T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ
Tokyo Tech Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	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 －部分切り出し架構に対するE-ディフェンス振動台実験－
Title	ENERGY DISSIPATION AND DISTRIBUTION RATIO IN A STEEL HIGH-RISE BUILDING SUBJECTED TO LONG-PERIOD GROUND MOTIONS- E-Defense Shaking Table Tests of Partially Extracted Frame -
著者(和文)	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
Authors	daiki sato, Haruyuki Kitamura, Koichi Kajiwara, Masayoshi NAKASHIMA
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 75, No. 653, pp. 1217-1226
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 75, No. 653, pp. 1217-1226
発行日 / Pub. date	2010, 7
rights	日本建築学会
relation	isVersionOf:http://ci.nii.ac.jp/naid/40017213135

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

【カテゴリーⅠ】

日本建築学会構造系論文集 第75巻 第653号, 1217-1226, 2010年 7 月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 75 No. 653, 1217-1226, Jul., 2010

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

－部分切り出し架構に対する E-ディフェンス振動台実験－

ENERGY DISSIPATION AND DISTRIBUTION RATIO IN A STEEL HIGH-RISE BUILDING SUBJECTED TO LONG-PERIOD GROUND MOTIONS

－ E-defense shaking table tests of partially extracted frame －

佐藤大樹*1, 島田　侑*2, 大内隼人*2, 長江拓也*3, 北村春幸*4
福山國夫*5, 梶原浩一*6, 井上貴仁*7, 中島正愛*8

Daiki SATO, Yu SHIMADA, Hayato OUCHI,
Takuya NAGAE, Haruyuki KITAMURA, Kunio FUKUYAMA,
Kouichi KAJIWARA, Takahito INOUE and Masayoshi NAKASHIMA

A series of shaking table tests on a high-rise building are conducted in order to acquire realistic data on the damage. The adopted test system consists of a lower part represented by four-story steel frame structure and an upper part simplified by substitute layers made of concrete mass and rubber bearings. In the tests using long period ground motions, the specimen is subjected to large cumulative inelastic deformations as well as large inter-story drifts. Such seismic loads are represented by total input energy to the specimen. The total input energy from each test is plotted in the corresponding energy spectrum of the input wave, indicating reasonable correlations. The beam ends dissipate ninety percent of the total input energy of the steel frame. The results characterized by input energy and its distribution suggest the adopted measuring methods reasonable. The seismic performance assessment in terms of input energy can be developed not just for a seismic design but also for damage monitoring techniques.

Keywords : *High-rise building, Long-period ground motion, Energy, Shaking table test, Seismic performance, Cumulative damage*
超高層建物，長周期地震動，エネルギー，振動台実験，耐震性能，累積損傷

1. はじめに

太平洋側沿岸部においてマグニチュード 8 クラスの海溝型の巨大地震が約 100～200 年の間隔で発生しており，現在，その巨大地震の発生が高い確率で予測されている[1),2)]。海溝型の巨大地震が発生すると，長周期成分に力を有する長周期地震動が内陸部に伝わる。そのため，固有周期の長い超高層建物における大きな被害の可能性が指摘されている[1),2)]。

今日までに，数多くの超高層建物が建設されているが，その殆どが大地震を受けた経験を持たない。したがって，大地震による超高層建物の被害様相を表す，地震被害調査記録や床応答記録は極めて限られている。長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物の耐震性に関しては，地震応答解析[3)-6)]，および柱梁接合部実験[7),8)] 等による検討が行われ，貴重な資料が蓄積されている。それらを参照すれば，長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物は，梁の端部に多数回の繰り返し変形が生じ，累積する塑性変形が梁端接合部の保有性能に達すると，フランジ破断など重度の損傷に至ると予測できる。ここで，その構造詳細をなるべく忠実に再現した実際の架構において，長周期地震動を受けたときの損傷過程や変形能力を検証しておくことは，先の被害様相に関わる資料を補足する意味においても重要である。また，地震動後の超高層建物の復旧や修復を滞りなく実施するためには，被害の程度を速やかに判断することが求められており，観測記録を分析する技術[9),10)] 等に代表される損傷モニタリングの精度を，

*1 東京理科大学理工学部建築学科　助教・博士(工学)　Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.
*2 東京理科大学理工学研究科建築学専攻　大学院生　Graduate Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science
*3 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・博士(工学)　Senior Researcher, EERC, NIED, Dr. Eng.
*4 東京理科大学理工学部建築学科　教授・博士(工学)　Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.
*5 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 客員研究員　Visiting Researcher, EERC, NIED
*6 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・博士(工学)　Senior Researcher, EERC, NIED, Dr. Eng.
*7 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 企画室長・工博　Chief of Planning Section, EERC, NIED, Dr. Eng.
*8 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 センター長・Ph. D.　Director, EERC, NIED, Dr. Eng.

実際に近い条件において検証しておく必要がある。

このような背景のもと，2008 年 3 月にE-ディフェンス振動台において，鋼構造超高層建物を対象とした大規模な実験が実施された[11]。そこでは，構造詳細をなるべく忠実に再現した床スラブ付きの鋼構造架構を下層部分とし，その上に上層部分の水平慣性力を再現する実験装置を取り付けることで，長周期地震動を受ける超高層建物の揺れを生じさせた。実験結果は，参画機関[12]を中心に，主に地震応答性状の把握，架構の保有性能の同定，損傷モニタリング技術の開発の観点から考察が進められている。本論文はこのうち，地震応答性状の把握に関する内容をとりまとめたものである。

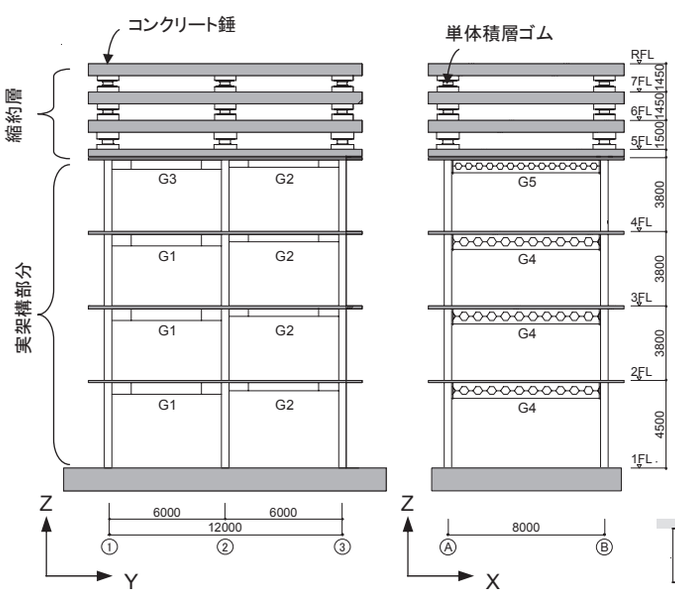
先にも述べたとおり，長周期地震動を受ける超高層建物の耐震性には，部材に累積する塑性変形が大きな意味をもつ。そのような累積損傷を評価する手法として，建物の地震応答をエネルギーの観点から整理する「エネルギーの釣合いに基づく建築物の耐震設計法[13]」が良く知られている。大型振動台からのエネルギー入力を検討した実験的な取り組みは，関連する法則を実験手法と評価に適用し，発展に向けて大きな成果を得ている[14),15]。長周期地震動による入力エネルギーの傾向を，継続時間によって整理しようという試みもある[16]。本論文は，こうした過去の研究を踏まえて，長周期地震動を受ける超高層建物に関する大規模実験を，エネルギーの観点から定量的に分析する。考察の骨子となるのは，長周期地震動を受ける超高層建物のエネルギー入力と，建物内部でのエネルギーの分担率である。分析の結果は，他のテーマ「架構の保有性能の同定」，「損傷モニタリング技術の開発」に展開される。

本論文の構成は次のとおりである。まず，2 章では試験体および計測の概要について述べる。3 章では，実験結果に基づく入力エネルギー，試験体全体で吸収するエネルギー，梁端の塑性化によって吸収するエネルギーの算出方法を述べる。4 章では，実験値からエネルギーの釣合いに基づく入力エネルギーの評価を行い，エネルギースペクトルとの対応を考察する。5 章では，試験体全体で吸収されるエネルギーが，どの部位で分担されているかを考察する。

2. 試験体および計測の概要

試験体の立面図を図 1 に，架構部の部材断面を表 1 に示す。図 2(a), (b)に試験体の平面図を示す。試験体は，超高層建物の統計資料をもとに，標準的な 21 階建物（高さ 80 m，1 次固有周期T_1 = 2.4 秒）を想定して設計した[11]。E-ディフェンスにおいて加振可能な規模にあう縮約モデルを設定し，これを参照しつつ，下層部分を 4 層の実架構，上層部分を 5 層分の重量を持たせたコンクリート錘 3 個で表現した。

実架構部分は，21 層モデルで採用した設計用ベースシヤ係数C_b =

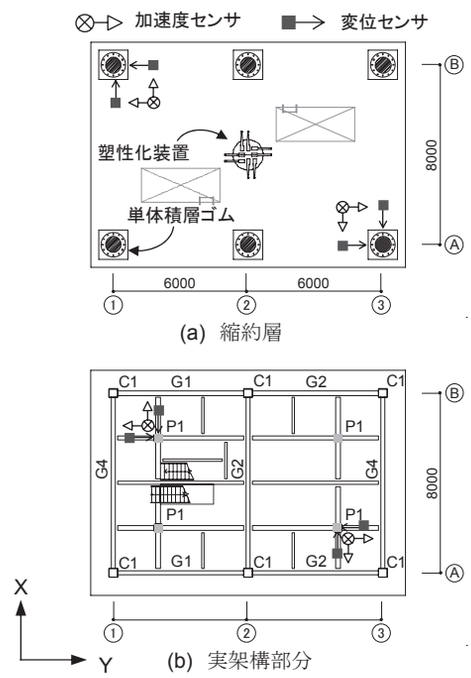


(a) A, B 通り　　(b) 1, 3 通り

図 1 試験体立面図 （単位：mm）

表 1 実架構部の部材断面

柱 (SM490A)	C1	□-400x400x25
梁 (SM490A)	G1	H-600x200x8x19
	G2	H-400x200x8x13
	G3	H-500x200x9x16
	G4	H-800x199x10x15
	G5	H-650x199x9x14



(a) 縮約層

(b) 実架構部分

図 2 試験体平面図 (単位：mm)

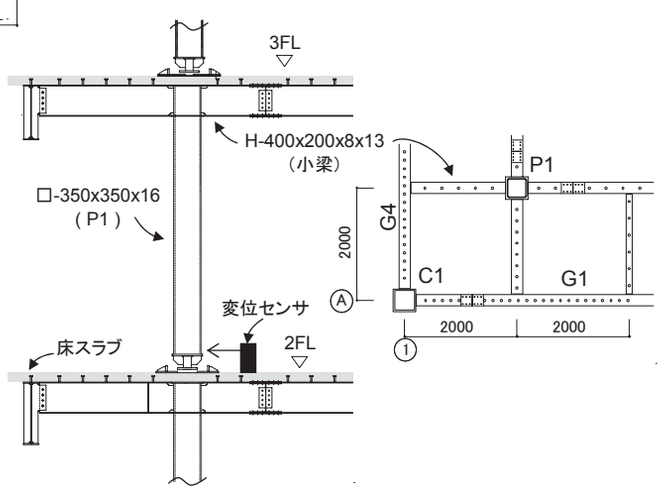
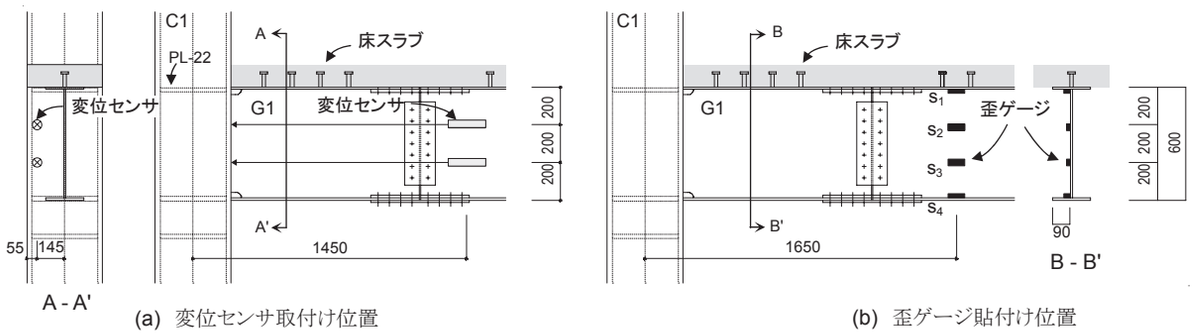


図 3 層間変形計測詳細 （単位：mm）



(a) 変位センサ取付け位置　　(b) 歪ゲージ貼付け位置

図 4 梁端部計測状況 （単位：mm）

0.125（= 0.30 / T_1)に対する許容応力度設計を実施し，部材を選定した。鋼材は，1980 年以前に建てられた初期の超高層建物によく用いられていたSM50Aの代替として，現在の条件下で最も近いSM490Aを採用した。SM50AとSM490Aについては文献 7)で詳細に考察されており，両者に大きな差がないことが報告されている。本論文の考察では，部材の破断や座屈等の終局状態に至る前のエネルギー吸収分担率を対象としており，特にそれらの違いが結果に影響を持たないと考えられる。

振動台の積載容量[11]により，本試験体では柱の長期軸力が制限された。そのため，角形鋼管柱の寸法を調整し，長期の軸力比を中柱で0.2程度, 隅柱で0.1程度としている。上部を縮約していることで，転倒モーメントによって生じる柱の軸力変動は過小となる。本研究では，梁崩壊メカニズムとなるように設計された超高層建物の梁端部の損傷が支配的になった場合を想定している。従って，厳しい応力状態により柱が降伏する可能性がある超高層建物は対象外であり，別途検討が必要である。

長辺方向（Y方向）は，せい 600 mmのG1 梁を用いて工場溶接接合した柱梁接合部を，短辺方向（X方向）は，せい 800 mmのG4 梁を用いて現場溶接接合した柱梁接合部を表現した[11]。

上層部分（縮約層）の錘の間には，想定した建物の該当する 5 層分の非線形復元力特性を表現するように,「単体積層ゴム 6 基」と「積層ゴムと鋼製U型ダンパーを直列に結合した塑性化装置 1 基」を組み込んでいる（図 2(a)）。コンクリート錘の 6FL, 7FLおよびRFL（図 1）は想定した 21 階建物の 9 階，14 階および 19 階の応答にそれぞれ対応し，21 層建物と本試験体の 1～3 次までの固有周期およびモード形状は，ほぼ一致している[11]。

本実験では，振動台加速度，床加速度，層間変形，柱と梁の歪を中心に計 674 ch を計測（サンプリング周波数 = 200 Hz）している。ここでは, エネルギー算出に使用した計測項目についてのみ述べる。

図 2(a), (b)に示す位置に，床加速度（絶対加速度）を計測するためのサーボ型加速度センサ（X, Y, Z 方向），および層間変位を計測するためのレーザー変位センサ（X, Y 方向）を設置している。レーザー変位センサがターゲットとしている間柱は，上階の床下に取り付く直交する小梁（H-400 x 200 x 8 x 13）の交差部に剛接した角形鋼管柱（□-350 x 350x 16; P1）であり，下階の床スラブと約 25 mm の間隔をもって絶縁されている（図 3）。なお，設計時の最大床応答加速度から P1 に作用する水平慣性力を計算し，P1 が接続している小梁の剛性も考慮して求めた P1 先端の水平変位は 0.04 mm であり，無視できることを確認している。

本論文では，A-3 通りと B-1 通り側で計測された絶対加速度および層間変形それぞれの平均値を，その層の代表値として用いることとする。

G1 梁（せい 600 mm）のすべてについて，端部における曲げモーメントと回転角の関係を求める[17]。梁部材回転角${}_G\theta$の算出は，柱中心から 1450 mm離れた位置に 2 個の変位計を設置し（図 4(a)），その差を 2 つの変位センサ間の距離で除すことで回転角を算出する。変位センサのターゲットの位置は梁の取り付く柱面の側端部近傍にあり（図 4(a)），接合部設計指針[18]に従って検討したところ，梁が取り付く柱板が面外に塑性化することは無いことからも，柱の局所的な変形が, 梁の回転角の計測に与える影響は無視できると考えられる。梁端の曲げモーメントは, 図 4(b)に示すように, 梁の柱中心から 1650 mm離れた位置に貼付した 4 枚の歪ゲージより求める（3.2 節, 後述）。歪ゲージS_1, S_4はフランジに，S_2, S_3はウェブの梁せいの 1/3 の位置とした。強度調整用[11]に使用したG2 梁（せい 400 mm）については，計測点数の制限により計測を行っていない。

本論文では，梁端部において高いエネルギー吸収能力を示した Y 方向を検討対象とする。

3. エネルギーの算出方法

3. 1 試験体への入力エネルギーおよび層の吸収エネルギー

多質点系の運動方程式は次式で表わされる。

$$[M]\{\ddot{x}(t)\}+[C]\{\dot{x}(t)\}+\{F(t)\}=-[M]\{1\}\ddot{z}_0(t) \tag{1}$$

ここで，$[M]$, $[C]$：質量，減衰マトリクス，$\{F(t)\}$, $\{x(t)\}$：層の復元力（非線形），相対変位ベクトル，$\ddot{z}_0(t)$：地動加速度である。

エネルギーは, 作用した力とそれによって生じた変位増分の積分値である。式(1)の両辺に前から $\{dx(t)\}^{\mathrm{T}}$ （$=\{\dot{x}(t)\}^{\mathrm{T}}dt$ ）を掛けて，時刻 tまで積分することで, エネルギーの釣合式は次式のように表される[13]。

$$W_{ek}(t)+W_h(t)+W_{es}(t)+W_p(t)=E(t) \tag{2}$$

ここで,

$$W_{ek}(t)=\int_0^t\{\dot{x}(t)\}^{\mathrm{T}}[M]\{\ddot{x}(t)\}dt \tag{3a}$$

$$W_h(t)=\int_0^t\{\dot{x}(t)\}^{\mathrm{T}}[C]\{\dot{x}(t)\}dt \tag{3b}$$

$$W_{es}(t)+W_p(t)=\int_0^t\{\dot{x}(t)\}^{\mathrm{T}}\{F(t)\}dt \tag{3c}$$

$$E(t)=-\int_0^t\{\dot{x}(t)\}^{\mathrm{T}}[M]\{1\}\ddot{z}_0(t)dt=-\sum_{i=1}^{N}\int_0^t\dot{x}_i(t)m_i\ddot{z}_0(t)dt \tag{3d}$$

ここに，$W_{ek}(t)$：運動エネルギー，$W_h(t)$：減衰エネルギー，$W_{es}(t)$：弾性歪エネルギー，$W_p(t)$：塑性歪エネルギー，$E(t)$：入力エネルギーである。また，N：層数，m_i：i層の質量である。

式(3d)から分かるように，入力エネルギー$E(t)$を求めるには，実験時に計測していない相対速度 $\dot{x}_i(t)$ が必要となる。そこで，本論文では実験時に計測している層間変形 $\delta_i(t)$ と絶対加速度 $\ddot{X}_i(t)$（$=\ddot{x}_i(t)+\ddot{z}_0(t)$）を用いて入力エネルギーを簡便に算出する方法を示す。

式(1)の左辺第 1 項を右辺に移項した後に，上述と同様の方法でエネルギーの釣合い式で表すと，次式が得られる。

$$W_h(t)+W_{es}(t)+W_p(t)=E(t)-W_{ek}(t)=W'(t) \tag{4}$$

ここで，

$$W'(t)=-\sum_{i=1}^{N}\int_0^t\dot{x}_i(t)m_i\ddot{X}_i(t)dt \tag{5}$$

地震動終了時刻t_0では$W_{es}(t_0)=0$ となり[13]，式(4)左辺は架構が吸収する減衰エネルギー$W_h(t)$および塑性歪エネルギー$W_p(t)$で構成されることから，本論文では$W'(t)$を吸収エネルギーと呼ぶこととする。また，$W_{ek}(t_0)=0$ となるため[13]，式(4)より$E(t_0)=W'(t_0)$，つまり地震終了時の吸収エネルギーは入力エネルギーと等しいことが分かる。

一方，i層の層せん断力$Q_i(t)$は，質量と計測されている絶対加速度から式(6a)より算出される。また，$Q_i(t)$と層間変形$\delta_i(t)$の履歴の面積$W_i(t)$は式(6b)で表される。

$$Q_i(t)=-\sum_{j=i}^{N}m_j\ddot{X}_j(t),\quad W_i(t)=\int_0^{\delta_i(t)}Q_i(t)d\delta_i \tag{6a, b}$$

式(6a)を式(6b)に代入し，$d\delta_i=(\dot{x}_i(t)-\dot{x}_{i-1}(t))dt$ となる関係を用いると，$W_i(t)$は式(7)で表される。

$$W_i(t)=-\sum_{j=i}^{N}\int_0^t m_j\ddot{X}_j(t)(\dot{x}_i(t)-\dot{x}_{i-1}(t))dt \tag{7}$$

$W_i(t)$を全層で合算した$W(t)$（式(8)）は，式(5)の$W'(t)$と一致することから，$E(t_0)=W(t_0)$となることも分かる。

$$W(t)=\sum_{i=1}^{N}W_i(t)=-\sum_{i=1}^{N}\int_0^t\dot{x}_i(t)m_i\ddot{X}_i(t)dt \tag{8}$$

以上より，実験時に計測している層間変形$\delta_i(t)$と絶対加速度 $\ddot{X}_i(t)$から地震終了時の入力エネルギー$E(t_0)$を算出できることを示した。以降は吸収エネルギーを$W(t)$と表記する。なお，入力エネルギーの速度換算値V_Eは，地震終了時の$E(t_0)$（$=W(t_0)$）を用いて次式より求められる[13]。

$$V_E=\sqrt{2E(t_0)/\sum_{i=1}^{N}m_i} \tag{9}$$

3. 2　梁端の塑性歪エネルギー

本試験体の実架構部分は梁降伏を計画しており，梁端の曲げ降伏により吸収される塑性歪エネルギーの評価が重要となる。これを梁端の曲げモーメント$_GM$と梁端の回転角$_G\theta$の履歴の面積から求める。図 5 に，梁端部での塑性歪エネルギー算出の概念を示す。梁が塑性化し，梁の端部に塑性ヒンジが発生すると，梁の変形は端部に集中する。本計測より得られる値は柱と梁の相対的な回転角，つまり塑性回転角である。その状態において計測された$_GM-_G\theta$履歴の面積は，梁端部の塑性歪エネルギーとして評価することができる。以下に$_GM$の算出方法を述べる。

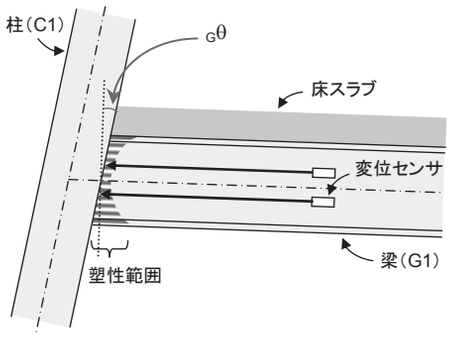


図 5　梁端での塑性歪エネルギー算出の概念

歪ゲージS_j（$j=1$～4，図 4(b)）から計測された歪$\varepsilon_j(t)$にヤング係数を乗じて応力$\sigma_j(t)$を求める。この応力が上下フランジとウェブに区切られた各歪ゲージ貼付け部分区間の断面で一様に分布するとみなし，各部分区間の面積A_jに応力$\sigma_j(t)$を乗じることで，各部分区間の中心に作用する合力$_sF_j(t)$を算出する。次にRC床スラブ断面に作用する応力も断面せい方向に一様に分布するとみなし，RC床スラブ断面に作用する合力$_cF(t)$の作用点をRC床のスラブ中心と仮定する。合成梁断面は曲げのみが作用すると考える。鋼梁断面の各部分区間に作用する合力$_sF_j(t)$との釣合いから，RC床スラブに作用する合力$_cF(t)$が次式で得られる。

$$_cF(t)=\sum_{j=1}^{4}{}_sF_j(t) \tag{10}$$

鋼梁断面の各部分区間の中心からRC床スラブの中心までの距離d_jを各部分区分の合力$_sF_j(t)$に乗じ，それら全てを足し合わせることで，歪ゲージ貼付け位置での合成梁断面に作用する曲げモーメント$_GM^*(t)$が得られる。

$$_GM^*(t)=\sum_{j=1}^{4}d_j\cdot{}_sF_j(t) \tag{11}$$

同様に梁の他端に貼付けた歪ゲージから得られた曲げモーメントを求める。両端の歪ゲージ位置でのモーメント$_GM^*(t)$を用いて，梁スパン方向のモーメント勾配を求め，その傾きをもとに柱梁接合部位置での梁端モーメント$_GM(t)$を算出する。

3. 3　未計測梁端の塑性歪エネルギー

本実験において，G1 梁（せい 600 mm）に比べて塑性歪エネルギーが小さいと予想されたG2 梁（せい 400 mm)の梁端については，計測点数の制限により計測を行っていない。そこで本研究では，G2 梁の地震終了時の梁端塑性エネルギー$_{G2}W_p$を，同一層・同一構面で計測されているG1 梁の$_{G1}W_p$からの推定することを試みた。

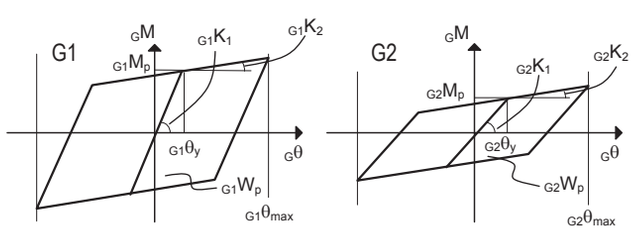


図 6　G1, G2 梁端の復元力特性

G1 とG2 の梁端の${}_{G}M-{}_{G}\theta$ 復元力特性はバイリニア型（図 6）で表せると仮定する。同一の梁であっても，両側に梁が接続している内柱（2 通り）側と，片側のみに梁が接続している外柱（3 通り）側での回転角${}_{G}\theta$ は異なる。そこで，その影響を考慮し，内柱側のG2 梁端での塑性エネルギー${}_{G2}W_{p,in}$は，計測されているG1 の内柱側の塑性エネルギー${}_{G1}W_{p,in}$を用いて求める。

定常振動時において，${}_{G1}W_{p,in}$と${}_{G2}W_{p,in}$の比$\beta_{W,in}$は，幾何学的関係より，次式のように表わされる。

$$\beta_{W,in}=\frac{{}_{G2}W_{P,in}}{{}_{G1}W_{P,in}}=\frac{{}_{G2}M_P\cdot{}_{G2}\theta_y\cdot\left({}_{G2}\mu_{in}-1\right)}{{}_{G1}M_P\cdot{}_{G1}\theta_y\cdot\left({}_{G1}\mu_{in}-1\right)}=\frac{\beta_{Mp}^2\cdot\beta_L}{\beta_I}\beta_{\mu,in} \tag{12}$$

ここに，

$$\beta_{\mu,in}=\frac{{}_{G2}\mu_{in}-1}{{}_{G1}\mu_{in}-1}=\frac{\beta_{\theta,in}\cdot{}_{G1}\mu_{in}\left\{\beta_I/\left(\beta_{Mp}\cdot\beta_L\right)\right\}-1}{{}_{G1}\mu_{in}-1} \tag{13}$$

$$\beta_{Mp}=\frac{{}_{G2}M_p}{{}_{G1}M_p},\quad \beta_I=\frac{{}_{G2}I}{{}_{G1}I},\quad \beta_L=\frac{{}_{G2}L}{{}_{G1}L},\quad \beta_{\theta,in}=\frac{{}_{G2}\theta_{max,in}}{{}_{G1}\theta_{max,in}} \tag{14a-d}$$

ここで，M_P : 梁の全塑性モーメント，I : 梁の断面 2 次モーメント，L : 梁の長さ，μ : 塑性率である。また，左添え字はG1 またはG2 の値，右添え字の*in*は内柱側梁端での値であることを意味する。式(13)より，G2 の内柱側梁端の塑性率${}_{G2}\mu_{in}$ は，計測しているG1 の内柱側梁端側の${}_{G1}\mu_{in}$ を用いて次式より求めることができる。

$${}_{G2}\mu_{in}={}_{G1}\mu_{in}\frac{\beta_{\theta,in}\cdot\beta_I}{\beta_{Mp}\cdot\beta_L} \tag{15}$$

未計測のG2 の最大回転角${}_{G2}\theta_{max,in}$（式(14d)） は，実験から得ることができない。そこで本論文は，試験体を三次元立体架構モデルで解析実験した結果を参照し，$\beta_{\theta,in}=1.0$ としている（付録A参照）。

定常振動を仮定した式(12)を，ランダム振動時に適用させるため，式(13)の${}_{G1}\mu_{in}$の代わりに，半サイクル毎の塑性率の平均値${}_{G1}\mu_{ave,in}$を用いた。${}_{G1}\mu_{ave,in}$は，G1 とG2 の塑性回転角の違いを考慮し，G2 が塑性する範囲でのG1 の塑性率（図 7 : ●）の平均値とした。図中の${}_{G1}\mu_0$は，G2 とG1 の回転角が等しいと仮定した場合（$\beta_{\theta,in}=1.0$）における，G2 が塑性化する際の${}_{G1}\mu_{in}$の値である。${}_{G1}\mu_0$は，式(15)に${}_{G2}\mu_{in}=1.0$, $\beta_{\theta,in}=1.0$ を代入し，${}_{G1}\mu_{in}$ について解くことにより次式で表される。

$${}_{G1}\mu_0=\frac{\beta_{Mp}\cdot\beta_L}{\beta_I} \tag{16}$$

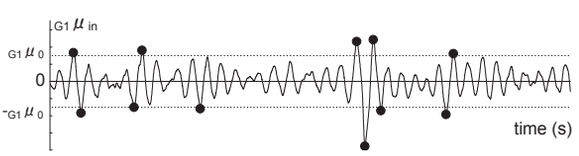


図 7　G1 梁端塑性率の時刻歴波形

G2 の外柱側の梁端塑性エネルギー${}_{G2}W_{p,out}$についても，G1 の外柱側の${}_{G1}W_{p,out}$を用いて上記と同様の方法で求める。以上を，各層，各通りでそれぞれ行う。なお，本推定手法の検証を解析実験により行っている。塑性率の大きい範囲では概ね 10%以内の誤差で推定できていることを確認している（付録A参照）。

4.　実験値に基づくエネルギーの評価

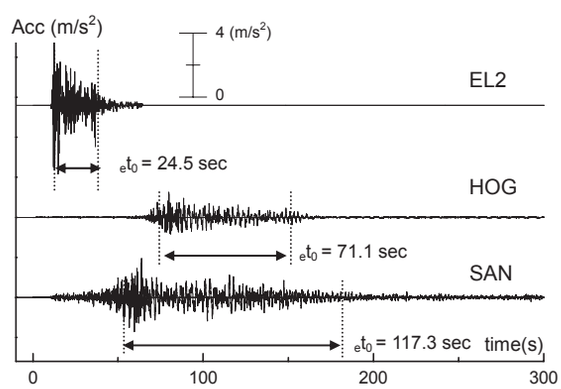
4.1　入力波の概要および応答性状

本実験では，標準地震波として最大速度を 50 kineに基準化したEl Centro（1940）レベル 2 地震動（EL2）を用いた。また，首都圏に予想される長周期地震動[19),20)]として，関東地震を想定した気象庁波（TOK），東海地震を想定した東扇島波（HOG），および東海・東南海地震動を想定した東海地方の長周期地震動[21)]である三の丸波（SAN）を採用した。入力は水平方向のみ与え，試験体のY方向には，EL2, TOK, HOGのNS成分，SANのEW成分を入力した。

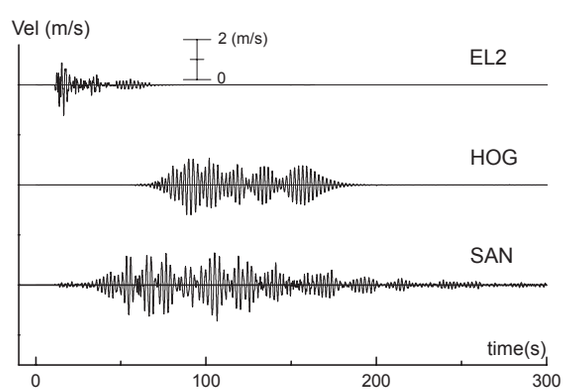
図 8 に計測された時刻歴波形の例を示す。図 8(a)に，A-3 位置基礎上で計測された加速度波形，図 8(b)にA-3 位置RFLでの相対速度の時刻歴波形を示す。相対速度は，計測された絶対加速度を周波数領域で積分（その際，0.1 Hz ～ 10 Hzのバンドパスフィルターを設けた）して絶対速度を求め，さらに振動台加速度から同手法で積分して求めた振動台速度を引いて算出している。図中の${}_{e}t_0$は，入力加速度波形より求めた実効継続時間である[16)]。SANはEL2 に比べ約 5 倍の${}_{e}t_0$を有している。また，SAN入力時の応答速度波形より，長時間にわたって応答が継続していることが分かる。

4.2　実験結果からの吸収エネルギーおよび入力エネルギーの評価

図 9(a)～(c)に，EL2, HOG および SAN 入力時の層せん断力 Q（式(6a)）と層間変形δ の関係を示す。なお，ここで示している履歴は，A-3 通り側で計測された絶対加速度および層間変形を用いて算出したものである。図より，SAN 入力時の履歴は，他の地震と比べて大きな振幅が繰り返され，かつ塑性化により剛性が低下していることが確認できる。



(a)　入力加速度　（1FL; A-3 位置記録）



(b)　応答速度　（RFL; A-3 位置記録）

図 8　時刻歴波形

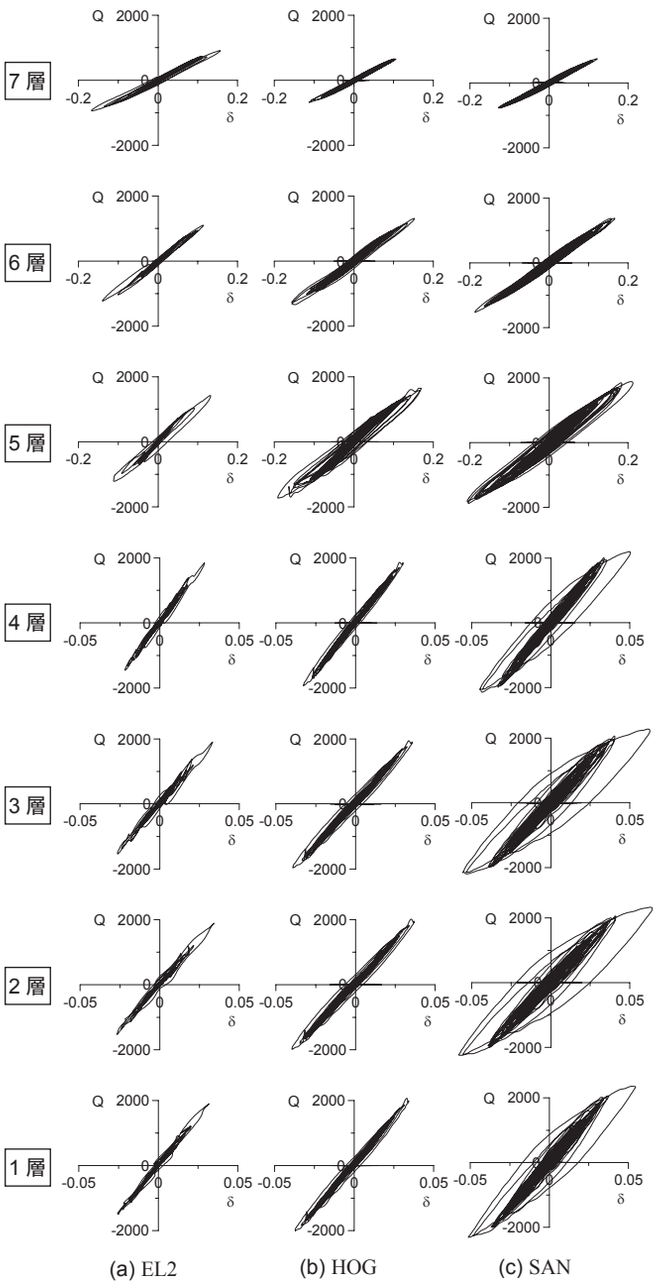


図 9 層せん断力－層間変形関係　（単位：kN, m）

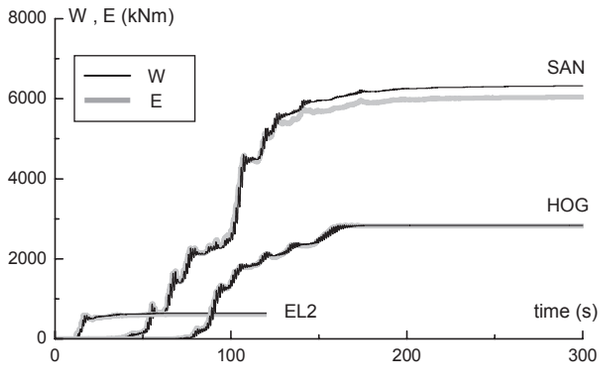


図 10 吸収エネルギーと入力エネルギーの比較

表 2 吸収エネルギーと入力エネルギーの比較

入力波	max Acc. (m/s^2)	$W(t_0)$ (kNm)	$E(t_0)$ (kNm)
EL2 30%	1.46	67.3	58.0
EL2 50%	2.35	181	166
TOK 60%	1.50	207	187
HOG 30%	0.59	124	114
HOG 50%	0.90	408	394
SAN 20%	0.42	211	181
SAN 35%	0.85	663	569
EL2	4.41	639	611
TOK	2.79	564	513
HOG	1.58	2832	2825
SAN	2.45	6346	6064

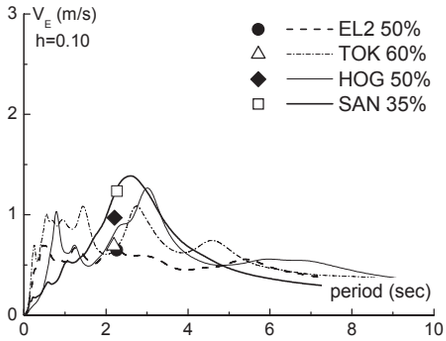
図 10 には，履歴曲線面積から求めた各層吸収エネルギー$W_i(t)$の総和$W(t)$（式(8)）および入力エネルギー$E(t)$（式(3d)）を合わせて示す。$E(t)$を算出する際に用いる各層の相対速度 $\dot{x}_i(t)$ は図 8(b)と同じ手法で求めている。図 10 より，いずれの入力においても$E(t_0)$と$W(t_0)$は良い対応を示しており，長周期地震動であるSANに対して誤差は 5 %程度である。ここで示した以外の入力については，表 2 にまとめて示している。入力の倍率に関わらず，ほぼ同様の誤差で$W(t_0)$と$E(t_0)$が対応している。

3.1 節で述べたように，理想的な条件下における$E(t_0)$と$W(t_0)$は，完全に一致する値である。本実験データ分析における誤差は，層間変形の計測精度，床加速度計測値のノイズの影響などによるものである。大規模な架構実験において，異なる 2 種類の計測手法（絶対加速度 $\ddot{X}_i(t)$ と層間変形$\delta_i(t)$）から得られた値が，数パーセントの相違であったことから，データの信用性は高いと判断されるが，本研究で扱う架構のエネルギー吸収と分担率は，この誤差を含むものである。

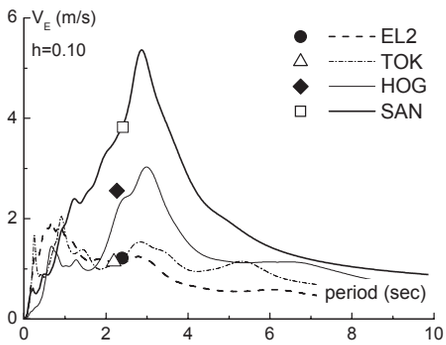
図 10 のエネルギー時刻歴より，設計用地震動である EL2 では短時間に大部分のエネルギーが入力されているのに対し，長周期地震動である HOG や SAN では約 5 倍もの時間をかけてエネルギーが増加して行くという，長周期地震動を受けた超高層建物の応答性状が再現されている。SAN では EL2 の約 10 倍のエネルギーが試験体に入力されている。

4. 3　エネルギースペクトルとの対応

「一つの地震により構造物にもたらされるエネルギー入力は，主として，構造物の 1 次固有周期と総質量に依存し，建物の強度，質量分布，剛性分布によらない安定した量である」ことが解析により確認されている[13]。本節では前節で求めた入力エネルギーを用いて，式(9)より得られる各加振でのV_Eと減衰定数h = 10 %でのエネルギースペクトルを比較する。エネルギースペクトルを図 11(a), (b)に示し，実験値のV_E（式(9)）をプロットする。図 11(a)は架構が弾性範囲，(b)は架構が塑性した場合での結果である。本論文では，各加振から得られた 1F，RFLの加速度の伝達関数の 1 次固有周期を，架構の塑性化により変動する有効周期[13),22)]と仮定して用いた。図 11(a), (b)より，架構が弾性の場合だけでなく，架構が塑性化する入力においても，実験値のV_Eとエネルギースペクトルは良い対応を示していることが



(a) 弾性応答時



(b) 弾塑性応答時

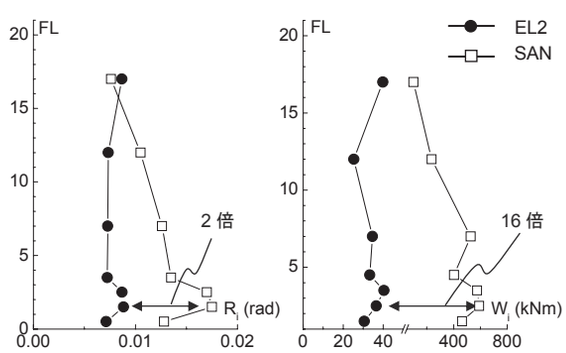
図 11 エネルギースペクトルと実験値の比較

わかる。すなわち，入力エネルギーは，応答レベルに殆ど影響を受けない極めて安定した値であり，かつh = 10 %の一質点系弾性応答から求めたエネルギースペクトルによって評価することができた。このことは，継続時間の長い長周期地震動を受ける超高層建物の損傷を，エネルギーの収支により評価する本実験方針の妥当性を裏付けるものである。以降は，吸収したエネルギーが，建物内部でどのように分担されているのかについて考察する。

5. 吸収エネルギーの分担

5.1 エネルギーの高さ方向の分布

図 12 に，EL2 およびSANにおいての(a)最大層間変形角R_i, (b)吸収エネルギー$W_i(t_0)$の高さ方向の比較を，想定 21 階建物と等価な値に変換して示す[11]。図 12 (a), (b)より，EL2, SANともに変形が大きくなる層にエネルギーが多く入力されており，損傷が集中する傾向が確認できる。R_iとW_iの高さ方向分布を比較すると，EL2 は上層でのR_iが大きく，それに対応してW_iの値も大きくなっているが，SANではR_iとW_iが下層に集中しており，地震動により，建物で吸収するエネルギーの分布に違いがあることが確認できる。層間変形角が最も大きくなった 2 層で比較すると，SANでのR_iはEL2 に対して約 2 倍であったのに対し，EL2 に比べて継続時間が約 5 倍（図 8）あるSANでのW_iは，EL2 に対して 16 倍もの値となっている。



(a) 最大層間変形角　　(b) 吸収エネルギー

図 12 高さ方向の応答比較

5. 2 梁端回転による塑性歪エネルギーの評価

図 13(a)～(c)に，EL2, HOGおよびSANより得られた 2～4 階G1 梁（A構面）の梁端モーメント$_GM$－回転角$_G\theta$ の履歴を示す。図より，SANでの梁端では，他の地震波に比べ履歴面積が大きく，剛性の低下も確認でき，大きな損傷を受けていることが分かる。

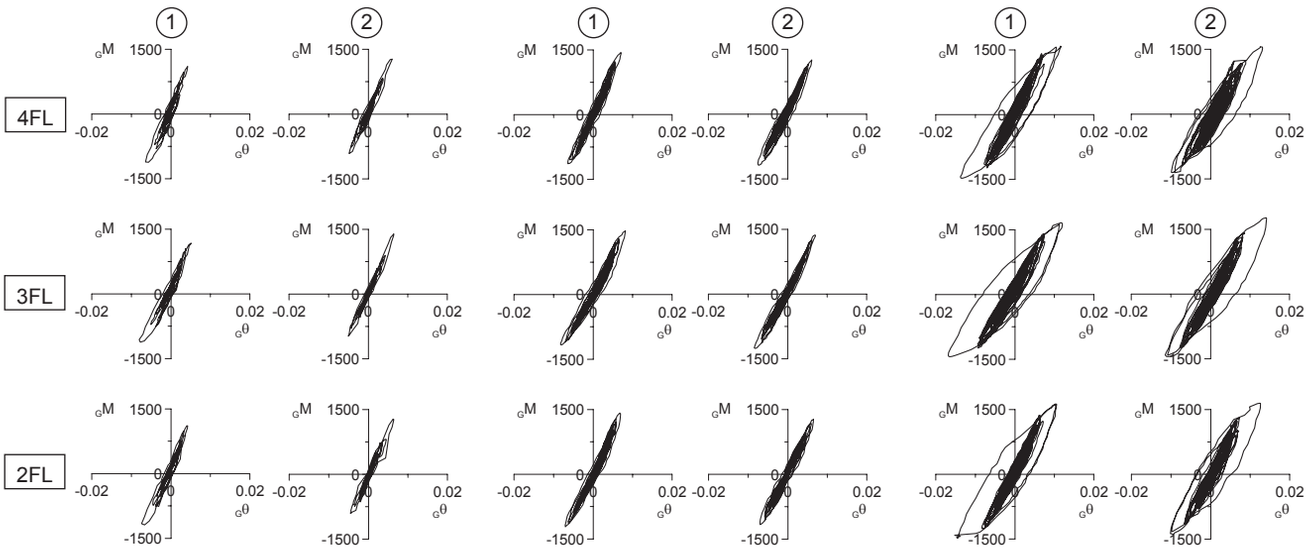
EL2, HOGおよびSANより得られた 2～4 階G1 梁の$_GM$－$_G\theta$の履歴面積より計算した，加振終了時の梁端の塑性歪エネルギー$_{G1}W_p$ (t_0)は，A構面，B構面において同じ位置となる 2 つの梁端エネルギーを合算した値をもって層ごとに表現し，未計測であるG2 梁の$_{G2}W_p$ (t_0)とのエネルギーの分担率を検討する（図 14(a)～(c)）。G1 を見ると，外柱（1 通り）に接続している梁端は中柱側（2 通り）に比べ回転が大きい（図 13）。そのため，3 階では，外柱側の$_{G1}W_p$は，内柱側の$_{G1}W_p$に対し約 30 %大きな値となっている。実験終了後の梁端の観察[23]では，外柱に接続する梁端が中柱側に比べて重度の損傷を受けていることが確認されており，この傾向と整合する。加振波による違いを同位置での$_{G1}W_p$で比較すると，SANでの値はEL2 に比べ約 10～15 倍となっており，長周期地震動の入力によって梁端に大きなエネルギー消費が課せられたことが分かる。

G2 梁を見ると，例えば 3FLの$_{G2}W_p(t_0)$で，SANを除けばG2（せい 400 mm）の総和はG1（せい 600 mm）の総和の 12 %以下である。振幅の大きくなるSANの場合でのG2 の総和はG1 の総和の 24 %程度になる。G1 とG2 において，降伏時の回転角が異なる影響が現れている。

5. 3 実架構部分におけるエネルギーの分担

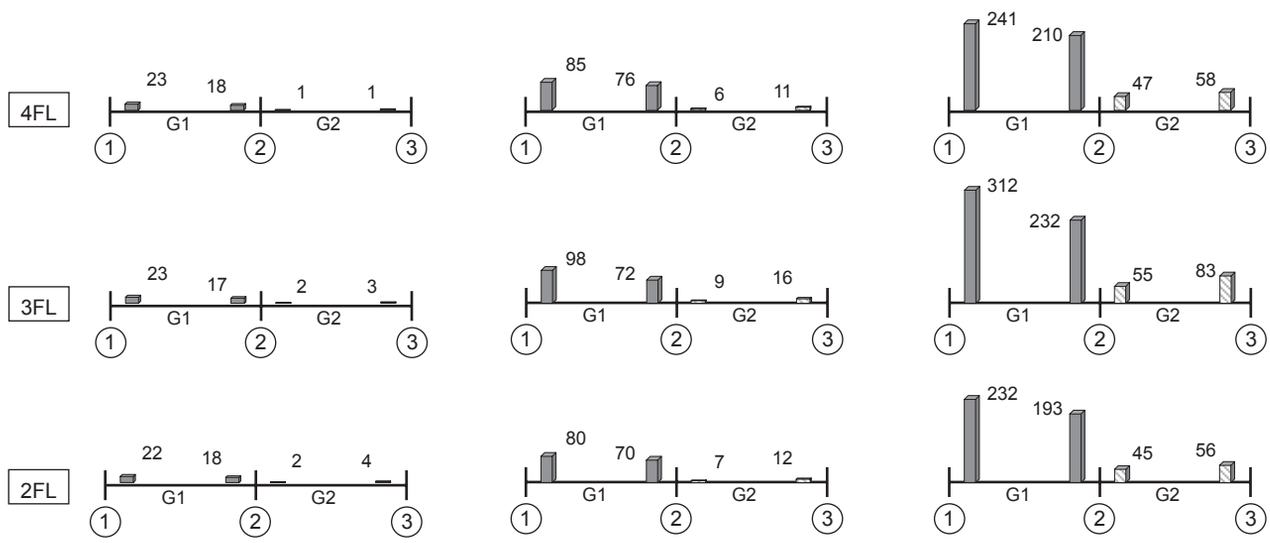
本節では，実架構部分における吸収エネルギーの実架構部分での総和$\Sigma W(t)$と，梁端での塑性歪エネルギー$_{G1}W_p(t)$, $_{G2}W_p(t)$の総和$\Sigma_G W_p(t)$とを比較し，架構が吸収したエネルギーに対する梁端でのエネルギー吸収の分担率について検討を行う。以降，Σは実架構部分のエネルギー総和を意味する。

図 15 にΣWと$\Sigma_G W_p$の時刻歴の比較を示す。建物全体での吸収エネルギーを表す$W(t_0)$を，SAN とEL2 で比較した場合，SAN での$W(t_0)$はEL2 に対し約 9 倍（表 2）であったが，実架構での損傷を表す$\Sigma_G W_p(t_0)$をSANとEL2 で比較すると約 13 倍と大きな値となった。このことは，5.1 節で述べたように，SANが下層部に，より多くの損傷を与えている特性を有しているためである。図 16 には，EL2, HOG, SANでの$\Sigma W(t_0)$に占める$\Sigma_{G1}W_p(t_0)$, $\Sigma_{G2}W_p(t_0)$の割合を示す。応答変形の大きさや継続時間が異なるEL2, HOG, SANいずれの場合においても，梁端の塑性歪エネルギーは実架構部分で吸収したエネルギーの約 90 %を占めており，その殆どがG1 によるものであることが確認できる。エネルギーの釣合いに基づけば，$\Sigma W(t_0)$ と$\Sigma_G W_p(t_0)$ （= $\Sigma_{G1}W_p(t_0)$ + $\Sigma_{G2}W_p(t_0)$）の差は，内部減衰や架構のコンクリート床スラブのひび割れ等の損傷によるものであると思われる。



(a) EL2　　(b) HOG　　(c) SAN

図 13　G1 梁端履歴曲線（A 構面）（単位：kNm, rad）



(a) EL2　　(b) HOG　　(c) SAN

図 14　梁端塑性歪エネルギーの分布　（単位：kNm）

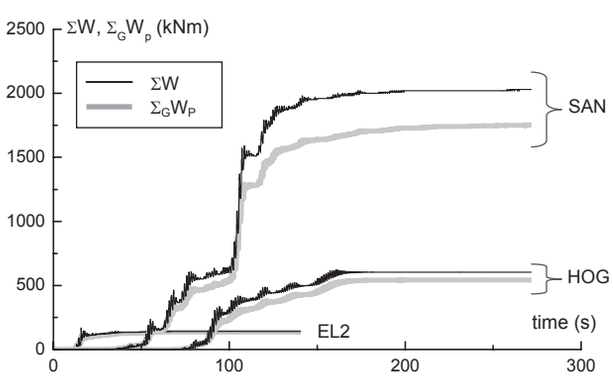


図 15　実架構部分でのエネルギー時刻歴

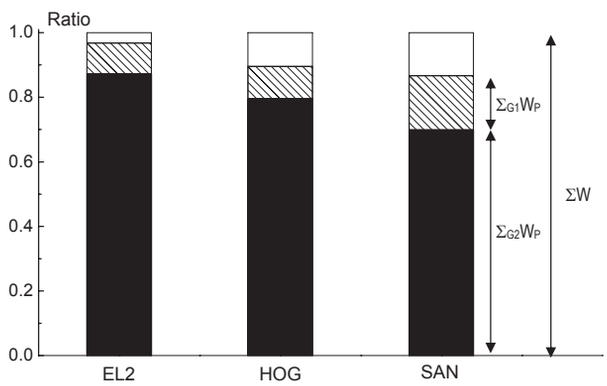


図 16　実架構部分でのエネルギー分担率

6. おわりに

鋼構造超高層建物が長周期地震動を受けるとき，架構の変形が梁の端部に集中すると，損傷の程度は変形の最大値とともに多数回の繰り返しによってもたらされる累積塑性変形に支配される。こうした問題は，主に地震応答解析における要求性能と部材実験における保有性能の関係から検討されてきた。本研究では，E-ディフェンス振動台を用いて，長周期地震動を受ける超高層建物の応答変形を部分架構に生じさせた。試験体は 4 層の鋼構造骨組を下層部分とし，上層部分をコンクリート錘の間に積層ゴムと鋼製ダンパーを組み込む装置とした。本論文では，試験体に入力されるエネルギー，架構で吸収するエネルギー，そして架構内でのエネルギーの分担率に着目して，一連の実験結果を分析した。その結果を以下にまとめる。

相対速度（床加速度を積分して算出した）によって求めた入力エネルギーと，実験で計測している床加速度と層間変位から計算した吸収エネルギーは良い対応を示した。長周期地震動である三の丸波（SAN）に対して誤差は 5 %程度であった。その入力エネルギーは，10 %減衰のエネルギースペクトルと良く対応した。このとき，有効周期として，基礎と頂部の伝達関数（加速度波形に基づく）から評価した 1 次固有周期を採用した。

建物全体での吸収エネルギーを表す$W(t_0)$を，三の丸波（SAN）と El Centroレベル 2（EL2）で比較した場合，SANでの$W(t_0)$はEL2 に対し約 10 倍に達した。実架構での損傷を表す$\Sigma_G W_p(t_0)$を，SANとEL2 で比較すると約 13 倍とさらに大きな違いが現れた。

応答変形の大きさ，継続時間に関わらず，架構で吸収しているエネルギーの約 90 %が梁端での塑性歪エネルギーであり，その割合はほぼ一定であった。残りは内部減衰やコンクリートスラブのひび割れ等の損傷によるものと思われる。

謝辞

本研究は文部科学省が推進する「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」の一環として行われたものです。（独）防災科学技術研究所内に設置された「都市施設の耐震性評価・機能確保研究運営委員会（委員長：和田章，東京工業大学教授）」において多くの貴重なご助言をいただきました。大林組 佐野剛志氏，鹿島建設 田上淳氏，清水建設 寺田岳彦氏，大成建設 木村雄一氏，竹中工務店 山本雅史氏には多大なご協力をいただきました。また，梁端の計測について東京工業大学山田研究室島田侑子氏の資料を参照しました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

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) 財津和廉，宮内洋二，太田弘俊，薩川恵一，北村春幸：長周期地震動に対する長周期構造物の応答性状評価　その 2　超高層建物の応答性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.991-992，2004.8
4) 吹田啓一郎，北村有希子，五藤友規，岩田知孝，釜江克宏：高度成長期に建設された超高層建物の長周期地震動に対する応答特性－想定南海トラフ地震の関西地域における予測波を用いた検討－，日本建築学会構造系論文集，第 611 号，pp.55-61，2007.1
5) 北村春幸，馬谷原伴恵，川崎恵：時刻歴応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第 632 号，pp.1755-1763，2008.10
6) 北村春幸，野村綾，川崎恵，壇一男，佐藤俊明：長寿命鋼構造建物が遭遇する複数の地震動を想定した累積損傷評価法の提案－名古屋三の丸地区で想定される地震動を対象として－，日本建築学会構造系論文集，第 642 号，pp.1443-1452，2009.8
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の検証，日本建築学会構造系論文集，第 623，pp.119-128，2008.1
8) 吹田啓一郎，北村有希子，橋田勇夫：初期超高層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
9) 飛田潤，福和伸夫，小島宏章，浜田栄太：地盤・建物系の高密度強震観測の展開と建物動的挙動の検討，日本地震工学会論文集，第 7 巻，第 2 号，pp.37-56，2007.3
10) 桐田史生，金澤健司，森清宣貴，北村春幸：建築物の地震損傷検知のための適応回帰型システム同定，日本建築学会構造系論文集，No.619，pp.65-72，2007. 9
11) 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，斉藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子：超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築－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 640 号，pp.1163-1171，2009.6
12) 井上貴仁，長江拓也，梶原浩一，福山國夫，中島正愛，斉藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子：「長周期地震動による被害軽減対策の研究開発」の全体計画と概要 高層建物の耐震性能評価に関する E-ディフェンス実験－その 1，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.823-824，2008.9
13) 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
14) 秋山宏，山田哲，箕輪親宏，寺本隆幸，大竹章夫，矢部喜堂：慣性加力装置を用いた鋼構造要素の実大振動台実験方法，日本建築学会構造系論文集，No.505，pp.139-146，1998.3
15) 山田哲，前澤将男，森利弘，島田侑子，佐藤栄児，秋山宏：エネルギー入力に着目した実大震動破壊実験施設性能確認試験の評価，日本建築学会構造系論文集，第 612 号，pp.207-214，2007.2
16) 秋山宏，北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応，日本建築学会構造系論文集，第 608 号，pp.37-43，2006.10.
17) 吹田啓一郎，松岡祐一，山田哲，島田侑子，多田元英，笠井和彦：震動台実験の概要と弾性応答特性－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1－，日本建築学会構造系論文集，第 635 号，pp.157-166，2009.1
18) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，第 2 版，2008.7
19) 佐藤俊明，壇一男：関東地震による首都圏の広帯域強震予測，免震構造設計指針，日本建築学会，pp.263-274，2001.9
20) 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
21) 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，pp.1-48，2004.6
22) 秋山宏：非線形性の強い構造物の有効周期，日本建築学会構造系論文集，第 621 号，pp.17-23，2007.11
23) 鍾育霖，長江拓也，梶原浩一，福山國夫，井上貴仁，中島正愛，北村春幸，日高桃子：鋼構造架構の破壊形式と保有性能 高層建物の耐震性能評価に関する E-ディフェンス実験－その 6，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.873-874，2008.9

付録 A　未計測梁端の塑性歪エネルギー推定手法の検証

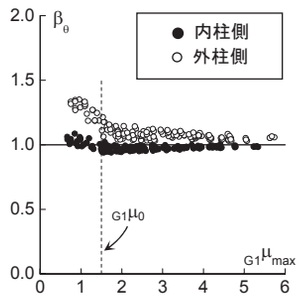
解析モデルに様々な種類，レベルの地震動を入力し，未計測梁端の塑性歪エネルギー$_{G2}W_p$の推定式（式(12)）を検証する。検証には，部材レベルでの架構の弾塑性時刻歴解析が可能な，三次元立体架構モデルを用いた。

まず，G1（せい 600 mm)とG2（せい 400 mm）の梁端回転角θの比 β_θ（$= {}_{G2}\theta_{max} / {}_{G1}\theta_{max}$；式(14d)）について検討する。付図A-1 に解析より得られた，内柱側および外柱側に接合しているそれぞれの梁端の回転角のβ_θと，G1 の塑性率の最大値$_{G1}\mu_{max}$との関係を示す。図中の$_{G1}\mu_0$は，G2 とG1 の回転角が等しいと仮定した場合（$\beta_\theta = 1.0$）における，G2 が塑性

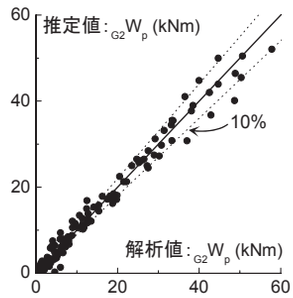
化する際の${}_{G1}\mu$の値である（式(16)）。

付図A-1 より，G1 とG2 が接続する内柱側の$\beta_{\theta,in}$（図中●）を見ると，${}_{G1}\mu_{max} > {}_{G1}\mu_0$の範囲では${}_{G1}\mu_{max}$に関わらず 1.0 となっており，内柱に接続されているG1 とG2 の回転角はほぼ等しいことが確認できる。よって，本論文では内柱側の$\beta_{\theta,in}$を 1.0 とした。一方，G1 またはG2 が片側のみに接続している外柱側の$\beta_{\theta,out}$（図中○）は，梁せいの違いによる影響を大きく受け，特に${}_{G1}\mu_{max} < {}_{G1}\mu_0$の範囲（G2 の梁端が弾性の範囲）では，梁せいの小さいG2 の回転角がG1 に比べて大きい値を示す。しかし，${}_{G1}\mu_{max}$が大きくなるにつれて，梁端部に塑性ヒンジが形成されるため$\beta_{\theta,out}$の値も 1.0 に漸近する。本論文では${}_{G1}\mu_{max} > {}_{G1}\mu_0$の範囲に着目しているため，外柱側についても$\beta_{\theta,out}$を 1.0 とした。

解析より得られたG2 の履歴の面積から算出した${}_{G2}W_p$（解析値）と，G1 の梁端履歴の面積より求めた${}_{G1}W_p$からβ_Wを用いて推定した${}_{G2}W_p$（推定値；$\beta_\theta = 1.0$）の比較を付図A-2 に示す。図中の破線は 10 %の誤差を意味する。付図A-2 より，${}_{G2}W_p$の小さい範囲，つまり塑性率の小さい範囲では，上述したように，$\beta_\theta = 1.0$ としている影響により，推定誤差は大きな値となっているが，${}_{G2}W_p$がある程度大きな値となると，推定精度は概ね 10 %以内となる。



付図 A-1　G1 とG2 の回転角の比較



付図A-2　${}_{G2}W_P$の推定精度

（2009年11月10日原稿受理，2010年 4 月 1 日採用決定）