

## 3.2 長周期地震動による被害軽減対策の研究開発

### 3.2.1 既存高層建物の設計データ分析に基づく都市の耐震性評価

#### (1) 業務の内容

##### (a) 業務の目的

首都圏で長周期地震動が発生した場合、多大な被害の発生が想定される高層建物を対象にし、その耐震性能評価および被害軽減を目的として、長周期地震動が高層建物にもたらす被害を国民に明らかにする。また、本実規模実験で検証される実践的な応答低減手法に関する研究成果を建築関連団体と連携し指針を取りまとめるとともに、各種業界と本研究成果を共有し、安心・安全な高層建物の広い普及を最終目標とする。

##### (b) 平成 22 年度業務目的

- ・既存建物の設計資料を保有性能と地理的条件等の視点から整理し、これらの結果と既に行った E-ディフェンス実験結果を分析し、高層・超高層建物群の耐震性能の評価を行う。
- ・取得した実験データおよび評価内容等を踏まえ、安心・安全な高層建物の広い普及のためガイドライン作成の方向性について検討し、骨子案をまとめる。

##### (c) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
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	nagae@bosai.go.jp
	契約研究員	吉澤 睦博	
	客員研究員	福山 國夫	
	統括主任研究員	梶原 浩一	
	企画室長	井上 貴仁	
	センター長	中島 正愛	
東京理科大学	教授	北村 春幸	
建築研究所 名古屋大学	助教	佐藤 大樹	
	上席研究員	斉藤 大樹	
	教授	福和 伸夫	

#### (2) 平成 22 年度の成果

##### (a) 業務の要約

E-ディフェンスにおいて実施した大規模 4 層骨組実験におけるデータを詳細に分析することで、骨組に損傷が生じやすい条件を明らかにする。それを踏まえて、過去の設計資料を大局的に分析し、既存超高層建物群の保有性能を評価するとともに、地理的条件も視野に入れて、相対的に被害が大きくなる既存超高層建物の軒高や構造形式を都市ごとに

整理した。さらに、現在までの研究成果等を踏まえ、超高層建物の高耐震化に資するガイドラインの骨子案を纏めた。

## (b) 業務の成果

### 1) Eーディフェンス実験に基づく超高層鋼構造骨組の損傷メカニズム

#### a) 概要

太平洋沿岸において海溝型の巨大地震が発生すると、数秒以上の卓越周期をもつ継続時間の長い長周期地震動が内陸部に伝わる。特に超高層建物は、長周期地震動に共振する可能性が高く、骨組の部材には塑性変形が累積するとの指摘がなされている<sup>1)-4)</sup>。1970年代以前に建てられた初期の超高層建物の柱梁接合部には、スカラップ底にアールを取らないスカラップが使われており、梁ウェブ高力ボルト接合の設計も現在とは異なっていた<sup>5)</sup>。初期の超高層建物の柱梁接合部の保有性能に関する実験<sup>6),7)</sup>では、梁の端部に塑性変形が多数回繰り返されるうちにスカラップ近傍に歪が蓄積し、最終的に梁フランジの破断に至る可能性が示されている。

1995年兵庫県南部地震を契機に、鋼構造建物の柱梁接合部に関する研究が精力的に展開され<sup>例えば8)</sup>、その成果は鋼構造接合部設計指針<sup>9)</sup>などに結実した。同指針は、柱梁接合部の必要強度を明らかにし、それを上回る強度を保証するための設計法を体系化している。しかし、中低層建物と高層建物では接合部の詳細と施工方法が異なり、柱梁接合部に関する研究のほとんどは、建物ストックの大多数を占める中低層建物を主眼に進められたものである。中低層建物では、通しダイアフラム形式を用いた工場溶接接合が一般的である。それに比べれば、高層建物に見られる、大断面の柱と梁を現場溶接で組み合わせた接合部に関する知見は少ない。また、RC床スラブの存在は、梁下フランジの歪を増大させ、柱梁接合部の変形能力に大きな影響を及ぼすが<sup>10),11)</sup>、そうした条件まで組み込んだ実験資料は極めて限られている。

本節では、2008年に実施された振動台実験<sup>12)</sup>において取得した実験データを詳細に分析する。この実験に関する応答評価<sup>13)</sup>によれば、骨組内において吸収したエネルギーの90%程度が、梁の端部の塑性変形に帰するものであった。その柱梁接合部の性状に主眼を置き、塑性理論に基づく力学モデルから接合部強度比、床スラブと塑性中立軸の関係などを明らかにしたうえで、梁端付近の変形性状に床スラブが及ぼす影響を分析する。また、強度と変形性能を接合部付近の応力状態を参照しながら考察する。

#### b) Eーディフェンス実験の条件

実験では、既存の超高層建物群の平均像として設定された固有周期2.4秒の21層モデルの地震応答を、サブストラクチャ実験手法により模擬した<sup>12)</sup>。図1に試験体図面を示す。下部4層を鋼構造骨組とし、その上にコンクリート錘と積層ゴムと鋼製ダンパーを重ねる縮約層を配した。各縮約層は5層分の慣性質量、剛性、また減衰を代表し、慣性質量が位置する集約層を9、14、19層に想定した。鋼構造骨組と縮約層の境界に当たる5層の床スラブ上には、2層分の慣性質量に相当するコンクリート錘を配した。鋼構造骨組の柱脚は剛強な鉄筋コンクリート梁に埋め込み、このコンクリート基礎梁を振動台に緊結した。

鋼構造骨組には、1970年代の超高層鋼構造物の設計と施工を忠実に再現した。鋼材はSM490A材とし、柱に溶接組立箱型断面を用いた。表1に鋼構造骨組の部材断面と材料試験

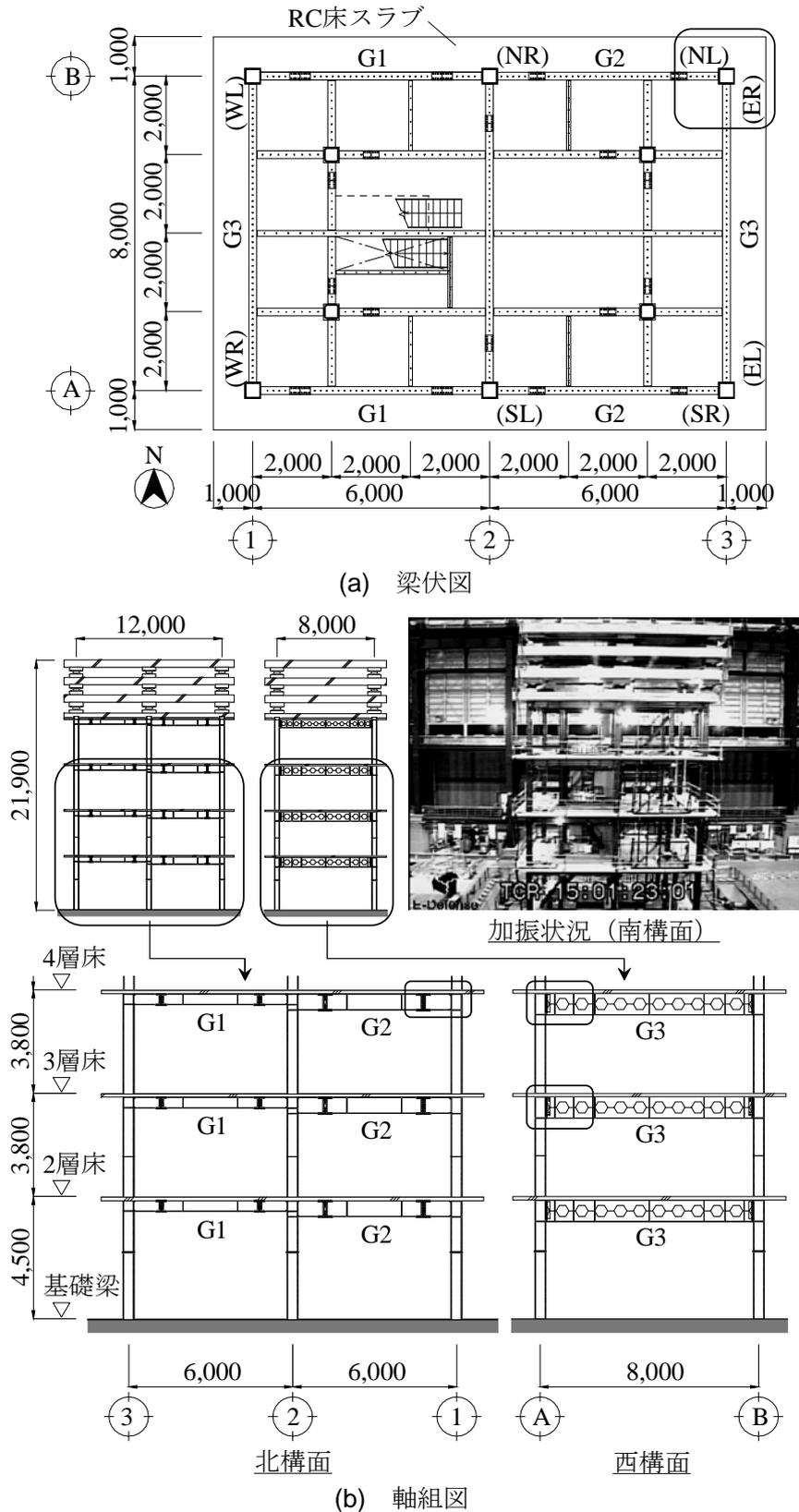


図1 試験体骨組み(単位:mm)

表1 部材断面と鋼材の機械的性質

部材	断面	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
柱 (SM490A)	B□-400×400×25×25	343	515
梁 (SM490A)	G1	H-400×200×8×13	426
	G2	BH-600×200×9×19	357
	G3	Hc-800×199×10×15	373

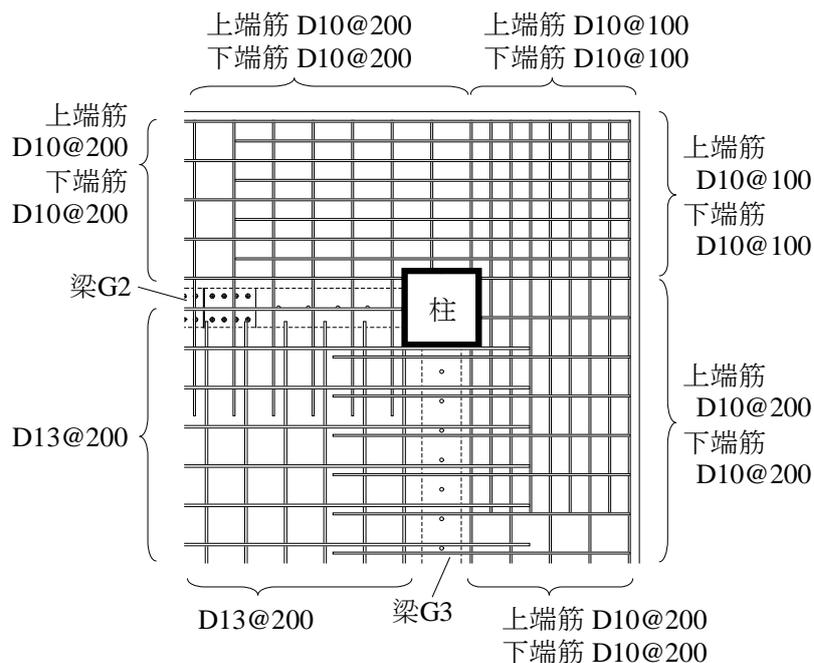
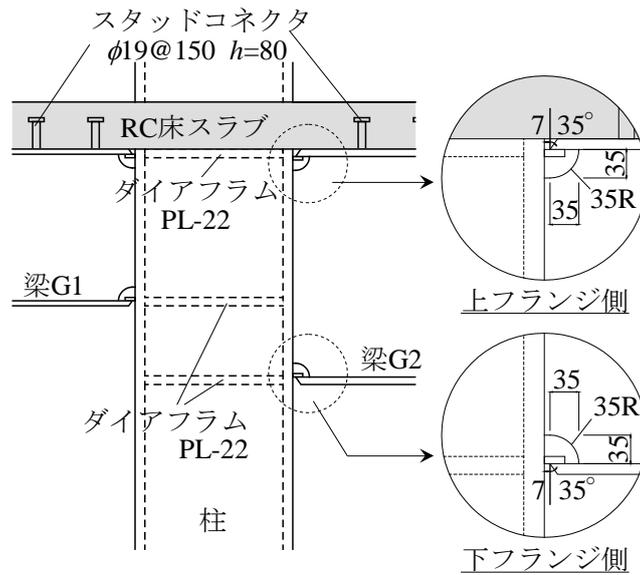


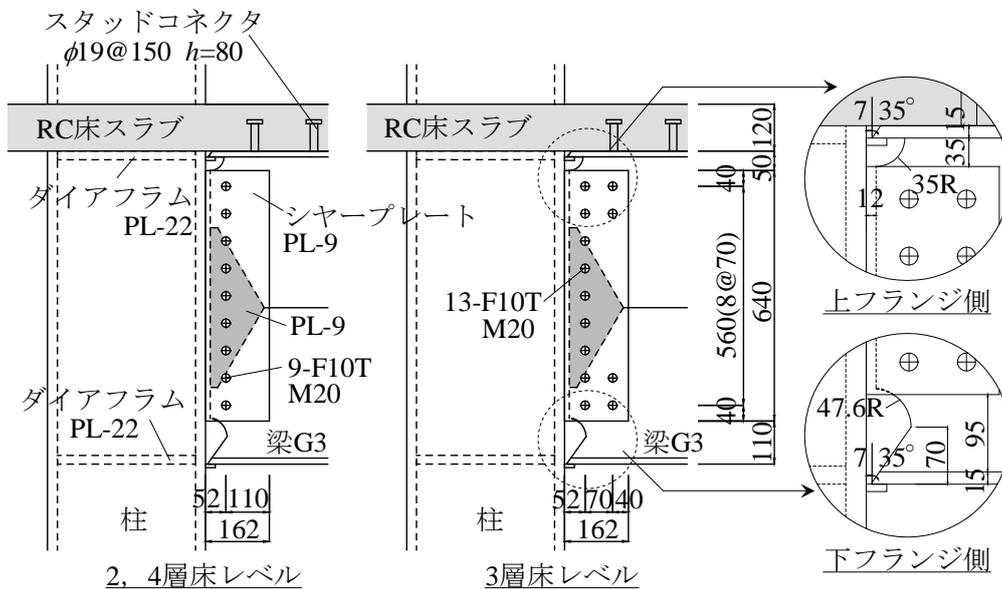
図2 床スラブ配筋 (単位:mm)

に基づく鋼材の機械的性質を示す。梁の試験片は、梁フランジから採取した。柱は内ダイアフラムを付けた柱貫通形式である。本実験では、長辺方向の梁G2と短辺方向の梁G3を初期の超高層建物を代表させる断面とした。G2には梁せい600mmの溶接組立H形鋼、G3には梁せい800mmのハニカム梁(圧延H形鋼H-596×199×10×15から製作)を用いており、いずれの梁も梁せいは、柱スパンの0.1倍となる。梁には完全合成梁を満足するのに十分なスタッドコネクタを取り付け、厚さ120mmのRC床スラブを配した。図2は、図1(a)中の実線で囲んだ部分の床スラブ配筋図(SD295A)である。骨組内部には鉄筋組み込み型のフラットデッキを用いた。また、外周部に張り出す幅1.0mの床スラブ内にも、通常必要となる配筋を施した。床スラブコンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$ は30 N/mm<sup>2</sup>であった。

図3に柱梁接合部の詳細図面を示す。短辺方向の梁G3の梁端接合部は、梁ウェブを高力ボルトで接合したのち梁フランジを現場で溶接する現場接合形式(以降、現場接合部)で、溶接条件の制約上スカップの形状と大きさ、裏当て金の取り付け位置、開先の向きなどが、梁上、梁下フランジ接合部で異なる。また、2、4層床レベル梁のウェブ接合部には、せん断力のみ負担すると考えた当時の設計を適用し、梁端が全塑性モーメントに至った時点の梁せん断力を負担できるよう9本の高力ボルトを1列配置した。3層床レベル梁のウ



(a) 工場接合部（梁G1，梁G2の端部）



(b) 現場接合部（梁G3の端部）

図3 柱梁接合部詳細(単位:mm)

ウェブ接合部には、設計上、梁ウェブが負担する曲げモーメントを伝達できる本数を使用した。長辺方向の梁G2の梁端接合部は、工場で梁ウェブ、梁フランジを柱に溶接する形式（以降、工場接合部）で、溶接条件を調整できたために梁上、梁下フランジが対称な形をとった。後者は、現在も中低層建物で多用される工場接合に似た形式だが、柱に通しダイアフラムが付かず、梁フランジが柱面に直接に溶接される点異なる。

現場接合部の開先とスカラップはガス切断したのち、グラインダで仕上げた。現場接合部における、梁下フランジの完全溶け込み溶接では、スカラップが干渉することになる。兵庫県南部地震以後、改訂された鉄骨工事技術指針<sup>14)</sup>では、スカラップ底への局部的な歪集中を緩和するために、開先から10mm以上離れた位置で円弧が梁フランジに滑らかに接

するスカラップ形状を規定しているが、本実験では1970年代に一般に用いられていた形状を模擬し、工場接合部におけるスカラップ底にアールを設けていない。工場、現場接合部ともに溶接には、炭酸ガス半自動アーク溶接を用いた。現場接合部の梁フランジ接合部は、4層4パスないし5層5パスの完全溶け込み溶接とした。UT検査の結果、全ての完全溶け込み溶接が現行の規定に合格した。溶着金属のシャルピー衝撃値は、温度0℃で工場溶接の場合105 J、現場溶接の場合88 Jを計測し、奨励される70 J以上<sup>15)</sup>を満たした。

対象とする柱梁接合部の条件に塑性理論を適用し、鋼梁および合成梁として考えた場合の全塑性モーメントおよび接合部の最大曲げ耐力（接合部強度）を計算する。ここでは、過去の研究<sup>11), 16)</sup>を参照して計算に必要な諸量を設定する。仮定した応力状態を図4、計算結果を表2に示す。現場接合部は、梁ウェブのボルト接合部がせん断に加え曲げも負担するように設計された3層床レベルを示している。 $f\sigma_u$ は梁フランジの引張強度、 $w\sigma_y$ は工場接合部では梁ウェブ、現場接合部ではシヤーププレートとの降伏強度である。 $\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度である。また、 $A_f$ 、 $A_r$ は、それぞれ片側梁フランジ、スラブ鉄筋の断面積、 $A_c$ はコンクリートスラブの有効断面積である。 $_{sj}M_u$ は、鋼梁として考えた場合の接合部強度である。梁フランジには引張強度を、梁ウェブとシヤーププレートには降伏強度を用いた。3層床レベルの現場接合部において、シヤーププレートの上下に4本ずつ配された高力ボルト（図3）の最大耐力に基づく曲げ耐力は、シヤーププレートの全塑性曲げ耐力を上回る（約1.1倍）。 ${}_bM_p$ は鋼梁の全塑性モーメントである。 ${}_{cj}M_u$ はRC床スラブの協力を見込み、正曲げ時、および負曲げ時に対して求めた合成梁の接合部強度である。正曲げ時の床スラブについては、工場接合部、現場接合部とも既往の実験で観察された条件<sup>11)</sup>を採用し、コンクリートの有効圧縮強度を $0.85\sigma_B$ 、有効幅を柱幅（400mm）とした。負曲げ時については、合成構造設計指針<sup>16)</sup>を参照して有効幅を求め、工場接合部では1400 mm、現場

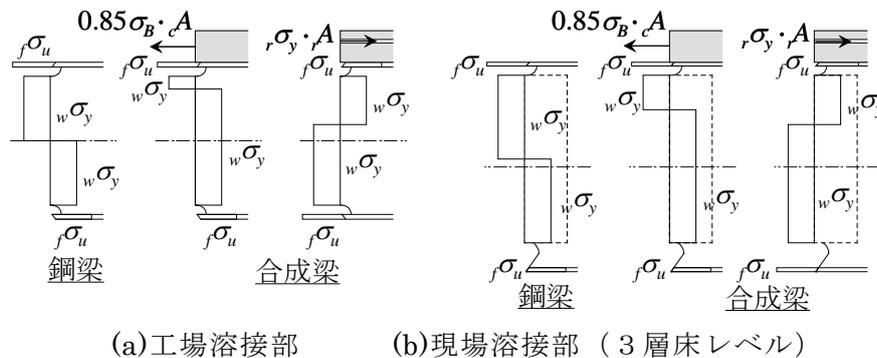


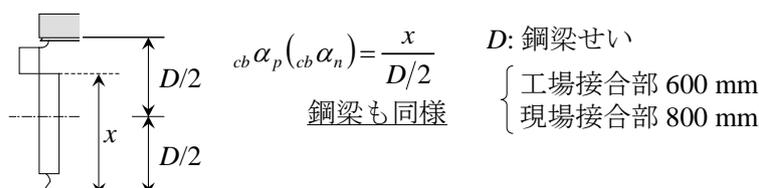
図4 梁端接合部で仮定した応力状態

表2 曲げ耐力計算値と接合部強度比

接合形式	鋼梁			合成梁					
	${}_{sj}M_u$ (kN*m)	${}_bM_p$ (kN*m)	$\frac{{}_{sj}M_u}{{}_bM_p}$	正曲げ			負曲げ		
				${}_{cj}M_u$ (kN*m)	${}_{cb}M_p$ (kN*m)	$\frac{{}_{cj}M_u}{{}_{cb}M_p}$	${}_{cj}M_u$ (kN*m)	${}_{cb}M_p$ (kN*m)	$\frac{{}_{cj}M_u}{{}_{cb}M_p}$
工場接合部	1369	1042	1.31	1693	1377	1.23	1507	1191	1.27
現場接合部 (3層床レベル)	1576	1427	1.10	1991	1914	1.04	1793	1675	1.07

表3 梁下フランジから見た塑性中立軸位置

接合形式	鋼梁		合成梁	
	正曲げ ${}_s\alpha_p$	負曲げ ${}_s\alpha_n$	正曲げ ${}_{cb}\alpha_p$	負曲げ ${}_{cb}\alpha_n$
工場接合部 (梁G1)	1.00	1.00	1.63	1.21
現場接合部 (梁G3)	1.08	1.08	1.53	1.27



接合部では 1799 mm とした。この有効幅内の床スラブに定着される鉄筋 (図 2) を引張に対して有効とし、断面積に降伏強度を乗じた。 ${}_{cb}M_p$  は合成梁の全塑性モーメントである。

表 2 において、鋼梁に対する合成梁の各耐力の増加割合を見ると正曲げでは  ${}_{c_j}M_u / {}_{s_j}M_u$  と  ${}_{cb}M_p / {}_bM_p$  がともに 1.2-1.3 倍程度となった。負曲げでも  ${}_{c_j}M_u / {}_{s_j}M_u$  と  ${}_{cb}M_p / {}_bM_p$  がともに 1.1-1.15 倍程度となった。接合部強度と全塑性モーメントに等しい床スラブ強度を仮定しているため、工場接合部、現場接合部に関わらず、全塑性モーメント  ${}_{cb}M_p$  の方が接合部強度  ${}_{c_j}M_u$  よりも増加の割合が若干高くなり、合成梁の接合部強度比  ${}_{c_j}M_u / {}_{cb}M_p$  は、鋼梁よりもその分だけ小さくなった。

接合部強度と全塑性モーメントの比は、接合部の破断で決まる変形性能に関連させることのできる有用なパラメータとして認められている<sup>9)</sup>。接合部強度が全塑性モーメントを大きく上回れば接合部の破断の危険性が小さくなるという考えに基づくが、その裏づけは鋼梁に対する実験がほとんどである。先に述べたように、塑性理論に基づいて求められる従来からの接合部強度比は、RC床スラブを考慮したとしても、その値はほとんど変わることはなく、RC床スラブの存在によって影響を受けて変化する変形能力の傾向を表現できない。そこで、RC床スラブが接合部の応力状態に及ぼす影響を同じ力学モデルから考える。図 4 の応力状態において、梁下フランジから塑性中立軸位置までの距離を  $x$  とし、梁せい  $D$  の半分  $D/2$  で除す。梁下フランジにとって、塑性中立軸が梁の中心にあれば 1.0 であり、この値が 1.0 よりも大きくなるほど、塑性中立軸位置がより上に位置することを意味する。この値を塑性中立軸比と呼び、正曲げ時を  ${}_p\alpha_{bf}$ 、負曲げ時を  ${}_n\alpha_{bf}$  と表記する。表 3 に計算結果を示す。鋼梁と考えた場合、正曲げ、負曲げとも等しく、工場接合部、現場接合部とも塑性中立軸はほぼ中央に位置する (現場接合部は、スカラップ形状とシヤープレートの位置の条件から 1.08)。RC床スラブの影響が加わる合成梁の場合は、工場接合部の正曲げ時で 1.63、現場接合部の正曲げ時で 1.53 となり、工場接合部のほうが、現場接合部よりも高い値となった。

実験では、設計用地震動としてエルセントロ波を採用し、現行の耐震設計基準のレベル 2 設計の規定に合わせて最大速度を 0.5 m/s に基準化した (E12)。また長周期地震動として、東海地震で川崎市に想定される東扇島波 (Hog)<sup>17)</sup> と、東海・東南海地震で名古屋に想定

される三の丸波 (San)<sup>18)</sup> の2つの人工波形も採用した。いずれも、水平2方向の加振計画とした。図5に入力地震動のうちNS成分の時刻歴波形を示す。時間軸は地震動ごとに変えている。振動の継続時間はE12で50秒程度であるのに対してHog、Sanでは100~200秒となる。入力の最大加速度は、E12が最も大きく他の約3倍であるが、固有周期2.4秒におけるスペクトル振幅は、E12-NSで0.8 m/s程度、Hog-NSはE12-NSの1.2倍、San-EWはE12-NSの1.5倍という関係にある。このスペクトル振幅はいずれの地震動もNS成分がEW成分よりも大きく、NS成分を長辺方向、EW成分を短辺方向に入力した。

E12、Hog、Sanの順で行った実験において、E12、Hog加振では、構造体に顕著な損傷は見られなかった。1回目のSan (San-1) 加振では、短辺方向の現場接合部の一部に破断が生じた。その後も、長辺方向に対する一方向加振に切り替えて実験を続行し、長辺方向の工場接合部は、3回目のSan (San-3) 加振において破断が生じ、これを以って実験終了とした。図6に、長辺、短辺方向の各層 (1~4層) に生じた最大層間変形角を示す。E12加振では、最大層間変形角が0.01 rad以下に収まっている。Hog加振では、長辺方向で0.01 radを超える層間変形角を生じたが、短辺方向は0.01 rad以下に収まった。San-1加振以降で

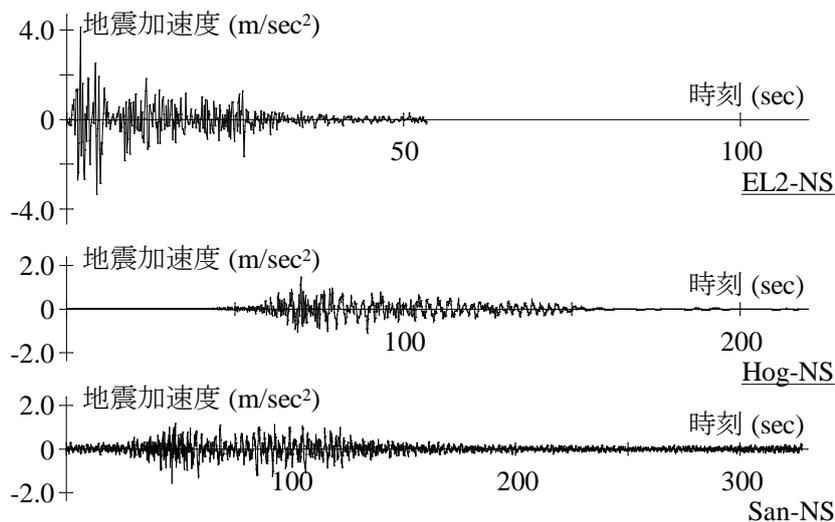


図5 入力地震動の時刻歴波形

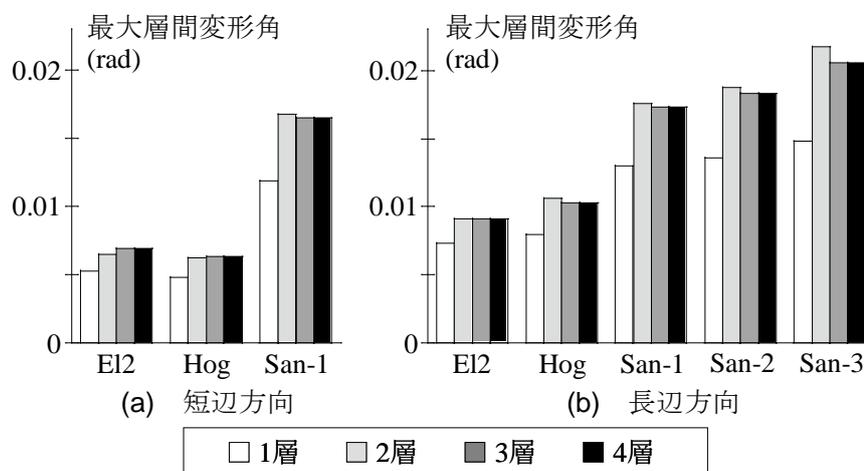


図6 最大層間変形角の分布

は短辺方向、長辺方向ともに 0.015 rad を超える層間変形角を生じた。本実験に関する応答評価<sup>13)</sup>によれば、San-1 と Hog の加振において、梁端接合部によるエネルギー吸収の平均的な値は、E12 加振における平均的な値のそれぞれ 10 倍、および 4 倍に達した。

計測は骨組内の梁 G2 の端部（工場接合部）、梁 G3 の端部（現場接合部）のすべてについて、曲げモーメントと回転角の関係を得る計画とした。柱と梁の弾性位置における曲げモーメントは、断面に歪ゲージを貼付して軸歪分布から求める。梁端の回転角は、梁端接合部付近に変位計を水平に設置して計測した水平方向変位から求める。図 1 (b) において実線で囲んだ梁 G2 の端部（工場接合部）、梁 G3 の端部（現場接合部）については、性状を詳細に分析するために、複数の断面に対して歪ゲージを貼付した。現場接合部のシャーププレートにはパイ型変位計を設置し、シャーププレートのすべり変位を計測した。

### c) Eーディフェンス実験における骨組の詳細分析

図 7 に San-1 加振における 4 層床レベルの梁に対する梁端回転角  $\theta_b$  の時刻歴波形を示す。工場接合部と現場接合部には、それぞれ柱面から 1450 mm（梁せいの 2.4 倍）、1670 mm（梁

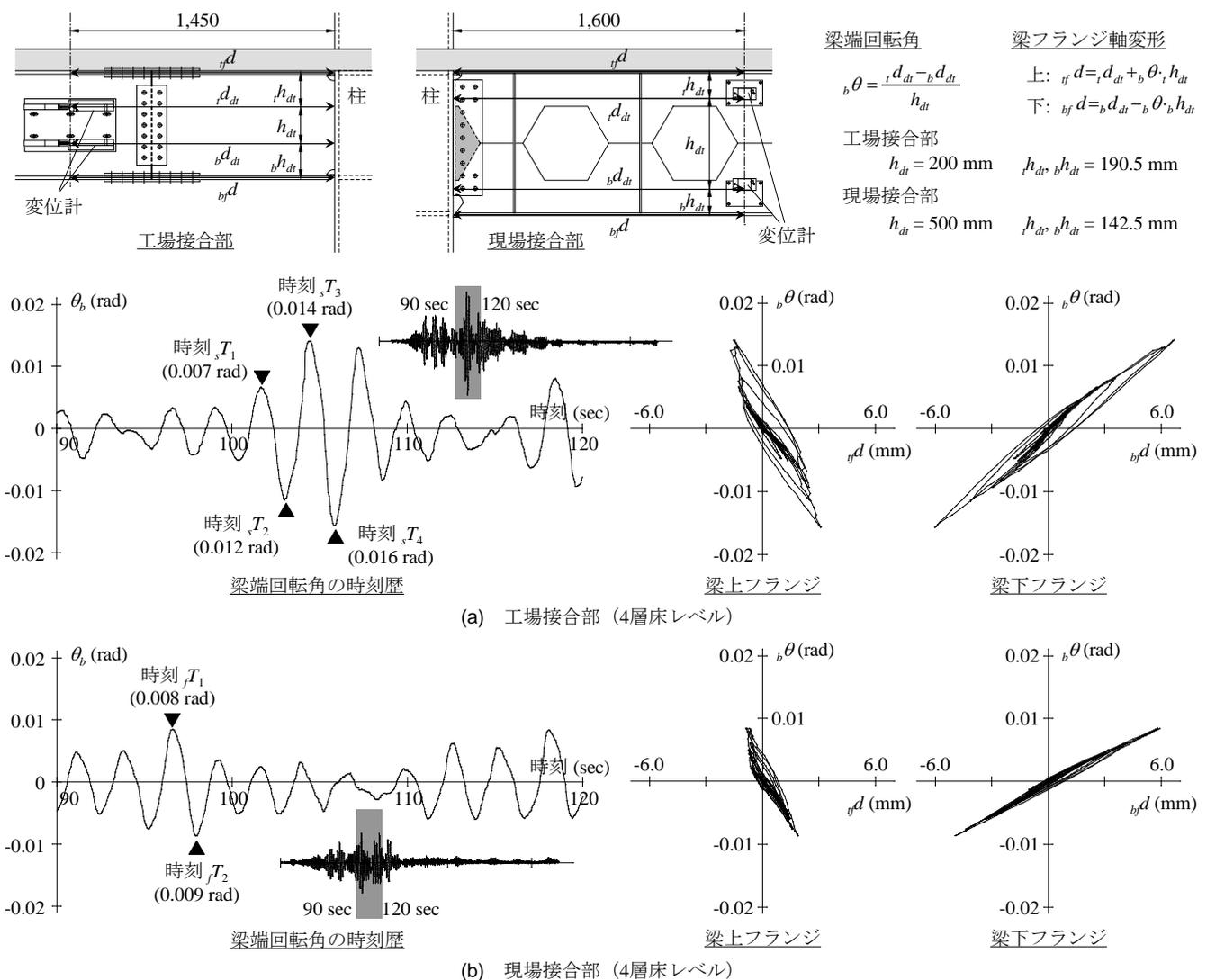


図 7 梁端回転角と梁フランジ軸変形 (San-1 加振)

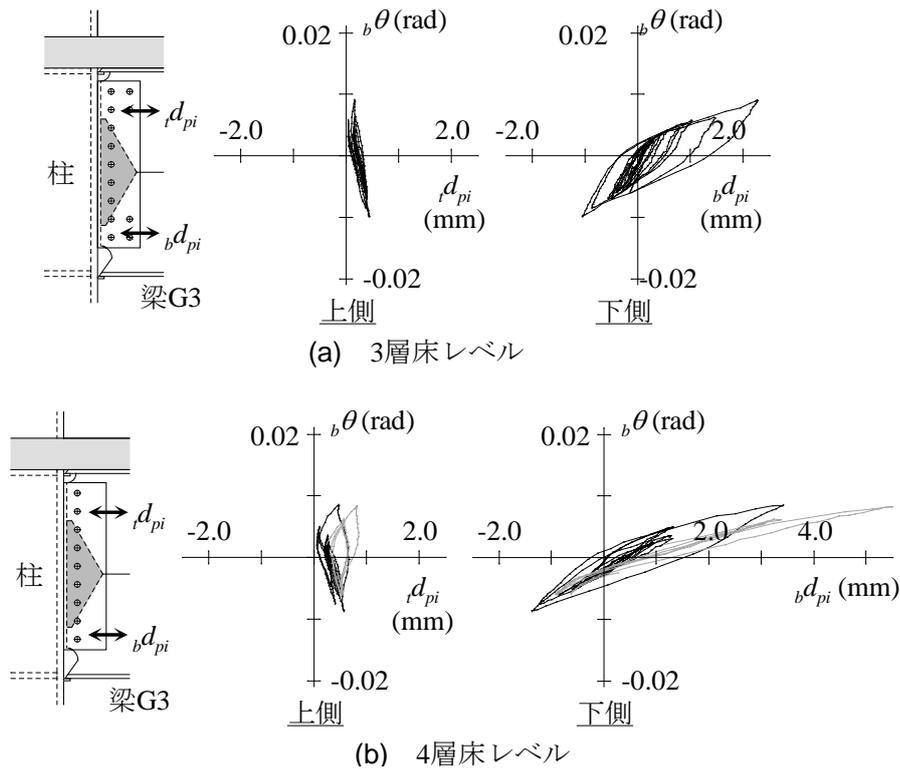


図8 現場接合部における梁端回転角とシャーププレートすべり変位の関係(San-1加振)

せいの2.1倍)離れた位置に水平変位計を設置した。梁端回転角は、これらの計測変位の差を計測点間距離(工場接合部は200mm、現場接合部は500mm)で除して求め、RC床スラブが圧縮側となる正曲げ方向の回転が正となるように示している。梁端接合部は、ほぼ2.4秒の周期で多数回の回転を経験しており、図は最大の回転角が生じる90~120秒を抜き出して示している。このときの梁端回転角 $b\theta$ と梁上フランジと梁下フランジの軸変形 $t_f d$ 、 $b_f d$ の関係を併せて示す。図においてRC床スラブが取りつく梁上フランジよりも梁下フランジの方が軸変形が大きくなるのが分かる。梁上フランジは、正曲げのときよりも負曲げのときに大きくなり、梁下フランジは、正曲げ、負曲げとも同程度になっている。

現場接合部については、シャーププレートの上下位置(梁フランジの内側面から150mm内側の位置)にパイ型変位計を設置した。図8(a)はシャーププレートに13本の高力ボルトを用いた3層床レベルの現場接合部に対する結果、図8(b)はシャーププレートに9本の高力ボルトを用いた4層床レベルの現場接合部の結果である。いずれも、シャーププレートの上位置よりも下位置においてすべりが大きく、上位置においては、常に柱からウェブが離れるプラスの方へのすべりを生じている。なお、4層床レベルの現場接合部は、図7の時刻112秒で梁下フランジが破断して、すべり性状が変化した(図8(b)のグレーの線)が、ここではそれ以前の値を検討する。接合部破断については次の節以降に詳しく述べる。

図7の関係から、工場接合部の梁端回転角ピーク時 $sT_1 \sim sT_4$ における梁フランジの軸変形と、現場接合部の梁端回転角ピーク時 $fT_1$ 、 $fT_2$ における梁フランジの軸変形を求めて、図9に示す。時刻 $sT_1$ 、 $sT_2$ における4層床レベルの工場接合部と、時刻 $fT_1$ 、 $fT_2$ における4層および3層床レベルの現場接合部の梁端回転角は概ね等しい。それらを比較すると、現場接合部の正曲げ時における梁下フランジの軸変形は、工場接合部のその2倍以上大

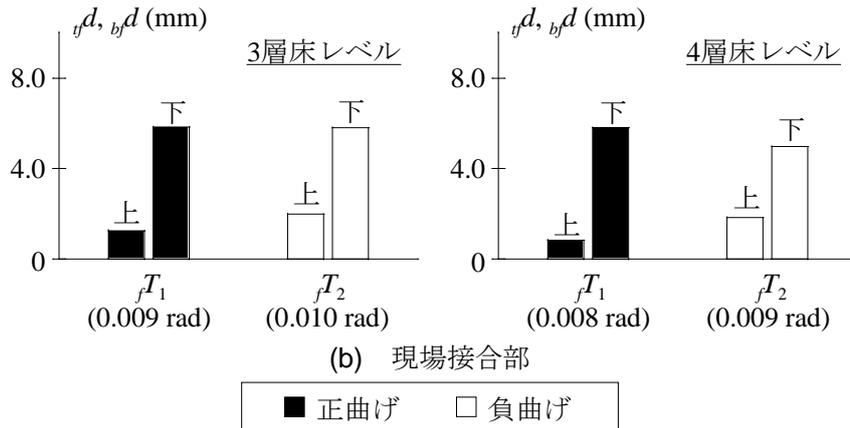
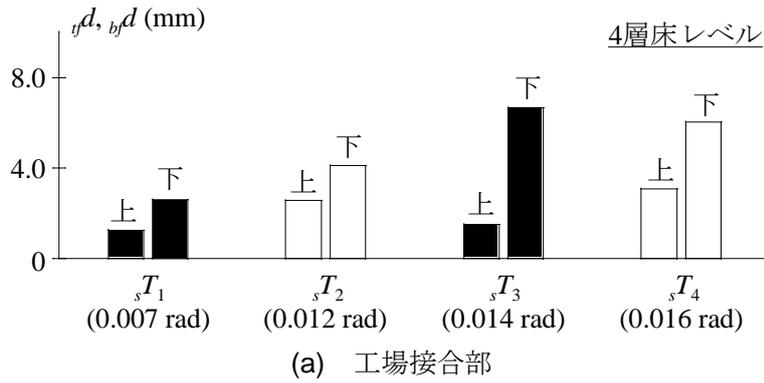


図9 梁端回転角ピーク時の梁フランジ軸変形 (San-1 加振)

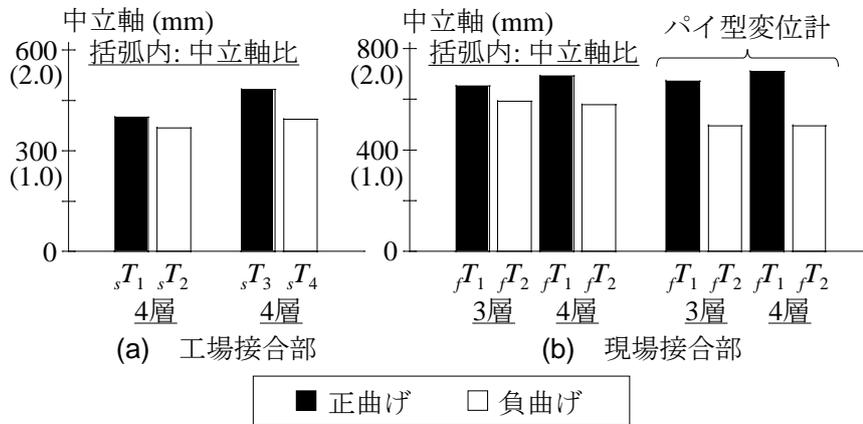


図10 中立軸位置 (San-1 加振)

きくなっている。負曲げ時では現場接合部の正曲げ時における梁下フランジの軸変形は、工場接合部のその1.5倍程度になっている。この回転角レベルにおいては、梁上フランジに対する梁下フランジの軸変形の比が、工場接合部よりも現場接合部において相当大きい。工場接合部もさらに回転変形が進み梁端回転角が0.015 rad程度になるとその比が大きくなる傾向にある。

そこで、水平変位計の関係とパイ型変位計の関係から求めた、中立軸の下フランジ下面からの高さを図10に示す。また、この中立軸の高さを梁せいDの半分D/2で除した値を中立軸比と定義する。工場接合部では、梁端回転角が0.007 radの時刻 $sT_1$ の正曲げ時において中立軸比は1.3、梁端回転角が0.015 rad程度の時刻 $sT_3$ の正曲げ時において中立軸比

は 1.6 となった。負曲げについては、時刻<sub>s</sub>T<sub>2</sub>、<sub>s</sub>T<sub>4</sub>において、中立軸比がそれぞれ 1.2、1.3 となった。現場接合部の中立軸の高さは、3 層、4 層床レベルともにほぼ等しく、時刻<sub>f</sub>T<sub>1</sub>における正曲げ時の中立軸比はそれぞれ 1.6、1.7、時刻<sub>f</sub>T<sub>2</sub>における正曲げ時の中立軸比はそれぞれ 1.5 となった。

これらの実験結果と先の塑性中立軸の計算値（表 3）を比べると、工場接合部の正曲げ時では梁端回転角が 0.015 rad 程度の時刻<sub>s</sub>T<sub>3</sub>で同程度に達するのに対し、現場接合部の正曲げ時、負曲げ時とも梁端回転角が 0.008 rad の時刻<sub>f</sub>T<sub>1</sub>で塑性中立軸比を超えた。これは、現場接合部のウェブとシャーププレートがすべることにより、梁端接合部近傍での局所的な変形がより支配的であったことを示唆している。

一方、柱と梁の弾性にとどまる断面における曲げモーメントを求めるために、図 11 に示す断面位置に歪ゲージを貼付した。各層の柱については、計測した歪から 2 つの断面の曲率を算定し、その曲率から断面の曲げモーメントを求める。そして、2 つの計測断面の曲げモーメントから柱に作用するせん断力を求める。また、そのモーメント勾配から計測断面の曲げモーメントを外挿することで、柱梁節点位置での曲げモーメントを求める。

梁について、歪ゲージから計測される歪にヤング係数を乗じて応力度を算定する。この応力が仮定する区分ごとに一様に分布するとみなし、各部分区間の面積を応力度に乗じて合力を求める。合成梁は曲げモーメントだけに抵抗していると仮定し、軸力を無視することによって、RC 床スラブ断面に作用する合力が得られる。RC 床スラブの断面に作用する応力度が断面の高さ方向に一様に分布すると仮定し、鋼梁と RC 床スラブの合力から、合成梁

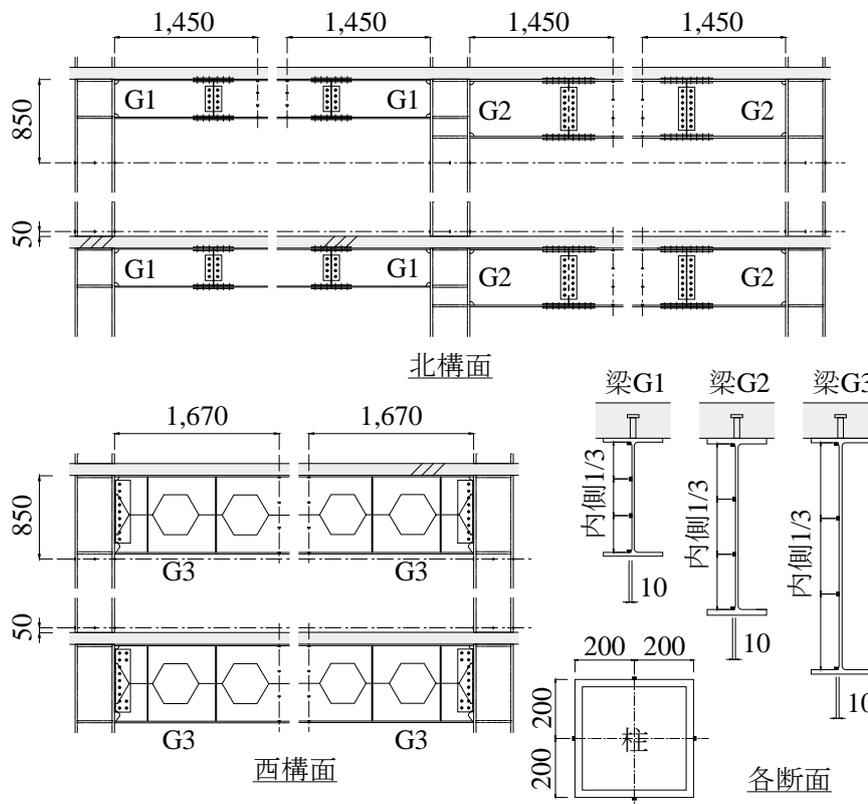


図 11 曲げモーメント計測のための歪ゲージ貼付位置(単位:mm)

断面の曲げモーメントを求める。柱と同様に、2つの計測断面の曲げモーメントよりモーメント勾配を求め、その勾配を用いて計測断面の曲げモーメントを外挿し、梁端接合部位置および柱梁節点位置での曲げモーメントを求める。

まず、San-1 加振を対象として、柱の歪ゲージから求めた層せん断力と各層の加速度計から求めた層せん断力の関係を図 12 に示す。縦軸は、各層床の平面重心位置の応答加速度と各層の質量から求まる慣性力を累加して算出した 2 層の層せん断力である。横軸は、2 層の柱に貼付した歪ゲージの計測歪から算定した各柱せん断力の総和である。プロットは、ほぼ 45 度線上にあり、別々の計測データを用いて求めた層せん断力がほぼ等しい値を示している。

このときに、上記の手順に従って柱に貼付した歪ゲージのデータから求めた柱梁節点位置での曲げモーメントと、梁に貼付した歪ゲージのデータから求めた柱梁節点位置での曲げモーメントの関係を調べる。図 13 の縦軸は梁から求めた曲げモーメント、横軸は柱から求めた曲げモーメントである。工場接合部において両者はほぼ一致している。一方、現場接合部では梁からの曲げモーメントが相対的に小さくなっている。ハニカム梁では梁ウェブの欠損部の影響で平面保持が成立せず、そこに平面保持を仮定して曲げモーメントを求めたことが原因と考えられる。

以上を踏まえて、本論では以降の検討において、工場接合部に作用する曲げモーメントに梁の歪ゲージから求まる値を用い、現場接合部に作用する曲げモーメントに柱の歪ゲージから求まる値を用いる。

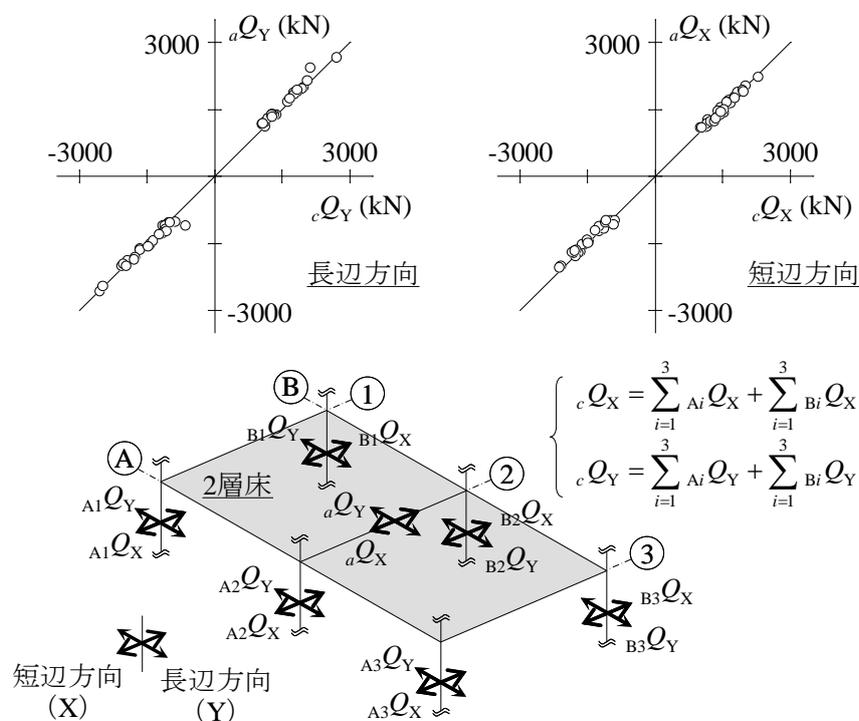


図 12 層せん断力 (San-1 加振)

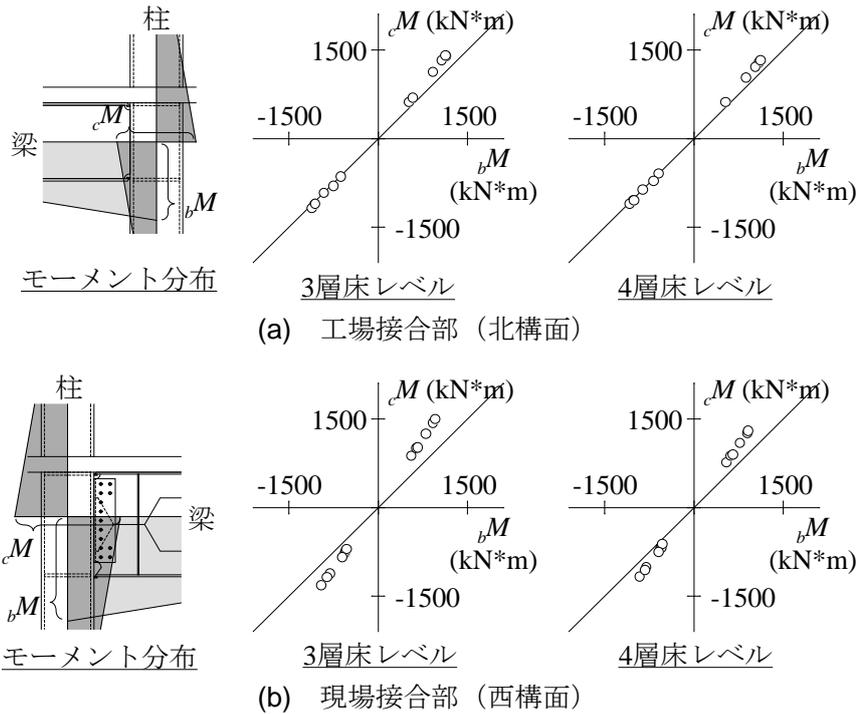


図 13 パネル中心での曲げモーメントの釣合い(San-1 加振)

図 14 に図 1(b)において実線で囲んだ範囲における梁端接合部に作用する曲げモーメント（接合部モーメント） $jM$ と梁端回転角 $\theta$ の関係を示す。この範囲の工場接合部はSan-1とSan-2の加振では破断せず、San-3の加振時に4層床レベルの工場接合部の梁下フランジが破断した。現場接合部は、San-1の加振時に4層床レベルの現場接合部の梁下フランジが破断した。図中の接合部モーメント $jM$ と梁端回転角 $\theta$ の関係は、工場接合部と現場接合部のいずれにおいても、梁下フランジの破断前には安定した履歴を示すとともに、破断後の急激な耐力低下を表している。

本実験では、工場接合部12ヶ所、現場接合部12ヶ所について、図14と同様の接合部モーメントと梁端回転角の関係を計測した。図15には、各接合部における正曲げ側、負曲げ側の最大接合部モーメント $jM_{max}$ を並べて示している。図中には表2で示した合成梁の全塑性モーメント $c_bM_p$ と接合部強度 $c_jM_u$ をそれぞれ太線と細線で示している。いずれの接合部も最大接合部モーメントは、接合部強度の計算値に至らない。工場接合部は、正曲げ側、負曲げ側ともに全塑性モーメント計算値とほぼ等しい。現場接合部は、正曲げ側において、破断した接合部が全塑性モーメント計算値の0.7倍程度となっており、破断しなかった接合部が0.8倍程度となっている。負側は、いずれも全塑性モーメント計算値の0.9倍程度となっている。

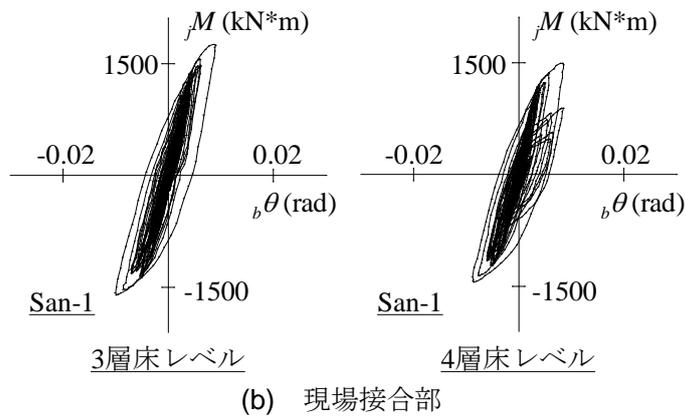
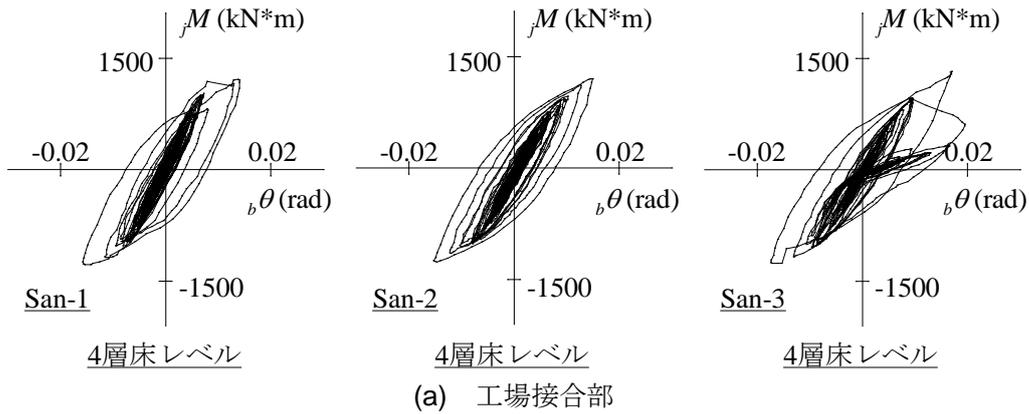


図 14 接合部モーメント-梁端回転角関係

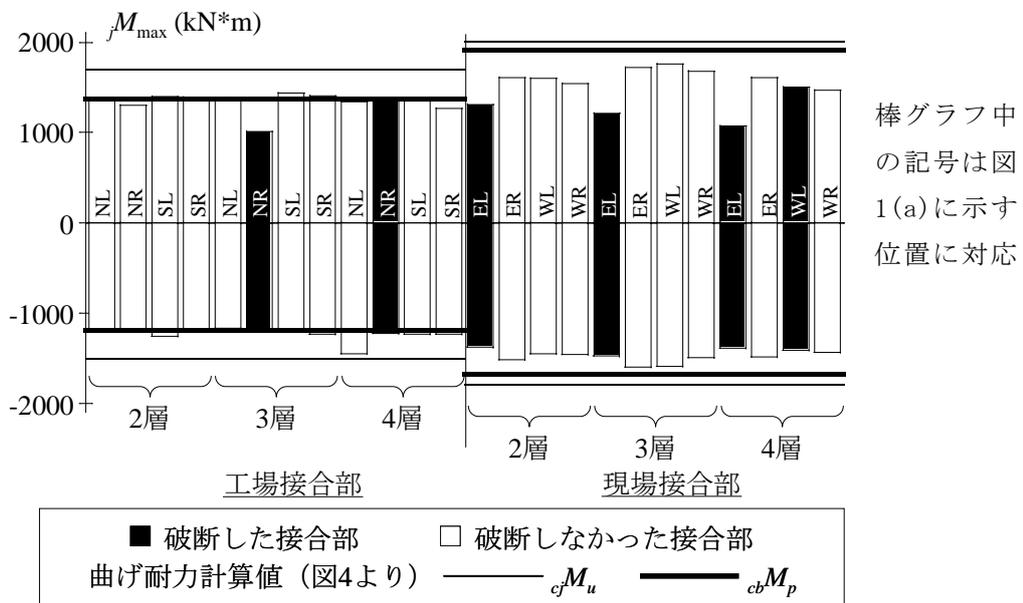


図 15 最大接合部モーメント

図 14 で示した工場接合部と現場接合部には、歪ゲージを図 16 に示す位置に貼付した。以降では、実験における最大接合部モーメントに対応する正曲げ時ピーク（工場接合部は  $sT_3$ 、現場接合部は  $fT_1$ ）と負曲げ時ピーク（工場接合部は  $sT_4$ 、現場接合部は  $fT_2$ ）を対象

として、このときの歪ゲージの計測値から梁端の強度特性を考察する。図 16 の A 断面における歪を図 17 に示す。降伏歪を大きく超える歪を繰り返し受けた箇所については、降伏歪を超えるように表記している。工場接合部では、上下フランジとも降伏している。現場接合部では下フランジは降伏しているが、上フランジは降伏歪の半分程度にとどまる。以下では、ウェブの歪について考察する ( $w\varepsilon_1$ 、 $w\varepsilon_2$ 、 $w\varepsilon_3$  : 1 位置、2 位置、3 位置)。工場接合部において、梁上フランジに近い 1 位置の梁ウェブ歪は、ほぼ 0 となり、中央の 2 位置の梁ウェブ歪は、降伏歪の 50 % を下回る。1 位置は中立軸付近と解釈できるが、2 位置の歪レベルからみれば、計算で仮定した全塑性状態に完全には至っていない。現場接合部においては、負曲げにおいて 1 位置、2 位置の歪はほぼゼロで、3 位置において、降伏歪の 20 % 程度の値になっている。正曲げ側においては、相対的に大きな歪が生じており、1 位置と 3 位置がほぼ同程度になっている (降伏歪の 40-50 %)。2 位置が小さくなるのはハニカム梁の断面欠損の影響である。また、負曲げ側の歪がほぼゼロであることから、繰り返しすべりを受けるなかでシヤーププレートとウェブの摩擦抵抗はほとんど期待できないことが示されている。

工場接合部の梁と現場接合部の梁のいずれも、図 16 の B 断面では、弾性にとどまった。先に説明した方法から、それぞれの断面の負担軸力を求めて図 18 に示す。なお、先に述べ

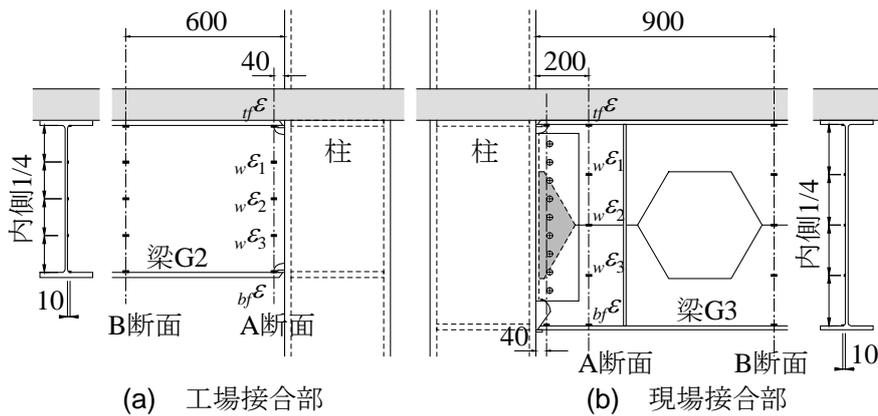


図 16 梁端接合部近傍の歪ゲージ貼付位置 (単位: mm)

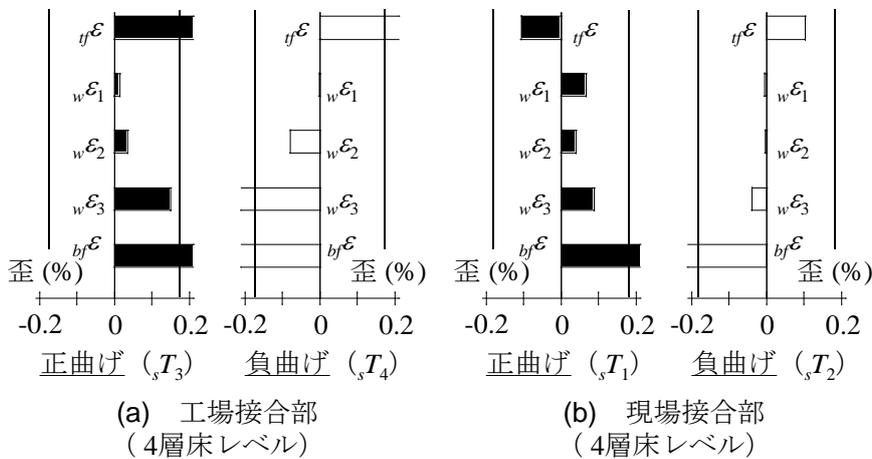


図 17 梁端回転角ピーク時における A 断面の歪 (San-1 加振)

たとおりハニカム梁にこの方法を適用すると、軸力レベルを小さく評価する可能性があるが、ここではそのまま考察を進める。図 18(a)に示す工場接合部は、正曲げ側、負曲げ側とも梁下フランジは降伏時の軸力の 90 %以上に達している。正曲げ側における RC 床スラブは、それとほぼ同程度の軸力を負担している。負曲げ側においても、RC 床スラブは梁上フランジと同等の軸力を負担している。図 18(b)に示す現場接合部においても、正曲げ側、負曲げ側とも梁下フランジは降伏時の軸力の 85 %以上に達している。そして、正曲げ側、負曲げ側とも RC 床スラブは、それとほぼ等しい軸力を負担している。

図 19 は、図 18 において示した RC 床スラブに作用する軸力（スラブ軸力）に対応するス

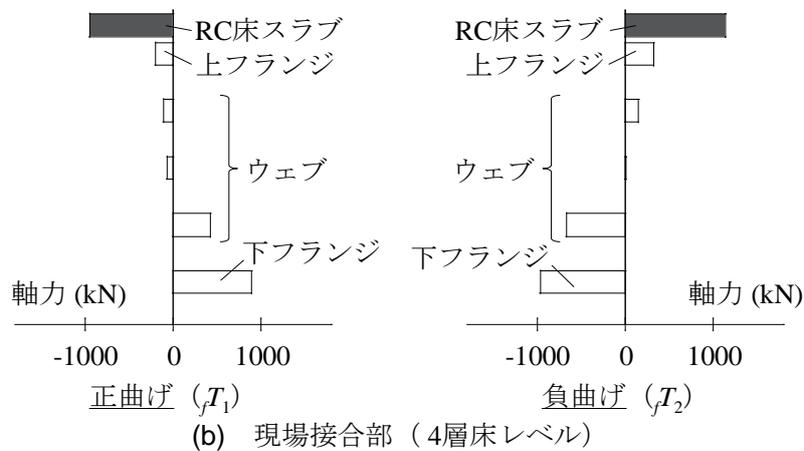
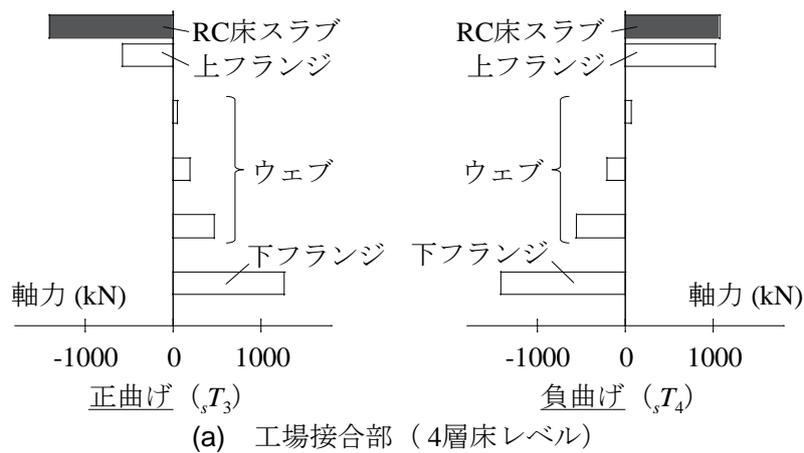


図 18 合成梁断面の軸力 (San-1 加振)

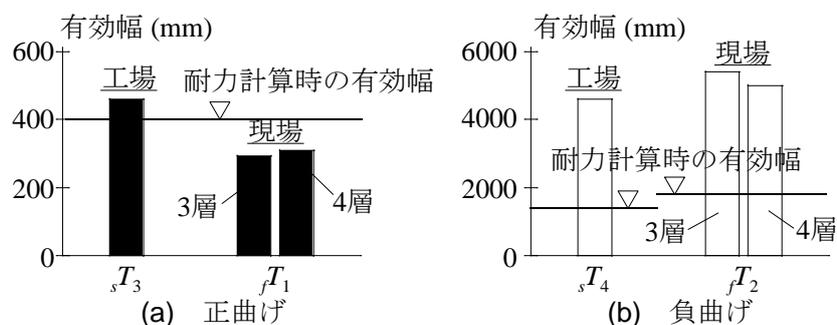


図 19 スラブ軸力から求めた有効幅 (San-1 加振)

ラブ有効幅である。正曲げ側は、有効幅内でスラブ圧縮応力度が一様に  $0.85\sigma_B$  であると仮定し、スラブ軸力を  $0.85\sigma_B$  とスラブ厚 (120 mm) で除して有効幅を求めた。負曲げ側に対しては、スラブ軸力が有効幅内にあるスラブ鉄筋の降伏強度によって発揮されていると仮定し、スラブ軸力に釣り合う鉄筋の本数を求めて (外周部の張り出しスラブ内の鉄筋は全て考慮)、スラブ鉄筋のピッチを考慮して求めた。図 19(a) の正曲げ側を見ると、工場接合部は梁端回転角が  $0.015 \text{ rad}$  程度 ( ${}_sT_3$ ) において、柱幅の 400 mm 程度となった。現場接合部は、梁端回転角  $0.008 \text{ rad}$  程度 ( ${}_fT_1$ ) において、300 mm 程度になった。一方、図 19(b) の負曲げ側を見ると、いずれも骨組内部の床スラブの幅 4 m 程度が協力したことになる。これは、工場接合部の梁方向では、ほぼ全幅に相当し、現場接合部の梁方向でも 2/3 程度の幅に相当する。また、指針における評価の 2 倍以上の数値となる。本試験体では、一般的な鉄筋組み込み型のフラットデッキを使い、仕様に従ってスラブ筋が配されている。こうした床スラブの配筋条件が、負曲げ時の床スラブの協りに大きな影響を与える可能性がある。

ここで再度、工場接合部と現場接合部に仮定した塑性力学モデルについて考察する。工場接合部における応力状態は、図 17 および図 19 から全塑性モーメントの計算時に仮定した条件にほぼ達していたと判断でき、最大接合部モーメントが計算値に近かったことが理解できる。一方、現場接合部については正曲げ側、負曲げ側ともにウェブの応力負担が仮定よりも相当小さかった (図 17(b))。図 8 のすべりの変位レベルからすると、施工誤差によって高力ボルトの支圧力の効きにも差が生まれる。摩擦抵抗にも期待できないことから、先の力学モデルにおけるウェブの応力負担をゼロと仮定して再度計算してみると、現場接合部の正曲げにおける全塑性モーメントは  $957 \text{ kNm}$  となる。この値は図 15 の実験結果の下限値に相当する。

本実験では San-1 加振で現場接合部が 4 ヶ所、San-3 加振で工場接合部が 2 ヶ所破断した。本研究では、接合部モーメントと梁端回転角の関係から求まる累積塑性回転角  $\Sigma_b\theta_p$  を塑性変形能力の指標として用いる。ここでは、接合部モーメントがゼロの時に残留する回転角を塑性回転角と考えて全ての加振において経験した塑性回転角を累積した。破断し

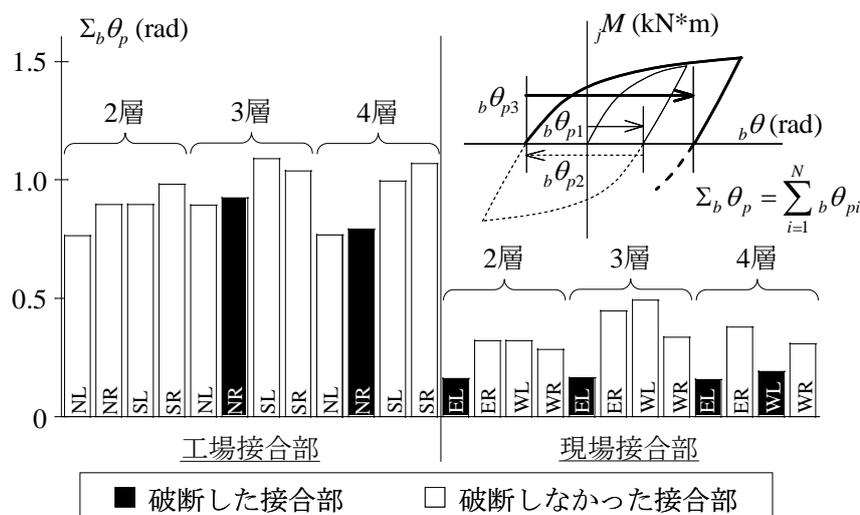


図 20 累積塑性回転角

なかった接合部の結果も合わせて、実験結果を図 20 に示す。破断した接合部の累積塑性回転角 $\Sigma_b\theta_p$ の平均値において、工場接合部の値は現場接合部の値の約 5 倍という関係にある。

現場接合部は、設計段階において、接合部強度比が工場接合部よりも小さい条件にあった。接合部設計指針<sup>9)</sup>では接合部強度比を 1.35 以上とすることを推奨しているが、本試験体では、工場接合部が 1.31、現場接合部が 1.10 となり（鋼梁における評価）、現場接合部は推奨値を大きく下回る。一方で、接合部破断に対しては RC 床スラブの影響を踏まえる必要がある。同一の梁端回転が与えられたとき、床スラブの存在により引張を受ける下梁フランジから中立軸が離れ引張歪が増大するため、フランジの破断条件が厳しくなる。本論で定義した、塑性理論から求まる塑性中立軸比を比べると、現場接合部よりも工場接合部のほうが高い評価となる。しかし、実験において、梁端の変形を測定して中立軸比を求めると、同じ回転角において、現場接合部のほうが工場接合部よりも高くなる。また、ウェブからの応力伝達自体も期待できない結果となった。したがって、本実験で対象とした現場接合部においては、接合部強度比の不足とともに、ウェブの接合条件と床スラブの存在が相乗的に下フランジの破断に対する条件を厳しくした考えることができる。その結果、多数回の繰り返し塑性変形に耐える能力は工場接合部よりもはるかに劣った。

#### d) Eーディフェンス実験の分析に関するまとめ

本研究では、一般的な鋼構造建物が長周期地震動を受けるときに経験する梁端の塑性変形履歴を 4 層の床スラブ付き鋼製骨組に与える実験から、1970 年代の初期に使われた工場接合部と現場接合部の強度と変形性能を確かめた。本論では、その実験結果の傾向を説明する材料として、前半に塑性理論に基づく力学モデルから接合部強度比と中立軸比を考察し、その内容を踏まえて、接合部付近の梁端変形特性を分析した。続いて、骨組内に生じた層せん断力から信頼性のある接合部最大強度の算出法を検討したうえで、接合部モーメントと梁端回転角の関係を求めた。

最大強度の実験値と力学モデルによる計算値を比較しつつウェブから接合部に伝わる応力伝達レベル確認すると、工場接合部の場合はウェブの応力伝達をほぼ見込めるが、多数回の繰り返し変形を前提とする現場接合部では、これを無視する必要も生じることが示された。さらに現場接合部では床スラブの存在が、小さな梁端回転角レベルから中立軸を上位置させる。加えて、現場接合部の下スカラップは直接開先に入り込む形をしており、梁下フランジの完全溶け込み溶接時にも、スカラップが干渉することになる。実験では、三の丸波加振の 1 回目に現場接合部が破断し、三の丸波加振の 3 回目に工場接合部が破断した。いずれも、多数回の繰り返し変形によって梁下フランジが破断した。破断までの変形能力を、接合部モーメントと梁端回転角の関係から得られる累積塑性回転角によって定量的に評価すると、工場接合部の変形能力と現場接合部の変形能力に 5 倍という差があった。

## 2) 既存超高層建物群の被害予測を見据えた設計資料分析

### a) 概要

太平洋沿岸において海溝型の大地震が生じ、内陸部に長周期成分が卓越する地震動が伝わる。高層建物は、骨組が多数回の繰り返し変形を受け、居室は長時間続く横揺れを受ける。そのような高層建物の長周期地震応答の強さは、都市の地盤特性と建物の応答特性の関係に依存する。首都圏をはじめとする太平洋側の都市に集中する高層建物群の被害を、体系的・網羅的な資料に基づいて、大局的に予測する必要がある。本節では、(1) 高層建物において損傷が集中する柱梁接合部の保有性能に関するデータベースを作成する、また(2) 各都市において予測される長周期地震動の周期帯に着目して被害が予測される高層建物群を年代、地区別に選別する。

### b) 柱梁接合部のデータベース

高層建물에設計時の想定を遥かに超える地震エネルギーが入力されるとき、ダンパー等により特別な対策がとられていない通常の骨組は、梁の端部において地震エネルギーの大半を吸収することになる。その梁の端部のエネルギー吸収能力は、多数回の繰り返し変形を受ける柱梁接合部の塑性変形能力と言い換えることができる。前節における分析によって、現場溶接接合形式において、ウェブの応力伝達不足と床スラブの存在が相乗的に作用し、下フランジの応力集中と歪集中によって、下フランジの破断に対する条件が厳しくなることが明らかになった。すなわち、現場溶接接合形式の柱梁接合部の変形能力は、工場溶接接合形式の柱梁接合部の変形能力よりも劣る傾向にあり、その度合いについては接合部強度比まで参照する必要があるが、1995年の兵庫県南部地震で梁端の破断がとり立たされる前においては、現在ほど柱梁強度比に注意を払う設計は行われていなかった。そこで以降では、柱梁接合部の接合形式に着目し、特に1995年までの設計資料を中心とした分析を行う。資料として、日本建築センター発行の性能評定シートに基づく高層建物データベース（東京理科大学 寺本研究室作成）を用いる。

表4に、本研究における年代別の棟数を示す。本研究では、1981年の新耐震設計法の施行、1995年の兵庫県南部地震、2001年の建築基準法の改正に着目し、年代を決定した。高層建物データベースは、1966年～2001年5月の期間で評定を取得した鋼構造建物を対象とし、柱梁接合部に関する情報を柱梁仕口部、柱継手及び梁継手の項目に分け、追加作成した。1つの建物に複数の構造種別を含む場合は、鋼構造に関する記載を調査の対象とした。対象建物における低層部、展望部、鉄塔部の柱梁接合部に関する記載は除外した。

表4 年代別対象建物

	年代-1	年代-2	年代-3	年代-4
評定年代	1966年1月	1981年6月	1990年1月	1995年1月
	1981年5月	1989年12月	1994年12月	2001年5月
対象建物棟数	173	110	293	205

表 5 断面形状

(a) 柱部

名称	略号	詳細名
箱形断面	B	ロールBOX形,BOX形鋼
	Bw	溶接BOX, 溶接組立BOX, 組立BOX形, BOXプレートビルトアップ, ユニバーサルBOX
	Bc	冷間BOX
	Bh	熱間成形角形鋼管
H形断面	H	ロールH, 圧延H, 極厚H, I型
	Hw	ビルトアップH(BH), 組立H, 溶接H(WH), I形プレートビルトアップ, 溶接I
十字型断面	Cr	
円形断面	P	成形円形鋼管, Sコラム
	Pg	遠心力鋳鋼管 (Gコラム)
	Pc	冷間成形円形鋼管
記載なし	N	

(b) 梁部材

名称	略号	詳細名
箱形断面	Bw	溶接BOX, 溶接組立BOX, 組立BOX形
H形断面	H	ロールH, 圧延H
	Hw	ビルトアップH(BH), 組立H, 溶接H(WH), I形プレートビルトアップ, 溶接I
	Hh	ハニカムH
その他	E	L型, T型
記載なし	N	

性能評定シートの記載からは判断が明確なもののみを読み取るが、仕口部の接合方法に関する記載がない場合は、以下に示す条件に従い分類した。

- ① 梁継手が現場溶接と記載され、かつフランジが溶接接合、ウェブが高力ボルト及び溶接接合の場合、梁継手を仕口部の接合と見なす。
- ② 梁継手のフランジとウェブが高力ボルト接合の場合、仕口部を工場溶接と見なす。

まず、表 5 に、柱部材、梁部材の断面形状の分類を示す。ただし、溶接十字形断面柱の構造種別が明確でない場合は、鉄筋コンクリート造と見なし調査対象から省く。

図 21 に、表 5 で示した断面形状の割合を年代別に示す。図 21(a)の柱部材より、全ての年代において箱形断面が最も多いことが分かる。特に、Bw は年代とともに増加しており、年代-3 では全体の 75% を占めている。図 21(b)の梁部材では、年代-1~3 を通して、H 形断面が全体の半分以上を占めていることが分かる。中でも、H 形断面の中で溶接によって組立てられた Hw が最も多い。

次に、溶接形式を調査する。建物内で現場溶接を用いた接合部が一カ所でもある場合、その建物の溶接形式を現場溶接に分類する。図 22 に、棟数と工場・現場の溶接形式の割合を年代別に示す。年代-1~4 の全体で、現場溶接が 61% (480 棟) であった。年代別に見

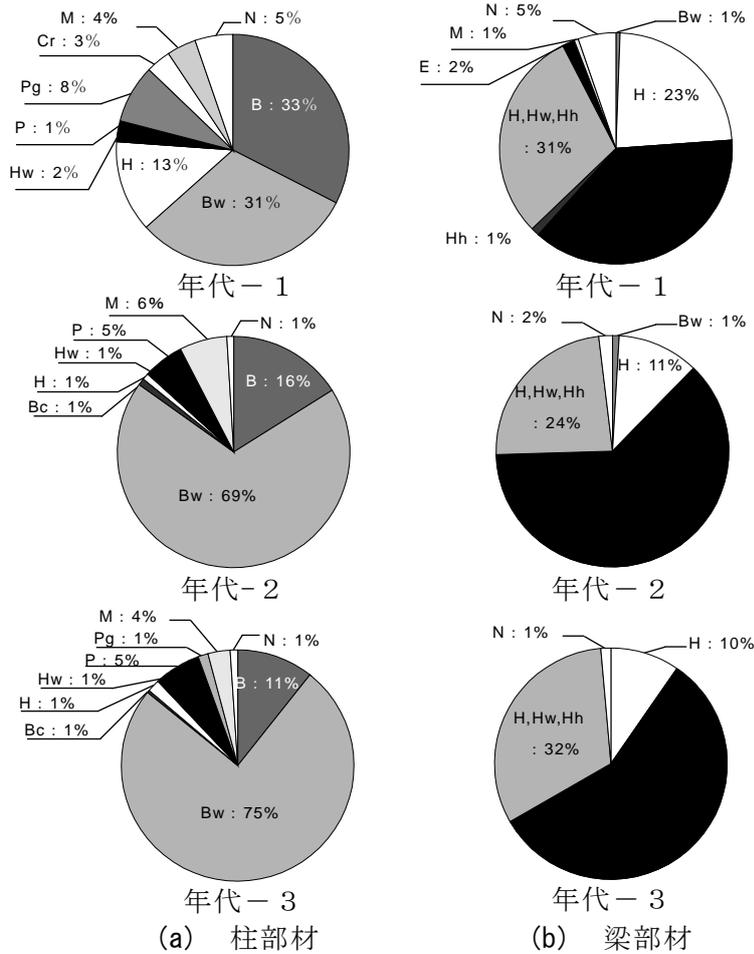


図 21 断面形状の割合

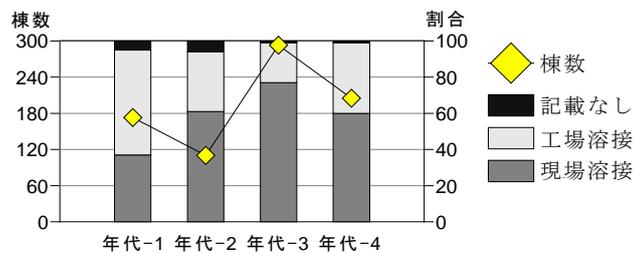


図 22 年代別溶接形式

ると、年代-1で37% (64棟)、年代-2で61% (67棟)、年代-3で77% (226棟)、年代-4で60% (123棟)を現場溶接が占める。年代-1～3で現場溶接は増加傾向にある。しかし、兵庫県南部地震後の年代-4で現場溶接は、年代-3の77%から60%に減少している。

現場溶接のみに着目したところ、現場溶接で柱部材が箱形断面、梁部材がH形断面を用いた組み合わせが、全ての年代において約90%を占めることがわかった(図23)。

地区別に溶接形式を見ていくと、表4に示した年代-1～4の対象建物棟数は全781棟であるが、そのほとんどは主要都市部に集中して分布している。従って、以降の分析は東京地区(東京、神奈川、千葉、埼玉)の443棟(全体の57%)、名古屋地区(愛知、岐阜、

三重)の35棟(5%)、大阪地区(大阪、兵庫)の148棟(19%)に分類し、3地区の計626棟(80%)に限定して行う。

図24に、工場・現場の溶接形式の棟数と割合を地区別に示す。年代-1~4を通し、地区毎に現場溶接を用いた既存高層建物は東京地区で66%(293棟)、名古屋地区で54%(19棟)、大阪地区69%(85棟)を占める。地区の違いによる傾向は特に見られず、3地区とも年代-1~3まで増加し年代-4で減少することがわかる。現場溶接の割合が最も多い年代-3では東京地区で82%、名古屋地区で77%、大阪地区で76%となり3地区とも約80%を占めるまで増加している。しかし、兵庫県南部地震後の年代-4の現場溶接は、大阪地区は48%であり、3地区で最も少ない値となっていることが確認できる。

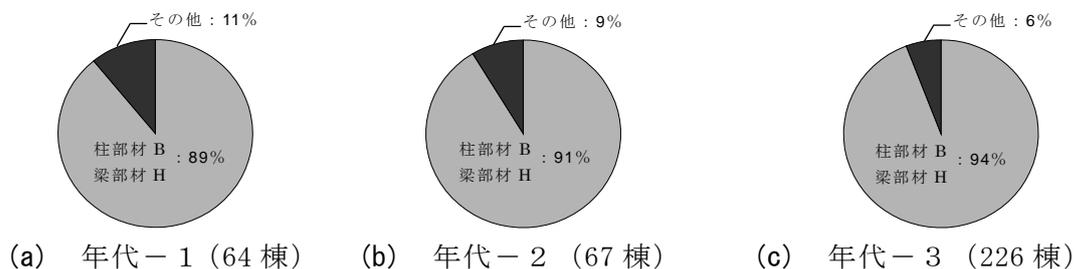


図23 柱梁部材の組み合わせの割合

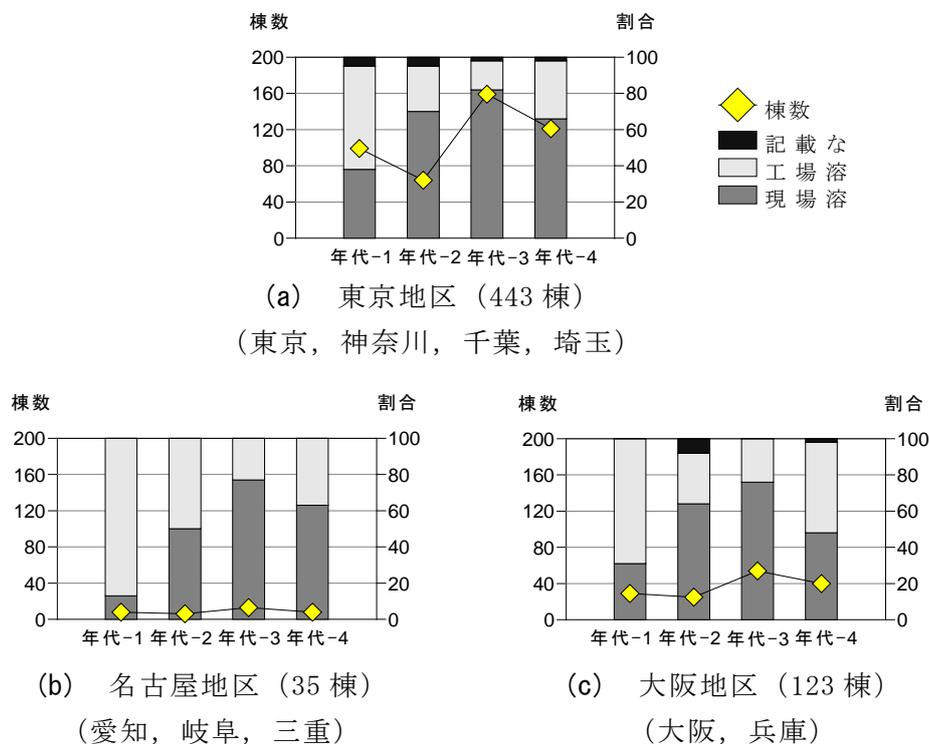
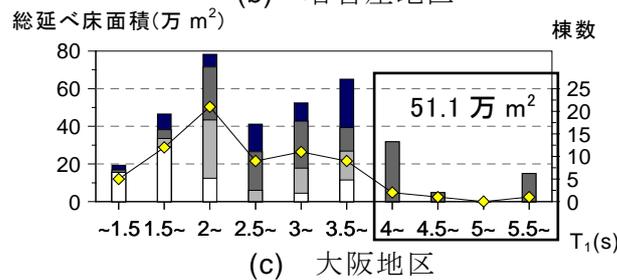
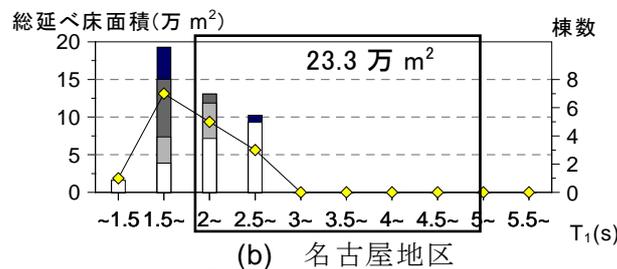
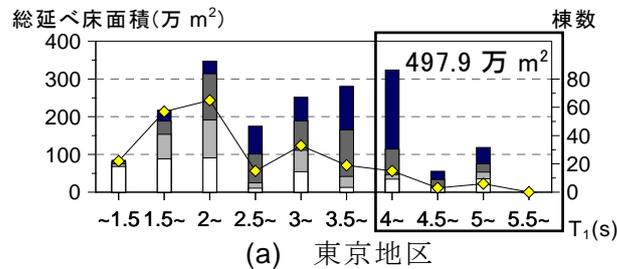


図24 地区別溶接形式

c) 予測長周期地震動の卓越周期に着目する既存高層建物の耐震性

各地域の予測長周期地震動には、地盤の卓越周期に対応する速度応答スペクトルおよびエネルギースペクトルのピークが存在する。各地域における超高層建物の中では、特に1次固有周期が、その周期帯に入る場合に、相対的に大きな地震応答が生じる可能性が高い。



〔 □ 年代 1, ■ 年代 2, ■ 年代 3, ■ 年代 4 の総延べ床面積 (左 Y 軸)  
 ◆ 棟数 (右 Y 軸) 〕

図 25 周期別総延べ床面積

表 6 特定の周期帯と地区全体

	東京地区	名古屋地区	大阪地区
*1 特定の周期帯における延べ床面積(万m <sup>2</sup> )	497.4	23.3	51.1
*2 地区全体の総延べ床面積(万m <sup>2</sup> )	1852.9	44.2	354.4
*1/*2 (%)	26.9	52.7	14.4

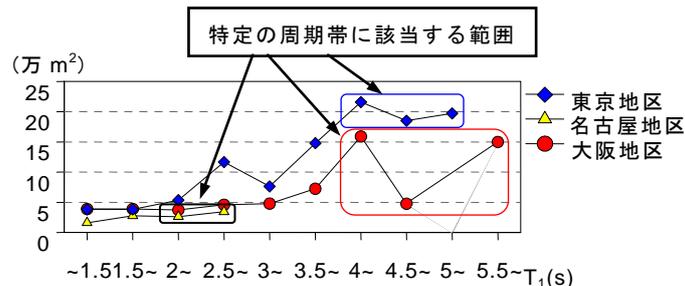


図 26 1 棟当りの延べ床面積

ここで、地盤の卓越周期を東京地区は4秒以上、名古屋地区は2-5秒、大阪地区は4秒以上と仮定し、各地域の超高層建物の1次固有周期を選別することで、被害を受けやすい建物群を同定する。対象とする超高層建物は、鋼構造建物で用途が事務所の建物に絞る。

東京地区、名古屋地区、大阪地区における周期別の総延べ床面積を図25に示す。表6に特定の周期帯と地区全体の面積比較を示す。3地区全体で事務所建物は332棟あり、枠内の建物は36棟ある。また、3地区全体に対する枠内の建物数の割合は11%である。

各地区の枠内に該当する建物が長周期地震動による被害を受けた場合、勤務者1人当りの必要床面積を $10\text{m}^2$ 、延べ床面積に対する貸室面積の割合を80%と仮定すると<sup>23), 24)</sup>、東京で39.8万人、名古屋で1.9万人、大阪地区で4.1万人がより強い影響を受けると考えることが出来る。総延べ床面積を棟数で割った1棟当りの延べ床面積を図26に示す。図より、周期 $T_1$ が長くなるにつれ、1棟当たりの延べ床面積が増加する傾向にある。また、特定の周期帯に着目すると、それ以外の範囲に比べ1棟当たりの延べ床面積が大きい。

代表的なコア形式<sup>23), 24)</sup>を図27に示す。各地区における特定の周期帯に該当する事務所建物を、代表的なコア形式で分類した結果を図28に示す。図より、センターコアが全体の40%を占めていることが分かる。棟数の分布に関する年代別の特徴を見ると、年代-1、3、4でセンターコアが、年代-2で片コアが最も多い結果となった。地区別の特徴を見ると、東京、大阪地区はセンターコアが、名古屋地区は片コアが、最も多い結果となった。

図29(a)に建物の高さや建物棟数の関係を示す。図29(a)より、年代別に見ると、主に年代-3、4は、高さ100m以上で分布している。地区別に見ると、主に東京、大阪地区は、高さ100m以上に多く分布しており、名古屋地区は、100m未満が大半である。

図29(b)に1次固有周期 $T_1$ と建物棟数の関係を示す。図29(b)より、年代別に見ると、年代-4は、 $T_1=4.0$ 以上5.0未満で分布している。地区別に見ると、東京、大阪地区は、 $T_1=4.0$ 以上に分布しており、名古屋地区は、 $T_1=2.0$ 以上3.0未満で分布している。

図29(c)に1次固有周期 $T_1$ にベースシア係数 $C_b$ を乗じた値 $T_1 \cdot C_b$ と建物棟数の関係を示す。図29(c)より、年代別に見ると、年代-1、2は、 $T_1 \cdot C_b = 0.25$ 以上0.35未満の範囲に分布しているが、 $T_1 \cdot C_b = 0.2$ 未満の建物も存在している。地区別に見ると、東京、大阪地区は、 $T_1 \cdot C_b = 0.25$ 以上0.3未満で最も多く、名古屋地区は、 $T_1 \cdot C_b = 0.3$ 以上0.35未満で最も多い。

図29(d)に基準階面積と建物棟数の関係を示す。図29(d)より、年代別に見ると、年代-1は基準階面積 $1000\text{m}^2$ 以上 $3000\text{m}^2$ 未満の範囲に分布し、その他の年代は $5000\text{m}^2$ 未満の範囲で分散している。地区別に見ると、東京、大阪地区は、基準階面積 $3000\text{m}^2$ 以上 $4000\text{m}^2$ 未満で最も多く、名古屋地区は、 $1000\text{m}^2$ 以上 $2000\text{m}^2$ 未満の最も多い。

以上の分析を基に、既存高層建物のカテゴリを表7に示す。



図 27 コア形式

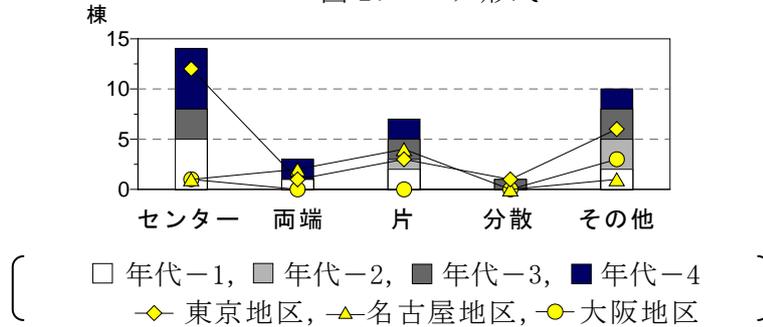
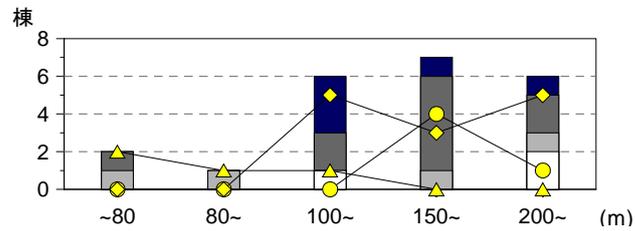
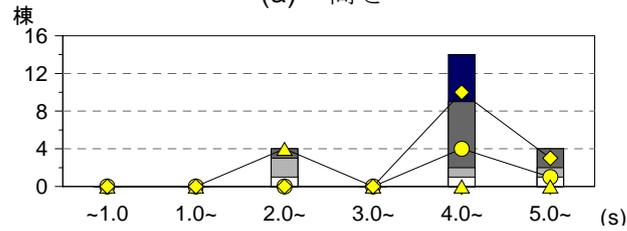


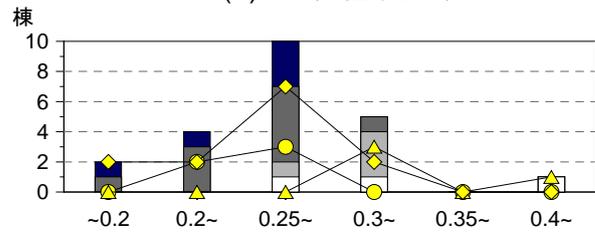
図 28 コア形式と棟数の関係



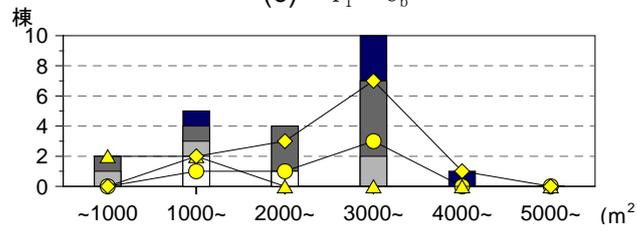
(a) 高さ



(b) 1次固有周期



(c)  $T_1 \cdot C_b$



(d) 基準階

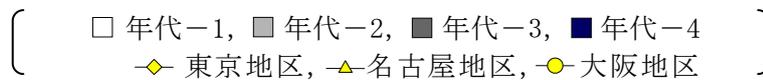


図 29 現場溶接を用いた事務所建物の分析

表 7 既存高層建物のカテゴリ

	年代	東京地区	名古屋地区	大阪地区
高さ(m)		200	100~130	180~200
周期(s)		5	2.5~3.5	4~5
$T_1 \cdot C_b$		0.25	0.3	0.25
基準階面積 ( $m^2$ )	1	1500~2500	1000~2000	1000~2000
	2	2000~3000	1000~2000	1000~3000
	3	2000~4000	1000~2000	2000~4000
コア形式	1	センターコア	センターコア	センターコア
	2	センターコア	片コア	センターコア
	3	片コア	片コア	両端コア

### 3) 超高層建物の地震被害に関するガイドライン／エーディフェンス実験

長周期地震動を受ける超高層建物の問題に先鞭を付けたのは、土木学会、日本建築学会の共同提言<sup>1)</sup>である。

その後、建築学会の調査委員会では、2年間の調査研究を「長周期地震動と建築物の耐震性」<sup>2)</sup>として取りまとめている。予測技術により起こり得る事態を予測しようとするもので、構成は以下の通りである。

1. はじめに（研究の目的）
2. 地震動
3. 建築構造物
4. 避難計画と非構造部材
5. まとめ

このなかで、2と3の節の検討フローは以下の通りである。

- ・ 予測長周期地震動を整理する。
- ↓
- ・ 超高層建物の設計資料を調べ、既存超高層建物の各種設計値を整理する。
- ↓
- ・ 既存超高層建物を代表するモデルに対する時刻歴応答解析実施する。
- ↓
- ・ 最大変形と累積変形に関わる応答工学量を整理する。

したがって、下記の観点から建物の性能を表現するに至っていない。

- ・ 建物として損傷はどのように進行するのか
- ・ 骨組は、結局、壊れるのか壊れないのか
- ・ 壊れるならどのように壊れるのか
- ・ 予防技術がどのような被害をどの程度防ぐのか

さらに、居室の被害に関する資料が欠落している。

本プロジェクトにおいて作成する「超高層建物の地震被害と高耐震化に関するガイドライン（仮称）」の骨子案を以下に示す内容とする。

- ・ 「作成の方針」：設計者、構造技術者、防災機関等が利用できる資料集とする。
- ・ 「構成」：

1. 骨組の耐震性能

2. 骨組の補強方法と効果
3. 非構造部材の損傷
4. 室内空間の被害と対策

・「得られる効果」:

1. 設計者が建物の所有者および使用者に被害状況を説明できる
2. 設計者が所有者および使用者に改修による補強効果を説明できる
3. 防災機関が一般市民に被害様相を伝えることができる
4. 防災機関が一般市民に対策による被害軽減効果を伝えることができる

内容で配慮する点として、実験のケースが限定されていることがある。したがって、前提条件と実験結果の位置づけを明確にし、実際には個々の建物の条件に応じた判断が必要であることをわかりやすく明記することを心がける。非構造部材・居室の被害に関わる内容を合わせて、研究成果を資料集として構成する作業を23年度4月から開始する。内容は30~40ページとし、23年度中の完成を予定する。また、要約版（パンフレット）を作成して実務的利用のPRも図る。

#### (c) 結論ならびに今後の課題

都市に長周期地震動が発生するとき、それを受ける超高層建物群は長時間にわたって強く揺さぶられる。骨組の損傷、家具の転倒や非構造材の損壊など建物全体としての被害を未然に防ぐ取り組みが極めて重要である。そうしたなかで、平成22年度は、E-ディフェンスにおいて実施した大規模4層骨組実験におけるデータを詳細に分析することで、骨組に損傷が生じやすい条件を明らかにした。それを踏まえて、過去の設計資料を大局的に分析し、既存超高層建物群の保有性能を評価するための資料を整理した。さらに、地盤の卓越周期などの地理的条件を反映する評価も視野に入れて、既存超高層建物の軒高や構造形式を都市ごとに整理した。こうした資料を蓄積することで、より実情に近い大局的な被害の予測も可能となる。今後は、実験データ分析、および関連資料の収集、整理をさらに進め、超高層建物の高耐震化に資するガイドラインとして研究成果を纏める。

#### (d) 引用文献

- 1) 土木学会，日本建築学会：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向上に関する共同提言，2006.11
- 2) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 3) 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
- 4) 北村春幸：日本建築学会 東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会，巨大地震による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題，2006年度日本建築学会大会研究協議会資料，pp.45-101，2006.9
- 5) 鶴田明：わが国の超高層建築とその溶接，溶接学会誌，41巻，11号，pp.1256，1987
- 6) 山田翔平，北村由希子，吹田啓一郎，中島正愛：初期長高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証，日本建築学会構造系論文集，第623号，pp.119-126，2008.1

- 7) 吹田啓一郎, 北村有希子, 橋田勇生: 初期超高層超建物柱梁接合部が保有する変形性能と接合部改良効果の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 636 号, pp. 367-374, 2009. 2
- 8) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会: 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, 1997. 7
- 9) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2010
- 10) 岡田健, 呉相勲, 山田哲, 今枝知子, 山口路夫, 和田章: 従来型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 547 号, pp. 161-168, 2001. 9
- 11) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉大偉, 周鋒, 溝渕裕也: 大変形繰返し载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—, 日本建築学会構造系論文集, 第 598 号, pp. 141-147, 2005. 12
- 12) 長江拓也, 鐘育霖, 島田侑, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斎藤大樹, 北村春幸, 福和伸夫, 日高桃子: 高層建物の耐震性能を検証する大規模実験システムの構築—E-ディフェンス震動台実験—, 日本建築学会構造系論文集, No. 640, pp. 1163-1171, 2009. 6
- 13) 佐藤大樹, 島田侑, 大内隼人, 長江拓也, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛: 長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物のエネルギー吸収と分担率一部分切り出し架構に対する E-ディフェンス振動台実験—, 日本建築学会構造系論文集, 第 653 号, pp. 1217-1226, 2010. 7
- 14) 日本建築学会: 鉄骨工事技術指針・工場製作編, 2007. 2
- 15) 日本建築センター: 鉄骨梁端溶接部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説, 日本建築学会構造系論文集, 第 653 号, pp. 1217-1226, 2010. 7
- 16) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 1985. 2
- 17) 土方勝一郎, 植竹富一, 金谷淳二, 真下貢, 早川崇, 渡辺基史, 佐藤俊明: 想定東海地震の東京湾岸における長周期地震動予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 617 号, pp. 55-62, 2007. 7
- 18) 愛知県設計用入力地震動研究協議会: 愛知県設計用入力地震動の作成—想定地震による強震動予測—改訂版, 2005 (1) 福島東陽, 市村将太, 寺本隆幸: 超高層建物の基本的特性の時系列的変化、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp. 307-308、1999
- 19) 日本建築学会: 長周期地震動と建築物の耐震性, 2007. 12
- 20) 東海地震等巨大地震への対応特別調査委員会: 巨大災害による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題, 2006 年日本建築学会大会研究協議会, 2006. 9
- 21) 日本建築学会: 長周期地震動に関する公開検討集会, 2008. 3, 2009. 3, 2010. 3
- 22) 大崎総合研究所, 日本構造技術者協会, 免震構造協会, 建築防災協会: 超高層建築物等の安全対策に関する検討—長周期地震動に対する検討—報告書, 2010. 3
- 23) 村尾成文, 浜田信義, 猪倉啓行, 関五郎, 村木信之: 新建築学大系 34 巻, 1982. 2
- 24) 日本建築学会編: コンパクト建築設計資料集成 第 3 版, 2005. 3

(e) 学会等発表実績

学会等における口頭・ポスター発表

発表成果（発表題目、口頭・ポスター発表の別）	発表者氏名	発表場所（学会等名）	発表時期	国際・国内の別
超高層建物の長周期地震応答 口頭発表	長江拓也、 福山國夫、 梶原浩一、 井上貴仁、 中島正愛	日本建築学会（研究協議会） 鋼構造建物の大型振動実験の今とこれから	2010年9月	国内
性能評定シートによる既存超高層鋼構造建物の耐震性能評価 その1：年代と地区に着目した既存建物の耐震性能分析	助村浩太郎、 佐藤大樹、 大下優作、 北村春幸、 長江拓也、 佐野剛志	日本建築学会関東支部	2011年3月	国内
性能評定シートによる既存超高層鋼構造建物の耐震性能評価 その2：柱梁接合部の実態調査・分析	中川真里奈、 佐藤大樹、 大下優作、 北村春幸、 長江拓也、 佐野剛志	日本建築学会関東支部	2011年3月	国内

学会誌・雑誌等における論文掲載

掲載論文（論文題目）	発表者氏名	発表場所（雑誌等名）	発表時期	国際・国内の別
現場接合形式を用いた超高層建物柱梁接合部に対するRC床スラブ付き耐震補強実験	松宮智央、 鍾育霖、 長江拓也	日本建築学会 構造系論文集	2010年7月	国内
Seismic resistance capacity of beam-column connections in high-rise buildings: E-Defense shaking table test	Y. Chung、 T. Nagae、 T. Matsumiya、 M. Nakashima	Earthquake Engineering & Structural Dynamic, Wiley	September 2010	国際

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 23 年度業務計画案（Eーディフェンス振動台実験について）

地震時の超高層建物における上層階と下層階で体感される揺れの性質と建物内の家具・什器や設備等の被害の様相の違いを明らかにし、高層建物の機能維持・避難性・室内安全性を検証・確認する、Eーディフェンス実験を実施する。計画している実施項目と共に、今年度検討した実験計画を以下に示す。

- ・地震時の超高層建物における上層階と下層階で体感される揺れの性質と建物内の家具・什器や設備等の被害の様相の違いを明らかにし、高層建物の機能維持・避難性・室内安全性を検証・確認するEーディフェンス実規模実験の実験計画と実験を実施する。
- ・震動実験において、震動特性把握や機能維持等を確保するための方策が適切かつ有効に評価できるよう実験のパラメーターを設定する。また、実規模実験結果を踏まえて地震対策に活用できる形で評価内容を取りまとめる。また、サブプロジェクト①から提供される地震動情報をもとに実験で採用する入力地震動を作成する。
- ・建物試験体や設備等の揺れによる応答量に関するデータを取得し、高層建物の地震時から地震後の機能維持性等を評価する。また、建物利用者等へ地震時の建物の室内被害・機器被害状況をわかりやすく提示するために、震動実験で揺れている最中の室内外の映像等を取得する。
- ・人体ダミーを用いて人体で体感される振動や、什器などの衝突力を胸部変位計や頭部加速度計等で計測し、地震による建物の揺れ及び家具・什器や設備等の被害が建物内居住者に与える影響を評価する。

図 30 に試験体の基本平面図を示す。約 20 m x 10 m の平面広さを用意し、超高層建物内のオフィス空間や居室等を忠実に再現する。高さ 150 m 級の超高層建物を想定し、1 次固有周期を約 4.5 秒に設定する。試験体の立面図を図 31 と図 32 に示す。試験体の高さは約 15.5 m で、振動台上の積層ゴムを用いた下層用の応答増幅層を設け、鋼構造架構を載せる。構造架構には 5 階相当の揺れが生じる。さらにその上に積層ゴムを 6 段重ねる中層高層用の応答増幅層を配す。そして、試験体上部には 35 階相当の揺れが生じる 2 層の鋼構造架構を載せる。

実験では、室内の家具什器、機器、天井、消火設備等の応答量に関するデータを取得し、高層建物の機能維持性等を評価する。また、建物利用者等へ地震時の建物の室内被害・機器被害状況をわかりやすく提示するために、震動実験で揺れている最中の室内外の映像等を取得する。さらに、人体ダミーを用いて人体で体感される振動や、什器などの衝突力を

計測し、地震による建物の揺れ及び家具・什器や設備等の被害が、建物内居住者に与える損傷を評価する。

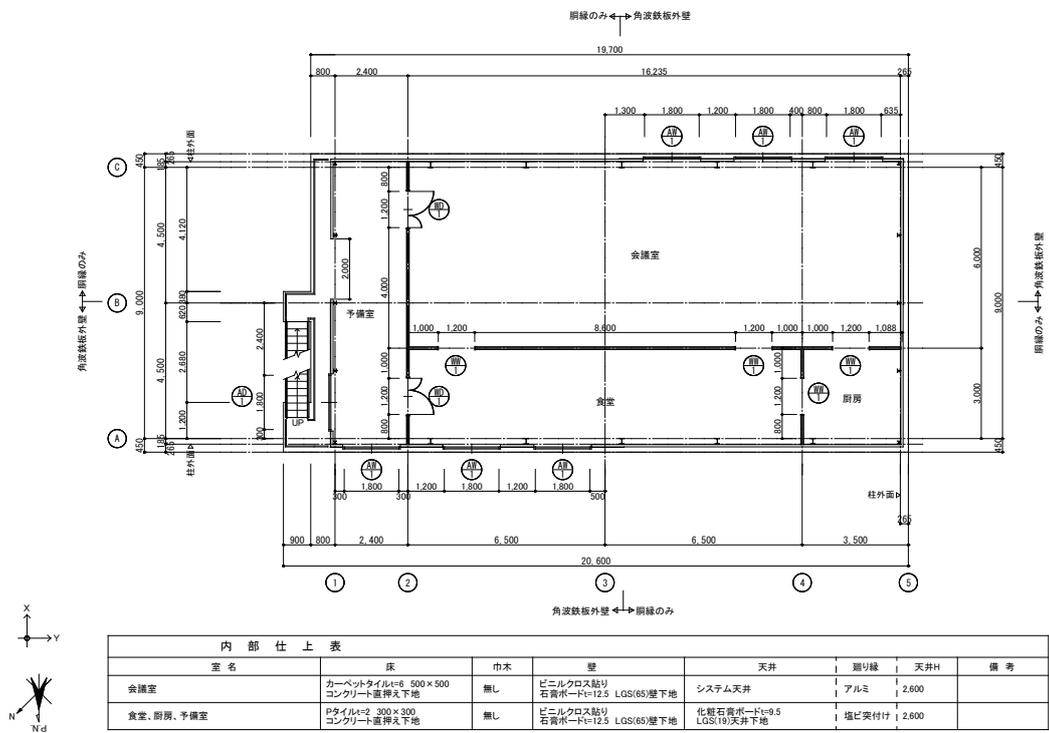


図 30 23 年度試験体基本平面図

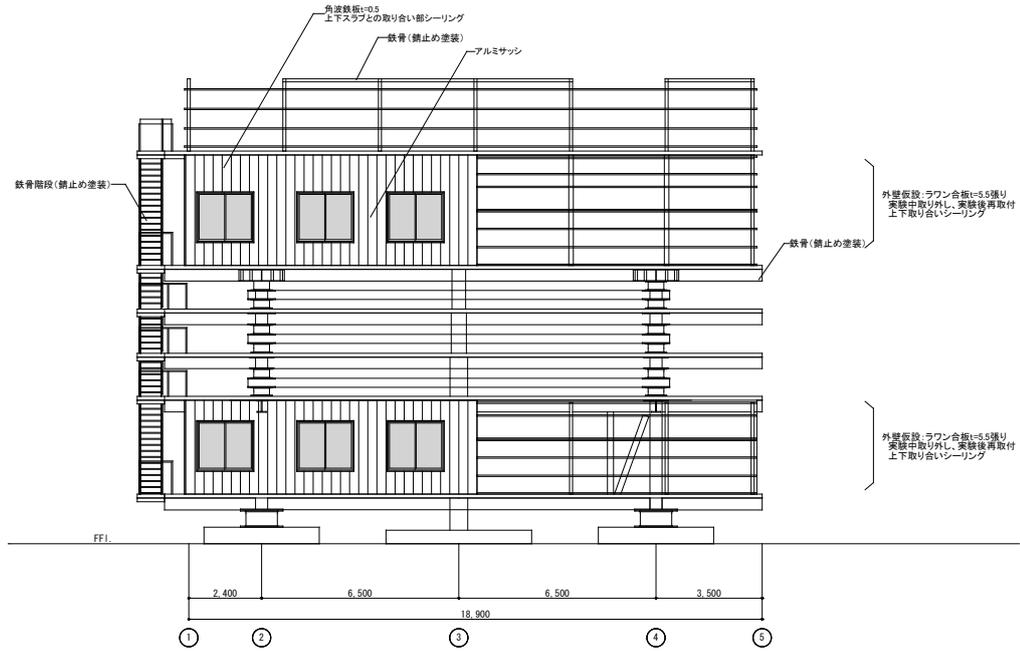


図 31 23 年度試験体立面図（長辺方向）

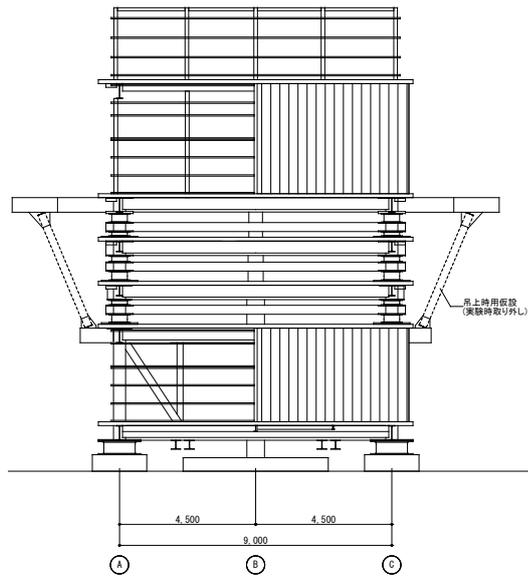


図 32 23 年度試験体立面図（短辺方向）

