

3.2.2 初期高層建物の構造特性評価

(1) 業務の内容

(a) 業務の目的

長周期地震動を受ける高層建物群の被害状況は依然として明らかでなく、損傷過程、終局状態を適切に表現する実験資料を積み重ね、想定される被害を総合的に評価する必要がある。

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。

(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では、1980年以前に建てられた初期の高層建物の柱梁接合部詳細を再現した鋼構造骨組に、長周期地震動を受ける高層建物の応答を与えた結果、現場溶接形式の柱梁接合部が、複数個所、長周期地震動を受けて破断した。

初期高層建物の下層骨組の保有性能（強度、剛性、強度劣化）向上をめざし、前年度実施されたE-ディフェンス実験に組み込まれた梁端の損傷過程を検証・整理する。その内容を踏まえて、効果的な補強を架構内に組み込むために、現場溶接形式の柱梁接合部に対する合理的な補強方法を検証する。

(c) 担当者

所属機関	役職	氏名
独立行政法人防災科学技術研究所 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
	センター長	中島 正愛

(2) 平成20年度の成果

(a) 業務の要約

昨年度の実験に見られた特徴的な梁端破壊形式を考察した結果、スカラップ底周りの応力集中、ウェブのモーメント負担率における問題が、破断時の変形性能に対する要因であることを確認した。

この問題、特に最大回転角、累積塑性変形の関係改善するために、スカラップ底周りの応力集中、ウェブのモーメント負担を緩和する補強方法を、現場での耐震改修を視野に入れた施工性も考慮して検討した。

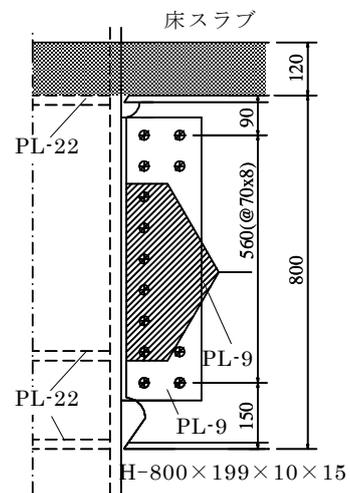
(b) 業務の成果

1) 19年度実験と破壊性状

図1(1)に19年度に実施された実験の試験体を示す。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鋼構造骨組に、長周期地震動を受ける超高層建物の

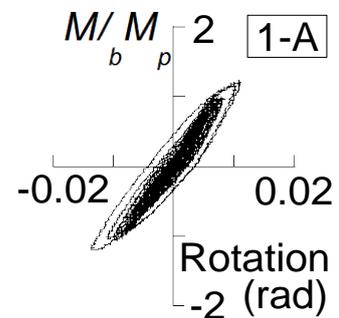
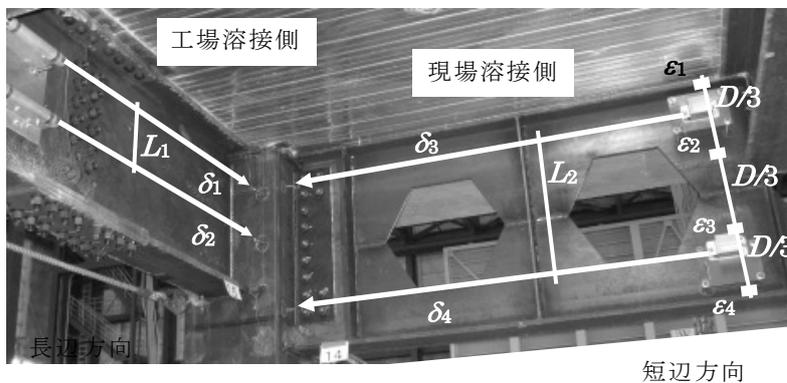


(1) 19年度試験体の全景



□-400×400×25×25 (単位 mm)

(2) 梁間方向の骨組と接合詳細

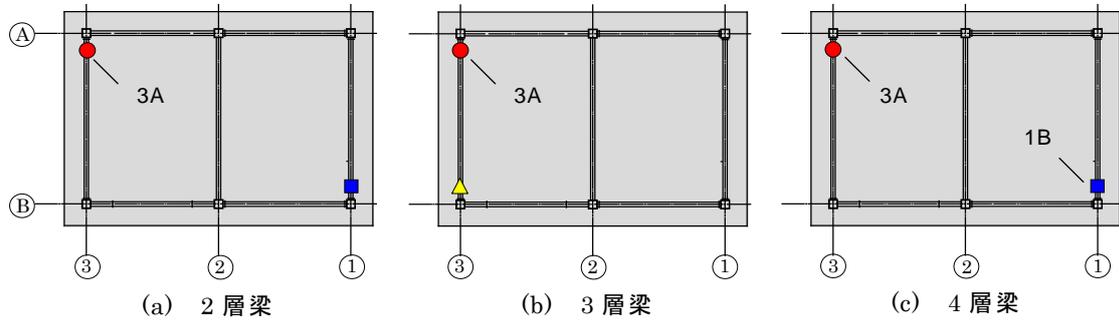


(3) 梁端の測定状況とモーメントー回転角関係 (三の丸波)

図1 実験概要

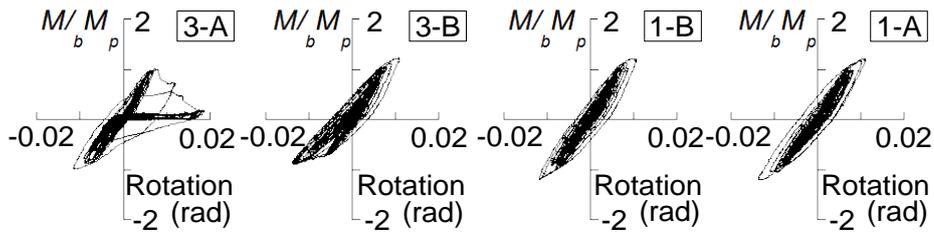
応答を与えた。

桁行方向 2 スパン、梁間方向 1 スパンの 4 層骨組の各層には厚さ 120mm のコンクリート床スラブが取り付けられている。桁行方向に工場溶接接合形式の柱梁接合部を、梁間方向

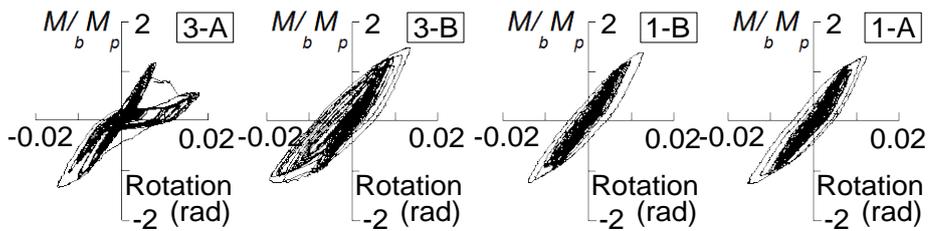


- 破断：下フランジが完全に離れた状態
 - ▲ 変形：目視によるフランジとウェブの局部変形
 - 亀裂：スカラップ周辺に生じる部分的な破断，完全破断に至らない
- 注) 目視により無損傷を確認した場所は無標示となっている

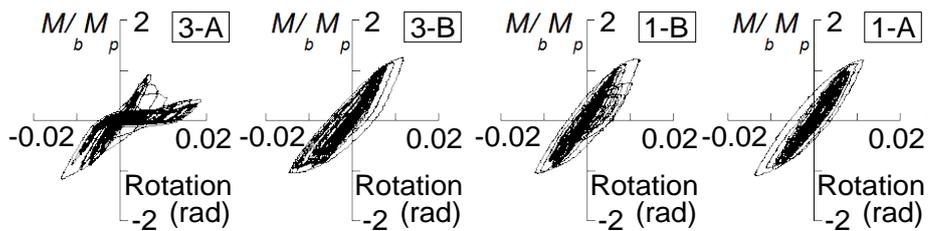
(1)三の丸波 1 方向加振 (San1) 終了後の現場溶接梁端損傷状況



(2) 2 層目の梁端履歴



(3) 3 層目の梁端履歴



(4) 4 層目の梁端履歴

図 2 骨組内における梁端部の破壊状況

に現場溶接接合形式の柱梁接合部を組み込んだ。桁行方向は、内ダイヤフラムが組み込まれた通し柱に、工場内で柱梁接合部のブラケットを溶接した。直行する梁間方向は、梁を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。梁間方向の接合状況を図1(2)に示す。

全ての柱梁溶接接合部に対してUT検査を施したが、現在の規定において不合格になるような欠陥は確認されなかった。0℃におけるシャルピー衝撃値は、現場溶接で88J、工場溶接で105Jとなり、現在の資料で奨励される70J以上を有していた。

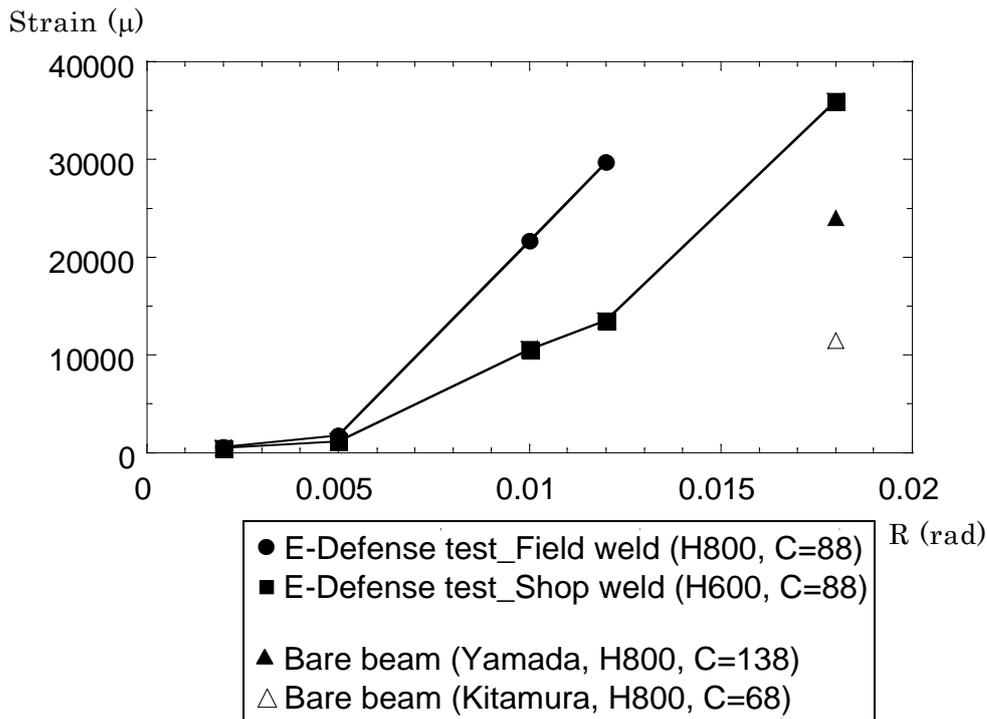


図 3 下フランジスカラップ底の歪

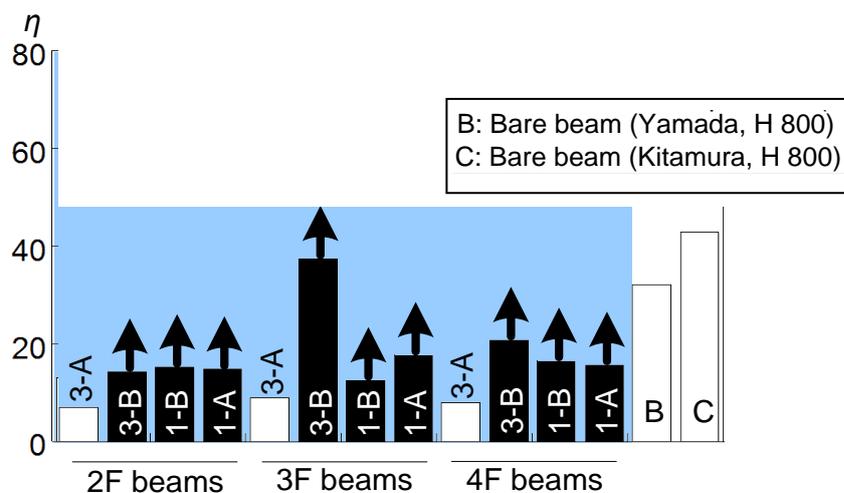


図 4 梁端累積塑性変形倍率

実験では、骨組の現場溶接塑性化を予定する2方向加振は、El Centro 波レベル2 → 東扇島波 100% → 三の丸波 100%の順序で行われた。結果、三の丸波の入力によって、現場溶接された梁端部に破断が確認された。一方、工場溶接された梁端部には破断が確認されなかったため、その後、桁行方向に対して、三の丸波の一方向加振を2回くりかえし、梁端部の破断を確認した。

ここでは、保有性能が相対的に小さかった現場溶接接合部に焦点を当てて、損傷状況を詳しく見る。それを踏まえて、補強を具体的に設計する。梁には、歪ゲージと変位計を配しており、すべての梁端部のモーメントと回転角が記録された。測定状況とモーメントと回転角の例を図1(3)に示す。これらを整理して、累積塑性変形倍率を算出する。

現場溶接による梁端の三の丸波加振 (San1) 終了後の梁端損傷状況を図2(1)に示す。2層から4層まで全ての層で、梁端の下フランジに破断が生じた。亀裂が生じたものも合わせると現場溶接の約半数に重度の損傷が生じたといえる。以降では、本実験で確認された梁端損傷のうち、下フランジが完全に離れた状態を破断と呼び、スカラップ周辺に生じた部分的な破断を、亀裂と呼ぶ。

梁端において測定された曲げモーメントと梁端回転角の関係を図2(2)に示す。破断したものは、下フランジ破断による強度低下と、それに伴う回転角の増大が生じている。強度低下ののち、回転角 0.01 rad 程度からボルトがシャーププレートに接触する支圧状態により耐力が保持されている。負曲げの場合、破断した下フランジ断面が再度接触し圧縮力を負担することで耐力を回復するスリップ型の履歴が見られる。亀裂が生じた接合部 (4層目 1B) は最大材端に達したのちの繰り返し履歴による塑性変形の累積において亀裂が生じ、強度が低下している。

下フランジのスカラップ底における歪を図3に示す。累積塑性変形倍率を図4に示す。ここでは、同断面の梁を用いた、床スラブなしの静的実験の結果 (Yamada, Kitamura)³⁾ を合わせて示す。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る。破断した三箇所のカumulative塑性変形倍率は、スラブのない実験の結果の30%程度となっている。

なお、実験後のフランジ破面調査を行った結果、疲労亀裂が進展した後、延性破壊により急速に破断に至ったことが推定された。また、現場溶接では溶接欠陥などにより工場溶接と比較して破壊靱性値が劣っており、急速破壊に移行しやすい状況であったと考えられる。

2) 柱梁接合部の補強

19年度の実験結果から、スラブによる下フランジの歪増大が、累積塑性変形倍率を低下させており、特にスカラップ底の歪集中が、破断に直接起因していることが確認された。これを踏まえて、梁端下フランジの歪集中を緩和することを意図して補強部を設計する。ここでは、3つの補強方法を考え、それぞれ、施工性と保有性能のバランスを整理して、21年度の実験で確認することとする。設計した補強接合部を図5に示す。配置を図6に示す。各補強の考え方は以下に示す通りである。

i) 無補強試験体

接合部は内ダイヤフラム形式・現場溶接型で、1980年以前の鋼構造物に使用されていた接合部詳細を再現した。上側のスカラップはスカラップ底にアールをとらない半径が35mmの4分の1円である。下側は内開先でスカラップは耳型である。ウェブは初期の現場溶接型の高力ボルト接合部設計に従っている。

ii) ウェブ溶接補強試験体

シヤーププレートとウェブを隅肉溶接し、柱に伝達するウェブの応力を上昇させる。シヤーププレートの最大曲げ強度を計算し、これを上まわるように溶接の長さを与えた。シヤーププレートの強度を反映して計算した接合部強度比は1を超える。

iii) 水平ハンチ試験体

水平ハンチは下フランジを拡幅して、下フランジの接合部付近の応力低減を図るものである。ハンチは、内ダイヤフラムを有する柱面と梁の下フランジに突き合せ溶接によって接合される。ハンチの厚は梁フランジと等しい16mmとした。ハンチの幅は、柱際で、柱幅まで拡幅するという方針のもと決めているが、既存の下フランジ溶接と直接接合しないことを意図して設けた半径25mmのスカラップを設けた。水平ハンチの長さを決めるにあたって、ハンチと柱の接合部の強度を、梁の下フランジとハンチの平行に接合される箇所のせん断応力によって、伝達するという仮定している。すなわち、ハンチの柱面での引張強度をせん断応力に置き換えて、これがハンチと梁の下フランジの接合部のせん断強度を下回るように、接合部の長さを検討し、200mmとした。

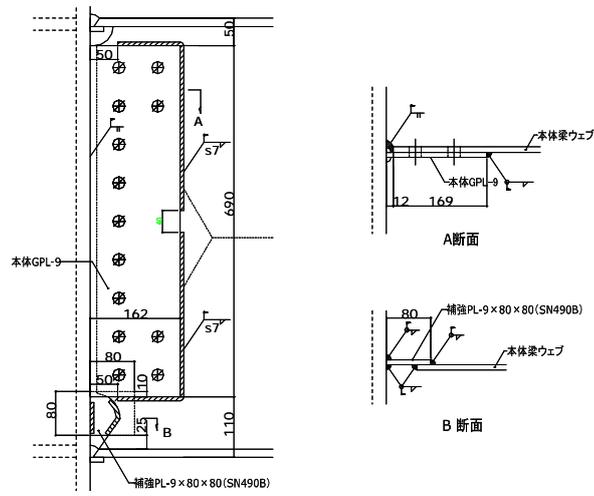
施工上は、開先をとった水平ハンチを梁の下フランジと柱面に裏当て金で固定して、下向き溶接することになる。

iv) 鉛直ハンチ試験体

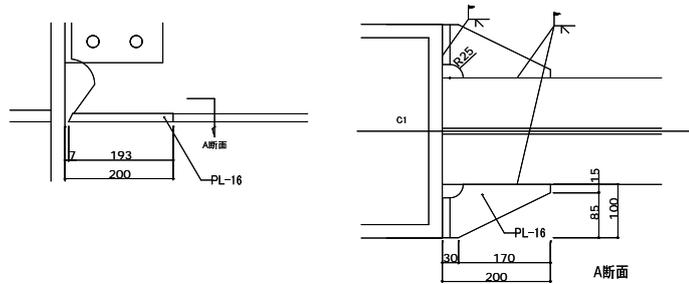
鉛直ハンチは、ハンチの下フランジに引張力を負担させることで、梁の下フランジの応力を低減するものである。柱面とハンチの下フランジ・ウェブ、および梁下フランジとハンチのウェブは、突き合せ溶接によって接合される。ハンチの下フランジの厚は、梁フランジと等しい16mmとした。ハンチの下フランジの幅は、柱の幅と同一とするが、対応する高さには、柱の内ダイヤフラムが無いいため、端から柱の板厚の3.5倍の幅（両端で7倍）を有効断面とした。有効断面から求めたハンチの引張強度は、梁の下フランジとハンチのウェブの接合部分におけるせん断応力および曲げ応力によって、梁の下フランジに伝達するという仮定から、ハンチの長さを450mmとし、無補強の場合に塑性領域になる柱面から梁せいの1/2の距離がハンチにより補強された。ハンチのせいは、溶接時の施工性を考慮して200mmとした。

鉛直ハンチの重さは、3kgで現場において、人間が手で持ち上げられる程度に収まっている。施工上は、梁の下フランジに仮溶接したシヤーププレートに、鉛直ハンチのウェブをボルトで固定し、これを裏当て金に兼用して、梁の下フランジとハンチのウェブを溶接することになる。また、ハンチの下フランジと柱面の場合は、裏当て金を下から当て、開先

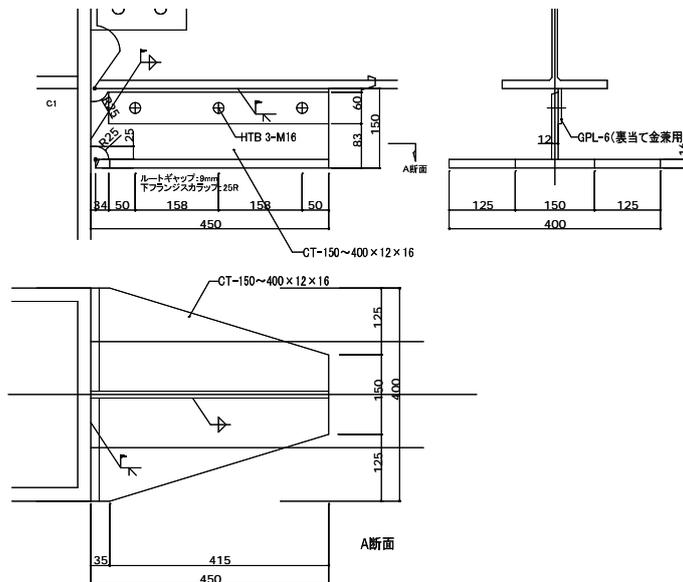
をとった下フランジと柱面を下向き溶接することになる。



(1) ウェブ溶接補強



(3) 水平ハンチ補強



(4) 鉛直ハンチ補強

図5 補強方法

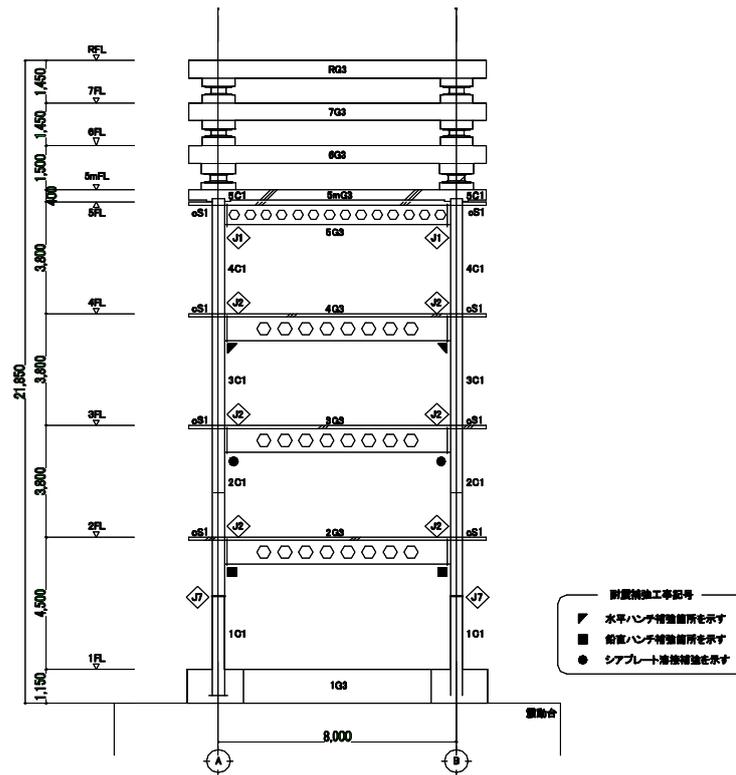


図 6 補強の配置

(c) 結論ならびに今後の課題

初期超高層建物の構造特性を考察した結果、下フランジの歪が床スラブの影響により増大し、さらに、スカラップ底に集中して、この亀裂が進展して、下フランジを完全に貫く破断に至る現象が認められた。これらを考慮して来年度（平成 21 年度）に計画される E-ディフェンス実験のための試験体について、骨組内の柱梁接合部、特に梁の端部の補強設計を行った。その試験体作製の過程では、施工性を記録する。実験の結果は、補強効果を定量的に評価する。それらを技術資料としてまとめる。

(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) 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

来年度（平成21年度）に計画される E-ディフェンス実験で、補強された柱梁接合部が組み込まれ、その耐震性を検証する。

