

3.2.8 実用的解析技術を用いる架構実験応答評価

(1) 業務の内容

(a) 業務の目的

既存高層建物の安全性確保、高機能性確保の観点から、長周期地震動を受ける高層建物の地震時応答評価や効率的な応答低減技術に関わる検討・検証を行うため、E-ディフェンスを活用した実験を実施する等、架構の損傷評価、応答低減技術による損傷軽減効果の定量的評価および機能保持・避難性等に関わる研究開発を進め、安心・安全な高層建物の広い普及のための基礎データを得る。

海溝型の巨大地震により内陸部では数秒以上の卓越周期をもつ長周期地震動が発生し、その地震動を受ける超高層建物の躯体には、多数回の繰り返し変形とともに塑性変形が累積する^{1), 2)}。昨年度（平成19年度）実施されたE-ディフェンスによる実験では、1980年以前に建てられた初期の超高層建物の柱梁接合部詳細を再現した鉄骨骨組に対して、長周期地震動を受ける超高層建物の応答を与えた。本項目では、まず、骨組の構造特性を検証する。柱梁接合部のうち、梁端部のモーメントと回転角の関係をできるだけ簡単にモデル化することを方針とし、最終的には、これを数値解析に組み込んで地震応答特性を検証する。

(b) 平成20年度業務目的

長周期地震動を受ける高層建物の躯体には、多数回の繰り返し変形とともに塑性変形が累積する^{1), 2)}。昨年度実施されたE-ディフェンスによる実験の結果、現場溶接形式の柱梁接合部が、複数箇所、現在予測されている長周期地震動を受けて破断した。この結果を踏まえれば、既存の超高層建物群の柱梁接合部、特に、初期の現場溶接形式接合部に対して補強を施す耐震改修が必要となる。平成21年度に計画されるE-ディフェンス実験では、昨年度の試験体を基本として、その骨組に補強を施して保有性能（強度、剛性、強度劣化）が検証される。一方、現時点で、その性能に関して参照できる資料は極めて少ない。地震応答解析では、その保有性能を適切にモデル化して組み込む必要がある。

平成20年度は、部材実験により、提案される補強を施した柱梁接合部の構造特性を把握し、解析においてモデル化するための資料の蓄積を図る。また、梁端が破断する場合の梁端部のモーメントと回転角の関係を定義し、解析に組み込む作業も行う。

(c) 担当者

所属機関	役職	氏名
京都大学防災研究所	准教授	日高 桃子
独立行政法人防災科学技術研究所	センター長	中島 正愛
兵庫耐震工学研究センター	主任研究員	長江 拓也
	客員研究員	福山 國夫

(2) 平成 20 年度の成果

(a) 業務の要約

部材実験により、提案される補強を施した柱梁接合部の構造特性を調べ、現場溶接形式の柱梁接合部に対する複数種類の補強を用意し、最大耐力、塑性変形能力を定量的に把握した。この内容は、来年度（平成 21 年度）に計画される E-ディフェンス実験の結果と組み合わせられ、解析においてモデル化するための技術資料となる。梁端が破断する場合の梁端部のモーメントと回転角の関係を定義し、解析に組み込む作業も行った。

(b) 業務の成果

1) 耐震補強を視野に入れた部材実験

a) 実験方法

E-ディフェンスによる実験では、コンクリート床スラブが梁端下フランジの塑性ひずみを増大させる現象が確認された。これを踏まえて、部材実験では、全ての試験体にコンクリート床スラブを取り付けた。試験体の柱梁接合部を図 1 に示す。E-ディフェンス実験における試験体の柱・梁の条件と本実験における柱・梁の条件を表 1、表 2 に示す。表 1 の鋼材の引張試験において両者は同様の値を示す。力学特性を表 2 にまとめている。純鉄骨の全塑性モーメント bM_p には材料実験の結果が反映されている。また、コンクリートの有効圧縮強度を $0.85f'_c$ とし、柱幅を床スラブの有効幅として求めた合成梁の耐力 $cM_p^{(4)}$ は、純鉄骨の bM_p の 1.3 倍程度である。ハンチ試験体はハンチ先端に塑性ヒンジができると仮定し、指針⁵⁾に従って有効幅を定義し、コンクリートの有効圧縮強度を $0.85f'_c$ として計算した。

本実験における梁のせいは 600 mm、幅は 150 mm である。2 体の試験体を製作し、計 4

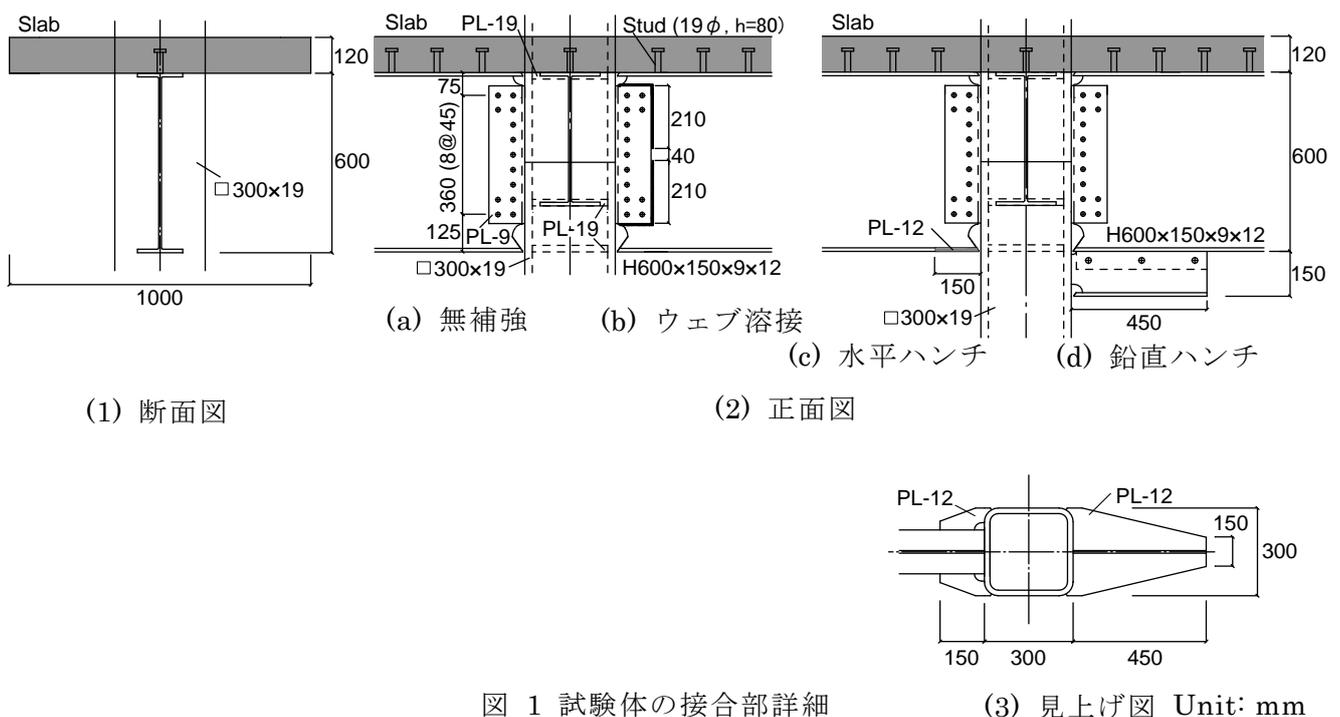


図 1 試験体の接合部詳細

(3) 見上げ図 Unit: mm

表 1 材料試験結果

		σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	0°C (J)
E-defense test	□ 400×25	343	515	
	H 800×199×10×15	377	526	
	Concrete	-	21	
	Charpy test results	Flange		104
		Welding		88
Member test	□ 300×19	435	455	
	H600×150×9×12	Flange	350	508
		Web	358	509
	Haunch	344	508	
	Concrete	-	21.1	
	Charpy test results	Flange		200
Welding			22	

表 2 力学特性

	${}_bM_p$	${}_jM_u/{}_bM_p$	${}_jM_u$	$M_{bc}/{}_bM_p$	${}_cM_p$	${}_cM_p/{}_bM_p$
E-defense test	1437	0.98	1408	-	1835	1.26
Unretrofitted	635	0.95	602	-	842	1.32
Weld retrofitted	635	1.05	676	-	842	1.32
Wing plate haunch	635	1.23	840	1.06	1122 ^{*1}	1.76
Straight haunch	635	1.34	851	1.19	1260 ^{*1}	1.99

${}_bM_p$: Full plastic strength of unretrofitted bare beam
 ${}_cM_p$: Strength of composite beam
 M_{bc} : Beam end strength while beam section resistance of haunch end reaches ${}_bM_p$.
^{*1} Composite strength of beam end while plastic hinge is formed at haunch end.
 Unit: kN-m



図 2 ウェブ溶接補強の状況

種類の接合部形式を組み込んだ。図 1 に示すように、柱梁接合部には幅 1000mm、厚さ 120 mm の床スラブを取り付けている。同条件下で、4 つの梁を、内ダイヤフラムが組み込まれた通し柱に、柱面でウェブ高力ボルト、フランジ現場溶接により接合した。梁端接合部は、E-ディフェンス実験に組み込まれた梁と同様の考え方で設計されており、接合部強度と全塑性モーメントの比がほぼ等しい。これらのうち、1 つを無補強とし、残り 3 つの梁端に対して、異なる 3 種類の補強を施した。図 2 に、補強の施工の様子を示す。その設計手順は、「3. 2. 2 初期高層建物の構造特性評価」においてまとめられている。

荷重システムは図 3 に示す。階高 3m、スパン 6m を想定している。試験体における、柱の上下両端部と梁の外端部（柱梁接合部と反対側）を反曲点と仮定する。それぞれの接合部を個別に実験するために、実験対象となる梁の外端部を両端ピンのサポートによって固定し、もう一方の梁にはサポートをつけない状態とした。荷重は柱上端部に 1500kN のジャッキによって水平力を与えた。柱上下支点間距離と、柱中心から梁の外端部の支点までの距離は、いずれも 3m である。加力に対する面外方向の動きは、ローラー治具により拘束した。

荷重は、水平ジャッキ高さの水平変位を層間変形と見なし、これを基準として制御した。荷重履歴を図 4 に示す。荷重振幅は層間変形角 0.25 %、0.5 %、1 %、2 %、3 %とした。繰り返し回数は、弾性レベルの 0.25 %、0.5 %荷重を各 2 回とし、1 %、2 %荷重は、既

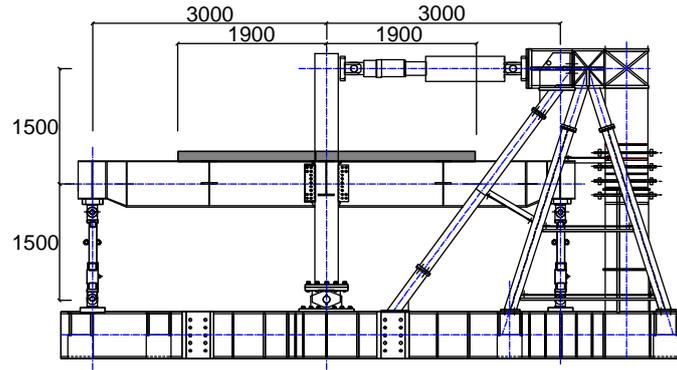


図 3 荷重システム

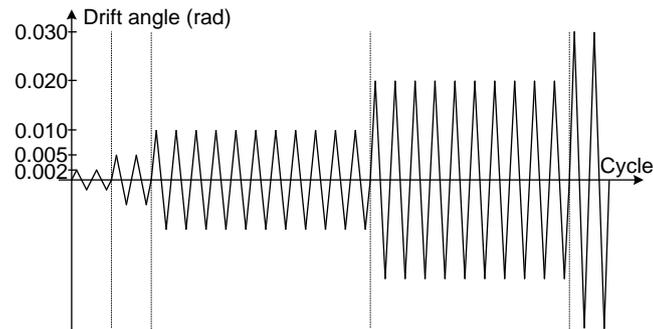


図 4 荷重履歴

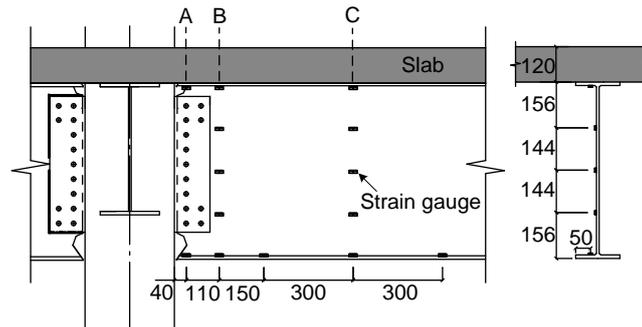
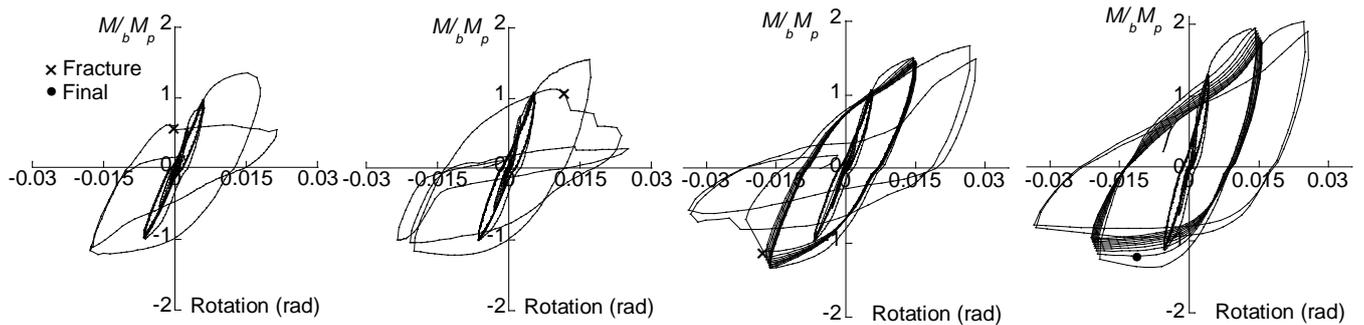


図 5 計測位置

往の研究⁷⁾、およびE-ディフェンス実験の結果を参照して11回、10回とした。3%荷重は、耐力低下の程度を見て繰り返し回数を判断し、荷重を終了した。検討においては、梁の部材角を参照するため、荷重に用いた水平変位を層間変形と見なし、柱の弾性変形と柱梁接合部のパネル部の変形を差し引いて、梁の部材角を算出した。全ての実験に共通するひずみ計測箇所を図5に示す。柱際から40mm位置のA断面に貼付するひずみゲージより塑性ひずみをモニタリングする。柱際から150、600mm位置のB、C断面に貼付する歪ゲージにより、断面のひずみ分布を計測し、応力分布を算出することで、フランジ、ウェブの応力負担状況を調べる。床スラブ内の鉄筋5本にも歪ゲージ貼付した。

b) 破壊状況

梁無補強試験体、溶接補強試験体、水平ハンチ試験体、鉛直ハンチ試験体それぞれについて、鋼梁の全塑性モーメント (${}_bM_p$) で基準化した耐力と、層間回転角の関係を図6に



無補強試験体



溶接補強試験



水平ハンチ試験



鉛直ハンチ試験

図 6 試験体履歴及び接合部破壊性状

示す。溶接補強試験体は、層間変形角 1%以下の繰り返し载荷においては、耐力は劣化せず安定的な履歴を示した。層間変形角 2%载荷において、1 サイクル目の正曲げで下フランジのスカラップ底に亀裂が生じ、続く負曲げにおいて下フランジとウェブに大きな局部座屈が生じた。ウェブの負担耐力の上昇、および下フランジとウェブの塑性変形による履歴の膨らみが無補強試験体より大きく見える。次の 2 サイクル目の正曲げの途中で下フランジ破断したことにより耐力が急激に下がった。また、下フランジの破断による回転角の増大に伴い、シャーププレート下からの亀裂とボルト穴に至る破断が生じることで耐力はさらに落ちた。負曲げ耐力については、破断した下フランジ断面が再び接触して圧縮耐力を負担することで耐力が上昇している。破断後の履歴や図 6 下の接合部破断状況は無補強試験体とほぼ等しいが、最大耐力と破断時耐力は、無補強試験体よりはやや上昇している。スカラップ底以外、母材が破断している。

水平ハンチ試験体は層間変形角 1%以下の载荷では安定した履歴を示し顕著な損傷も見られなかった。層間変形角 2%の载荷において、下シャーププレートとウェブの間に 2mm ほどのすべりが確認された。さらに 1 サイクル目の負曲げにおいて、ハンチ先端(柱フェイスから 150mm の距離)から下フランジとウェブに局部座屈が発生し、繰り返し载荷によって正負曲げ耐力はともに徐々に低下した下フランジの補強により、上フランジに負担が大きくなり、層間変形角 2%の 2 サイクル目正曲げで下フランジスカラップ底に亀裂が生じ、4 サイクル目の負曲げで上フランジスカラップ底に亀裂が生じた。10 回目の負曲げの最大値において、上フランジが破断し、それに伴って耐力が低下した。その後の層間変形角 3%载荷により、シャーププレート上端から亀裂がボルト穴までに至り、耐力がさらに下がった。上フランジ破断後の履歴性状は、下フランジ破断した溶接試験体と対称形をなしている。

鉛直ハンチ試験体は、梁せいの増加により耐力の上昇が顕著に見られる。層間変形角 2%レベルの载荷において、下シャーププレートとウェブの間に 2mm ほどのすべりが確認された。

層間変形角 2%の 1 サイクル目の負曲げで、ハンチ先端の下フランジとウェブに大きな局部座屈が生じ、繰り返し载荷により正負側耐力ともに徐々に低下した。負曲げの 2 サイクル目で耐力が最大値の 90%以下になった。その後、さらに大きい層間変形角 3%の载荷を受けて耐力はさらに劣化したが、破断は起こらなかった。層間変形角 2%载荷の最初のサイクルの負曲げで、上スカラップ底に小さい亀裂が生じたが、実験終了まで亀裂が顕著に広がることはなかった。また、ハンチ先端部に塑性ヒンジが形成されことで、ハンチ先端付近のコンクリートスラブに幅 1mm 程度でスラブ幅 1m を貫く梁直交方向の亀裂が生じた。

c) 剛性と耐力

各試験体の初期剛性、降伏耐力、最大耐力の一覧を表 3 に示す。曲げ耐力は、無補強状態の鉄骨梁全塑性耐力 M_p で基準化している。初期剛性としては、0.5%回転角の割線剛性を用い、無補強状態の鉄骨梁曲げ剛性で基準化している。合成梁の降伏耐力 M_y は梁端部下スカラップ底の歪(図 11)が降伏歪を越えた時点の耐力と定義している。正負曲げの耐力は補強の程度により異なり、鉛直ハンチ試験体、水平ハンチ試験体、溶接補強試験体、無補強試験体の順で耐力が大きい。初期剛性と降伏耐力では補強程度により上昇している。実大骨組実験接合部と無補強試験体の降伏耐力はほぼ鉄骨梁全塑性耐力の 7 割を占めている。

溶接補強試験体では、ウェブを溶接するだけで梁最大耐力が無補強試験体より 15%ほど高くなっている。当初設計では、溶接補強接合部は無補強接合部耐力の 1.1 倍程度の耐力上昇があると想定していたが、実験結果はこの想定と近い(表 2)。

水平ハンチ試験体では、下フランジに対する補強によって正負曲げ耐力と剛性はともに無補強試験体より 20%程度上昇した。試験体の破壊性状は設計に考えている梁端部接合部の耐力が、ハンチ先端が全塑性耐力に達した時の梁端部耐力より 20%ほど高いので、ハンチ先端の座屈が先に生じる結果となった。

鉛直ハンチ試験体では、無補強試験体に対して、耐力は 1.5 倍、剛性は 1.6 倍となるなど、当初設計の予測にやや高い。また接合部における損傷は限られており、ハンチ先端部塑性化が進行した損傷状態も、当初設計で想定した通りのものである。

表 3 力学特性の整理

	M_p^{*1} (kN-m)	Stiffness K_b^{*1} (kN-m)	Positive strength M_y/M_p	Negative strength M_y/M_p	Positive stiffness K_y/K_b (0.5%)	Negative stiffness K_y/K_b (0.5%)	M_y (kN-m)
Full-scale test	1427	210439	1.33	1.22	1.24	1.05	1105
Unretrofited	635	98085	1.36	1.16	1.21	1.15	460
Weld retrofited	635	98085	1.55	1.22	1.43	1.28	415
Wing plate haunch	635	98085	1.67	1.34	1.47	1.21	570
Straight haunch	635	98085	2.04	1.34	1.97	1.50	813

*1.Calculation value of bare beams basing on material tests.

d) 歪の進展と分布

図 7 は、梁端部の柱フェイスから 40mm に位置する A 断面において、正曲げと負曲げを受けたときの上下フランジスカラップ底歪の最大値を、各载荷レベルごとに示す。層間変形角 0.5%以下の弾性载荷においては、各試験体ともに、正曲げを受けたときの下スカラップ底の歪が負曲げを受けたときの上スカラップ底の歪より大きい。層間変形角 1%の変形レ

ベルにおいて、無補強試験体の下フランジ歪は大きく上昇し、次の層間変形角 2% 载荷で歪値が 5% 以上に至り破断した。補強試験体は正曲げを受けるときの下フランジ歪が緩和され、一回の負曲げを受けた後上フランジが正曲げを受けても大きい残留歪を表している。溶接補強試験の場合は、上下フランジ歪の大きさが逆転し、ウェブの溶接によって下フランジの歪集中現象は（無補強試験体に比べて）やや緩和される一方、上フランジの歪が下フランジ歪の約 2 倍になっている。層間変形角 2% の 1 サイクル目正負方向の载荷において、上下フランジともスカラップ底から亀裂が生じ、2 サイクル目の正曲げで下フランジが破断した。

水平、鉛直ハンチ試験体では、下フランジに対する補強によって下フランジの歪がかなり緩和されたが、一方で上フランジの歪が大きくなった。層間変形 1% 以上では、その大きさは無補強試験体の下フランジと同じ程度となっている。鉛直ハンチ試験体では、層間変形 2% の 1 サイクル目の载荷において上下フランジの歪とも上昇するとともに、負曲げにおいて上スカラップ底の亀裂とハンチ先端部の下フランジの座屈が生じた。以降の繰り返しではから、上フランジの歪は低下する傾向を示した。また繰り返し载荷によって、ハンチ先端に塑性ヒンジが形成されたので、層間変形角 3% 载荷終了に至まで、上フランジのスカラップ底に生じた亀裂が進展して破断に至ることはなかった。水平ハンチ試験体も鉛直ハ

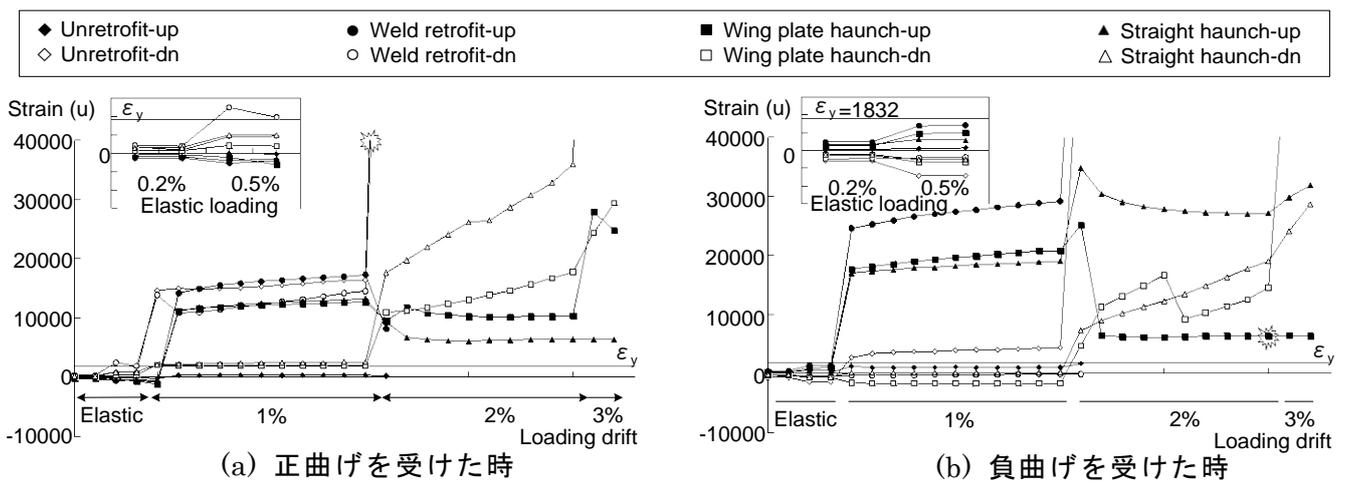


図 7 梁端上下スカラップ底における歪の進展

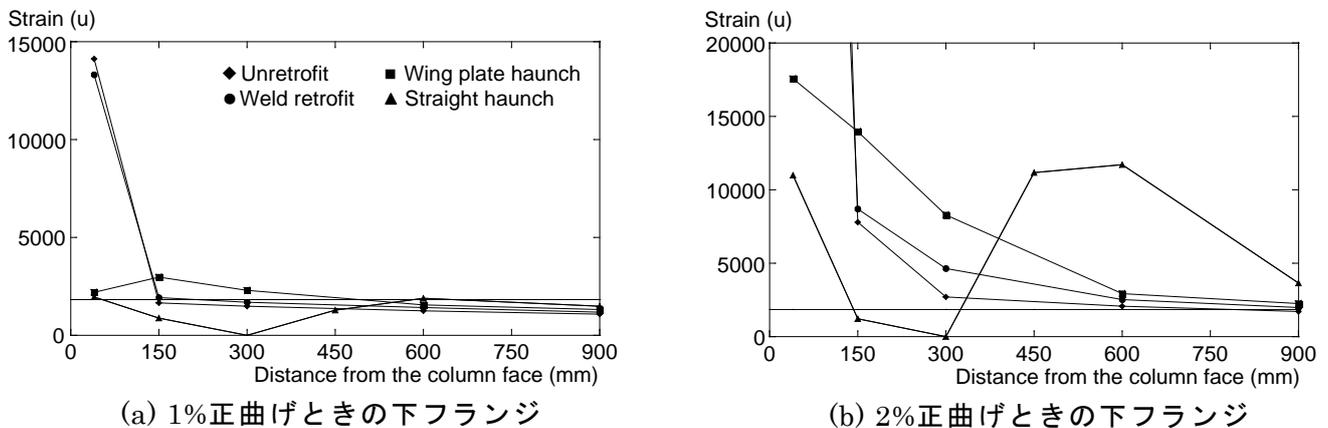


図 8 歪分布

ンチと同じ傾向を示し、層間変形角 2% 載荷では、上下フランジ歪とも上昇し、下スカラップ底の亀裂が 1 回目の正曲げ載荷で、上スカラップ底の亀裂とハンチ先端の座屈が 1 回目の負曲げ載荷でそれぞれ生じた。下フランジの座屈が生じてからは、耐力の低下に伴って上フランジの歪も徐々に低下している。図に上フランジの歪値が 1 サイクル目から急激に下がっているが、これは歪ゲージの損傷に起因している。柱フェイスから 150mm 距離に位置する B 断面上フランジ歪では、鉛直ハンチ試験体の上フランジ歪のような 2% 載荷から緩和した現象を示している。またハンチ補強長さは、水平ハンチ試験体の方が鉛直ハンチ試験体のより短いので、下フランジの歪緩和程度と上フランジの歪集中度は、いずれも鉛直ハンチ試験体より小さい。

図 8 は、層間変形角 1% と 2% 載荷における、1 サイクル目の正曲げによる下フランジの歪分布である。無補強と溶接補強試験体の塑性領域と歪レベルがほぼ等しく、下スカラップ底に歪が集中している。一方、水平、鉛直ハンチ試験体では、下フランジの補強によってスカラップ底の歪が緩和され、下フランジの歪分布は一様の傾向を示している。層間変形角 2% 載荷では、塑性歪を超えた領域が分散している。水平ハンチ試験体では、梁端の歪が最大で端部から離れるほど歪値が単調に減少しているのに対して、鉛直ハンチ試験体では下スカラップ底近傍とハンチ先端部付近の歪値が最も大きく、また、全試験体のなかで歪レベルが最も小さい。

c) まとめ

スラブの合成効果を含む接合部の耐力は、純鉄骨梁における耐力より約 30% 上昇した。その値は、接合部における床スラブの有効幅を柱幅とし、コンクリートの有効圧縮強度を $0.85f'c$ として計算した合成梁耐力とほぼ一致した。柱梁接合部に対する補強により、接合部の最大耐力と破壊メカニズムが変化し、最大耐力は、大きい方から、鉛直ハンチ試験体、水平ハンチ試験体、ウェブ溶接補強試験体、無補強試験体となった。試験体は補強により下フランジのスカラップ底の歪集中が緩和され、塑性変形能力が向上し、その順序は、最大耐力と同じく、大きい方から、鉛直ハンチ試験体、水平ハンチ試験体、ウェブ溶接補強試験体、無補強試験体となった。一方、現場の施工性の観点により、下フランジを補強するハンチ試験体は上フランジの応力負担を大きくする。これにより、上下フランジの歪レベルを逆転し、水平ハンチ試験体の場合は、上フランジの破断に至った。鉛直ハンチ試験体の場合は、接合部と離れた場所のハンチ先端に塑性ヒンジができたことで、接合部における上フランジの負担が緩和され、フランジの破断に至らなかった。

2) 破断する接合部のモデル化と地震応答解析

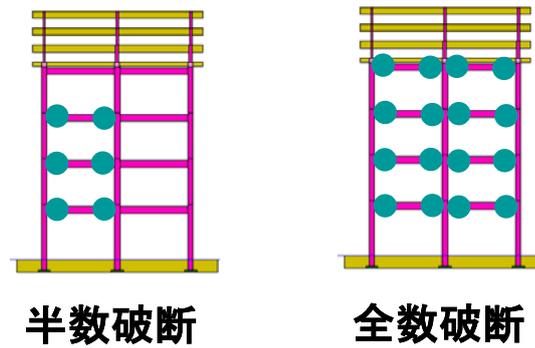
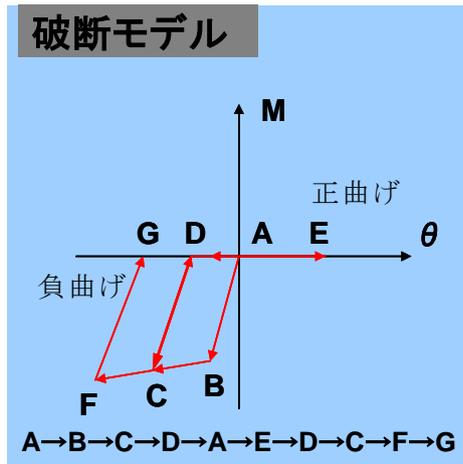
2次元フレームモデルによって、試験体の応答性状を解析的に評価する。柱と梁を線材に置換し、材の端部のモーメントと回転角の関係を回転ばねによって表現する。

実験によって確認された、梁の端部における下フランジ破断後のモーメントと回転角の関係は、(1)正曲げのときは、下フランジの破断面が抵抗せずに、開くだけとなり、モーメントとして抵抗力は0に近い、(2)負曲げのときは、開いた破断面が閉じていき、接触して圧縮力を持ち始めると、モーメントとしての抵抗力が再び上昇し始める、(3)負曲げで、下フランジが圧縮塑性変形を受けた分は、戻らず再び接触するまでの回転角が大きくなるスリップ形となる、というものであった。この関係を、単純化して定義する。履歴モデルを、図9(1)に示す。実際には、正曲げ、負曲げともに、抵抗する梁の端部が、多数回の繰り返し変形を受けた後に破断し、図のような関係に移行するが、ここでは、最初から図の関係をモデルに組み込み、その配置の違いが、地震応答に及ぼす影響を確かめる。設定した配置を、図9(2)に示す。

ここで、補強した接合部は破断が生じないとすると、破断が生じないことによってエネルギー吸収効果が向上し、建物の応答を低減させることができ、制振効果と考えられる。この制振効果が、梁端破断する場合に対してどの程度向上するのか検討する。

補強された材端の履歴は、ノーマルバイリニアとする。降伏強度は、H形断面の全塑性モーメント M_p とする。正曲げの場合は、スラブの効果を考慮して、1.3倍とした。

プッシュオーバー解析の結果を図10に示す。破断する場合も負曲げには、抵抗するモデルとなっており、すべての梁端部を破断とした全数破断の場合も、破断のない場合の半分程度の保有耐力を有している。



(1) 材端に配す回転ばねの履歴ルール

(2) 解析ケース

図 9 解析内容

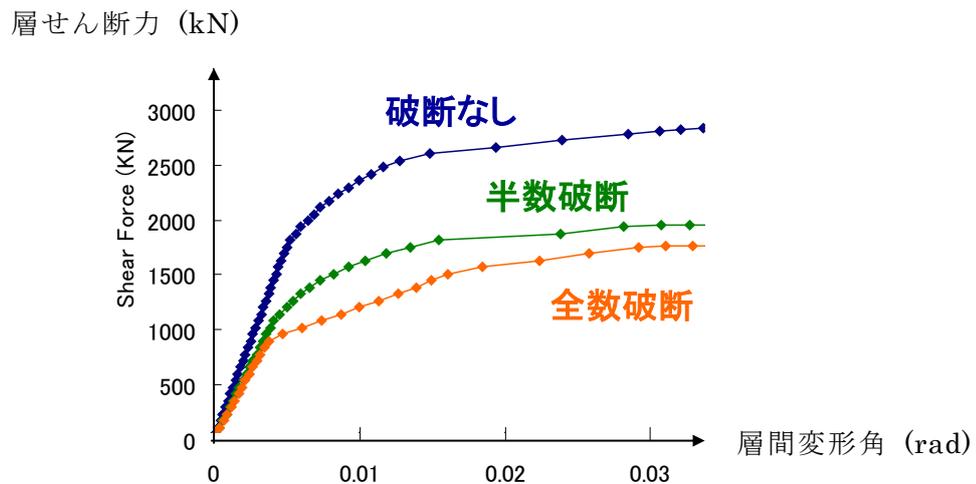


図 10 プッシュオーバー解析結果

この解析モデルに、名古屋三の丸波を入力した。結果の概要を図 11 に示す。破断しない梁端が、ノーマルバイリニアの履歴で、応答しているのに対して、破断モデルの場合は、負曲げだけに抵抗している。モーメントの時刻歴においては、途中から、負曲げで、下フランジが接触しない変形角の応答となり、負曲げにも抵抗しない状態で、ピンとして挙動している。最大層間変形角を図 12 に示す。破断しないモデルは、約 0.011rad である。半数破断の場合は、約 2 倍に層間変形角が増えている。下層の架構の抵抗力は、小さくなるので、上層部の応答は小さくなっている。補強を前提とした破断しないモデルは、破断する場合の応答を半分にする効果を発揮することがわかった。

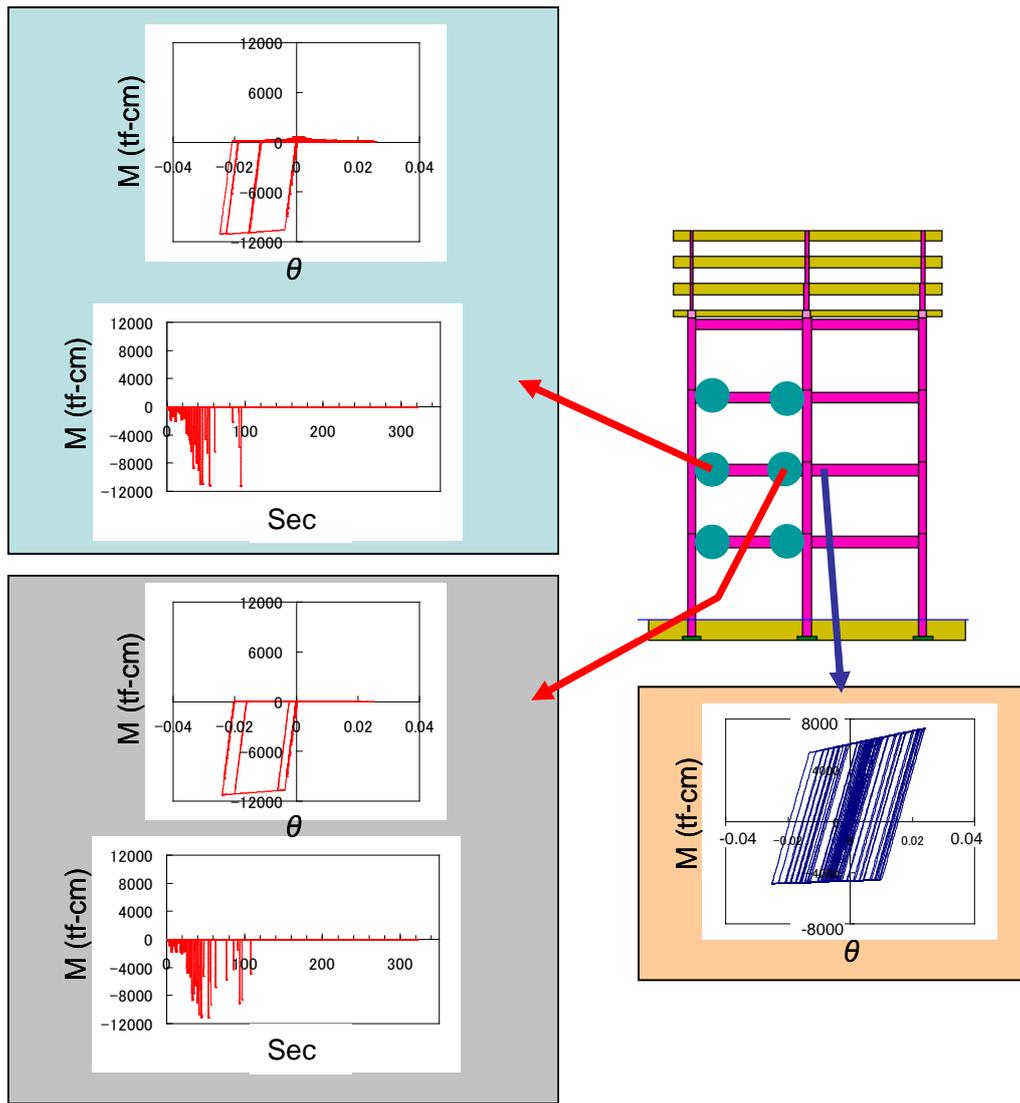


图 11 地震応答解析結果

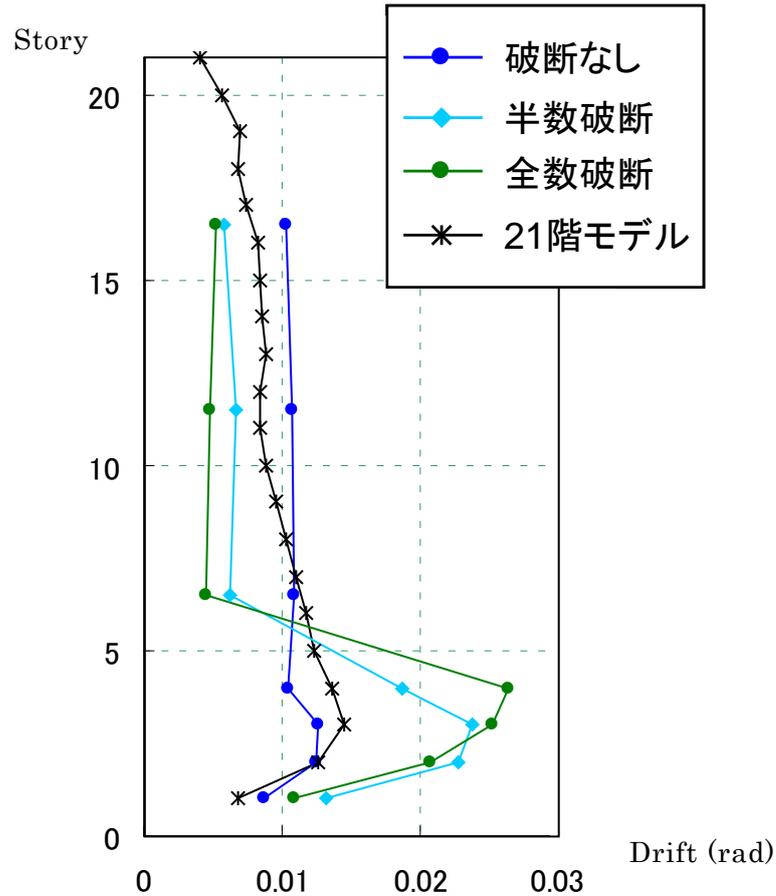


図 12 最大層間変形角

(c) 結論ならびに今後の課題

以上のように今年度は、柱梁接合部の部材実験を実施して、接合部の破壊過程および力学特性（剛性、強度、強度劣化）に関する資料を取得した。また、実用性を考えて、フレームモデルの材端回転ばねに梁端破断後の履歴特性を組み込み、試験体の地震応答解析を実施した。補強を前提とした、破断しないモデルは、応答を半分にする効果を発揮した。今後は、実験で得られた諸量を解析モデルに反映しつつ、さらに、健全な柱梁接合部が累積塑性変形を受けて、破断する過程を表現できるモデルへと発展させる。

(d) 引用文献

- 1) 日本建築学会，土木学会，海溝型巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性能向上に関する共同提言，2006. 11.
- 2) 建築研究所，長周期地震動による建築物への影響及び対策技術に関する研究報告書，2005. 2.

- 3) 鍾育霖・長江拓也・梶原浩一・福山国夫・井上貴仁・中島正愛・北村春幸・日高桃子：
高層建物の耐震性評価に関する E-ディフェンス実験—その 6，鋼構造架構の破壊形式
と保有性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，2008. 9.
- 4) 日本建築学会，鋼構造限界状態設計指針，2005.
- 5) 松宮智央・吹田啓一郎・中島正愛・劉大偉・周峰・溝渕裕也：大変形繰返し載荷下
における鋼梁の履歴特性に及ぼす RC 床スラブの影響—RC 床スラブ付き鋼構造部分構造
実大実験一，日本建築学会構造系論文集，第 598 号，pp141-147，2005. 12.
- 6) 日本建築学会，鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2001. 1.
- 7) 山田祥平・北村有希子・吹田啓一郎・中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実
験による耐震性能実験，日本建築学会構造系論文集，第 623 号，pp119，2008. 1.

(e) 学会等発表実績

学会等における口頭・ポスター発表
なし

学会誌・雑誌等における論文掲載
なし

マスコミ等における報道・掲載
なし

(f) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1) 特許出願
なし

2) ソフトウェア開発
なし

3) 仕様・標準等の策定
なし

(3) 平成 21 年度業務計画案

平成 20 年度の実験結果を踏まえ、さらなる柱梁接合部に対する耐震改修技術を提案・
検証する。また、実施工・耐震性能両面から最も妥当な接合部の耐震改修手法を同定する
とともに、その耐震改修手法を平成 21 年度に実施する E-ディフェンスによる震動実験に
適用する。さらに、実験から得られたデータを工学的保有性能として整理し、柱梁接合部
の力学モデルを構築する。

