

3.2.3 累積塑性変形に基づく構造損傷評価

(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とともに、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・共有し指針を取りまとめ、安心・安全な高層建物の広い普及を目指すことは重要な課題である。

本研究では、高層建物の損傷過程と安全余裕度の評価が可能な累積塑性変形に基づく構造損傷評価手法を開発・提案し、耐震設計、構造の耐震補強等の性能向上を目指す。

(b) 平成 23 年度業務目的

- ・既存高層建物の耐震性能調査に基づき作成した代表的な高層建物モデル等を用いて、サブプロジェクト①でとりまとめられる首都直下地震で想定される地震動と首都圏、名古屋、大阪の各地域で想定される長周期地震動による応答解析を行う。その解析結果より、建築構造体の最大値と累積値の基づく損傷評価や制震部材のエネルギー吸収性能等による性能評価を行い、地震動のサイト特性を含めた総合的な構造被害状況の検討を行う。これらの成果をもとに、既存高層建物に対する耐震性能評価手法を構築する。
- ・平成 23 年度は、平成 19 年度と平成 21 年度に実施した高層建物試験体の E-ディフェンス実規模実験による実験結果と比較・分析することにより、実験時の試験体の揺れ（応答）を再現できる簡便な解析モデル用いた多質点系弾塑性解析手法に加えて詳細な解析モデルを用いた部材レベルの立体弾塑性解析手法を確立する。さらに、これらの解析手法を地震動による高層建物の揺れ（応答）を再現する。

(c) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
東京理科大学 理工学部建築学科	教授	北村春幸	kita-h@rs.noda.tus.ac.jp
	客員准教授	金澤健司	kanazawa@criepi.denken.or.jp
	助教	佐藤大樹	daiki-s@rs.noda.tus.ac.jp

(2) 平成 23 年度の成果

(a) 業務の要約

- ・性能シートを用いて既存超高層鋼構造建物を年代・地域で選別し、梁端現場溶部の調査を行うとともに、代表的な建物モデルの選定を行った。
- ・代表的な建物モデルを用いて、首都圏、名古屋、大阪のサイト特性を考慮して想定された長周期地震動を入力した時刻歴応答解析を行い、建物の損傷評価および制振部材エネルギー吸収性能評価など総合的な構造被害状況の検討を行った。
- ・入力地震動のレベルを増大させ、既存建物の安全限界に対する余裕度を検討する耐震性能評価手法を構築した。

- ・平成 19 年度と平成 21 年度に実施した高層建物試験体の E-ディフェンス実規模実験による実験結果と比較・分析し、それらの結果を反映させた、詳細な部材レベルの立体弾塑性解析モデルおよび簡便な解析モデルの作成手法を示し、解析結果が実験時の試験体の応答を再現できていることを確認した。

(b) 業務の成果

1) 評定シートによる既存高層鋼構造建物の耐震性能評価および建物モデルの選定

a) 報告の目的

近年、主要都市の東京、名古屋、大阪において巨大海溝型地震の発生が予想されている。既存高層建物の設計資料の分析に関しては、東京理科大学 寺本研究室が日本建築センター発行の性能評定シート（1966 年～2001 年 5 月の間に評定を取得）を基に作成した高層建物データベース¹⁾³⁾がある。性能シートを用いて既存超高層鋼構造建物を年代・地域で選別し、梁端現場溶接部の調査を行うとともに、代表的な建物モデルの選定を行うことを目的とする。

b) 調査方法及び対象建物

調査方法は、性能評定シートに記載される骨組の接合部に関する情報を柱梁仕口、柱継手及び梁継手の項目に分類し、データベースの追加を行う。表 1(a)、(b)に、柱部材及び梁部材の断面形状の分類を示す。表 1(a)において、十字型断面が鋼構造と鉄骨鉄筋コンクリート構造で区別されていない場合は、十字型断面を鉄骨鉄筋コンクリート造と判断し、柱部材の調査対象から省く。表 2 に、柱梁仕口の通し形式の分類を示す。表 2 において、柱通しのダイヤフラムの形式が記載されていない場合は C とする。また、鑄造ダイヤフラムは外ダイヤフラム形式に分類する。表 3 に、柱梁仕口と柱継手、梁継手の接合形式の分類を示す。表 4 に、柱梁仕口と柱継手、梁継手の溶接形式を示す。表 4 において、柱梁仕口に現場溶接が一カ所でも用いられている場合、柱梁仕口の溶接形式を現場溶接とする。以降、柱梁仕口の溶接形式が現場溶接の高層建物を梁端現場溶接建物とし、一方で、工場溶接の高層建物を梁端工場溶接建物と略す。なお、柱継手及び梁継手の溶接形式は全て現場溶接とした。また、性能評定シートの記載から判断が明確なもののみを読み取ることとする。但し、1 つの建物に複数の構造種別を含む場合、鋼構造に関する記載のみを調査の対象とする。対象建物における低層階、展望階、鉄塔部の柱梁接合部に関する記載は本調査で除外している（表 5 後述）。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梁継手において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梁継手においてフランジとウェブが高力ボルト接合の場合、柱梁仕口を工場溶接と見なす。

表 1 使用部材断面形状

(a) 柱部材

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

(b) 梁部材

分類	名称	略号
箱形断面	溶接BOX, 溶接組立BOX, 組立BOX形	Bw
H形断面	ロールH, 圧延H	H
	ビルトアップH(BH), 組立H, 溶接H(WH), 溶接I, I形プレートビルトアップ	Hw
	ハニカムH	Hh
その他	L形, T形	E
複合	※複数のH形断面を用いたもの	M
記載なし		N

表 2 通し形式

分類	詳細名	略号
柱通し	通しダイヤフラム形式	Ct
	内ダイヤフラム形式	Ci
	外ダイヤフラム形式	Co
	不明	C
梁通し		B
記載なし		N

表 3 接合形式

分類	略号
溶接	W
高力ボルト	B
記載なし	N

表 4 溶接形式

分類	略号
工場溶接	F
現場溶接	S
記載なし	N

以上の条件に従い、表 5 に示す性能評定シート例を用いて、具体的に説明する。「骨組形式種別」より、「地上階：鉄骨造 鉄塔部…ラーメン+ブレース」と「地下階：鉄骨鉄筋コンクリート造、ラーメン+壁」を対象から除外し、「地上階：鉄骨造建物部…ラーメン」のみを対象とする。「柱・はり断面材料」より、柱梁仕口の柱部材の断面形状は Bw と P (表 1(a))、梁部材の断面形状は Hw (表 1(b)) となる。接合形式と溶接形式は、「柱・はり接合部」より現場溶接と工場溶接の場合を読み取ることが出来る。「柱継手」より、柱継手の接合形式はフランジ、ウェブ共に W (表 3) とする。「柱・梁継手」より、柱梁仕口のフラン

ジ及びウェブの接合形式は W、B (表 3) とする。「柱・梁継手」の「フランジ現場突合わせ溶接」、「ウェブ高力ボルト摩擦接合」より、柱梁仕口のフランジ及びウェブの接合形式は W、B (表 3) とする。柱梁仕口の溶接形式は S (表 4) となる。これに対応して、「梁継手」に「(一部フランジは現場突合わせ溶接)」とあり、梁継手のフランジ及びウェブの接合形式は W、B (表 3) となる。一方、「梁継手」に「フランジ、ウェブとも高力ボルト摩擦接合」より、前述した条件②に従って、柱梁仕口の溶接形式は F (表 4) となる。これに対応し、梁継手の接合形式はフランジ、ウェブ共に B (表 3) とする。「柱・はり接合部」の「柱、梁仕口」より、通し形式は「柱貫通形式」とあるが、ダイヤフラム形式の記載がないため、柱通

表 5 性能評定シート例

骨組形式 種 別	地上階：鉄骨造 建物部...ラーメン 鉄塔部...ラーメン+ブレース 地下階：鉄骨鉄筋コンクリート造、ラーメン+壁
耐力壁 その他	地上階：建物部...粘性体を用いた制振装置 鉄塔部...鉄骨ブレース 地下階：鉄筋コンクリート壁
柱・はり 断面材料 (鉄骨の 最大板 厚)	鉄骨 柱：溶接組立箱断面、鋼管 鉄塔部...SN490C (最大板厚36mm) 建物部...SN490C (最大板厚40mm) TMCP325C (建設大臣認定品) 最大板厚70mm 梁：溶接組立H形鋼 鉄塔部...SN490B 最大板厚28mm 建物部...SN490B 最大板厚40mm ブレース：鋼管 鉄塔部...SN490B 最大板厚350mm 最大板厚15mm コンクリート： 地上階：軽量コンクリート1種($\gamma=1.75$) $F_c=210\text{kg/cm}^2$ 地上階：普通コンクリート $F_c=240\text{kg/cm}^2$ 鉄筋：異形棒鋼 D10~D16：SD295A D19~D29：SD345
柱・はり 接合部	柱継手：現場突合わせ溶接 柱・梁継手：フランジ 現場突合わせ溶接 ウェブ 高力ボルト摩擦接合 梁継手：フランジ、ウェブとも高力ボルト摩擦接合 (一部フランジは現場突合わせ溶接) 柱、梁仕口部：柱貫通形式 鋼管柱は、鋼管柱用リング状鍛鋼製 継手金物を使用 ブレース継手：高力ボルト摩擦接合

表 6 調査結果例

	柱梁仕口	柱継手	梁継手
部材断面形状	—	Bw, P	Hw
通し形式	C	—	—
接合方法	フランジ	W	W (B)
	ウェブ	B	B
溶接形式	S (F)	S	S

し C (表 2) に分類される。以上の調査結果を表 6 に示す。

本報では、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1～4を決定した。表7に、対象建物棟数を年代別に示す。対象建物は、1966年～2001年5月の間に日本建築センター発行の評定を取得した鋼構造建物で、建物高さが最も低いもので年代1の36.9m、年代3以降は60m以上（以降、高層建物と略す）とする。

表7 年代別対象建物棟数

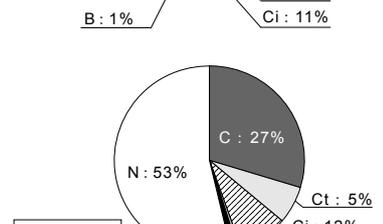
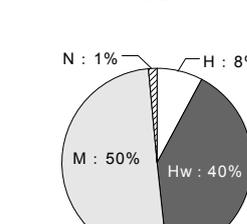
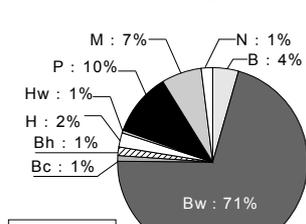
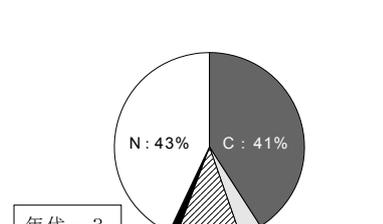
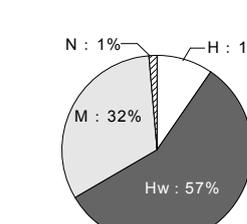
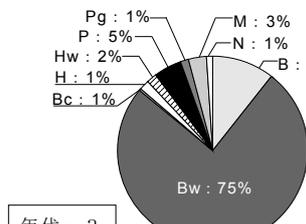
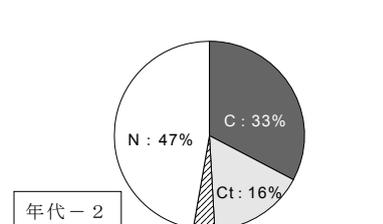
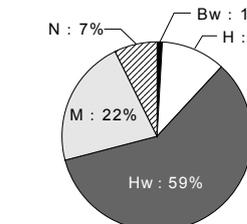
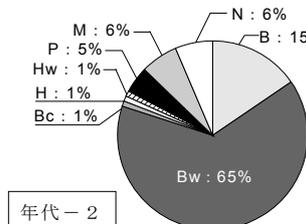
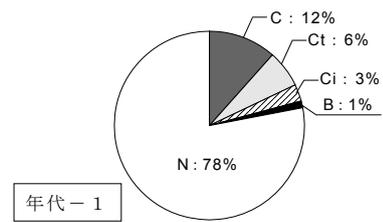
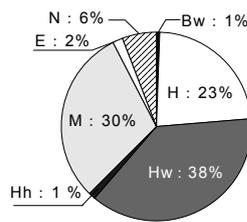
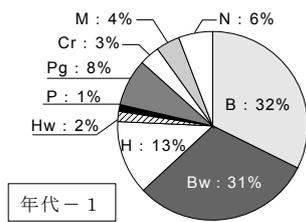
	年代-1	年代-2	年代-3	年代-4
評定年代	1966年1月 ∩	1981年6月 ∩	1990年1月 ∩	1995年1月 ∩
	1981年5月	1989年12月	1994年12月	2001年5月
高層建物（棟）	173	110	293	205
梁端現場溶接建物（棟）	64	67	226	123

c) 高層建物の柱梁接合部について

i) 部材断面形状と通し形式

図1(a)、(b)に、柱部材および梁部材の断面形状の割合をそれぞれ示す。図1(a)より、柱部材には箱形断面が年代1で63%、年代2で81%、年代3で87%、年代4で77%であった。全ての年代において最も多く用いられており、その内ではBw（溶接BOX等）が多い。年代1でのBwは31%でありB（ロールBOX形等）と同等の割合であるが、年代が進むにつれてBの割合は減少し、Bwの割合は70%以上にまで増加する。一方、Crは年代1に3%であったが、年代2以降で見られなくなった。Pgは年代1に8%、年代3に5%見られた。図1(b)の梁部材は、いずれの年代においてもH形断面が全体の90%以上を占めていることが分かる。年代1から年代3においてはHw（溶接H形等）が最も多くの割合を占め、反対にHhは年代1の1%のみにしか見られない。年代4はMがほとんどである。

図2に、柱梁仕口の通し形式の割合を示す。通し形式に関しては記載されている性能評定シートが少なく、明確なものは年代1で全体の22%、年代2で53%、年代3で57%、年代4で47%であった。このうち、柱通しは年代1で21%、年代2で53%、年代3で56%、年代4で46%と全ての年代で最も多い。ダイヤフラム形式は、年代1、2においてCt（通しダイヤフラム形式）、年代3、4でCi（内ダイヤフラム形式）が多く用いられていることがわかる。



(a) 柱部材

(b) 梁部材

図1 使用部材断面形状の割合

図2 通し形式の割合

ii) 溶接形式

表7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。従って本論文では、地区毎に考察を行う場合、高層建物を東京地区（東京、神奈川、千葉、埼玉）の443棟（全体の57%）、大阪地区（大阪、兵庫）の148棟（19%）、名古屋地区（愛知、岐阜、三重）の35棟（5%）に分類し、3地区の計626棟（80%）に着目する。図3に高層建物の柱梁仕口溶接形式の割合を示す。(a)~(d)に全国および地区毎の結果をそれぞれ示す。全国の全年代で高層建物に梁端現場溶接建物が61%（480棟）、梁端工場溶接建物が36%（279棟）の割合で用いられている。全国の年代別では、梁端現場溶接建物が年代-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）を占め、年代-1~3において梁端現場溶接建物は増加傾向にあることがわかる。しかし、兵庫県南部地震後の年代-4で梁端現場溶接建物は年代-3の77%から60%に減少している。

次に、地区毎に見ると全年代での梁端現場溶接建物は、東京地区で66%（293棟）、大阪地区69%（85棟）、名古屋地区で54%（19棟）を占める。図3(b)~(d)より、地区の違いに

よる傾向は特に見られず、いずれの地区も年代-1～3まで増加し年代-4で減少することがわかる。梁端現場溶接建物の割合が最も多い年代-3では東京地区で82%（130棟）、大阪地区で76%（41棟）、名古屋地区で77%（10棟）となり3地区とも約80%を占めるまで増加している。兵庫県南部地震後の年代-4の梁端現場溶接建物は、東京地区が66%、（80棟）、大阪地区が48%（19棟）、名古屋地区が63%（5棟）であり、大阪地区が3地区のうち最も少ない値となっていることが確認できる。

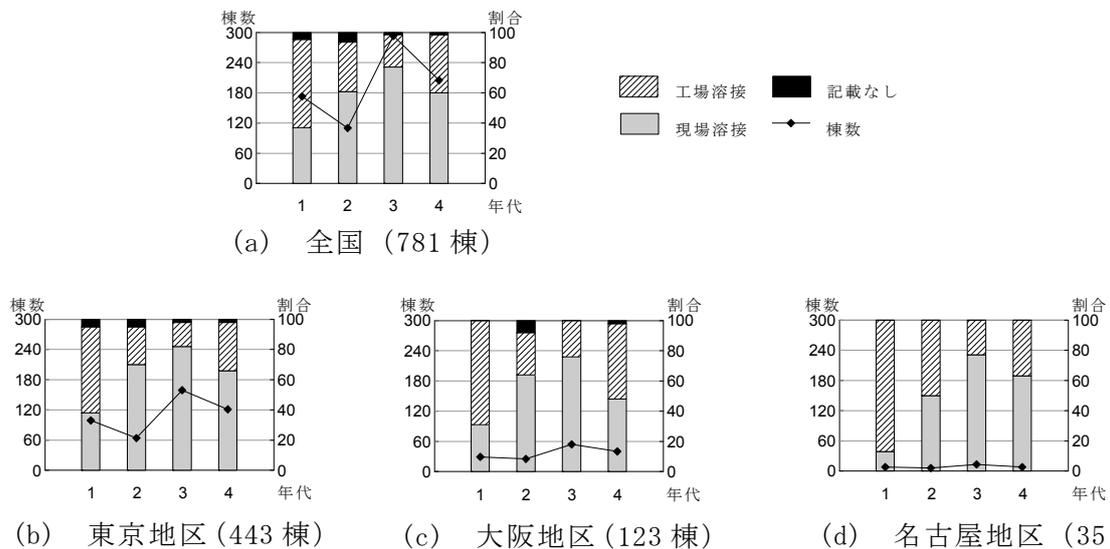


図3 柱梁仕口における溶接形式の割合

iii) 梁端現場溶接建物の分析

図4に、梁端現場溶接建物の柱・梁部材断面形状の組み合わせの割合を示す。梁端現場溶接建物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。その他には、柱・梁部材断面ともにH形断面、柱部材が円形断面で梁部材がH形断面、柱部材が箱形断面で梁部材がL形断面を用いたものがある。

加えて、梁端現場溶接が採用される傾向を梁間・桁行方向別に着目し、調査を行った。性能評価シートより桁行・梁間方向別に溶接形式が明確に判断できたものは全776棟のうち5棟である。その中で、現場溶接が用いられる方向は5棟のうち桁行方向が4棟、梁間方向が1棟であった。

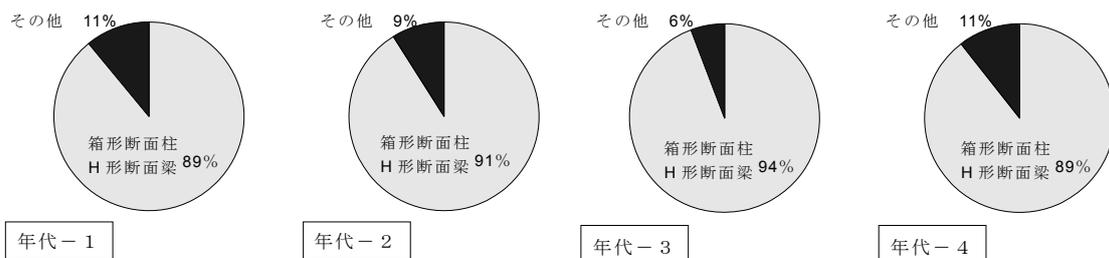


図4 現場溶接建物の部材断面の組み合わせ

d) 高層建物と梁端現場溶接建物の比較

i) $C_b \cdot T_1$ について

図5に、設計用ベースシア係数 C_b と1次固有周期 T_1 を乗じた値である $C_b \cdot T_1$ の頻度分布を示す。図5に、高層建物の標準偏差 σ 、期待値 E 、棟数を示し、() 内には梁端現場溶接建物のそれぞれの値を示す。但し、本節では対象建物のうち $C_b \cdot T_1$ が0.5以下の建物のみ（高層建物の98%）を対象とする。

はじめに、全国に着目すると全年代の高層建物における $C_b \cdot T_1$ の標準偏差は0.08、期待値は0.30である。梁端現場溶接建物に限定した場合、全年代の $C_b \cdot T_1$ の標準偏差は0.05、期待値は0.30である。いずれも、年代の違いによる傾向は見られない。全年代の期待値は高層建物と梁端現場溶接建物でほぼ等しい値を示した。一方、地区別に見ると東京地区における全年代の高層建物の標準偏差は0.07、期待値は0.30、梁端現場溶接建物の標準偏差は0.05、期待値は0.31であり、各年代においてもそれぞれ全国とほぼ等しい値を示す。従って、地区別の考察では東京地区を基準として考える。大阪地区における全年代の高層建物の標準偏差は0.08、期待値は0.30、梁端現場溶接建物の標準偏差は0.06、期待値は0.30であり、東京地区と近い値を示す。高層建物に年代の違いによる傾向は見られず、各年代で東京地区と近い値を示した。梁端現場溶接建物は、年代-1で高層建物の期待値0.30に対し、期待値が0.34であり、分布が大きい値に集中していることがわかる。名古屋地区における全年代の高層建物の標準偏差は0.14、期待値は0.30、梁端現場溶接建物の標準偏差は0.05、期待値は0.31であり、東京地区と近い値を示す。

ii) 1次固有周期と建物高さの関係

1次固有周期 T_1 と建物高さ H の関係式を以下に示す。

$$T_1 = \alpha H \quad (1)$$

図6に、(1)式の傾き α における頻度分布を示す。図6に、高層建物の標準偏差 σ 、期待値 E および棟数を示し、() 内には梁端現場溶接建物のそれぞれの値を示す。

全国に着目すると、全年代の高層建物の α の標準偏差は0.0042、期待値は0.0245である。梁端現場溶接建物に限定した場合、全年代の標準偏差は0.0038、 α の期待値は0.0251である。いずれも、年代の違いによる傾向は見られない。全ての年代において、高層建物と梁端現場溶接建物の期待値は近い値を示した。地区別に見ると、東京地区における全年代の高層建物の標準偏差は0.0036、期待値は0.0245、梁端現場溶接建物の標準偏差は0.0033、期待値は0.0246である。いずれも年代の違いによる傾向は見られない。大阪地区における全年代の高層建物の標準偏差は0.0041、期待値は0.0253、梁端現場溶接の標準偏差は0.0034、期待値は0.0257である。東京地区と比較すると、高層建物と梁端現場溶接建物ともに大きな違いはない。年代毎に見ると、年代-1～3において大阪地区の α が大きい、年代-4以降は東京地区と同程度である。名古屋地区における全年代の高層建物の標準偏差は0.0054、期待値は0.0240、梁端現場溶接の標準偏差は0.0053、期待値は0.0258であり、梁端現場溶接建物の α が高層建物に比べて大きい。名古屋地区の高層建物の α は、東京地区の高層建物と近い値を示すが、梁端現場溶接建物は東京地区より大きい結果となった。

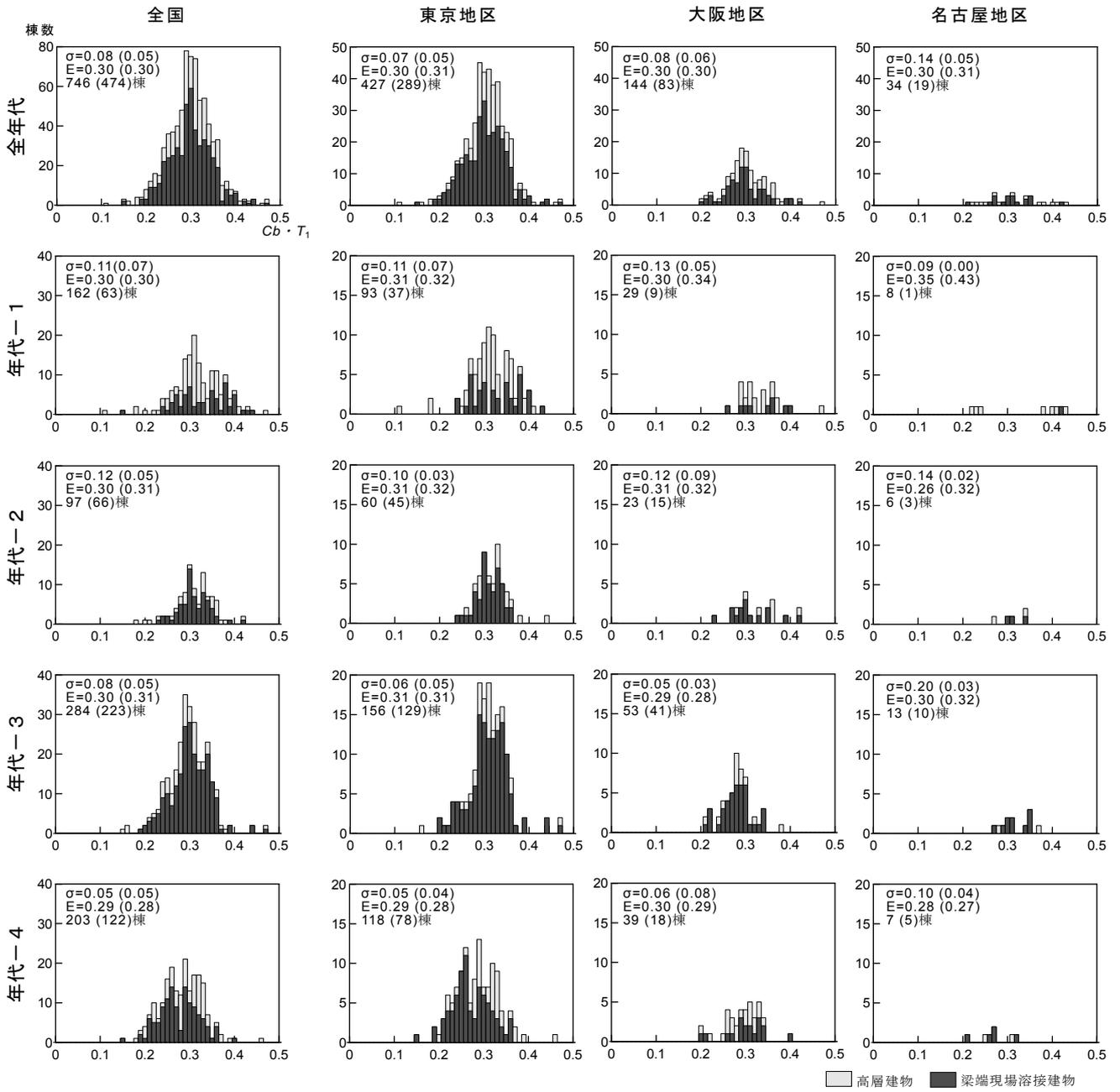
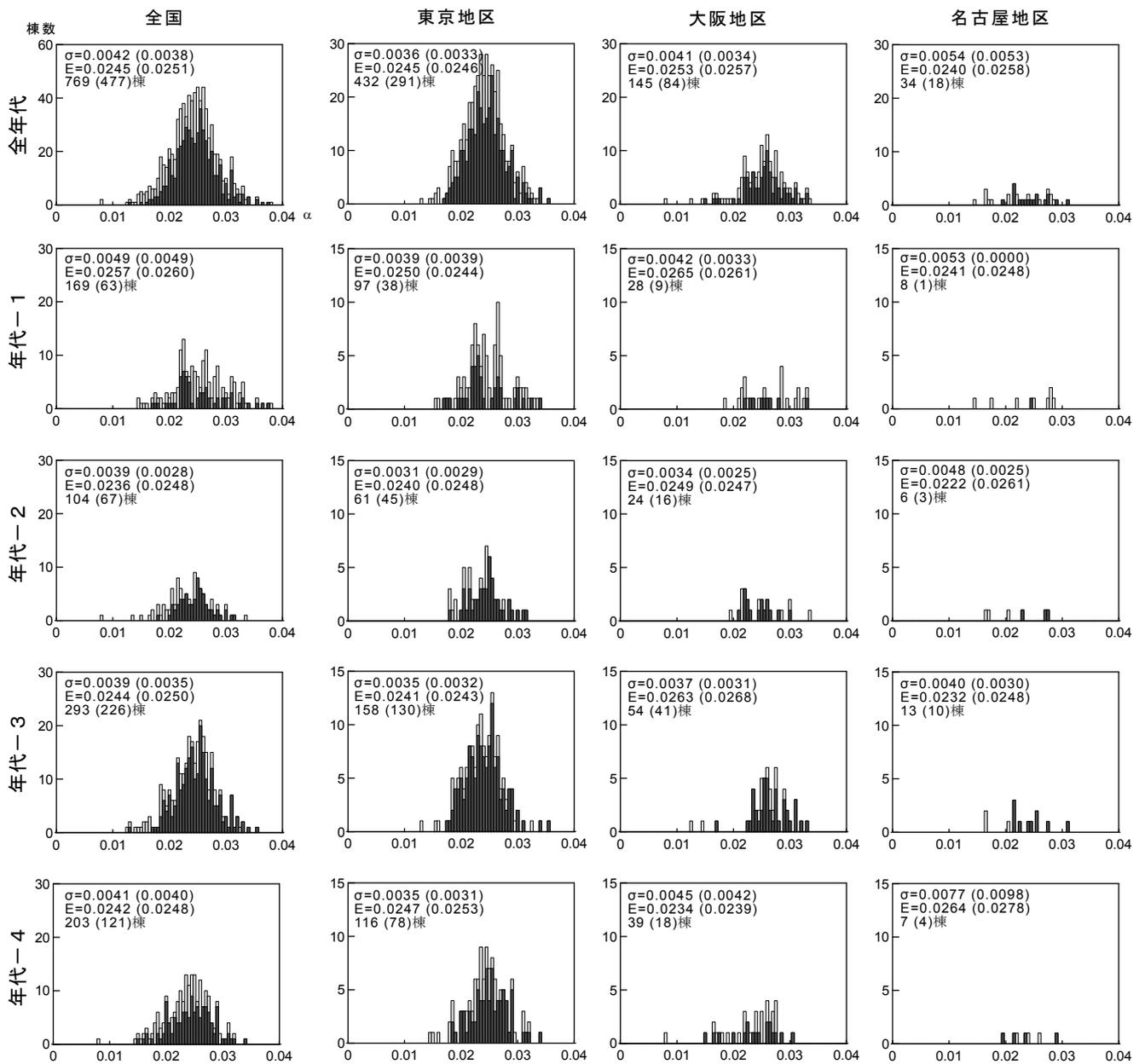


図5 $C_b \cdot T_l$ の頻度分布



□ 高層建物 ■ 梁端現場溶接建物

図6 α の頻度分布

e) 建物モデルの選定

i) 事務所建物のコア分析

代表的なコア形式を図7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8に示す。図8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。

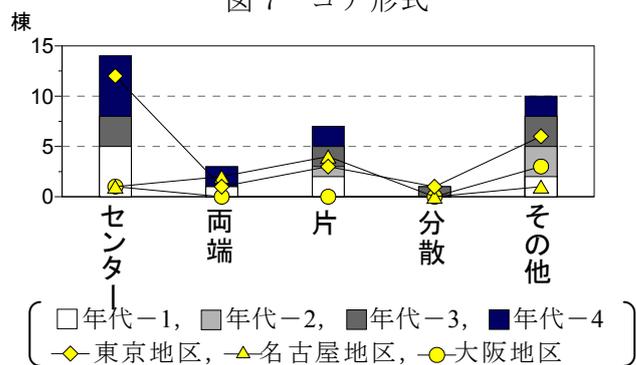
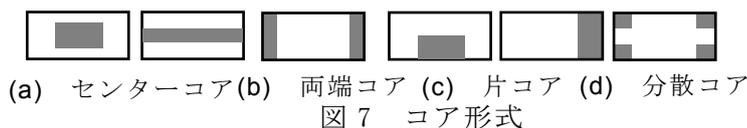


図8 コア形式と棟数

ii) 現場溶接を用いた事務所建物の分析

建物の高さや建物棟数の関係を図9(a)に示す。図9(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未満が殆どである。

図9(b)に1次固有周期 T_1 と建物棟数の関係を示す。図9(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。

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図9(c)に示す。図9(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9(d)に基準階面積と建物棟数の関係を示す。図9(d)より、年代別に見ると、年代-1は基準階面積 1000m^2 以上 3000m^2 未満の範囲に分布し、その他の年代は 5000m^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 3000m^2 以上 4000m^2 未満で最も多く、名古屋地区は、 1000m^2 以上 2000m^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8に示す。

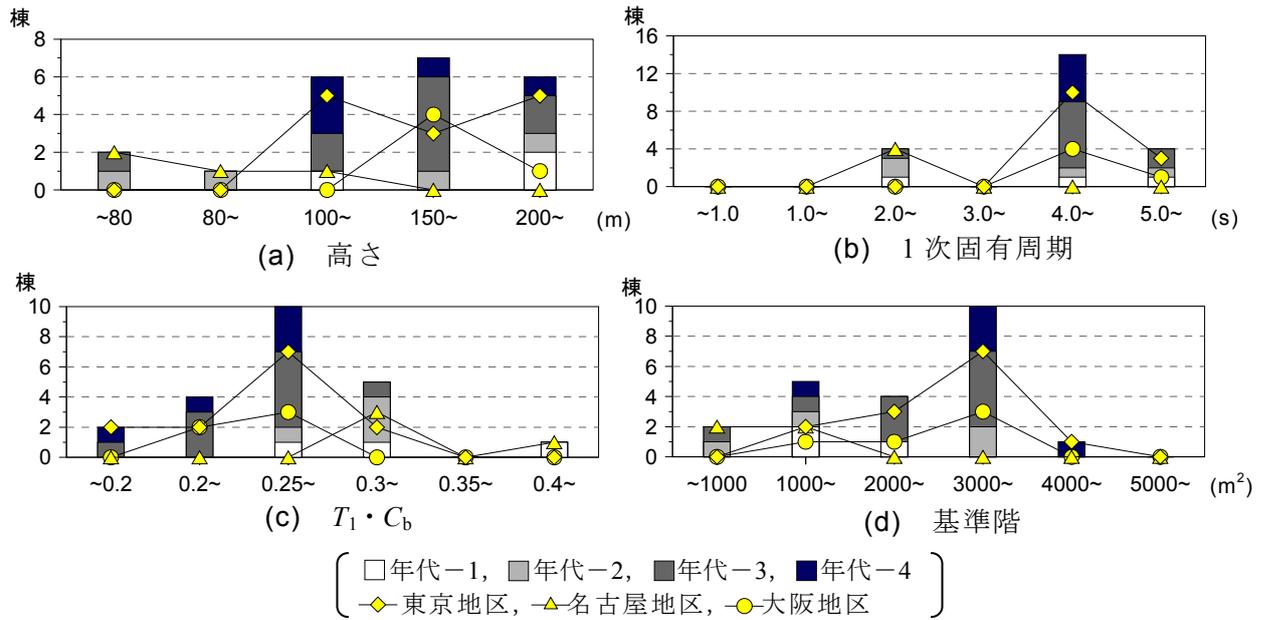


図9 現場溶接を用いた事務所建物の分析

表8 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)		180~240	60~100	150~180
周期(s)		4.5~5.5	2.5~3.5	4~5
$T_1 \cdot C_b$		0.25~0.30	0.3~0.35	0.2~0.25
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

2) 建物モデルによる想定地震動による高層鋼構造建物応答評価

a) 報告の目的

近年、主要都市の東京、名古屋、大阪において巨大海溝型地震の発生が予想されている。そこで代表的な建物モデルを用いて、地震動のサイト特性を考慮して想定された長周期地震動を入力した時刻歴応答解析を行い、建物の損傷評価および制振部材エネルギー吸収性能評価など総合的な構造被害状況の検討を行うことを目的とする。

b) 建物概要

対象建物は35層で高さ141mの鉄骨造建物とする⁴⁾。部材断面一覧を表9に示す。また建物概要を図10に示す。なおX方向についてのみ検証するものとする。表10に固有周期とベースシア係数を示す。ベースシア係数は弾性限界時のものとする。なお静的解析結果より得られたせん断力Qと層間変形角Rの関係を図11に示す。

表9 部材断面一覧

35-F	柱	□-600x600x16x16 ~ □-700x700x85x85
	大梁	BH-700x200x12x19 ~ BH-800x350x14x40

表10 固有周期とベースシア係数

	X方向	Y方向
1次固有周期	4.07	4.046
Cb	0.084	0.074
Cb・T1	0.342	0.299

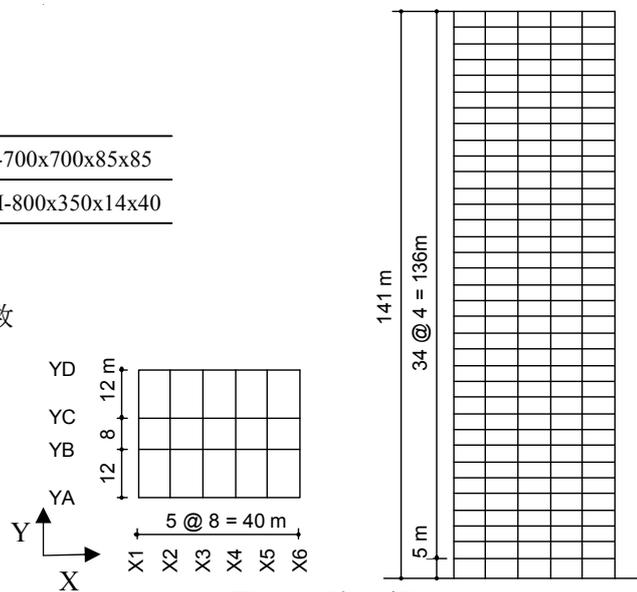
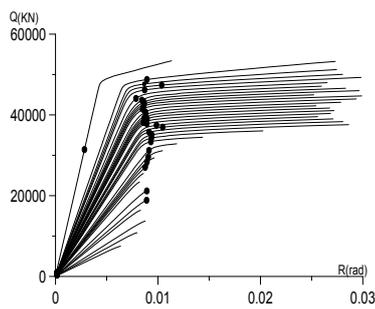
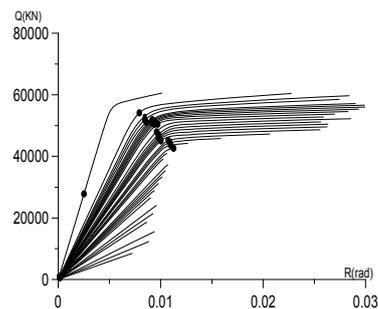


図10 建物概要



(a) X方向



(b) Y方向

図11 Q-Rの関係

c) 解析用入力地震動

解析では、首都圏、名古屋、大阪のサイト特性を考慮し、東京、大阪、名古屋の3都市の地震動を使用する。東京については、首都直下プロジェクト①で観測された地震波として、3.11に発生した地震に対する社会的な影響を踏まえ、新宿で観測された東北地方太平洋沖地震の余震を330%した波を使用した。また、大阪については、YY_OSAKA2-Tonankai_ave⁵⁾使用し、名古屋についてはこれまで使用してきたC-SAN⁶⁾を使用する。

図12に西新宿余震330%の加速度時刻歴、速度スペクトル、エネルギースペクトルを示す。図13に大阪の予測波について示す。また図14に名古屋のC-SAN波について示す。

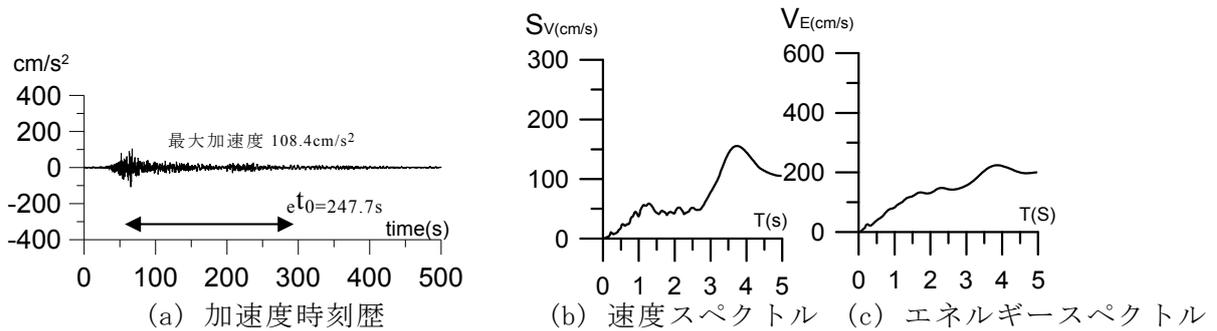


図12 西新宿余震330%

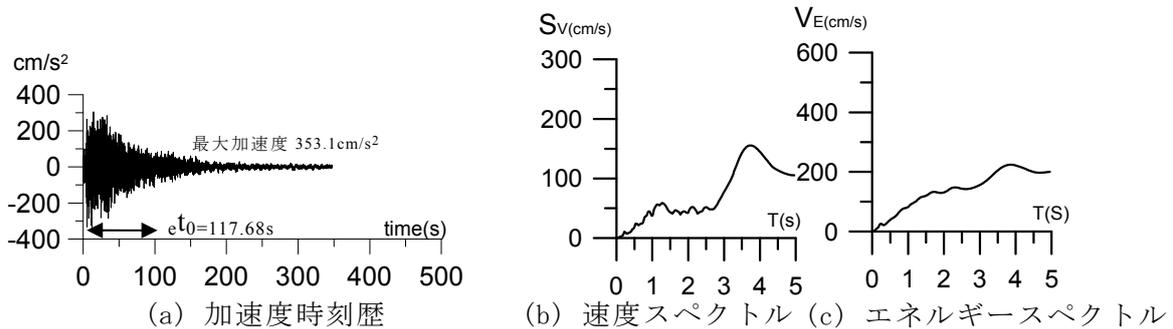


図13 大阪予測波

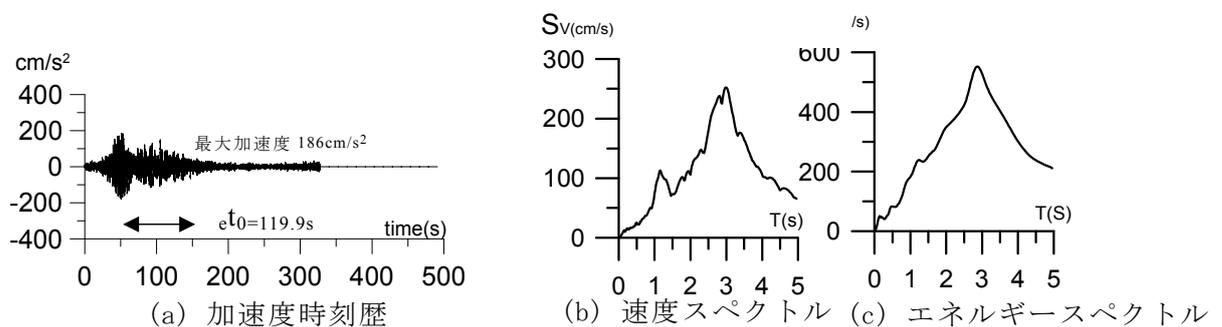


図14 C-SAN波

d) 耐震性能評価手法の確立

i) 非制振モデルでの応答比較

図 15 に 3 つの波を入力した際の非制振モデルでの応答値を示す。層間変形角、塑性率ともに西新宿余震が最も大きい値を示した。累積塑性変形倍率においては、C-SAN 波が最大値を示す結果となった。

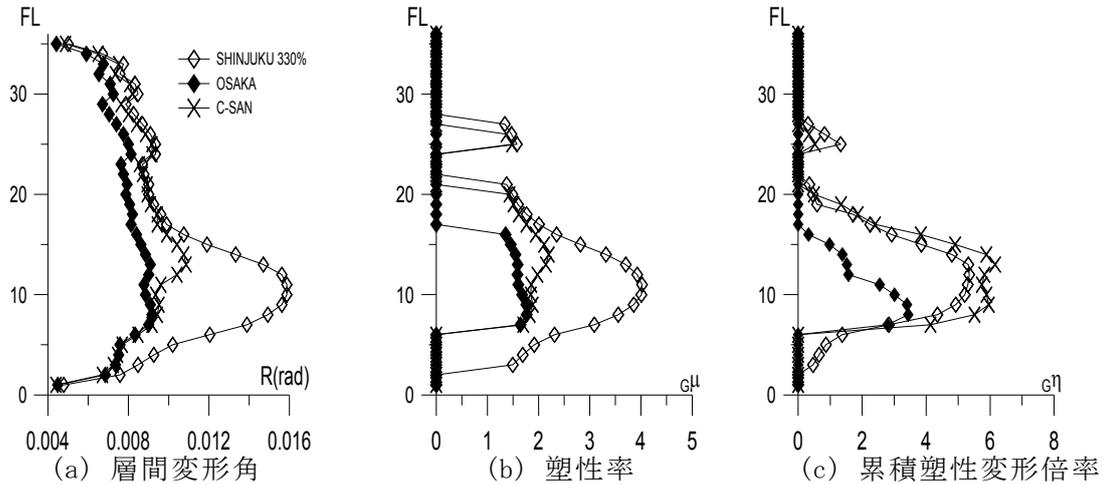


図 15 応答結果

ii) 耐震性能評価手法の確立

図 15 に示したように、長周期地震動で問題となる累積塑性変形倍率は C-SAN 波が最も大きい値を示した。以降では、C-SAN 波を対象に耐震性能評価を行う。本研究は、ダンパーのせん断係数を変化させた場合での時刻歴応答解析を行い、1 層のせん断力係数および層間変形といった最大値だけでなく、フレームおよびダンパーで吸収するエネルギーといった累積値に着目した耐震性能評価を行った。

図 16(a), (b) にダンパーのせん断係数 ${}_d\alpha_{y1}$ を変化させた場合の 1 層のせん断力係数 α_1 および層間変形 R_1 をそれぞれ示す。図より、 α_1 が最小となるのは、 ${}_d\alpha_{y1} = 0.05-0.06$ で、 R_1 は ${}_d\alpha_{y1} = 0.06-0.07$ で最小となる。最大値に着目した評価では、 ${}_d\alpha_{y1} = 0.06$ が本解析モデルでの最適なダンパー量と判断できる。

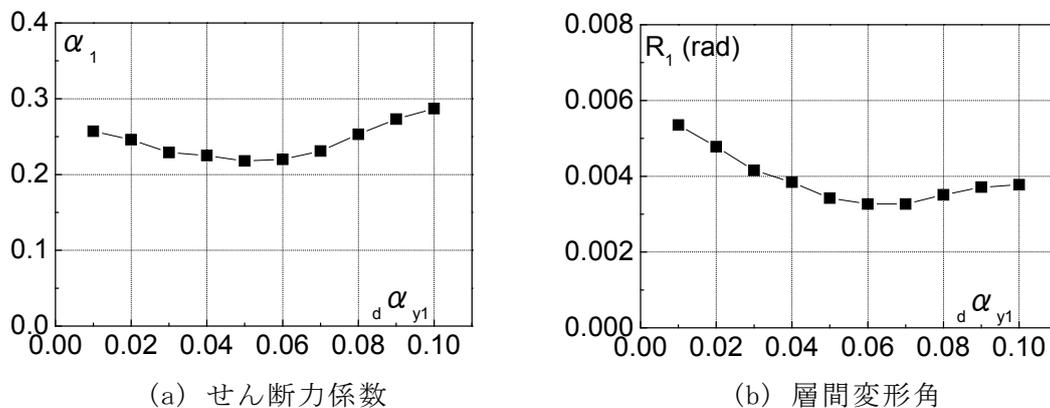


図 16 ダンパー耐力による応答の変化

iii) ダンパーのエネルギー吸収評価

ダンパー量 ($d\alpha_{y1}$) を変化させた場合における、ダンパーの塑性履歴エネルギー dW_p および主架構の塑性履歴エネルギー fW_p を、全体の塑性履歴エネルギー W_p に対する割合として、図 17 に示す。 $d\alpha_{y1}$ の増加に伴い fW_p / W_p が減少し、 $d\alpha_{y1} = 0.04$ 以上においてフレームが無損傷 ($fW_p = 0$) となることが確認できる。

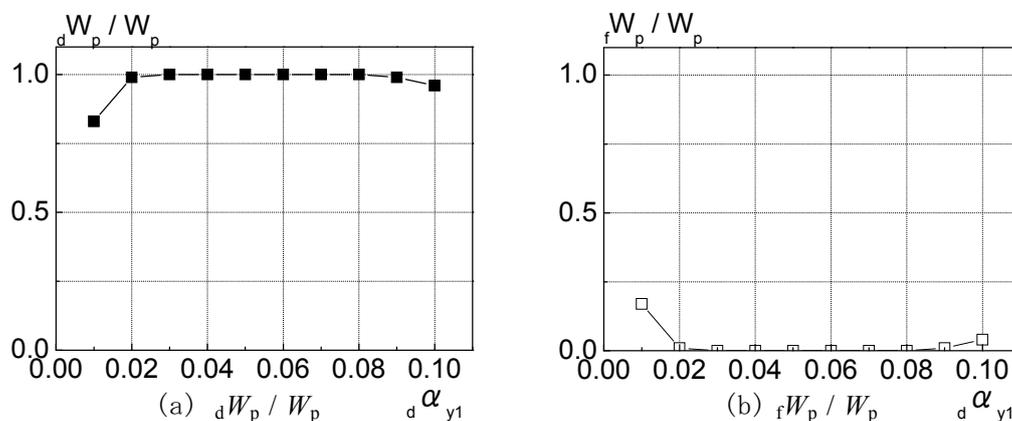


図 17 ダンパー耐力とエネルギー分担率

iv) 耐震性能の評価

ここでは、地震動の入力倍率を漸増させる手法を用い、限界時の入力エネルギーを指標として、建物の固有周期の変化に大きな影響を受けない包括的な耐震性能の評価を行う。具体的には、部材レベルの最大塑性変形倍率、累積塑性変形倍率に対して安全限界値を設定し、ダンパーの導入によって安全限界までの入力エネルギーがどの程度向上したかという観点から耐震性を検討する。

図 18 に C-SAN-EW 入力時の入力エネルギー V_E の違いによるダンパーを設置した制振構造での梁の応答量の変化について示す。それぞれの図において、(a)塑性変形倍率 $g\mu$ および (b)累積塑性変形倍率 $g\eta$ の最大値である。図中の破線は、 $g\mu$ と $g\eta$ の安全限界値を示しており、本論文では既往の研究を参考に床スラブの影響を考慮して、 $g\mu = 4$ 、 $g\eta = 13.5$ と定めた。なお、図 18 におけるダンパー量は、図 16 で最大応答値が最も小さくなった $d\alpha_{y1} = 0.06$ を採用している。図より、ダンパーを設置することで、建物が安全限界を向かえる V_E が増大し、耐震性能が向上していることが確認できる。

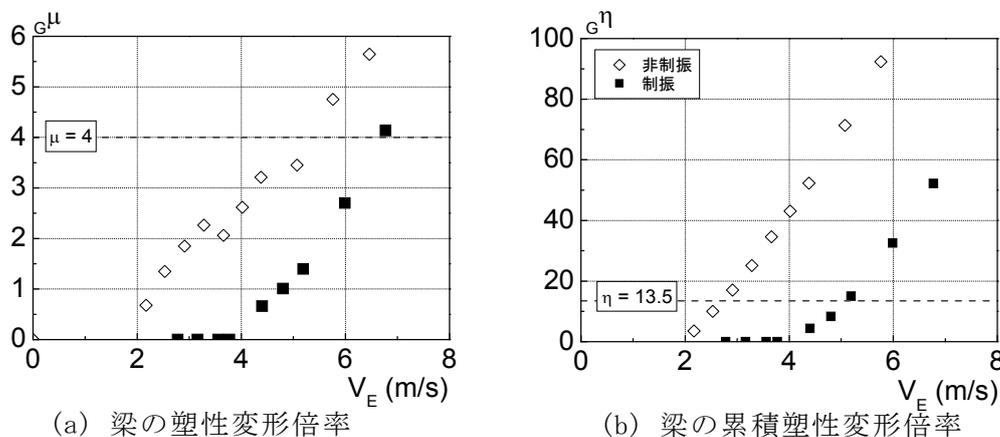


図 18 ダンパー耐力とエネルギー分担率

3) Eーディフェンス実験結果に基づく解析手法の確立

a) 報告の目的

平成 19 年度と平成 21 年度に実施した高層建物試験体の Eーディフェンス実規模実験による実験結果と比較・分析し、それらの結果を反映させた、詳細な部材レベルの解析モデルおよび簡便な解析モデルを構築し、解析により実験時の試験体の応答を再現することを目的とする。

b) 試験体および入力概要

表 11 と図 19 に試験体名称、制振ダンパーの種類と設置範囲を示す。試験体は、実大架構の下層 4 層を実架構部、上層部分を縮約層と呼び、2007 年度の試験体を F-07、2009 年度の試験体において、鋼製ダンパーを実架構部分と縮約層の 5、6 層に設置した試験体を H-2/3、鋼製ダンパーまたはオイルダンパーを実架構部分のみに設置した試験体を H-1/5、V-1/5 と定義する。

表 11 試験体名称

	試験体名称	ダンパーの種類	ダンパー配置範囲	その他
2007年度	F-07	—	—	—
2009年度	H-2/3	鋼製ダンパー	実架構部分 + 縮約層5, 6層	梁端部接合部補強
	H-1/5	鋼製ダンパー	実架構部分のみ	
	V-1/5	オイルダンパー	実架構部分のみ	
	F-09	—	—	

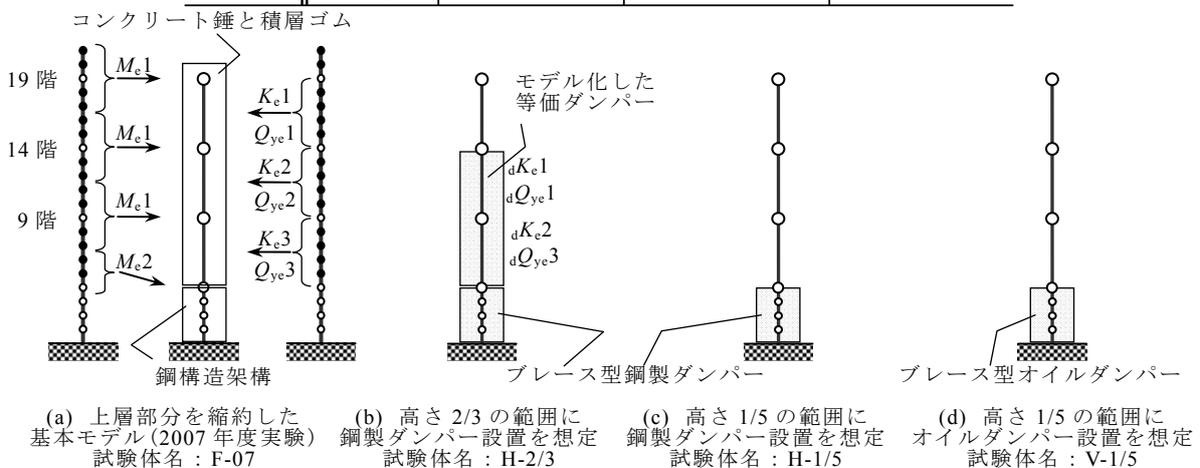


図 19 実験条件と試験体名称

表 12 に入力地震波の一覧を示す。図 20 に、桁行き方向に入力した地震動の時系列波形を示す。図 21 には、(a)速度応答スペクトル $S_V (h = 5\%)$ 、(b)エネルギースペクトル $V_E (h = 10\%)$ を示す。図 20 中の e_{to} は入力加速度波形から求めた実効継続時間⁴⁾である。長周期地震動は標準地震波に比べ実効継続時間が長く、特に SAN は EL2 のおよそ 5 倍の実効継続時間を持つ。また、SAN の時間刻み Δt を圧縮してスペクトルのピーク周期を短周期側に調整し、さらに圧縮倍率の逆数を入力波の加速度に乗じてピーク値を合わせた圧縮波を作成した。以降、 Δt の圧縮倍率を 0.8 倍にしたものを SAN08 と呼び、0.6 倍にしたものを SAN06 と呼ぶこととする。図 22 に SAN、SAN08、SAN06 の速度応答スペクトル

ルとエネルギースペクトルを示す。図中には、事前解析で得られた解析モデルの周期を示している。事前解析については、次節で示す。

表 12 地震動の一覧

地震動	表記	想定地震	備考
エルセントロ波	EL2	-	設計用
東京・気象庁波	TOK	関東地震	首都圏
川崎・東扇島波	HOG	東海地震	首都圏
名古屋・三の丸波	SAN	東海・東南海地震	東海

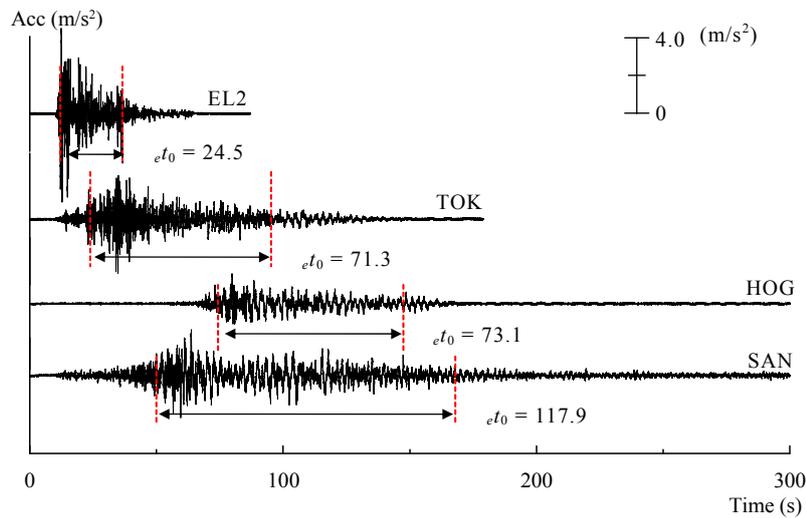


図 20 入力加速度の時刻歴波形

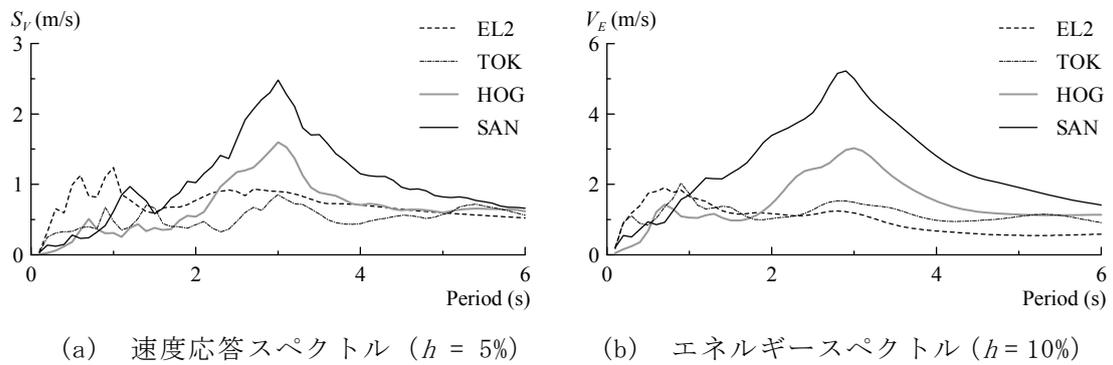


図 21 地震動のスペクトル

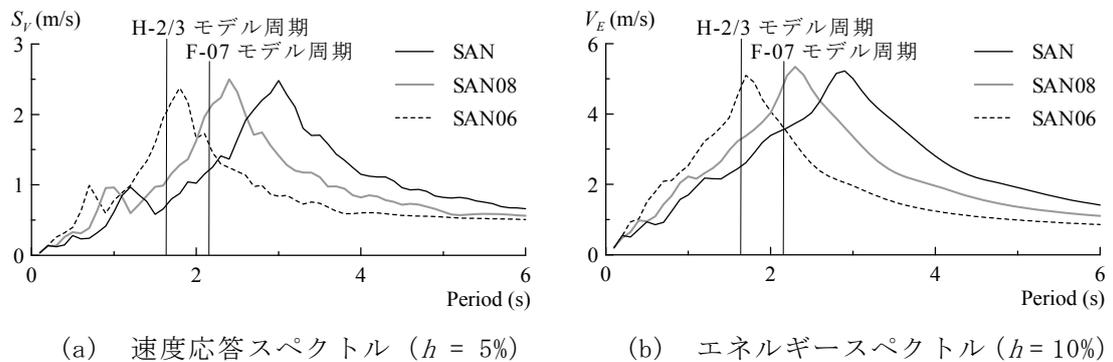


図 22 三の丸波圧縮波のスペクトル

c) モデル概要

i) 部材レベルモデルの作成

昨年度までに行って来た実験結果の詳細な検討に基づき、部材レベルモデルのモデル化手法を以下に述べる。なお、作成した部材モデルを用いて、梁端の損傷予測を行う(後述)。図 23 に解析モデルの立面図および平面図を、表 13 に部材断面を示す。解析モデルについては、両端部に弾塑性マルチスプリング (MS) 要素群を取り付けて線材置換した部材を、

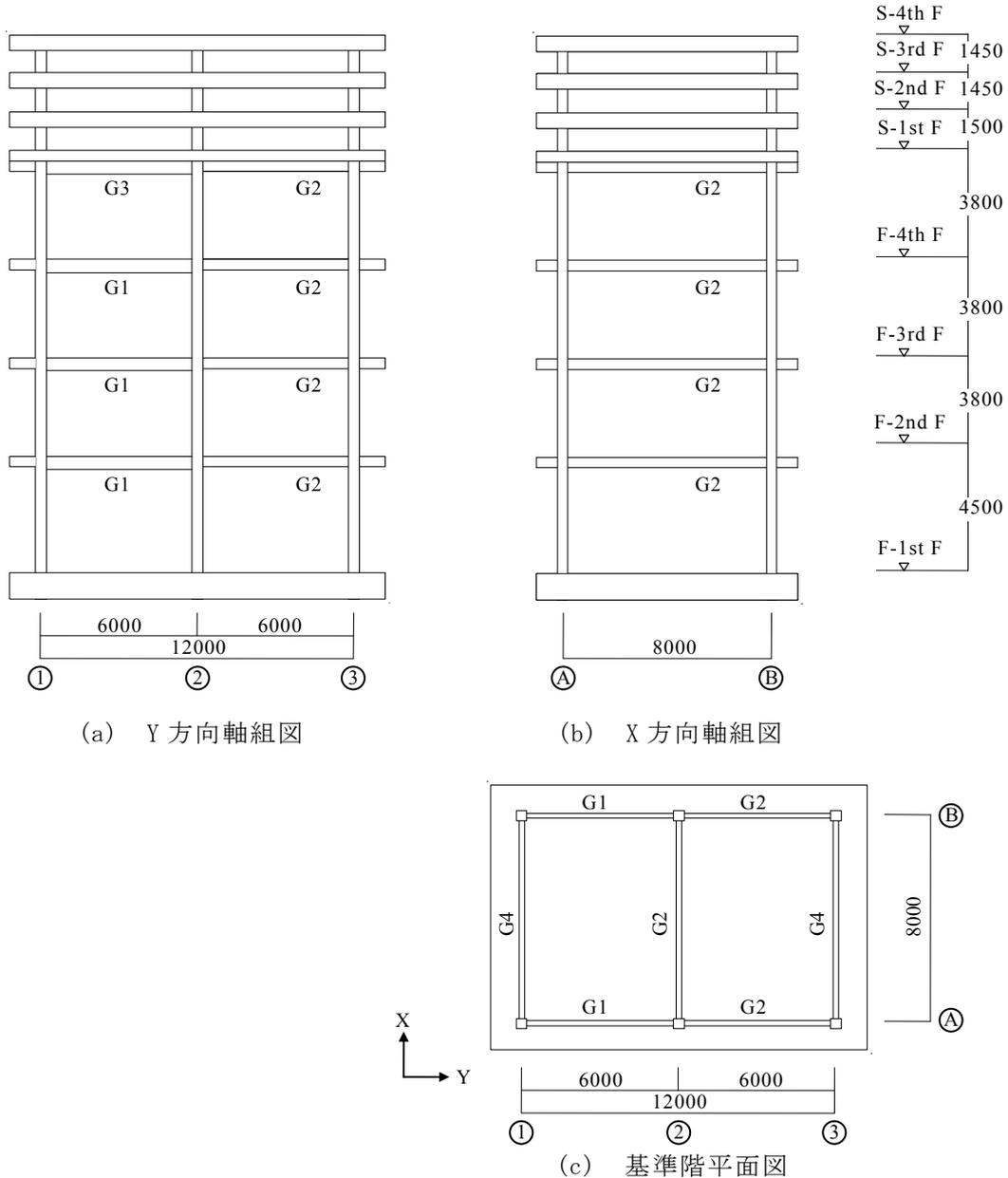


図 23 解析モデル図 (単位: mm)

表 13 実架構部の部材断面 表 14 材料試験結果

柱	C1	□-400x400x25
梁	G1	H-600x200x8x19
	G2	H-400x200x8x13
	G3	H-500x200x9x16
	G4	H-800x199x10x15
	G5	H-650x199x9x14

	□-400	H600	H400	H500	H800	H650
降伏強度	343	357	426	366	373	344
引張強度	515	532	576	532	526	514

立体的に組み合わせて表現しており、試験体条件をできるだけ忠実に再現した。MS 要素群は材端の立体条件に応じて軸方向スプリングを分散させるもので、表 14 に示す材料試験結果を各スプリングの降伏強度に反映している。また、降伏後の剛性は初期剛性に対して 4%とした。

架構が弾性範囲に留まる実験結果より得られる層せん断力、層間変形の履歴曲線に線形近似曲線を描き、そこから求まる各層剛性の値と合致するように、解析モデルのスラブの合成効果による剛性増大率 ϕ を 1.4~1.8 の範囲で設定した。ただし 5 層の梁においては、実験結果より直上のコンクリート錘の影響を大きく受けていると考えられるため ϕ を 7.0~9.9 の範囲とかなり大きめに設定した。縮約層の積層ゴムとダンパーについてはせん断ばねを用いてバイリニア型の復元力によって、積層ゴムとダンパーの復元力特性をモデル化した。

図 24 に、文献 7) の手法を F-07 での SAN 加振時の $Q_i-\delta_i$ 履歴に準用して算出した骨格曲線（破線）と、本解析モデルでの静的解析結果（実線）の比較を示す。図 24(a)は実架

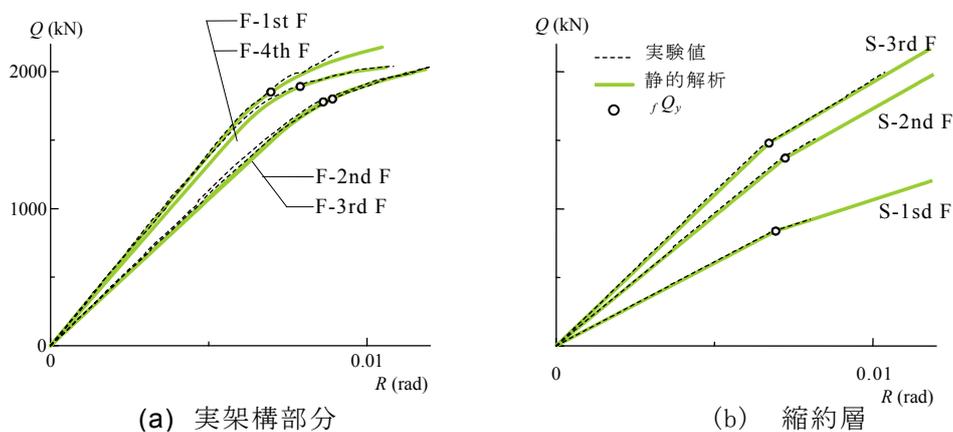


図 24 解析モデルの精度

構部、(b)は縮約層での比較である。また、図中の白丸 (O) は、静的解析において層のいずれかの部材が全塑性モーメントに達した際のせん断力 Q_i を示している。図より、実験結果と静的解析結果は良い一致を示していることが確認できる。実験結果に基づき作成した本解析モデルの妥当性を確認できた。

ii) せん断モデルの作成

次に、(i)で作成した部材レベルモデルから、時刻歴解析に有用なせん断モデルへの置換方法について示す。下層 4 層の実架構部のモデル化は、静的解析結果の層せん断力 Q_i - 層間変形角 R_i 関係に対し、トリリニア置換を行う。各折れ点のせん断力 Q_{yi} 、層間変形角 R_{yi} は次のように定める。まず、第 1 折れ点は、いずれかの部材が全塑性モーメントに達した際の、層せん断力 Q_{y1} と、その時の層間変形角 R_{y1} で定める。次に、第 2 折れ点の層せん断力 Q_{y2} は、終局状態を仮定し、各層の層間変形角が $R_i=1/50$ に達した際の層せん断力とする。初期剛性は、第 1 折れ点によって決定され、各層のいずれかの部材が降伏モーメントに達するまでの、弾性剛性である。2 次剛性は、層間変形角が $R_i=1/50$ に達した時点で、面積等価となるような値を定める。これにより、第 2 折れ点が定まる。3 次剛性については、初期剛性の 1/100 と定める。縮

約層については、部材レベルモデルでせん断ばねを使用してモデル化していることから、せん断モデルにおいても同様のばねを用いた。図 25 に、作成したせん断モデルの復元力特性を、静的解析の解析結果と共に示す。作成したせん断モデルに対して、部材レベルモデルの動的解析と同じ、名古屋三の丸波を入力し、時刻歴応答解析による検証を行う。図 26 に、解析結果から得た Q_i-R_i 関係の履歴曲線を、図 27 に各層が吸収したエネルギーの時刻歴を示す。図 26、27 より、静的解析結果から作成したせん断モデルは、部材レベルモデルによる動的解析を精度良く再現できることを確認した。

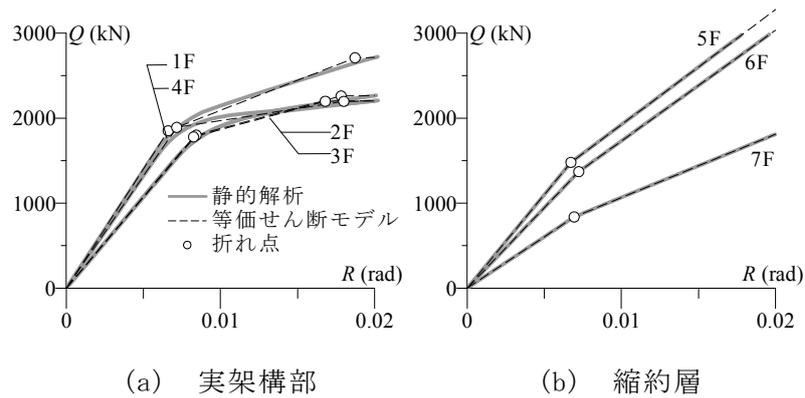


図 25 静的解析結果のモデル化

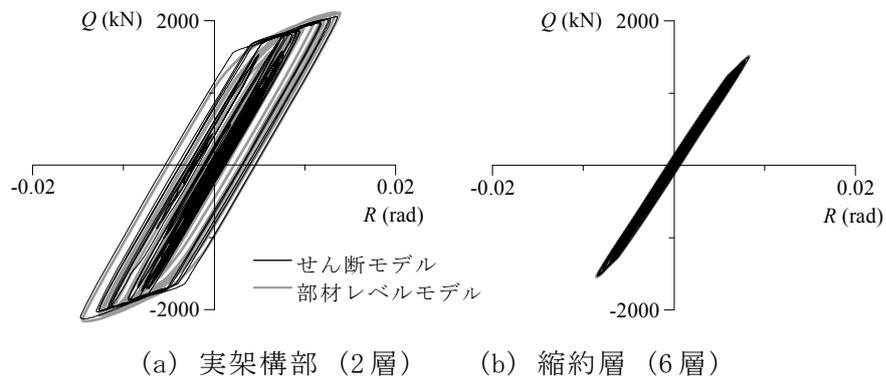


図 26 履歴曲線

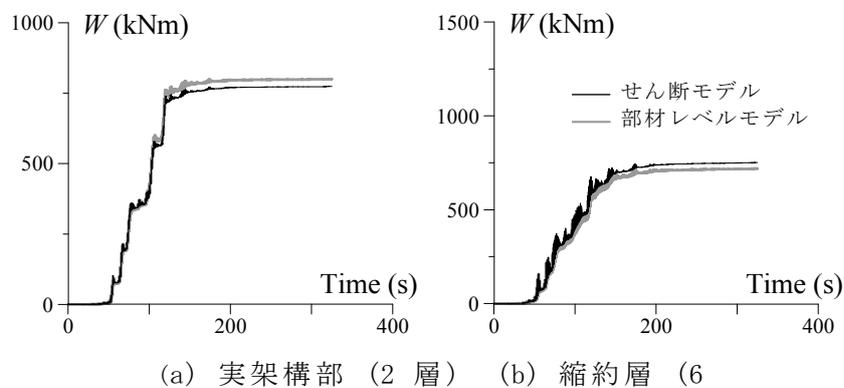


図 27 吸収エネルギー時刻歴

d) 実験値に基づくエネルギー評価

i) エネルギー算出方法

時刻 t のときの入力エネルギー $E(t)$ は、下式で求められる⁹⁾。

$$E(t) = -\sum_{i=1}^N \int_0^t \dot{x}_i(t) m_i \ddot{z}_0(t) dt \quad (2)$$

ここで、 N : 層数、 $x_i(t)$: i 層の相対変位、 m_i : i 層の質量、 z_0 : 地動変位である。また、絶対加速度と質量から求めた層せん断力 $Q_i(t)$ 、および層間変形 δ_i との履歴の面積より得られる i 層の吸収エネルギー $W_i(t)$ は、それぞれ次式にて表される⁴⁾。

$$Q_i(t) = -\sum_{j=i}^N m_j \ddot{X}_j(t) \quad , \quad W_i(t) = \int_0^{\delta_i(t)} Q_i(t) d\delta_i \quad (3a, b)$$

ここで、 $\ddot{X}_i(t)$: i 層の絶対加速度である。全層の吸収エネルギー $W(t)$ は、次式で求められる。

$$W(t) = \sum_{i=1}^N W_i(t) \quad (4)$$

式(6)より求めた $W(t)$ には、減衰により吸収されるエネルギーも含まれている。入力エネルギー $E(t)$ の速度換算値 V_E は、加振終了時刻 t_0 の $E(t_0)$ を用いて次式より求められる⁹⁾。

$$V_E = \sqrt{2E(t_0) / \sum_{i=1}^N m_i} \quad (5)$$

ii) エネルギー算出結果及びエネルギーの吸収割合

前章で述べた地震動入力時に得られた実験結果から、各試験体 (F-07、H-2/3、H-1/5、V-1/5) における 1 次固有周期 T 、各層の吸収エネルギー量 W_i 、試験体全体に入力されたエネルギー E 、 E の速度換算値 V_E を表 15 に示す。

(a) X 方向 表 15 地震動毎のエネルギー算出結果

	F-07					H-2/3						H-1/5				V-1/5			
	FL	EL2	TOK	HOG	SAN	EL2	TOK	HOG	SAN	SAN08	SAN06	EL2	TOK	HOG	SAN	EL2	TOK	HOG	SAN
W_i (kNm)	7	109	115	166	431	88	122	332	206	367	313	119	107	285	325	85	69	166	251
	6	135	110	270	1110	187	147	156	652	1290	856	168	118	212	827	114	102	158	828
	5	274	128	576	2777	182	139	233	865	1795	896	253	112	336	1494	165	77	230	1187
	4	21	42	15	450	13	6	25	85	187	76	48	7	51	269	76	46	136	468
	3	30	35	37	720	23	11	53	141	285	114	75	15	86	383	108	71	196	638
	2	25	20	41	700	28	8	75	160	308	117	84	15	96	413	112	74	203	659
	1	20	24	29	512	27	12	72	166	295	110	76	18	93	394	97	71	179	599
E (kNm)		652	410	1247	6429	562	502	1000	2351	4605	2585	847	434	1225	4109	789	543	1361	4588
V_E (m/s)		1.23	0.97	1.70	3.85	1.14	1.08	1.52	2.33	3.26	2.44	1.40	1.00	1.68	3.08	1.35	1.12	1.77	3.25
T (s)		2.34	2.18	2.30	2.43	1.82	1.72	1.80	1.87	1.87	1.93	2.18	2.05	2.15	2.22	2.05	2.26	2.22	2.38

(b) Y 方向

	F-07					H-2/3						H-1/5				V-1/5			
	FL	EL2	TOK	HOG	SAN	EL2	TOK	HOG	SAN	SAN08	SAN06	EL2	TOK	HOG	SAN	EL2	TOK	HOG	SAN
W_i (kNm)	7	199	158	263	500	121	114	98	259	437	500	149	88	120	362	109	51	98	280
	6	126	130	628	1180	211	142	101	873	1506	1498	159	113	215	921	117	78	211	966
	5	173	151	1336	2633	215	112	116	1078	2325	1932	167	147	339	1680	122	79	313	1327
	4	33	36	126	403	8	14	7	56	220	168	21	18	46	204	50	52	187	508
	3	40	36	164	576	14	24	8	104	326	239	37	27	77	293	72	77	260	682
	2	36	27	173	591	16	23	7	124	360	250	47	27	86	322	82	83	279	722
	1	31	26	141	463	19	28	15	155	359	232	46	33	95	329	77	82	266	673
E (kNm)		611	513	2825	6064	636	434	365	2721	5767	4967	650	438	987	4340	637	494	1646	5382
V_E (m/s)		1.19	1.09	2.55	3.74	1.21	1.00	0.92	2.50	3.65	3.38	1.22	1.00	1.51	3.16	1.21	1.07	1.95	3.52
T (s)		2.39	2.20	2.44	2.41	1.61	1.60	1.69	1.79	1.73	1.87	2.02	2.02	2.14	2.05	2.18	2.11	2.15	2.30

Y 方向の全層が吸収したエネルギー W に対する各層が吸収したエネルギー W_i の分担率 W_i/W を試験体毎に図 28 に示す。表 15、図 28 より、地震動によって入力されるエネルギーは異なるが、各層に吸収されるエネルギーの配分は類似することが確認できる。これは、建物に入力されるエネルギーは試験体の耐力に基づき各層に分配されるためである⁹⁾。H-2/3 では 6 層までダンパーを設置したことにより、6 層において負担するエネルギーが多くなった。V-1/5 は他の試験体に対し、オイルダンパー設置層の実架構部でエネルギー分担率が高く、その分上層部における分担率が小さくなっている。すなわち、全層におけるエネルギーが均等化したことが示唆される。なお、V-1/5 の SAN 加振中に 6 層目の塑性化装置が破損したが、図 28(d)をみると、塑性化装置が破損する前の他の地震動に比べ大きな変化は見られない。

iii) ダンパーのエネルギー分担率と実効変形比

図 29 に、実架構部での吸収エネルギー W_{1-4} に対するダンパーによる吸収エネルギー dW_{1-4} の分担率を示す。本研究で用いたオイルダンパーのリリーフ荷重は、鋼製ダンパーの降伏荷重とほぼ等しい値に設定しているが¹⁰⁾、V-1/5 でのダンパーのエネルギー分担率は、H-2/3 および H-1/5 に比べ高い値となっていることが確認できる。

図 30(a)、(b)に実架構部での鋼製およびオイルダンパーの実効変形比をそれぞれ示す。ダンパーの実効変形比とは、最大層間変形に対するダンパーの最大変形の水平方向成分の割合である。図 30(a)より、H-2/3 に比べて H-1/5 の方が、実効変形比が高いことが確認できる。これは、H-1/5 でのダンパーの塑性率が H-2/3 に比べて大きく、H-1/5 でのダンパーの見かけ上の剛性が、主架構の剛性に比べて相対的に低くなったためである。図 30(b)の V-1/5 の実効変形比は、H-2/3、H-1/5 に比べて高い値を示していることがわかる。このことにより、図 28(d)に示した V-1/5 での実架構部において、ダンパーのエネルギー分担率が H-2/3、H-1/5 に比べ高い値になったと思われる。

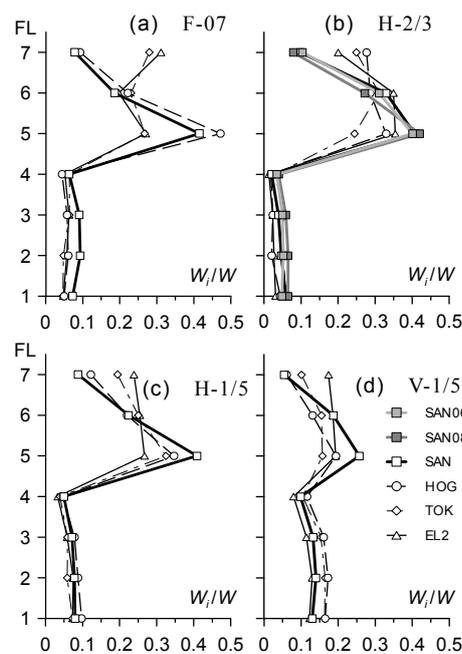


図 28 各層が吸収したエネルギーの分担率

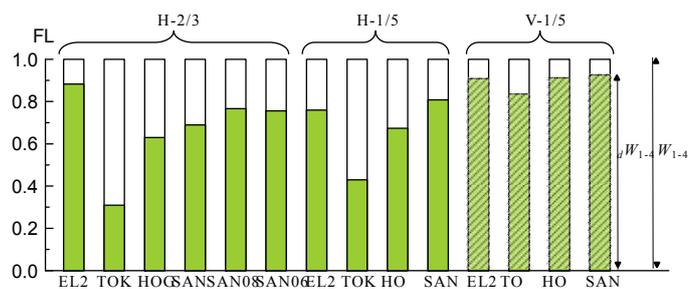


図 29 ダンパーのエネルギー分担

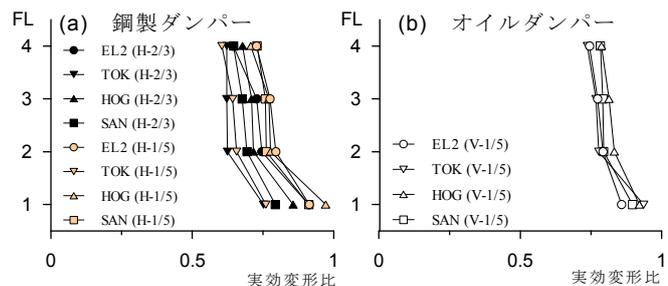


図 30 ダンパーの実効変形比

e) 層損傷評価の精度検証

E-ディフェンス試験体において、建物に入力されるエネルギー E から梁端部それぞれの箇所が吸収するエネルギー ${}_G W_i^k$ を導くことを目的とする。

本節では、c) で作成した部材レベルを用いた損傷予測手法を示す。損傷予測評価の流れは図 31 の通りとする。建物の固有周期 T が得られれば地震動のエネルギースペクトル V_E から入力エネルギー E が得られ、エネルギー法を用いてエネルギーを各層に配分することで i 層の吸収エネルギー W_i が得られる。さらに W_i を層で分配し、 i 層の梁端部が吸収するエネルギー ${}_G W_i$ を算出し、エネルギー法を部材レベルの損傷評価に拡張することで i 層 k 番目の梁端部が吸収するエネルギー ${}_G W_i^k$ を求める。なお、 ${}_G W_i$ は、柱端部から柱のモーメント分布における反極点までの距離の比で、 W_i を上下層に分配することで求めた。

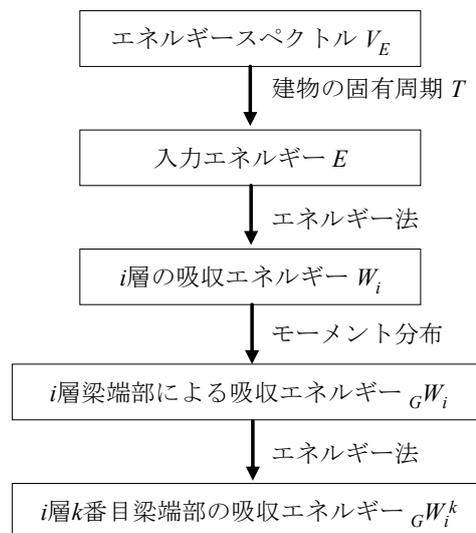


図 31 損傷評価フロー

i) 入力エネルギーから各層の吸収エネルギー算出

・ 損傷配分算出方法

エネルギー法から各層に吸収されるエネルギーを評価する。 i 層の吸収エネルギー W_i は、降伏層せん断力係数分布 $(\alpha_{yi}/\alpha_{y1})$ に着目し、入力エネルギー E を用いて次式で表すこととする⁹⁾。

$$\frac{W_i}{E} = \frac{s_i \cdot p_i^{-n}}{\sum_{k=1}^N s_k \cdot p_k^{-n}} = \frac{1}{\gamma_i} \quad (6)$$

$$p_i = (\alpha_{yi}/\alpha_{y1})/\bar{\alpha}_i \quad (7)$$

$$s_i = \left(\sum_{j=i}^7 \frac{m_j}{M} \right)^2 \cdot \left(\frac{k_1}{k_i} \right) \cdot \bar{\alpha}_i^2 \quad (8)$$

ここで、 m_j : i 層の質量、 M : 総質量、 k_i : i 層の剛性である。文献 9) では(6)式は $1/\gamma_i = W_i/W$ であるが、全層の吸収エネルギー W が入力エネルギー E と釣り合うことを解析より確認しているため、今回(6)式のように表した。また、降伏層せん断力係数 α_{yi} は下式より求める。

$$\alpha_{yi} = \frac{Q_{yi}}{\sum_{j=i}^7 m_j \cdot g} \quad (9)$$

Q_{yi} : 降伏層せん断力、 g : 重力加速度である。また、 α_i は次式のように表される。

$x > 0.2$ の場合

$$\bar{\alpha}_i = 1 + 1.5927x_i - 11.8519x_i^2 + 42.5833x_i^3 - 59.4827x_i^4 + 30.1586x_i^5 \quad (10)$$

$x > 0.2$ の場合

$$\bar{\alpha}_i = 1 + 0.5x_i \quad (11)$$

ここに、質量分布が均一な場合 : $x_i = \frac{i-1}{N}$ (12a)

質量分布が不均一な場合 : $x_i = 1 - \frac{\sum_{j=i}^7 m_j}{M}$ (12b)

E-ディフェンス試験体の質量分布が不均一なため、後者を用いる。

(6)式中の損傷集中指数 n の値は構造形式により異なり、以下の値が提案されている。

$n = 12$: 柱降伏型、筋違構造

$n = 8$: 梁降伏型構造

$n = 4$: 連層耐震壁付き架構

本検討では $n = 8$ とした。

・ 損傷配分算出結果

前節で算出した損傷配分の結果を図 32 に示す。ここで解析値は、部材モデルにおける各層の吸収エネルギー W_i の入力エネルギー E に対する割合で示している。今回は Y 方向の結果を示している。エネルギー法による損傷配分は解析値と類似する傾向を示すことが確かめられた。よって解析結果においてはエネルギー法により入力エネルギー E から各層の吸収エネルギー W_i に分配する手法は E-ディフェンス試験体においても有効だと考えられる。

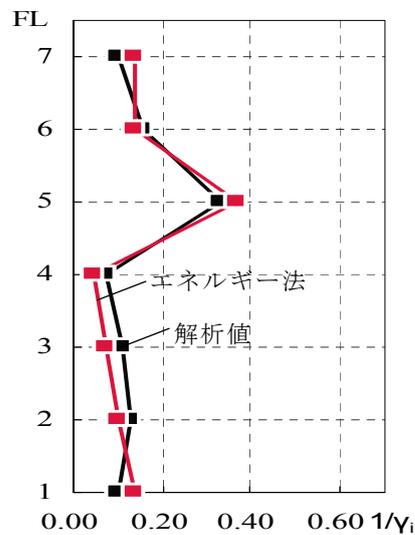


図 32 損傷配分算出結果

・ i 層の吸収エネルギーから i 層梁端部の吸収エネルギー算出

解析結果より、実架構部全体の各層吸収エネルギー W_{1-4} と各梁端部の吸収エネルギー ${}_G W_{1-4}$ の比較を図 33 に示す。この結果から両者が一致することより、各層の梁端部が吸収するエネルギー ${}_G W_i$ は実架構部の層が吸収するエネルギー W_i を分配することで得られると考えられる。図 34 のように各層の W_i と ${}_G W_i$ を比較すると、層レベルで見ると両者は一致していないため、 W_i を上下の ${}_G W_i$ に分配する必要がある。本節は図 35 のように W_i をその層の上下の梁端部が吸収するエネルギー ${}_G W_i$ に分配することを目的とする。また図 35 では 1、2 層は ${}_G W_i$ が W_i に比べ大きく、3、4 層は W_i が ${}_G W_i$ に比べ大きい結果となった。その割合は X、Y それぞれの方向により異なる。

今回は、解析で得られるモーメント分布の各柱の上下端から反極点までの距離の比で W_i を分配した。結果を表 16 に示す。 W_i を反極点までの比で求めた ${}_G W_i$ を分配①とし、解析より算出した ${}_G W_i$ を解析②とする。(b)Y 方向では、1～3 層で分配①は解析②と良い対応を示したが、4 層でエネルギーが大きくなってしまった。(a)X 方向ではどの層も 30%以上の誤差が生じた。今回反極点の比で分配したが、2、3 層は両方向で上下に 50%ずつ、4 層は X 方向で上部に 60%下部に 40%、Y 方向では上部に 45%下部に 55%と、殆ど半分ずつ上下に分配する結果となり、図 35 の 4 層の結果のような両者の誤差がうまく反映されないため再度検討する必要がある。

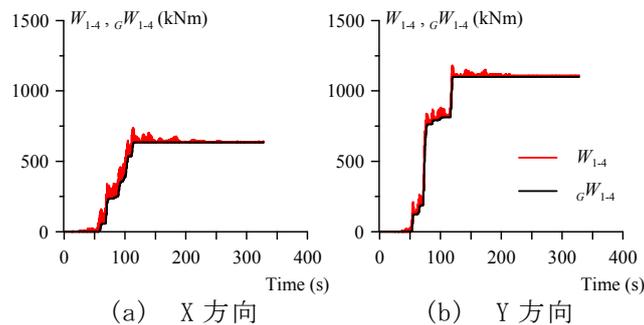


図 33 W_{1-4} と ${}_G W_{1-4}$ の比較

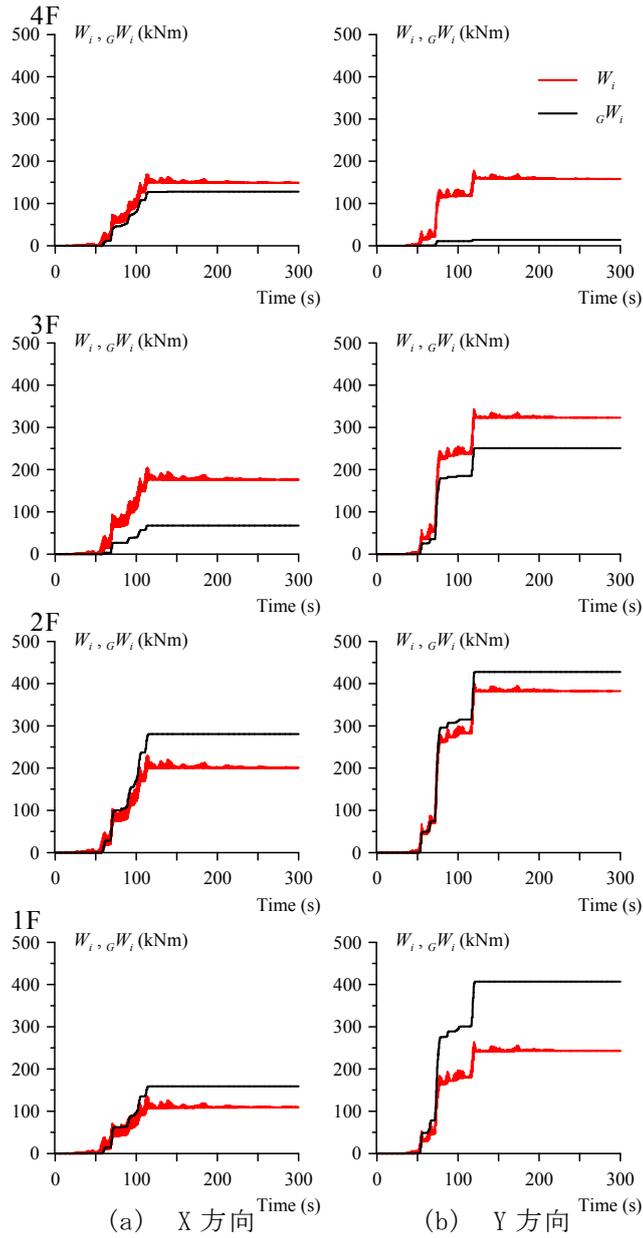


図 34 W_i と ${}_G W_i$ の比較

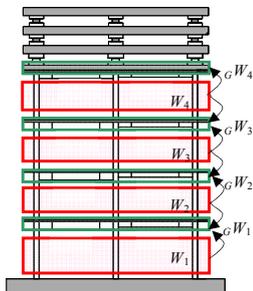


図 35 W_i から ${}_G W_i$ への分配手法

表 16 W_i から ${}_G W_i$ への分配結果

(a) X 方向					(b) Y 方向				
FL	解析 W_i (kNm)	分配① ${}_G W_i$ (kNm)	解析② ${}_G W_i$ (kNm)	分配①/解析②	FL	解析 W_i (kNm)	分配① ${}_G W_i$ (kNm)	解析② ${}_G W_i$ (kNm)	分配①/解析②
4	149	88	128	0.69	4	158	74	14	5.38
3	176	148	68	2.19	3	323	246	251	0.98
2	201	192	281	0.68	2	383	358	428	0.84
1	109	206	159	1.30	1	243	430	407	1.06

ii) 梁端部吸収エネルギーから k 番目梁端部吸収エネルギーの算出

・ 損傷配分算出方法

各層の梁端が吸収するエネルギー ${}_G W_i$ が、部材レベルに拡張したエネルギー法に基づき各梁端の吸収するエネルギー ${}_G W_i^k$ に分配する。

各梁端の番号を層毎に図 36 のように仮定すると、第 i 層 k 番目梁端の損傷分布は次式で表せる¹²⁾。

$$\frac{W_{pik}}{W_{pfi}} = \frac{s_{mik} P_{mik}^{-n_m}}{\sum_{j=1}^N s_{mij} P_{mij}^{-n_m}} = \frac{1}{\gamma_{mik}} \quad (13)$$

ここで、 $s_{mij} = \overline{M}_{pij}^2 \cdot (k_{i1} / k_{ij})$ 、 $\overline{M}_{pij} = M_{pij} / M_{pi1}$ であり、 k_i : 剛比、全塑性モーメント M_{pij} は、 $M_{pij} = 6EK_i \theta_{yij}$ 、 \overline{M}_{pij} : 最適全塑性モーメント分布である。E : ヤング係数、 K_i : 剛度、 θ_{yij} : 降伏回転角。 W_{pfi} : 第 i 層の累積塑性歪みエネルギー、 W_{pik} : 第 i 層 k 番目梁端の累積塑性歪みエネルギー、 p_{mij} : 全塑性モーメント分布との隔たり、 γ_{ik} : 部材の損傷分散係数である。 n_m : 部材の損傷集中指数なお損傷集中指数 n_m は今回 $n_m = 2.5 + 6P_d^3$ ($P_d = 0.8$ のとき $n_m = 5.5$) とし⁷⁾、また \overline{M}_{pij} は弾性時のモーメント分布より求めた。

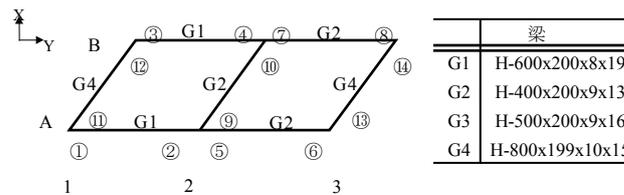


図 36 梁端番号

・ 損傷分布予測結果

(13)式より算出した各梁端の吸収エネルギーを表 17 に解析結果と共に示す。殆どの梁端部で予測結果は解析結果と同等の結果を得られた。これら結果から、エネルギー法による損傷配分の結果は精度良く算出することができた。なお、表 17(b)X 方向の G2 梁 (番号⑨、⑩) では、損傷分布予測結果と解析結果で値が大きく異なったが、層全体の梁端で吸収したエネルギーとの割合でみると非常に小さい割合なので、この誤差は無視できると思われる。

表 17 梁端吸収エネルギー分配予測

(a) Y 方向

番号	位置	梁端	予測		解析	
			W_{pij} (kNm)	W_{pij} (kNm)	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=251 \text{ kNm})$	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=251 \text{ kNm})$
①	A12	G3	60	58	0.24	0.23
②	A21		36	33	0.14	0.13
③	B12	G3	60	58	0.24	0.23
④	B21		36	33	0.14	0.13
⑤	A23	G2	8	8	0.03	0.03
⑥	A32		22	26	0.09	0.10
⑦	B23	G2	8	8	0.03	0.03
⑧	B32		22	26	0.09	0.10

番号	位置	梁端	予測		解析	
			W_{pij} (kNm)	W_{pij} (kNm)	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=428 \text{ kNm})$	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=428 \text{ kNm})$
①	A12	G1	94	95	0.22	0.22
②	A21		55	61	0.13	0.14
③	B12	G1	94	95	0.22	0.22
④	B21		55	61	0.13	0.14
⑤	A23	G2	19	19	0.04	0.04
⑥	A32		46	40	0.11	0.09
⑦	B23	G2	19	19	0.04	0.04
⑧	B32		46	40	0.11	0.09

番号	位置	梁端	予測		解析	
			W_{pij} (kNm)	W_{pij} (kNm)	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=407 \text{ kNm})$	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=407 \text{ kNm})$
①	A12	G1	87	95	0.21	0.23
②	A21		45	50	0.11	0.12
③	B12	G1	87	95	0.21	0.23
④	B21		45	50	0.11	0.12
⑤	A23	G2	16	13	0.04	0.03
⑥	A32		55	46	0.14	0.11
⑦	B23	G2	16	13	0.04	0.03
⑧	B32		55	46	0.14	0.11

(b) X 方向

番号	位置	梁端	予測		解析	
			W_{pij} (kNm)	W_{pij} (kNm)	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=68 \text{ kNm})$	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=68 \text{ kNm})$
⑨	2AB	G2	3	0.02	0.05	0.00
⑩	2BA		3	0.47	0.05	0.01
⑪	1AB	G4	16	17	0.23	0.25
⑫	1BA		16	18	0.23	0.26
⑬	3AB	G4	15	16	0.22	0.23
⑭	3BA		15	17	0.22	0.24

番号	位置	梁端	予測		解析	
			W_{pij} (kNm)	W_{pij} (kNm)	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=281 \text{ kNm})$	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=281 \text{ kNm})$
⑨	2AB	G2	10	1	0.04	0.00
⑩	2BA		10	1	0.04	0.00
⑪	1AB	G4	66	71	0.23	0.25
⑫	1BA		66	72	0.23	0.26
⑬	3AB	G4	64	68	0.23	0.24
⑭	3BA		64	68	0.23	0.24

番号	位置	梁端	予測		解析	
			W_{pij} (kNm)	W_{pij} (kNm)	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=159 \text{ kNm})$	W_{pij}/W_{pfi} $W_{pfi}(=159 \text{ kNm})$
⑨	2AB	G2	9	1	0.05	0.01
⑩	2BA		9	1	0.05	0.01
⑪	1AB	G4	35	40	0.22	0.25
⑫	1BA		35	40	0.22	0.25
⑬	3AB	G4	36	38	0.22	0.24
⑭	3BA		36	39	0.22	0.24

(c) 結論ならびに今後の課題

本研究では、性能シートを用いて既存超高層鋼構造建物を年代・地域で選別し、梁端現場溶部の調査を行うとともに、代表的な建物モデルの選定を行った。さらに、代表的な建物モデルを用いて、地震動のサイト特性を考慮して想定された長周期地震動を入力した時刻歴応答解析を行い、建物の損傷評価および制振部材エネルギー吸収性能評価を行った。また、入力地震動のレベルを増大させ、既存建物の安全限界に対する余裕度を検討する耐震性能評価手法を構築した。平成19年度と平成21年度に実施した高層建物試験体のE-ディフェンス実規模実験による実験結果と比較・分析することにより、実験時の試験体の応答を再現できる手法を構築した。以下に本研究より得られた結論および今後の課題について述べる。

● 評価シートによる既存高層鋼構造建物の耐震性能評価および建物モデルの選定から得られた結論

既存高層建物の柱梁接合部の現状を把握することを目的に、1966年～2001年5月の間に日本建築センター発行の性能評価シートに記載されている鋼構造建物を対象に、柱梁接合部に関する調査・分析を行った。調査では、柱部材および梁部材の断面形状、通し形式、接合形式、溶接形式を明らかにした。分析では、梁端現場溶接建物を降伏耐力および1次固有周期の観点から整理した。

- ・ 既存高層建物のうち、梁端現場溶接建物が全体の61% (480棟)、梁端工場溶接建物が36% (279棟)の割合であった。梁端現場溶接建物は、1966年～1994年12月の間に増加しているが、1995年～2001年5月において減少した。地区の違いによる傾向は見られなかった。
- ・ 梁端現場溶接建物において、部材断面形状の組み合わせは、年代の違いによらず箱形断面柱とH形断面梁が全体の約90%を占めた。
- ・ 高層建物と梁端現場溶接建物における設計用ベースシア係数 C_b と1次固有周期 T を乗じた値である $C_b \cdot T$ は、年代、地区の違いによる傾向は見られなかった。
- ・ 高層建物と梁端現場溶接建物における1次固有周期 T と建物高さ H で表される関係式 $T=\alpha H$ の値 α は、年代の違いによる傾向は見られなかった。地区別では、大阪地区の高層建物の α が、1966年～1994年において大きい値を示した。しかし、1995年以降では東京地区と同程度である。
- ・ 評価シートに基づき地区毎に、周期、建物高さ、コア形式などに着目し、建物モデルのカテゴリを作成し、建物モデルを選定した。

● 建物モデルを用いた想定地震動による高層鋼構造建物応答評価から得られた結論

- ・ 代表的な21層の建物モデルを用いて、首都圏、名古屋、大阪のサイト特性を考慮して想定された長周期地震動を入力した時刻歴応答解析を行い、建物の損傷評価および制振部材エネルギー吸収性能評価など総合的な構造被害状況の検討を行った結果、最大値(層間変形角、塑性率)では、東京(新宿330%)で層間変形角、塑性率ともに一番大きい値を示し、累積塑性変形倍率においては、名古屋(C-SAN)で一番大きな値を示

した。

- ・ダンパーを設置した制振モデルでの応答解析を行い、建物の損傷評価および制振部材エネルギー吸収性能評価を行った。本解析モデルでは $d\alpha_{y1} = 0.04$ 以上で主架構を無損傷に、 $d\alpha_{y1} = 0.06$ で応答を最も低減できることが分かった。

● E-ディフェンス実験結果に基づく解析手法の確立から得られた結論

- ・ E-ディフェンス実規模実験による実験結果と比較・分析し、それらの結果を反映させた、詳細な部材レベルの解析モデルおよび簡便な解析モデルの作成手法を示し、解析結果が実験時の試験体の応答を再現できていることを確認した。
- ・ 地震動毎に試験体に入力されるエネルギーは異なるが、各層に吸収されるエネルギーの配分は地震動に依らず類似することが実験からも確認できた。
- ・ 作成した部材モデルを用いて、入力エネルギー E から各梁端が吸収するエネルギー $G W_i^k$ を予測する手法を示した。

(d) 引用文献

- 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変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.307-308, 1999.9
- 2) 木村麗, 市村将太, 福島東陽, 寺本隆幸: 超高層建物の力学特性の調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.865-866, 2000.9
- 3) 木村麗, 寺本隆幸: 超高層鋼構造建物の「主体構造」に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.471-472, 2001.9
- 4) 島田侑, 佐藤大樹, 長江拓也, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斎藤大樹, 福和伸夫, 日高桃子: 超高層建物の下層階に部分配置する履歴型ダンパーの効果と影響に関する検討-長周期地震動を想定した耐震改修-, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 649 号, pp549-557, 2010.3
- 5) 日本建築学会: 長周期地震動対策に関する公開研究集会, 2011.2
- 6) 愛知県建築住宅センター: 名古屋三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成 (概要版), (財) 愛知県建築住宅センター耐震構造委員会設計用入力地震動検討部会, pp1-48, 2004.6
- 7) 加藤勉, 青木博文, 山内泰之: 引張・圧縮繰返し荷重を受ける鋼素材の挙動に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.803-804, 1970.9
- 8) 株式会社日建設計東京オフィス構造設計室: 建築物の性能設計と検証法, 2002.9
- 9) 秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999.11
- 10) 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
- 11) 野崎康行, 大内隼人, 島田侑, 佐藤大樹, 長江拓也, 北村春幸, 中島正愛: 長周期地震動を受ける制振補強高層建物の E-ディフェンス実験-その 1 E-ディフェンス実験概要-, 日本建築学会関東支部研究発表会, 2010.3
- 12) 馬谷原伴恵, 小鹿泰稔, 川崎恵, 北村春幸: 長周期地震動に対する鋼構造超高層建物

の損傷評価（その2）部材に着目したエネルギーの釣合に基づく応答予測，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.963～964，2007.8

(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
実大振動台実験を用いたエネルギーの釣合に基づく構造減衰の評価 口頭発表	大内隼人，佐藤大樹，長江拓也，北村春幸	早稲田大学 2011年度日本建築学会大会（関東）	2011年8月	国内
データベースによる既存超高層鋼構造建物の耐震性能評価（その1-2） 口頭発表	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	早稲田大学 2011年度日本建築学会大会（関東）	2011年8月	国内
E-ディフェンス震動台実験を高度に再現するせん断モデルの作成 口頭発表	須賀貴之，大内隼人，佐藤大樹，長江拓也，北村春幸	早稲田大学 2011年度日本建築学会大会（関東）	2011年8月	国内
E-ディフェンス震動台実験に基づく長周期地震動を受ける超高層建物のエネルギー分担 口頭発表	大下優作，佐藤大樹，北村春幸，長江拓也	早稲田大学 2011年度日本建築学会大会（関東）	2011年8月	国内
E-ディフェンス高層建物試験体の長期振動モニタリング（その5-6） 口頭発表	飯野夏輝，金澤健司，尾野勝，佐藤大樹，北村春幸，長江拓也	早稲田大学 2011年度日本建築学会大会（関東）	2011年8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
長周期地震動を受け	佐藤大樹，長	日本建築学会構造	2011.9	国外

る超高層建物の鋼製ダンパーによる制振改修に関するEーディフェンス振動台実験	江拓也, 大内隼人, 島田侑, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斉藤大樹, 福和伸夫	系論文集, 第76巻, 第667号		
実大震動台実験における高層鉄骨造建物の地震損傷検知	尾野勝, 金澤健司, 飯野夏輝, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也	日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第662号	2011.4	国内

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

