実験、フジタ技術研究報告、第54号、pp. 55-60, 2018
- 5) 佐々木聡、田原健一、森貴久、平松剛、永雄健一、桐山尚大: H形鋼組立柱を外殻に使用した超高層架構システムの研究 その1~5、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造III、pp. 831-840, 2018.9.
- 6) 田原健一、佐々木聡、森貴久、平松剛、永雄健一: H形鋼組立柱を外殻に使用した超高層架構システムの研究 その6 直交梁を剛接した接合部の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造III、pp. 907-908, 2019.9.

ひとこと



田原健一

新たな架構システムの開発という未経験の研究テーマでしたが、3年間を経て、本構法の開発に一区切りができました。今後、本構法を適用した超高層鋼構造建物が世に出ることを期待して止みません。