

論文 強度の異なる軸鉄筋をもつ高強度コンクリート柱

小室 努*1・佐藤啓治*2・田中仁史*3・R. Park*4

要旨：異強度の軸鉄筋をもつ高強度コンクリート柱の一定軸力下での水平力漸増載加繰り返し実験及びその追跡解析を行った。水平変位の増加に伴い低強度軸鉄筋から徐々に降伏が始まり、高強度軸鉄筋の降伏が生じるまで水平耐力が上昇し、高い靱性性能が得られることが確認できた。また、このような特性を持つ柱部材を使用したRC造構造物を想定し、動的応答解析を行い、異強度軸鉄筋使用柱の適用可能性を示した。

キーワード：異強度軸鉄筋、梁降伏メカニズム、履歴復元力特性、動的応答解析

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造建物（RC建物）の設計は梁降伏メカニズムに基づく靱性設計が一般的である。超高層建物やロングスパン梁を有する建物では、このメカニズム達成を保証するための柱断面性能として、大きな柱断面寸法、軸鉄筋量の多い配筋等がしばしば要求される。この問題の一解決法として、強度の異なる軸鉄筋を一つの柱に混在させ、耐震設計上好ましい履歴復元力特性を実現させる設計法が渡辺らにより提案されている[1]。同一強度の軸鉄筋をもつ従来の柱では、増加する水平力に対し、軸鉄筋降伏時点が部材の最大耐力時となり、十分な横補強がなされていないと、急激な耐力低下へとつながる。これに対し、異強度の軸鉄筋をもつ柱においては、水平変位の増加に伴い低強度軸鉄筋から徐々に降伏が始まり、高強度軸鉄筋の降伏が生じるまで水平耐力が上昇し、さらに、この間低強度軸鉄筋降伏による履歴減衰が期待できるという履歴復元力特性の実現が可能になる。本研究は、この柱の設計法の適用性及び有効性を実験及び動的応答解析により確かめたものである。

2. 実験

2.1 実験概要

柱供試体は断面寸法400mmX400mmで、軸鉄筋には規格降伏点強度が430MPa（普通強度鉄筋）および930MPa（高強度鉄筋）の異径鉄筋を使用し、鉄筋の組合せを3種類、また、軸力比を0.3お

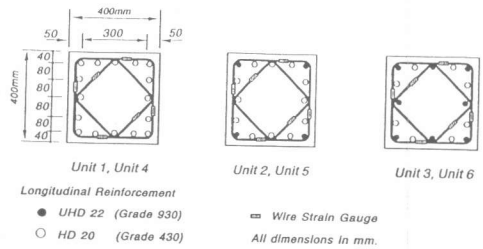
表-1 供試体一覧と最大曲げモーメント

供試体	f'c (MPa)	主筋				横拘束筋			軸力比 F'c/Ag	最大曲げモーメント					
		UHD22 (Grade930)		HD20 (Grade430)		fy (MPa)	ρs (%)	pw (%)		Pe F'c Ag	Mmax (kN·m)	Msec (kN·m)	Maci (kN·m)	Mmax Msec	Mmax Maci
		本数	fy (MPa)	本数	fy (MPa)										
UNIT1	59.8 [3.87E+04]	0	1033	16	442	3.14	1.56	0.54	0.3	759	704	647	1.08	1.17	
UNIT2		4		12		3.32				902	871	681	1.04	1.32	
UNIT3		8		8		3.51				996	962	698	1.04	1.43	
UNIT4	0	[1.99E+05]	16	[2.00E+05]	3.14	[2.01E+05]	0.6	948		813	692	1.17	1.37		
UNIT5	4	12	3.32	1060	978	716		1.08		1.48					
UNIT6	8	8	3.51	1147	1052	728		1.09		1.58					

f'c=コンクリート圧縮強度、fy=降伏強度、ρt=全鉄筋比、ρs=横拘束筋体積比、pw=横拘束筋面積比、Pe=軸力、Ag=断面積
 Mmax=最大曲げモーメント実験値、Msec=層分割法による最大曲げモーメント計算値、Maci=ACIスリップロックによる最大曲げモーメント計算値
 []内の数字はヤング係数(MPa)を示す。ただし、コンクリートの場合は、計算値（初期弾性係数）を示す。

- *1 大成建設（株） 設計本部構造設計第1部設計室主任、工修（正会員）
- *2 大成建設（株） 設計本部構造設計第1部設計室係長、工修
- *3 カンタベリー大学建設工学科上級講師
- *4 カンタベリー大学建設工学科教授

よび0.6の2種類とした合計6体である。横拘束筋量はNZS3101[2]を満足するように決定した。図-1に供試体配筋図を、表-1に供試体一覧と最大曲げモーメントを示す。荷重は片持ち柱形式とし、一定軸力下で部材変形角 $\pm 0.5\%$ で1回、その後 $\pm 1\%$ 、 $\pm 2\%$ 、 $\pm 3\%$ 、 $\pm 4\%$ ・・・で2回ずつ正負繰り返した。



2.2 実験結果と考察

実験結果の一例として、UNIT1, 3, 4, 6の水平荷重-変位関係をそれぞれ図-2, 3, 4, 5に示す。図中の破線はP- Δ 効果を考慮したACIスラストロッドによる終局荷重の理論値である。UNIT1, 2, 3はともに5%の変形角まで安定した履歴性状を示している。しかしながら、1.5%の変形角から耐力が減少しはじめているUNIT1に較べて、高強度鉄筋を含むUNIT2, 3は3%の変形角まで耐力上昇が見られる。さらに、1.5%から3%までの耐力上昇の度合いは高強度鉄筋を多く含むUNIT3のほうが大きい。このことは柱の軸筋に高強度鉄筋を混在させることによって最大耐力時の変形と普通強度鉄筋降伏後

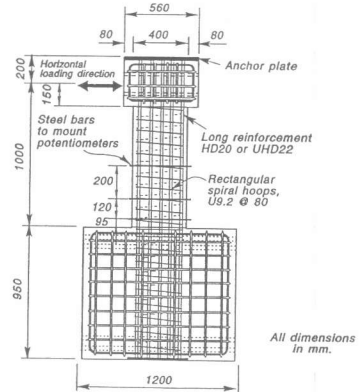


図-1 供試体図

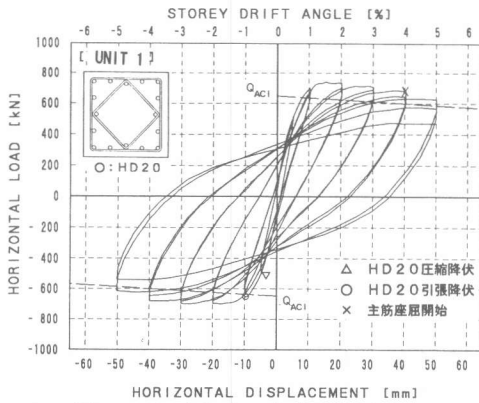


図-2 水平荷重-変位関係(UNIT1)

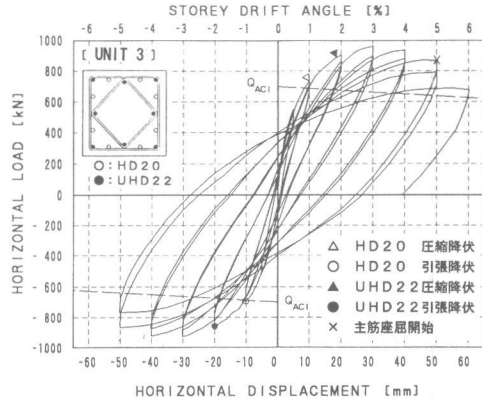


図-3 水平荷重-変位関係(UNIT3)

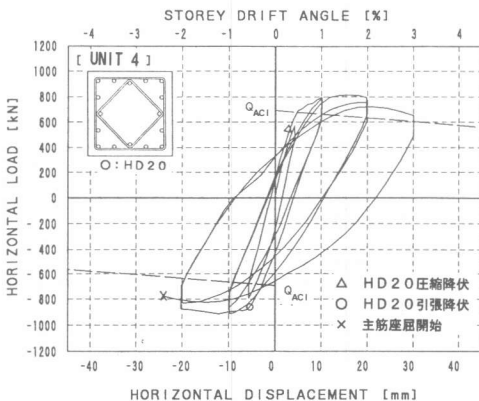


図-4 水平荷重-変位関係(UNIT4)

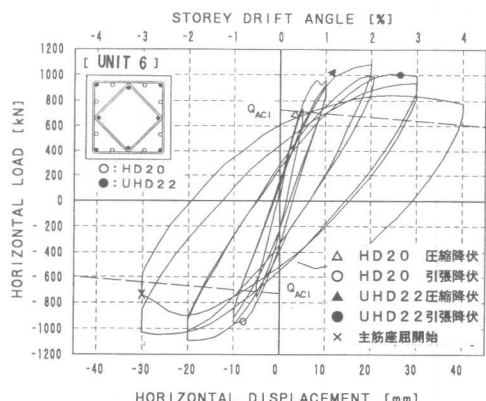


図-5 水平荷重-変位関係(UNIT6)

の耐力上昇の度合いを制御できることを示している。UNIT4, 5, 6は軸力比が0.6という高軸力にも関わらず、3供試体ともに載荷最終段階まで安定した履歴性状を示している。高強度鉄筋の有無による履歴性状はUNIT1, 2, 3の場合と同様で、高軸力下においても強度の異なる鉄筋を混在させた効果が表れている。軸鉄筋の初期の座屈はUNIT1, 2, 3では4%から5%の変形角で、UNIT4, 5, 6では3%の変形角で観察された。また、UNIT4, 6では軸鉄筋の顕著な座屈による横拘束筋の破断で載荷を終了した。付着割裂によるひび割れは高軸力を受けるUNIT4, 5, 6のほうが顕著で、特に、高強度鉄筋に沿って大きく観察されたが、荷重-変形関係に及ぼす影響は少なかった。これらの結果より、NZS3101の規定に従った横拘束筋を配した柱では、軸鉄筋の初期の座屈と顕著な付着すべりは普通強度鉄筋および高強度鉄筋使用の場合ともに3%の変形角まで抑制されたといえる。また、横拘束筋の応力は軸力比が0.6の場合が大きく、軸鉄筋の初期の座屈直前で800MPa程度であった。最大曲げモーメント計算値をACIストレス・ブロックを用いた方法とManderらによるコンクリートの応力-歪み関係を使用した層分割法[3]で求め、計算値と実験値との比較を表-1に示す。層分割法による計算値は実験結果とよい一致を示すが、ACIストレス・ブロックによる計算値は実験結果に比べて小さく、高強度鉄筋量および軸力の増大に伴って、この傾向は顕著である。

3. 動的応答解析

3.1 セン断型1質点系モデルによる動的応答解析

異強度軸鉄筋使用柱の基本的動的応答特性（従来のRC柱との差異）を確認するため、せん断型1質点系モデルによる動的応答解析を行った。せん断力-水平変位関係には、トリニア型剛性低下復元力特性（武藤モデル）を仮定し、減衰定数は3%とした。入力地震波はEl Centro 1940NS原波（最大加速度 341.7gal）を用いた。ケーススタディーとして柱断面の軸鉄筋量を一定にし、普通強度鉄筋の一部

を高強度鉄筋に置き換えた場合を想定した。図-6に示すように、普通強度鉄筋降伏時水平変形をモデル高さ h の $1/100$ とし、その時点までのスルトカーブを一定とし、第3勾配をパラメータとした。水平勾配のものをタイプAとし、初期弾性剛性に対し2.5, 5.0, 7.5及び-2.5%の勾配を持つモデルをそれぞれタイプB, C, D及びEとした。つまり、タイプB, C及びDが異強度軸鉄筋柱を使用した構造物のモデルである。又、強度型モデルを想定したハイ

リアカーブ（タイプ0）の検討も行った。もう一つのパラメータとして、図-6に示す降伏点剛性 K_1 に対応する固有周期 T_1 を0.4~1.2(秒)間で変化させた。この解析結果として、図-7に各タイプの無次元化したスルトカーブとそれに対応する各 T_1 ごとの最大応答値を示す。また、図中には各 T_1 の応答変形の包絡線を実線（○—○）で示す。この図より、ある範囲の固有周期をもつモデル（ $T_1=0.5\sim 0.8\text{sec}$ ）に対して、応答変形を最小化する第3枝勾配がタイプA~0に存在する事がわかる。

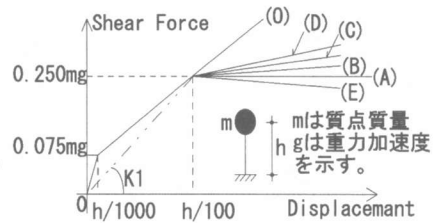


図-6 1質点系モデル スルトカーブ（タイプA, B, C, D, E, 0）

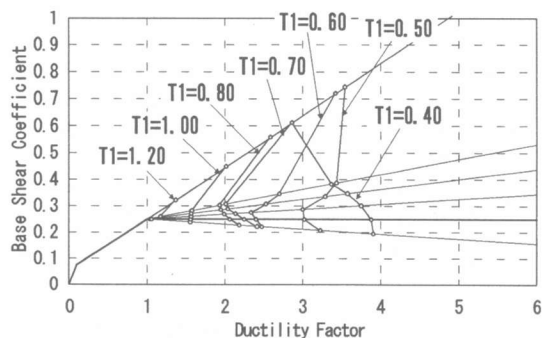


図-7 セン断型1質点系モデル応答解析結果

3. 2 せん断型多質点系モデルによる動的応答解析

異強度軸鉄筋使用柱を多層RC建物へ適用した場合の検討を行った。適用建物が横方向地震力を受け、ある層において柱の普通強度鉄筋が降伏したとしても、この柱は増加する水平変形に対し曲げ耐力の上昇を示すため、層としても水平耐力の上昇が可能となる。そこで1質点系モデルと同様のせん断型多質点系モデル動的応答解析を行った。建物モデル(5, 7, 10階)及び各モデル1次固有周期を図8に示す。解析パラメータは、トリリアカーブ第3枝勾配(K3)とし、全層のK3を初期弾性剛性に対し0.0, 2.5, 5.0, 7.5及び-1.0%と変え、それぞれタイプA, B, C, D及びEとした。また、地震波はE1 Centro 1940NS, Taft 1952EW, Parkfield 1966を用い、各モデルのタイプAで顶部最大応答変形角が0.8%になる様、加速度を増幅し入力した。減衰は1次及び3次振動数に対し $\eta=3\%$ としたレーリー減衰を仮定した。図-9~13に5階モデル各タイプ(A~E)の各層せん断力-層間変形スルトンカーブ及び各地震波入力時最大応答値を示す。また、このモデルに用いた地震波の最大入力加速度も図中凡例に示す。タイプA及びEでは、ある層に集中的な応答変形(図中に↓で示す)が各波に見られるが、タイプB~Dの場合には応答変形が鉛直方向に一様化されている事がわかる。すなわち、異強度軸鉄筋柱を使用した場合、普通強度鉄筋降伏以降の層水平耐力の上昇により、鉛直方向の応答変形のばらつきを小さくすることが可能となる。この傾向は7, 10階モデルにおいても見られた。

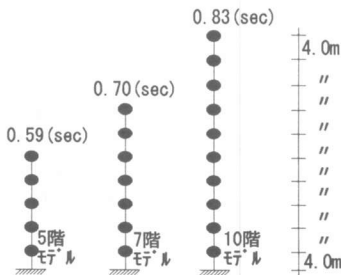


図-8 せん断型多質点系モデル

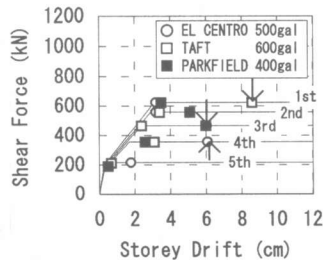


図-9 応答結果(タイプA)

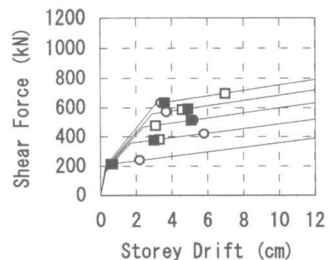


図-10 応答結果(タイプB)

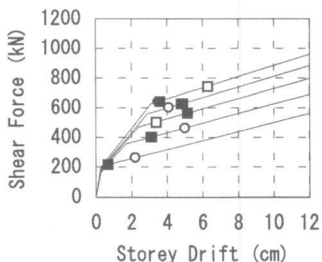


図-11 応答結果(タイプC)

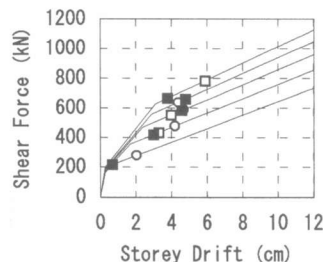


図-12 応答結果(タイプD)

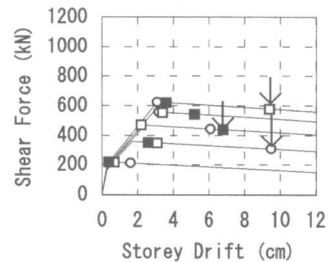


図-13 応答結果(タイプE)

3. 3 フレームモデルによる動的応答解析

図-14にフレーム解析を行った7階建物の軸組図を示す。プロトタイプ(タイプA)は、普通強度鉄筋(SD390)のみを使用し、建物保有耐力に対する設計ハズシ係数を0.25と設定した。梁降伏先行型を目指し接点周りの柱部材の曲げ耐力和が梁のものの1.1倍となるように柱部材を設計した。各部材危険断面位置のモーメント-曲率関係を、Manderらのコンクリートの応力-歪関係モデルを用いて層分割法により求め、トリリア型剛性低下復元力特性(SINAモデル)にモデル化した。この関係を各部材材端弾塑性ハネモデルに取り入れ、2次元フレームモデルとし、動的解析を行った。減衰は1次及び3次振動数に対し $\eta=3\%$ としたレーリー減衰を仮定した。地震波は多質点系モデルで使用した3波を用い、タイ

°Aで最大応答層間変形角が1.0%になるように各波の加速度を増幅させ、その大きさをレベル1（最大入力加速度でE1 Centro及び Taft:500gal Parkfield:400gal）と定義し、その1.5倍の加速度をレベル2（最大入力加速度でE1 Centro及び Taft:750gal Parkfield:600gal）と定義した。

この動的解析の結果、レベル1,2とも1階柱脚以外にも一部の柱において曲げ降伏がみられ、その最大塑性率はレベル1において1.29(E1 Centro)、レベル2において2.29(E1 Centro)であった。そこでこの柱降伏を防ぐ方法として、異強度鉄筋を柱軸筋に使用した。つまり、図-15に示すように、(1)柱部材の曲げ強度をほぼ一定に保ち、普通強度鉄筋を高強度鉄筋(SD930)に置き換えたシリーズ① [タイプB1, B2]及び(2)部材軸鉄筋断面積を一定にし、普通強度鉄筋を高強度鉄筋に置き換えたシリーズ② [タイプC1]を試みた。図-16にタイプA, B1, B2及びC1の最大層間変位応答分布を示す。どのタイプも大きな差異は見られないが、レベル1においてはタイプB1, B2の応答が多少大きな値を示している。これはタイプ

B1, B2における柱の方が降伏点剛性が低いため層としての降伏点剛性も低くなったためと考えられる。図-17はレベル1でのタイプA, B1, B2の柱の最大応答塑性率を示す。これら応答値は、柱部材のモーメント-回転角関係上にプロットし示した。絶対応答変形角はタイプB1及びB2が大きいものの、タイプAでは柱が最大耐力に達しているのに対して、タイプB1, B2は高強度鉄筋が弾性域にあるため最大耐力以下である。つまり、柱部材曲げ耐力一定でも、高強度鉄筋を使用し部材のスクルトカーブを調節することが、柱降伏（最大耐力時）を防ぐという点で、設計上有効な手段であることが示された。図-18はレベル2でのタイプA及びC1の柱の最大応答塑性率を示す。レベル2において絶対応答変形角でタイプC1がタイプAより小さい値を示し、タイプC1ではレベル1,2とも1階柱脚以外に曲げ降伏は見られなかった。このように、一部の普通強度鉄筋を高強度鉄筋に置き換え、普通強度鉄筋降伏後の曲げ耐力の勾配を調節することは、梁降伏を保証する意味で有効な手段といえる。また、この方法により部材の応答変形角を小さくすることも可能になり、現設計法で曲げ降伏を許容している1階柱脚部に特に効果があると考えられる。

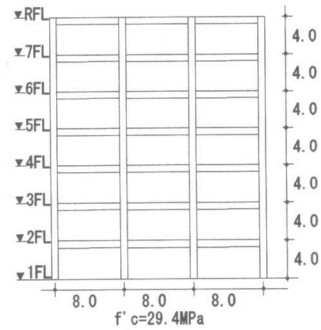


図-14 フレーム解析モデル

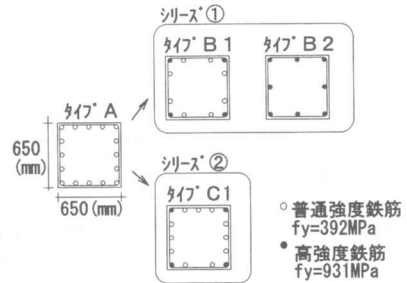


図-15 代表柱部材断面

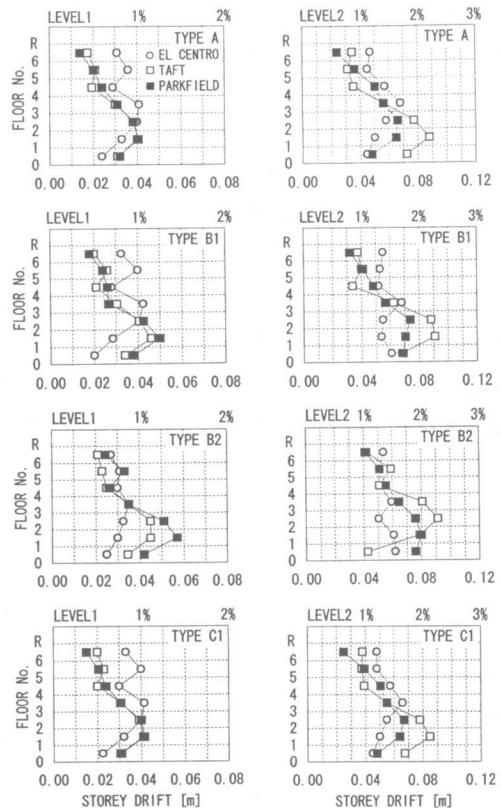


図-16 最大層間変形応答分布図

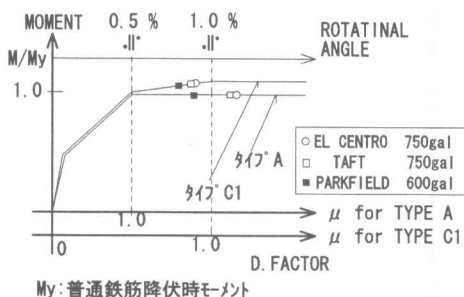
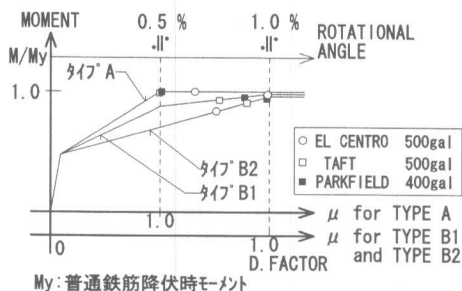


図-17 シリーズ①柱部材最大塑性率図(レベル1) 図-18 シリーズ②柱部材最大塑性率図(レベル2)

4. 結論

- (1) 高強度コンクリート柱に強度の異なる軸鉄筋を混在させることにより、最大曲げモーメント時の変形量を制御することができ、履歴特性を改善することが可能である。
- (2) 柱断面の軸鉄筋量を一定にした1質点系モデル状態で、普通強度鉄筋降伏後の耐力の上昇度が地震時応答変形をコントロールするのに有効な手段であることがわかった。
- (3) 多質点系モデルによる考察の結果、層としての降伏後耐力上昇度が応答変形を鉛直方向に一様にするのに有効な手段であり、結果としてそのことが弱層への集中的なダメージを防げることがわかった。
- (4) 7階フレームモデルの動的応答解析の結果、プロタイプでは柱の曲げ降伏が見られ、それを防ぐ方法として、次の2方法の考察した。

① 曲げ強度を一定にして、軸鉄筋の一部を高強度鉄筋に置き換える

② 軸鉄筋断面積を一定にして、その一部を高強度鉄筋に置き換える

①の方法によりレベル1において、1階柱脚以外の柱降伏を防ぐことができた。つまり、柱部材曲げ耐力一定で高強度鉄筋を使用し部材のスクルトカーブを調節することが、柱降伏(最大耐力時)を防ぐという点で設計上有効な手段であることが示された。又、②の方法によりレベル1,2とも1階柱脚以外に柱の曲げ降伏は見られなかった。普通強度鉄筋とともに高強度鉄筋を用いて、普通強度鉄筋降伏後の曲げ耐力勾配を増加させることが、梁降伏を保証する意味で有効な手段であることが示された。また、この方法により、部材の応答変形角を小さくすることも示されており、現設計法で曲げ降伏を許容している1階柱脚部の要求靱性を低減できるという効果があると考えられる。

(5) 柱軸鉄筋における普通強度及び高強度鉄筋の最適な組合せは、建物の性状、地震波の特性等により異なり、一概には決定できないが、異強度軸鉄筋を使用することにより、従来型配筋をした柱より好ましいスクルトカーブの作成が可能であることが示された。

【謝辞】本研究はニュージーランドカンタベリー大学において実施されたものである。御指導いただいたCarr博士に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) Watanabe, F., et al.: "Improvement of Flexural Behaviour of Reinforced Concrete Sections by Combined Use of Different Grade Longitudinal Bars", pp.927-940, Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design, Proceedings of ACI International Conference, Hong Kong, 1991
- 2) "Code of Practice for the Design of Concrete Structures(NZS3101, Part 1:1982), Standard Association of New Zealand
- 3) Sato, Y., Tanaka, H., and Park, R., "Reinforced Concrete Columns with Mixed Grade Longitudinal Reinforcement", Research Report No.93-7, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1993 Aug.