

論文 付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱部材を有するラーメン構造の耐震性能に関する研究

中野 魁人*1・竹内 崇*2・孫 玉平*3

要旨：付着強度の低い超高強度鉄筋（SBPDN 鉄筋）を主筋に用いることで、残留変形の小さいドリフト硬化型挙動を示す RC 柱を有する骨組の耐震性能の解明を目的とし、柱に用いる主筋種別を主な解析変数として平面 RC 骨組に対して Pushover 解析と弾塑性地震応答解析を実施し、その応答性状を調べた。その結果、SBPDN 鉄筋を主筋に使用した柱を 1 階柱に用いることで通常の SD390 鉄筋を使用した場合よりも、残留変形を小さく抑えられることを明らかにした。また、複数回の巨大地震を骨組が受ける場合においても SBPDN 鉄筋を柱に用いることで、残留変形を小さく抑えられ安定した履歴挙動を示すことを明らかにした。

キーワード：レジリエンス、骨組、Pushover 解析、地震応答解析、断面解析

1. はじめに

巨大地震に備えるために、建築物は従前の粘り強さに加え、地震後の使用性や修復性に優れたレジリエンス（復元性）を併せ持つ必要がある。著者らは表面にスパイラル溝を有し、規格降伏強度が 1275N/mm^2 の超高強度鉄筋（以下、SBPDN 鉄筋）を主筋に用いた RC 部材の研究を行っており、SBPDN 鉄筋を主筋に用いた RC 部材は、大変形後も残留変形を小さく抑えると共に、大変形時まで耐力が上昇し続けるドリフト硬化型の履歴性状を示すことを明らかにしてきている¹⁻³⁾。

片持ち形式の柱の実験では、主筋の端部に機械式定着を施せば、RC 柱は大変形域まで水平抵抗力が低下することなく非常に安定した履歴挙動を示し、除荷後の変形を小さく抑えられることが明らかになった²⁾。さらに、逆対称曲げモーメントを受ける場合においても、柱反曲点近傍で主筋のすべり止め策を講じ、同位置でのコンクリートの割裂ひび割れを防ぐことで、同様の安定した履歴挙動を発揮することを実験により示した^{4,5)}。

また SBPDN 鉄筋を主筋に用いた柱の履歴性状については、付着すべりの影響を考慮した部材解析³⁾を用いることで精度良く評価できることを明らかにしてきた⁵⁾。

しかしながら、これまでの研究は部材単体に対して行われたものである。一般的に、骨組は柱梁接合部において、梁の塑性化を先行させ、層崩壊を防ぐ必要がある。そのような骨組において、残留変形の小さなドリフト硬化型の履歴性状を有する RC 柱を用いた場合の耐震性能は明らかではない。

そこで本研究は、SBPDN 鉄筋を主筋に使用した RC 柱を有する骨組の耐震性能を明らかにすることを目的として、5 層 3 スパンの平面 RC 骨組モデルにおいて、使用する柱種別による耐震性能の変化を Pushover 解析と弾塑

性地震応答解析により調べた。柱には、一般的に用いられる SD390 を用いた RC 柱と SBPDN 鉄筋を用いた RC 柱の 2 種類を用いる。骨組モデルには SD390 の柱を用いた場合に、全体崩壊機構を形成するように設計したものをを用いている。また近年、複数回の大きな揺れを受けるような地震についての検討の必要性が高まっている。そこで、柱に SBPDN 鉄筋を用いた骨組の繰り返しの地震動を受けた際の耐震挙動についても検証した。

2. 骨組モデル

2.1 建物概要

解析対象とする建築物は、高さ 16.5m の実大 5 層の鉄筋コンクリート建物である。各階高は 3.3m、スパン長さは 6.0m の整形純ラーメンであり、建物用途は事務所である。各階の柱断面、梁断面は、主筋に SD390 を用いると仮定した上で、保有水平耐力計算に基づき、図-1 のように設定した。

2.2 骨組モデル概要

解析のプラットフォームは、米国の PEER で開発された Opensees⁶⁾を用いる。

本研究では、柱梁は断面の重心位置を通る線材とし、柱梁接合部は剛、1 階柱脚は固定としてモデル化する。柱梁のひび割れや曲げ降伏による非線形特性は、後節のようにモデル化することで評価した。長期荷重の値は荷重指針⁷⁾により略算し、各階の質量は、表-1 のように設定した。また、平面上の質量は、隅柱と内柱の柱梁接合部に集中するものとし、内柱の質量は隅柱の質量の 2 倍と仮定した。内側のフレームを検討対象とした。

2.3 部材のモデル化

本研究の部材においては、SD390 と SBPDN 鉄筋の 2 種類を用いている。それらの主筋の特性に基づき異なる

*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

*3 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

方法で部材解析を行い、モデル化を行う。なお、本解析では、せん断破壊や割裂破壊は生じないと仮定している。

(1) 異形鉄筋 SD390 を主筋に用いる部材の解析

主筋に SD390 を用いる部材に関しては、ファイバー法により $M-\phi$ 解析を行って得られる曲げモーメント-曲率関係をトリリニアモデルで近似化した。 $M-\phi$ 解析は、断面寸法と配筋に基づいて、鉄筋とコンクリートのファイバーに分割し、平面保持の仮定に基づいて解析を実施した。材料の応力-ひずみ関係モデルは、コンクリートは崎野・孫式⁸⁾を用い、主筋 SD390 は完全弾塑性モデルを用いた。各断面形状において、一定軸力下での単調載荷の $M-\phi$ 解析を行い、そのモデル化を行う。軸力は長期荷重により各柱に生じる値を用いており、骨組の変形に伴って柱に生じる変動軸力については考慮していない。また、柱梁曲げ耐力比は、ト形接合部に関しては 3.3 以上、十字形接合部に関しては 1.8 以上であるため、柱梁接合部の接合部降伏破壊は考慮しないものとする。

表-1 各階の質量

階	単位床荷重* (tf/m ²)	床荷重 (kN)	質量 (ton)
R	1.63	1726.4	173.4
5	1.39	1472.2	147.9
4	1.39	1472.2	147.9
3	1.39	1472.2	147.9
2	1.39	1472.2	147.9
1	1.39	1472.2	147.9

*の値は建築物荷重指針・同解説(2004)参照

	DD	800	p_t	0.59%
	BB	800	d	740
	Dcore	712	f_c	30
	Bcore	712	f_{cc}	30.3
	帯筋	D10@80	主筋	28-D22
	p_w	0.22%	用途	1,2階柱
	DD	750	p_t	0.60%
	BB	750	d	690
	Dcore	662	f_c	30
	Bcore	662	f_{cc}	30.3
	帯筋	D10@90	主筋	28-D22
	p_w	0.21%	用途	3,4,5階柱
	DD	800	p_t	0.82%
	BB	500	d	740
	Dcore	715	f_c	30
	Bcore	455	f_{cc}	30
	あばら筋	D10@120	主筋	12-D25
	p_w	0.23%	用途	全階梁

DD:柱せい, BB:柱幅, Dcore:コアせい, Bcore:コア幅,
 p_w :せん断補強筋比, p_t :引張鉄筋比, d:有効せい,
 f_c :コンクリート強度, f_{cc} :コアコンクリート強度

図-1 柱梁断面詳細

(2) SBPDN 鉄筋を主筋に用いる部材の解析

SBPDN 鉄筋を主筋に用いる部材の場合、付着すべりの影響が顕著になるため、上記の断面解析手法では、履歴挙動を適切に評価できないことが既往の研究で報告されている^{3,5)}。本論では、船戸らの手法³⁾により、鉄筋とコンクリート間の付着-すべり関係を考慮できる分割要素解析を行った。解析手法の妥当性を示す一例として、既往の研究における SBPDN 鉄筋を用いた柱に対する一定軸力下での正負交番繰り返し載荷実験結果と船戸らの解析手法による部材解析結果の比較⁵⁾を図-2に示す。図のように、本解析手法は SBPDN 鉄筋を用いた柱の耐力ならびに残留変形を精度よく評価することができる。

本解析は、柱をヒンジ領域と付着バネ領域に離散化したうえ、付着バネ領域からの鉄筋抜け出し量を付着応力-すべり量関係を用いて算出してから、ヒンジ領域内の鉄筋のひずみないし応力を求める手法である。また、ヒンジ領域のコンクリート断面に対してはファイバー法により $M-\phi$ 解析を行うものである。材料の応力-ひずみ関係モデルの包絡線について、コンクリートは崎野・孫式を用い、SBPDN 鉄筋は Menegotto-Pinto モデルを用い、繰り返し則については、北島らの提案手法⁹⁾を用いた。各柱部材において、柱脚から柱中央高さまでの長さ L の片持ち柱として、一定軸力下での繰り返し水平力に対する部材解析を行い、柱脚部での $M-\phi$ 関係を取得した。ヒンジ領域長さ L_p は $1.0D$ (D は断面せい) と仮定し、主筋は柱中央部と柱梁接合部中央で定着されていると仮定した。せん断変形は考慮しないものとした。

(3) $M-\phi$ 関係のモデル化

本研究では上記の解析により得られた $M-\phi$ 関係を図-3に示すトリリニアモデルで近似化する。図中の A 点と B 点は、それぞれ 1 次降伏点 (M_{y1})、2 次降伏点 (M_{y2}) を表す点であり、該当の柱部材が、集中ヒンジの仮定に基づいて片持ち柱として変形した際の部材角 R の値に基づいて決定した。ここで、部材角 R と曲率 ϕ の関係は、塑性ヒンジ領域 L_p と柱脚から柱中央高さまでの長さ L を用いて下記の式(1)によると仮定した。

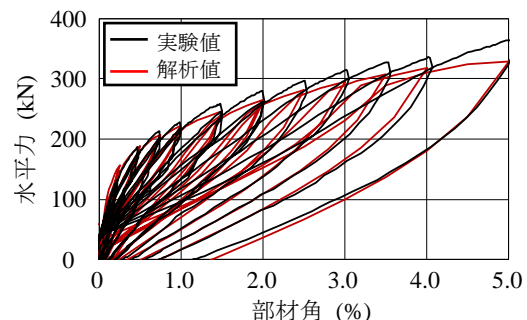


図-2 部材解析比較⁵⁾

$$R = \phi L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L} \right) \dots\dots\dots (1)$$

A 点は部材角 $R=0.0025\text{rad}$ 時の点を用い、B 点に関しては、SBPDN 鉄筋を主筋に用いた部材は $R=0.01\text{rad}$ 時の点を、SD390 を主筋に用いた部材はグラフの再現性を考慮し、最大曲げモーメントの 0.95 倍を通る点とした。C 点は B 点以降の勾配を制御する点であり、 $R=0.03\text{rad}$ 時の点とした。復元力特性モデルは下式(2)と(3)を用い、Takeda モデルを簡易的に模擬した。

$$\mu = \phi_{unl} / \phi_y \dots\dots\dots (2)$$

$$K_{unl} = \mu^{-\beta} \cdot K_0 \dots\dots\dots (3)$$

ここで除荷剛性を決める β の値は主筋に SD390 を用いる部材に関しては $\beta_{SD}=0.4$ で一定とした¹⁰⁾。一方、SBPDN 鉄筋を用いる部材は一般的な部材より除荷剛性が小さくなることを適切に評価する必要がある。そこで、各断面に対して 2.3.2 節に示した部材解析手法による一定軸力下における正負交番水平力漸増増荷解析を行い、部材角 $R=0.010, 0.015, 0.020, 0.025, 0.030 \text{ rad}$ の各サイクルでの解析結果の残留曲率と、モデル化後の残留曲率の差の二乗和が最も小さくなるように各断面について β_{UHR} の値を決めた。得られた各断面の β の値と $M-\phi$ 関係の第 3 勾配と初期勾配の比 α を表-2 に示す。また、一例として、1 階内柱断面における解析結果とモデル化した β の値による $M-\phi$ 関係の比較を図-4 に示す。履歴ループの大きさにおいては、過小評価しているが、SBPDN 鉄筋を用いることによる残留変形の抑制を再現できていることが確認できる。

各断面の軸剛性は、コンクリートのヤング係数、断面積、部材長によって求め、一定とした。

3. Pushover 解析

柱種別の違いによる骨組の耐震性能を検証するために、Pushover 解析を行った。鉛直方向の水平力分布は Ai 分布に基づいて決定し、中柱の節点の水平力は外柱の節点の 2 倍とした。荷重は最上階の外柱柱頭の節点の水平変位を屋上高さで除して得られる全体変形角により制御し、荷重プログラムは全体変形角が 0.005, 0.010, 0.015, 0.020, 0.025, 0.030 rad の各変位振幅 1 回ずつの正負交番繰返し荷重である。P-A 効果の影響は柱のみ考慮した。柱に用いる主筋種別を変数として 5case の解析を行った。それぞれの case において、各柱断面に用いた主筋種別は、表-3 の通りであり、case1 は柱主筋すべてに SD390 を用いたモデルケースであり、case2 はすべてに SBPDN 鉄筋を用いた場合、case3 は 1 階柱のみに SBPDN 鉄筋を用いた場合、case4 と case5 はそれぞれ 1 階の中柱と外柱

にのみ SBPDN 鉄筋を用い場合である。図-5～図-7 に検討骨組の Pushover 解析結果の比較として、1 階層せん断力（以下、ベースシア）と全体変形角関係、ベースシアと 1 階層間変形角関係、各階の層間変形角分布を示す。

図-5 による case1 と case2 の比較から、すべての柱を SBPDN 鉄筋とすることで、全体変形角の残留が 2/3 程度に抑えられていることがわかる。また階ごとの層間変形角の分布が変化したことが確認できる。

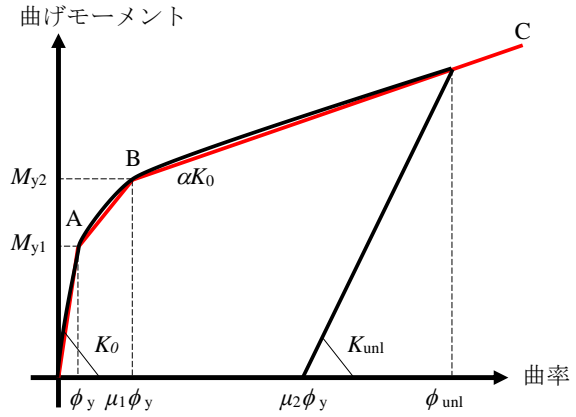


図-3 M-φ 関係のモデル化

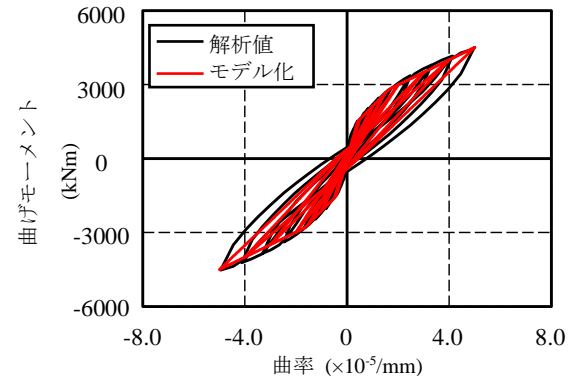


図-4 β による M-φ 関係の比較

表-2 各柱における β と α の値まとめ

階	SD390				SBPDN鉄筋			
	中柱		外柱		中柱		外柱	
	β _{SD}	α	β _{SD}	α	β _{UHR}	α	β _{UHR}	α
5	0.4	0.012	0.4	0.011	0.380	0.211	0.348	0.230
4		0.006		0.006	0.430	0.184	0.380	0.212
3		0.006		0.006	0.515	0.151	0.387	0.205
2		0.005		0.006	0.516	0.147	0.412	0.188
1		0.003		0.006	0.522	0.139	0.433	0.178

表-3 柱位置と主筋に使用する鉄筋のまとめ

柱位置	1階中柱	1階外柱	2~4階柱	5階柱
case1	SD390			
case2	SBPDN鉄筋			
case3	SBPDN鉄筋		SD390	
case4	SBPDN鉄筋	SD390		
case5	SD390	SBPDN鉄筋	SD390	

図-6 による比較より、case2 と case3 はほとんど同じ結果であることが確認でき、1 階柱の履歴挙動が骨組の耐震性能に大きな影響を及ぼすことがわかる。これは全体崩壊機構を形成する骨組であるため、柱にヒンジができるのは、1 階柱脚部と 5 階柱頭部だけであるためである。そのため、case2 と case3 の違いは 5 階の柱頭側にできる塑性ヒンジの影響であると考えられる。また、case3 の方が層間変形角の階ごとの差を小さく、変形の集中を抑えることができている。これは SD390 を用いた case1 において、そもそも 5 階の変形量が小さかったため、5 階柱にまで SBPDN 鉄筋を用いると、さらに変形量を小さく抑えてしまい、他の階への変形の集中を促進させてしまうためと考えられる。今回の検討対象のような、1 階柱脚と 5 階の柱頭以外で柱に塑性ヒンジが生じず、5 階の層間変形が小さい建物の場合、1 階だけを SBPDN 鉄筋にするだけで効率的にかつ効果的に骨組の耐震性能を上昇させることができることがわかる。

図-7 による比較から、本論の骨組モデルにおいては、1 階すべての柱の主筋を SBPDN 鉄筋にしなくても、中柱または外柱の 2 本の柱の主筋を SBPDN 鉄筋にするだけで、十分に骨組の残留変形を抑制できることがわかる。case5 が case3 や case4 より変形を抑えられているが、これらの結果には変動軸力の影響が含まれていないため、1 階柱のどの位置の柱の主筋に SBPDN 鉄筋を用いると有効であるかに関しては今後更なる検討が必要である。

4. 弾塑性地震応答解析

地震応答時の柱主筋種別の影響を調べるため、平面フレームモデルに対する弾塑性地震応答解析を行った。入力地震波は、図-8 に示す El Centro 波の NS 成分を 50kine に基準化したもの (Type1)、100kine に基準化したもの (Type2)、100kine に基準化したものを 2 回入力したもの (Type3) の 3 パターンを使用した。数値計算には Newmark の β 法を使い、 $\beta=1/4$ とした。また、応答計算の時間刻み

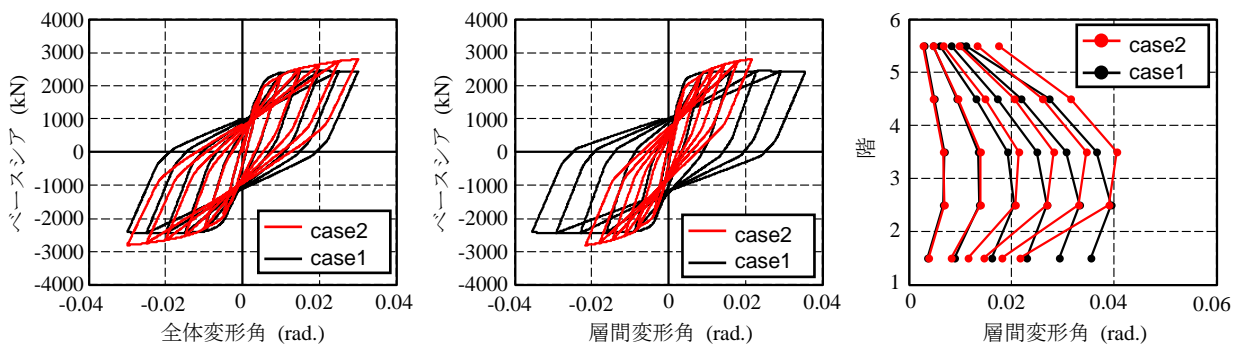


図-5 case1 と case2 の比較

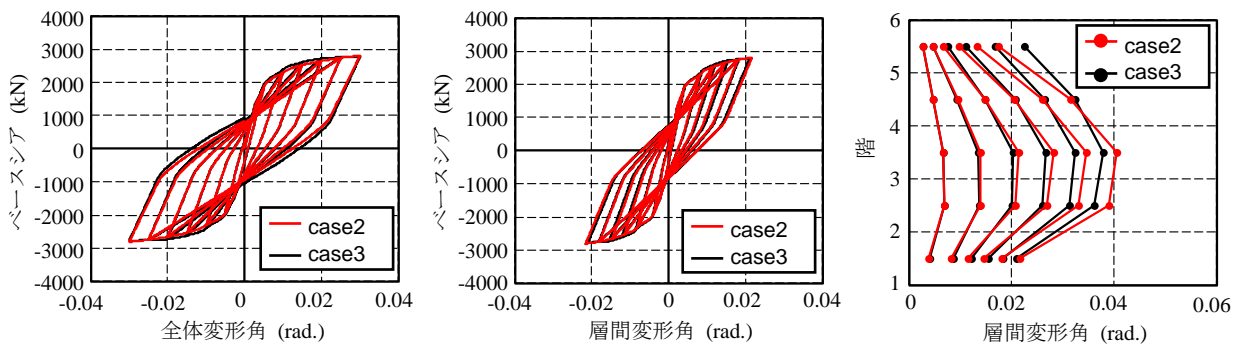


図-6 case2 と case3 の比較

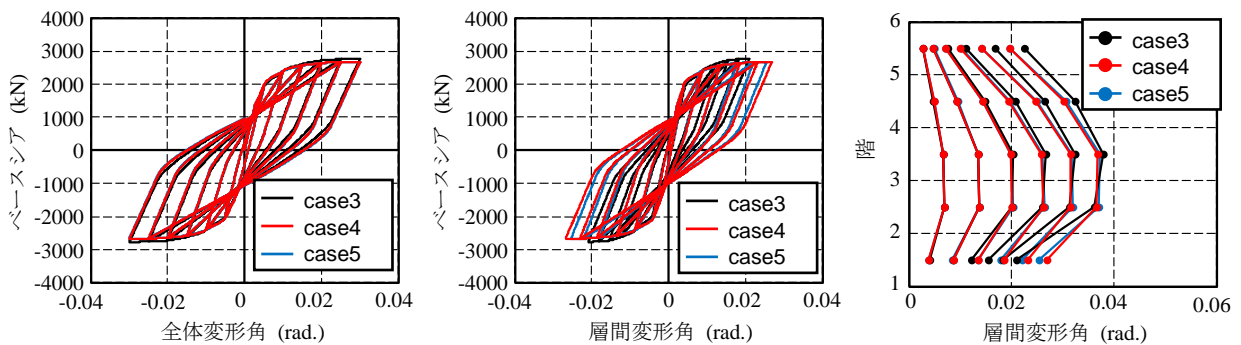


図-7 case3, case4, case5 の比較

は0.02秒、減衰マトリクスは、質量マトリクスと初期剛性マトリクスを用いた **Reyleigh** 減衰として、1次モードと2次モードに対してそれぞれ3.0%の減衰定数を設定し、作成した。1回の地震波の入力継続時間は53.74秒である。骨組モデルのcaseとしては、表-3の5caseの内、case1, 3の2caseに対して計算を行った。各Typeの地震波に対する各caseの全体変形角の最大値と残留値をまとめたものを表-4に示し、全体変形角と時間の関係を図-9に示し、階数と各階の層間変形角の最大値の関係を図-10に示し、階数と残留層間変形角の関係を図-11に示す。それぞれ上から、Type1, Type2, Type3の結果である。また、残留値は地震後骨組が自由振動し、十分に加速度が減衰した後の値である。

図-9~11によるcase1とcase3の比較において、50kineに基準化した地震動を入力した際は、各層の最大層間変形角、残留変形ともに大きな差は見られなかった。100kineに基準化した地震動を入力した際の応答においては、1階の最大層間変形角に差が生じていることがわ

かる。これは **SBPDN** 鉄筋を主筋に用いた柱は、大変形域においても高い剛性を保ち続けるため、最大変形量を小さく抑えたものと考えられる。2階以上の階では最大層間変形角はほとんど変化がないが、残留変形は **SBPDN** 鉄筋を主筋に用いることで小さく抑えられている傾向が見られる。100kineに基準化した地震動を2回入力した際は、1回入力した際より少し全体変形角が最大時の層

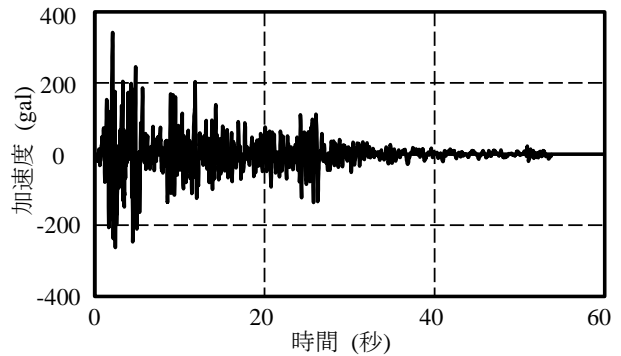
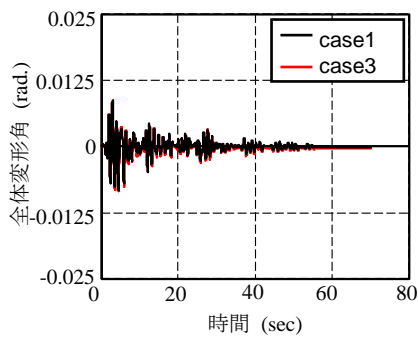
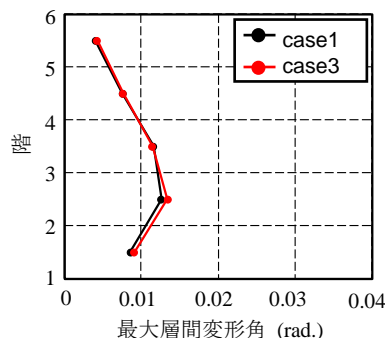


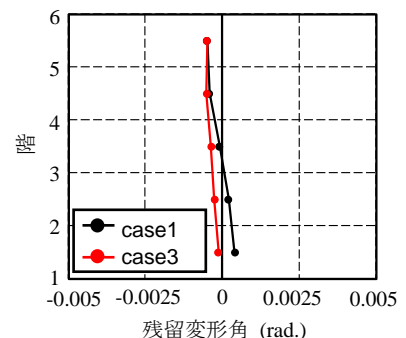
図-8 El Centro(1940年)



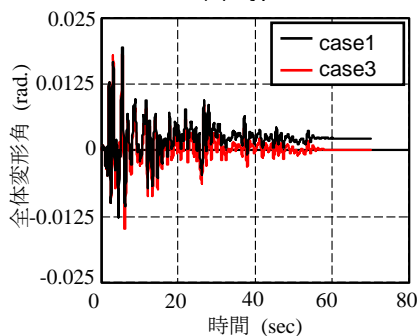
(a) Type1



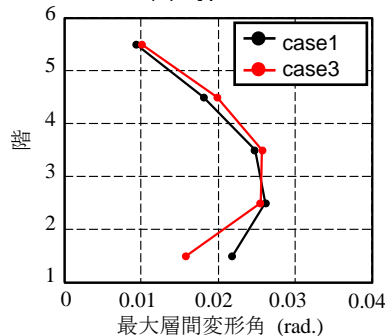
(a) Type1



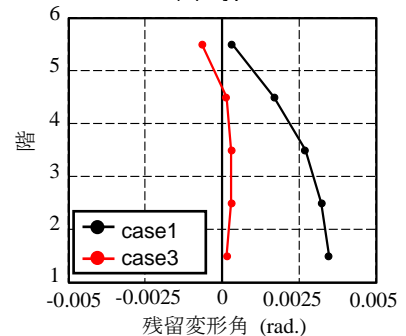
(a) Type1



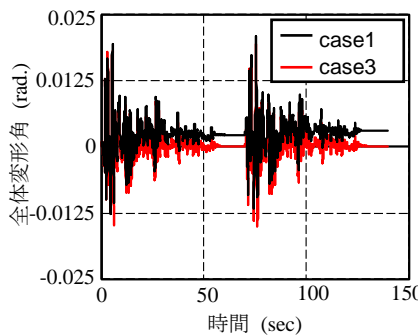
(b) Type2



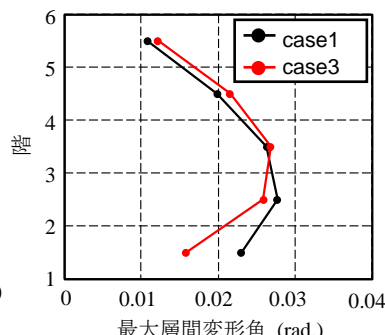
(b) Type2



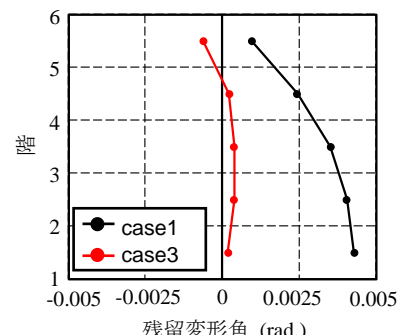
(b) Type2



(c) Type3



(c) Type3



(c) Type3

図-9 全体変形角-時間関係

図-10 階数-最大層間変形角関係

図-11 階数-残留時の層間変形角関係

表-4 弾塑性地震応答時の全体変形角と残留変形角

地震動	Type1		Type2		Type3	
	最大全体変形角	残留全体変形角	最大全体変形角	残留全体変形角	最大全体変形角	残留全体変形角
case1	0.852%(rad.)	-0.008%(rad.)	1.941%(rad.)	0.228%(rad.)	2.090%(rad.)	0.305%(rad.)
case3	0.871%(rad.)	-0.035%(rad.)	1.823%(rad.)	0.005%(rad.)	1.933%(rad.)	0.011%(rad.)

間変形角が少し大きくなっている。また残留変形に関しては、case1の場合に比べて、case3の場合の増加率が小さいことが読み取れる。ここから、多数回の地震を受ける可能性が高い建物ほど、SBPDN鉄筋の有効性が高くなると考えられる。

図-9と表-4から、SBPDN鉄筋を用いたRC柱を1階に利用することで、最大変形量はほとんど変わらないが、骨組全体の残留変形を小さく抑えることに有効に働くことが分かる。今後、どの位置の柱にSBPDN鉄筋を用いると骨組の耐震性能を効率的に上昇させることができるのかを検討していく必要がある。

5. まとめ

5層3スパンの全体崩壊機構を形成するRC骨組モデルにおいて、柱部材に用いる主筋種別が骨組の耐震性能に及ぼす影響を明らかにすべく、フレームモデルに対するPushover解析と弾塑性地震応答解析を実施し、以下の所見を得た。

- SBPDN鉄筋を用いることで、骨組の全体変形角および層間変形角の残留値を小さく抑えることができる。
- 柱において1階柱脚と最上階の柱頭にしか塑性ヒンジが形成されない場合、1階の柱のみにSBPDN鉄筋を用いるだけで骨組の耐震性能を効果的に高めることができる。本ケースにおいては、4本の1階柱のうち2本の柱の主筋をSBPDN鉄筋にするだけでも十分に耐震性能を高めることができた。
- SBPDN鉄筋を使用した柱を有する骨組は、100kine程度の巨大地震の時ににおいても残留変形を小さく抑え、複数回の巨大地震が生じた場合においても、安定した耐震性能を発揮する。

今後は、他の崩壊機構の骨組へ適用することや、高さが違う場合などを検討していく必要がある。

謝辞

本研究の一部は、中日政府間国際共同研究（National key R&B program of china, 2016YFE 0125600）の支援を得た。また本研究の一部は、JSPS 頭脳循環を加速する戦略的国際研究ネットワーク推進プログラム「巨大地震に対する創生型居住環境のレジリエンスに関する研究のグローバル化」（平成 29-31 年度）の一貫として実施されたもので

ある。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 谷昌典, 孫玉平, 小山智幸, 小山田英弘: フライアッシュを外割混合したコンクリートを用いたRC柱部材の力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.73-78, 2010
- 2) 仲井士門, 橋高将義, 谷昌典, 孫玉平: 主筋比及び軸力比が超高強度鉄筋を主筋に用いたRC柱の耐震性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.157-162, 2011.7
- 3) 船戸佑樹, 孫玉平, 竹内崇, 蔡高創: スパイラル溝を有する超高強度鉄筋の付着特性のモデル化と柱部材の履歴解析への応用, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.157-162, 2012.7
- 4) 孫玉平, 竹内崇, 奥田隼也, 大畑雄俊: レジリエントなコンクリート柱の耐震性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1501-1506, 2013.7
- 5) 大仲菜保子, 竹内崇, 藤永隆, 孫玉平: 二方向載荷を受ける付着強度の低い超高強度鉄筋を用いたRC柱の耐震挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.39, No.2, pp.103-108, 2017.7
- 6) OpenSees Development Team, OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, U.S.A., <http://opensees.berkeley.edu/>.
- 7) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, pp.110-111, 2004
- 8) 孫玉平, 崎野健治, 吉岡智和: Flexural Behavior of High-Strength RC Columns Confined by Rectilinear Reinforcement, 日本建築学会構造系論文集, 第 486号, pp.95-106, 1996.8
- 9) 北島英樹, 福原武史, 陳静, 孫玉平: 高強度RC柱部材の耐震性能評価法の提案, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 44号, pp.349-352, 2005.3
- 10) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen and N. Norby Nielsen: ASCE Reinforced Concrete Response To Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1970.12