

## 第9章

### 建築物 G に関する調査分析

## 9.1 検討目的と方法

### 9.1.1 検討目的

1995年兵庫県南部地震では、新耐震基準の鉄筋コンクリート造建物で柱梁接合部が大破した例が報告されている<sup>[9.1-1]</sup>。柱梁接合部入力せん断力の制限など、当時の建築学会の終局強度型耐震指針に適合する柱梁接合部であったにも関わらず柱梁接合部が大きく損傷したことが報告されている。一方、今回の熊本地震においては、1981年以前に古い耐震基準で設計され竣工した複数のRC造建物が倒壊した事例が確認されている<sup>[9.1-2]</sup>。本章では、そのうち1968年に竣工した熊本県内の5階建て鉄筋コンクリート造庁舎建物（写真9.1.1）1棟を取り上げる。現行耐震診断の高度化の観点から、本建物の被害要因を分析する。

### 9.1.2 検討方法

この建物の被害から、現行の柱梁接合部の耐震設計規定の妥当性を検討するとともに、非線形静的増分解析手法と非線形時刻歴応答解析法に使われる現行のモデル化手法の適用性を検討する。

本建物は2×2スパンの低層ラーメン構造で、大地震時には部材の塑性化による層間変位応答が大きくなりやすく、特に柱梁接合部の損傷が耐震性能に影響しやすい構造形式である。そこで本検討では、柱梁接合部の既存の耐震設計規定への適合性を確認し、静的増分解析により保有する耐震強度のレベルを検討する。さらに、構造システムの地震応答が大きくなった要因を検討するために、柱梁接合部耐力の影響を反映させた骨組の地震応答解析モデルを作成し、近隣地域で観測された地震波を用いた動的地震応答解析を行う。さらに、柱梁接合部の破壊が局部崩壊に至る原因について部材と架構の鉛直力支持能力を検討する。



写真 9.1.1 被災後(解体中)の庁舎建物（建築物G）

## 9.2 建物概要

### 9.2.1 所在地と構造形式

1965年（昭和40年）に竣工した建築物Gは、所在地が熊本県宇土市浦田町の地上階数5、塔屋階数2の鉄筋コンクリート造庁舎建物であり、被災後同年9月に取り壊されている。建物概要を表9.2.1に、建築物Gの位置と震源との関係を図9.2.1にそれぞれ示す。建築物Gは旧基準により設計されたものであるが、2003年に耐震診断が実施されており耐震改修が必要とされていたが実施はされなかった。

表 9.2.1 建物概要

◎基本情報	
施設名称	RC造庁舎建物
所在地	熊本県宇土市浦田町
竣工年	昭和40年
構造種別	鉄筋コンクリート造・耐震壁付きラーメン構造
◎規模	
階数	地上5階(塔屋2階)
延床面積	2596.74m <sup>2</sup>
建築面積	856.59m <sup>2</sup>
◎設計構造部材強度	
コンクリート	設計基準強度F <sub>c</sub> =180kg/cm <sup>2</sup> ※実強度は別表参照
鉄筋	主筋SD30, 帯筋及び壁筋SD24
◎基礎形式(構造図より)	
杭種	RCバイル 300Φ, L=14.0m
杭耐力	20t/本
工法	不明



図 9.2.1 建物Gと震源との位置関係（国土地理院より引用）

### 9.2.2 構造計画の特徴

本建物の平面形状は、図9.2.2からわかるように、五角形の事務所棟と長方形の階段室棟（階段室、エレベーター、トイレ）から構成される。前者は主としてラーメン架構で、後者は連層耐震壁架構である。地震後の調査では両棟を各階で接続する厚さ110mmの床スラブは大破しており、階段室棟には被害が見られなかった。そこで、両者が独立に挙動すると仮定し、事務所棟は独立した構造として検討す

る。五角形の事務所棟は、梁間方向、桁行方向とも一辺の長さは18メートルで、1階には平面を拡大するための付帯架構があり、2階以上は、スパン9メートルの二方向純ラーメンとなっている。図9.2.3に代表的な柱と梁の断面を示す。本建物は2003年に耐震診断が実施されており、事務所棟と階段室棟を一体として算出した各階・各方向の構造耐震指標  $I_s$  値は、0.18 から 0.43 の値で、3階の  $I_s$  値が最も低い。また階段室棟に耐力壁が集中しており  $S_D$  値が0.62と低い。また柱断面は上階ほど小さくなり、平面中央位置にある1階断面は850mm角で5階は500mm角である。

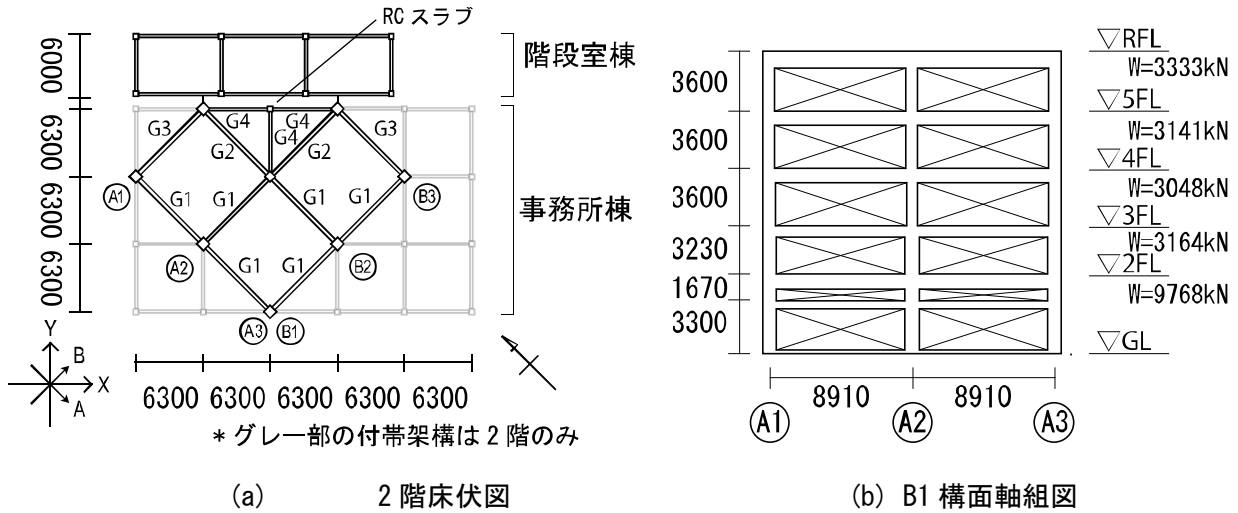


図9.2.2 建物Gの概要

柱	5F (下端)	4F	3F	2F
	A2B1			
b × D	700 × 500	700 × 600	700 × 650	850 × 850
A1B1				
b × D	700 × 700	700 × 700	700 × 700	850 × 850
帯筋	9Φ@120			

梁 (G1)	RF		5F		4F		3F
	内端	外端	内端	外端	内端	外端	
断面							
b × D	350 × 900						
あばら筋	9Φ@200						

○ D25    ● D22    △ D19    × D16    単位：mm

図9.2.3 建物Gの代表的な柱と梁の断面

### 9.2.3 構造体と使用材料

2003年に実施された耐震診断の現地調査で得られたコンクリートの実強度を表9.2.2に示す。被害調査で得られたコンクリート強度と比較すると、両者の間には大きな差が生じていることがわかる。この原因については現状解明されていないが、耐震診断が非構造壁を採取しているのに対し被害調査では柱を採取していることから同じ階でも場所によってコンクリート強度にばらつきがある可能性がある。表9.2.3と表9.2.4に耐震二次診断の結果を示す。階段室棟（コア壁）と事務所棟を一体とした場合の  $I_s$  値は0.18~0.43で、3階の  $I_s$  値が最も低い。  $I_s$  値が低い要因の一つが、平面的なバランスを示す  $S_D$  値が0.62と低いためである。事務所棟をゾーン分けして求めた  $I_s$  値も、0.25~0.47と小さい。この場合の  $S_D$  値は0.95と1に近い。  $I_s$  値が、  $C_{Tu} \cdot S_D$  値と大差ないことから、部材のF値は1.0程度で、部材の破壊モードがせん断であったことが、  $I_s$  値の低い要因であったものと考えられる。

柱断面は上階に行くにつれ絞られ、平面中央の1階断面は850mm角で5階は500mm角である。全体的に構造部材の配筋量が少なく、耐震改修が必要であることが指摘されている。なお、実際と設計図書では一部食い違いが見られ、2階柱の断面寸法は850×850mmだが、写真より3階柱と同一寸法の700×700mmであることがわかっている。

耐震診断結果に示されたコア棟と庁舎棟を合わせた各層の重量を以下の表9.2.5に示す。また、各柱にかかる軸力は耐震診断結果の各層の軸力伏図を参考にする。なお、本検討では庁舎棟のみの検討を行っており、コア棟については考慮しないこととしているため、耐震診断における各層の重量より小さいと考え、庁舎棟の各柱にかかっている軸力の合計と、コア棟の各柱にかかっている軸力の合計の比から、各層重量を配分することで庁舎棟のみの重量を算出している。算出した庁舎棟の各層重量を表9.2.6に示す。

図9.2.4と図9.2.5に建築物Gの伏図と軸組図をそれぞれ示す。設計図書によれば、使用材料はコンクリートの設計基準強度が180kgf/cm<sup>2</sup>、鉄筋の鋼種は、主筋がSD30、帯筋、あばら筋および壁筋がSD24である。基礎形式は、杭支持で長さ12m、径300mmの鉄筋コンクリート杭で、1本あたりの支持耐力は20トンとされている。

表 9.2.3 耐震二次診断の保有耐力性能指標（全体）

		E0	SD	T	I <sub>s</sub>	CT・SD	I <sub>s</sub> ≧Iso(=0.60)
X方向	5階	0.486	0.75	0.96	0.35	0.30	NG
	4階	0.366	0.62	0.96	0.22	0.23	NG
	3階	0.307	0.62	0.96	0.18	0.19	NG
	2階	0.375	0.62	0.96	0.22	0.23	NG
	1階	0.412	0.62	0.96	0.25	0.26	NG
Y方向	5階	0.479	0.93	0.96	0.43	0.37	NG
	4階	0.391	0.93	0.96	0.35	0.30	NG
	3階	0.275	0.80	0.96	0.21	0.20	NG
	2階	0.278	0.93	0.96	0.25	0.26	NG
	1階	0.366	0.62	0.96	0.22	0.23	NG

表 9.2.2 現地調査によるコンクリート強度

階	設計基準強度	耐震診断 コア抜き強度 平均値(壁)	被害調査 コア抜き強度 平均値(柱)
5	180	278	375
4		193	
3		246	
2		284	
1		221	

表 9.2.4 耐震二次診断の保有耐力性能指標 S<sub>D</sub>=0.95（事務所棟のみ）

階	A 方向		B 方向	
	C <sub>TU</sub> S <sub>D</sub>	I <sub>s</sub>	C <sub>TU</sub> S <sub>D</sub>	I <sub>s</sub>
5	0.39	0.45	0.41	0.47
4	0.30	0.35	0.31	0.36
3	0.23	0.25	0.24	0.25
2	0.31	0.30	0.32	0.31
1	0.32	0.30	0.32	0.31

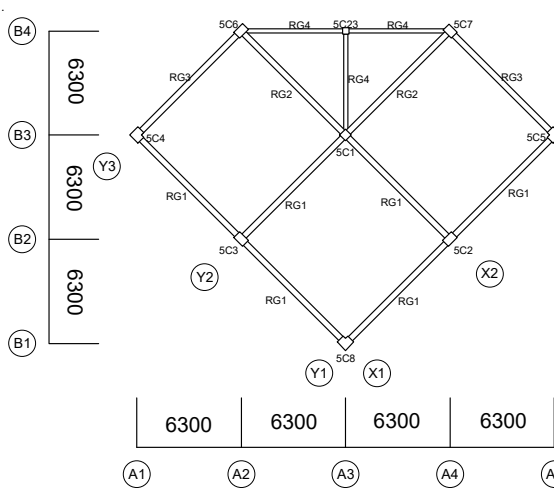
表 9.2.5 建物全体の各層重量

	面積(m <sup>2</sup> )	重量(t)	t/m <sup>2</sup>
PH2層	48.00	49.26	1.03
PH1層	48.00	74.23	1.55
5層	433.83	540.79	1.25
4層	433.83	533.81	1.23
3層	433.83	529.41	1.22
2層	455.33	606.55	1.33
1層	843.45	1236.76	1.47

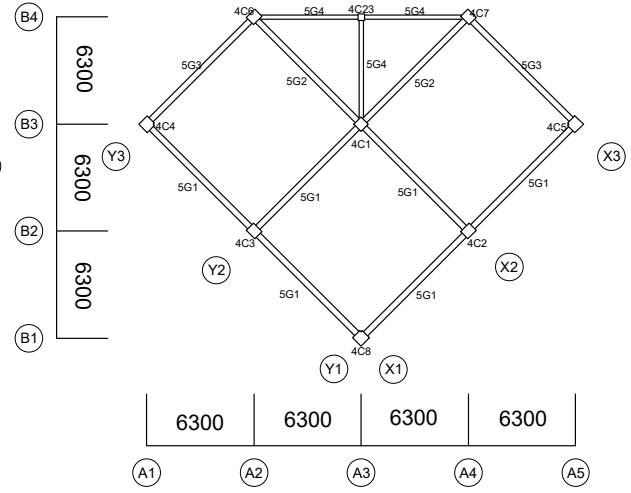
表 9.2.6 庁舎棟重量

	重量(t)
5層	292.58
4層	312.63
3層	316.93
2層	368.86
1層	813.13

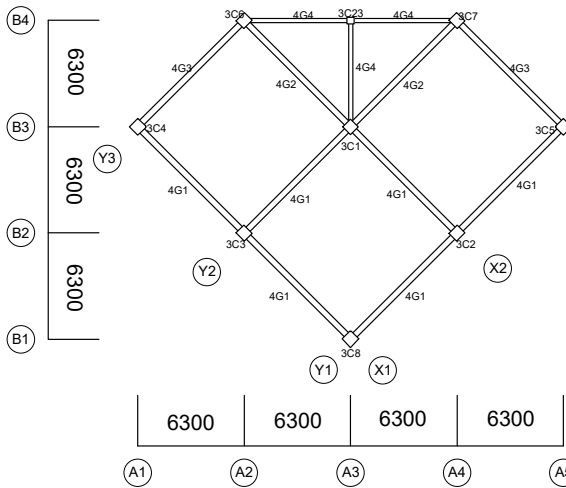
被災後に取り壊した建物の部材からコンクリートのコア抜きを行い圧縮強度試験用の供試体を作成している。さらに鉄筋を取り出し引張り試験の供試体を作成している。これらの結果については次節に述べる。柱、梁の断面リストを表 9.2.7 に、柱梁接合部の配筋図を図 9.2.6 に示す。



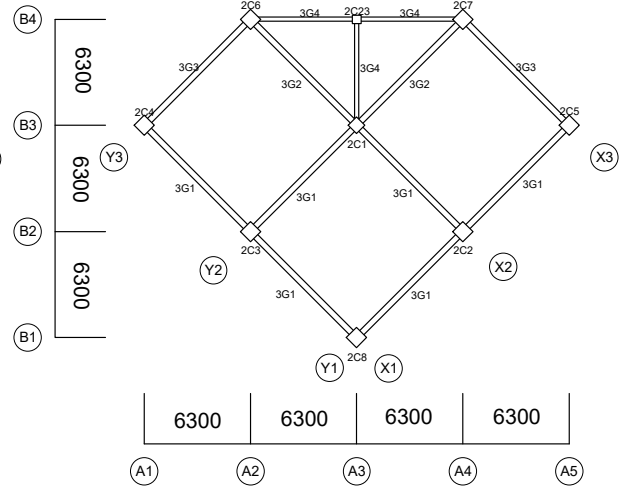
(a) R階伏図 (単位 mm)



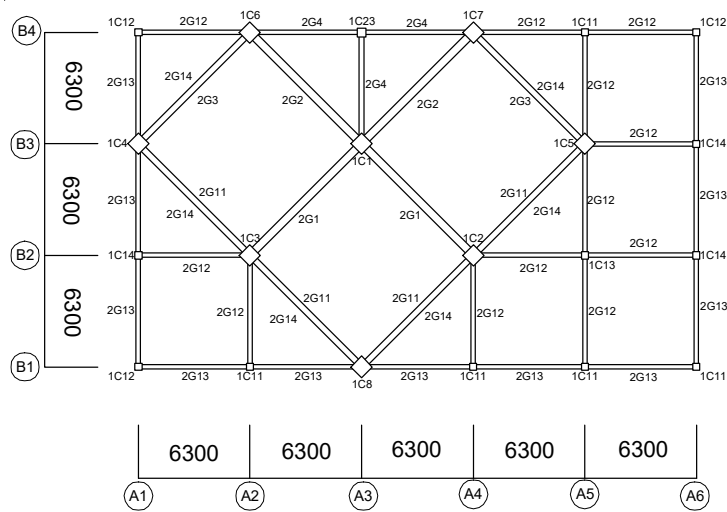
(b) 5階伏図 (単位 mm)



(c) 4階伏図 (単位 mm)



(d) 3階伏図 (単位 mm)



(e) 2階伏図 (単位 mm)

図 9.2.4 建築物Gの伏図

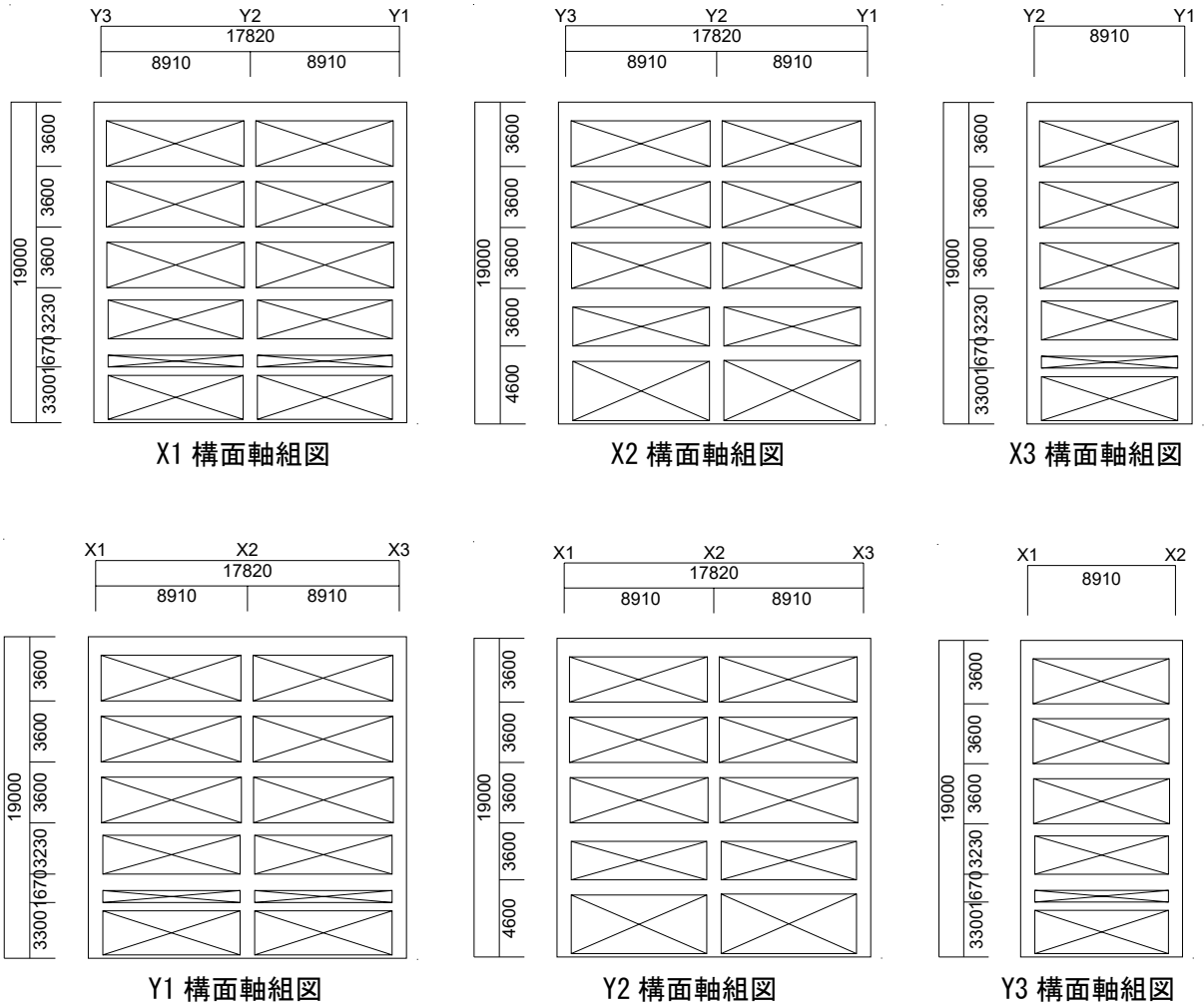


図 9.2.5 建築物 G の軸組図



表 9.2.7 柱と梁の断面リスト (続く)

(a) 1階柱断面リスト

	1C1		1C2		1C3		1C4		1C5
	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭
断面									
サイズ	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850
主筋	4-D25.8-D22	16-D25.8-D22	4-D25.8-D19	16-D25.8-D19	4-D25.8-D19	16-D25.8-D19	4-D25.6-D19	4-D25.12-D19	4-D25.6-D19
帯筋	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240
	1C5	1C6		1C7		1C8		1C23	
	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚	柱頭	柱脚
断面									
サイズ	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	500×500	500×500
主筋	4-D25.12-D19	4-D25.6-D19	4-D25.12-D19	4-D25.6-D19	4-D25.12-D19	4-D25.6-D19	4-D25.12-D19	4-D22.4-D16	8-D22.2-D16
帯筋	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240

(b) 2階柱断面リスト

	2C1		2C2	2C3	2C4	2C5	2C6	2C7	2C8
	柱頭	柱脚	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面
断面									
サイズ	700×700	700×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850	850×850
主筋	4-D25.8-D22	4-D25.8-D22	4-D22.8-D19	4-D22.8-D19	4-D25.6-D16	4-D25.2-D19.4-D16	4-D25.2-D19.4-D16	4-D25.2-D19.4-D16	4-D25.2-D19.4-D16
帯筋	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240
	2C23								
	全断面								
断面									
サイズ	450×450								
主筋	4-D19.4-D16								
帯筋	□-9Φ@240								

(c) 3階柱断面リスト

	3C1	3C2	3C3	3C4	3C5	3C6	3C7	3C8	3C23
	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面
断面									
サイズ	650×650	700×650	650×700	700×700-50×50	700×700-50×50	700×650	650×700	700×700-50×50	400×400
主筋	4-D25.8-D19	4-D22.8-D19	4-D22.8-D19	4-D25.6-D16	4-D25.6-D16	4-D25.6-D16	4-D25.6-D16	4-D25.6-D16	4-D19.2-D16
帯筋	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240	□-9Φ@240

表 9.2.7 柱と梁の断面リスト (続く)

(d) 4階柱断面リスト

	4C1	4C2	4C3	4C4	4C5	4C6	4C7	4C8	4C23
断面									
サイズ	600×600	700×600	600×700	700×700-100×100	700×700-100×100	700×600	600×700	700×700-100×100	400×400
主筋	4-D22,4-D16	4-D22,6-D19	4-D22,6-D19	7-D25,4-D16	7-D25,4-D16	4-D25,4-D16	4-D25,4-D16	7-D25,4-D16	4-D19,2-D16
帯筋	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240

(e) 5階柱断面リスト

	5C1		5C2		5C3		5C4		
断面									
サイズ	500×500	700×500		500×700		700×700-200×200			
主筋	4-D22,4-D16	8-D22,4-D16	4-D22,4-D16	8-D22,4-D16	4-D22,4-D16	7-D25,10-D19,2-D16	7-D25,4-D16		
帯筋	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240		
断面									
サイズ	700×700-200×200		700×500		500×700		700×700-200×200		400×400
主筋	7-D25,10-D19,2-D16	7-D25,4-D16	4-D25,6-D19,2-D16	4-D25,4-D16	4-D25,6-D19,2-D16	4-D25,4-D16	7-D25,10-D19,2-D16	7-D25,4-D16	4-D19,2-D16
帯筋	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240	□-9φ@240

(f) R階梁断面リスト

名前	RG1 350×900			RG2 350×900			RG3 350×900		RG4 250×500	
寸法	350×900			350×900			350×900		250×500	
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
断面										
上端筋	3-D22	2-D22	6-D22	2-D22 1-D13	2-D22	2-D22 4-D19	3-D22	2-D22	3-D16	2-D16
下端筋	2-D22	2-D22 2-D19	2-D22 2-D19	2-D16	4-D16	4-D16	2-D22	4-D22 2-D13	2-D16	2-D16 1-D13
あぼら筋	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@200	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@200	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@200	□-9φ@250
腹筋	2-9φ			2-9φ			2-9φ		2-9φ	

(g) 5階梁断面リスト

名前	5G1 350×900			5G2 350×900			5G3 350×900		5G4 250×500	
寸法	350×900			350×900			350×900		250×500	
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
断面										
上端筋	5-D22	2-D22	6-D22	2-D22 3-D19	2-D22	2-D22 4-D19	4-D22 2-D13	2-D22	5-D16	2-D16
下端筋	2-D22	2-D22 1-D19	2-D22 1-D19	2-D22	2-D22	2-D22	2-D19	2-D19	2-D16 1-D13	2-D16
あぼら筋	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@200	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250
腹筋	2-9φ			2-9φ			2-9φ		2-9φ	

表 9.2.7 柱と梁の断面リスト

(h) 4階梁断面リスト

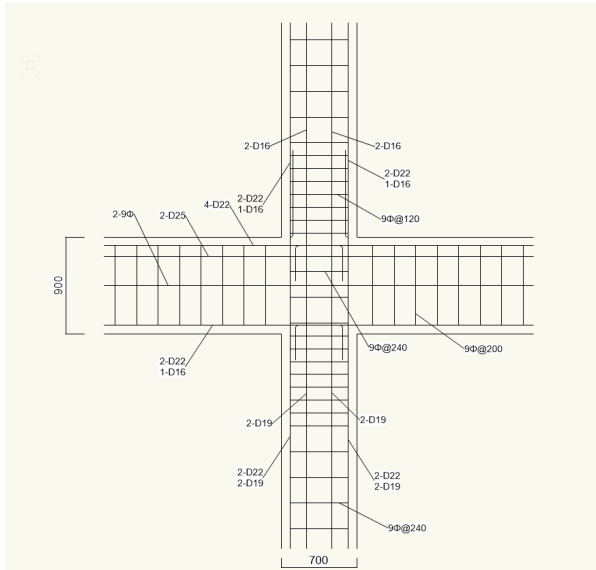
名前	4G1			4G2			4G3		4G4	
	350×900			350×900			350×900		250×800	250×500
寸法	350×900			350×900			350×900		250×800	250×500
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
断面										
上端筋	2-D25 3-D22	2-D22	2-D25 4-D22	4-D22 2-D19	2-D22	6-D22	2-D25 4-D22	2-D22	5-D16	2-D16
下端筋	2-D22 2-D16	2-D22 1-D16	2-D22 2-D16	2-D22	2-D22	2-D22	2-D22 1-D19	2-D22	2-D16 2-D13	2-D16
あばら筋	□-9Φ-@200	□-9Φ-@250	□-9Φ-@200	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250
腹筋	2-9Φ			2-9Φ			2-9Φ		2-9Φ	

(i) 3階梁断面リスト

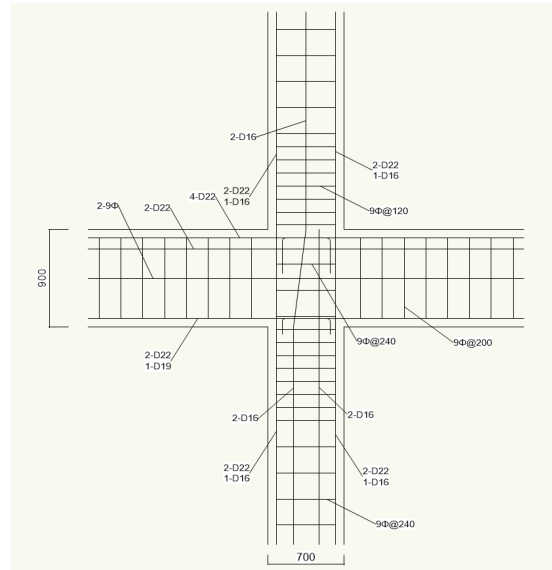
名前	3G1			3G2			3G3		3G4	
	350×900			350×900			350×900		250×850	250×500
寸法	350×900			350×900			350×900		250×850	250×500
位置	外端	中央	内端	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
断面										
上端筋	6-D25	3-D25	6-D25	4-D25 2-D22	2-D25	4-D25 2-D22	6-D25	3-D25	5-D19	3-D19
下端筋	4-D25	3-D25	4-D25	2-D22 3-D19	1-D19	2-D22 1-D19	4-D22 2-D13	3-D22	3-D19	3-D19
あばら筋	□-9Φ-@200	□-9Φ-@250	□-9Φ-@200	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250
腹筋	2-9Φ			2-9Φ			2-9Φ		2-9Φ	

(j) 2階梁断面リスト

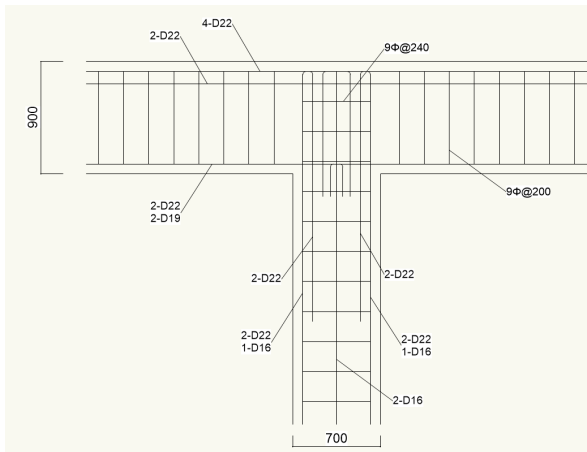
名前	2G2			2G3		2G4		2G11	
	450×900	350×900	450×900	350×1000	350×900	250×750	250×500	350×1000	350×900
寸法	450×900	350×900	450×900	350×1000	350×900	250×750	250×500	350×1000	350×900
位置	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央	端部	中央
断面									
上端筋	5-D25 2-D22	3-D25	7-D25	7-D25	3-D25	1-D22 4-D19	1-D22 2-D19	5-D19	3-D25
下端筋	5-D22	3-D22	4-D22	4-D22 2-D13	3-D25	3-D19 2-D16	3-D19	3-D19	3-D22
あばら筋	□-9Φ-@200	□-9Φ-@250	□-9Φ-@200	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250	□-9Φ-@250
腹筋	2-9Φ			2-9Φ		2-9Φ		2-9Φ	
名前	2G12			2G13		2G14			
寸法	350×500	350×450	350×500	250×750		250×500			
位置	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央		
断面									
上端筋	5-D19	5-D19	6-D19	2-D19 3-D16	2-D19	5-D22	3-D22		
下端筋	3-D19	6-D19	5-D19	2-D19	3-D19	5-D22	3-D22		
あばら筋	□-9Φ-@150	□-9Φ-@150	□-9Φ-@150	□-9Φ-@200	□-9Φ-@250	□-9Φ-@200	□-9Φ-@250		
腹筋									



(a) 4階柱5階梁接合部 (X1-Y1 構面中央柱)



(b) 3階柱4階梁接合部 (X1-Y1 構面中央柱)



(c) 5階柱R階梁接合部 (X1-Y1 構面中央柱)

図 9. 2. 6 柱梁接合部の配筋詳細例

9.2.4 材料試験

写真9.2.1は、被災した建物の解体工事の状況を示している。解体時に4層柱4C8（写真9.2.2）一本を抜き取った。その部材断面を図9.2.7に示す。抜き取った位置は、図9.2.8のA3B1である。ここから、圧縮試験用コンクリートコアと引張り試験用主筋の供試体を抜き出した。コンクリートコア位置は、写真9.2.3の6箇所とした。コア採取径は約100mm、コア採取数は計6個であり、コア採取長はC-1～C-4が貫通採取で、C-5とC-6はL=270程度で途中折り返しを行った。鉄筋採取は、写真9.2.4の地点とした。供試体とした鉄筋位置は図9.2.7断面図の赤丸部分となっている。（丸は鉄筋）。

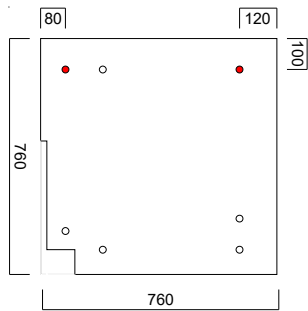


図 9.2.7 部材断面（単位 mm）

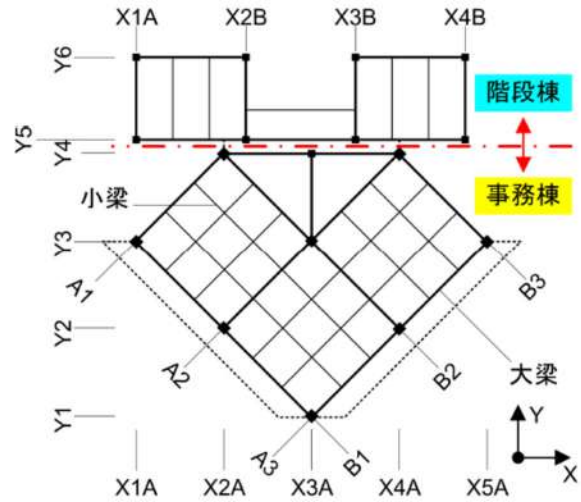


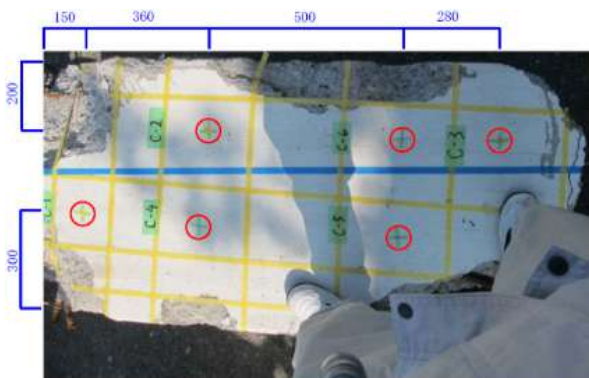
図 9.2.8 取り出した柱の位置



写真 9.2.1 解現場の状況

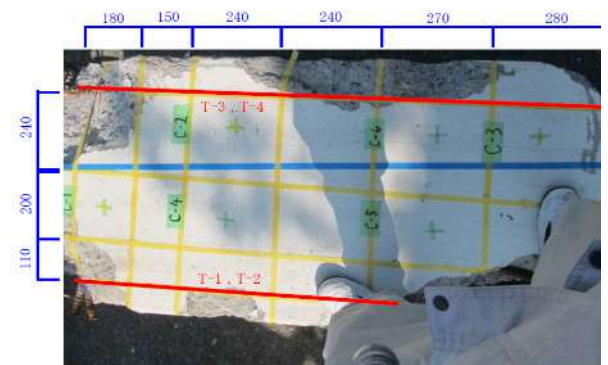


写真 9.2.2 取り出した柱



○：コア採取位置を示す

写真 9.2.3 コア採取位置



—：採取鉄筋

写真 9.2.4 鉄筋採取位置



(a) C-1



(b) C-2



(c) C-3



(d) C-4



(e) C-5



(f) C-6

写真 9.2.5 採取したコンクリートコア



写真 9.2.6 採取した鉄筋 (T-1~T-4)

写真 9.2.5 に採取したコア (C1~C6) を、写真 9.2.6 に採取した鉄筋 (T1~T4) を示す。

コンクリート圧縮試験は建築研究所で行われた。まず、現地より届いた試験体を開封し (写真 9.2.7) , 試験体の長さを確認し、等分割するために印をつけた。コアの C-1 は、割れていたため 2 つに分割して、C1-1, C1-2 の 2 本の供試体とした。長めのコアの C-2, C-3, C-4 は、それぞれ 3 つに分割して C2-1, C2-2, C2-3, C3-1, C3-2, C3-3, C4-1, C4-2, C4-3 の 9 本の供試体とした (写真 9.2.8) 。コアの C-5, C-6 は短いため、それぞれ C5, C6 とした。すべての供試体は、研磨して表面をきれいに磨き長さを整え、計 13 の供試体とした (写真 9.2.9) 。完成した供試体の寸法と重量を計測した。その結果は表 9.2.8 の通りである。コンクリートコア供試体は、歪度測定のためにコンクリートにひずみゲージを側面の両側に 2 か所貼り付けた。ここで使用したひずみゲージは PL-60-11 で、接着剤は CN-E を使用した。コンプレッソメーターに試験体を設置し、データロガーとパソコンを接続して加力中のデータ取得を行った。

表 9.2.9 にコンクリート圧縮試験の結果を示す。圧縮強度は  $35\sim 40\text{N/mm}^2$  となった。ここで、静弾性係数は、試験方法 JIS A1149 (2001) の手順で、応力-ひずみ曲線において、最大荷重 1/3 に相当する応力と供試体の縦ひずみ  $50\times 10^{-6}$  のときの応力とを結ぶ線分の勾配をヤング係数として算出した。さらに、応力-ひずみ曲線を試験ごとに示す。供試体は柱の上方から C1→C2, C4→C5, C6→C3 の順番に下方に向かっている。圧縮強度は、 $C2 < C4 < C1 < C5 < C6 < C3$  の順に大きく、概ね上から下に向かった順番と一致している。つまり、下の位置のものほど圧縮強度が高い。

現地で採取した鉄筋の引張り試験は、建築研究所で行われた。それに先立って現地より届いた試験体を開封し、実験準備を行った。まず鉄筋をほぼ等しい長さになるよう切断した。表 9.2.10 に全 4 供試体 (T-1, T-2, T-3, T-4) 鉄筋の引張り試験の供試体の寸法を示している。次に、供試体に付着していたコンクリートを洗って落とし寸法を確認した。ひずみ度を計測するためゲージを貼り引張り試験に取り付けた。ひずみゲージは FLK-2-11-5LT を使用し、接着剤には CN-Y を使用した。

図 9.2.10 に試験で得られた引張応力とひずみの関係を示す。明瞭な降伏点と降伏棚を有している。なお、計測ミスで、T-1 の計測ができていない。上下降伏点のひずみと引張応力を以下の表 9.2.11 にまとめる。実強度は、上降伏点が  $400\text{N/mm}^2$  下降伏点が  $390\text{N/mm}^2$  ほどで、SD30 の規格降伏点を 30% 以上上回っていた。ヤング係数は上降伏点の引張応力をひずみ①と②の平均値で除して簡易的に求めている。

表 9.2.8 コンクリートコア供試体の寸法

試験体No.	切断前の長さ (mm)	幅(mm)						長さ(mm)		質量(g)
		上		中		下				
C1-1	740	99.86	99.87	99.85	99.88	99.77	99.85	200.68	200.85	3727.2
C1-2		99.67	99.77	99.74	99.76	99.49	99.69	200.99	200.75	3730.3
C2-1	760	99.75	99.69	99.77	99.75	99.74	99.76	201.23	201.20	3726.8
C2-2		99.63	99.77	99.75	99.79	99.81	99.68	199.95	199.91	3696.1
C2-3		99.43	99.96	99.80	99.38	99.83	99.58	198.86	198.92	3695.0
C3-1	760	99.49	99.81	99.86	99.86	99.87	99.86	200.38	200.37	3692.4
C3-2		99.79	99.88	99.81	99.79	99.77	99.71	200.62	200.55	3643.5
C3-3		99.70	99.76	99.62	99.61	99.81	99.85	201.16	200.99	3723.3
C4-1	730	99.88	99.90	99.83	99.84	99.73	99.76	200.72	200.79	3706.4
C4-2		99.91	99.91	99.76	99.78	99.67	99.66	200.73	200.67	3678.2
C4-3		99.82	99.89	99.71	99.74	99.90	99.74	199.55	199.66	3682.7
C5	270	99.86	99.89	99.87	99.59	99.87	99.69	200.67	200.74	3685.4
C6	260	99.93	99.89	99.85	99.86	99.86	99.78	200.54	200.66	3680.8

表 9.2.9 コンクリートコアの圧縮実験結果とヤング係数

	最大荷重 Pmax(kN)	最大応力 $\sigma$ max(N/mm <sup>2</sup> ) ※右は平均値	縦ひずみ0.005%時		最大応力の1/3時		ヤング係数			
			ひずみ(%)	応力(N/mm <sup>2</sup> )	ひずみ(%)	応力(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/mm <sup>2</sup> )※右は平均値			
C1	C1-2	273.7	<b>35.05</b>	<b>35.65</b>	0.00425	1.63	0.03950	12.06	<b>29.58</b>	<b>29.58</b>
	C1-2	283.2	<b>36.25</b>		0.00425	1.63	0.03950	12.06	<b>29.58</b>	
C2	C2-1	279.5	<b>35.77</b>	<b>33.66</b>	0.00425	1.38	0.03775	10.32	<b>26.70</b>	<b>27.08</b>
	C2-2	279.7	<b>35.78</b>		0.00375	1.35	0.03525	11.45	<b>32.07</b>	
	C2-3	230.0	<b>29.41</b>		0.00250	0.37	0.03800	8.35	<b>22.47</b>	
C3	C3-1	336.2	<b>43.02</b>	<b>39.92</b>	0.00350	1.34	0.04350	13.28	<b>29.85</b>	<b>31.57</b>
	C3-2	335.0	<b>42.87</b>		0.00300	1.23	0.04150	13.99	<b>33.14</b>	
	C3-3	264.7	<b>33.86</b>		0.00400	1.52	0.03425	11.12	<b>31.73</b>	
C4	C4-1	287.2	<b>36.74</b>	<b>35.64</b>	0.00300	0.77	0.04575	12.07	<b>26.43</b>	<b>26.30</b>
	C4-2	251.5	<b>32.17</b>		0.00325	1.12	0.03575	10.49	<b>28.84</b>	
	C4-3	297.2	<b>38.01</b>		0.00450	0.95	0.05175	12.11	<b>23.61</b>	
C5	308.0		<b>39.38</b>	0.00375	1.24	0.03925	11.62		<b>29.23</b>	
C6	309.7		<b>39.62</b>	0.00425	1.23	0.04475	11.90		<b>26.35</b>	

表 9.2.10 鉄筋の引張り試験供試体の寸法

試験体名	切断後の長さ (mm)
T-1	397
T-2	430
T-3	424
T-4	425

表 9.2.11 鉄筋の引張り試験供試体の上下降伏点とヤング係数

	Pmax (kN)	上降伏点			下降伏点			ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
		ひずみ① ( $\mu$ )	ひずみ② ( $\mu$ )	引張応力 (N/mm <sup>2</sup> )	ひずみ① ( $\mu$ )	ひずみ② ( $\mu$ )	引張応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
T-1	259.5	データなし						
T-2	261.9	1761.90	1630.48	400.67	13107.60	11485.70	392.79	236218.82
T-3	254.5	1654.29	1725.71	396.93	8375.24	13882.90	385.95	234867.46
T-4	254.0	1682.86	1712.38	400.28	14557.10	14009.50	390.08	235791.28





写真 9.2.7 コンクリートコア状況の確認



写真 9.2.8 コンクリートコアの切断作業



写真 9.2.9 コンクリートコア供試体の研磨



写真 9.2.10 ひずみゲージ接着



写真 9.2.11 パソコンとデータロガーの設置



(a) 設置前

(b) 設置後

写真 9.2.12 コンプレッションメーター設置状況

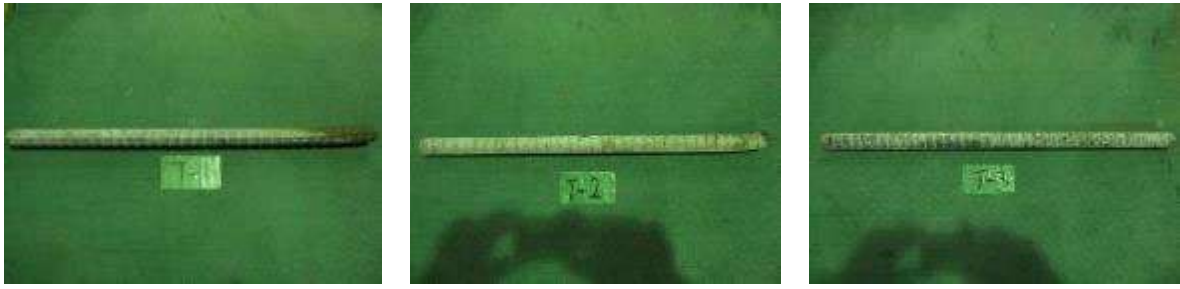


写真 9.2.13 採取鉄筋



写真 9.2.14 引張り試験用鉄筋の供試体の確認



写真 9.2.15 ひずみゲージの接着

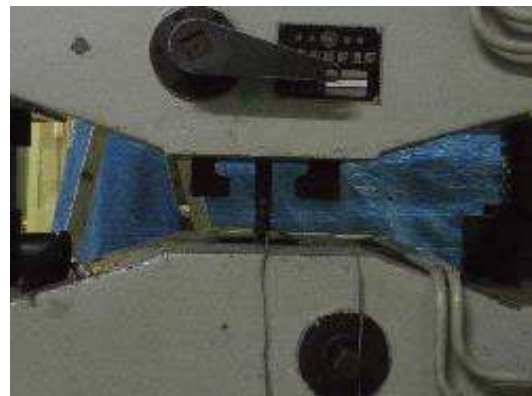


写真 9.2.16 試験機に設置



写真 9.2.17 破断後全試験体

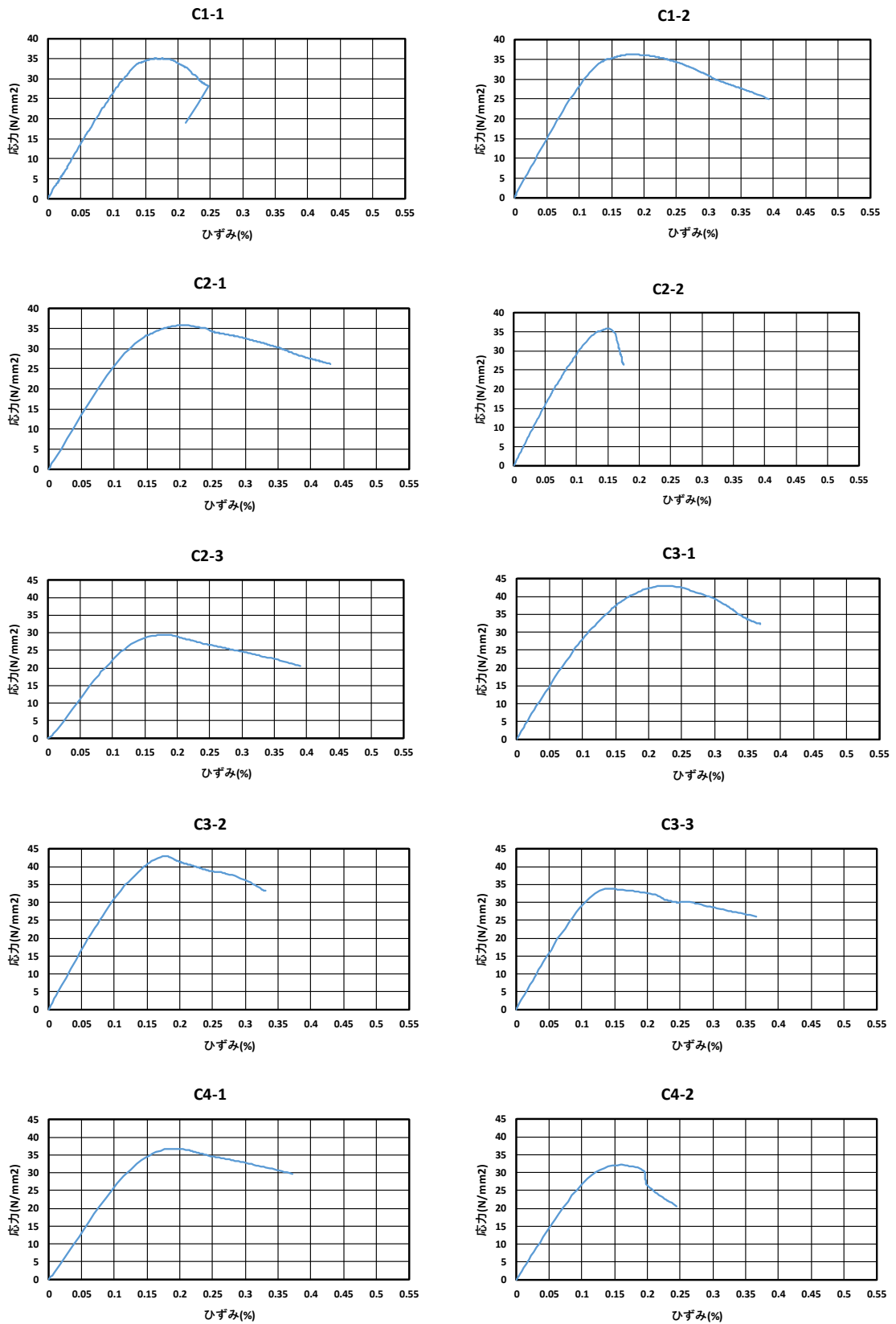


図 9.2.9 コンクリートコアの圧縮応力度-圧縮歪度の関係 (続く)

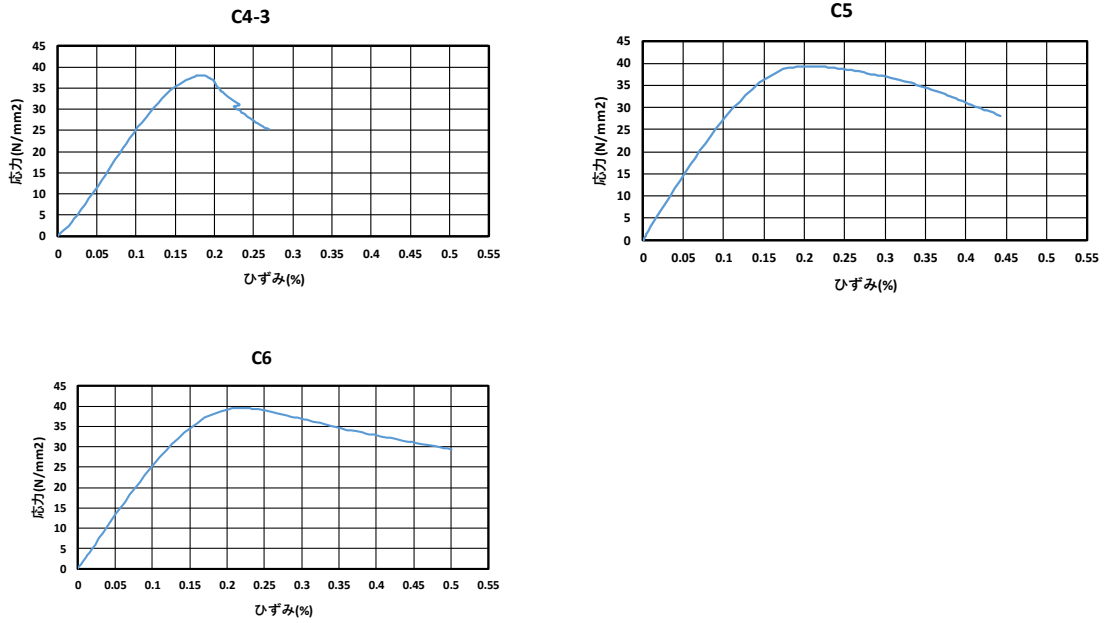


図 9.2.9 コンクリートコアの圧縮応力度-圧縮歪度の関係

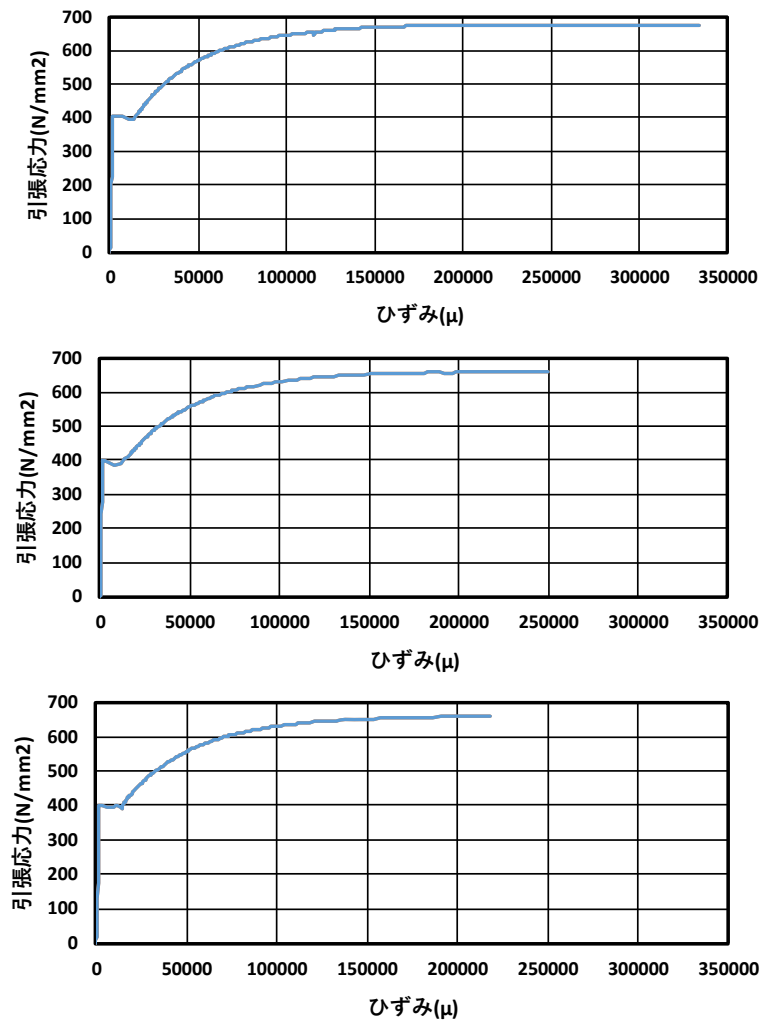


図 9.2.10 鉄筋引張り試験の供試体の引張り応力度と引張り歪度の関係  
(上から供試体 T-2, T-3, T-4 のデータ)

### 9.3 被害概要

建築研究所の被害調査報告書<sup>[9.3-1]</sup>に基づき、建物被害の状況を以下に示す。

当該建築物の事務所棟（写真9.3.1）は4、5階の内柱及び十字形柱梁接合部（写真9.3.2）の大破により局部崩壊した。また当該柱に接続されている梁も大破し、事務所棟5階柱頭部（写真9.3.3）や2階柱脚部にも損傷（写真9.3.4と写真9.3.5）が確認された。事務所棟とコア棟とは厚さ110mmの床スラブで接続されているが、その接続部は大破しており、それらの一体性がいつまでどの程度確保されていたかは不明である。

なお8月中旬の調査において、外壁面の飾り壁および2階庭園部分の解体作業が実施され、外壁面の剛節架構の被害（写真9.3.6）が明らかになった。南東南西いずれの4階柱梁接合部が大きく損傷しており、特に南西側4階中央柱両端部の被害が激しい（写真9.3.6(c)）。また東側の4階梁に大きなせん断ひび割れ（写真9.3.6(f)）が確認された。

また、既往の報告<sup>[9.3-2]</sup>による詳細の図及び写真を図9.3.1に示す。

以上の被害状況を踏まえ、簡易的に作成した南側面及び西側面の損傷図を図9.3.2に示す。これは、被災後に事務所棟の外部の意匠梁と意匠柱を撤去した後の外観写真をもとに作成している。

損傷は4階床レベルから上に集中し、特に西側面（X1フレーム図9.2.2参照）の4階中柱の上下端で柱梁接合部の損傷が激しく、接合部のコアコンクリートが圧壊して落下し、柱主筋が座屈し、柱が構面外にはらみだしていた。また、5階と屋上階の梁の両端部には強制変形により、端部に大きな曲げ回転が起こっていることが確認でき、接合部に定着されている直交梁も同様の曲げ回転を受けていると考えられる。一方で、柱や梁には脆性的な破壊の原因となるせん断破壊は見られない。また1層目から3層目までも同様である。他には、外柱梁接合部で梁上端筋の折り曲げ定着によるひび割れが見られた。



(a) 南側面



(b) 西側面

写真9.3.1 建物G事務所棟の外観



(a) 西側4階柱-5階梁接合部 (b) 南側4階柱-5階梁接合部

写真 9.3.2 柱梁接合部の損傷



写真 9.3.3 5階柱頭部の破壊



写真 9.3.4 南側2階柱脚部の破壊



写真 9.3.5 北東側2階柱脚部



(a) 西側面



(b) 南側面



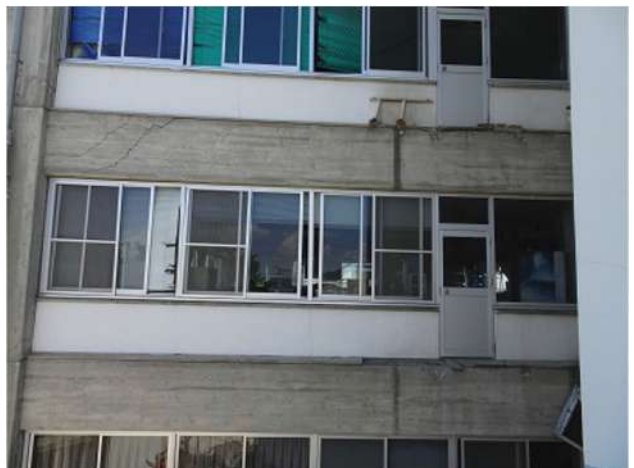
(c) 4, 5階十字形柱梁接合部 (西側面)



(d) 4階十字形柱梁接合部 (南側面)



(e) 東側面



(f) 4階梁のせん断ひび割れ (東側)

写真 9.3.6 一部解体後の外観



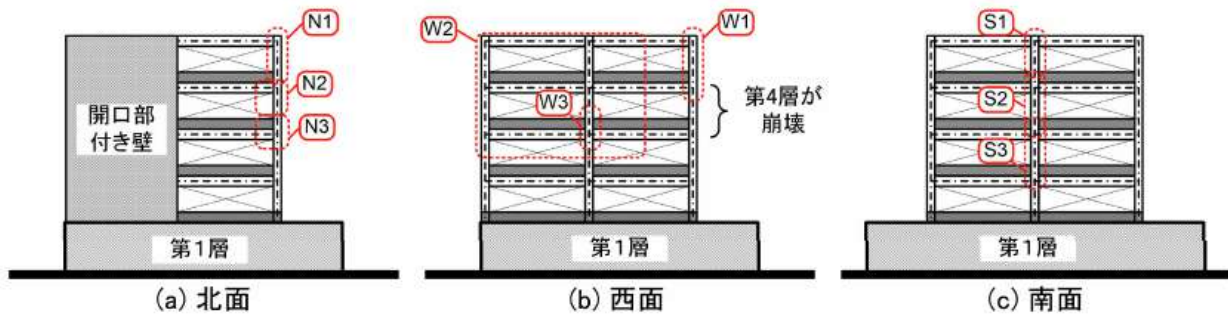
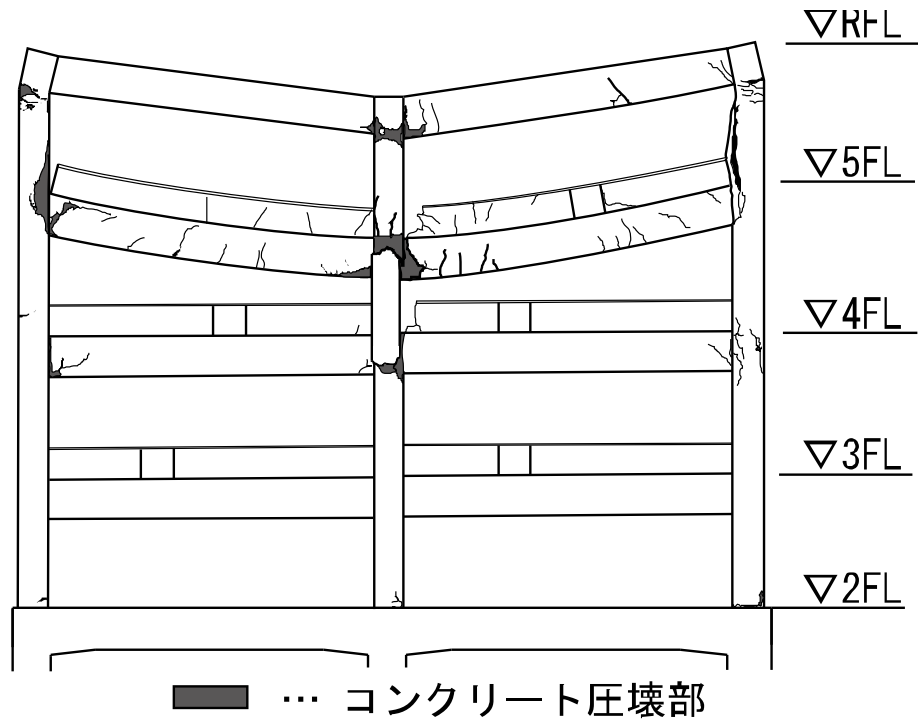
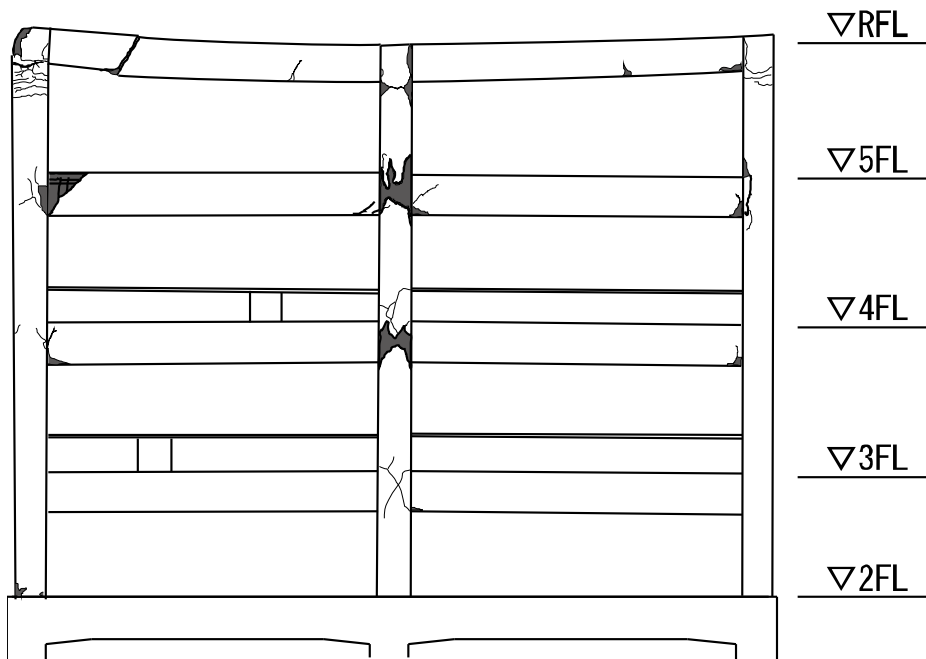


図 9.3.1 北面・西面・何面の損傷状況<sup>[9.3-2]</sup>



(a) 西側面



(a) 南側面

図 9.3.2 一部解体後の損傷状況

## 9.4 分析概要と結果

### 9.4.1 柱梁接合部の構造性能指標と算出手法

鉄筋コンクリート建物の耐震設計規定には、柱や梁が曲げ降伏した後も柱梁接合部の破壊を防ぐために剛性と強度を確保する規定が含まれている。例えば、a) 柱梁接合部のせん断入力、b) 梁主筋の定着強度の確保、c) 通し主筋の付着入力の制限、d) 接合部横補強筋量、e) 柱梁強度比などに関する規定である。ここでは、建築物Gの柱梁接合部が、これらの規定にどの程度適合していたかを検討する。

#### 柱梁接合部の入力せん断力

柱梁接合部の入力せん断力を求め、柱梁接合部せん断強度  $V_{ju}$  と接合部入力せん断力  $V_j$  の比をせん断余裕度とする。規定に適合していればせん断余裕度は1.0より大きくなる。接合部のせん断強度  $V_{ju}$  は靱性保証型指針<sup>[9.4-1]</sup>に基づき、

$$V_{ju} = 0.8\kappa\phi\sigma_B^{0.7}b_jD_j \quad (\text{式 9.4.1})$$

で求める。ここに、 $\kappa$ : 接合部の形状による係数 (0.7) ,  $\phi$ : 直交梁の有無による補正係数 (0.85) ,  $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (4階は被害調査時のコンクリートコアの圧縮強度をそれ以外は耐震診断時の値とする) ,  $b_j$ : 接合部の有効幅 (梁幅と柱幅の平均値とする) ,  $D_j$ : 接合部の有効せい (柱せいに0.75を乗じた値とする) とする。接合部入力せん断力  $V_j$  は、

$$V_j = T - V_c \quad (\text{式 9.4.2})$$

で求める。ここに、 $T$  は、梁の引張り主筋の降伏時の合力 (降伏点に公称断面積を乗じる) とする。柱せん断力  $V_c$  の値は、梁曲げ終局モーメントにより求めた節点モーメントに基づき、上下の柱の平均モーメント勾配から求める。なお、曲げモーメントの反曲点は階高の半分とする。

#### 柱梁接合部の折り曲げ定着強度

梁主筋の折曲げ定着長さの適合性について、靱性保証型指針<sup>[9.4-1]</sup>の方法で検討する。定着筋の規格降伏点の1.1倍に公称断面積を乗じた値と定着強度  $f_u$  の比を定着余裕度とする。

定着強度  $f_u$  は靱性保証型指針<sup>[9.4-1]</sup>に基づき、

$$f_u = 210 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \quad (\text{単位: N/mm}^2) \quad (\text{式 9.4.3})$$

で求める。ここに、 $f_u$ : 折り曲げ定着強度、 $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (設計基準強度とする。), 係数  $k_c k_j k_d k_s$  は下式による。

$$k_c = 0.4 + \frac{0.1 \cdot C_0}{d_b} \quad (\text{式 9.4.4}) \quad k_j = 0.6 + \frac{0.4 \cdot l_{dh}}{j} \quad (\text{式 9.4.5})$$

$$k_d = 0.5 + \frac{l_{dh}}{30d_b} \quad (\text{式 9.4.6}) \quad k_s = 0.7 + \frac{0.5 \cdot d_s^2}{d_b^2} \quad (\text{式 9.4.7})$$

ここに、 $d_b$ : 定着筋の公称径、 $C_0$ : 定着鉄筋芯までの側面被り厚さ、 $l_{dh}$ : 定着投影長さ (柱せいに0.75を乗じた値とする) ,  $j$ : 梁危険断面の応力中心間距離 (はり有効せいの7/8倍とする) ,  $d_s$ : 定着部に配される横補強筋径。

#### 柱梁接合部の折り曲げ定着の構造規定

投影定着長さが靱性保証型指針の構造規定を満たすかを検討する。すなわち、1) 定着投影長さ  $l_{dh}$  が鉄筋径  $d_b$  の8倍以上かつ15cm以上あること、2) 折曲げ部の余長が接合部コア内に配されていること、3) 定着投影長さ  $l_{dh}$  が柱せいの2/3より大きいことを確かめる。

柱梁接合部の通し主筋の定着

梁の主筋が柱梁接合部を貫通する部分では、通し主筋の付着入力を靱性保証指針の方法で検討する。そこで、通し定着の公称径から定まる、柱の必要せいの判定式である下式における、右辺値/左辺値を通し主筋の付着余裕度とする。

$$\frac{d_b}{D} \leq \frac{6}{1+\gamma} \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B}\right) \frac{\sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yu}} \tag{式 9.4.8}$$

ここに、 $d_b$ ：通し主筋の公称径， $D$ ：通し主筋のための必要部材せい（梁せいとする）， $\gamma$ ：引張り鉄筋と圧縮鉄筋の応力比（=1.0）， $\sigma_0$ ：圧縮軸応力度（=0.0）， $\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度（設計基準強度）， $\sigma_{yu}$ ：主筋の規格降伏点。

柱梁接合部の横補強筋比

接合部横補強筋比  $p_{jw}$  は、靱性保証型指針では 0.003 以上と定められており、次式で算定される。

$$p_{jw} = \frac{\Sigma A_{jw}}{(b_c \cdot j)} \tag{式 9.4.9}$$

ここに、 $b_c$ ：柱幅， $j$ ：梁の上下の主筋の重心間距離， $\Sigma A_{jw}$ ：この区間の横補強筋断面積の総和。

柱梁強度比

柱と梁の終局曲げ強度の比が 1.0 に近い柱梁接合部では、接合部横補強筋比  $p_{jw}$  が靱性保証指針で定められた最小値 0.3% 程度では、接合部破壊の原因となる接合部降伏が起こることが明らかにされている。[文献 9.4-2]建築学会の保有水平耐力規準（案）<sup>[9.4-2]</sup>では、柱梁強度比を柱の曲げ終局モーメントの和と梁の曲げ終局モーメントの和の比として定義している。

柱梁強度比は、断面の寸法と配筋及び材料強度に基づく曲げ理論に基づき清算で求める曲げ終局モーメントから算出する。材料強度には、規格降伏点と設計基準強度を用いる。T形スラブのスラブ筋の考慮の有無や、柱の変動軸力により変化する。ここでは、スラブ付きT形梁については、片側1.0メートルの範囲のスラブ筋を引張り主筋として考慮する。柱については、増分解析で崩壊機構が形成された時点での軸力を用いる。断面解析によるフェイス面での終局曲げモーメントを節点モーメントに置き換え、柱梁強度比を求める。

柱梁接合部強度低下率

柱梁接合部強度低下率  $\beta_j$  は、建築学会の保有水平耐力規準（案）<sup>[9.4-2]</sup>で提案された係数であり、接合降伏する柱梁接合部の終局モーメントに影響する、a) 梁主筋比，b) 柱梁強度比，c) 梁主筋の定着長さ，d) 柱梁強度比，e) 接合部横補強筋の影響を定量化したものである。この提案式を用いた検討をする。検討を行う柱梁接合部により、十字形接合部の場合（式 9.4.10）を，ト型接合部の場合（式 9.4.11）を用いて、節点モーメントの強度低下率  $\beta_j$  を算出する。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_j f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left( \frac{M_{cu}}{M_{bu} + M'_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_j f_y} \right) \right\} \xi_r \tag{式 9.4.10}$$

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_j f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left( \frac{M_{cu}}{M_{bu} + M'_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_j f_y} \right) \right\} \xi_r \tag{式 9.4.11}$$

ここに、

$\xi$ ：柱梁接合部の有効アスペクト比（= $D_j b / D_j c$ ），

$\xi_r$  : 柱梁接合部の有効アスペクト比による接合部降伏強度の補正係数(次式より算出)

$$\xi_r = 1 - 0.5 \left\{ 1 - 2 \left( \xi + \left( 1/\xi \right)^{-1} \right) \right\},$$

$\xi_a$  : 柱の有効せい比 ( $= D_{jc}/D_c$ ) ,

$b_j$  : 柱梁接合部の有効幅 ( $= b_b + b_{a1} + b_{a2}$ ) ,

$D_{jc}$  : 柱梁接合部の有効せい(水平方向),

$D_{jb}$  : 柱梁接合部の有効せい(鉛直方向),

$D_c$  : 柱せい,

$M_{cu}, M'_{cu}$  : 上柱(下柱)の梁フェイスでの曲げ終局時の節点モーメント(軸力は長期で算出)で、柱の曲げ強度は、接合部有効幅 $b_j$ 内にある柱主筋のみを考慮して計算した値,

$M_{bu}, M'_{bu}$  : 左梁(右梁)の柱フェイスでの曲げ終局時の節点モーメントで、T型梁の場合の曲げ強度に考慮するスラブ筋は、保有水平耐力算定に梁曲げ強度に算入したものと同一とする,

$D_b$  : 梁成,

$\Sigma A_{jw}$  : 柱梁接合部内の梁の上端筋と下端筋の間に配置された横補強筋の断面積の総和,

$f_{jw}$  : 柱梁接合部の横補強筋の降伏点,

$\Sigma A_t$  : 有効な引張主筋の断面積,

$f_y$  : 有効な引張主筋の降伏点,

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度.

#### 柱梁接合部を通過する柱主筋の軸力負担率

柱梁接合部で接合部降伏が起り過大な層間変形が生じると、柱梁接合部に変形が集中する。柱主筋本数が少なく、拘束鉄筋も少ない場合、柱梁接合部のコアコンクリートにひび割れが発生し、二方向力を受けて脱落して、接合部内では柱主筋だけが軸力を負担することとなる。柱主筋のみが軸力を負担する場合の単位面積あたりの応力度が大きい場合には、主筋が座屈することになり、柱の軸力を保持できなくなり、層支持力の喪失につながりかねない。そこで、上柱の長期軸力を柱主筋の全断面積と主筋の降伏強度の積で割った値を軸力比として定義しその目安として検討する。

$$\eta = \frac{N}{A_g \cdot f_y} \quad \text{(式 9.4.12)}$$

ここに、 $\eta$  : 柱主筋の軸力負担率、 $N$  : 柱軸力、 $A_g$  : 柱梁接合部を通過する柱主筋の断面積の総和、 $f_y$  : 柱主筋の降伏点。

### 9.4.2 柱梁接合部の構造性能指標による被害要因の分析

9.4.1 節の各項目について、西側構面の柱梁接合部の各構造性能指標を検討する。

図 9.4.1 は 4 層目の局部崩壊が見られた西側構面の柱梁接合部について、a) 柱梁接合部のせん断余裕度、b) 梁主筋の定着余裕度、c) 柱通し主筋の付着余裕度、d) 柱梁強度比、e) 接合部横補強筋比の値を計算し示している。その値は、左から右の方向に加力した場合のものである。なお、接合部の入力せん断力の算定や柱梁強度比の計算にスラブの協力幅内のスラブ筋を梁上端主筋に算入している。

柱梁接合部のせん断余裕度の値は 1.35 から 6.15 であり、主筋の強度が規格降伏点より 30%高かったことを考慮してもすべて 1.0 以上で現行規定を満たすレベルにある。接合部破壊が顕著だった 4 層目中柱の柱頭柱脚にある柱梁接合部でも 2.5 であり十分な余裕がある。

折り曲げ定着に関する定着余裕度は、1.54 から 2.40 となり梁主筋の付着に関しても、すべて現行規準を満たしている。

柱梁接合部内の横補強筋量に関しては、9mm の丸鋼の帯筋が 240mm 間隔で配置され、横補強筋比では 0.07% から 0.1% の値となり、RC 規準<sup>[9.4.3]</sup>の最小規定である 0.2% を下回っている。

柱梁強度比は、十字形柱梁接合部では 2 階床から上に向かって、1.09, 0.97, 1.04, 0.84 と 1.0 に近い。ト形柱梁接合部では強度比が最小でも 1.56 で概ね 2.0 以上ある。これらのことから、十字形柱梁接合部は、接合部降伏による接合部への損傷集中が起こる条件に合致している。また、ト形柱梁接合部では柱梁接合部が顕著ではないこととも符合している。柱梁接合部で接合部降伏する骨組の地震応答に関する最近の研究<sup>[9.3-4]</sup>から、中間層の特定の層に層間変形が集中する可能性があることが示されており、その位置は地震動の種類によって異なったものとなる現象が見られている。今回の場合には、4 層目に変形が集中したと矛盾しない。変形の集中により 4 層目の上下の十字形柱梁接合部でコンクリートが脱落して、接合部にかかる鉛直荷重を主筋のみが支えることとなり、主筋が座屈に至ったものと予想される。また、直交方向の構面においても、直交梁の梁主筋の柱梁接合部への定着が失われ架構の一体性を失ったと予想される。

大破した柱梁接合部について設計図書の架構図に示された配筋の状況を図 9.4.2 に示す。建物 G では通し配筋のうち、一部が柱梁接合部内で下向きに 90 度折り曲げ定着されていることがわかる。また、梁の下端主筋は上端筋よりも断面積が少ない。柱梁接合部が大破して梁から柱への鉛直力伝達機構が失われると、鉛直力の再分配により、梁が正曲げの状態に転じて下端筋に引張力が加わり、梁下端の折り曲げ定着筋が抜け出して、大きな曲げ回転が起こる要因になったと考えられる。

次にこれらの柱梁接合部で、コアコンクリートが脱落し、接合部内では柱主筋だけが軸力を負担することになる場合の座屈の可能性を検討する。各接合部に関して軸力比を、(1) 上柱の長期軸力を柱断面とコンクリート強度の積で割った値、(2) 同じ長期軸力を柱主筋の全断面積と主筋の降伏強度の積で割った値で算出した(表 9.4.1)。コンクリートの剥落が起きない場合の軸力比は 0.05 程度だが、柱主筋のみで軸力を負担するとした場合、建築物 G の B1 フレームの 4 階と 5 階の十字形接合部ではそれぞれ 0.68, 0.41 であった。なお、表の値は各接合部の下柱の主筋量で計算した値であり、接合部内で直線定着されている柱主筋を除くと軸力比はさらに大きくなると考えられる。

このレベルの軸力は、直ちに鉄筋の圧縮降伏させるものではないが、座屈による強度低下が考えられる。そこで、次の弾性座屈理論式により座屈強度を検討する。

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E_s}{(k \cdot s / (d_b / 4))^2} \quad (\text{単位 : N/mm}^2) \quad (\text{式 9.4.13})$$

ここに、 $f_{cr}$ : 座屈強度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $E_s$ : 鉄筋のヤング率 (=205,000N/mm<sup>2</sup>)、 $k \cdot s$ : 有効座屈長さ (=0.7 ×  $s$  とする)、 $s$ : 座屈長さ、 $d_b$ : 主筋径。

図 9.4.3 に D19 および D22 の座屈長さ と座屈強度の関係の計算値を示す。座屈強度は、式 9.4.13 を用いて算出する。柱主筋に D22 が用いられている建築物 G では、座屈長さが接合部横補強筋間隔 240mm からその 3 倍程度となると、座屈強度が降伏強度の 0.7 倍を下回っている。つまり、コアコンクリートの脱落が進み、横補強筋 2 段の拘束がなくなると、主筋の座屈長さが大きくなり自重だけで座屈する可能性がある。ただし、これは柱梁接合部が破壊した後も継続して柱の軸力が生じるとした

場合である。実際には柱梁接合部が軸力保持能力を失うと、接続する梁やスラブが代わりに当該部分の支えていた軸力を代替して支持するのであり、直ちに部分倒壊の原因となるわけではない。

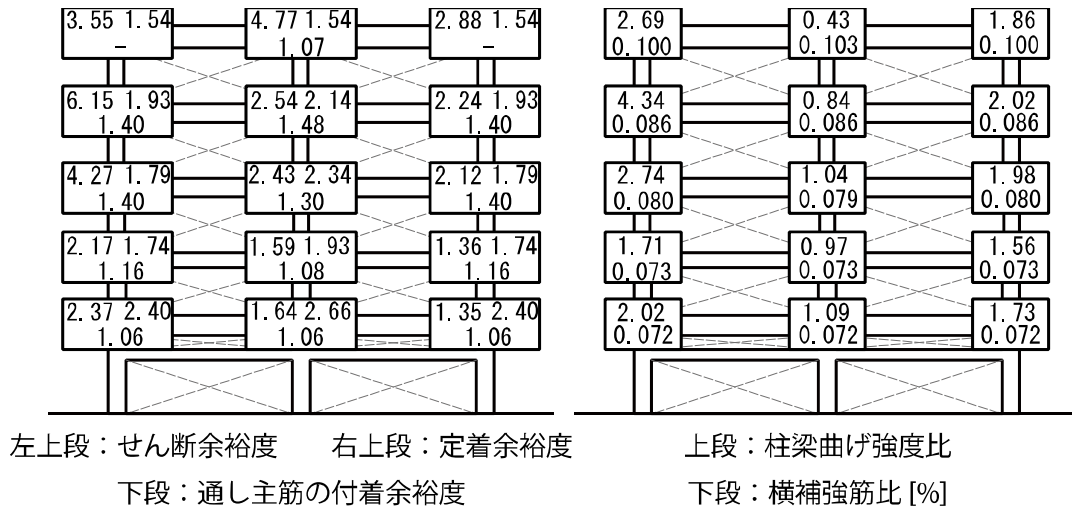


図 9.4.1 建物 G の柱梁接合部の耐震性能

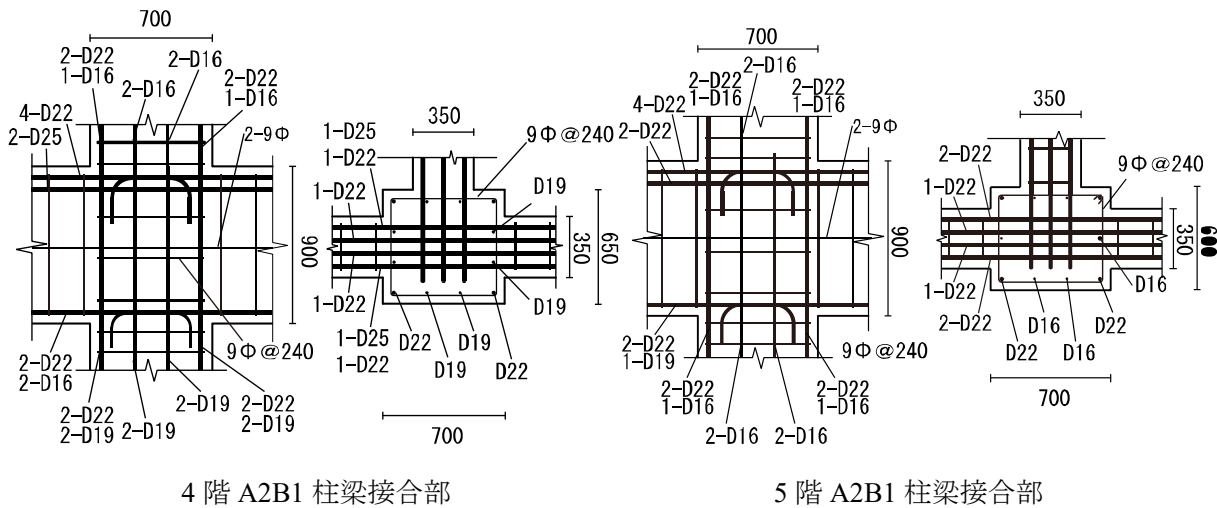


図 9.4.2 建物 G の柱梁接合部の配筋

表 9.4.1 建築物 G の柱梁接合部における軸力

	4階 (A2B1)	5階 (A2B1)
柱幅 $b$ mm	650	600
柱せい $D$ mm	700	700
柱主筋の断面積の総和 $A_g$ mm <sup>2</sup>	3884	3140
主筋比 ( $=A_g/bD$ )	0.0084	0.0075
コンクリート圧縮強度 $F_c$ N/mm <sup>2</sup> *1	36.8	36.8
柱主筋の降伏点 $f_y$ N/mm <sup>2</sup> *2	399	399
長期軸力 $N$ kN	1045	515
軸力比 ( $=N/(bDF_c)$ )	0.06	0.03

柱主筋の軸力負担率 ( $=N/(A_g/f_y)$ )	0.68	0.41
------------------------------	------	------

\*1 被害調査によるコア抜き強度 (柱) の平均値 表 9.2.2 参照

\*2 被害調査による主筋の降伏点 (上降伏点) の平均値 表 9.9.12 参照

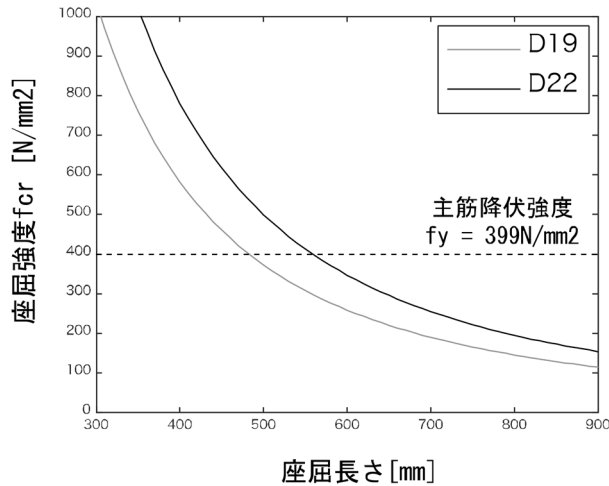


図 9.4.3 座屈長さ と 座屈強度 の 関係

### 9.4.3 柱梁接合部破壊後の鉛直力の代替支持機構の検討

建築物 G が 4 層で部分倒壊した直接的な原因は、接合部降伏による 4 層の柱の上下の柱梁接合部への損傷集中で 4 階外側フレームの内柱が鉛直支持力を失ったことにある可能性が高いが、その後さらに落階の段階に進行するには、周囲の部材による鉛直力の代替支持機構がなく、周囲の部材にも破壊が引き起こされる段階に至ることが必要となる。この破壊によりさらに他の部材の破壊が引き起こされる場合には進行性の倒壊現象が起こる。建築物 G では、部分倒壊が 4 層だけにとどまっておらず、進行性の倒壊現象とはなっていない。これは、4 層が部分崩壊して 4 層床と 5 層床が接することにより直接軸力が伝えられ、3 層の上下の柱では柱梁接合部の破壊の進行が進んでおらず、ここでは柱の軸力が伝達されたためであろう。そこで、建築物 G において 4 層目の柱が 1 本失われた後の梁、スラブだけで上階の柱の鉛直力を支持する能力があるかを検討する。

上界定理に基づいた降伏線理論により、周囲の梁スラブの鉛直支持力を算定しその有効性を検討する。図 9.4.4(a) のように 4 階内柱の鉛直支持力が 0 であるとした崩壊機構を想定し、仮想変位としてこの点に  $\delta = 1\text{m}$  の鉛直下向きの変位を仮定する。このときの床の降伏線を図 9.4.4(b) のように仮定する。重力が構造物になす外部仕事  $W_e$  は、床荷重  $w_f$  (積載荷重を含む)、小梁荷重  $w_b$ 、大梁荷重  $w_g$  (意匠梁、底の荷重含む)、柱荷重  $P_c$  による仕事を考慮し、式 9.4.14 により求める。部材が塑性変形して消費する内部仕事  $W_i$  には、床の降伏モーメント  $M_f$ 、小梁の降伏モーメント  $M_b$ 、大梁の降伏モーメント  $M_g$  を考え、式 9.4.15 により求められる。

$$W_e = w_{f_4} \int_0^l \left\{ \frac{x^2 + 2(l-x)x}{l} \right\} dx + w_{f_5} \int_0^l \left\{ \frac{x^2 + 2(l-x)x}{l} \right\} dx + 2w_b \left( \frac{l_1^2 + 2(l-l_1)l_1}{l} + \frac{l_2^2 + 2(l-l_2)l_2}{l} \right) + w_{g_{ex5}} l + w_{g_{in4}} l + w_{g_{in5}} l + w_{g_{in4}} l + P_c \quad (\text{式 9.4.14})$$



$$\begin{aligned}
 W_i = & 2(M_{f_{4x}}^+ \theta + M_{f_{4x}}^- \theta)l + 2(M_{f_{4y}}^+ \theta + M_{f_{4y}}^- \theta)l + 2(M_{f_{5x}}^+ \theta + M_{f_{5x}}^- \theta)l + 2(M_{f_{5y}}^+ \theta + M_{f_{5y}}^- \theta)l + \\
 & 2(M_{b_4}^+ \theta + M_{b_4}^- \theta)l + 2(M_{b_5}^+ \theta + M_{b_5}^- \theta)l + 2(M_{g_{4x}}^- \theta + M_{b_{4y}}^- \theta)l + \\
 & 2(M_{b_{5x}}^- \theta + M_{b_{5y}}^- \theta)l + 2(M_{b_{5x}}^+ \theta + M_{b_{5y}}^+ \theta)l
 \end{aligned}
 \tag{式 9.4.15}$$

ここに、 $l$ : 床内法長さ(=8.915 m),  $w_{fi}$ :  $i+1$ 階の床荷重(=2.99 kN/m<sup>2</sup>( $i=4$ ), 4.12 kN/m<sup>2</sup>( $i=5$ )),  $w_b$ : 小梁荷重(=2.40 kN/m),  $w_g$ : 大梁荷重(=6.72 kN/m),  $P_c$ : 柱荷重(=22.68 kN),  $M_{f_{ij}}$ : ( $i+1$ )階  $j$  方向の床の降伏モーメント(X 方向正・負, Y 方向正・負の順に 2.5, 0.7, 3.1, 0.8 kNm),  $M_{b_i}$ : ( $i+1$ )階の小梁の降伏モーメント(=99.0(負), 142.1(正) kNm),  $M_{b_{ij}}$ : ( $i+1$ )階  $j$  方向の大梁の降伏モーメント(X 方向正・負, Y 方向正・負の順に  $i=4$  では 309.3, 546.5, 225.6, 659.3,  $i=5$  では 393.0, 421.1, 225.6, 723.9 kNm),  $\theta$ : 単位回転角 (rad.) (=  $1/l$ )。

表 9.4.2 に各部材による外部仕事・内部仕事を示す。外部仕事  $W_e$  の総和は 948.2kNm, 内部仕事の総和  $W_i$  は 826.6kNm となり, 外部仕事は内部仕事を上回るため, 建築物 G は 4 階中柱の鉛直支持力がゼロの場合梁スラブは自重を支えることができず局部崩壊を起こす。これは, 梁が曲げ降伏するまで抵抗すると仮定したものであるが, 実際には, 大破した柱梁接合部での梁の下端定着筋の抜け出しにより, 5 階梁の下端引張による内部仕事 96.2kN (表 2 の網掛け部)は仕事をしなかったと予想されさらに内部仕事は小さい。

実被害では 5 階のト型柱梁接合部で梁主筋の抜け出しによるひび割れが確認されている。前節で接合部の定着余裕度は 1 以上であったが, 靱性指針の式を用いて定着鉄筋群としての強度を検討したところ, 定着長さを柱せいとの 2/3 と仮定すると, 横補強筋比が小さいため寄与分が小さく, 掻き出し破壊に対する十分な強度を有していなかったことがわかる。表 9.4.3 に計算結果を示す。なお, 材料強度は, 地震被害調査の材料実験の強度による。

また, 最上階の L 字接合部では梁端に塑性ヒンジが生じると考えているが, 実際にはスラブや小梁による梁強度の上昇で, 実被害のように柱降伏が先行すると考えられる。スラブ有効幅を 1m として考えた場合の梁の終局モーメントは 560.2kNm だが, 大梁間隔の半分が寄与すると仮定し, 終局モーメントを求めたところ, 梁の終局モーメントは 969.6kNm となり, 柱の長期軸力時終局モーメント 956.8kNm をわずかに上回る結果となる。すなわち, 5 階外柱への梁の定着筋の抜け出し, 5 階外柱柱頭での曲げ破壊などが, さらに抵抗機構の低下につながったと考えられる。

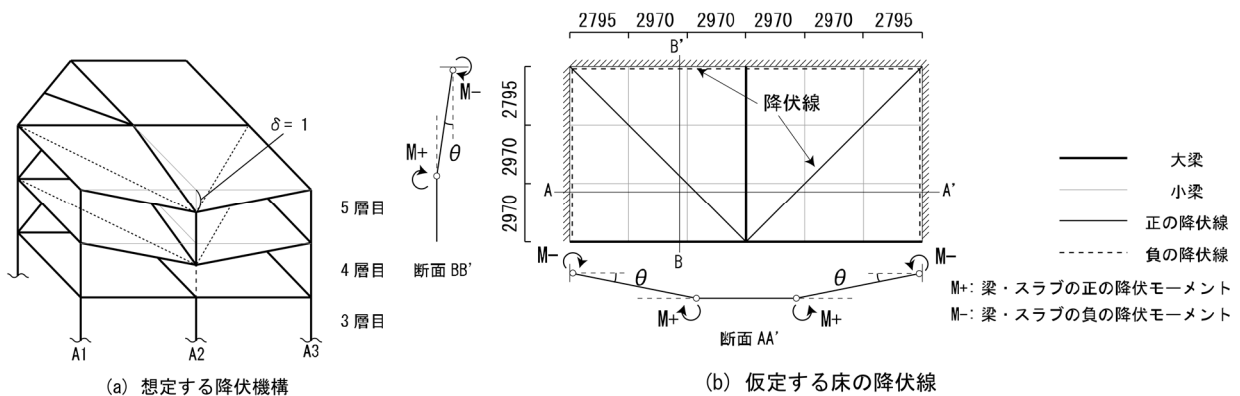


図 9.4.4 座屈長さと座屈強度の関係

表 9.4.2 各部材の内部仕事量

外部仕事				内部仕事									
		単位荷重	仕事			モーメント	仕事			モーメント	仕事		
床	5階	2.99 kN/m <sup>2</sup>	152.0 kN	大梁	5階X方向	上端	546.5 kNm	125.1 kN	小梁	上端	142.1 kNm	130.1 kN	
	R階	4.12 kN/m <sup>2</sup>	209.4 kN			下端	309.3 kNm	70.8 kN		下端	99.0 kNm	90.7 kN	
大梁		6.72 kN/m	176.1 kN		5階Y方向	上端	659.3 kNm	75.5 kN		スラブX方向	上端	0.7 kNm/m	1.2 kN
小梁		2.40 kN/m	272.8 kN			下端	225.6 kNm	25.8 kN			下端	2.5 kNm/m	4.7 kN
その他	5階意匠梁	3.60 kN/m	31.4 kN		R階X方向	上端	421.1 kNm	96.4 kN	スラブY方向	上端	0.8 kNm/m	1.6 kN	
	R階庇・パラペット	9.58 kN/m	83.7 kN			下端	393.0 kNm	90.0 kN		下端	3.1 kNm/m	5.9 kN	
柱	5階中柱	22.68 kN	22.7 kN		R階Y方向	上端	723.9 kNm	82.9 kN	計		826.6 kN		
	計		948.2 kN			下端	225.6 kNm	25.8 kN					

\*網掛け部の仕事は、大破した接合部への定着筋が抜け出した場合、仕事をしない

表 9.4.3 4階外柱梁接合部の掻き出し破壊に関する検討

梁幅	梁せい	柱幅	柱せい	梁引張主筋断面積	主筋降伏点	降伏時引張力	梁最外縁主筋間距離	柱側面被り厚さ1	柱側面被り厚さ2	柱有効幅	梁応力中心間距離
mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN	mm	mm	mm	mm	mm
350	900	500	700	1935	399	772.1	220	140	140	500	730.6
コンクリート強度	補強筋降伏点	軸力	柱断面積	柱圧縮応力度	係数	定着長さ	コンクリート 寄与分	補強筋断面積	補強筋 寄与分	定着耐力	
kgf/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kgf	cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	-	mm	kN	mm <sup>2</sup>	kNmm	kNmm	
36.76	235	39500	4500	8.78	1.06	466.7	329.0	1152	189.5	549.0	

建築物Gは、現行の接合部せん断力の制限をほぼ満足しており、外柱梁接合部は梁降伏型の設計となっていたが、内柱梁接合部は柱梁接合部の破壊と特定層への変形の集中が起こり、接合部のコアコンクリートの脱落による局部崩壊に至った。

接合部破壊した接合部の柱梁強度比は1.0に近く、接合部横補強筋比は0.2%未満で、接合部降伏破壊は考慮されていない設計であった。RCラーメンにおいては靱性架構として柱や梁の脆性的な破壊を防止するのみならず、柱梁接合部が接合部降伏による接合部の破壊を防止し、軸力が高い場合には、柱梁接合部の横補強筋を増やし、特定層への変形集中を抑制し、確実にコアコンクリートの脱落を防ぐ必要がある。

#### 9.4.4 骨組解析モデル

非線形骨組解析プログラム SNAP ver.7 を用い、X 方向と Y 方向について骨組の弾塑性増分解析を行い対象建物強度と崩壊機構を確認する。また、同じモデルと履歴復元力モデルを用いて、建物 G 近傍の強振観測記録を用いた非線形時刻歴地震応答解析を行い崩壊機構や応答変形を被害と比較する。

解析は、事務所棟のみを考えた、**図 9.4.5** の三次元骨組モデルによる。柱と梁は材端弾塑性ばねモデルによる。耐震壁は 3 本柱置換モデルとする。なお、部材のコンクリート強度は**表 9.2.2**における設計基準強度  $180(\text{kg}/\text{mm}^2)$ 、鉄筋強度は規格の降伏強度を採用する。柱梁接合部は剛としたモデルを用いる。部材の危険断面位置は柱梁フェイス位置とする。床は剛床を仮定し、基礎固定とする。節点は、柱の中心軸と梁の中心軸の交点に設ける。尚、本建物は中空スラブを用いた建物であり、鉄筋を有する有効なスラブ厚として  $55\text{mm}$  が妥当であると判断し、本検討では  $55\text{mm}$  のスラブが付帯するとして解析を行う。ただし、スラブ有効幅は曲げ終局強度で  $1\text{m}$  を見込み、その他の耐力・剛性は RC 規**準<sup>1)</sup>**による式から有効幅を見込むとする。本建物の柱梁接合部は柱梁強度比が  $1.0$  に近く接合部横補強

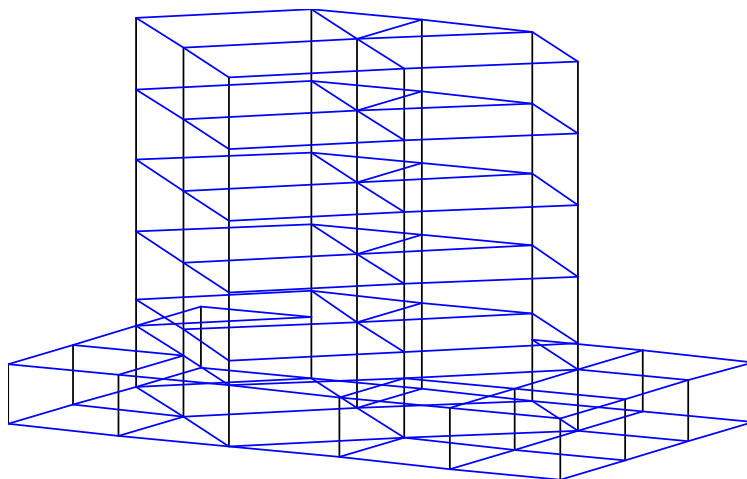


図 9.4.5 建物 G のモデル化

筋量が少ないため、接合部降伏により梁端部のモーメントが梁の曲げ強度に達していない可能性があるため、接合部降伏に対応した強度を採用したモデルでの検討も行う。

この方針に基づいて、以下の 4 種類の構造骨組を設定する。構面の節点位置と剛域を線材で表した図を**図 9.4.6**に示す。

**基本モデル 01**：各部材を線材で置換し、材端弾塑性ばねモデルで表す。接合部耐力や変動軸力、部材の破壊後の耐力低下は考慮しない。

**基本モデル 02**：基本モデル 01 を基準に、基本モデル 01 の静的解析時に算出される変動軸力を考慮し部材の強度を再設定したモデル。変動軸力を考慮した柱は、X1 構面の中央柱と Y1 構面の中央柱。

**接合部耐力考慮モデル 01**：基本モデル 01 を基準とし、**図 9.4.7**に示す一部の柱梁接合部周りの部材の曲げばねに柱梁接合部耐力を考慮したうえで、部材の曲げばねを「Degrading Trilinear 型」から「Slip 型」に変更したモデル。接合部耐力を考慮する箇所は、Degrading Trilinear 型モデルから Slip 型に変更した箇所と同様とする。また、柱梁接合部における接合部耐力の考慮の方法については**9.4.1 節**に記載している。具体的には、**図 9.4.8**に示すように静的増分解析において最大変形時点での節点モーメントと危険断面位置モーメントの比率を用いて、接合部耐力  $M_j$  から危険断面位置での値 ( $M_j'$ ) を求める。

接合部耐力考慮モデル02：基本モデル02を基準とし、**図9.4.7**に示す一部の柱梁接合部周りの部材の曲げばねに柱梁接合部耐力を考慮し、部材の曲げばねを「Degrading Trilinear型」から「Slip型」に変更したモデル。詳細は、接合部耐力考慮モデル01と同様である。

**図9.4.9**に「Degrading Trilinear型」と「Slip型」の履歴曲線を示す。

ここで、接合部耐力考慮モデルについての詳細について述べておく。本建物は実被害から確認できるように、4, 5層における柱梁接合部破壊が顕著で、局部崩壊に至った建物である。実際に柱梁強度比を算出すると**図9.4.10**のように中央柱の柱梁強度比は柱梁接合部破壊が見られやすいと言われる1.0付近の値が多く見られる。特に、4, 5層では1.0にかなり近い値となっており、柱梁接合部破壊が生じたことと整合性が確認できる。本報告では、接合部破壊を考慮した耐力を接合部周りの部材の端部にて考慮することで、より詳細なモデル化を試みる。本検討にて接合部耐力を考慮した接合部は3階以上の接合部である。なお、2階以下は十分な柱梁強度比を確保していると判断したため考慮しない。

各階柱の骨格曲線を曲げ、せん断共に**図9.4.11**に示す。梁の骨格曲線作成については柱のフェイスまでとする(**図9.4.12**)が、**図9.4.13**のように柱が斜めに接続されている場合は、柱が45°傾いていると仮定し、柱の一辺の長さを $\sqrt{2}$ で割って剛域とする。なお、スラブが三角形の形で付帯しているので、梁部材の耐力算定の際に、**図9.4.13**の①から⑩までのうち、②, ③, ⑥, ⑦, ⑩(赤文字)のばねについてのみスラブを考慮する。なお、スラブは曲げ終局強度については両側1mを見込み、その他剛性・耐力についてはRC規準<sup>[9.4-3]</sup>により求める。**図9.4.14**に各梁の骨格曲線を示す。

#### (1) 固有値解析

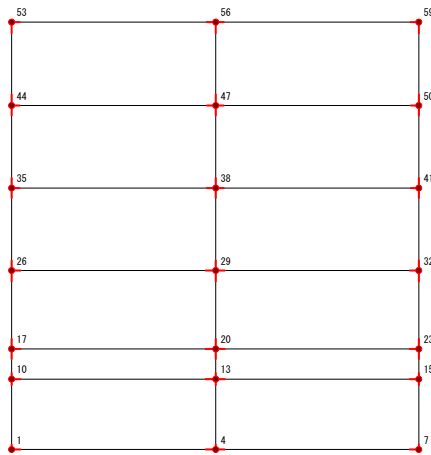
固有値解析では、X方向及びY方向を解析対象とする。X方向及びY方向については、以下の**図9.4.15**で定義する。

#### (2) 静的解析

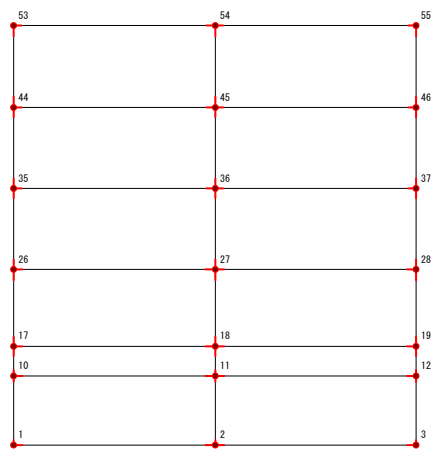
静的解析では、荷重増分による非線形静的解析を行う。荷重分布はAi分布に基づく外力分布を使用し、ある層の最大層間変形角が4%に到達した時点で解析を終了する。載荷方向は、X方向及びY方向の2方向の載荷について検討を行う。

#### (3) 動的解析

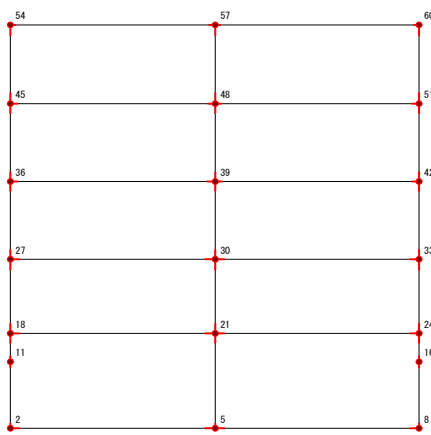
動的解析では、基礎固定とした非線形時刻歴応答解析を行う。入力地震波は、2016年4月14日21時26分発生の熊本地震の地震波(以後、前震)および、4月16日1時25分発生の熊本地震の地震波(以後、本震)の2つの地震波である。地震波は、K-NET宇土<sup>[9.4-5]</sup>およびJMA宇土<sup>[9.4-6]</sup>のデータを使用し、3方向(NS成分, EW成分, UD成分)から地震波を同時に入力した場合の検討を行う。さらに、2つの連続した地震による被害を再現するため、揺れが完全に収まるように前震の後に60秒のインターバルを設けて続けて本震を入力した場合の地震波(以後、2波連続)についても検討を行う。減衰は、瞬間剛性比例型を使用し、減衰定数は5%を使用する。以下、**図9.4.16**から**図9.4.23**までにK-NET宇土およびJMA宇土の前震・本震の時刻歴加速度データと応答スペクトルを示す。



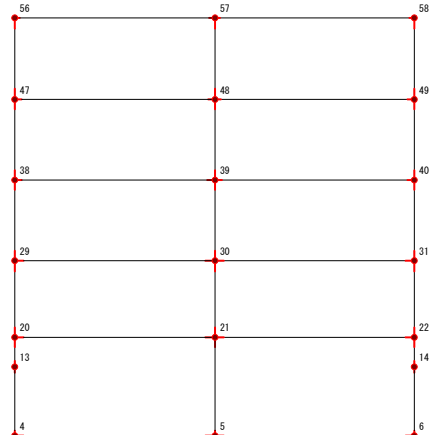
(a) X1 構面



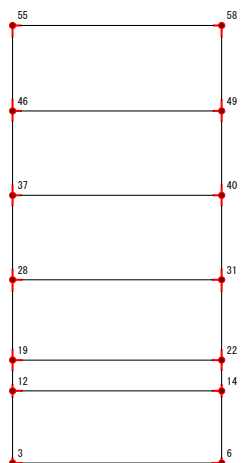
(b) Y1 構面



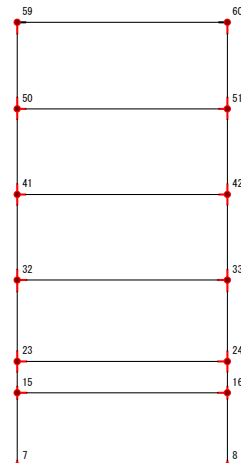
(c) X2 構面



(d) Y2 構面



(e) X3 構面



(f) Y3 構面

図 9.4.6 各構面の節点位置と剛域

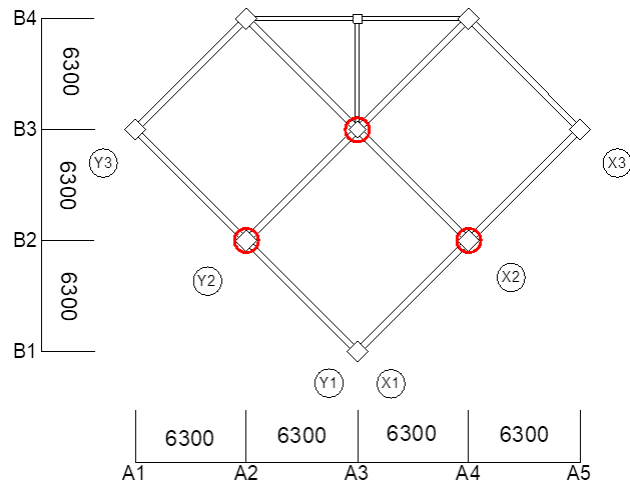


図 9.4.7 Slip型に変更した箇所 (3階以上)

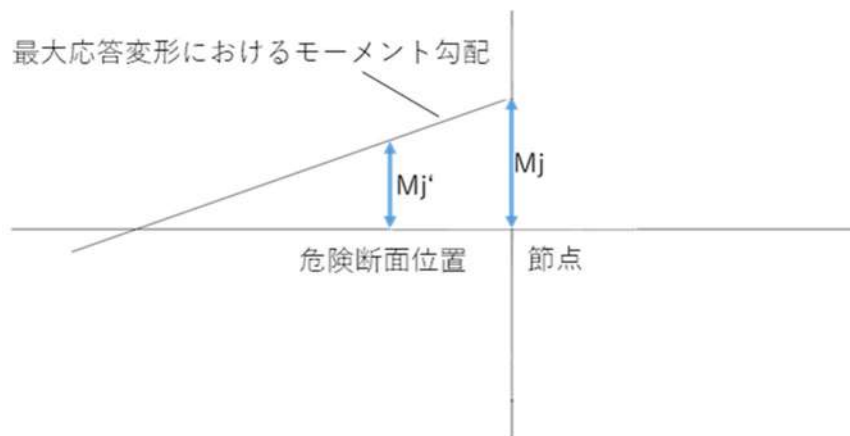


図 9.4.8  $M_j$  と  $M_j'$  の関係 (イメージ)

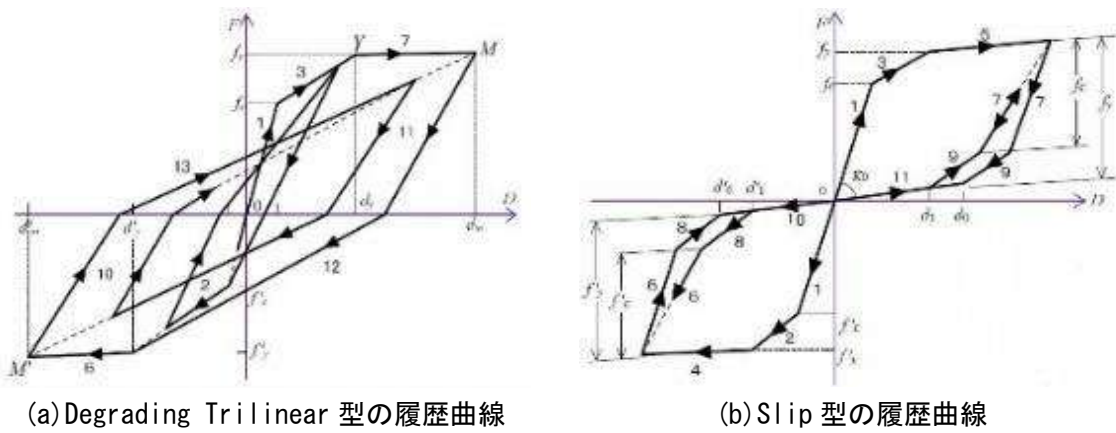


図 9.4.9 柱梁接合部が接合部破壊する部分の履歴復元力モデル

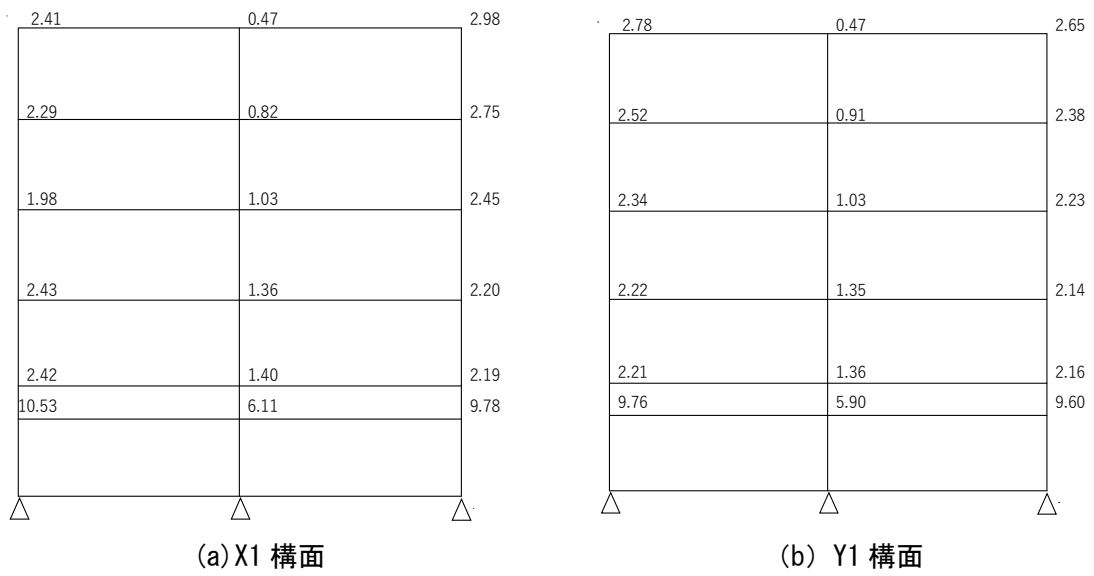
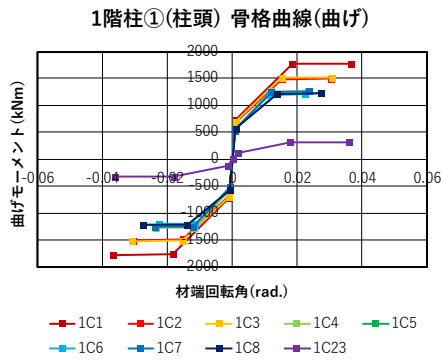
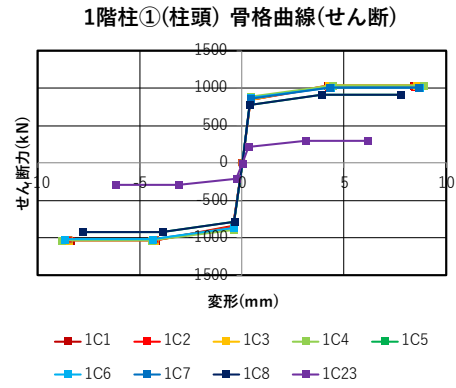


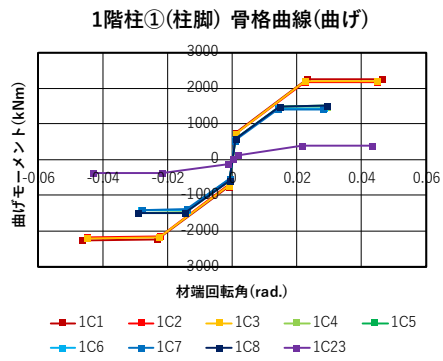
図 9. 4. 10 柱梁接合部の柱梁強度比



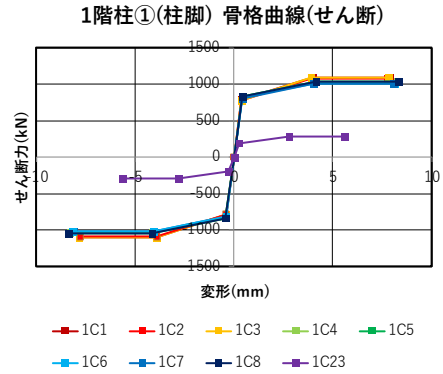
(a) 1階柱柱頭曲げ骨格曲線①



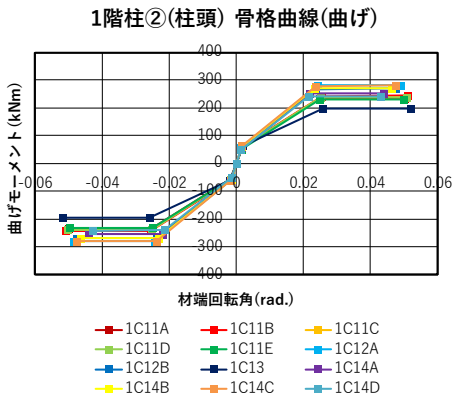
(b) 1階柱柱頭せん断骨格曲線①



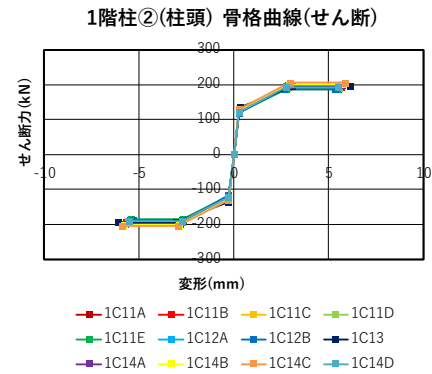
(c) 1階柱柱脚曲げ骨格曲線①



(d) 1階柱柱脚せん断骨格曲線①



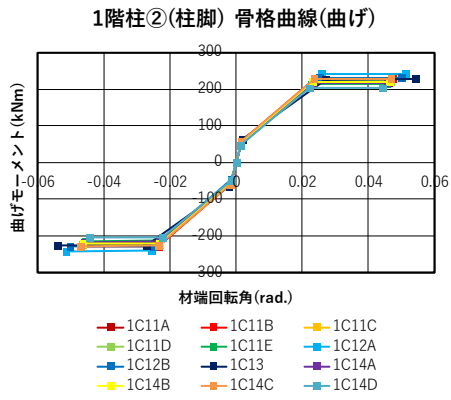
(e) 1階柱柱頭曲げ骨格曲線②



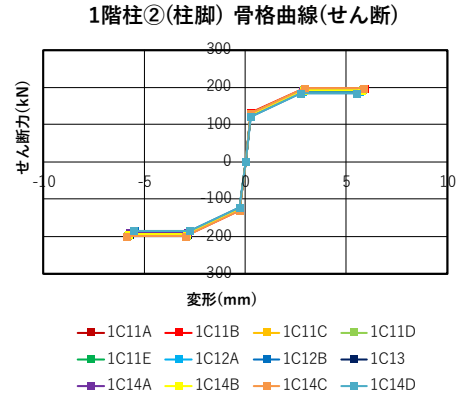
(f) 1階柱柱頭せん断骨格曲線②

図 9.4.11 各階柱の骨格曲線 (続く)

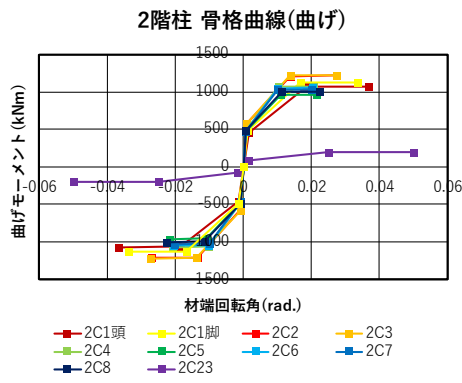




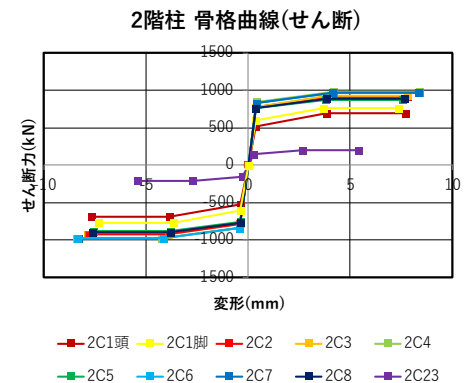
(g) 1階柱柱脚曲げ骨格曲線②



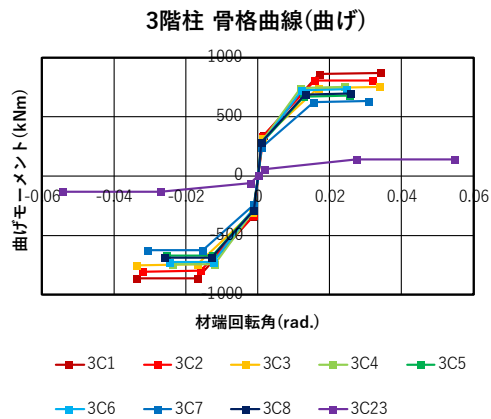
(h) 1階柱柱脚せん断骨格曲線②



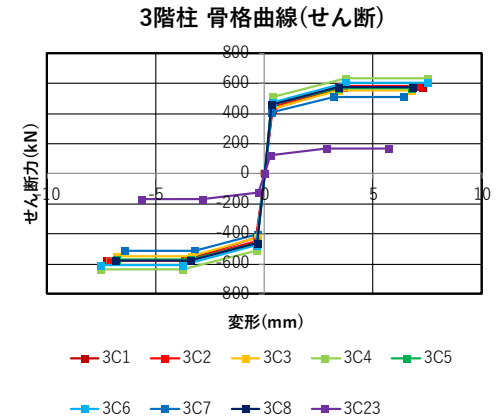
(j) 2階柱曲げ骨格曲線



(k) 2階柱せん断骨格曲線

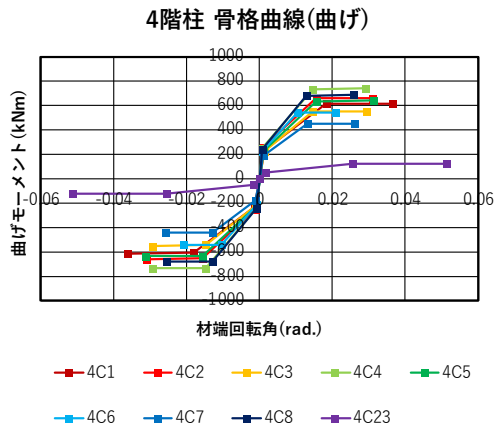


(l) 3階柱曲げ骨格曲線

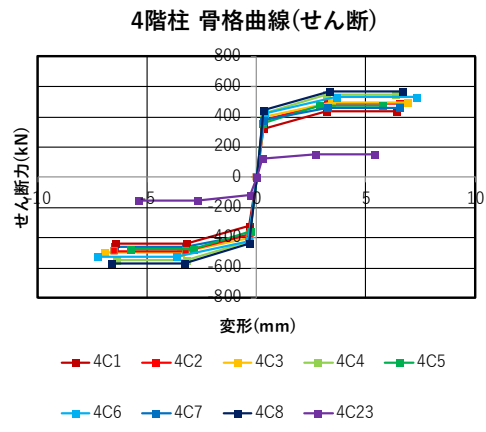


(m) 3階柱せん断骨格曲線

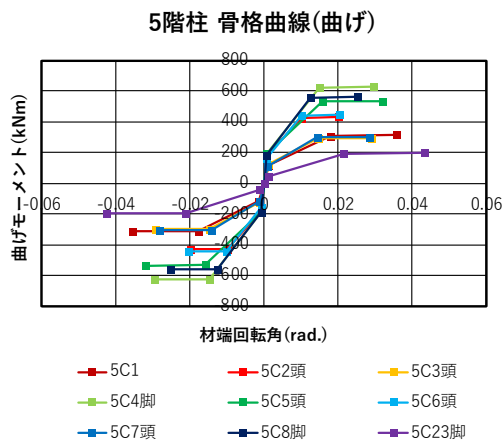
図 9.4.11 各階柱の骨格曲線 (続く)



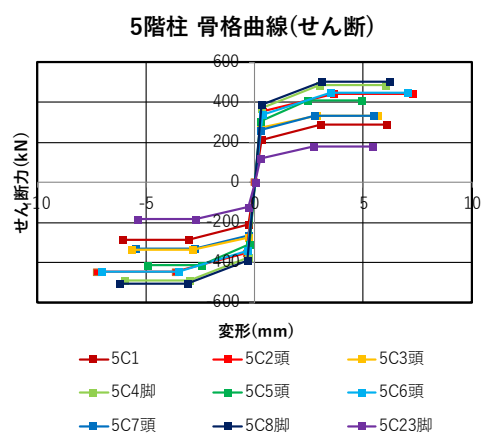
(n) 4階柱曲げ骨格曲線



(o) 4階柱せん断骨格曲線



(p) 5階柱曲げ骨格曲線



(q) 5階柱せん断骨格曲線

図 9.4.11 各階柱の骨格曲線



図 9.4.12 梁の剛域について

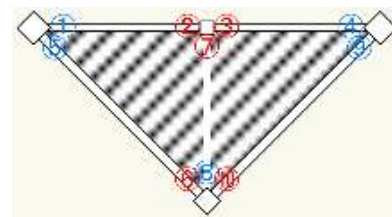
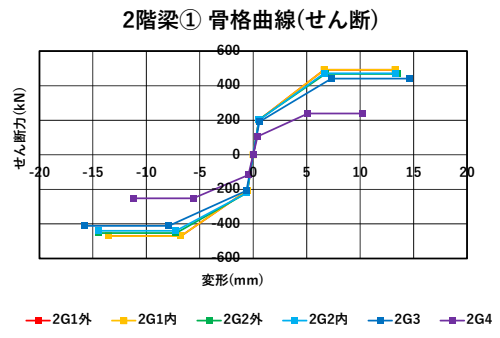
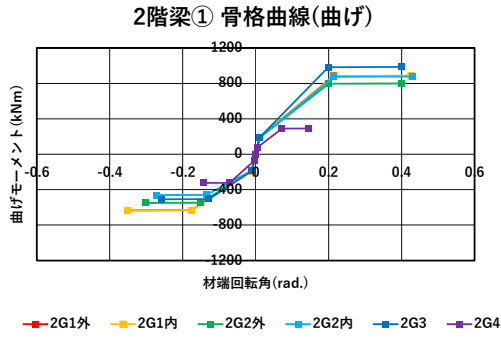
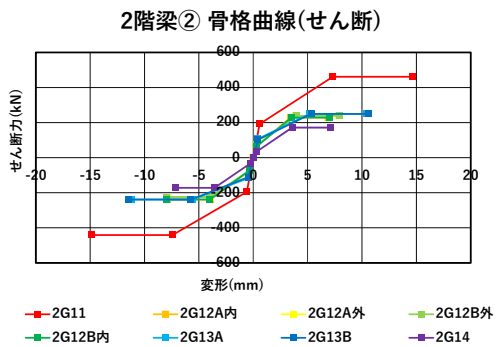
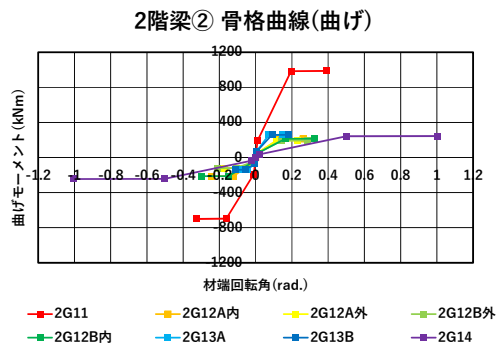


図 9.4.13 スラブを考慮する梁部材



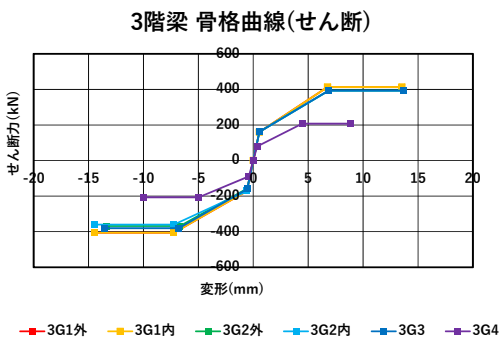
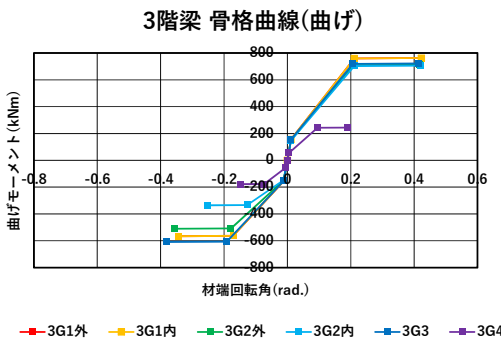
(a) 2階梁①曲げ骨格曲線

(b) 2階梁①せん断骨格曲線



(c) 2階梁②曲げ骨格曲線

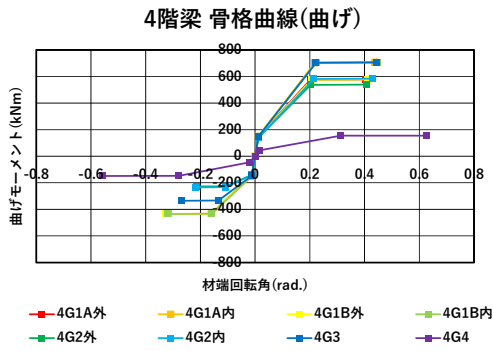
(d) 2階梁②せん断骨格曲線



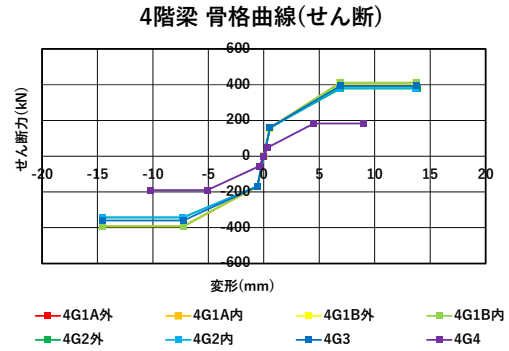
(e) 3階梁曲げ骨格曲線

(f) 3階梁せん断骨格曲線

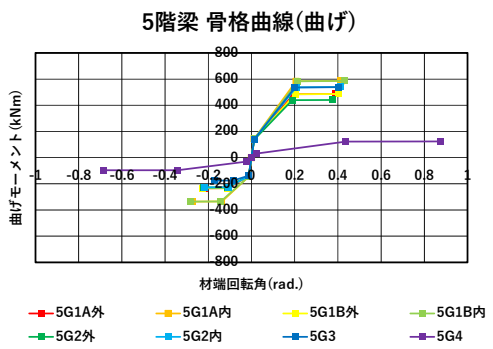
図 9.4.14 各階梁の骨格曲線 (続く)



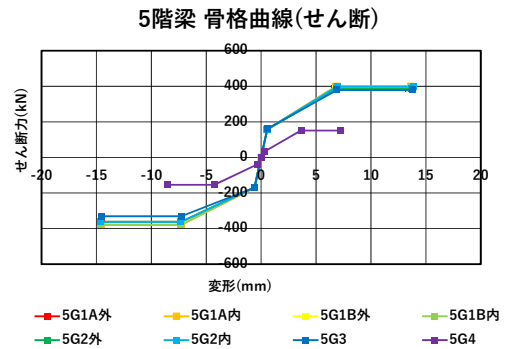
(g) 4階梁曲げ骨格曲線



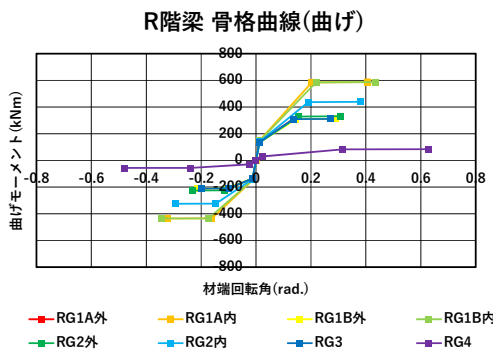
(h) 4階梁せん断骨格曲線



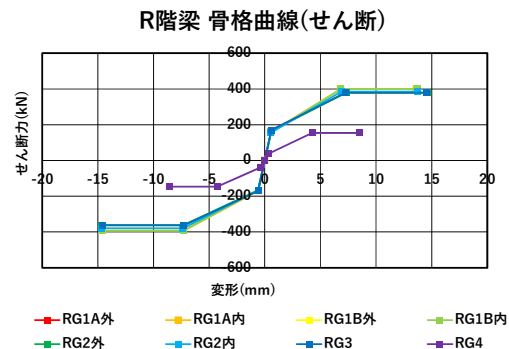
(i) 5階梁曲げ骨格曲線



(j) 5階梁せん断骨格曲線



(k) R階梁曲げ骨格曲線



(l) R階梁せん断骨格曲線

図 9.4.14 各階梁の骨格曲線 (続く)

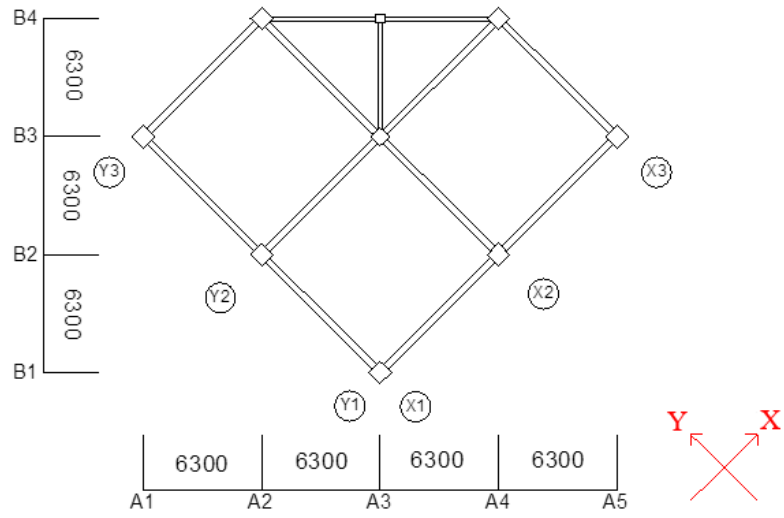
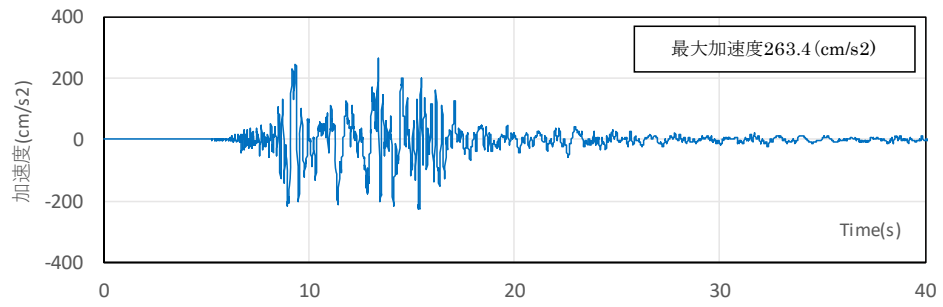
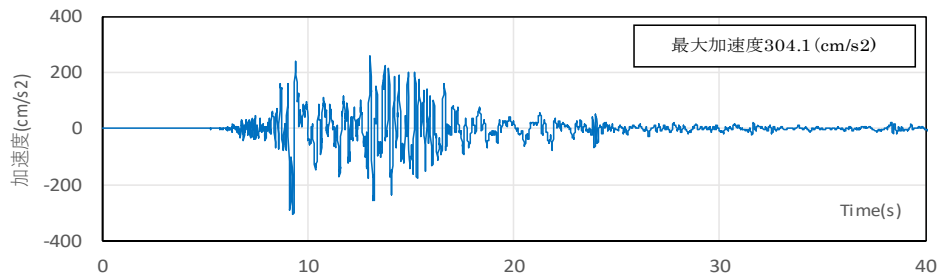


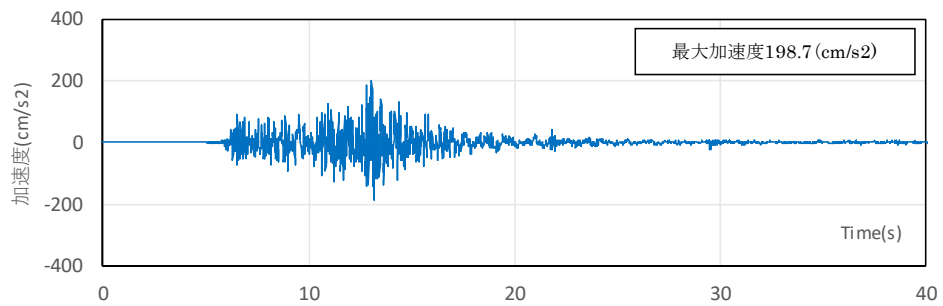
図 9.4.15 載荷方向



(a) 前震・NS方向

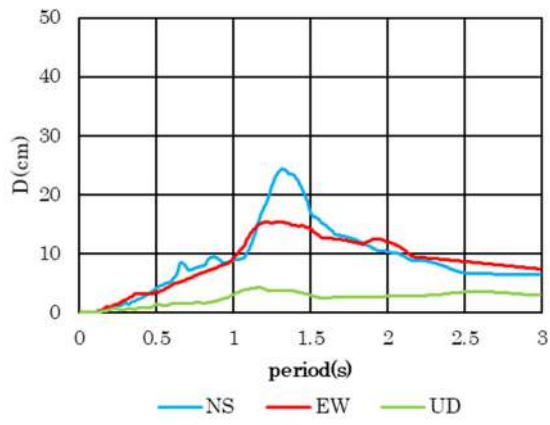


(b) 前震・EW方向

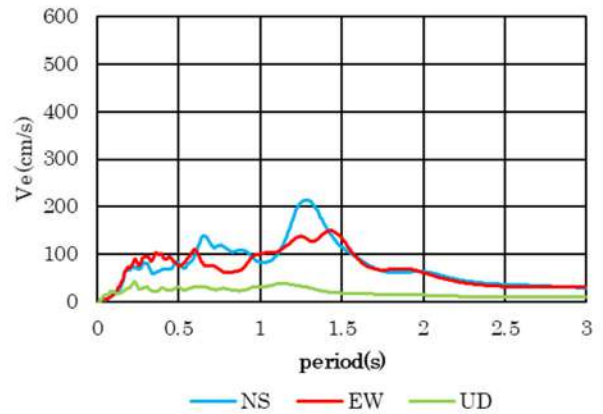


(c) 前震・UD方向

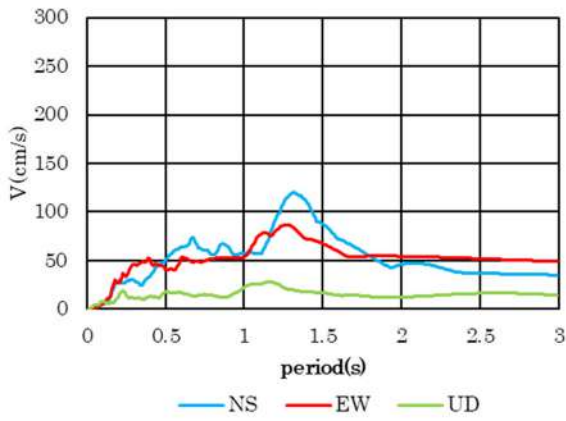
図 9.4.16 K-NET 宇土の地動加速度記録（前震）



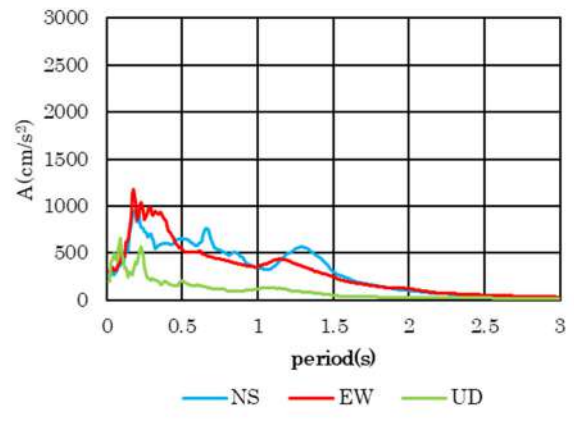
(a) 変位応答スペクトル



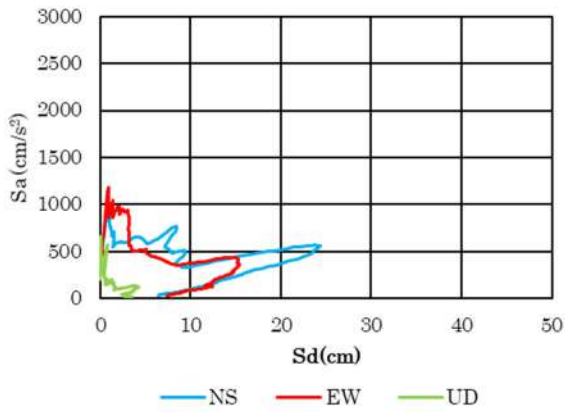
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル

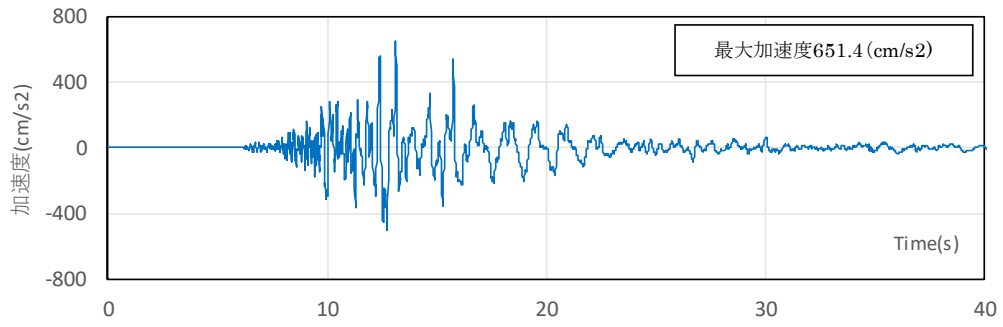


(d) 加速度応答スペクトル

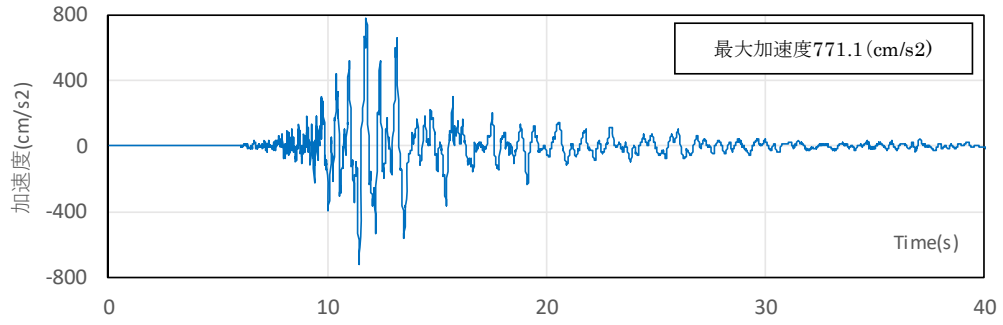


(e) Sa-Sd 曲線

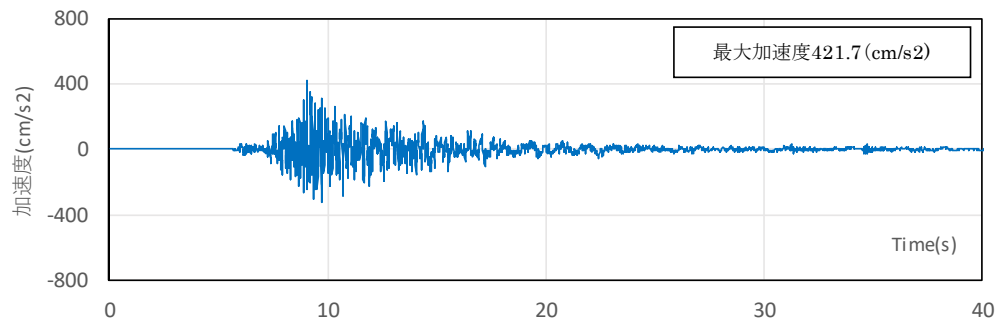
図 9.4.17 K-NET 宇土の地動加速度記録（前震）の応答スペクトル



(a) 本震・NS方向



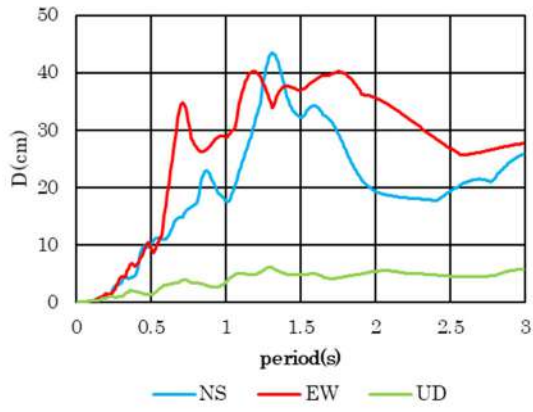
(b) 本震・EW方向



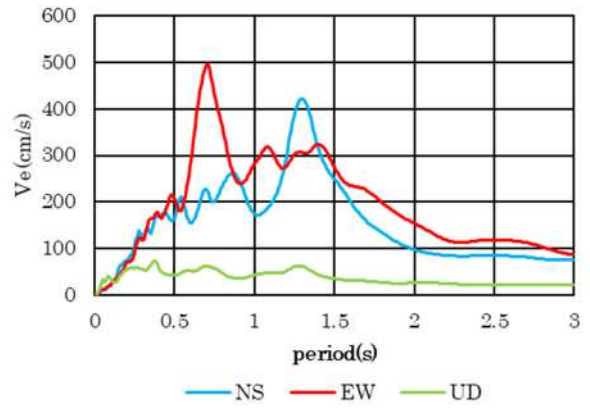
(c) 本震・UD方向

図 9.4.18 K-NET 宇土の地動加速度記録（本震）

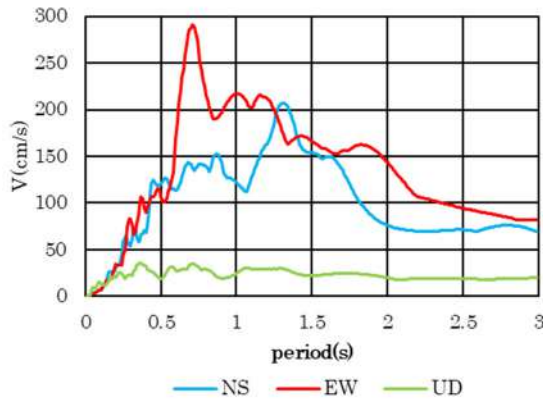




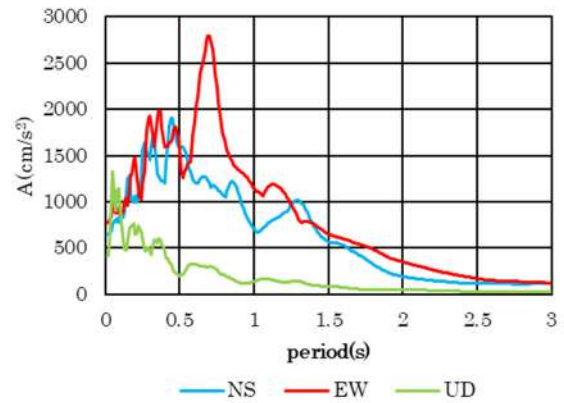
(a) 変位応答スペクトル



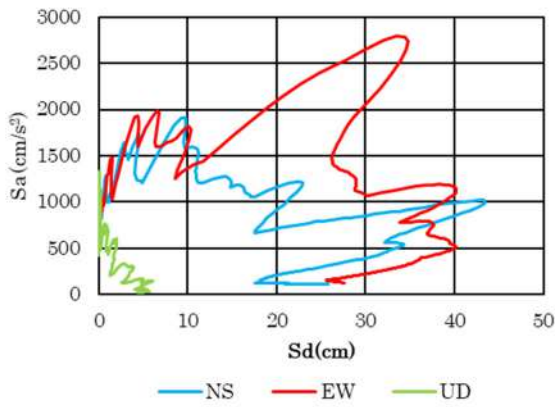
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル

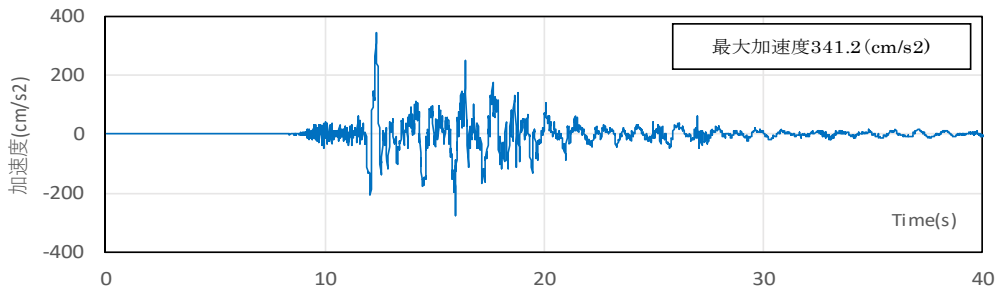


(e) 加速度応答スペクトル

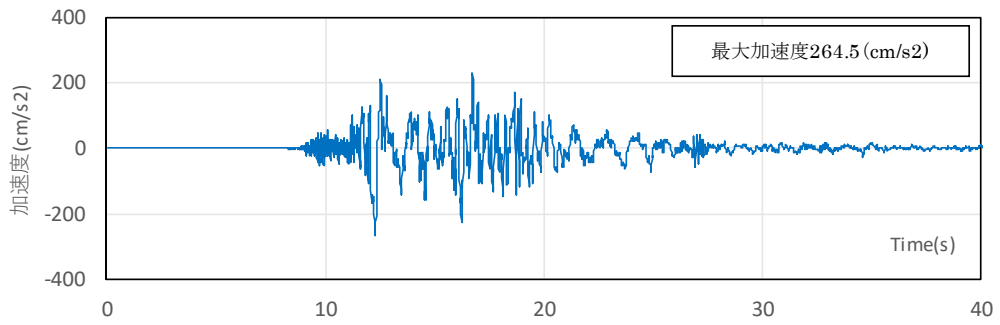


(f) Sa-Sd 曲線

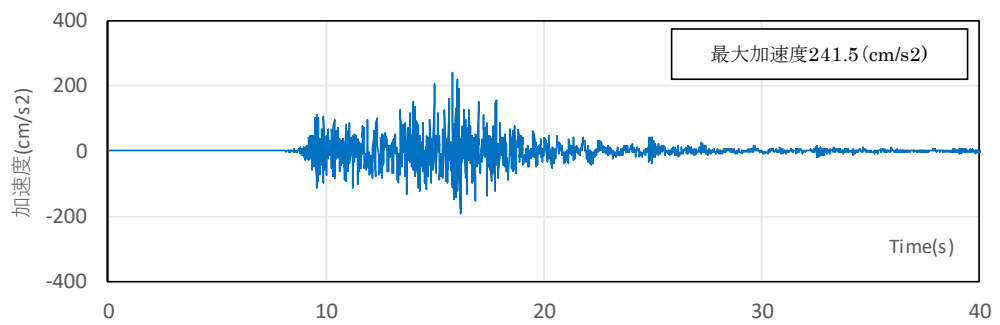
図 9.4.19 K-NET 宇土の地動加速度記録（本震）の応答スペクトル



(a) 前震・NS 方向

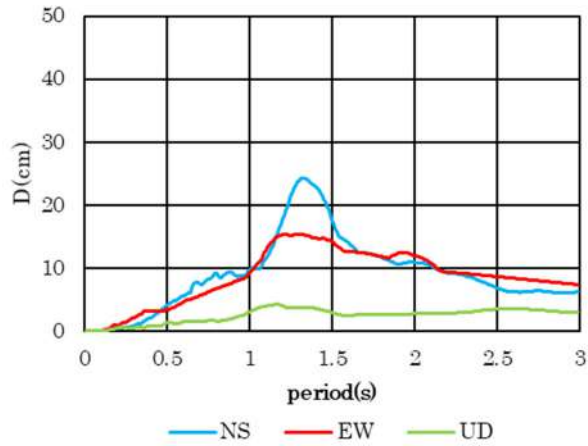


(b) 前震・EW 方向

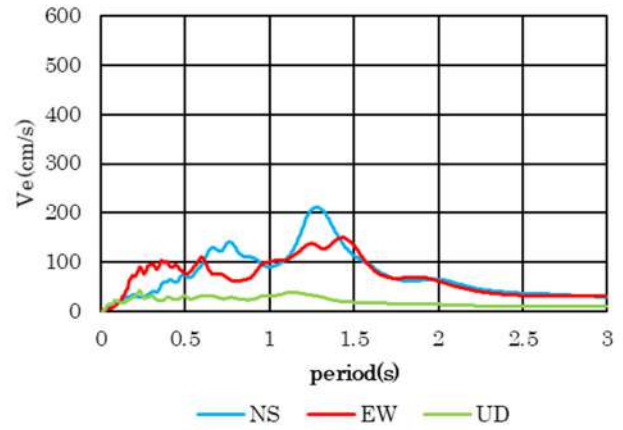


(c) 前震・UD 方向

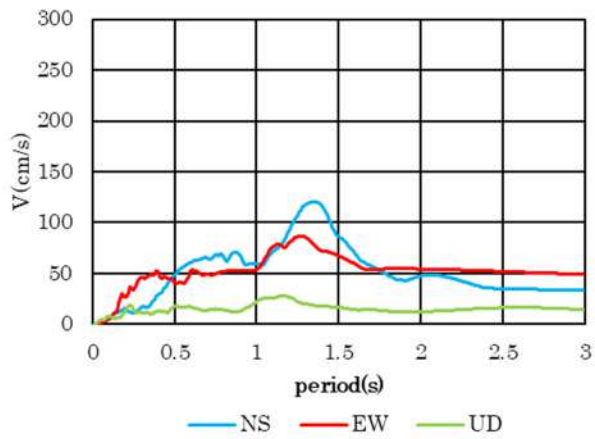
図 9.4.20 JMA 宇土前震の地動加速度記録（前震）



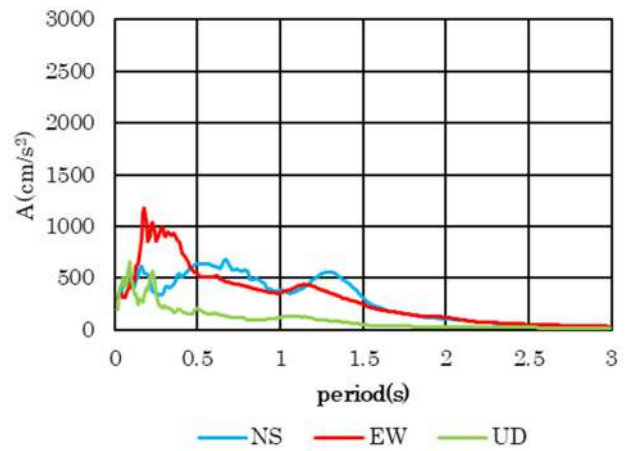
(a) 変位応答スペクトル



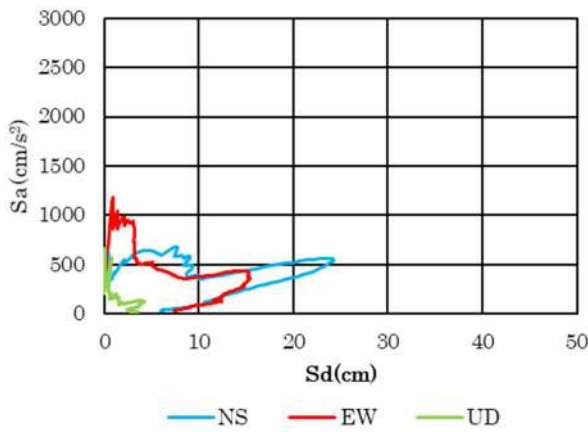
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル

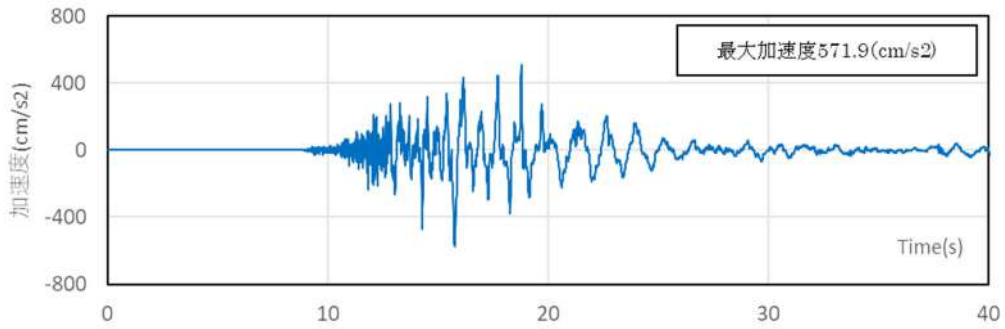


(d) 加速度応答スペクトル

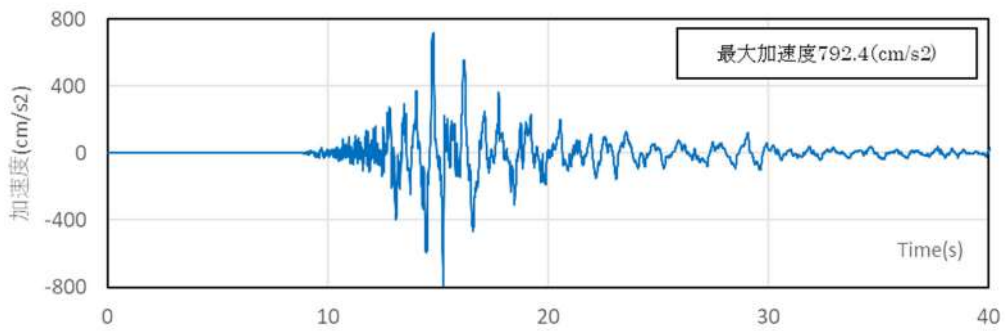


(e) Sa-Sd 曲線

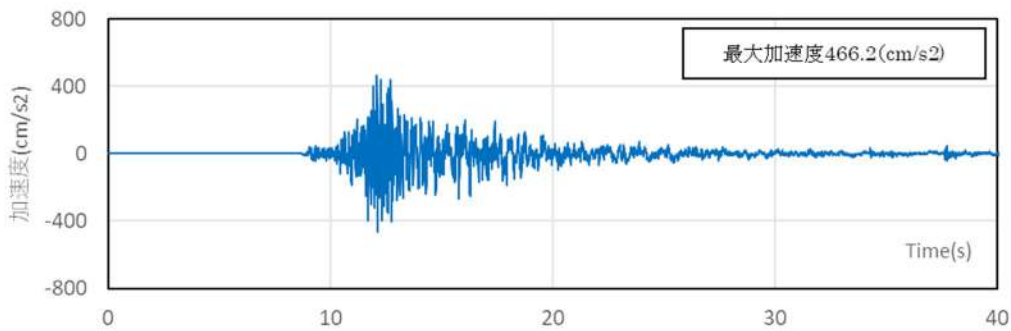
図 9.4.21 JMA 宇土の地動加速度記録（前震）の応答スペクトル



(a) 本震・NS方向

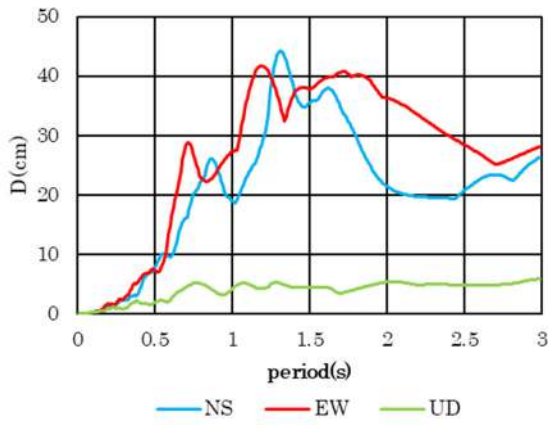


(b) 本震・EW方向

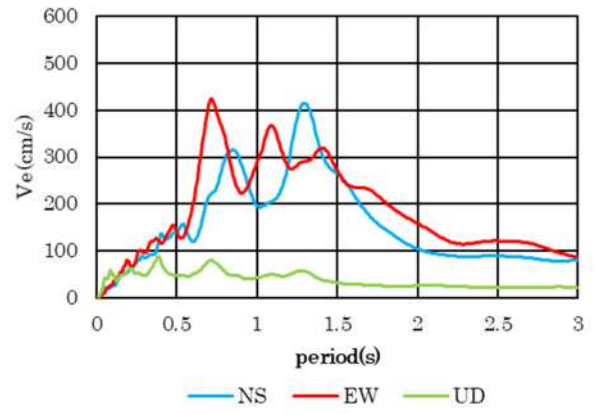


(c) 本震・UD方向

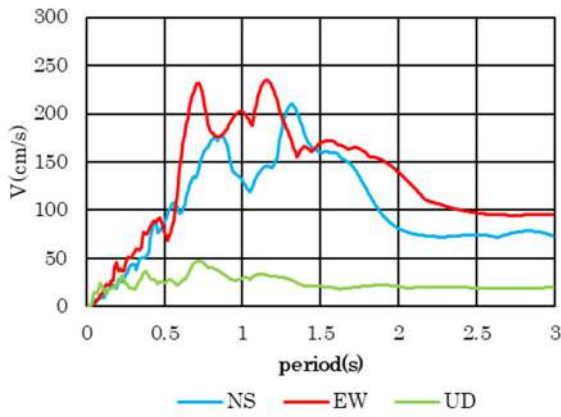
図 9.4.22 JMA 宇土本震の地動加速度記録（本震）



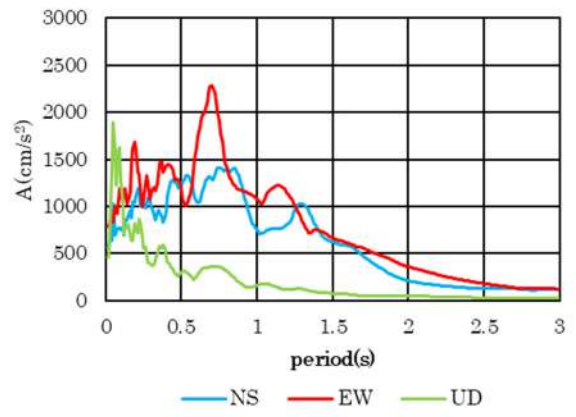
(a) 変位応答スペクトル



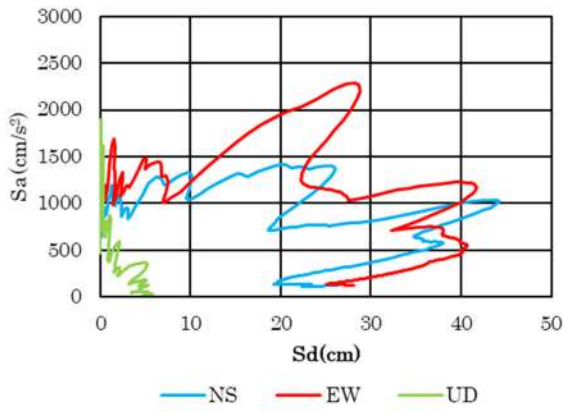
(b) エネルギースペクトル



(c) 速度応答スペクトル



(e) 加速度応答スペクトル



(f) Sa-Sd 曲線

図 9.4.23 JMA 宇土の地動加速度記録（本震）の応答スペクトル

### 9.4.5 考察

#### (1) 固有値解析結果

建物の1次固有周期はX方向、Y方向ともに全てのモデルで0.59(s)であった。建物の1次固有周期を各地震波の変位応答スペクトルと比較したものを図9.4.24、加速度応答スペクトルと比較したものを図9.4.25に示す。0.59(s)地点では変位応答スペクトル、加速度応答スペクトルともにK-NET EW本震、JMA EW本震、K-NET NS本震、JMA NS本震の順に卓越していることがわかる。また、建物の1次固有周期0.59(s)以降、JMA、K-NET本震の変位スペクトルが上昇していることから、建物の被害に影響したことが考察される。

#### (2) 静的増分解析結果

各層の層せん断力一層間変形関係について、図9.4.26にX方向載荷時を図9.4.27にX方向載荷時を示す。また、各層層間変形角の分布について、図9.4.28にX方向載荷時を図9.4.29にY方向載荷時を示し、各モデルの比較と建物の各層の変形の分布と実際の応答についての考察を行う。最終ステップ時の機構図は、図9.4.30にX方向載荷時を図9.4.31にY方向載荷時を示す。

01と02の付くモデルを比較することで、変動軸力の効果を確認できる。各モデルでほとんど各層の変形に相違はみられなかった。

また、基本モデルと接合部耐力考慮モデルを比較することで、接合部耐力を考慮したことの影響を確認できる。接合部耐力を考慮することで、2層の変形を抑えることができる。これは、接合部耐力を考慮したことによる耐力低下の影響が上層部分に集中しており、特に4層では顕著であると言える。

実際の損傷を確認すると、4層から5層で十字形接合部の破壊により、4層と5層の損傷が激しく、一方で、下層は損傷が小さいことが確認されている。したがって、建物応答は下層に対して4~5層が大きく応答することが予想でき、接合部耐力考慮モデルでは、その傾向を概ね捉えられていると言える。

#### (3) 動的解析結果

動的解析結果として、図9.4.32と図9.4.33に最大層間変形角分布を示す。なおここで最大層間変形角分布とは、ある層が最大の層間変形角に達した時点の結果である。

前震のみを入力した場合では、2波連続で地震波を入力した場合に比べ全体的な応答が小さく、各層の応答もあまりばらつきがないことがわかる。また、接合部耐力考慮モデルにおいては、基本モデルより3層以上においてやや応答変形が大きくなる傾向にある。

2波連続の解析結果では、基本モデルと接合部耐力考慮モデルを比較すると、接合部耐力考慮モデルは2、3層の応答が抑えられ、4、5層の応答が大きくなった。

実被害においては4~5層が局部的崩壊しており、接合部耐力考慮モデルを用いることで、比較的実被害に近い結果であることから、モデル化のおおよその妥当性を示すことができた。

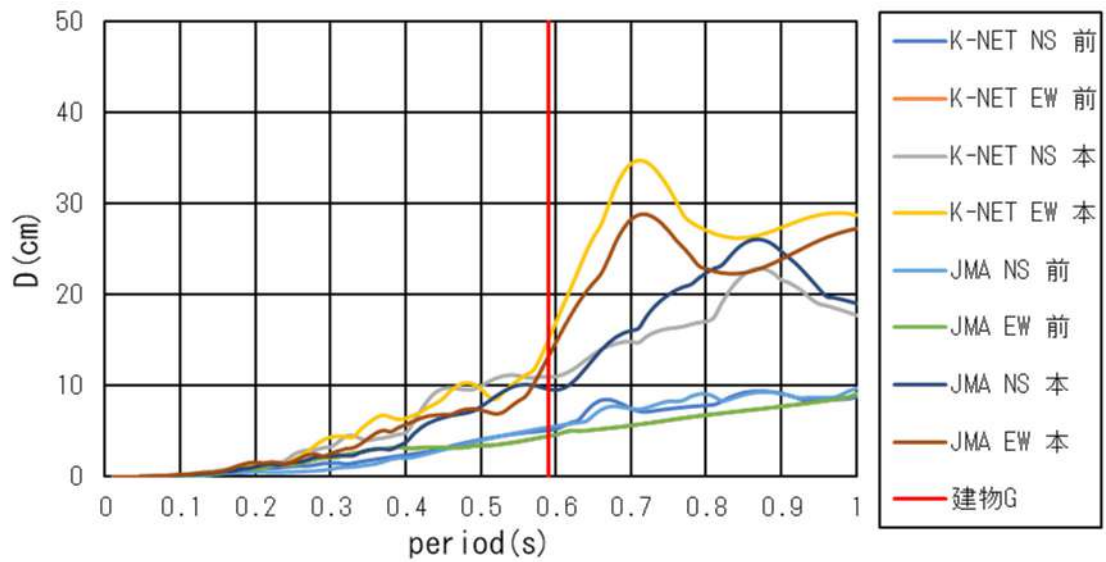


図 9. 4. 24 変位応答スペクトル比較

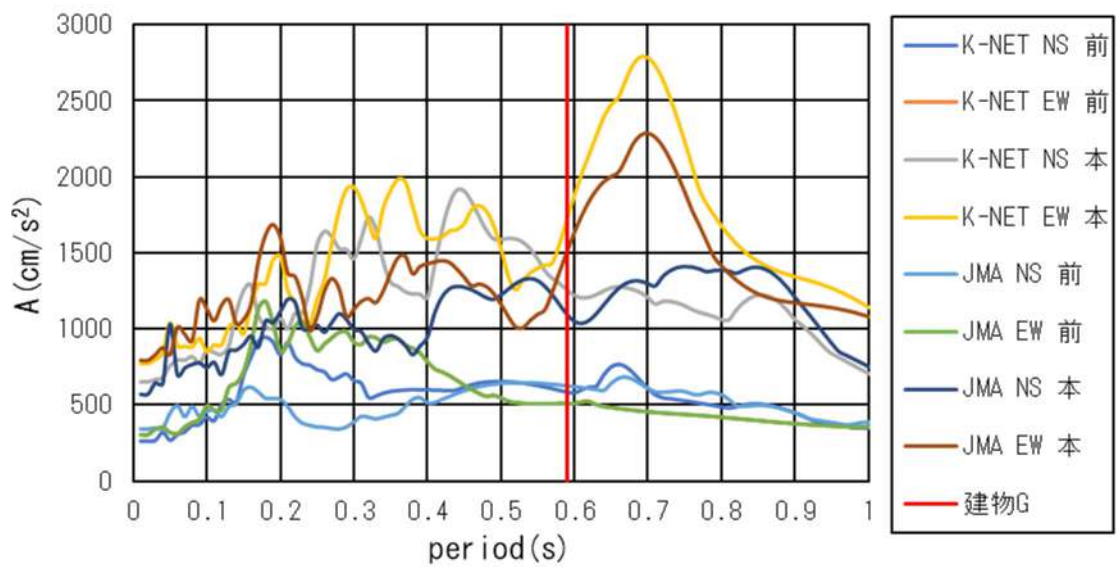
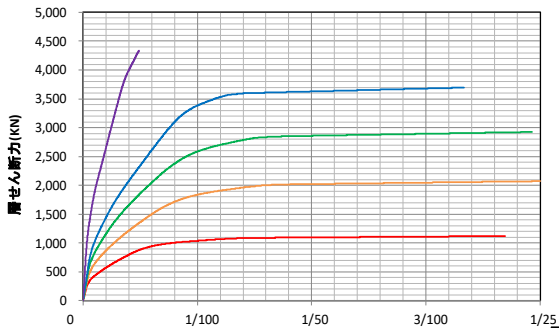
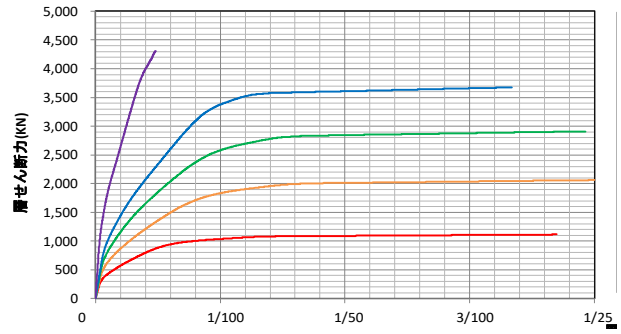


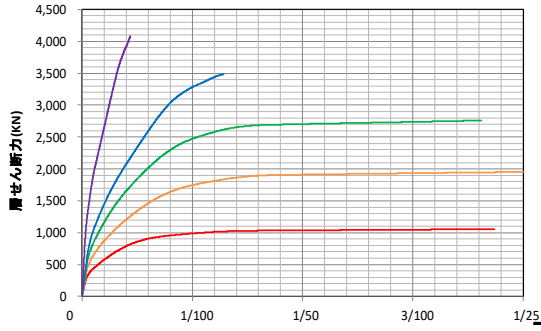
図 9. 4. 25 加速度応答スペクトル比較



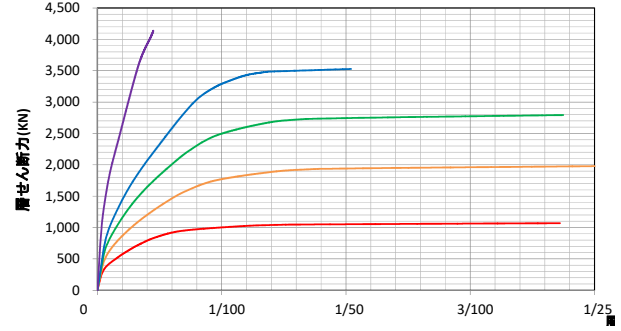
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

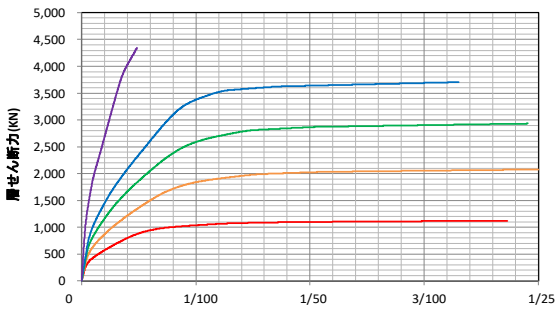


(c) 接合部耐力考慮モデル 01

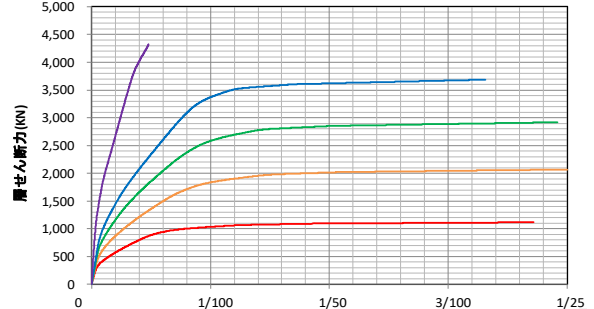


(d) 接合部耐力考慮モデル 02

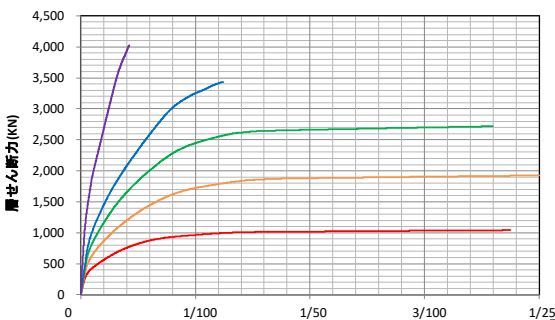
図 9. 4. 26 層せん断力-層間変形角 (X 方向載荷)



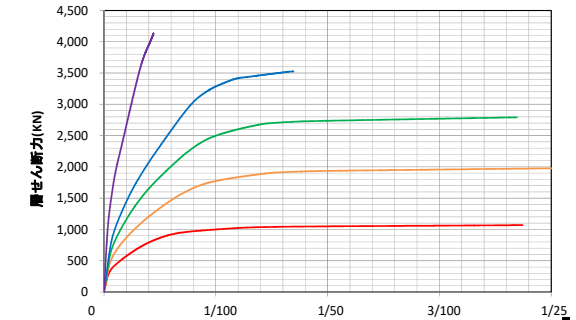
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02



(c) 接合部耐力考慮モデル 01



(d) 接合部耐力考慮モデル 02

図 9. 4. 27 層せん断力-層間変形角 (Y 方向載荷)



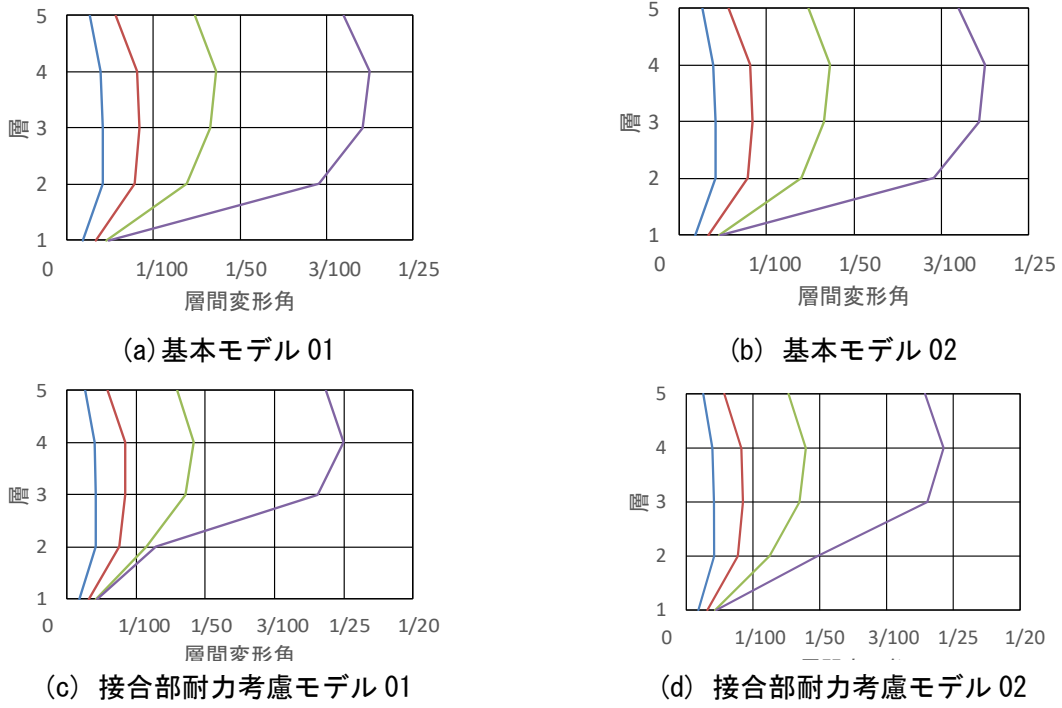


図 9.4.28 層間変形角分布の推移 (X 方向載荷)

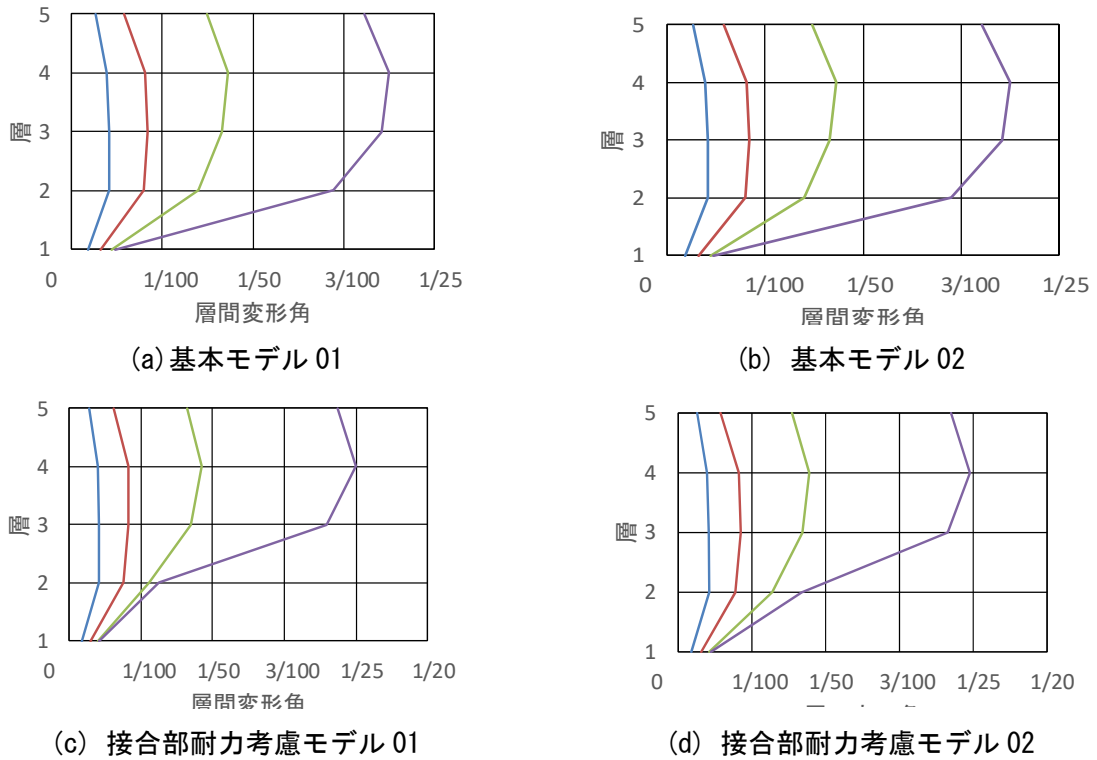
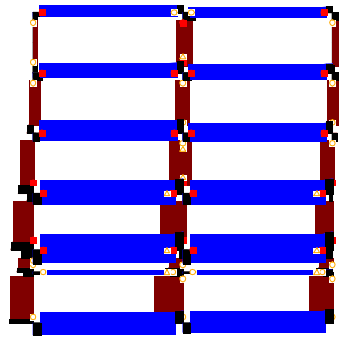
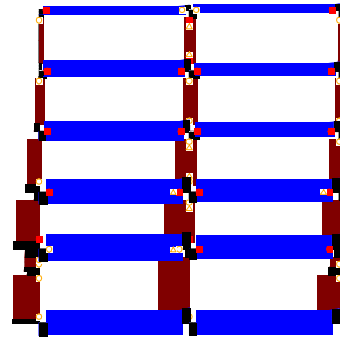


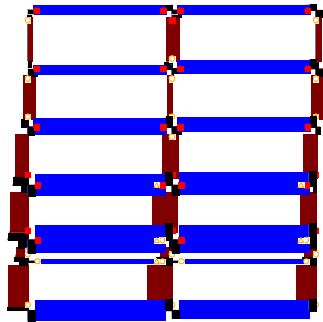
図 9.4.29 層間変形角分布の推移 (Y 方向載荷)



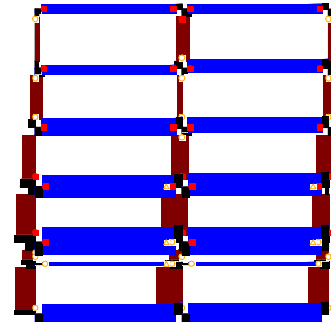
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02

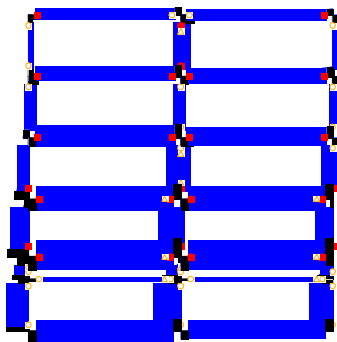


(c) 接合部耐力考慮モデル 01

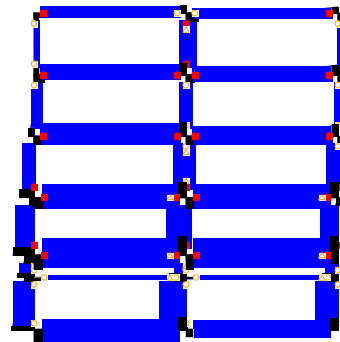


(d) 接合部耐力考慮モデル 02

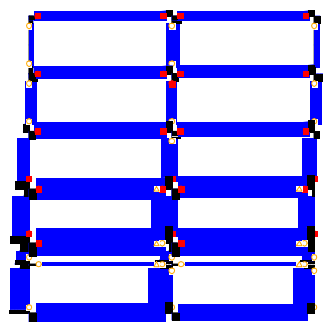
図 9.4.30 静的解析の最終ステップにおける機構図 (X1 構面)



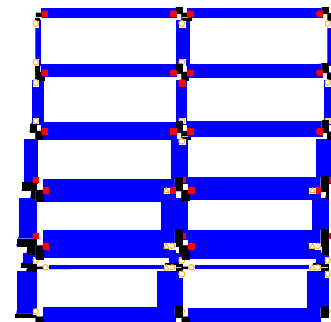
(a) 基本モデル 01



(b) 基本モデル 02



(c) 接合部耐力考慮モデル 01



(d) 接合部耐力考慮モデル 02

図 9.4.31 静的解析の最終ステップにおける機構図 (Y1 構面)

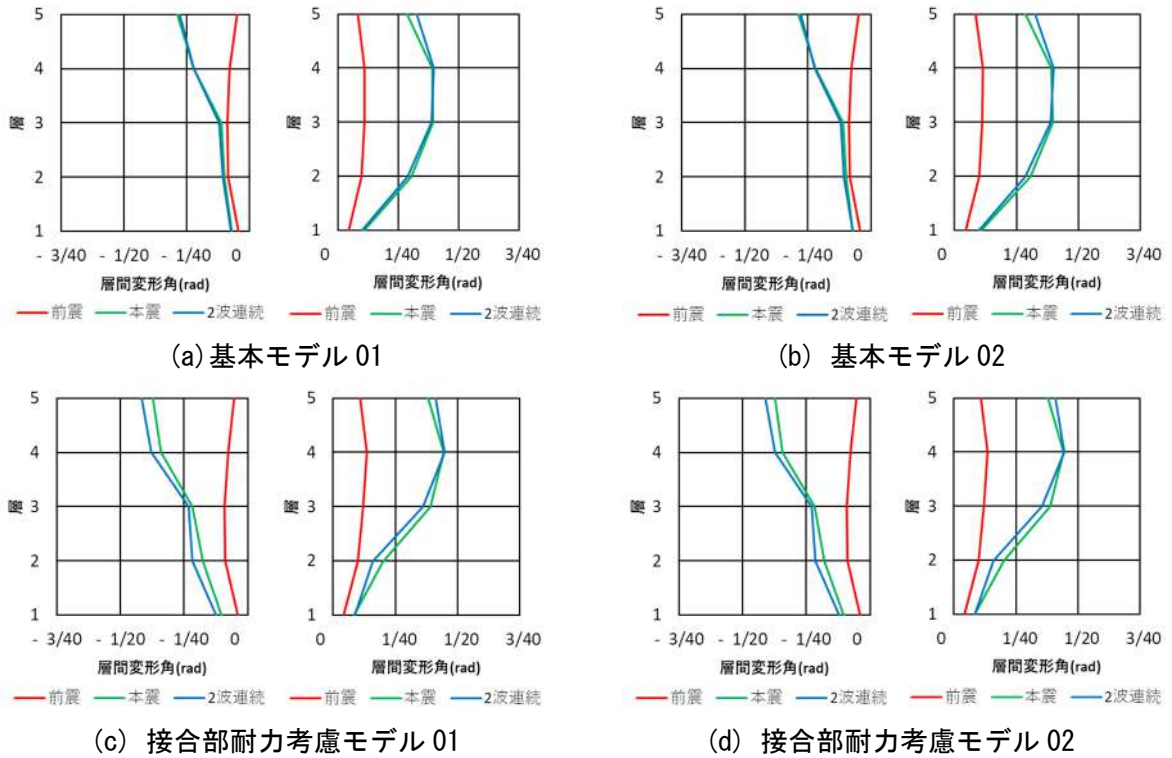


図 9.4.32 最大層間変形角分布 (K-NET 宇土)

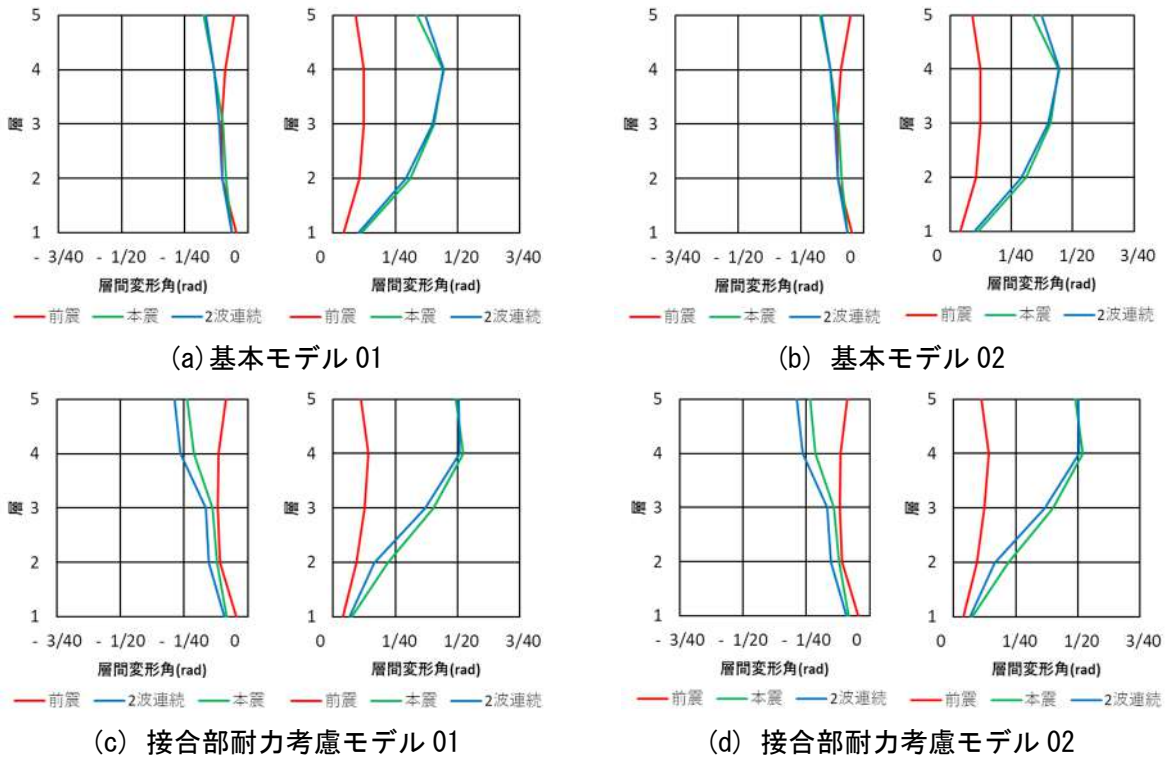


図 9.4.33 最大層間変形角分布 (JMA 宇土)

## 9.5 まとめと今後の課題

本章では、旧耐震基準に基づいて建設され、熊本地震にて局部崩壊を起こした5層鉄筋コンクリート造の庁舎建物を対象に検討を行い、以下の知見が得られた。

局部崩壊が見られた西側構面の柱梁接合部の設計は次の通りであった。

- ・柱梁接合部のせん断余裕度の値は1.35から6.15であり主筋の強度が規格降伏点より30%高かったことを考慮してもすべて1.0以上で現行規定を満たすレベルにあった。
- ・折り曲げ定着に関する定着余裕度は、1.54から2.40となり梁主筋の付着に関しても、すべて現行規程を満たしていた。
- ・柱梁接合部内の横補強筋量に関しては、9mmの丸鋼の帯筋が240mm間隔で配置され、横補強筋比では0.07%から0.1%の値となり、RC規程の最小規定である0.2%を下回っていた。
- ・柱梁強度比は、十字形柱梁接合部では2階床から上に向かって、1.09, 0.97, 1.04, 0.84と1.0に近かった。

局部崩壊が起こった要因に関する検討の結果は、次の通りであった。

- ・柱梁接合部への変形の集中により4層目柱の上下の十字形柱梁接合部でコンクリートが脱落して、接合部にかかる鉛直荷重を主筋のみが支えることとなり、主筋が座屈に至ったものと予想される
- ・コアコンクリートの脱落の後、主筋のみで軸力を負担するとした場合、4階と5階で主筋の圧縮応力度は降伏点の0.68, 0.41であり、横補強筋2段の拘束が失われると主筋の座屈長さが大きくなり自重で座屈するレベルであった。
- ・上界定理に基づいた降伏線理論によれば、柱梁接合部が負担する軸力を失った時の当該鉛直力支持の代替機構（スラブ・梁）は崩壊機構に達するものと予想され、被害状況と符合する。
- ・接合部破壊した接合部の柱梁強度比は1.0に近く、接合部横補強筋比は0.2%未満で、接合部降伏破壊は考慮されていない設計であった。RCラーメンにおいては靱性架構として柱や梁の脆性的な破壊を防止するのみならず、接合部降伏による接合部の破壊を防止し、軸力が高い場合には、柱梁接合部の横補強筋を増やし、特定層への変形集中を抑制し、確実にコアコンクリートの脱落を防ぐ必要がある。
- ・変動軸力による大きな影響は見られなかった。一方で、接合部耐力を考慮することで、4~5層で約1/20(rad.)の応答を確認でき、局部破壊を概ね再現することができる。

## 謝辞

本研究で用いた地震動の観測データには気象庁の強振動観測システム（JMA）及び防災科学研究所の運用する地震動観測システム（K-NET, KiK-NET）において観測された時刻歴加速度データを使用させて頂きました。ここに感謝の意を申し上げます。

## 参考文献

- [9.3-1] 建築研究所：建築研究所熊本地震被災報告書（5.5.2），2016
- [9.3-2] 藤井賢志ら：平成28年熊本地震で被災した宇土市役所本庁舎の被害状況と分析，2016
- [9.4-1] 日本建築学会『鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説』，1999
- [9.4-2] 日本建築学会『鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規程(案)・同解説』，2016
- [9.4-3] 日本建築学会『鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説 2010』，2010
- [9.4-4] 塩原等, 小林楓子, 佐藤友佳, 楠原文雄: 鉄筋コンクリート造多層平面骨組の地震応答と柱梁接合部の耐震設計. 日本建築学会構造系論文集, 第82巻, 第739号, 2017年9月, pp.1437-1447.

- [9.4-5] NIED 国立研究開発法人防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET, KiK-NET)  
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- [9.4-6] 国土交通省気象庁 主な地震の強振観測データ  
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)