

論文 ヒンジ発生位置が異なる梁端ヒンジリロケーション梁を用いた超高層 RC 造骨組の地震時変形

山本 裕太*1・YAO XUAN*2・太田 行孝*3・和泉 信之*4

要旨：梁主筋が梁端から離れた位置で降伏する梁端ヒンジリロケーション梁では、ヒンジ発生位置により、その挙動が異なる。本研究は、ヒンジ発生位置に着目して超高層 RC 造骨組の地震時変形を考察したものである。ヒンジ発生位置が異なる十字型骨組の FEM 解析を実施し、骨組の復元力特性について検討する。次に、3 タイプの部材モデルを用いた十字型骨組の弾塑性解析を行い、FEM 解析と比較して部材モデルの適用性を検討する。さらに、検証された部材モデルを適用した超高層 RC 造骨組についてヒンジ発生位置が地震時変形に及ぼす影響について考察する。

キーワード：ヒンジリロケーション, 超高層 RC 造, FEM 解析, 弾塑性解析, 地震応答解析

1. はじめに

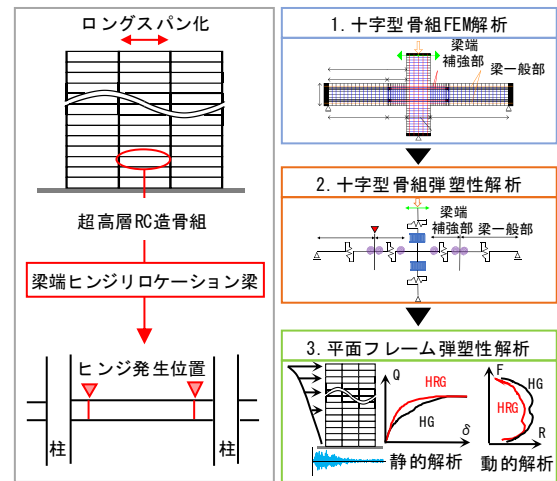
超高層 RC 造骨組のロングスパン化には、梁端ヒンジリロケーション梁（以下、HRG）が有用である。著者らは、HRG を用いた部分骨組の実験を実施し¹⁾、実験結果と整合する FEM 解析について検討した²⁾。既往の研究では、ヒンジ発生位置を梁端から 0.5D~1.0D 程度（D：梁せい）離れた位置とした HRG の実験や解析について報告されている²⁾が、ヒンジ発生位置が異なる HRG の特性比較については十分に検討されていない。また、HRG を用いた超高層 RC 造骨組を対象とした地震応答解析についてはほとんど報告されていない。

本研究は、ヒンジ発生位置が異なる HRG の地震時変形を考察したものである（図-1）。まず、十字型骨組の FEM 解析により、ヒンジ発生位置が異なる骨組の復元力特性について考察する。次に、HRG のヒンジ発生位置に応じて剛域、弾塑性バネ、ファイバーモデルを用いた 3 タイプの部材モデルの弾塑性解析を実施して、FEM 解析の解析結果と比較し、部材モデルの適用性を検討する。さらに、一般的な梁（以下、HG）と HRG を用いた超高層 RC 造骨組を対象として適切な部材モデルを適用した地震応答解析を実施し、その結果を比較検討する。HRG では、ヒンジ発生位置が異なる解析を実施し、ヒンジ発生位置が地震応答等に及ぼす影響を考察する。なお、本研究で用いる解析モデルの一覧を表-1 に示す。

2. 十字型骨組の FEM 解析

2.1 FEM モデル

FEM 解析には、著者らによる実験結果と良く対応する文献 2) の 3 次元モデルを用いる（表-2、図-2）。



(a) 梁端ヒンジリロケーション梁 (b) 本研究の流れ
図-1 ヒンジ発生位置に着目した本研究の流れ

表-1 解析モデル名称一覧

モデル	解析方法	梁	ヒンジ位置	名称
十字型骨組	FEM解析	HG	-	FHG
		HRG	0.5D	FHRG0.5
			0.8D	FRG0.8
			1.5D	FRG1.5
	2.0D		FRG2.0	
	弾塑性解析 剛域 A バネ B ファイバー C	HRG	0.5D	AHRG0.5 BHRG0.5 CHRGO.5
			0.8D	AHRG0.8 BHRG0.8 CHRGO.8
			1.5D	AHRG1.5 BHRG1.5 CHRG1.5
2.0D			AHRG2.0 BHRG2.0 CHRG2.0	
平面フレーム	弾塑性解析	HG	-	HG
		HRG	1.0D	HRG1.0
			1.5D	HRG1.5
			2.0D	HRG2.0

*1 千葉大学大学院 融合理工学府創成工学専攻博士前期課程

(学生会員)

*2 千葉大学 工学部建築学科

*3 千葉大学大学院 融合理工学府創成工学専攻博士後期課程 (戸田建設) 工修

(正会員)

*4 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士 (工学)

(フェロー会員)

本解析では、ヒンジ発生位置（柱面から梁せいDの0～2倍離れた位置）が異なる5種類の解析モデルを対象にFEM解析を実施し、ヒンジ発生位置が及ぼす骨組の復元力特性について考察する。各モデルでは、梁ヒンジ発生時の柱・梁の節点位置における曲げモーメントが同じ値になるように、梁主筋の一般部の降伏強度を設定する（表-3）。材料強度の諸値は材料試験結果を用いる（表-4, 5）。なお、解析には非線形FEM計算プログラムのFINAL(Ver.11)³⁾を使用する。

2.2 コンクリートモデル及び鉄筋モデル

コンクリートのモデルは8節点立体要素とする。圧縮側では最大強度まで及び最大強度後の圧縮軟化域の応力度ひずみ関係は修正 Ahmad モデル³⁾で与える。構成則は等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルとする。ひび割れのモデル化は、分布ひび割れにより要素内に様なひび割れ状態を仮定する。引張側ではひび割れ発生までは線形仮定、ひび割れ発生後のテンションステイニング特性は出雲らのモデル³⁾（係数C=1.0）により特性を考慮する。また、圧縮破壊条件は Ottosen の4パラメータモデル（畑中らの係数³⁾）により決定する。ひび割れ後のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル⁵⁾を適用する。

主筋及びせん断補強筋のモデルはトラス要素とする。鉄筋の応力度-ひずみ関係はバイリニアモデルとし、履歴特性は修正 Menegotto-Pinto モデル⁴⁾を使用する。コンクリートと鉄筋の付着は付着要素を挿入して、付着応力度-付着すべりは Naganuma モデル⁵⁾とし、諸元は文献6)を用いて算出する。なお、詳細は文献2)によりたい。

2.3 実験結果との対応

柱せん断力(Q)と層間変形角(R)との関係について実験結果と解析結果との比較を図-3に示す。解析結果は初期剛性がやや高く、各サイクルの耐力は解析値がやや大きい傾向にあるが、実験値に良く対応している。また、除荷時(せん断力が零の時)のRも概ね対応している。Rが小さい段階では実験値に比べて履歴面積が大きい傾向があるが、Rが大きくなるにつれてループ形状は良好な対応を示している。

2.4 ヒンジ発生位置の影響

各解析モデルについてQ-R関係のスケルトンカーブの比較を図-4に示す。梁主筋の降伏時変形は、FHGが1/100(rad.)であるのに対して、FHRG0.8は1/125(rad.)、FHRG2.0は1/167(rad.)であり、HRGはHGに比べて早期に降伏し、降伏時割線剛性が大きいことがわかる。

図-5に各モデルのサイクルごとのQ-R関係を示す。各モデルの履歴面積は、Rが1/200(rad.)及び1/150(rad.)では差が小さいが、Rが1/100(rad.)ではFHGがやや小さくなり、Rが1/50(rad.)ではFHRG2.0が最も大きく、FHGが最も小さくなり、ヒンジ発生位置の影響が大きい。

表-2 FEM解析モデルの諸元

解析モデル名称		FHRG0.8
柱部材	断面(B×D mm)	450×520
	Fc(N/mm ²)	80
	主筋	18-D19(USD685)
梁部材(一般部)	フープ	4-D6(UHY685)@50
	断面(B×D mm)	350×425
	Fc(N/mm ²)	60
	主筋	5-D19(SD490)
梁部材(補強部)	スターラップ	4-D6(UHY685)@75
	断面(B×D mm)	350×425
	Fc(N/mm ²)	80
	主筋	5+5-D19(USD685)
	スターラップ	4-D6(UHY685)@35

注) B: 部材幅, D: 部材せい, Fc: コンクリートの設計基準強度

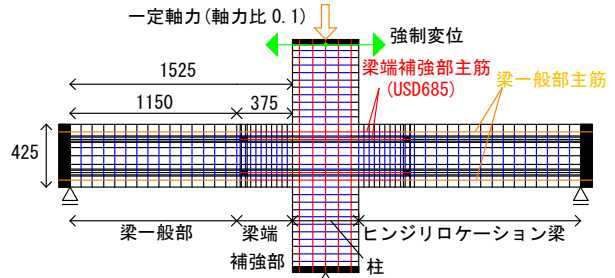


図-2 十字型骨組FEM解析モデルの要素分割図

表-3 ヒンジ位置が異なる解析モデルの諸元

解析モデル名称		FHG	FHRG0.5	FHRG0.8	FHRG1.5	FHRG2.0
梁一般部	ヒンジ発生位置(mm) (D: 梁せい)	-	212.5 (0.5D)	342 (0.8D)	637.5 (1.5D)	850 (2.0D)
	主筋	5-D19				
	主筋強度(N/mm ²)	710	611	536	413	314
	スターラップ	4-D6(UHY685)@75				

表-4 コンクリートの材料試験結果

	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
柱部材	4.02	101	3.96
梁部材(一般部)	3.6	69.6	3.65
梁部材(補強部)	3.96	101	3.59

表-5 鉄筋の材料試験結果

	ヤング係数 (×10 ³ N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6(UHY685)	1.91	733	926
D19(USD685)	1.94	685	893

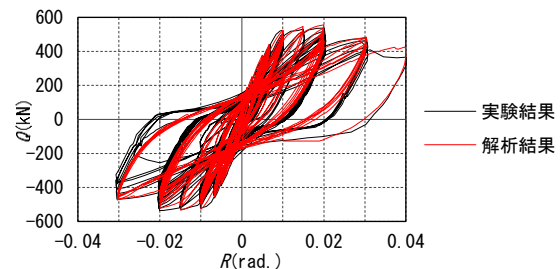


図-3 Q-R関係の実験結果と解析結果との比較

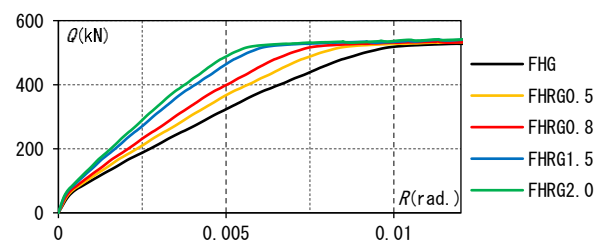


図-4 Q-R関係のスケルトンカーブの比較

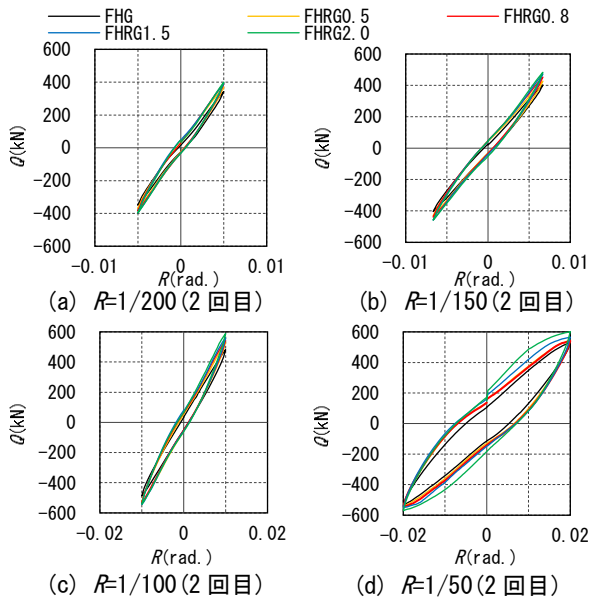


図-5 各サイクルの $Q-R$ 関係の比較

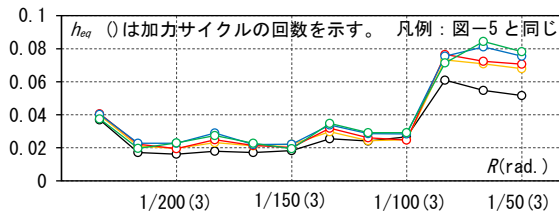


図-6 等価粘性減衰定数の比較

図-6 に各モデルの等価粘性減衰定数 (h_{eq}) の比較を示す。各モデルの h_{eq} は、 R が $1/200(\text{rad.})$ 及び $1/150(\text{rad.})$ ではほとんど差がないが、 R が $1/100(\text{rad.})$ では FHG 及び FHRG0.8 が約 0.025 に対して、FHRG2.0 が約 0.030 とやや大きい。 R が $1/50(\text{rad.})$ では、FHRG2.0 の h_{eq} が 0.084 と最も大きくなり、FHG の h_{eq} が 0.055 と最も小さい。

各モデルの h_{eq} は、変形が小さい間はあまり差が見られないが、変形が増大するにつれてヒンジ発生位置により h_{eq} の違いが見られ、ヒンジ発生位置が梁端から離れるほど、エネルギー吸収量が大きくなる傾向がある。

3. 十字型骨組の部材モデルによる弾塑性解析

3.1 弾塑性解析モデル

HRG について 3 タイプの部材モデルを構築して十字型骨組の静的弾塑性解析を実施し、FEM 解析結果と比較することにより、部材モデルの HRG への適用性について検討する。図-7 に構築した部材モデルを示す。柱にはファイバーモデルを用い、梁一般部には弾塑性バネモデル、梁端補強部には剛域、弾塑性バネ、ファイバーモデルをそれぞれ用いる。梁端補強部は、モデル A が剛域モデル、モデル B が弾塑性バネモデル (降伏しないため一般の弾塑性解析に用いられる逆対称曲げを仮定した部材モデルを使用)、モデル C がファイバーモデルである。

曲げ降伏する梁一般部の弾塑性バネモデル (1 端ヒンジ考慮) では、曲げバネの履歴モデルに Takeda モデル (除荷時剛性低下指数 $\gamma=0.5$) を用いる。柱・梁端補強部のファイバーモデルの復元力特性は、コンクリートには曲線剛性減衰型モデル η を、鉄筋には剛性減衰型モデル η を用いる (図-8)。曲げひび割れモーメント (M_c)、曲げ終局モーメント (M_u)、降伏時剛性低減率 (α_y) は保耐規準⁸⁾によられたい。ヒンジ発生位置及び諸元は前章の表-3 と同じとする。

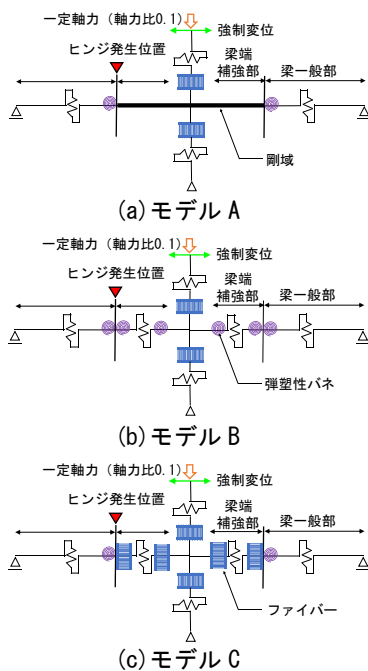


図-7 十字型骨組の部材モデル

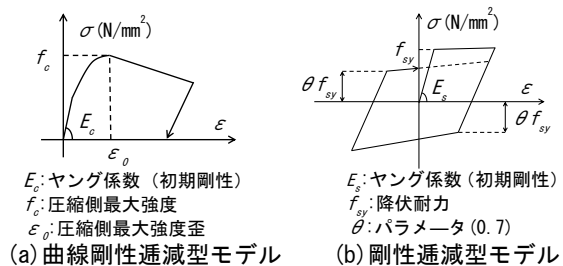


図-8 ファイバーモデルの応力と歪との関係

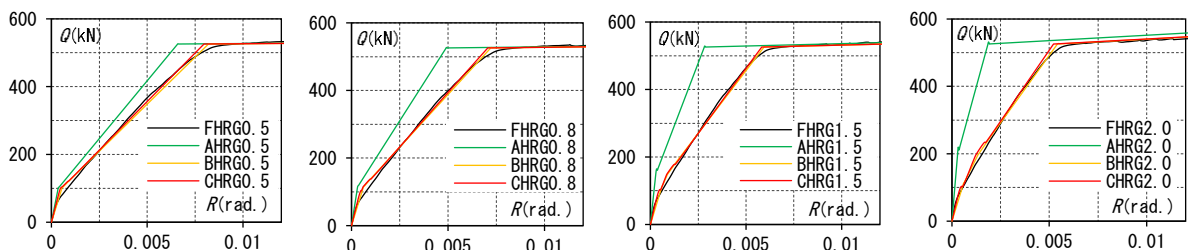


図-9 $Q-R$ 関係のスケルトンカーブの比較 (ヒンジ発生位置 0.5D, 0.8D, 1.5D, 2.0D)

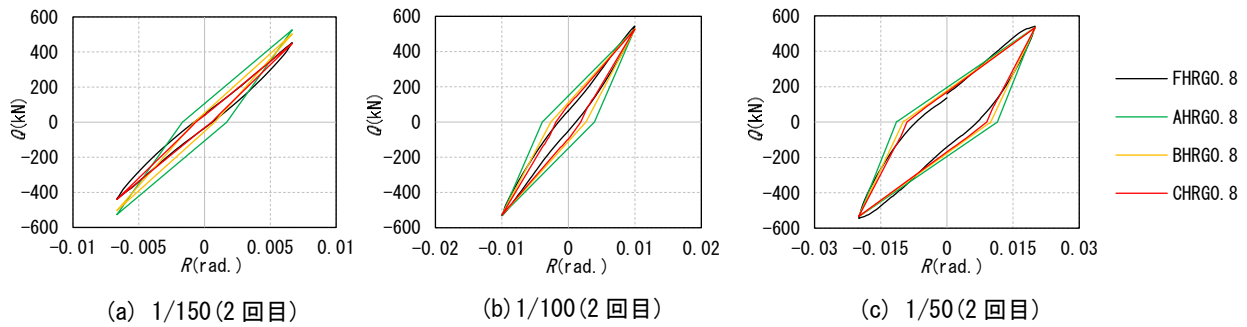


図-10 Q-R関係の比較(ヒンジ発生位置 0.8D)

3.2 解析結果

HRG0.5, HRG0.8, HRG1.5, HRG2.0 を対象とした FEM 解析と部材モデルによる弾塑性解析のスケルトンカーブを図-9 に示す。梁端補強部を剛域としたモデル A は FEM モデルより剛性を高く評価している。ヒンジ発生位置が大きくなるほど、その差も大きくなる傾向がある。これに対して、モデル B は FEM モデルより初期剛性をやや高く評価するが、梁主筋の降伏時変形は概ね一致している。なお、梁端補強部において逆対称曲げを仮定したバネモデルを用いた影響はあまり見られない。モデル C も FEM モデルより初期剛性をやや高く評価する傾向にあるが、梁主筋の降伏時変形は概ね一致している。

3.3 ヒンジ発生位置の影響

HRG0.8 を対象とした FEM 解析と部材モデルによる弾塑性解析の Q-R 関係を図-10 に示す。AHRG0.8 は R が 1/150(rad.) 時の剛性が高いため、Q を大きく評価している。BHRG0.8 及び CHRGO.8 は FEM 解析と良く対応しており、最大耐力はほぼ一致している。また、履歴ループを見ると、FEM 解析に比べ AHRG0.8 の履歴面積は大きい。BHRG0.8 及び CHRGO.8 は概ね対応している。

次に、FEM 解析とヒンジ位置が異なる各部材モデルの弾塑性解析の h_{eq} を比較する。FEM 解析の h_{eq} に対する部材モデルの弾塑性解析の h_{eq} の比率 (h_{eq} 比) を図-11 に示す。R が 1/150(rad.) 時において、モデル A の h_{eq} 比は、AHRG0.5 では約 0.90 であるが、AHRG0.8 では約 1.88、さらにヒンジ発生位置が梁中央による AHRG2.0 では約 4.07 と大きく、 h_{eq} を過大に評価する。モデル B の h_{eq} 比は、BHRG0.5 では約 0.95、BHRG0.8 では約 0.86、BHRG1.5 では約 0.95、BHRG2.0 では約 1.17 であり、FEM 解析の h_{eq} に概ね対応している。モデル C の h_{eq} 比は、CHRGO.8 では約 0.85、CHRG1.5 では約 0.99、CHRG2.0 は約 1.34 であり、FEM 解析の h_{eq} に概ね対応している。R が 1/50(rad.) 時における h_{eq} 比は、モデル A では 1.11~1.43 であり、1/150(rad.) 時と同様に大きい。一方、モデル B では 0.99~1.10、モデル C では 0.99~1.13 である。

以上の結果より、モデル B 及びモデル C は、弾塑性解析に用いることが可能であると考えられる。

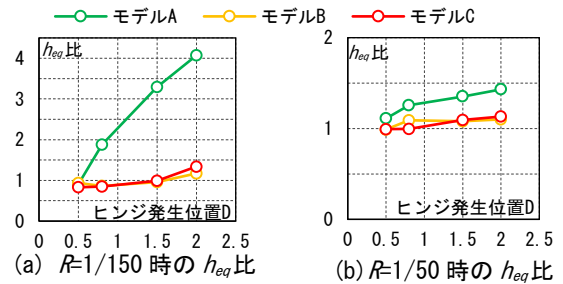


図-11 ヒンジ発生位置と h_{eq} 比

4. 超高層 RC 造骨組の静的・動的解析

4.1 解析モデル

解析対象は、30 階建超高層 RC 造住宅(表-6, 図-12)のスパン 8.5m の平面骨組である。骨組は梁曲げ破壊型の平面フレームモデルとし、本章の骨組は剛床仮定により各層の水平変位を等値する。解析モデルは HG のほか、ヒンジ発生位置が異なる 4 種類である (HRG1.0, HRG1.5, HRG2.0)。各モデルの柱・梁の断面寸法は同一であり、柱の配筋は共通とする(表-7)。HRG の梁一般部の配筋は HG の柱・梁節点位置における曲げモーメントがほぼ同一となるように設定する。また、梁端補強部の配筋は、曲げ終局モーメントのヒンジ発生時における梁端曲げモーメントに対する比率が 1.3 程度以上になるように設定する。平面フレームモデルの弾性 1 次固有周期は 1.90 秒であり、軒高の 0.019 倍に相当する。

4.2 解析方法

解析モデルには、3.1 節で検討した柱にファイバーモデル、梁及び梁端補強部に弾塑性バネを用いるモデル B を適用する。静的解析では、外力分布は A_i 分布に基づく分布とする。動的解析では、内部粘性減衰は瞬間剛性比例型 ($h_I=3\%$) とする。検討用地震動には、法告示による第 2 種地盤の模擬地震動 4 波を用い、入力倍率を 0.5 倍、1.0 倍、1.5 倍とする(図-13, 表-8)。

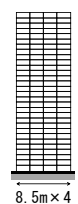


図-12 略軸組図

表-6 対象建築物諸元

建築物高さ(m)	100
階数	30
基準階階高(m)	3.3
スパン長(m)	8.5
スパン数	4
塔状比	2.9

表-7 柱・梁の主な断面

(a) 各モデル共通の柱断面

階	Fc (N/mm ²)	B × D (mm)	主筋	フープ
28F	36	900 × 900	20-D35	4, 4-UD10@100
22F	45	1000 × 1000	24-HD38	4, 4-UD13@100
16F	48	1100 × 1100	24-HD38	6, 6-UD13@100
10F	54	1200 × 1200	24-SHD41	6, 6-UD13@100
7F	60	1300 × 1300	24-SHD41	6, 6-UD16@100
3F	60	1400 × 1400	32-UHD41	6, 6-UD16@100

主筋：UHDはUSD685B, SHDはUSD590B, HDはSD490, DはSD390を示す。
フープ：UDはUSD785の高強度せん断補強筋を示す。

(b) HGの梁断面

階	Fc (N/mm ²)	B × D (mm)	主筋(上端筋)	スターラップ
30F	30	630 × 850	5+2-D35	4-D13@150
26F	36	740 × 850	6+3-HD38	4-UD13@150
18F	42	740 × 900	6+3-HD38	4-UD13@150
11F	42	800 × 900	6+3-HD41	4-UD13@125
2F	48	800 × 1200	6+2-HD41	4-UD13@150

主筋：HDはSD490, DはSD390を示す。
スターラップ：UDはUSD785, DはSD295Aを示す。
下端筋は上端筋と同じとする。

(c) HRGの梁断面

階	HRG1.0	HRG1.5	HRG2.0	階	共通
30F	5-D35	4-D35	3-D35	30F	5+5-D35
26F	6-HD38	5-HD38	4-HD38	26F	6+6-HD38
18F	6-HD38	5-HD38	4-HD38	18F	6+6-HD38
11F	6-HD41	5-HD41	4-HD41	11F	6+6-HD41
2F	6-HD41	5-HD41	4-HD41	2F	5+5-HD41

Fc, B × D, スターラップはHGと同一とする。
下端筋は上端筋と同じとする。

4.3 静的解析による荷重変形関係

ベースシア係数(C_B)と全体変形角(R_T)との関係を図-14に示す。 R_T は水平外力の重心位置相当の20階床の水平変形角を表す。 R_T が1/200(rad.)時では、 C_B はHGが0.11, HRG1.0が0.14, HRG1.5が0.15, HRG2.0が0.16であり、梁端補強部が長い程大きい。 R_T が1/200(rad.)時点の割線剛性(C_B / R_T)は、HGが22.0(1/rad.)に対してHRGは28.4~31.9(1/rad.)であり、1.29~1.45倍程度大きい。梁の曲げ降伏以前の水平剛性を見ると、HRGはHGに比べて梁端補強部が長い程大きいことがわかる。

R_T が1/80(rad.)時では、梁が曲げ降伏しているため、各モデルの C_B はほぼ同じ0.19程度である。

4.4 動的解析による最大層間変形角

各モデルについて最大応答層間変形角(R_{max})の高さ方向分布を図-15に示す。 R_{max} の高さ方向分布を見ると、0.5倍入力時では、HRG2.0の R_{max} はHGに比べて小さい階が多い(図-15(a))。1.5倍入力時では、HRG2.0の R_{max} はHGに比べて小さい階はあるが、階による違いが0.5倍入力時時に比べて大きい(図-15(b))。また、1.0倍入力時のHRG1.0の R_{max} は1/100(rad.)以下であり、地震波による応答値の違いはあまり見られない(図-15(c))。一方、1.5倍入力時のHRG1.0の R_{max} は地震波による応答値の違いが見られる(図-15(d))。

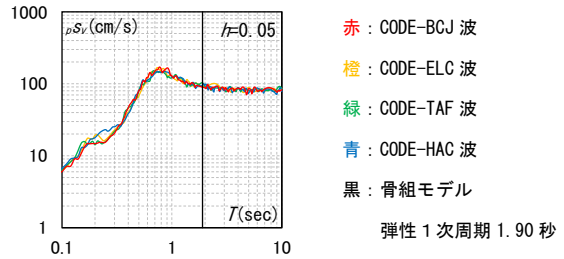


図-13 擬似速度応答スペクトル

表-8 検討用地震動

波形名称 (レベル2地震動)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)	継続時間 (sec)
CODE-BCJ波	52	330	120
CODE-ELC波	54	349	60
CODE-TAF波	66	394	80
CODE-HAC波	56	355	60

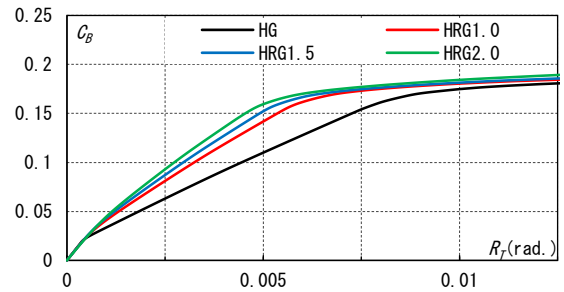
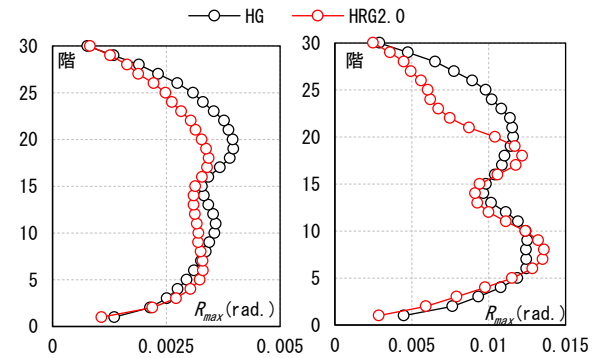
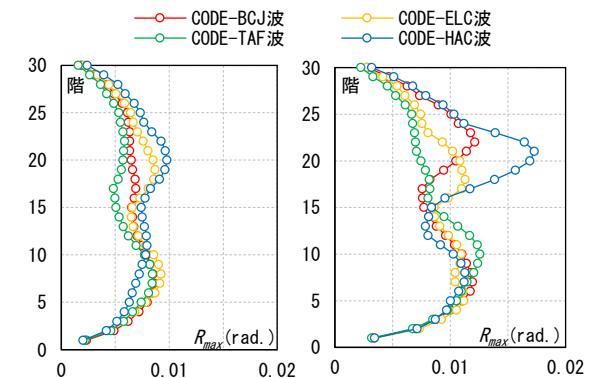


図-14 C_B - R_T 曲線



(a) 0.5倍入力時
(CODE-ELC波)

(b) 1.5倍入力時
(CODE-ELC波)



(c) 1.0倍入力時
(HRG1.0)

(d) 1.5倍入力時
(HRG1.0)

図-15 層間変形角の比較

4.5 ヒンジ発生位置の影響

ヒンジ発生位置の影響を考察するために、主な地震応答として、ベースシア係数(C_B)、最大層間変形角(R_{max})、全体水平変形角(R_T)、梁の最大曲げ塑性率(DF_{max})について図-16に示す。なお、これらの値は平均的な傾向を見るために、4波の応答値の平均値とする。

C_B を見ると(図-16(a))、0.5倍入力時では、HGが0.084、HRG2.0が0.109であり、梁端補強部が長い程 C_B は大きい傾向がある。1.5倍入力時では梁の曲げ降伏が進むため、HGが0.20、HRG2.0が0.21であり、静的解析と同様に各モデルの C_B はほぼ同じ値である。

次に、 R_{max} を見ると(図-16(b))、0.5倍入力時では、HGが1/263(rad.)、HRG2.0が1/294(rad.)であり、梁端補強部が長い程 R_{max} は小さい傾向がある。これは、HRGは、HGに比べて C_B が増加するが、静的解析で示したように梁曲げ降伏以前の割線剛性が大きいためと考えられる。1.5倍入力時では1/77(rad.)程度であり、ヒンジ発生位置に関わらずほぼ同じ値である。

HRGは1.5倍入力時に地震波による R_{max} のばらつきが見られるため、 R_{max} の平均的な変形である R_T に着目する(図-16(c))。 R_T は、入力倍率が大きい程、小さくなる傾向がある。1.0倍以上の入力時ではHRGの R_{max} はHGとほぼ同じ値であるが、 R_T はHGに比べて梁端補強部が長い程小さくなる傾向がある。

DF_{max} を見ると(図-16(d))、1.0倍入力時ではHGが1.11、HRG2.0が1.85であり、1.5倍入力時ではHGが1.75、HRG2.0が3.19である。 DF_{max} は、入力倍率が大きい程、HRGの梁端補強部が長い程大きく、ヒンジ発生位置の違いが見られる。

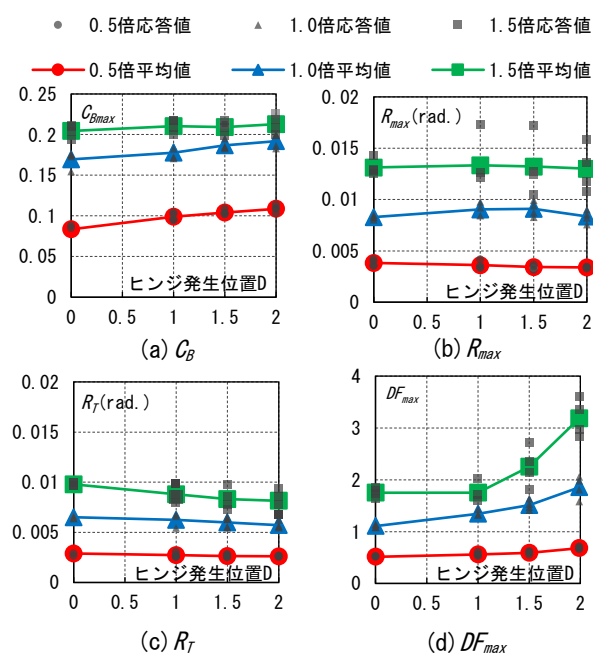


図-16 主な地震応答値の平均値の比較

5. まとめ

ヒンジ発生位置が異なる梁端ヒンジロケーション梁を用いた骨組の弾塑性解析を実施した。その結果、本解析の範囲内ではあるが、得られた知見を以下に示す。

- (1) HRGはHGに比べて早期に曲げ降伏し、降伏時割線剛性が大きい。
- (2) HRGの h_{eq} は、変形が増大するにつれてヒンジ発生位置により違いが見られ、ヒンジ発生位置が梁端から離れるほど、大きい。
- (3) 梁端部の変形を無視した剛域モデルは、FEM解析に比べて剛性 $\cdot h_{eq}$ を大きく評価する傾向がある。
- (4) 弾塑性バネモデルやファイバーモデルは、FEM解析による剛性 \cdot 耐力 $\cdot h_{eq}$ に概ね対応している。
- (5) HRGを用いた骨組は降伏時割線剛性が大きいため、梁の曲げ降伏以前の応答層間変形角が小さい。
- (6) HRGを用いた骨組では、梁塑性率はヒンジ発生位置が梁端から離れるほど、大きい。

ヒンジ発生位置は実験試験体の0.8Dに設計することが可能であると考えられるが、今後、梁端ヒンジロケーション梁を用いた様々な超高層RC造骨組の地震応答解析を実施して、検討していきたい。

参考文献

- 1) 太田行孝, 竹中啓之, 濱田聡, 和泉信之: 梁端ヒンジロケーション機構を形成する高強度RC造骨組に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.247-252, 2018.7
- 2) 田邊直也, 太田行孝, 毎田悠承, 和泉信之: 鉄筋コンクリート造ヒンジロケーション梁の弾塑性解析モデルに関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.169-174, 2018.7
- 3) 伊藤忠ソリューションズ(株): FINAL/V11
- 4) Vincenzo Ciampi, et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No.UCB/EFRC-82/23, Univ.of California, Berkeley, pp.9-13, Nov.1982
- 5) Naganuma, et al.: Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, August.2004.
- 6) 飯塚敬一ほか: かぶり厚が小さい異形鉄筋の付着性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.655-660, 2008.7
- 7) 構造システム(株): SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル, 2018.3
- 8) 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準(案)・同解説, 2016.6