

3.2.4 高層建物実大架構実験の実施

(1) 業務の内容

(a) 業務の目的

海溝型の巨大地震に伴う長周期地震動により、設計想定を大きく上回る地震エネルギーが高層建物に入力されるとの指摘がなされている。¹⁾ 高層建物は、基準化地震動に対する地震応答解析に基づき躯体の剛性・強度等が照査されており、一定レベルの構造性能を有すると考えられるが、現在までにそのような大地震を経験したことはなく、被害を具体的に評価しうる資料はない。長い継続時間において躯体に大きな塑性変形が多数回加われれば、柱梁接合部等に破断のような重大な損傷が生じる可能性があり、建物としての安全性の低下が危惧される。

このような背景の基、長周期地震動を受ける高層建物の損傷過程と安全余裕度を検証するため、実大架構実験を実施する。

(b) 平成 19 年度業務目的

試験設計から製作、計測計画を受けて、加振に関する計画から実施、データ解析までを整理し、実験結果を考察する。

(c) 担当者

所属機関	役職	氏名
独立行政法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター	研究員	長江 拓也
	客員研究員	福山 囃夫
	企画室長	井上 貴仁
	主任研究員	梶原 浩一
東京理科大学	教授	北村 春幸
名古屋大学	教授	福和 伸夫
建築研究所	上席研究員	斉藤 大樹
京都大学	准教授	日高 桃子

(2) 平成 19 年度の成果

(a) 業務の要約

製作した高層建物実大架構試験体を用い、E-ディフェンスによる震動実験を行った。

ホワイトノイズ波等を用いたシステム同定加振によって、試験体の固有周期、モード形状を検証した。加振に用いた地震動は、関東地震を想定した首都圏地震動（気象庁波）、東海地震を想定した首都圏地震動（東扇島波）、東海・東南海地震を想定した名古屋の地震動（三の丸波）である。さらに、最大速度を基準化した El Centro 波（最大速度 25kine：レベル 1，最大速度 50kine：レベル 2）を設計用地震動として比較のために用いた。

まず、弾性範囲内での最大レベルの応答が生じるように各地震動をスケールして入力し、実験システムの地震動に対する応答特性を検証するとともに、直下型の設計用地震動と長周期地震動の特性を、試験体の弾性応答を通じて考察した。

次に、上記地震動を試験体の周期付近での地震力が弱いものから順に、直接入力してい

き、試験体の地震応答特性を考察するとともに、鋼構造架構部の耐震性能を考察した。

(b) 業務の成果

1) 入力地震動

実験は水平 2 方向加振を基本とした。想定地震動は、関東地震を想定した首都圏地震動（気象庁波）、東海地震を想定した首都圏地震動（東扇島波）、東海・東南海地震を想定した名古屋の地震動（三の丸波）である。^{1), 2), 3)} また、最大速度を基準化する El Centro 波（最大速度 25kine: レベル 1, 最大速度 50kine: レベル 2）を設計用地震動として用いる。図 1 に試験体の全景を示し、梁間方向、桁行方向を記す。入力地震動の時刻歴波形を図 2 に示す。



図 1 震動台上試験体全景

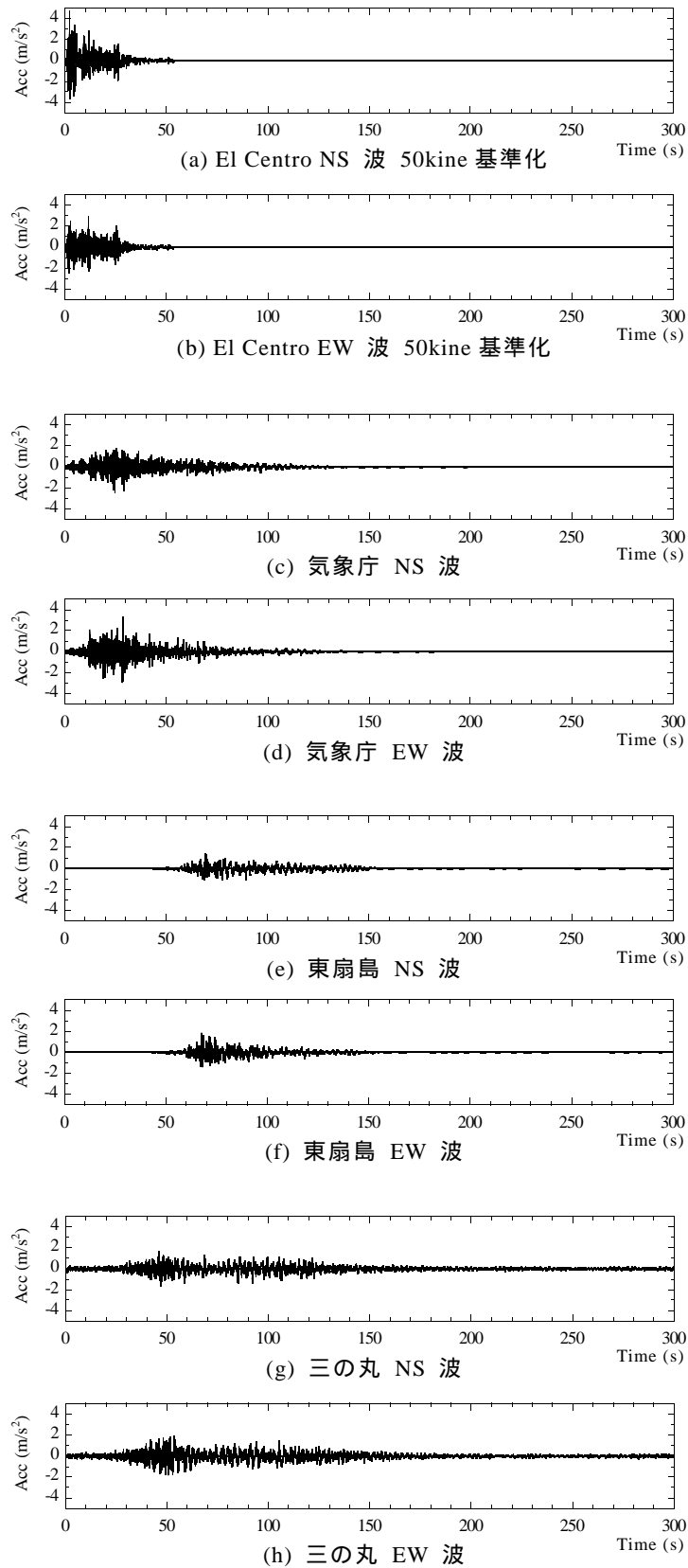


図 2 震動台入力地震動

2 方向加振の際に、試験体の桁行方向と梁間方向に入力したそれぞれの地震動の速度応答スペクトルを図 3 に示す。試験体の桁行方向と梁間方向は剛性と耐力が同等となるよう

に設計されており、応答特性は近いと予想された。入力地震動においては、現場溶接に比べて変形性能に優れる傾向にある工場溶接^{例えば 4)}の桁行方向に、1 次固有周期付近の応答レベルが大きい方向成分を選択した。

加振スケジュールを図 4 に示す。地震動による加振は、弾性応答加振シリーズと、弾塑性応答加振シリーズに分けられる。弾性レベルのシリーズにおいては、桁行方向の速度応答スペクトルの試験体 1 次固有周期付近の応答値が、El Centro 波レベル 1 と等しくなるように倍率を与えた。躯体の塑性化を予定するシリーズは、桁行き方向において 1 次固有周期付近の応答レベルが小さい地震動から入力する順序とした。実験においては、三の丸波 100%の 2 方向加振までに梁端破断が確認されなかった桁行方向に対して、三の丸 EW 波の一方向加振を 2 回くりかえし、工場溶接における梁端を破断に至らしめた。なお、地震動に対する加振に先立って、ホワイトノイズ加振、パルス加振、スイープ加振を行うことで、損傷に伴う周期の変動を記録した。躯体の塑性化を予定する加振の直後には、毎回ホワイトノイズ加振を行った。

El Centro 波レベル 2 と三の丸波を対象に、目標入力波と基礎部において計測された実入力動を比較する。図 5 にそれぞれの速度応答スペクトルを示す。El Centro 波の短周期帯や、三の丸波におけるスペクトルピークの 3 秒付近など、目標の地震動特性がほぼ再現されたといえる。

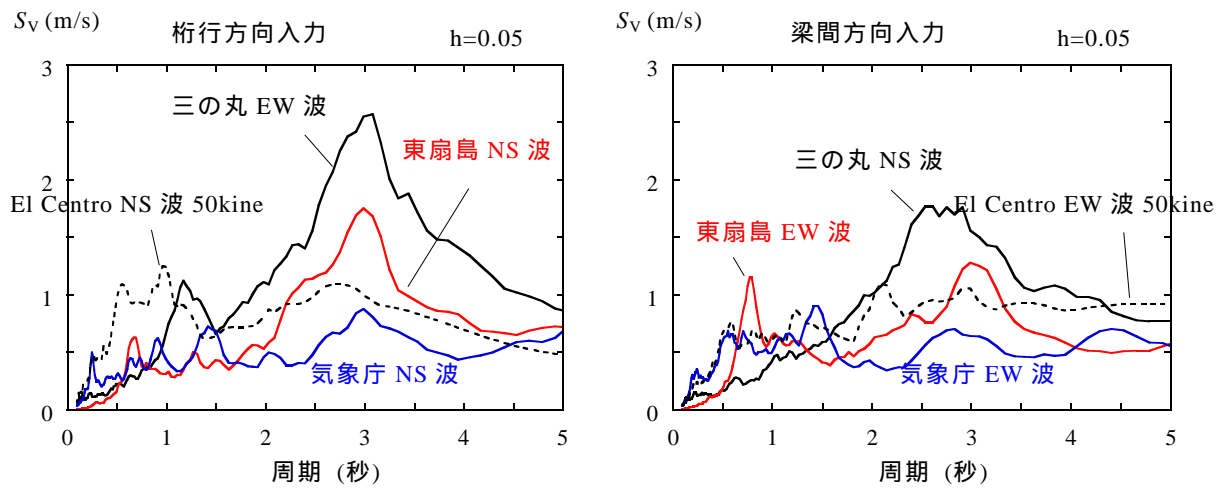


図3 地震動の速度応答スペクトルと入力方向

(1) 弾性応答加振シリーズ

桁行方向・梁間方向の2方向同時加振

El Centro波 25kine	東扇島波 50%	三の丸波 35%	気象庁波 100%
----------------------	-------------	-------------	--------------

(2) 弾塑性応答加振シリーズ

桁行方向・梁間方向の2方向同時加振

桁行方向の1方向加振

El Centro波 50kine	東扇島波 100%	三の丸波 100%	三の丸EW波 100%-1	三の丸EW波 100%-2
----------------------	--------------	--------------	------------------	------------------

➡ 加振順序

図4 加振スケジュール

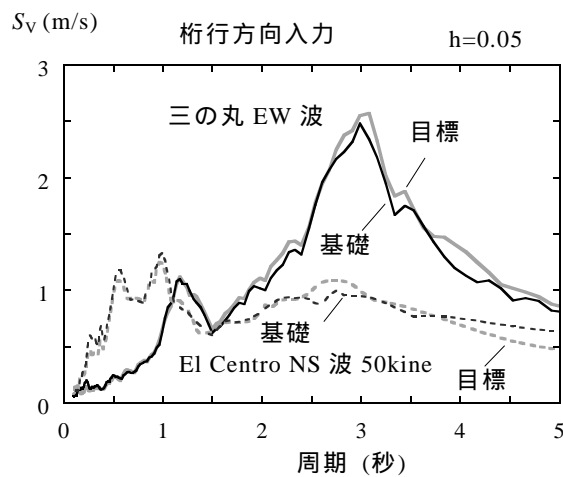


図5 目標に対する試験体基礎入力

2) 試験体のシステム同定と弾性地震応答

a) 試験体と加振

図 6 に、21 階建物モデル (Prototype model)、7 層縮約モデル (Sub. test system) と 7 層試験体 (Specimen) の関係および各モデルの 7 次モードまでの固有周期を示す。7 層モデルの条件および諸元については、設計で用いた部材断面等を与えている。21 層モデルの剛性分布は設計時に設定した A_i 分布に基づくが、各剛性を調整して、7 層モデルと 1 次固有周期が近づくようにしている。

実験では、ホワイトノイズ、パルス、周波数掃引の加振により、試験体の弾性域とみなせる応答を確認し、その後、振幅を調整した地震動により弾性域の応答を調べた。

入力波の振幅、周波数帯域、継続時間は事前の解析検討で定め、実験では加振振幅を段階的に増やした。設計時で想定した試験体との整合性として着目した点は、固有周期のほか、モード形状のノード位置である。

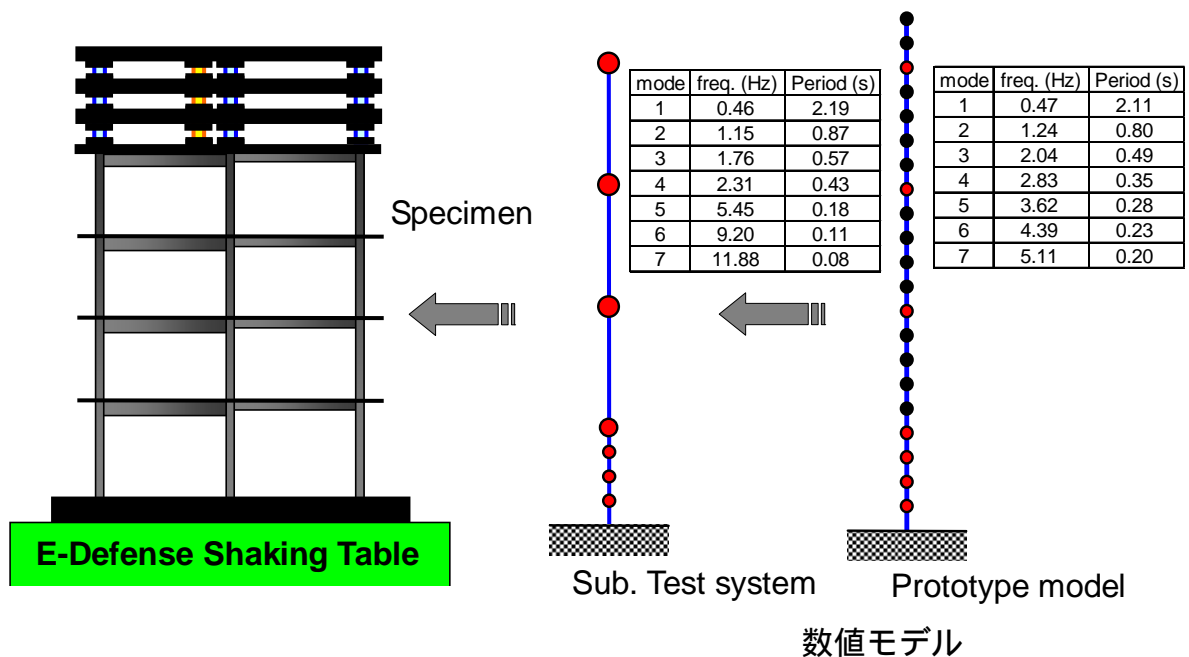


図 6 試験体概要

b) 同定実験

) 計測

震動台上と試験体の各層床上の加速度計として、直行する水平 2 方向と鉛直方向を一体とする加速度計を 1 ユニットとして用いた。これをテーブル上は 4 隅と中央の 5 箇所に、試験体は、基部を含め各層 2 ユニートを対角の位置に計 16 箇所配置した。

) ホワイトノイズ加振

ホワイトノイズによる加振は、継続時間を 250 秒、周波数帯域を 0.2Hz ~ 20Hz、振幅の最大が二乗和平方根 (RMS) で 0.6m/s^2 とした。

この加振での、試験体の層間変形が 15～19mm、積層ゴムの変形が 60～80mm となり、ほぼ弾性域での最大のホワイトノイズ加振であることを確認した。得られた 7 次までの共振振動数と減衰を表 2 に示す。

表 2 ホワイトノイズ加振による実験結果

mode	1st	2nd	3rd	4th	5th	6th	7th
frequency [Hz]	0.470	1.251	1.898	2.570	5.505	11.194	16.504
Damping	0.026	0.034	0.047	0.055	0.007	0.018	0.010

図 7 に、21 階建物モデルの周波数伝達関数、7 層縮約モデルの周波数伝達関数と 7 層試験体の実験による周波数伝達特性を重ねて示す。21 階建物モデルの 19 階、9 階、3 階がそれぞれ 7 層モデルと 7 層試験体の 7 層、5 層、3 層に対応する。1 次固有振動数は 0.47Hz であり、7 層の設計で見込んだ 0.46Hz にほぼ一致するが、2 次以降の固有振動数については、実験値がモデルでの想定より若干高い。

21 階モデル、7 層モデルと 7 層試験体の実験結果と比べると、実験では 1 次固有振動数の減衰が約 3% となり、想定とした 21 階モデル、7 層モデルに近似した結果となった。しかし、実験による 2 次以降の減衰は、剛性比例型を用いた計算より小さかったため、各共振点での応答が大きく現れた。今後の実験における事前解析では、モード減衰等の検討が重要となることがわかった。

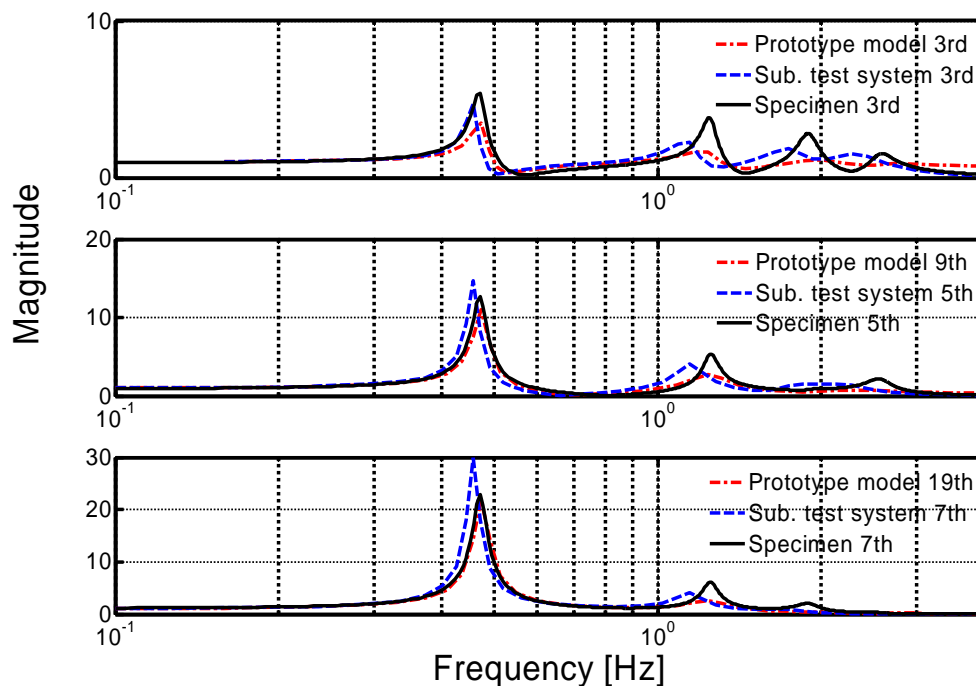


図 7 伝達関数の比較

21 階モデル (Prototype model) : 減衰 3%

7 層モデル (Sub. test system) : 架構の減衰 2%、積層ゴムの減衰 3%

7 層試験体 (Specimen) : 計測より 1 次減衰 3% ,

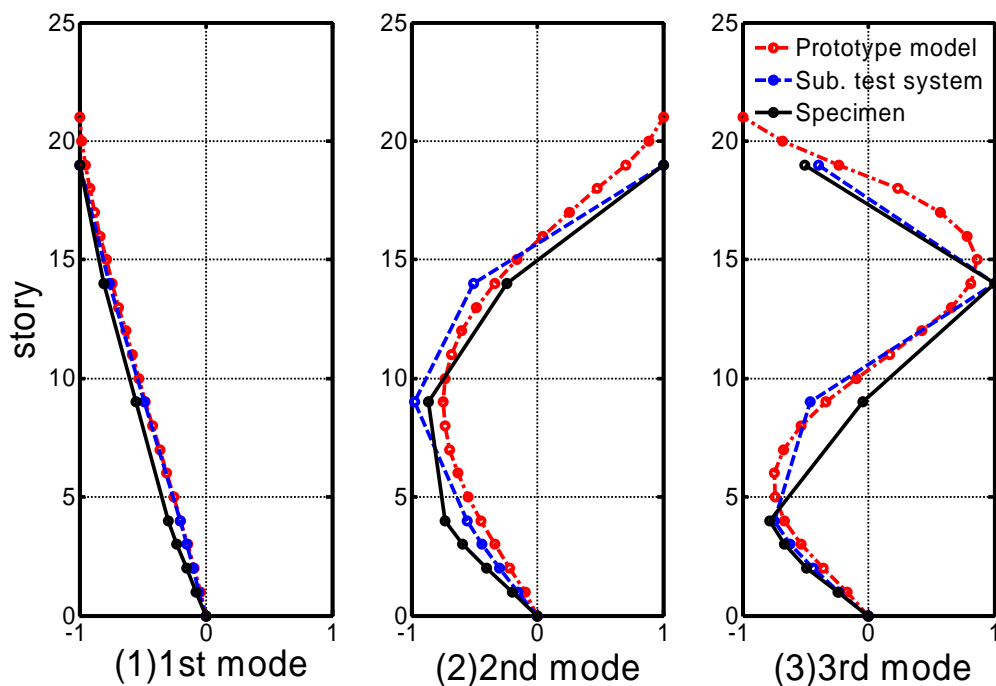


図8 モード形状の比較

3次までのモード形状について、21階モデル、7層モデルの計算結果と7層試験体の実験結果を重ねて図8に示す。加振による応答結果からモード振幅を求める方法としては、線形直接法を用いた。モードの形状は概ね一致し、7層試験体の2次モードと3次モードのノードを見ると、2次モードは試験体の7層と6層の間に在り、3次モードでは、5層の部分と7層と6層の間に現れた。この結果が21階モデルのモード形と近似していることから、本試験体システムの妥当性が確認できた。

c) 実験における弾性地震応答

) 入力速度応答スペクトル

弾性地震応答の実験では、EL Centro 波レベル 1、三の丸波の振幅を 35%とした波形 (Sannomaru 35%)、気象庁波 (TOK 100%)、東扇島波を 50%とした波形 (HOG 50%) を震動台に入力した。これらの地震動は、固有周期 2.1 秒付近での速度応答値がほぼ等しくなるように、スケールしており、前述のホワイトノイズによる応答変形振幅レベル、すなわち弾性域での最大レベルとなる。

図9に震動台上で観測された地震入力波の速度応答スペクトルを示す。試験体の1次固有周期の2.1秒近傍は、いずれの地震動について近いスペクトル振幅となっている。試験体の2次固有周期の0.8秒近傍では、気象庁波、EL Centro 波レベル1がほぼ同等で卓越しており、試験体の3次固有周期の0.5秒近傍ではEL Centro 波レベル1が卓越している。他の傾向として、EL Centro 波以外の3波は3秒近傍に卓越成分を持つ。

) 試験体応答の時刻歴波形

EL Centro 波レベル 1 と三の丸波 35%を入力した際の、試験体 7 層コンクリート垂上

おける加速度時刻歴を図 10 に示す。加速度振幅で見ると、三の丸波 35% 入力最大の約 2m/s^2 であり、EL Centro 波レベル 1 では、低周期成分が含まれることにより約 3m/s^2 と大きい。最大速度は同レベルになることを確かめている。加振の継続時間は、三の丸波が EL Centro 波レベル 1 の約 5 倍と長い。

) 加速度応答スペクトル

図 11 に図 10 と他 2 波の試験体 7 層コンクリート錘上における応答加速度波形から求めた加速度応答スペクトルを示す。全ての入力において、試験体の 1 次固有周期である 2.1 秒近傍の加速度応答スペクトルが励起した。その振幅では、東扇島波 50% と三の丸波 35% の応答が大きく卓越し、その次に気象庁波、EL Centro 波レベル 1 の順に続く。2 次固有周期である 0.8 秒近傍の応答スペクトルでは、気象庁波、EL Centro 波レベル 1 と続くが、扇島波 50% と三の丸波 35% のスペクトル振幅は低い。

入力地震動の応答スペクトルは、試験体の 1 次固有周期の 2.1 秒近傍で、ほぼ同等の応答振幅をもつが (図 9)、図 10 に代表される床応答波に対する応答スペクトルにおいて、同じく 2.1 秒近傍で応答振幅におおきな差異を生じるは、長周期地震動による応答波の長い継続時間が、応答 (図 11 縦軸) を成長させ、より強く励起するためと考える。3 次固有周期の近傍は、入力成分 (図 9) と同じ振幅の順に応答スペクトルの振幅が並ぶ。これは、長周期地震動による応答波に含まれる短周期成分が少なく、継続時間の影響が小さいためと考える。

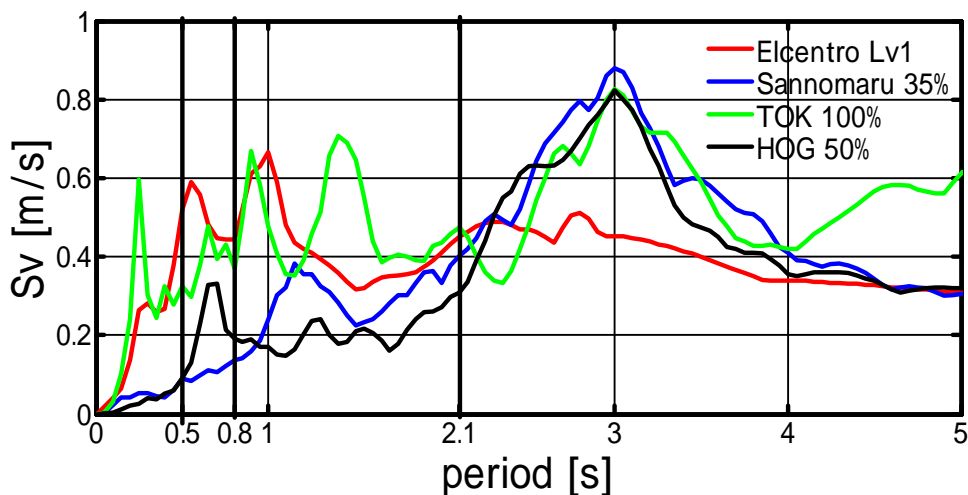


図 9 震動台上計測波の速度応答スペクトル 減衰 5%

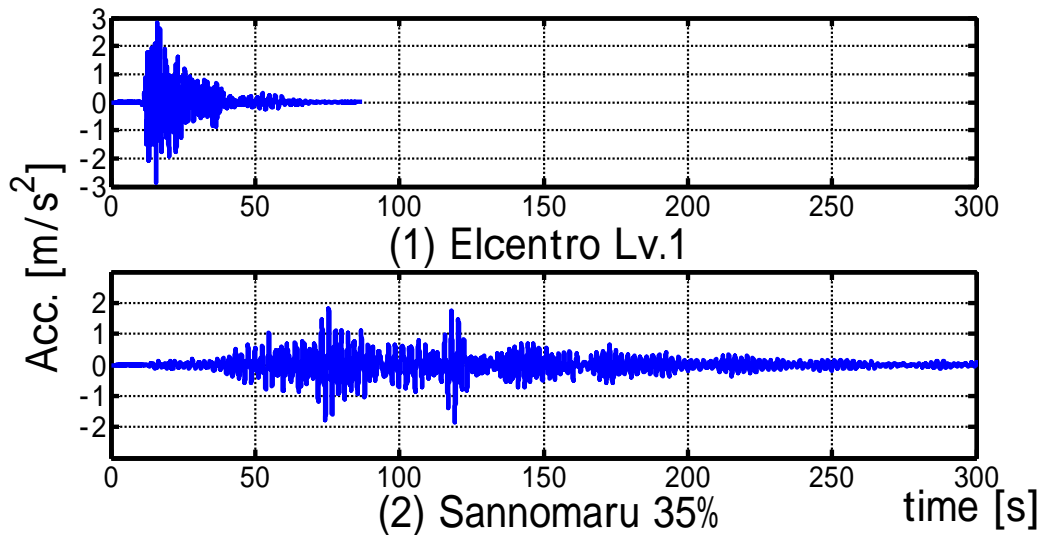


図 10 実験による試験体 7 層床応答加速度

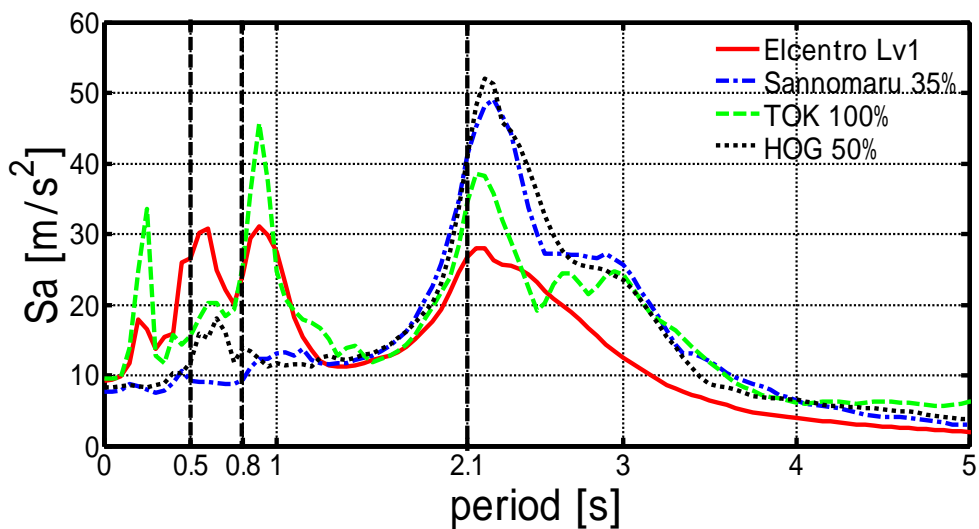


図 11 7 層応答加速度による加速度応答スペクトル 減衰 5%

d) 試験体の弾塑性地震応答性状

本稿では、試験体に塑性化が生じた El Centro 波レベル 2 (El Level 2)、東扇島波 (Hog)、三の丸波 (San) 第 1 回目の加振は桁行・梁間の 2 方向、第 2・3 回目の加振は桁行方向のみ) の加振による、架構の層せん断性状について述べる。

) 最大応答層間変形角

図 12 に、架構の各層に生じた最大層間変形角を示す。設計におけるレベル 2 の地震入力に相当する El Centro 波と東扇島波の加振では、いずれの層間変形角も概ね 0.01rad 以下に止まっている。一方、三の丸波では、まず第 1 回目の加振によって梁間方向で 0.015rad、

桁行方向で 0.018rad、さらに第 3 回目の加振では、桁行方向に 0.022rad の最大層間変形角が生じている。

また、図 13 に 桁行構面の第 2 層に生じた層間変形角の時刻歴を示している。層間変形角 0.002rad 以上の振幅があった時間を主要動の継続時間としてこの時間のデータを見ると、El Centro 波では約 25 秒であるのに対し、東扇島波と三の丸波の場合は約 100 秒と 4 倍に達する。一方、三の丸波の第 3 回目加振の時刻歴を第 1 回目加振と比較すると、加振開始後 75 秒までの主要動による応答は 1 割ほど増大している。さらに、加振開始後 105 秒に生じる最大振幅は 2 割近く大きく、これ以降の振幅も一律に 2 割弱大きくなっている。

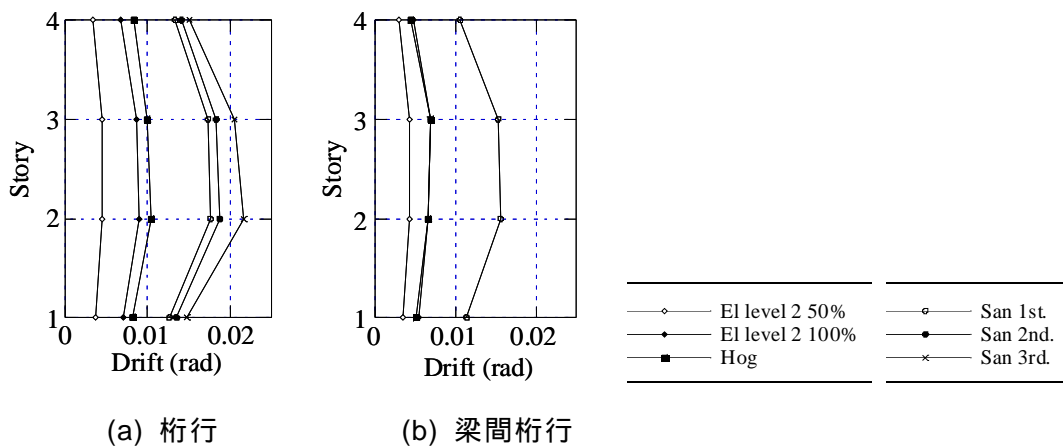


図12 最大層間変形角応答

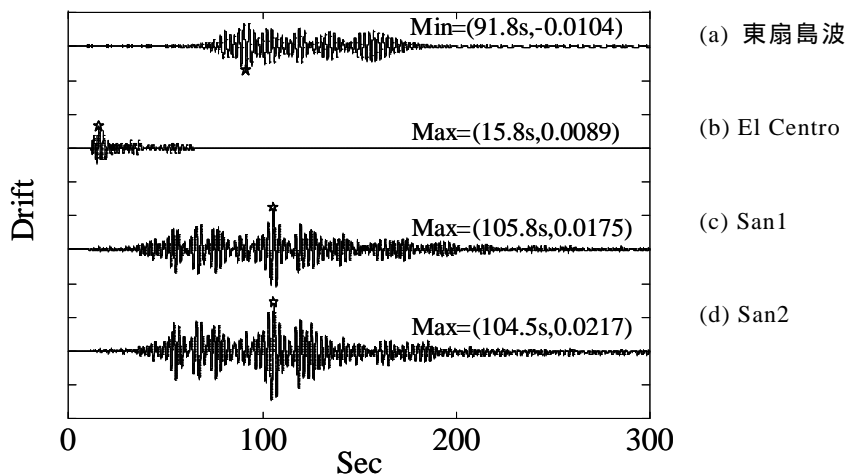
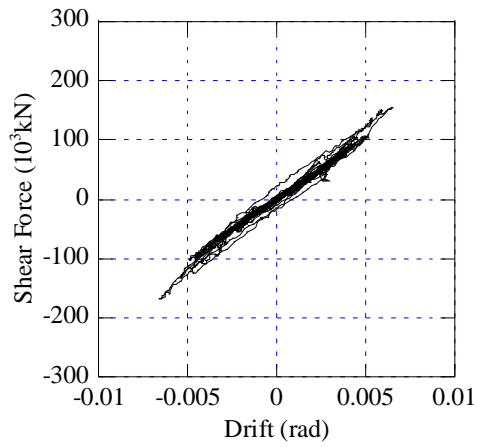


図13 桁行構面第2層層間変形角時刻歴

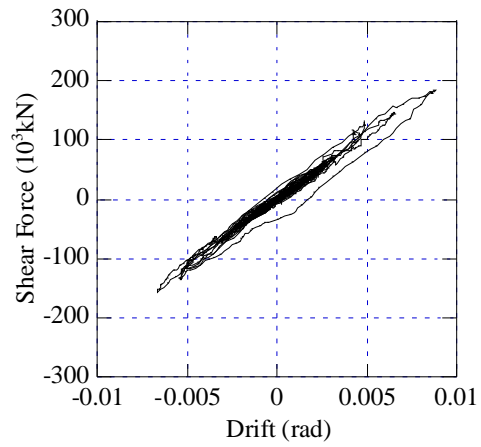
層せん断力と層間変形角履歴ループ

図 14 に、第 2 層の層せん断力と層間変形角の履歴ループを示す。El Centro 波では生じた層間変形角は最大でも 0.01rad 未満、東扇島波では 0.01rad をわずかに上回る。しかし、最大変形角時のループは直線ではなく、骨組の一部に塑性化が生じている

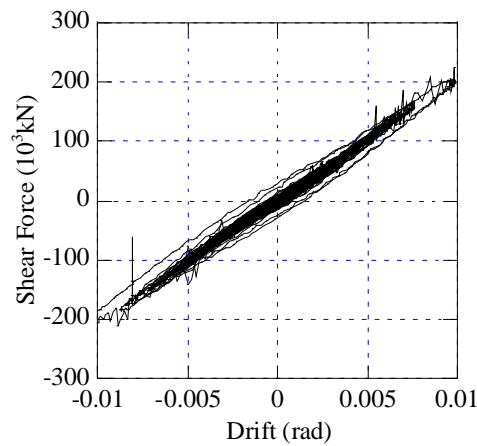
ことがわかる。ただし、これら 2 波の主要動継続時間は大きく異なるものの、最大応答には顕著な変化は生じていない。



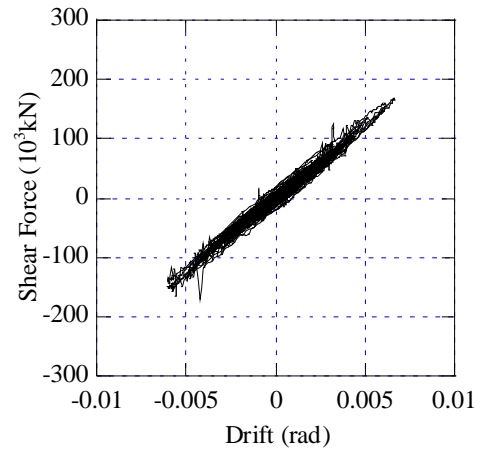
(a) EI Centro NS 梁間



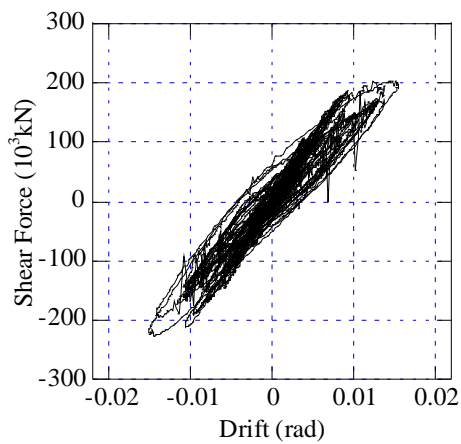
(b) EI Centro NS 桁行



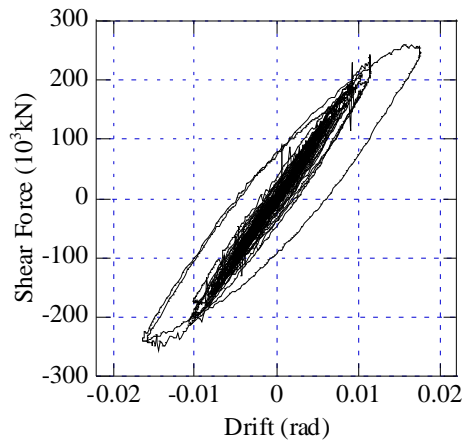
(c) HOG 梁間



(d) HOG 桁行

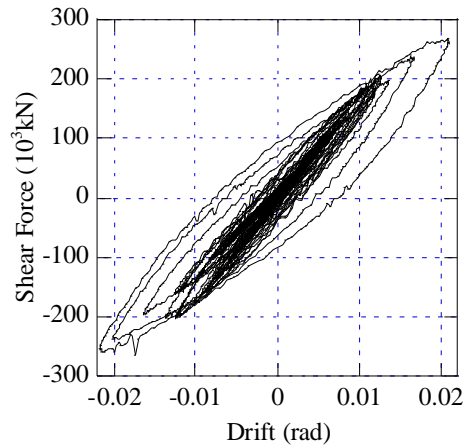


(e) 三の丸 1 梁間



(f) 三の丸 1 桁行

図 14 第 2 層の層せん断力と層間変形角履歴ループ



(g) 三の丸3 桁行

図 14 第 2 層の層せん断力と層間変形角履歴ループ

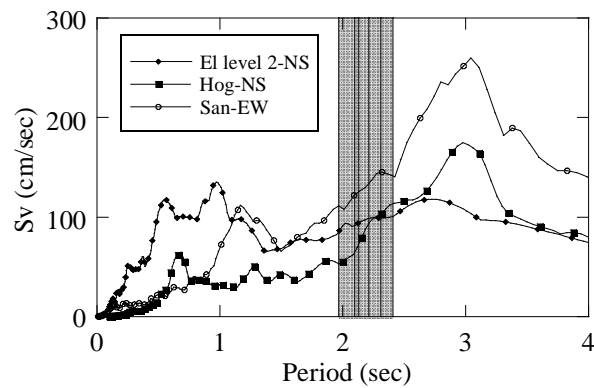
三の丸波の加振では、それ以前の 2 波の加振と比べて 2 倍に近い最大層間変形角が生じ、層全体の履歴性状も大きな非線形性を示している。特に、梁間方向にはこれ以前の 2 波ではわずかに降伏が起きる程度の変形しか生じなかったが（その 6.3 章を参照）、この加振では顕著に塑性化が生じ、加振後 105 秒の振幅において剛性と層せん断耐力がともに 2 割ほど劣化している。この劣化は梁間方向梁フランジの亀裂発生や破断が原因であると考えられる。

一方、桁行方向にも、この三の丸波の第 1 回目の加振では、大きな塑性変形が生じているが、桁行方向では劣化のない紡錘形の履歴ループが得られている。同様の安定した履歴ループが第 2 回目の加振でも得られたが、第 3 回目の三の丸波の加振では、加振開始後 75 秒の後、剛性も層せん断耐力も 2 割弱劣化している。桁行方向の骨組にもこの時点で梁に亀裂や破断が起きたと思われる。

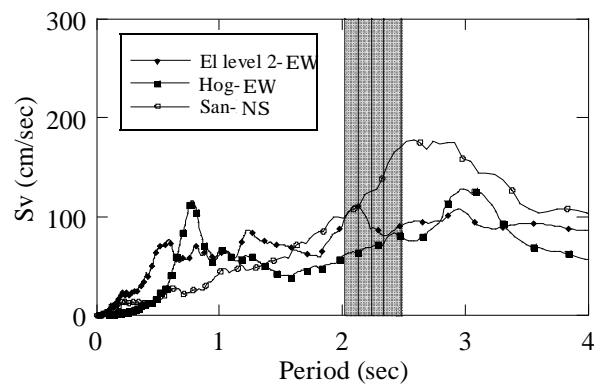
）弾塑性加振に伴う周期の変化

架構には三の丸波によって、最終的には梁フランジでの亀裂発生や破断に起因する層剛性の低下が生じた。しかし、レベル 2 相当の地震波に対しては、その周期特性の違いに関わらず、架構は弾性挙動が卓越する安定した挙動を示した。1 次固有周期付近でレベル 2 地震動の 1.5~2 倍のスペクトル振幅を有する三の丸波によって梁端接合部の破壊が生じたが、これが層の全ての梁に生じたわけではなく、層せん断耐力も大きく劣化しているわけではない。柱には塑性化は生じなかったため、層間変形がこれらの層に集中するといった不安定現象には至らなかった。

図 15 に、入力した 3 波の擬似応答速度スペクトルを示す。ここには、各加振の前後に行ったホワイトノイズ加振によって調べた試験体の 1 次固有周期の範囲を網掛けしている。試験体の 1 次固有周期は加振ごとに長くなり、2 秒付近から 2.5 秒付近へと移動した。



(a) 桁行



(b) 梁間

図 15 各加振後の 1 次固有周期の変化

e) 鋼構造架構の破壊形式と保有性能

塑性化を予定する 2 方向加振は、El Centro 波レベル 2 東扇島波 100% 三の丸波 100%の順序で行われた。結果、三の丸波の入力によって、梁間方向の梁端部(現場溶接)に破断が確認された。一方、桁行方向の梁端部(工場溶接)には破断が確認されなかったため、その後、桁行方向への三の丸 EW 波の一方向加振を 2 回くりかえして実験を終了した。柱に降伏は生じなかった。ここでは特に、柱梁接合部の挙動について考察する。

) 梁端接合部の材料条件、溶接条件

梁端の靱性能確保のために溶接部の 0 におけるシャルピー衝撃値を 70J 以上にすることが奨励⁵⁾ であり、現場溶接では 88J、工場溶接では 105J である。加振時の室内温度は 20 程度で、20 における溶接金属の衝撃値はいずれも 150J を上回る。材料試験結果およびシャルピー試験結果を表 2、表 3 に示す。

表 2 引張試験結果

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏比	破断伸び (%)
400	343	515	0.67	30
G1 H600	357	532	0.67	30
G2 H400	426	576	0.74	27
G3 H500	366	532	0.69	27
G4 H800	373	526	0.71	28
G5 H650	344	514	0.67	28

表 3 シャルピー試験結果

	衝撃値	
	0 (J)	20 (J)
(1) 母材-フランジ		
組立溶接H型鋼 H _b 600	93	109
圧延H型鋼 H _n 800	104	135
(2) 溶接金属-フランジ		
工場溶接 H _b 600	105	159
現場溶接 H _n 800	88	190

) 梁端接合部の損傷過程

EI Centro 波レベル 1 の 2 方向加振の場合、層間変形が大きい 3 階梁において、柱フェースから 40mm 離れた位置の梁端下フランジの最大歪は 1100 μ 程度であった。

EI Centro 波レベル 2 の 2 方向加振の場合、梁端下フランジの歪が現場溶接で 5600 μ 、工場溶接で 2300 μ に達し、いずれも降伏歪を超えた。コンクリート床スラブの柱近傍には雲の巣状のひび割れが生じた。降伏ひずみを超えたことによって、下フランジにおいては、



(a) 床のひび割れ



(b) 亀裂等の損傷はない



(c) フランジの降伏線

図 16 東扇島波による加振後の損傷

鋼材表面の黒皮の脱落と降伏線が確認された。

東扇島波 100%の 2 方向加振の場合の応答レベルは、El Centro 波レベル 2 とほぼ等しく、躯体の損傷に進展はなく、亀裂や破断は確認されなかった。損傷の程度を図 16 に示す。

三の丸波 100%の 2 方向加振 San1 においては、梁間方向の接合部（現場溶接）の梁下フランジ溶接部に沿って亀裂および破断が生じた。現場溶接の損傷状況を図 17 に示す。他の梁端ではスカラップ底の下フランジから進展する亀裂が確認されており、床スラブと耳型スカラップ形状が原因で下フランジのスカラップ底の溶接部に歪が集中し、ここから亀裂が進展した可能性がある。



(a) 下フランジ下から



(b) 下フランジ上から

図 17 三の丸波の二方向加振(San1)、加振後における現場溶接部

桁行方向の工場溶接においては、三の丸波(EW)の 1 方向加振の繰り返し 2 回目 San3 の加振で、図 18 のように下フランジの破断が生じた。これ以外の梁端ではスカラップ底の下フランジから進展する亀裂が図 19 に示すように確認されており、亀裂の発端は下フランジの

スカラップの底といえる。この亀裂が溶接方向に沿ってフランジの母材を完全に破断し、これに伴いウェブの亀裂が進行したと考えられる。



(a) 加振時の破断により下フランジが
柱から分離



(b) 負曲げ時に下フランジが
再度柱と接触

図 18 三の丸波の 1 方向加振 2 回目 (San3) 加振中における工場溶接部の破断状況



(a) ウェブと下フランジ横から



(b) 下フランジ斜め下から



(c) 下フランジ直下から

図 19 三の丸波の 1 方向加振 2 回目 (San3) 加振後の工場溶接部

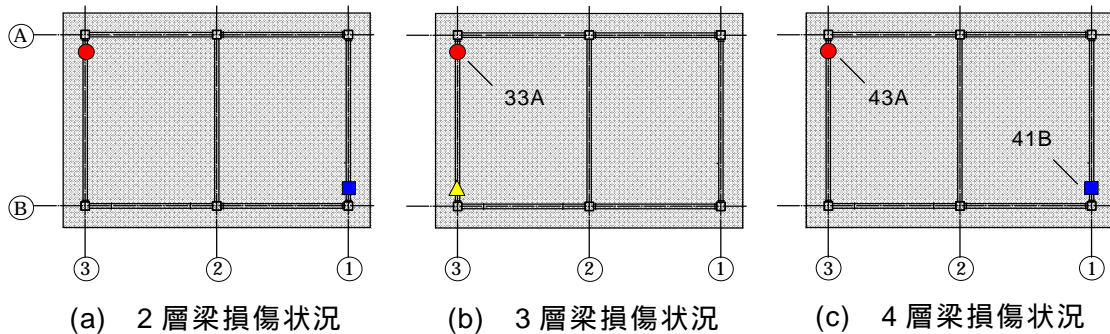
) 現場溶接接合部

図 20 に現場溶接による梁端の三の丸波 2 方向加振 (San1) 終了後の梁端損傷状況を示す。2 層から 4 層まで全ての層で梁間方向の梁端の破断が生じている。亀裂が生じたものも合わせると 通り 通りのせい 800mm のハニカム梁の現場溶接の約半数に重度の損傷が生じたといえる。ここで、本実験で確認された梁端損傷のうち、下フランジが完全に離れた状態を破断と呼び、スカラップ周辺に生じた部分的な破断を、亀裂と呼ぶ。

梁端において測定された曲げモーメントと梁端回転角の履歴ループを図 21 に示す。図 21(1)と(2a)は、図 20 の(b)の 3 層の接合部 33A の履歴であり、フランジが降伏した EI Centro 波レベル 2、東扇島波において、小さい振幅の塑性回転が蓄積され、三の丸波において、下フランジ破断による強度低下と、それに伴う回転角の増大が生じている。

図 21(2a)と(2b)は、ウェブボルトの本数が異なる 2 つの接合部 (43A : せん断のみに対して設計、33A : せん断と曲げに対して設計) の履歴ループである。いずれも同程度の回転角時に下フランジが破断して強度が低下したが、最大耐力は 33A が 43A よりも大きい。強度低下ののち、回転角 0.01 rad 程度からボルトがシャプレートに接触する支圧状態により耐力が保持されている。負曲げの場合、破断した下フランジ断面が再度接触し圧縮力を負担することで耐力を回復するスリップ型の履歴が見られる。

図 21(2c)は下フランジに 170mm ほどの亀裂が生じた接合部 41B である。最大材端回転角 0.0085rad に達したのちの繰り返し履歴による塑性変形の累積において亀裂が生じ、強度が低下したものである。このとき、柱フェースから 40mm の位置の下フランジに生じた最大歪は、21000 μ であった。



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

図 20 三の丸波 2 方向加振 (San1) 終了後の現場溶接梁端損傷状況

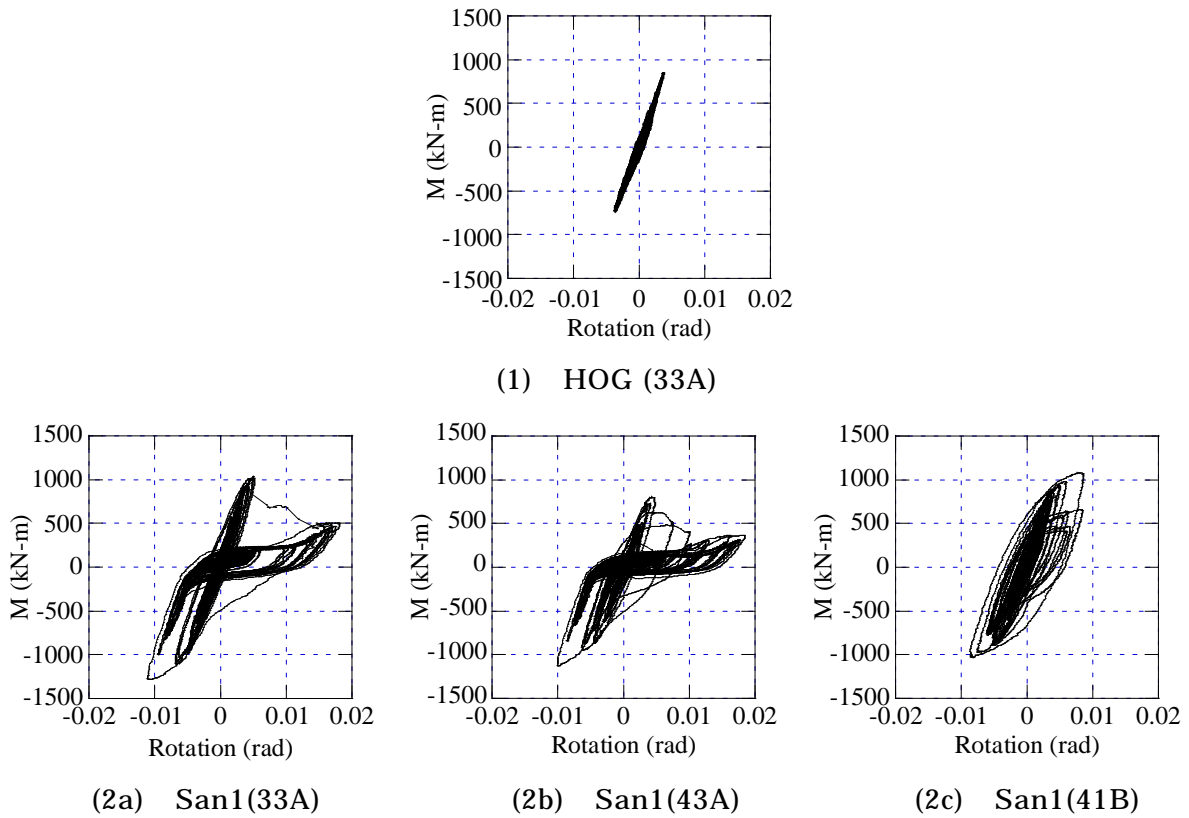
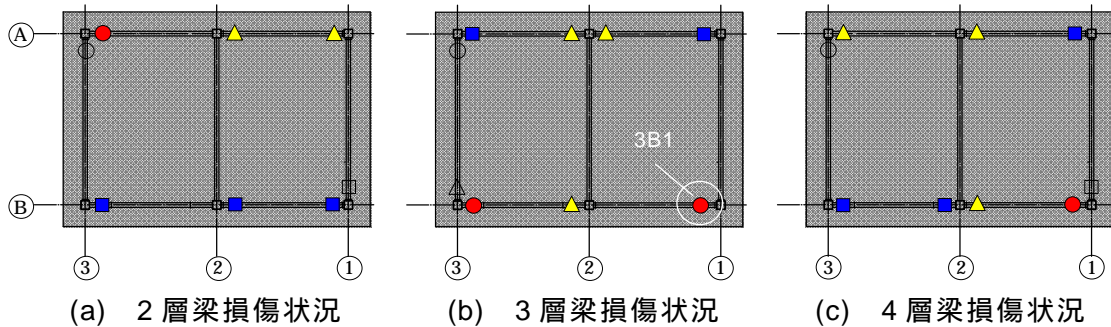


図 21 現場溶接の梁端履歴（縦軸において正側が正曲げ）

）工場溶接接合部

図 22 に工場溶接による梁端の三の丸波 1 方向加振 2 回目（San2）終了後の梁端損傷状況を示す。2 層から 4 層まで全ての層で桁行き方向の梁端の破断が生じている。亀裂が生じたものは、破断が生じたものの 2 倍程度の数に至り、局部変形も確認されなかった箇所は 2 箇所とその割合は 1/8 である。いずれも梁せいが 400mm のもので、梁せいが 600mm の



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

図 22 三の丸波 1 方向加振（桁行方向）の 2 回目 (San3) 終了後の梁端損傷状況

ものには、局部変形を超える損傷が生じ、亀裂に至る重度の損傷が 2/3 の割合で生じたといえる。

最終的に下フランジ破断に至った図 17 の接合部 3B1 の梁端履歴の変遷を図 23 に示す。東扇島波の 2 方向加振(HOG)と、三の丸波の 2 方向加振(San1)、三の丸波の 1 方向加振の 1 回目(San2)と 2 回目(San3)の計 4 加振分を図 23 に示す。EI Centro 波レベル 2 と東扇島波、さらに三の丸波の計 2 回分の塑性回転が累積され、そののちの三の丸波の 3 回目で破断が生じている。図 21 における現場溶接の履歴と比べ、破断までの累積塑性変形能力は大きい。繰り返し変形により徐々に剛性と耐力が低下し、下フランジが破断したことにより、耐力は最大耐力の約 1/7 程度となった。破断直前の下フランジの最大歪は 20000 μ を超えていた。

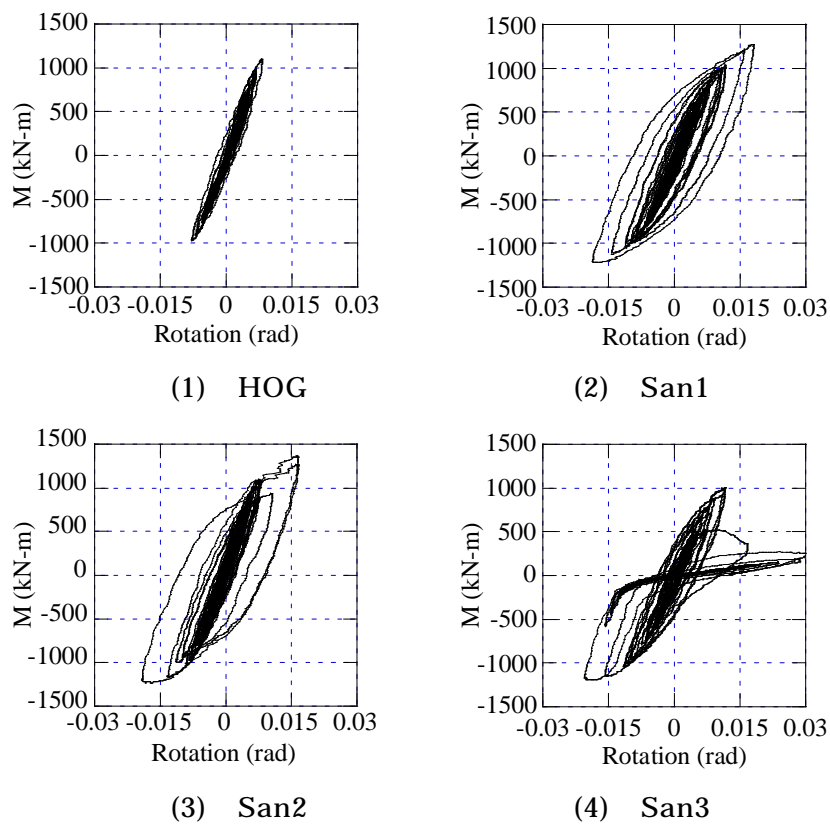


図 23 工場溶接の梁端履歴（全て 3B1、縦軸において正側が正曲げ）

(c) 結論ならびに今後の課題

ホワイトノイズ加振を中心とするシステム同定において、試験体は3次までのモード形状について、21階解析モデルの計算結果と概ね一致した。弾性範囲内で同等応答振幅レベルになるようにスケールした地震動入力において、試験体は直下型地震動と長周期地震動の特徴を反映した応答特性を示した。

EI Centro 波レベル1を受けた場合、梁端は降伏しなかった。EI Centro 波レベル2を受けた場合、梁端は降伏するものの亀裂や破断など強度劣化を引き起こす損傷はなかった。三の丸波等の長周期地震動によって、それを超える変形を多数回繰り返して受けることにより、梁端フランジに破断が生じた。破断に対する変形能力は、工場溶接が現場溶接よりも優れていた。

1次固有周期付近でレベル2地震動の1.5~2倍のスペクトル振幅を有する三の丸波によって梁端接合部の破壊が生じたが、これが層の全ての梁に生じたわけではなく、層せん断耐力も大きく劣化しているわけではない。柱には塑性化は生じておらず、層間変形がこれらの層に集中するといった不安定現象には至らなかった。

(d) 引用文献

- 1) 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
- 2) 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、No.617、pp.55-62、2007. 7
- 3) 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
- 4) 山田祥平・北村有希子・吹田啓一郎・中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能実験、日本建築学会構造系論文集、第623号、pp119、2008. 1.
- 5) 日本建築センター：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破壊防止ガイドライン

(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	国内・外の別
「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 高層建物の耐震性評価に関するE-ディフェンス実験 - その1 口頭発表	井上貴仁，長江拓也，梶原浩一，福山國夫，中島正愛，齊藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子	広島大学 2008年度日本建築学会大会（中国）	2008年9月	国内
架構の構造諸元と加振計画 高層建物の耐震性評価に関するE-ディフェンス実験 - その3 口頭発表	長江拓也，鍾育霖，梶原浩一，福山國夫，井上貴仁，中島正愛，齊藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子	広島大学 2008年度日本建築学会大会（中国）	2008年9月	国内
試験体のシステム同定と弾性地震応答 高層建物の耐震性評価に関するE-ディフェンス実験-その4 口頭発表	梶原浩一，鍾育霖，榎田竜太，紀暁東，長江拓也，福山國夫，井上貴仁，中島正愛，日高桃子	広島大学 2008年度日本建築学会大会（中国）	2008年9月	国内
高層建物の耐震性評価に関するE-ディフェンス実験 - その5 試験体の弾塑性地震応答性状 口頭発表	日高桃子，鍾育霖，長江拓也，梶原浩一，福山國夫，井上貴仁，中島正愛	広島大学 2008年度日本建築学会大会（中国）	2008年9月	国内
鋼構造架構の破壊形式と保有性能 高層建物の耐震性評価に関するE-ディフェンス実験	鍾育霖，長江拓也，梶原浩一，福山國夫，井上貴	広島大学 2008年度日本建築学会大会（中国）	2008年9月	国内

ス実験 - その6 口頭発表	仁, 中島正 愛, 北村春 幸, 日高桃子			
-------------------	-----------------------------	--	--	--

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	国内・外 の別
なし				

マスコミ等における報道・掲載

報道・掲載された成果 (記事タイトル)	対応者氏名	報道・掲載機関 (新聞名・TV名)	発表時期	国内・外 の別
兵庫で「ビル」実験	長江拓也	毎日新聞	2008年3月20 日	国内
高いビルほど「ゆらーり」 に弱い - 長周期地震動実 験が示す深刻な被害	長江拓也	毎日新聞	2008年4月6 日	国内
高層建物の地震動被害配 管設備など損傷検証	長江拓也	商経管材新聞	2008年4月9 日	国内
ニュースKOBEB発	長江拓也	NHK神戸	2008年3月19 日	国内
ニュースSIGNAL	長江拓也	サンテレビジョン	2008年3月20 日	国内
ニュース	長江拓也	関西テレビ	2008年3月21 日	国内
「イッポウ」高層ビルの 揺れは～長周期地震動～	長江拓也	中部日本放送	2008年3月26 日	国内
スーパーニュース	長江拓也	東海テレビ	2008年4月11 日	国内

(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

名称	機能
なし	

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 20 年度業務計画案

前年度の E-ディフェンス震動台実験に用いられた 7 層縮約試験体は、高層建物下層部の構造躯体を表現する架構の上に、免震用積層ゴムと大重量コンクリートスラブを配して高層建物の長い固有周期、および大きな層せん断力を再現できるシステムとして提案された。本実験システムに対する震動台実験のデータを詳細に解析し、実験システムとしての妥当性と課題点を考察する。想定した周期特性を検証するとともに、縮約層と下層構造躯体の変形分布、エネルギー消費バランスを検証する。複数種類の入力地震動に対する応答結果から、地震強度（速度応答のスペクトル等）と応答工学量（最大層間変形角、エネルギー消費等）の関係を整理する。