

許容残留変形の定量化と
残留変形制御のための柱脚機構の開発

2009 年 3 月

池永 昌容

目次

第1章	序	1
1.1	研究の背景	1
1.2	既往の残留変形に関する研究	2
1.3	研究の目的	4
1.4	論文の構成	5
	参考文献	6
	発表論文リスト	9
第2章	居住性・施工性・安全性指標からみた許容残留変形の定量化	13
2.1	研究の背景	13
2.2	残留変形に対する既往研究	14
2.2.1	居住性指標に基づく許容残留変形	14
2.2.2	施工性指標に基づく許容残留変形	16
2.2.3	安全性指標に基づく許容残留変形	17
2.2.4	既往の研究におけるまとめ	18
2.3	実測による残留変形調査	18
2.3.1	実測対象	18
2.3.2	実測計画	19
2.3.3	実測結果	20
2.4	アンケート形式意識調査	23
2.4.1	調査内容	23
2.4.2	調査結果	24
2.4.3	実測結果	26
2.5	まとめ	27
	参考文献	27
第3章	セルフセンタリング機構の導入による鋼構造骨組の残留変形低減効果	31
3.1	はじめに	31
3.1.1	研究の背景	31
3.1.2	既往の研究	31
3.2	解析骨組の設定	32
3.2.1	解析骨組の種類	32

3.2.2	解析骨組の設計	32
3.2.3	弾塑性回転ばねに導入する履歴モデル	35
3.2.4	解析変数	38
3.3	解析条件の設定	39
3.3.1	プッシュオーバー解析	39
3.3.2	時刻歴応答解析	39
3.4	プッシュオーバー解析結果	40
3.5	3層骨組の時刻歴応答解析結果	40
3.5.1	層別応答結果	40
3.5.2	最大層間変形総和の評価	42
3.5.3	残留層間変形総和の評価	44
3.5.4	各部のエネルギー消費量の評価	45
3.6	6層骨組の時刻歴応答解析結果	46
3.6.1	層別応答結果	46
3.6.2	最大層間変形総和の評価	47
3.6.3	残留層間変形総和の評価	48
3.7	まとめ	49
	参考文献	50
第4章	セルフセンタリング機能付与型柱脚機構の開発	53
4.1	セルフセンタリング機能付与方柱脚の開発	53
4.1.1	設計概念	53
4.1.2	履歴ダンパーの開発条件	54
4.1.3	設計条件	54
4.1.4	SC柱脚挙動	56
4.1.5	SC柱脚試験体の設計	57
4.1.6	履歴ダンパーの設計	63
4.1.7	SC柱脚のせん断抵抗	67
4.2	実験概要	68
4.2.1	実験変数	68
4.2.2	載荷装置と載荷振幅	69
4.2.3	計測計画	69
4.3	実験結果の補正	71

4.3.1	ジャッキ荷重の補正	71
4.3.2	全体挙動の補正	72
4.3.3	離間前挙動の検証	73
4.4	ダンパーなし試験体の実験結果	74
4.4.1	全体履歴	74
4.4.2	回転中心の挙動	75
4.4.3	柱の局所変形	76
4.4.4	PC 鋼棒張力の変化	77
4.4.5	超大変形領域での挙動	77
4.5	ダンパー付き試験体の実験結果	78
4.5.1	全体履歴	78
4.5.2	ダンパーの座屈挙動	81
4.6	SC 柱脚の耐力と剛性の評価	82
4.6.1	離間モーメントの算定	82
4.6.2	離間後剛性の算定	83
4.6.3	ダンパー降伏後剛性の算定	86
4.6.4	離間後剛性の算定	86
4.6.5	実験結果からの耐力と剛性の算出	87
4.6.6	実験結果と設計式結果の比較	88
4.6.7	剛性の再評価と再比較	91
4.7	原点指向性	92
4.8	まとめ	94
	参考文献	94
第 5 章	2 軸曲げ対応型セルフセンタリング柱脚の開発	97
5.1	はじめに	97
5.1.1	研究の背景と目的	97
5.1.2	設計条件	97
5.2	2 軸対応 SC 柱脚の保有耐力と剛性	99
5.2.1	0° 方向の保有耐力	99
5.2.2	90° 方向の保有耐力	100
5.2.3	0° 方向の剛性	101
5.2.4	2 軸対応 SC 柱脚の要求性能と保有性能	101

5.3	2軸対応 SC 柱脚を成立させる条件	102
5.3.1	条件 I	103
5.3.2	条件 II	103
5.3.3	条件 III	103
5.3.4	条件 IV	104
5.4	試験体の設計	105
5.4.1	0° 方向の離間条件（条件 I）に対する設計	105
5.4.2	90° 方向の離間条件（条件 II）に対する設計	106
5.4.3	PC 鋼棒の長さ	106
5.4.4	柱の弾性条件と各部材の最大応力度	107
5.5	実験概要	107
5.6	実験結果	109
5.6.1	0° 方向載荷（S0-0, S0-1）	109
5.6.2	90° 方向載荷（S90-1）	112
5.6.3	45° 方向載荷（S45）	112
5.6.4	2 度目の載荷（S0-2, S90-2）	113
5.7	耐力と剛性の評価	115
5.7.1	耐力評価	115
5.7.2	剛性評価	116
5.7.3	残留変形評価	117
5.8	まとめ	117
	参考文献	118
第 6 章	柱脚のせん断抵抗機構の解明をめざした静的摩擦実験	121
6.1	研究目的	121
6.2	実験概要	122
6.2.1	試験体	122
6.2.2	載荷装置と載荷条件	123
6.3	実験結果	124
6.3.1	スティック・スリップ現象	124
6.3.2	すべりと摩擦係数の関係	125
6.3.3	実験後の摩擦面の状態	126

6.3.4	摩擦係数の考察	126
6.4	摩擦抵抗機構の考察と評価	128
6.4.1	摩擦抵抗機構の仮定	128
6.4.2	塑性接触による凝着と掘り起こし	128
6.4.3	凝着結合における摩擦抵抗	129
6.4.4	掘り起こしによる摩擦抵抗	131
6.4.5	モルタルの内部せん断破壊	132
6.4.6	実験値との比較	133
6.5	まとめ	134
	参考文献	135
第7章	柱脚の動摩擦特性を検討する振動台実験	137
7.1	研究目的	137
7.2	実験装置	138
7.2.1	上部構造	138
7.2.2	モルタル基礎	139
7.3	振動台実験の位置づけ	140
7.3.1	既往の摩擦研究	140
7.3.2	振動台を用いる実験システムの特徴	140
7.4	振動台実験の加振条件と計測	141
7.5	実験結果	142
7.5.1	想定入力波と実測入力波	142
7.5.2	すべり状況と摩擦抵抗	142
7.5.3	すべりと摩擦抵抗の関係	144
7.5.4	静止摩擦係数と動摩擦係数	144
7.5.5	すべり振幅に対する考察	144
7.6	数値解析による摩擦挙動の再現	145
7.6.1	数値解析諸元	145
7.6.2	数値解析結果	145
7.7	まとめ	147
	参考文献	148
第8章	置くだけの柱脚の実現可能性の検討	151

8.1	研究の目的	151
8.2	解析の設定	151
8.2.1	解析骨組の設計	151
8.2.2	柱脚モデルの設計	153
8.2.3	解析変数	155
8.2.4	解析の種類	155
8.2.5	プッシュオーバー解析結果と骨組の補強	156
8.3	3層骨組の時刻歴応答解析結果	157
8.3.1	最大層間変形	157
8.3.2	残留層間変形	158
8.4	2層骨組の時刻歴応答解析結果	159
8.4.1	最大層間変形	159
8.4.2	残留層間変形	160
8.5	まとめ	161
	参考文献	162
第9章	まとめ	163
	謝辞	169

1 章 序

1.1 研究の背景

1995 年の兵庫県南部地震^{1.1~1.8)}では建物の崩壊により多くの人命が失われた(死者・行方不明者数 6435 中 83.7%が家屋, 家具による圧死, 窒息死 兵庫県警察本部調べ). また崩壊に至らなくても, 避難時に通路の戸などが開かないなどにより焼死したケースも報告されている. 深刻な損傷を受けた建物については, その修復に要する費用が甚大であり, 修復不可能と判断されて取り壊された建物も数多く存在した. 2004 年の新潟県中越地震^{1.9, 1.10)}では, 建物の崩壊等による死者・行方不明者は兵庫県南部地震に比べると軽微であったが, 兵庫県南部地震と同様にライフラインの破壊や建物家屋の損傷が数多く発生した. 両地震ともにこれらの損傷や破壊によって被災後から修復完了までの長期間, 被災者は避難生活を強いられることになり, その結果精神的・身体的ストレスなどに起因する疾患や治安の悪化など数多くの 2 次被害が発生した.

一方で昨今, 地球温暖化や環境破壊などに関する問題提起が盛んとなり, 社会全体で省エネルギー, 環境負荷低減, CO₂ 排出量の削減が叫ばれている. 建築における環境負荷を考えると, 地震後に損傷した建物の解体・廃材の廃棄・その後の新しい建物の新材製作・建設といった一連の行為(スクラップアンドビルド)は非常に環境負荷が高い行為である^{1.11~1.17)}. そのため建築物の長期使用によるスクラップアンドビルドの抑制は建築分野における非常に有効な環境対策になる.

このように近年の社会通念や解決すべき問題の多様化に対応して, これまで考えてきた建築物の安全性に加えて, (1) 地震後の建物の財産価値の保護, (2) 地震後の建物の継続使用の保証, (3) 地震後の避難性の保証, (4) 環境負荷の低減など, さまざまな側面からの社会貢献が建築分野には求められている.

これまでの耐震性能評価と耐震性能設計^{1.18)}では, 建物の損傷, 性能, 継続使用に関する工学指標として, 地震時に建物が被る最大層間変形が頻繁に取り上げられてきた. 一方で上記のような地震直後の避難性や地震後の継続使用を考えると, 建物の残留変形は非常に重要な因子となりうる. 構造安全性が確保されていても残留変形が大きければ扉や窓などの非構造部材の立て付けが悪化し, 開閉が困難になるなど機能性において大きな障害が発生しうる. 構造安全性が確保されていても, 残留変形が大きければ使用者の心理面の問題から継続使用に耐えない可能性も十分にありうる. しかしながら許容できる残留変形に関する明確な基準はなく, 残留変形の評価法も限られている.

残留変形に関して限られた評価基準として、施工誤差による許容量や不同沈下による許容量など、各設計基準に対する許容値と推奨値が設定されているものの、いまだにそれらを包括的にまとめた資料は見あらず、建物の許容残留変形量は不明確である。また残留変形に対しての積極的な対処方法を言及した資料はいまだ数少ない。

1.2 既往の残留変形に関する研究

前節のような背景のもと、現在では複数の研究機関・グループによって地震後の鋼構造建物の残留変形に対する建築構造分野としての積極的な対処方法が考案されている。その趨勢は、地震後の鋼構造建物の残留変形を低減するための新しい構造形式の開発である^{1.19~1.27)}。なお本論ではこのような残留変形を低減する構造形式を「セルフセンタリング機構」(以後、「SC」と表記)と呼称する。米国の Ricles と Sause ら^{19~21)}は柱梁接合部に対して、梁に平行して初期張力を与えたより線を柱間に導入することで、柱梁接合部への残留変形低減効果の付与を実現している。また類似した柱梁接合部への SC を Christopoulos と Filiatrault ら^{22~24)}も提唱し、残留変形の低減を図っている。Christopoulos らは数値解析によって、柱梁接合部への SC 導入による、鋼構造骨組全体への残留変形低減効果の有効性を示している。日本では山田ら^{25~27)}は、より線を用いた弾性間接接合を提唱し、実験と解析の両面から残留変形の低減性能について論じている。

現在までに考案されているセルフセンタリング機構 (SC) について、Ricles と Sause らが提唱したセルフセンタリング柱梁接合部 (SC 柱梁接合部) を例として図 1.1 に示す。基本的に SC は、想定される最大変形を被った後も弾性に留まる弾性要素と、耐力と剛性を付与する弾塑性要素から構成される。本機構では、弾性要素としてより線を柱間に導入し、弾塑性要素としてアングルを採用している。柱梁接合部とアングルはボルトで接合し、柱梁を補強するためにそれぞれのボルト導入部に補強板を入れている。より線に初期張力を与えることで、柱梁が変形した場合にその変形が引き戻されて残留変形は除去される。

この機構の履歴挙動は、柱梁の接触部の隙間の有無によって特徴づけられる。図 1.2 にこの接合部のモーメント-回転角関係を示す。ここでモーメントとは梁端に作用するモーメントであり、回転角とは柱と梁のなす角としている。柱梁はより線の初期張力によって最初は一体となって挙動するため、接合部の初期剛性は、溶接による柱梁接合部とほぼ同じである。梁端に作用するモーメントがより線の初期張力によるモーメントよりも大きくなると、図 1.2 (a) 中の 1 で柱梁は離間し回転角が生じる。ここで、このときの剛性はアングルとより線の剛性に依存する。続けて載荷すると 2 でア

ングルが引張降伏し、その後 3 で全塑性状態に至る。それ以上の変形を与えると、5
 でより線が塑性化する。4 で除荷した場合、6 では 2 で引張降伏したアングルが圧縮降
 伏し、7 で全塑性状態に至る。ここで、より線と梁が弾性域にとどまっているならば、
 初期張力は保持され、接合部は除荷されると、初期張力によって接合部の回転角は 8
 で除去され原点位置に戻る。そのため本機構の設計では、想定する変形までより線が
 塑性化しないようにする必要がある。

この SC 柱梁接合部の利点は次にまとめられる。

- (1) 溶接が不要である。
- (2) 普通の材料と技術で作ることが可能である。

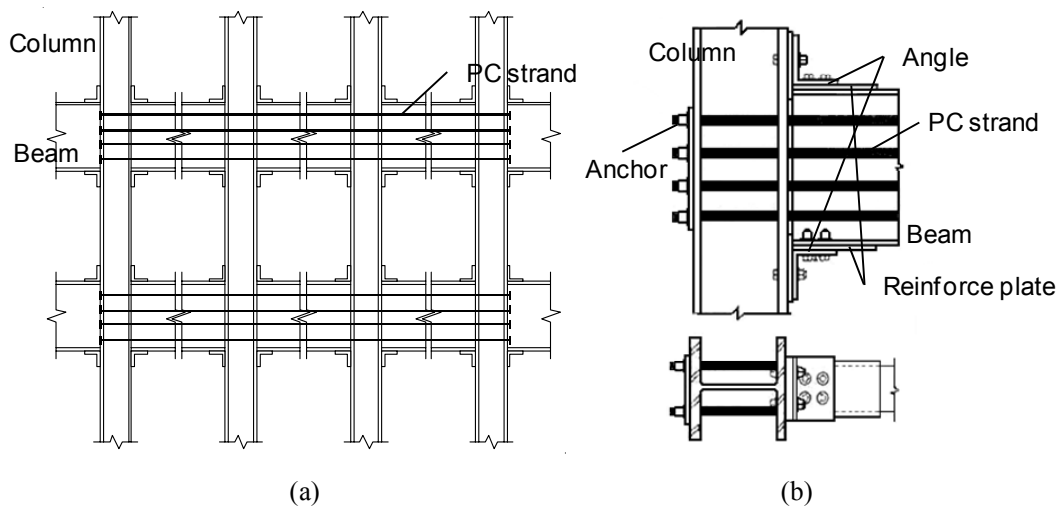


Fig. 1.1 Concept of self-centering system for beam-to-column connection:
 (a) General view; (b) Detail

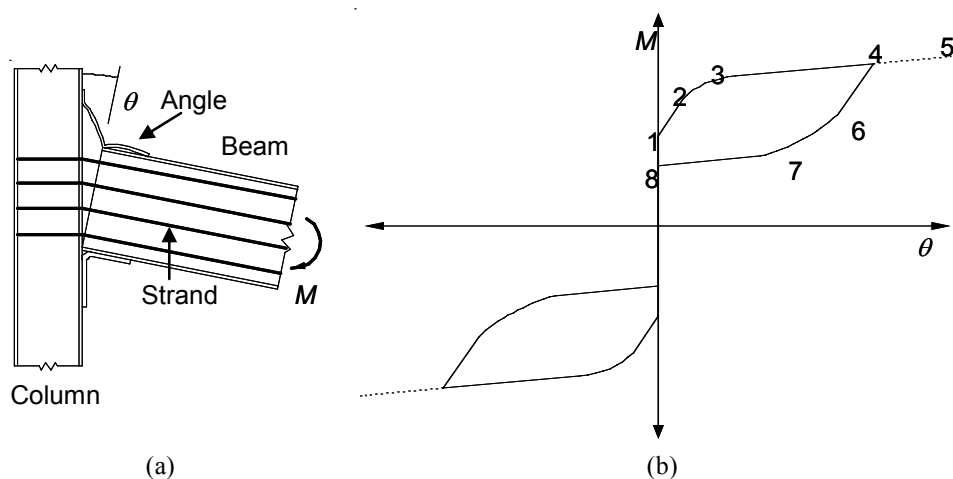


Fig. 1.2 Behavior of self-centering system for beam-to-column connection:
 (a) Deformation form; (b) Hysteresis loop

- (3) 接合部は典型的な剛接合に類似した初期剛性を持つ。
- (4) 接合部には除荷後に残留変形が生じない。そのため骨組は柱脚に重大な残留変形が起こらない限り、地震後に骨組には残留変形が生じない。
- (5) 柱と梁は基本的に弾性域に留まっている一方で、接合部に導入した弾塑性要素（アングル）の塑性化によってエネルギーが消費される。
- (6) 接合部に対する重大な損傷は接合部のアングルに限定される。
- (7) アングルはボルト接合であるため、損傷後の取替は用意である。
- (8) 接合部の耐力、剛性、エネルギー消費能力を自由に調整することができる。

この SC 柱梁接合部の残留変形低減効果を検証するために、Ricles らによって実物大 SC 柱梁接合部試験体による実験が行われた^{1.19)}。その結果図 1.1 で示した SC 接合部は、図 1.2 で想定した履歴挙動を示し、損傷をアングルに限定し、除荷後には残留変形は生じなかったことが確認されている（図 1.3）。

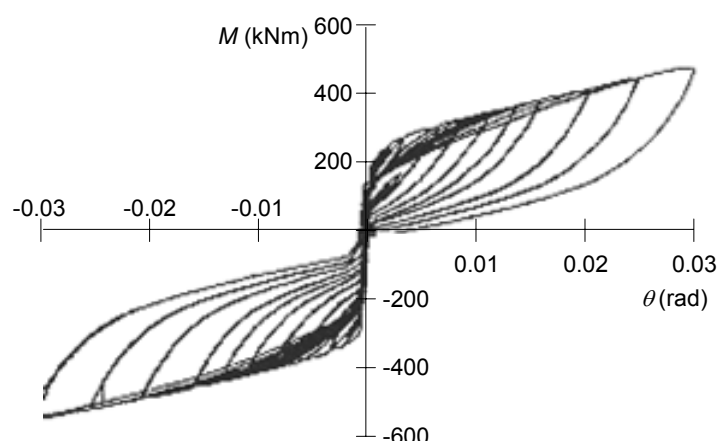


Fig. 1.3 Experimental result of self-centering system for beam-to-column connection

1.3 研究の目的

以上のように、柱梁接合部に対する残留変形を低減する SC の開発は進んでいる。一方で一般的な鋼構造骨組を考えると、設計上梁崩壊型の崩壊機構を指向するため、柱梁接合部だけでなく柱脚も損傷することになる。柱脚は、柱梁接合部とは異なり建物自重による力が柱軸方向に作用するため、柱部材の座屈が生じる可能性がありここで紹介した機構が使えるとは限らない。また柱脚部の残留変形が骨組全体の残留変形に及ぼす影響も定かではない。さらに残留変形を低減する機構に関しては言及しているものの、残留変形の許容値に関してはいまだ不明確であり、目標となる値を設定す

る必要がある。

以上の状況を踏まえ、本研究では現在までに検討が不十分である残留変形の許容量をまず調査する。ここでいう残留変形とは、短期的な外乱によって建物に生じた残留変形だけではなく、建物の長期使用による老朽化等による変形、施工誤差等の人為的変形をも含んでいる。その後、骨組全体の残留変形を低減するために必要な性能を、数値解析によって明らかにする。そして数値解析によって得られた結果を参照しつつ、鋼構造骨組の残留変形を低減する機構の開発と提案に取り組む。

1.4 論文の構成

本論は9章から構成されている。序である本章とまとめの9章を除く第2章から第8章の概要は下記の通りである。

第2章では、本研究で主な評価指標としている残留変形の許容値を検討する。検討には工学的分野だけでなく、心理学分野の研究成果、研究手法に関する文献調査を実施するとともに、文献調査結果を受けて、その結果の妥当性を検証するために実地調査を遂行する。実地調査では築40年の鋼構造建物を対象に、建物の残留変形の実測調査とその建物の使用者を対象としたアンケート調査を行う。建物の残留変形実測では、対象建物内の廊下の床と柱の傾きを調査する。一方アンケート調査では、対象建物の使用性、建物の感想等を調査する。

第3章では、本論文で提案するSCを導入した柱脚（SC柱脚）による骨組全体の残留層間変形の低減効果を明らかにする。3層骨組と6層骨組の鋼構造骨組を対象に、柱脚の種類を変数とした時刻歴応答解析を複数の地震動に対して実施する。柱脚の種類は、一般的に鋼構造骨組で用いられる固定柱脚（完全剛塑性型）・露出柱脚（スリップ型）・本論文で提案するSC柱脚の3種類である。SC柱脚は前述の既往研究と同様のフラッグ型履歴を描く柱脚を想定する。特にSC柱脚に関してはフラッグ型履歴の耐力を変数として、SC柱脚の最適設計に関しても検討を加える。なお評価指標には、各層の最大層間変形と残留層間変形の両方を用いる。

第4章ではSC柱脚を開発する。開発に際しては、特殊な材料ではなく一般的に用いられるSS400材とPC鋼棒のみを使用して、前述のフラッグ型履歴を柱脚部に付与することを考える。本柱脚ではまず鋼製基礎梁とH型鋼柱を使用し、両者をPC鋼棒で緊結した上で鋼製ダンパーを導入してフラッグ型履歴を実現する。ただしこの章では柱脚へのフラッグ型履歴の導入を優先して考え、第3章で得られた耐力と剛性に対する最適設計は第5章に委ねている。開発したSC柱脚の性能を確認するために、2方向同時載荷が可能な油圧ジャッキ装置による静的漸増繰返し実験を実施する。そし

てSC柱脚の剛性と耐力に関して実験結果を設計式から得られた計算結果と比較して、その設計式の妥当性を確認する。

第5章では、第4章で開発したSC柱脚の改良に取り組む。改良の主な項目は、柱脚の2方向対応性と、第3章で得られたSC柱脚の最適耐力の付与である。基本的な柱脚形状は第4章でのSC柱脚を踏襲して、PC鋼棒とSS400材による柱、基礎梁、鋼製ダンパー、そして補強部材を使用する。そして開発した改良SC柱脚に対して第4章と同じく静的漸増繰返し実験でその性能を明らかにする。

第6章では、柱脚のせん断抵抗機構を検討する。一般的に柱脚のせん断抵抗機構として代表的なものには、アンカーボルトによるせん断抵抗と柱ベースプレート底面と基礎梁上面の摩擦の2つが挙げられるが、本研究では摩擦に関する考察を加える。まずは4章と5章で開発したSC柱脚のせん断特性として、鋼製基礎梁と鋼ベースプレートを模擬した鋼と鋼の摩擦を検討した。同時に一般的な柱脚に対する考察として、鋼とモルタルの摩擦抵抗も検討する。各検討では、これまで不十分であった柱脚の摩擦に関する各変数に対する依存性、また繰返しのすべりに対する静止摩擦係数の変動を実験的に考察した。さらに静止摩擦係数の理論的な解説を加え、理論解と実験結果の比較によって理論的考察の妥当性を明らかにする。

第7章では、第6章に引き続き柱脚の摩擦を取り扱う。第6章では静的摩擦係数を対象としたのに対して、本章では動的な摩擦を取り扱う。摩擦面は6章に引き続き鋼板とモルタルを用い、振動台を用いた動的摩擦実験によって鋼とモルタルの動摩擦性状を検証する。また動的摩擦挙動を時刻歴応答解析で追跡し、実験の妥当性を評価する。

第8章では、第6章、7章の実験結果を受けて、せん断抵抗を柱脚の摩擦だけに依存して曲げモーメントに対しては抵抗せずにピンとして挙動するような鋼製柱をモルタル基礎上に置いただけの「置くだけの柱脚」の可能性を検討する。本検討では、第3章で使用した解析骨組に対して、置くだけの柱脚を用いた場合の鋼構造骨組の性能を時刻歴応答解析で明らかにする。検討する指標は第3章と同じく最大層間変形と残留層間変形である。

参考文献

- 1.1) 1995年兵庫県南部地震災害調査報告，日本建築学会，1995.3.
- 1.2) 1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会，1995.5.
- 1.3) 平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書，建設省建築研究所，1995.7.

- 1.4) 平成7年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会報告書 一集大成版一，日本建築センター，1995.7.
- 1.5) 兵庫県南部地震における鋼構造の被害と教訓，日本建築学会，1996.7.
- 1.6) 兵庫県南部地震鋼構造被害調査報告書，日本鋼構造協会，1997.2.
- 1.7) 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書，社団法人土木学会関西支部，1998.6.
- 1.8) 阪神・淡路大震災調査報告 建築編，日本建築学会，1997.
- 1.9) 飛田哲男，井合進，汪明武，仲山賢司：平成16年（2004年）新潟県中越地震被害調査速報，日本自然災害学会，Vol.23，No.4，pp.595-602，2005.2.
- 1.10) 新潟県連続災害の検証と復興への視点 -2004.7.13 水害と中越地震の総合的検証-，新潟大学中越地震新潟大学調査団，2005.8.
- 1.11) 日本建築学会，建物のLCA指針 環境適合設計・環境ラベリング・環境会計への応用に向けて，2003.2.
- 1.12) 伊香賀俊治：環境負荷評価，総合論文誌，No.1，pp.124-127，2003.2.
- 1.13) 山田哲，黒川礼子，會澤貴浩，岩田衛：廃棄物重量とLCCO₂量に着目した鉄骨造建物における環境負荷の評価，日本建築学会構造系論文集，第554号，pp.131-137，2002.4.
- 1.14) 酒井寛二，漆崎昇，相賀洋，下山真人：建築物のライフサイクル二酸化炭素排出量とその抑制方策に関する研究，日本建築学会計画系論文集，第484号，pp.105-112，1996.6.
- 1.15) 高偉俊，有山高広，尾島俊雄：住宅解体材の再生エネルギー消費量の計算に関する研究，日本建築学会計画系論文集，第516号，pp.101-106，1999.2.
- 1.16) 千田光：鋼材の循環資源と環境負荷，建築鋼構造における環境性とは何か！，2002年度日本建築学会大会(北陸)構造部門(鋼構造)パネルディスカッション資料，pp.15-24，2002.8.
- 1.17) 柳沢幸雄，藤井実：廃セメントのリサイクルによる廃棄物・二酸化炭素排出量同時削減プロセス，総合論文誌，No.1，pp.87-92，2003.2.
- 1.18) 和田章，岩田衛，清水敬三，安部重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善，1998.7.
- 1.19) J. M. Ricles, R. Sause, S. W. Peng, L. W. Lu: Experimental Evaluation of Earthquake Resistant Posttensioned Steel Connections, ASCE Journal of structural engineering, pp.850-859, 2002.7.
- 1.20) J. M. Ricles, R. Sause, M. M. Garlock, C. Zhao: Posttensioned Seismic-Resistant Connections For Steel Frames, ASCE Journal of structural engineering, pp.113-121,

2001.2.

- 1.21) M. M. Garlock, J. M. Ricles, R. Sause: Cyclic Load Tests and Analysis of Bolted Top-and-Seat Angle Connections, ASCE Journal of structural engineering, pp1615-1625, 2003.12.
- 1.22) C. Christopoulos, A. Filiatrault, C. M. Uang, B. Folz: Posttensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames, ASCE Journal of structural engineering, pp.1111-1120, 2002 .9,
- 1.23) C. Christopoulos, A. Filiatrault: Seismic demands on post-tensioned energy dissipating moment-resisting steel frames, Stessa 2003, Naples, pp.511-517. 2003. 6.
- 1.24) C. Christopoulos, A. Filiatrault, B. Folz: Seismic response of self-centering hysteretic SDOF systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(5), pp.1131-1150. 2002.
- 1.25) 古川幸, 山田大彦, 小幡昭彦, 滝沢一馬 : 弾性間接接合を用いた鋼構造骨組の解析に関する研究その 1, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.665-668, 2004.8.
- 1.26) 渡邊忠博, 山田大彦, 小幡昭彦, 滝沢一馬 : 弾性間接接合工法を用いた鋼構造骨組に関する実験的研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.49B, pp.533-538, 2003.3.

発表論文リスト

査読論文：

- [1] 池永昌容, 松宮智央, 倉田真宏, 中島正愛, 吹田啓一郎：セルフセンタリング機構を用いた鋼構造骨組の地震応答性状, 鋼構造年次論文報告集, 第 12 巻, pp.163-168, 2004.11.
- [2] 長江拓也, 池永昌容, 中島正愛, 吹田啓一郎：鋼構造露出柱脚におけるベースプレートと基礎モルタル間の摩擦抵抗, 日本建築学会構造系論文集, 第 606 号, pp.217-224, 2006.8.
- [3] 池永昌容, 長江拓也, 中島正愛, 吹田啓一郎：残留変形低減をめざしたセルフセンタリング柱脚の開発と載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, pp.223-231, 2007.2.
- [4] 油野弘, 池永昌容, Jason McCormick, 中島正愛：居住性・施工性・安全性指標に基づく建物の許容残留変形評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 624 号, pp.325-331, 2008.2.
- [5] 池永昌容, 中島正愛：セルフセンタリング柱脚を用いた鉄骨骨組の残留変形低減効果, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol. 54B, pp.162-169, 2008.4.
- [6] 池永昌容, 長江拓也, ジェイソン マコーミック, 勝尾美香, 中島正愛：鋼構造露出柱脚と基礎モルタル間の摩擦性状に関する振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 629 号, pp. 1185-1191, 2008.7.

会議論文：

- [1] 池永昌容, 松宮智央, 倉田真宏, 中島正愛, 吹田啓一郎：セルフセンタリング機構を用いた鋼構造骨組の最大変形と残留変形の相関, 第 1 回性能規定型耐震設計に関する研究発表会, 2004.5.
- [2] M. Ikenaga, T. Nagae, K. Suita, M. Nakashima : "Development of column bases having Self-Centering and damping capability and their behavior up to large deformation", Proceedings of Behavior of Steel Structures in Seismic Areas 2006, 2006.8.
- [3] M. Ikenaga, T. Nagae, J. McCormick, P. Zhang, M. Katuo, M. Nakashima : "Friction coefficient for exposed column base design", 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.
- [4] P. Zhang, J. McCormick, T. Nagae, M. Ikenaga, M. Katuo, M. Nakashima : "

Friction-based sliding between steel and steel, steel and concrete, and wood and stone”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.

- [5] J. McCormick, H. Aburano, M. Ikenaga, M. Nakashima : ” Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.

口頭発表 :

- [1] 池永昌容, 松宮智央, 倉田真宏, 中島正愛, 吹田啓一郎 : セルフセンタリング機構を用いた鋼構造骨組の最大変形と残留変形の相関, 第1回性能規定型耐震設計に関する研究発表会, 2004.5.
- [2] 池永昌容, 松宮智央, 倉田真宏, 中島正愛, 吹田啓一郎 : セルフセンタリング導入による鋼構造骨組の残留変形低減効果, 日本建築学会近畿支部, 2004.6.
- [3] 池永昌容, 松宮智央, 倉田真宏, 中島正愛, 吹田啓一郎 : セルフセンタリング導入による鋼構造骨組の残留変形低減効果, 日本建築学会全国大会(北海道), 2004.8.
- [4] 池永昌容, 長江拓也, 吹田啓一郎, 中島正愛 : セルフセンタリング柱脚の設計と予備検証実験, 日本建築学会近畿支部, 2005.6.
- [5] 池永昌容, 長江拓也, 吹田啓一郎, 中島正愛 : ダンパー付セルフセンタリング柱脚の開発と大変形下の挙動, 日本建築学会全国大会(大阪), 2005.8.
- [6] 池永昌容, 長江拓也, 中島正愛, 吹田啓一郎 : 履歴ダンパーを配するセルフセンタリング柱脚の開発と実験による性能評価, 日本地震工学会大会, 2005.11.
- [7] 長江拓也, 池永昌容, 中島正愛, 吹田啓一郎 : 履歴ダンパーを配するセルフセンタリング柱脚に関する解析, 日本地震工学会大会, 2005.11.
- [8] 池永昌容, 油野弘, 長江拓也, 中島正愛, 吹田啓一郎, 松岡祐一 : セルフセンタリング柱脚機構の開発と性能評価その1 ダンパー付柱脚の実験, 日本建築学会近畿支部, 2006.6.
- [9] 油野弘, 池永昌容, 長江拓也, 中島正愛, 吹田啓一郎, 松岡祐一 : セルフセンタリング柱脚機構の開発と性能評価その2 二軸曲げ実験, 日本建築学会近畿支部, 2006.6.
- [10] 中島正愛, 池永昌容, 油野弘, 長江拓也, 吹田啓一郎, 松岡祐一 : セルフセンタリング機能付与型柱脚機構の開発と性能評価実験 その1 実験概要, 日本建築学会全国大会(神奈川), 2006.8.
- [11] 池永昌容, 中島正愛, 油野弘, 長江拓也, 吹田啓一郎, 松岡祐一 : セルフセン

- タリング機能付与型柱脚機構の開発と性能評価実験 その2 一軸曲げ実験，日本建築学会全国大会（神奈川），2006.8.
- [12] 油野弘，池永昌容，長江拓也，中島正愛，吹田啓一郎，松岡祐一：セルフセンタリング機能付与型柱脚機構の開発と性能評価実験 その3 二軸曲げ実験，日本建築学会全国大会（神奈川），2006.8.
- [13] 池永昌容，勝尾美香，長江拓也，マコーミックジェイソン，張鵬程，中島正愛：基礎に緊結しない鋼構造柱脚の摩擦特性 その1 振動台実験，日本建築学会近畿支部，2007.6.
- [14] 勝尾美香，池永昌容，長江拓也，マコーミックジェイソン，張鵬程，中島正愛：基礎に緊結しない鋼構造柱脚の摩擦特性 その2 摩擦係数の速度依存性と面圧依存性，日本建築学会近畿支部，2007.6.
- [15] 油野弘，池永昌容，マコーミックジェイソン，中島正愛：生活・技術・安全から見た許容残留変形 一文献調査と1970年に建築された建物調査一，日本建築学会近畿支部，2007.6.
- [16] 池永昌容，勝尾美香，長江拓也，マコーミックジェイソン，張鵬程，中島正愛：基礎に緊結しない鋼構造柱脚の摩擦特性 その1 実験概要，日本建築学会全国大会（福岡），2007.8.
- [17] 張鵬程，池永昌容，勝尾美香，長江拓也，マコーミックジェイソン，中島正愛：基礎に緊結しない鋼構造柱脚の摩擦特性 その2 実験結果，日本建築学会全国大会（福岡），2007.8.
- [18] 勝尾美香，池永昌容，長江拓也，マコーミックジェイソン，張鵬程，中島正愛：基礎に緊結しない鋼構造柱脚の摩擦特性 その3 摩擦係数の速度依存性，日本建築学会全国大会（福岡），2007.8.
- [19] 油野弘，池永昌容，マコーミックジェイソン，中島正愛：生活・技術・安全から見た許容残留変形，日本建築学会全国大会（福岡），2007.8.
- [20] 池永昌容，勝尾美香，長江拓也，中島正愛：基礎に緊結しない鋼構造柱脚の摩擦特性 その3 上下動が摩擦挙動に及ぼす影響，日本建築学会近畿支部，2008.6.
- [21] 勝尾美香，池永昌容，長江拓也，中島正愛：鋼とモルタル間の摩擦性状に与えるすべり速度の影響，日本建築学会近畿支部，2008.6.
- [22] 池永昌容，勝尾美香，長江拓也，中島正愛：基礎に緊結しない鋼構造柱脚の摩擦特性 その3 上下動が摩擦挙動に及ぼす影響，日本建築学会近畿支部，2008.6.

- [23] 勝尾美香, 池永昌容, 長江拓也, 中島正愛: 鋼とモルタル間の摩擦性状に与えるすべり速度の影響, 日本建築学会近畿支部, 2008.6.
- [24] 勝尾美香, 池永昌容, 長江拓也, 中島正愛: 鋼とモルタル間の摩擦性状に与えるすべり速度の影響, 日本建築学会全国大会 (広島), 2008.9.
- [25] 池永昌容, 勝尾美香, 長江拓也, 中島正愛: 鋼とモルタル間の摩擦性状に与えるすべり速度の影響, 日本建築学会全国大会 (広島), 2008.9.

2章 居住性・施工性・安全性指標からみた 許容残留変形の定量化

2.1 研究の背景

本論文では鋼構造骨組の残留変形低減を目標にしている。一般的な骨組設計に置いては1次設計における変形角に関する規定、2次設計における最大耐力に関する規定など、複数の既定が変形と耐力に関して取り決められている。それに対して残留変形に関しては、明確にその許容値や目標値、そしてその根拠に言及している文献や規準は見あたらない。米国カリフォルニア構造技術者協会（Structural Engineers Association of California, SEAOC）が編成したVision2000^{2.1)}では、耐震性能レベルと許容残留層間変形角の関係を、機能維持に対しては無視できるほど微小、人命保護に対しては1/200rad以下といった独自の基準で示しているが、その値に対する明確な根拠は示されておらず、使用者にとっての意味も明確でない。

残留変形は大別すると以下の要素が考えられる。

- ・ 設計図で指定された寸法と既存の建築物の寸法との差である施工誤差や部材製作時の部材精度誤差
- ・ 地震や風などの短期外乱による損傷、付加応力を被った各構造部材の傾斜角やたわみ
- ・ 建物の経年劣化や地盤沈下などの長期にわたる建物全体の変形に起因する建物全体の傾斜角やたわみ

残留変形量を性能設計の観点から検討した既往研究の多くは、特定の地震動を用い、一般的な構造形式の建築物を対象にその耐力やエネルギー消費能力を変数とした数値解析的な検討^{2.2~2.13)}に留まっている。他方で、地震被害調査^{例えば2.14)}などにおいて残留変形に着目している場合には、倒壊危険性を主な論点としており、残留変形を有する建物の使用者の意識やその建物の継続使用性にまで踏み込んだ包括的な研究は見あたらない。地震後の建物の使用性を論じる場合には、構造的な問題以外にも使用者の知覚、感覚が問題になる可能性が高く、これらの問題の解決には現在まで行われている検討に加えて心理学や生理学分野からのアプローチも必要である。

以上の背景をふまえて本章では、地震後の建物の残留変形に関して技術者としての観点から見た施工性や修復性だけではなく、使用者の居住性に与える影響までを射程に、居住性・施工性・安全性の3つの指標を軸として許容残留変形量を考察する。残

留変形の検討は(1)既往の研究・指針の調査、(2)実際の建築物の調査 から構成される。前者に関しては現行の法令・指針および各種専門誌における既往の研究の調査に加えて、心理学や認知神経科学分野における研究も含む多岐にわたる文献調査を実施して、許容しうる残留変形量に対する知見をまとめる。後者に関しては、京都大学宇治キャンパスに実存する1970年竣工の5階建て鋼構造建物を対象とした実測調査と使用者に対するアンケート形式意識調査を実施し、実際の残留変形量と使用者の認識を照合する。そして建物調査を通じて(1)で考察する許容残留変形量の確からしさを検証する。

2.2 残留変形に対する既往研究

本調査を実施する過程で、残留変形に関する定量的情報は極めて限られ、十分に体系化するだけの知見がないことが明らかになった。

心理学分野では、どれだけ床が傾けば人間はその傾きを知覚するのかといった床傾斜角に関する定量化問題は、分野の主要課題として取り扱われていない^{2.15)}。一方、参考文献2.14などに代表される地震被害調査では、残留変形に関する記述はあるものの、倒壊危険性に主眼を置いており、継続使用に耐えうる限界残留変形角はいかほどかという定量的な記述は見あたらない。1994年の米国ノースリッジ地震では、地震後エレベーターの昇降に障害が出たという報告^{2.16)}があったが、その建物の残留変形がいくらについての定量的な情報はないことも明らかになった^{2.17)}。

許容残留変形に対する知見は、このように極めて限られているが、多方面にわたる調査の結果入手できた資料に基づいて、ここでは調査結果を居住性・施工性・安全性の3つの指標で整理する。本章における残留変形の定義は以下の通りである。鉛直部材の残留変形に関しては、部材下端に対する上端の水平変位差を部材せいで除した鉛直部材の倒れ(層間変形角に相当)とし、水平部材の残留変形に関しては、水平部材の平均的な傾きもしくは水平部材のたわみにわけて定義する。以下では、どの残留変形を取り扱っているのかを明確にするために、参照した文献の記述の最後に、鉛直部材の倒れ、水平部材の傾き、水平部材のたわみのいずれかであることを明記する。

2.2.1 居住性指標に基づく許容残留変形

許容残留変形を建物の居住性指標に基づいて考察する場合、地震後に建物に生じる残留変形が使用者自身にめまい、頭痛などの身体的苦痛を及ぼすかどうかの問題となる。残留変形により上記のような障害が生じた場合、当該建物は苦情の対象、さらには欠陥建築物として認識される。本節では人間が知覚する限界傾斜角と欠陥住宅とさ

れる傾斜角を主に取り上げて許容残留変形を考察する。

(a) 人間が知覚する限界傾斜角

認知神経科学分野において実施された研究のうち、人間の閉眼条件下における水平面知覚の精度、感覚、知覚メカニズムそのものの解明を目的とする研究を参照する。文献 2.21 では左右の傾斜角度を自由に制御できる電動斜面台を用いる臨床実験^{2.18)}を実施している。この実験では、ゴーグルにより遮眼された 22 人の被験者があらかじめ 5° (0.087rad) に傾斜させてある電気傾斜台上で、左右の傾斜角を 0.1° 単位で自由に制御できるジョイスティックを操作して被験者自身が水平と感じる位置まで電気傾斜台を移動させることにより、人間の知覚でき得る限界の傾斜角を調べている。この実験の結果、右 5° の傾斜から戻す実験では平均 0.57° (0.01rad)、左 5° の傾斜から戻す実験では平均 0.14° (0.0024rad) で被験者は傾斜を感じなくなり水平状態であると認識した。左右では実験結果が大きく異なるが、これは被験者全員が右利きであり自覚的な垂直軸が 0.2° (0.0034rad) 右に傾く傾向にあることが原因であるとされている^{2.19)}。このことから、人間の知覚でき得る限界傾斜角度は 0.0052rad (0.3°) 程度である (水平部材の傾き)。

(b) 被災度調査

2000 年の鳥取県西部地震では戸建住宅の液状化被害の実態調査^{2.20)}が実施された。総調査戸数 169 戸に対する調査に対して、家屋の傾斜角 0.015rad 以上のものが 47 戸 (最大 0.0375rad)、 0.01rad から 0.015rad が 30 戸、 0.005rad から 0.01rad が 39 戸、 0.005rad 以下または沈下量が測定されていない家屋が 53 戸という結果を得ている。また住民を対象としたヒアリング調査においては、家屋の傾斜角が 0.01rad 以上になると使用者はめまいや頭痛を訴えはじめて日常生活に支障が生じたという報告も見受けられる。これらの結果は、家屋が 0.01rad 以上傾いた場合には日常生活を維持する上でも家屋の補修・水平化工事が必要であるということを示唆している (水平部材の傾き)。

1995 年の兵庫県南部地震における芦屋市・戸建住宅 100 戸の住民に対して実施されたヒアリング調査^{2.21)}結果を参照すれば、家屋の傾斜角 0.005rad ~ 0.006rad を居住者が不同沈下を意識する下限値であると結論づけている。また居住者は、家屋の傾斜角が 0.008rad に達すると傾斜に対して強い認識を持ち、その結果めまい・吐き気・食欲不振などの身体的苦痛を訴えている。このような身体的苦痛の他に、扉や窓の建付け不良、ボール等の転がり、気密性の損失などの理由から苦情が多発するという報告もある (水平部材の傾き)。

(c) 欠陥住宅とされる傾斜角

旧建設省の技術的基準等検討委員会により、欠陥住宅とされる傾斜角が住宅紛争処

理ハンドブック^{2.22)}において定められている。同ハンドブックでは、建物の傾斜角が 0.006rad を超えた場合、その傾斜角は構造部の瑕疵（その物が取引上普通に要求される品質が欠けていること、欠陥がある状態）なしでは説明できないものであるとしている。この 0.006rad は、後述する建物の施工誤差（ 0.003rad ）と不同沈下（ 0.003rad ）が同時に起こった場合を想定し、両者の和として算出している（鉛直部材の倒れ・水平部材の傾き・水平部材のたわみ）。

1962年から1976年にかけて北海道でRC床スラブのたわみ障害に関する実態調査^{2.23)}が行われた。このとき調査対象となった欠陥住宅は、大手施工業者と地元中小施工業者により建てられた建物群から偏りなく選別され、総調査戸数72戸、総スラブ枚数1122枚に対して調査が実施されている。併せて実施された使用者に対するアンケート調査によると、住宅の欠陥により苦情が出る床スラブの傾斜角下限値は 0.005rad と結論づけている（水平部材のたわみ）。

2.2.2 施工性指標に基づく許容残留変形

建物の建設は施工誤差範囲内に施工されなければならない。施工誤差とは設計図で定められた寸法と施工時の建築物の寸法との誤差であり、日本建築学会の出版する指針や既往の研究に基づいて、各構造種別に施工誤差の許容値が定められている。また技術的観点から修復限界も重要な問題点となる。本節では施工誤差と修復限界を検討する。

(a) 施工誤差とされる傾斜角

・ 木造

在来軸組構法住宅における柱の倒れの施工誤差に関する報告^{2.24)}によれば、柱の倒れの平均は手刻み材が 2.72mm/m 、プレカット材が 2.30mm/m 、乾燥プレカット材が 2.28mm/m 程度で、加工法によって大きな誤差がないとしている。つまり木造の建物では、柱の倒れに関しては平均的に 0.003rad 程度の施工誤差が生じることとなる。住宅生産の実状を踏まえて施工時に水平方向の誤差と垂直方向の誤差に大きな差が生じることが考えにくく、床の傾斜に関しても柱の倒れと同様に許容施工誤差は 0.003rad 程度としている（鉛直部材の倒れ・水平部材の傾き）。

・ RC造

建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事^{2.25)}では、壁や床におけるコンクリートの仕上がりの平たんさ（凹凸の差）の標準値は3mにつき10mm以下としている。つまりRC造建物では壁または床に係わる許容施工誤差は約 0.003rad である（鉛直部材の倒れ・水平部材の傾き・水平部材のたわみ）。

・ 鉄骨造

鉄骨工事技術指針・工事現場施工編^{2.26)}では、柱の倒れの管理許容差を 0.001rad 、限界許容差を 0.0014rad ($1.4/1000\text{rad}$) とし、また梁に関してはスパン長を l として管理許容差を $0.001+3/l \text{ rad}$ 、限界許容差を $0.0014+5/l \text{ rad}$ としている。ここで管理許容差とは全製品中の 95%以上の製品が満足するような製作・施工上の目標値であり、限界許容差とはこれを越える誤差は原則として許されないと定義した許容差である（鉛直部材の倒れ・水平部材の傾き）。

このように木造および RC 造では許容施工誤差は概ね 0.003rad 、鉄骨造建物では限界許容差を 0.0014rad 以下としており、木造および RC 造における施工誤差の約 1/2 である。

(b) 修復限界とされる傾斜角

兵庫県南部地震で被災して修理あるいは解体された鉄骨造建物 12 件の実態調査に基づく残留変形と修復コストの分析^{2.27)}によれば、建物自体の直接復旧コストと修復期間中の建物の機能停止による副次的な損失である間接復旧コストを考慮に入れると、全体残留変形角の修復限界値は 0.005rad としている（鉛直部材の倒れ）。

2.2.3 安全性指標に基づく許容残留変形

地震などの短期で大きな外乱を被る局面では、建物は安全性の観点からその性能は厳しく問われる。本節では現行の地震被害調査関連指針に加え、既往の地震被害調査や非構造部材実験から得た知見を参照して安全性の指標に基づく許容残留変形を検討する。

(a) 被災時の安全性に関わる許容残留変形

旧建設省住宅局建築指導課の監修による震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針^{2.28)}において、被災度レベル A は安全と定義されている。この被災度レベル A と認定される一つの基準として木造では一階の傾斜角が 0.017rad 、RC 造と鉄骨造では傾斜角が 0.01rad と定められている（鉛直部材の倒れ）。

(b) 避難性に関わる許容残留変形

軽量鉄骨下地間仕切り壁の地震時挙動を対象とした部分架構実験^{2.29)}では、層間変形角 0.005rad においてドアが開閉不可能となった。つまり 0.005rad 程度の傾斜（残留変形）を有する場合、非構造部材とりわけドア等に機能障害が生じることを意味しており、これは被災時の避難性に関わる一つの限界状態として位置づけることができる（鉛直部材の倒れ）。

2.2.4 既往の研究におけるまとめ

本節では多岐にわたる文献調査の結果をまとめた。ここでは鉛直部材と水平部材の残留変形に関して得られた知見を以下に記す。

- 1) 居住性の指標に基づく人間が知覚する限界傾斜角は 0.005rad から 0.006rad であり、とりわけ 0.008rad から 0.01rad では頭痛やめまいを訴え日常生活に支障をきたす。また、現行の指針は 0.006rad で欠陥住宅であるとみなしている。このことから居住性の指標に基づく許容残留変形として 0.005rad があげられる。
- 2) 施工性の指標に基づく現行の許容施工誤差は限界許容差として、柱は 0.0014rad 、梁は $0.0014+5/l\text{ rad}$ が定められており、これらの数値は現在の建設技術の施工段階での最大許容値を与える値となる。また、被災後の鉄骨造の修復限界は層間変形角として 0.005rad で与えられるとの報告もある。
- 3) 被災後判定に関して鉄骨造では建物の傾斜角が 0.01rad が建物全体の継続使用性を左右する限界値であり、避難性を考慮に入れた場合では層間変形角が 0.005rad でドア等の開口部に機能障害が生じうる。

以上の調査結果に基づいて、主に居住性に関わる水平部材の許容残留変形、主に施工性・安全性に関わる鉛直部材の許容残留変形はともに 0.005rad であり、水平部材、鉛直部材を問わず許容残留変形量は 0.005rad が一つの目安になる。

2.3 実測による残留変形調査

2.3.1 実測対象

本論では、京都大学宇治キャンパスに立地する 1970 年竣工の鉄骨造 5 階建て建物を対象に残留変形に対する実測調査を実施した。図 2.1 に対象建物の平面図および各面における立面図、図 2.2 に対象建物の写真を示す。対象建物は、階高 3300mm × スパン 3750mm で総スパン数が長辺方向 43 スパン (172.5m) 短辺方向 20 スパン (80m) の口型の建物であり、東側に 2×2 スパンの吹き抜けが 2ヶ所ある。

本建物を選出した背景としては、1970 年の建築基準法の第 5 次改正以前の建物であり、耐火被覆が施されておらず外観では柱および梁が、内観では柱が、それぞれ露出しているため多くの構造部材を直接測定できる点、また対象建物の一部には防災を研究対象とする研究室が多数配されており、全体として防災意識が高く、容易に協力が得られた点、加えて近々耐震補修が開始されるという点が挙げられる。つまり、対象建物は本論を遂行するにあたり最適の建物の一つであった。本対象建物調査から得られたデータをもとに、前節までの調査から浮き彫りになった許容残留変形量 0.005rad の確からしさ検証する。

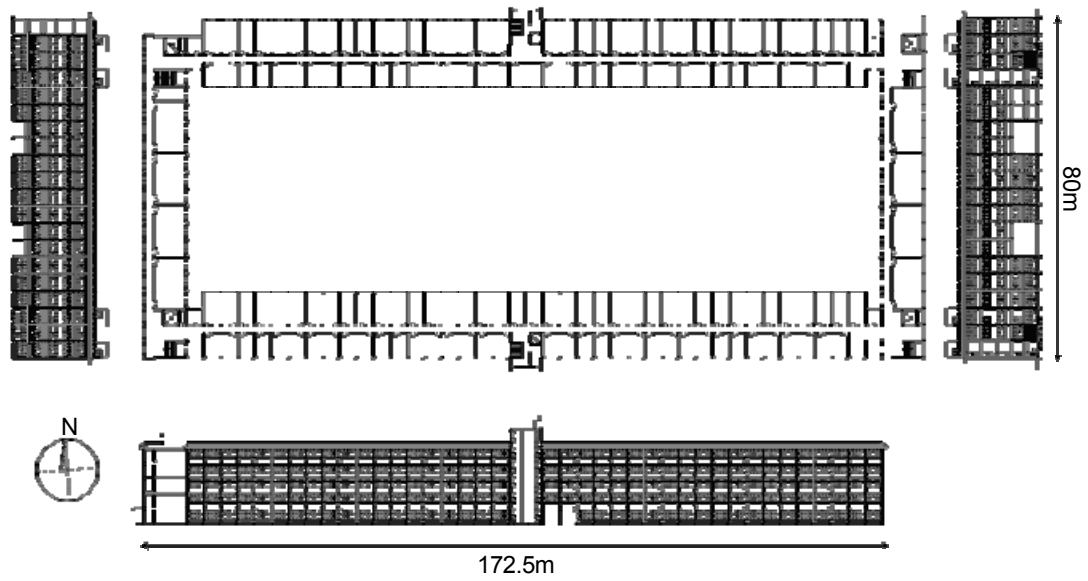


Fig. 2.1 Plan and section for the target building

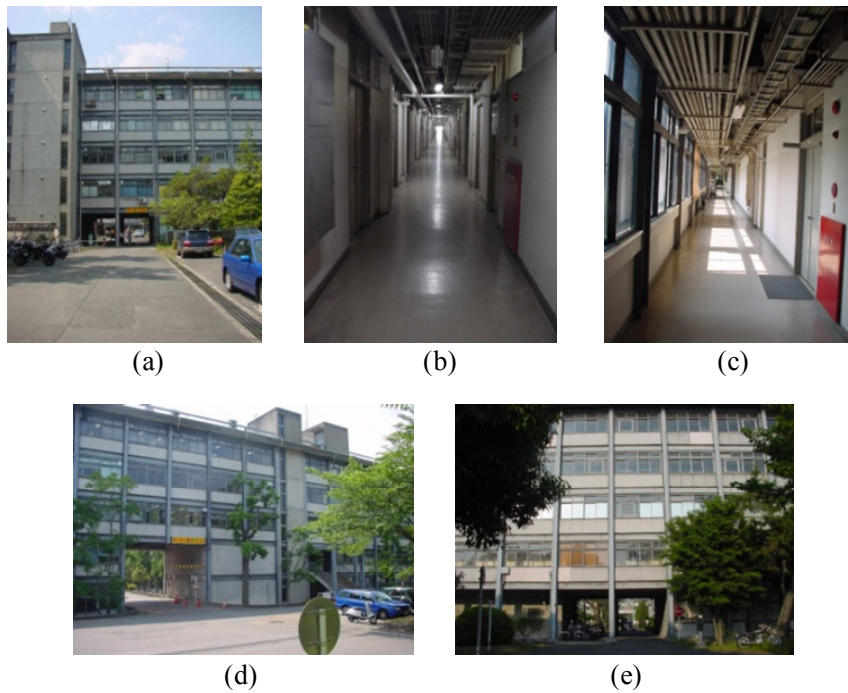


Fig. 2.2 Photos: (a) South elevation; (b) South passage; (c) East passage; (d) East elevation; (e) West elevation

2.3.2 実測計画

本実測は実測Ⅰと実測Ⅱで構成される。以下にその詳細を示す。

(a) 実測Ⅰ

実測Ⅰでは図 2.3 (a) に示す対象建物 4 階の各構面の床と東西側の柱を調査対象とする。床に関しては可視光半導体レーザーによるレーザーマーカ (精度 $\pm 1\text{mm}/5\text{m}$)

を用いて、廊下の中心を基準に柱間隔（3750mm）に対して床の傾斜を、南北側の廊下で 41 点、東西側の廊下で 16 点に対して実測した。柱に関しては、床スラブ位置から 2350mm の高さを基準点として、レーザーから基準点までの距離と床スラブ位置におけるレーザーから柱フランジ端までの距離の差を柱の傾きとし、東西側ともに 14 点に対して実測した。

(b) 実測 II

実測 II では南側 2 階の一室（長辺方向 7550mm×短辺方向 3600mm）の床を対象に実測した。什器の配置の関係上、長辺方向の中心線のみを基準として基準点を定め、短辺方向へは 9 回、長辺方向へは 1 回、計 107 点を実測した。実測 II における実測位置を図 2.3 (b) に示す。なお実測 II は、使用者がめまいなどの生理的不都合はないものの床の傾きを感じるとともに、椅子などが傾き方向に動くという使用上の不都合が生じているとの証言を受けて実測を計画したものである。

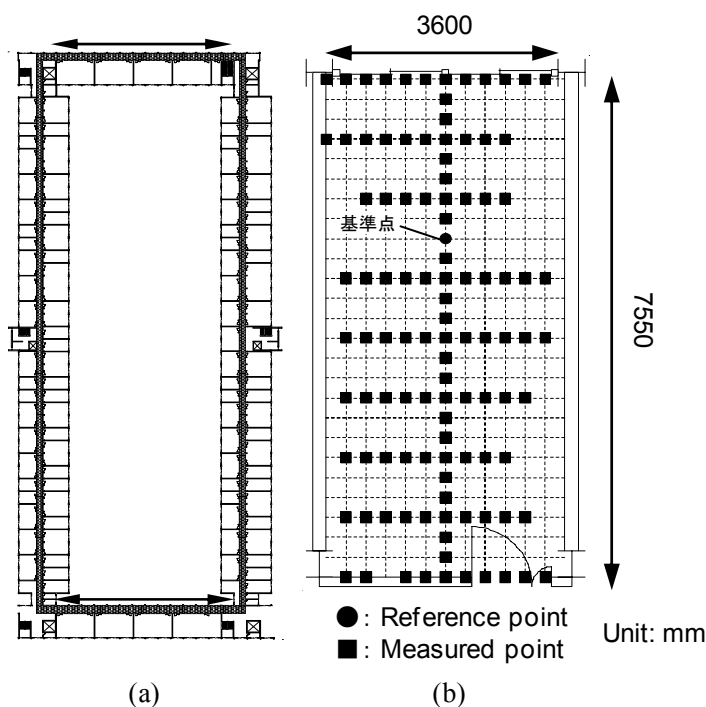


Fig. 2.3 Target figure: (a) Measure I ; (b) Measure II

2.3.3 実測結果

(a) 実測 I

実測 I における床の実測結果を以下に示す。図 2.4 の縦軸は各実測点における隆起量（沈下量は負）を、横軸はスパン数を基準とした各実測位置を示す。初期実測位置

の隆起量を 0mm とみなしてこれを基準点とする．なお図中に示される塗りつぶし領域は直下に吹き抜けがあることを示す．図 2.4 から各面の廊下全長にわたる傾向として，南側廊下と北側廊下はともに東から西に傾斜しており，東側廊下と西側廊下はともに南から北に傾斜している．各面における廊下全体での傾斜角は，南側廊下では傾斜角が 0.0002rad，北側廊下では 0.00014rad，東側廊下では 0.00016rad，西側廊下では 0.00019rad となる．これらの値は前述した施工誤差を大幅に下回っており，廊下全体において傾斜角は施工誤差範囲にとどまっている．一方で 1 スパンごとの局所的高低差に着目すると，局所的高低差の最大値は北側廊下の 20mm である．これを柱間距離（3750mm）で除すと，傾斜角は 0.0053rad となる．これは前述した許容残留変形を上回る．以上より南北側廊下はともに東から西に傾斜する傾向にあり，東西側廊下はともに南から北に傾斜する傾向にある．各構面における廊下の傾斜角は，全体としては施工誤差範囲内の傾斜角にとどまるが，局所的には許容残留変形を上回る領域も一部存在する．

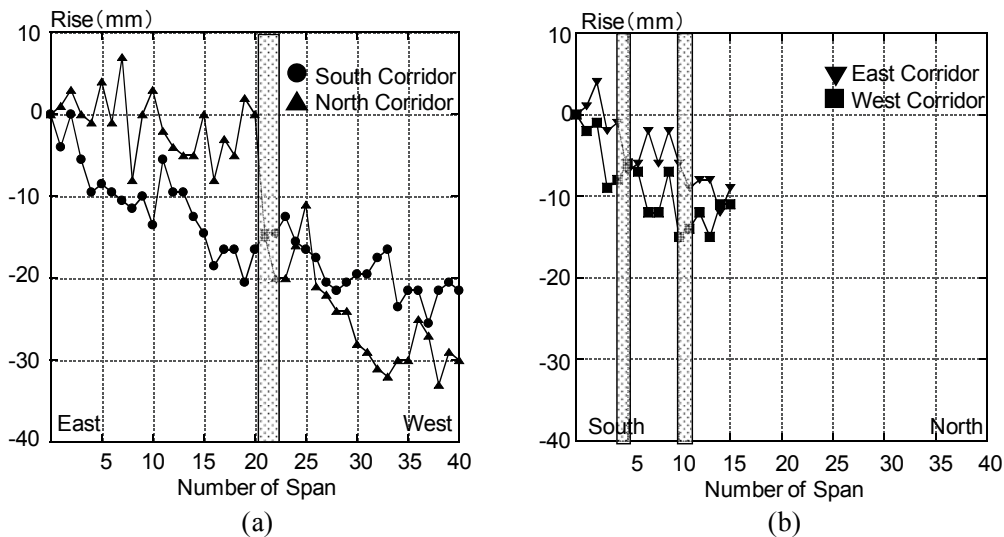


Fig. 2.4 Amount of upheaval in the 4th floor passage in each corridor:
(a) For south-north; (b) For east-west

次に実測 I における柱の実測結果を以下に示す．図 2.5 の縦軸はスパン数を基準とした各柱位置であり，横軸は柱の傾斜角である．柱の傾斜角は南側を正，北側を負で示している．図 2.4 と同様に図中に示されるドット領域は直下に吹き抜けがあることを示す．実測した柱本数は東側廊下と西側廊下でそれぞれ 14 本である．図 2.5 に示すように，鉄骨造建物の許容施工誤差（0.0014rad）以上の傾斜を有する柱の本数は，東側廊下では計 8 本，西側廊下では計 0 本であった．このように東側廊下の柱にのみ施

工誤差以上の傾斜角を有する柱が多く存在するが、いずれの値も前述の許容残留変形 (0.005rad) を上回るものではない。柱の最大傾斜角についても同様の傾向が見られ、東側廊下の柱の最大傾斜角は 11 スパン目の-0.003rad, 西側廊下の柱の最大傾斜角は同じく 11 スパン目の-0.0013rad であり、東側廊下の柱の傾斜角のほうが西側廊下のそれに比して 2.3 倍大きい。東側廊下の柱の最大傾斜角-0.003rad は、鉄骨造建物の許容施工誤差は超えるものの、許容残留変形を超える傾斜角ではない。

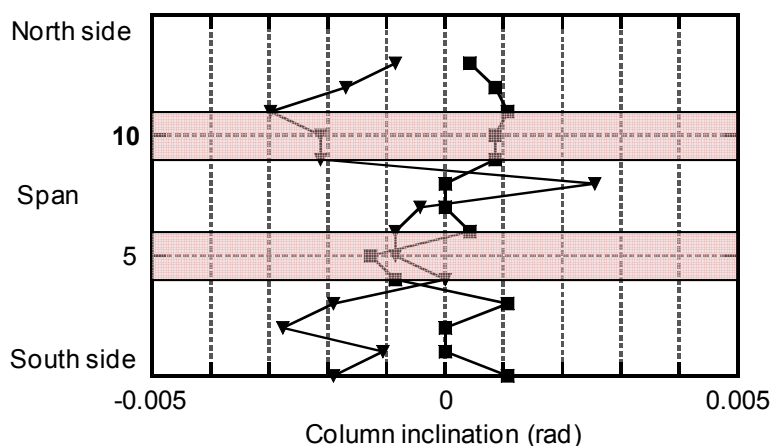


Fig. 2.5 Column inclination for east-west side

(b) 実測Ⅱ

実測Ⅱにおける床の実測結果を図 2.6 に示す。実測結果を示すにあたり、図 2.3 (b) において示されている左上の実測点 A を基準として、それに対する床の相対沈下量を図 2.6 に示す。X, Y 軸はそれぞれ点 A を基準とした計測点位置を、図中の濃淡で沈下量をそれぞれ示している。

図 2.6 から床の沈下の傾向は、長辺方向 0mm, 900mm および 7550mm においては床の沈下量がそれほど床の中心部に集中しておらず、傾斜角は 0.002rad から 0.0038rad であった。しかしながら、1800mm から 6600mm の地点では床の中心部の沈下が顕著になり、その傾斜角は 0.0056rad から 0.0067rad であった。とりわけ 3900mm 地点での沈下は顕著であり、高低差は 13mm となりその傾斜角は 0.0067rad に達する。この傾斜角は本論で規定する許容残留変形 0.005rad を上回っており、本論で提案する許容残留変形が実際の使用者への被害例 (日常的な使用に対する苦情) と整合することが例示された。

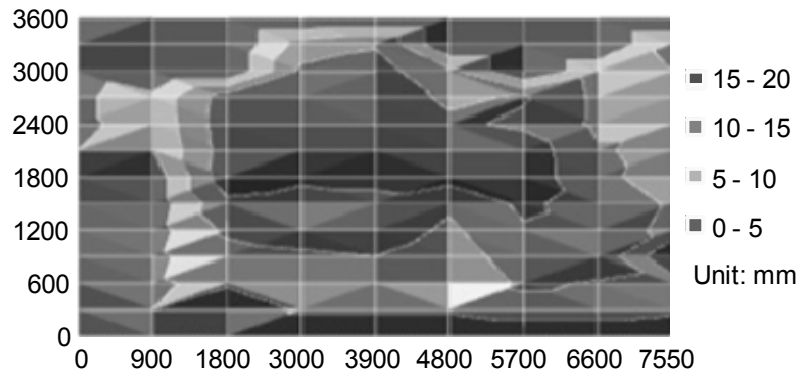


Fig. 2.6 Floor subsidence in Measure II

2.4 アンケート形式意識調査

前節では築後 40 年の建物の 4 階における傾斜に関する状況を整理したが、使用者の傾斜に対する認識に基づいて、その傾斜角の程度が意味するところを明確にする必要がある。工学資料に資する形をめざし、使用者に対するアンケート形式意識調査を実施して得た統計資料を以下に記す。

2.4.1 調査内容

本論において実測対象とした建物 4 階の使用者のうち 3 つの研究室を選び、アンケート形式意識調査票を配布した。3 つの研究室をそれぞれ研究室 1、研究室 2、研究室 3 とする。本調査に対して有効回答数は研究室 1 が 5、研究室 2 が 10、研究室 3 が 12 の計 27 であった。各々の研究室は、地盤工学、水理学、地質学の研究に従事しており、一般の人々よりも高い防災意識を有すると考えられる。

本調査における調査票は 10 項目の質問で構成されている。Q1 は使用者の使用年月（使用者属性）について、Q2～Q4 は対象建物に対する使用者の印象について、Q5～Q8 は使用している部屋の床および柱における傾斜の印象について、Q9 は建築構造分野の耐震性を計る工学指標の一つである 0.005rad の印象について、Q10 はその他の意見を問うている。アンケート形式意識調査における質問内容を表 2.1 に示す。

Table. 2.1 Questionnaire form: (a) Contents; (b) Choices

(a)

	質問内容
Q1	現在のお部屋は何年間お使いですか。
Q2	本館は築後何年たっていると思いますか。
Q3	本館の耐震性についてどのような印象をお持ちでしょうか。
Q4	全問で4, 5と答えた方は、その理由をお聞かせください。
Q5	現在使用している部屋の床は傾いていると感じますか。
Q6	前問で1, 2と答えた方は、その傾きは何のよって感じますか、あるいは気づきますか。
Q7	現在使用している部屋の柱は傾いていると感じますか。
Q8	前問で1, 2と答えた方は、その傾きは何のよって感じますか、あるいは気づきますか。
Q9	建築構造分野の耐震性をはかる工学指標のひとつとして1/200(rad)という傾きがありますが、この1/200(rad)という傾きについてどのような印象をお持ちでしょうか。
Q10	その他ご意見があればお書きください。

(b)

	選択肢
Q1	
Q2	
Q3	1.非常に高い 2.高い 3.普通 4.低い 5.非常に低い 6.わからない
Q4	
Q5	1.非常に傾いている 2.傾いている 3.わからない 4.傾いていない
Q6	1.実際の見た目 2.ひび割れ 3.ドア・窓の開閉不良 4.頭痛・めまい 5.その他
Q7	1.非常に傾いている 2.傾いている 3.わからない 4.傾いていない
Q8	1.実際の見た目 2.ひび割れ 3.ドア・窓の開閉不良 4.頭痛・めまい 5.その他
Q9	1.非常に大きい 2.大きい 3.普通 4.小さい 5.非常に小さい
Q10	

2.4.2 調査結果

以下に、Q3 から Q9 の調査結果を記す。

(a) 対象建物の耐震性能 (Q3, 4)

2006年5月に京都大学設置された耐震補強を中心とした地震防災検討会が編纂した耐震性能マップにより、対象建物は耐震補強が必要な建物に指定されている^{2,30)}。Q3では耐震性に関する質問項目を設けた。本質問の目的は対象建物の耐震性能に対する印象と実際の耐震性能の差異を把握することにある。図2.7(a)に調査結果を示す。

耐震性能が高いと回答した使用者と普通と回答した使用者の和は48.1%に達する。一方で低いと回答した使用者と非常に低いと回答した使用者の和は40.7%である。前述の耐震補強を中心とした地震防災検討会が対象建物について耐震補強が必要であると判断したのに対し、実際の使用者が耐震性能に関して高いもしくは普通との印象が勝っている。アンケート対象者はいずれも地盤工学、水理学、地質学の研究に従事しており防災意識が高いと思われるが、それでも多くの使用者は実際には危険を感じず

に生活していることがわかった。

(b) 床の傾斜 (Q5, 6)

Q5 では床の傾斜について問うている。得られた調査結果を図 2.7 (b) に示す。全体の傾向としては、床の傾斜を感じる使用者は 11.1%であり、使用者の大多数はわからない、もしくは傾いていないと回答している。また Q6 では傾斜を感じる使用者に対してその理由を問うているが、少し傾いていると感じた 3 人中の 2 人が傾斜を感じる理由を実際の見たと回答し、残りの 1 人がその他と回答している。実測結果と照合すると、建物全体としては床の傾斜は 0.0002rad と微小であったが、局所的に許容残留変形を上回る傾斜角 0.0053rad が観測されており、傾きを感じた使用者はこれを認識した可能性がある。

(c) 柱の傾斜 (Q7, 8)

柱の傾斜に関しても前問と同様の質問を実施した。得られた調査結果を図 2.7 (c) に示す。全体の傾向としては、柱の傾斜を感じる人使用者は全くいなかった。実測結果では許容残留変形を越える傾斜角は確認されなかったことから、この結果は妥当といえる。

(d) 0.005rad ($1/200\text{rad}$) の印象 (Q9)

現在、建築物の傾斜角を法的に規定するものは、1981 年に改定された建築基準法施行令第 82 条 (新耐震設計法) である。そこでは中規模地震を想定した 1 次設計においては建物の最大層間変形角を 0.005rad 以内に留めるように定めている。また 0.005rad は本論で提案する許容残留変形であり、避難性および日常生活の使用性の観点からも重要な値である。Q9 ではこの法的に定められた数値がどのような印象与えているのかを調査した。得られた調査結果を図 2.7 (d) に示す。

調査結果では 0.005rad が大きいと回答した使用者数に比べて、3 倍程度の使用者が 0.005rad は小さいまたは非常に小さいと回答している。前述したとおり 0.005rad が建築構造分野にとって重要な工学指標であるのに対して、実際の使用者はこの変形を微小であると考えている。前述の耐震性の質問において、使用者の約半数が耐震性が高いもしくは普通であると答えたことも考えあわせれば、使用者は建物の安全性を過信する傾向がある事実が浮かびあがった。使用者が安全と考えていても、実は建物が危険である可能性がある事実を啓発してゆく必要がある。

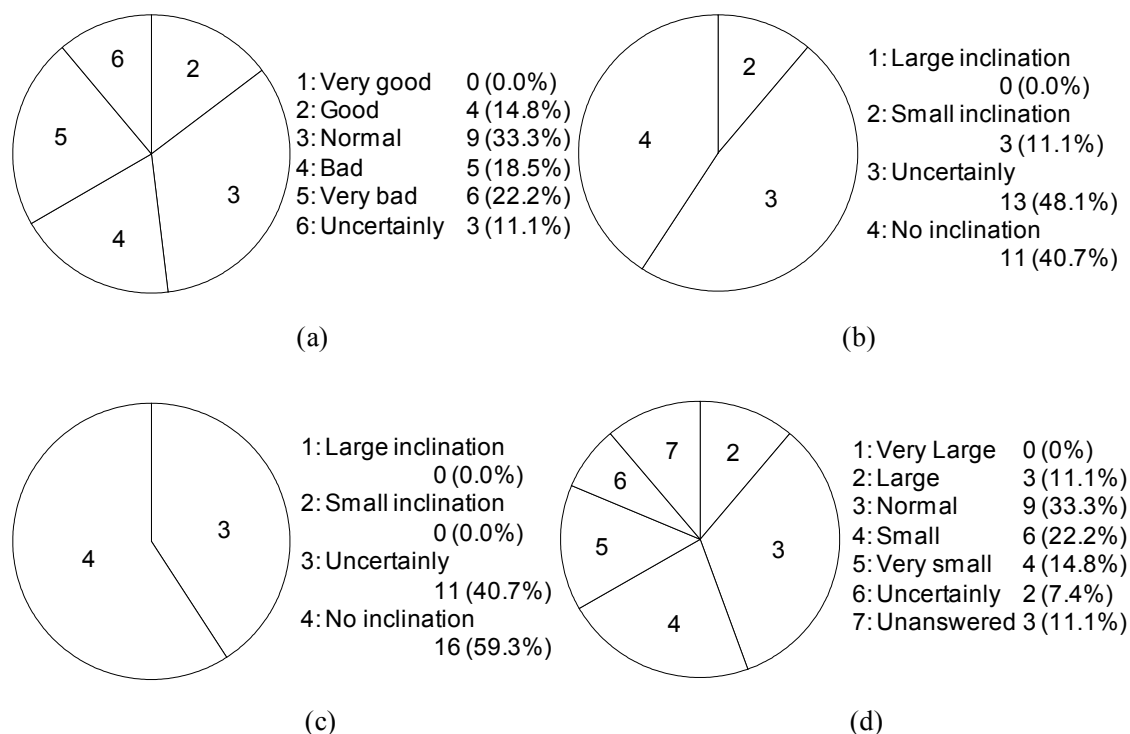


Fig. 2.7 Questionnaire result: (a) Impression for the structural performance; (b) Floor inclination; (c) Column inclination; (d) Impression for 1/200rad

2.4.3 アンケート形式意識調査におけるまとめ

使用者の傾斜に対する認識に基づき、その傾斜角の程度が意味するところを明確にすることをめざして本アンケート形式意識調査を実施した。本調査により得られた知見を以下に記す。

- 1) 耐震性能に関しては、専門家によって耐震補強が必要な建物であると判断が下されているものの、使用者の約半数（48%）は耐震性能が高い、もしくは普通であるとの印象を持っていた。
- 2) 床の傾斜に関しては、使用者の10%強が少し傾いていると認識していた。2.4での実測結果において局所的に許容残留変形を上回る傾斜角が一部観測されており、これを使用者が認識した可能性がある。柱に関しては傾斜を認識している使用者は皆無であり、実測においても許容残留変形を越える傾斜角が確認されなかったことから、この結果は妥当である。
- 3) 0.005radの印象に関しては、0.005radが建築構造分野にとって重要な工学指標であるにもかかわらず、実際の使用者はこの変形を小さいと考えるなど、使用者は建物の安全性を過信する傾向がある事実が浮かびあがった。

2.5 まとめ

1. 既往の研究および現行の指針の調査では、鉛直部材の傾き、水平部材の傾き、水平部材のたわみに関わる許容残留変形を居住性・施工性・安全性の3つの指標に基づいて整理した。調査結果によると施工性・安全性・人間の傾斜知覚に関わる居住性指標のいずれからみても許容残留変形は約0.005radである。
2. 対象建物の4階における実測調査では、床に関しては、局所的には本論で提案する許容残留変形を超える傾斜角(0.0053rad)が存在したが、柱に関しては許容残留変形を越える傾斜角は存在しなかった。建物全体としても許容残留変形を超える残留変形は認められなかった。
3. 使用者が使用上の不都合を感じている部屋の実測では、使用者が不都合を感じる箇所において0.0067radという傾斜角が計測された。これは使用者が訴える使用上の不都合を考慮に入れば、本論で提案する許容残留変形量を裏付ける結果である。
4. アンケート調査から、建築構造分野にとって重要な工学指標である0.005radは大多数の使用者にとって微小な変形であることが明らかになった。耐震性の低いと専門家が判定した実測建物を、約半数の使用者が耐震性は高いもしくは普通であると答えた事実もあわせれば、使用者は建物の安全性を過信する傾向がある。

参考文献

- 2.1) Structural Engineers Association of California (SEAOC), Vision 2000 Committee: 「Vision 2000 – Performance Based Seismic Engineering of Building」, Sacramento, CA, 1995.4.
- 2.2) 小川厚治：履歴型ダンパー付骨組の残留変形に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第539号，pp.151-158，2001.1.
- 2.3) 小川厚治，黒羽啓明，待鳥賢治：強震をうける1自由度系の正負2方向の損傷分布に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第481号，pp.117-126，1996.3.
- 2.4) 桑村仁，伊山潤，朱大立：局部座屈劣化系の地震による倒壊および残留変形，日本建築学会構造系論文集，第526号，pp.169-176，1999.12.
- 2.5) 河野昭雄：地震動による鋼ラーメン骨組の残留水平変形に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第589号，pp.165-171，2005.3.
- 2.6) 木戸脇俊樹，井上一朗：大地震に対する1質点バイリニア系の残留変形に関する研究，日本建築学会学術講演梗概集(中国)，pp.935-936，1999.9.
- 2.7) 秋山宏，高橋誠：地震時における柔剛混合せん断型多層骨組の残留変形，日本

- 建築学会学術講演梗概集（九州），pp.397-398，1998.9.
- 2.8) 渡辺厚，笠井和彦：建物の残留変形に関する基礎研究，日本建築学会学術講演梗概集（関東），pp.979-980，1997.9.
- 2.9) 関野克洋，清田清司：異なる復元力特性を有する1質点系モデルの残留変形に関する研究，日本建築学会学術講演梗概集（北陸），pp.405-406，2002.8
- 2.10) 小山実，富島誠司，佐藤啓治：複合支承方式による免震構造の設計法開発（その8 残留変位量の検討と許容残留変位について），日本建築学会学術講演梗概集（近畿），pp.743-744，1996.9.
- 2.11) 曾昭平，鈴木計夫，馬華：PRC柱を有するソフト・ストーリー構造物の残留変位に関する考察，日本建築学会学術講演梗概集（近畿），pp.613-614，1996.9.
- 2.12) 山崎英一，小倉桂治，高山正春，辻田修，木村雄一：時刻歴応答解析による残留変形の基礎的研究，日本建築学会学術講演梗概集（九州），pp.405-406，1998.9.
- 2.13) 河野昭雄，三谷勲：地震動強さが露出型柱脚を有するラーメン骨組の残留層間変形に与える影響，日本建築学会学術講演梗概集（北陸），pp.769-770，2002.8.
- 2.14) 平成7年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会報告書一集大成版一，建築震災調査委員会，1996.3
- 2.15) 林春男教授との対話，総合防災研究グループ巨大災害研究センター，京都大学防災研究所，2006.12.01.
- 2.16) Anderson, J. C. and Filippou, F. C. “Dynamic Response Analysis of the 17-Story Canoga Building”, Technical Report SAC 95-04, pp.12-1 – 12-53, 1995.12.
- 2.17) James Anderson, Personal Communication, 2006.7.20.
- 2.18) 加我君孝，瀬藤光利，落合敦，都筑俊寛，石川文之進：前庭知覚と傾斜感覚，認知神経科学，Vol.7，No.1，pp.16-22，2005
- 2.19) 瀬戸光利，加我君孝：体軸傾斜の知覚とその記憶について（その1）—0に対する復帰能力について—，EQUILIBRIUM RESEARCH，Vol.55 No.5，pp.204，1996.4.
- 2.20) 安田進，橋本隆雄：鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について，土木学会第57回年次学術講演会，pp.1029-1030，2002.9.
- 2.21) 藤井衛，伊集院博，田村昌仁，伊奈潔：兵庫県南部地震の液状化地帯における戸建住宅の基礎の被害と修復，土と基礎，第46巻，pp.9-12，1998
- 2.22) 住宅紛争処理技術ハンドブック，新日本法規出版，2000
- 2.23) 土橋由造，井野智：大撓みをもつ鉄筋コンクリート障害床スラブの実態調査とその対策，日本建築学会論文報告集，第272号，pp.41-51，1978.10.
- 2.24) 神山幸弘：軸組工法による木造住宅の生産工学的研究，住宅総合研究財団研究

論文集 No.7, 7912

- 2.25) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事, 日本建築学会, 1997
- 2.26) 鉄骨工事技術指針・工事現場施工編, 日本建築学会, 1996
- 2.27) 岩田善裕, 杉本浩一, 桑村仁: 鋼構造建築物の修復限界—鋼構造建築物の性能設計に関する研究 その2—, 日本建築学会構造系論文集, 第 588 号, pp165-172, 2005.2.
- 2.28) 震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針, 日本建築防災協会, 1991
- 2.29) 松宮智央, 加登美喜子, 吹田啓一郎, 五藤友規, 松岡祐一, 中島正愛: 軽量鉄骨下地間仕切り壁がもつ機能・修復・安全性能検証実験, 日本建築学会近畿支部, pp281-284, 2006.6.
- 2.30) 京都大学, 京都大学耐震化推進方針等について,
http://www.kyoto-u.ac.jp/notice/05_notice/ippan/060526_1.htm, 2006.6.01.

3 章 セルフセンタリング機構の導入による 鋼構造骨組の残留変形低減効果

3.1 はじめに

3.1.1 研究の背景

1 章で例示したように残留変形を低減するための機構として、柱梁接合部に対するセルフセンタリング機構（以下 SC）の開発が進んでおり、その履歴挙動や性能評価法が検討されている。しかしながら SC の導入箇所と鋼構造骨組全体に対する残留変形低減効果を検討した研究は極めて限られている。骨組全体の残留変形を除去するためには、柱梁接合部以外に柱脚部への SC も必要となる。しかしながら、骨組の残留変形を十分に低減するために必要な SC 柱脚部の性能、SC 柱脚を使用することによる従来の柱脚に対する残留変形の低減率、SC 導入箇所の最適化、など多くの事項がいまだ解決されていない。本章ではこれらの事項のなかでも、特に骨組の残留変形を低減するために必要な SC 柱脚部の性能を、残留変形と最大変形に関して従来から用いられている柱脚を用いた骨組と比較しつつ明らかにする。

3.1.2 既往の研究

一般的に鋼構造骨組の柱脚は、固定柱脚・露出柱脚・埋込み柱脚の 3 種類に分類できる^{3.1)}。これら従来の柱脚に対しては、柱脚単体に関する性能だけではなく、柱脚の性能と鋼構造骨組の応答の関係性が数多くの論文によって論じられている^{3.2~27)}。これらの論文では主に最大層間変形や各部材の塑性仕事量などと柱脚性能の関係を考察しているが、柱脚の性能と残留層間変形の関係性を主題として論じているものは見あたらない。柱脚の履歴挙動に関しては、固定柱脚を模擬した完全剛塑性型や露出柱脚を模擬したスリップ型を基本として、寝巻き型柱脚を模擬した除荷点指向型、埋込み型柱脚を模擬した完全弾塑性型、ピン柱脚を模擬したピン支持などが挙げられる^{3.14)}。しかしながら、これら既存の柱脚に対する研究は進んでいるものの、その他の新しい履歴挙動を有する柱脚の開発や検討は数少なく、本研究で提唱する SC 柱脚の履歴挙動に相当するフラッグ型履歴挙動に関する研究は見あたらない。

評価指標を鑑みても、上記のように最大層間変形や累積塑性変形、累積仕事量に関する評価は多いが、残留変形を主指標とした論文は非常に限られている。残留層間変形を解析的に検討している論文においても、その趨勢は、それぞれの論文で設定した既存構造形式の骨組の残留変形評価に留まっている^{2.5~13)}。このように新しい柱脚機構の開発を通して、残留変形の低減を積極的にめざす研究は過去に例がない。

3.2 解析骨組の設定

3.2.1 解析骨組の種類

鋼構造骨組の一般的な履歴特性を検討するために、本章の解析には魚骨骨組^{3,28)}を用いる(図 3.1 (b)). 魚骨骨組は魚骨柱と魚骨梁によって構成される骨組モデルである. 魚骨梁は節点回転角を拘束する回転バネであり, 解析上はこれを弾塑性回転バネとして扱う. 本解析モデルでは柱脚も弾塑性回転バネと見なして, 柱脚の挙動を追跡できるようにする(図 3.1 (c)). 本解析モデルでは, 以下の仮定を設けている.

1. 各層の柱を 1 本の魚骨柱に代表させる.
2. 各層の梁とパネルを 1 つの弾塑性回転バネに置き換える.
3. 各層質量は各層床レベルに集中する.
4. 床スラブが梁の剛性・強度に及ぼす影響は無視する.
5. 同一床レベルの節点の水平変位・節点回転角はすべて等しい.
6. 各層部材の塑性化は各層部材端に導入する弾塑性回転バネによって生じる.
7. P- Δ 効果を考慮する.

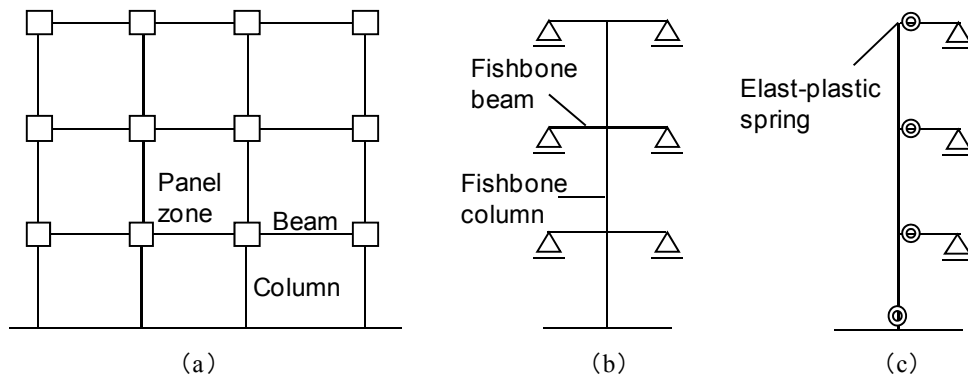


Fig. 3.1 Frame structure model: (a) Original frame; (b) Fishbone model; (c) Analysis model

3.2.2 解析骨組の設計

解析は, 低層建物を想定した 3 層と中層建物を想定した 6 層の鋼構造骨組を対象とする. 高層建物では予備解析の結果 SC 柱脚の残留変形低減効果は小さいことが明らかになったため, 本論では検討しない. 解析モデルの設計で設けた条件を以下に示す.

(a) 解析モデルの設計条件

1. 各層重量は 980kN とする.
2. 各層高さは 4m とする.
3. 各層柱間スパンは 8m とする.

4. 固定柱脚を想定して設計する.
5. 使用部材のヤング係数 E は 205kN/mm^2 とする.
6. 崩壊系は梁崩壊型として, 各階の梁端部と柱脚に塑性ヒンジを設ける. ここで解析上では柱端部は常に弾性に留まるとする.
7. 全層にわたって柱梁接合部は剛接合とし, 柱梁剛比は 1.0 とする. 柱の反曲点位置は柱高さに対して中央にあるものとして, 崩壊機構を形成するまでは不変とする.
8. ベースシア係数 0.2 相当のせん断力が骨組に作用したときに, 柱梁接合部は降伏する. またこのときの層間変形角を $1/200\text{rad}$ とする. (1次設計)
9. ベースシア係数 0.3 相当のせん断力が骨組に作用したときに, 骨組は崩壊機構を形成する.
10. 柱脚をモデル化する弾塑性回転ばねには完全剛塑性型履歴を与える.
11. 魚骨梁をモデル化する弾塑性回転ばねにはトリリニア型履歴を与える.

(b) 骨組に作用する外力の計算

上記の条件において, 設計ではまず各階の重量にしたがって骨組に作用する地震力(せん断力)を計算する. 本論では地震力は A_i 分布にしたがうものと仮定する. このとき i 層に作用するせん断力 Q_i は (3.1) 式で計算する.

$$Q_i = C_i w_i \quad (3.1)$$

C_i : 地震層せん断係数

w_i : i 層に作用する自重

地震層せん断係数 C_i は (3.2) 式で与える.

$$C_i = Z R_i A_i C_0 \quad (3.2)$$

Z : 地域係数, 1.0 と設定

R_i : 振動特性係数, 建物の1次固有周期と地盤の種類に応じて決定する.

A_i : 層せん断力係数の建物高さ方向の分布

C_0 : 標準層せん断力係数

A_i は (3.3) 式で与える.

$$A_i = \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T} \quad (3.3)$$

α_i : i 層高さ部分が支える固定荷重と積載荷重の和を当該建物の地上部での固定荷重と積載荷重の和で除した値

T : 設計用1次固有周期

T は (3.4) 式で与える.

$$T = h(0.02 + 0.01\alpha) \quad (3.4)$$

h : 対象建物の高さ (m)

α : 対象骨組の高さに対して、柱及び梁の大部分が木造もしくは鉄骨造である階層の高さ合計の比。本モデルでは鋼構造骨組であるため 1.0 とする。

(3.1) 式で計算されるせん断力に対して、魚骨柱と魚骨梁に作用するモーメントは設計条件 6 から図 3.2 のようになる。

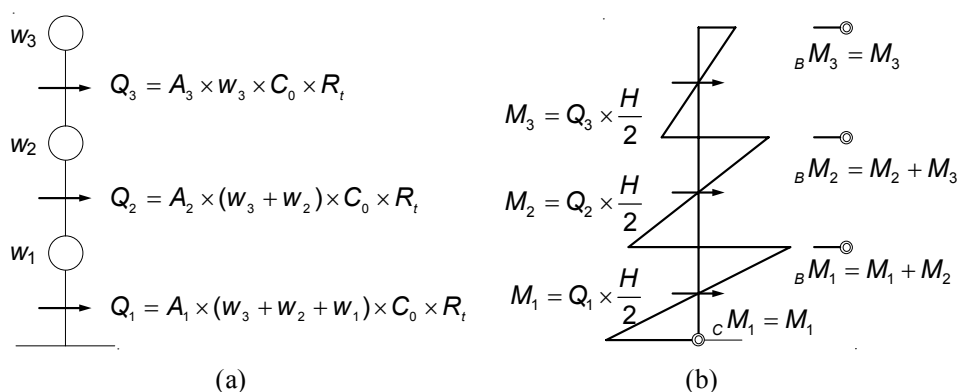


Fig. 3.2 Shear force and moment relationship: (a) Share force; (b) Moment

(c) 柱梁諸量の設定

設計条件 7, 8 を用いて柱と梁の断面を決定する。ベースシア係数 0.2 相当のせん断力が作用したときの柱と梁の部材回転角は、設計条件 5 からそれぞれ $1/400\text{rad}$ である。ここで i 層の柱と梁の断面 2 次モーメント (I_{ci} , I_{bi}) はモーメントと回転角の関係から計算できる。たとえば 1 層の場合には、(3.5) 式のようになる。

$$\begin{aligned} {}_c M_1 &= \frac{6EI_c}{H} \theta \quad \rightarrow \quad I_{ci} = \frac{HM_1}{6E\theta} \\ {}_B M_1 &= \frac{12EI_{B1}}{L} \theta \quad \rightarrow \quad I_{B1} = \frac{L(M_1 + M_2)}{12E\theta} \end{aligned} \quad (3.5)$$

2 層, 3 層も同様にして柱・梁の断面 2 次モーメントを求める。

(d) 柱脚ばねの設定

次に 1 層柱脚の回転ばねの特性を決定する。当該回転ばねの降伏耐力はベースシア係数 0.3 相当のせん断力に対して 1 層柱脚に作用するモーメントである。初期剛性は定義上無限大となるが、解析上は 1 層柱が両端固定状態のときの曲げ剛性の 10^3 倍とする。また降伏後剛性は初期剛性の 10^{-6} 倍とする (図 3.3)。

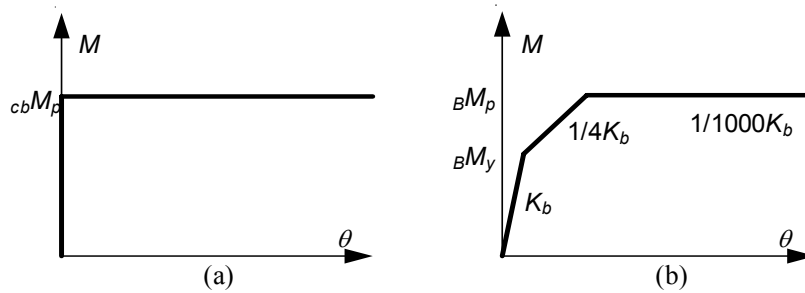


Fig. 3.3 Rotational spring hysteresis for design procedure:
 (a) Column base; (b) Beam-to-column connection

(e) 魚骨梁ばねの設定

各層の梁ばねの降伏耐力と全塑性耐力はそれぞれ設計条件 8, 9 から計算する。剛性に関しては、初期剛性は各層梁の両端固定状態での曲げ剛性として、2 次剛性は初期剛性の 1/4, 3 次剛性は初期剛性の 10^{-3} 倍とする (図 3.3)。

以上の条件から求めた 3 層骨組と 6 層骨組の諸元を表 3.1 に示す。表中の記号は左からそれぞれ、各層柱頭の全塑性モーメント、柱脚の全塑性モーメント、柱の断面 2 次モーメント、梁の全塑性モーメント、梁の断面 2 次モーメントである。ただし本解析では鉄骨骨組設計の慣例に従って、3 層骨組では柱と梁の断面を全層ともに 1 層の断面と同じものを、6 層骨組では 1 層から 3 層までは 1 層と同じ断面、4 層から 6 層は 4 層と同じ断面を使用することとする (表 3.2)。

3.2.3 弾塑性回転ばねに導入する履歴モデル

前節までに設定した解析骨組の弾塑性回転ばねに導入する履歴モデルを定義する。ここで考えるのは、柱脚部の回転ばねに対する履歴モデルと、柱梁接合部の回転ばねに対する履歴モデルである。

(a) SC 柱脚モデル

前節までに設定した解析骨組の弾塑性回転ばねのうち、1 層柱脚部のばねに導入する SC 柱脚モデルは下記の要領で設定する。SC 柱脚モデルの履歴特性は 1 章で示した SC 柱梁接合部と同様のものを想定する。ただし SC 柱脚の場合には SC 柱梁接合部とは異なり、建物の自重が柱脚に作用するため、離間モーメントは PC 材の初期張力とこの建物自重 (以下、「柱軸力」) の和に依存することが考えられる。しかしながらこの柱軸力は履歴挙動の基本特性を変えるものではないため、ここでは SC 柱梁接合部と同様のフラッグ型履歴を SC 柱脚履歴とみなす。解析上の履歴挙動詳細を以下に示す (図 3.4)。説明上の数字は図中の数字に対応している。

Table 3.1 Calculated properties of analysis model: (a) 3 story; (b) 6 story

(a)

Story	ctM_p (kNm)	cbM_p (kNm)	I_c (m ⁴)	bM_p (kNm)	I_b (m ⁴)
1	∞	1.76	0.0149	3.17	0.0268
2	∞	∞	0.0119	2.28	0.0193
3	∞	∞	0.0074	0.87	0.0074

(b)

Story	ctM_p (kNm)	cbM_p (kNm)	I_c (m ⁴)	bM_p (kNm)	I_b (m ⁴)
1	∞	3.53	0.0296	6.76	0.0573
2	∞	∞	0.0276	6.19	0.0524
3	∞	∞	0.0248	5.41	0.0458
4	∞	∞	0.0210	4.39	0.0372
5	∞	∞	0.0162	3.10	0.0262
6	∞	∞	0.0101	1.19	0.0101

Table 3.2 Used property of the analysis model: (a) 3 story; (b) 6 story

(a)

Story	ctM_p (kNm)	cbM_p (kNm)	I_c (m ⁴)	bM_p (kNm)	I_b (m ⁴)
1	∞	1.76	0.0149	3.17	0.0268
2	∞	∞	0.0149	3.17	0.0268
3	∞	∞	0.0149	3.17	0.0268

(b)

Story	ctM_p (kNm)	cbM_p (kNm)	I_c (m ⁴)	bM_p (kNm)	I_b (m ⁴)
1	∞	3.53	0.0296	6.76	0.0573
2	∞	∞	0.0296	6.76	0.0573
3	∞	∞	0.0296	6.76	0.0573
4	∞	∞	0.0210	4.39	0.0372
5	∞	∞	0.0210	4.39	0.0372
6	∞	∞	0.0210	4.39	0.0372

- ・ 図中番号 0 から 1 までは SC 柱脚は固定柱脚と同じ挙動を示す。これは PC 鋼棒の初期張力と柱軸力によって、柱が基礎に密着しており、柱と基礎梁が一体となって挙動するためである。
- ・ 1 で柱が離間した後、SC 柱脚はダンパーと PC 鋼棒の柔性に応じて変形する。その後、2 でダンパーが引張降伏する。
- ・ 2 以降は PC 鋼棒の伸び剛性で挙動する。本章では PC 鋼棒の塑性化は考慮しない。
- ・ 3 で除荷後は、再びダンパーと PC 鋼棒の剛性で挙動する。
- ・ 4 では 2 で引張降伏したダンパーが圧縮降伏する。そのため 1 から 2 までの耐力に

- 対して、3から4の耐力は2倍になる。ダンパーの圧縮に対する座屈は考慮しない。
- ・ 4以降ではPC鋼棒の剛性で挙動する。その後0から1までの履歴と交わる5において柱の離間が終了する。その後は0から1の経路を通る。
 - ・ 3から4の経路、または4から5の経路において再び载荷が始まった場合には、1から2の場合と同じ剛性によって挙動する。この場合、2から3の経路と交わるのところまで挙動し、その後2から3の経路に移行する。
 - ・ 負方向载荷に対しては図3.3とは原点を中心に点对称系のフラッグ型履歴を描く。
 - ・ 繰返し载荷に対する歪硬化・移動硬化による耐力上昇やダンパー材の累積塑性変形による耐力劣化は考慮しない。常に図3.3のフラッグ型履歴上を挙動するものとする。

本解析では第2分岐点の回転角を $1/400\text{rad}$ とする。離間前の初期剛性は無限大であるが、これを第2分岐剛性の100倍の剛性で表現している。第2分岐剛性は、ダンパー降伏耐力 M_{dy} と離間耐力 M_d の差である M_y 、そして第2分岐点の回転角 $1/400$ から求められる。第3分岐剛性は第2分岐剛性の $1/20$ としている。離間耐力とダンパー降伏耐力は本解析における変数であり、その詳細は後述する。

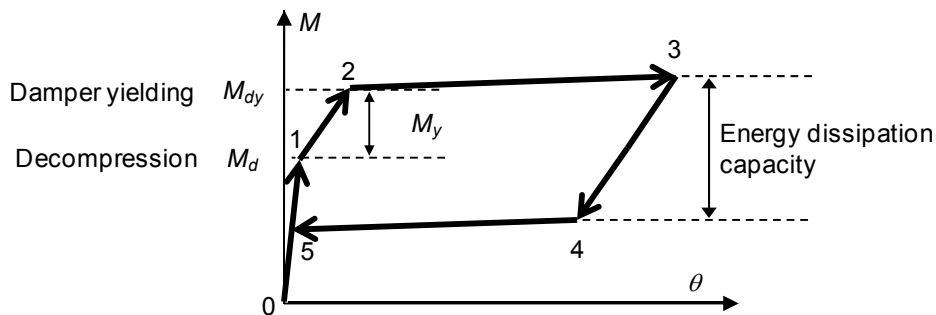


Fig. 3.4 Hysteresis model for self-centering column base

(b) 固定柱脚

解析骨組設計において想定した柱脚である。詳細は3.3.2 (d)、図3.3 (a) に示しているためここでは省略する。

(c) 露出柱脚

露出柱脚の履歴モデルとして一般的なスリップ型履歴モデルを使う (図3.5)。本論では柱鉛直力によるスリップ型履歴の耐力変動は考慮しない。耐力と剛性は一般的な露出柱脚で用いられる値を参照し^{3,29)}、離間耐力は柱の全塑性モーメントの0.1倍、降伏耐力は柱の全塑性モーメントとして定義する。また剛性については部材回転角

1/400rad で最大耐力に達するとして、離間耐力までの剛性と最大耐力後の剛性はそれぞれ、第 2 分岐剛性の 20 倍、1/20 倍とする。

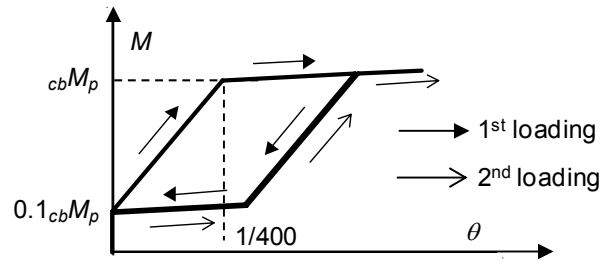


Fig. 3.5 Hysteresis model for exposed column base

(d) SC 柱梁接合部

SC 柱梁接合部は 1 章で紹介した Ricles らの SC^{1.19)}を想定する。SC 柱梁接合部の耐力等は文献 1.19 での実験結果に従って、以下のように決定する。

$${}_bM_d = 0.4 {}_bM_p$$

$${}_bM_{dy} = 1.0 {}_bM_p$$

${}_bM_d$: 離間耐力

${}_bM_{dy}$: 回転角 3%時の耐力

${}_bM_p$: 梁の全塑性耐力

履歴挙動は SC 柱脚モデルと同じものを使用する。

3.2.4 解析変数

本章の解析では、柱脚ばねと梁ばねの種類を変数にする。柱脚の種類は前節で設定した固定柱脚・露出柱脚・SC 柱脚を、梁の種類は剛接合柱梁接合部と SC 柱梁接合部を考える。柱と梁の回転ばねに導入する各種類の組合せを表 3.3 に示す。

回転ばねの種類のほか、SC 柱脚履歴に関するパラメータとして離間耐力 M_d とダンパー耐力 M_y の 2 つを検討する。表 3.4 に解析に用いた変数値の一覧を示す。変数はそれぞれ 1 階柱の全塑性モーメント（以下 ${}_bM_p$ と表記）で無次元化した値である。ここで離間耐力とダンパー耐力の和 $M_{dy} (= M_d + M_y)$ が 1 階柱の全塑性モーメント ${}_bM_p$ を超える場合は柱端部が先に全塑性化するが、ここでは柱は弾性挙動するとして解析を進めている。また本論ではフラッグ型の SC 柱脚を想定しているため、図 3.4 の履歴の中で、5 が負側になる場合、すなわち $M_d < M_y$ の条件は検討外としている。

Table 3.3 Combination of column bases and beam-to-column connections

Beam-to-column connection type	Column base type		
	SC Column base	Fix column base	Exposed column
Rigid beam-to-column connection	○	○	○
SC beam-to-column connection		○	

Table 3.4 SC column base parameter

		M_d / cbM_p									
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
M_y / cbM_p	0.1	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.2		○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.3			○	○	○	○	○	○	○	○
	0.4				○	○	○	○	○	○	○
	0.5					○	○	○	○	○	○
	0.6						○	○	○	○	○
	0.7							○	○	○	○
	0.8								○	○	○
	0.9									○	○
	1.0										○

3.3 時刻歴応答解析条件

3.3.1 プッシュオーバー解析

前述の構造形式の各組合せに対して、プッシュオーバー解析によってそれぞれの骨組条件に置いて1次設計の制約条件を満足しているかを確認した。プッシュオーバー解析では、 A_1 分布に基づいて算出した各層の層せん断力を用いる。本解析および後述の地震応答解析には平面骨組解析プログラム CLAP^{3.30)} を用いた。

3.3.2 時刻歴応答解析

時刻歴応答解析では骨組の粘性減衰定数は1次、2次ともに2%と設定する。時刻歴応答解析で用いる地震動は、El-Centro, Hachinohe, TaftのそれぞれEW成分とNS成分の6波を0.5m/s, 1.0m/sに正規化した計18波と、兵庫県南部地震において神戸気象台で観測された断層近傍強震動11波の計29波である。それぞれの地震動を種類別に「標準波 0.5m/s」・「標準波 1.0m/s」・「神戸」とグループごとに表記する。図3.6に上記使用地震動の減衰定数2%における応答スペクトル図を示す。さらに比較のために、米国 SAC プロジェクト^{3.31)}で採用されたロサンゼルスでの年間超過確率が50年で10%と2%の地震動群それぞれ20波ずつ（それぞれを10/50, 2/50と表記）に対する応答スペクトルもあわせて示す。なおここではそれぞれの地震動種類別結果の84パーセントイル値を示している。標準波 1.0m/s は「神戸」とほぼ同じ加速度応答であり、10/50

と 2/50 の中間程度の加速度応答を示す地震動である。

応答評価は各地震動グループ単位で考察する。地震動グループ結果としてグループ内の全地震動による応答結果の 84 パーセンタイル値を採用する。評価指標は「残留層間変形」・「最大層間変形」・「弾塑性回転バネの塑性化による消費エネルギー」の 3 種類を採用する。ここで残留変形は、地震動による時刻歴応答解析後に 10 秒間の自由振動をさせた後の変形量として定義する。

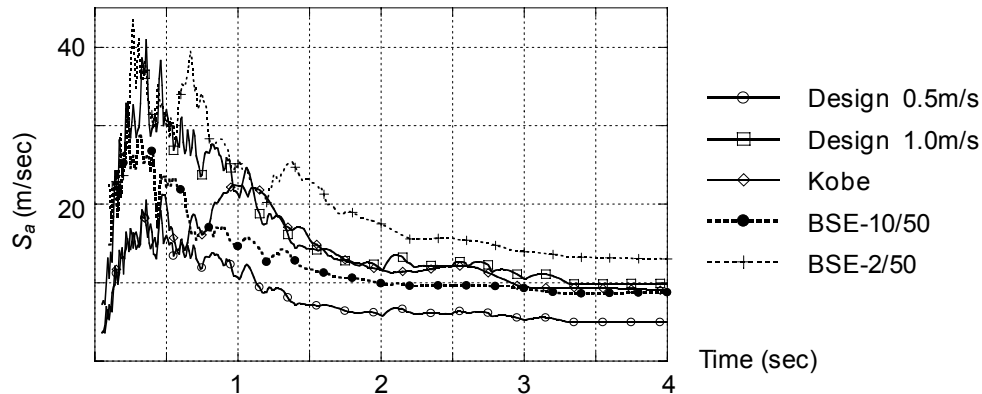


Fig. 3.6 Acceleration response spectrum

3.4 プッシュオーバー解析結果

図 3.7 にプッシュオーバー解析結果を示す。固定柱脚と露出柱脚の場合、ベースシア係数 0.2 相当で 3 層 6 層両骨組ともに層間変形角が $1/200\text{rad}$ 以下に収まっており、適切な設計となっている。柱梁接合部を SC にした場合、6 層骨組で層間変形角が $1/200\text{rad}$ を 20% 超えている。これは通常の柱梁接合部に比べて耐力・剛性が小さい SC 柱梁接合部の骨組全体に占める割合が 6 層では 3 層と比べて大きくなるためである。SC 柱脚を用いた場合、両骨組とも SC 柱脚の離間耐力 M_d とダンパー耐力 M_y が小さい範囲では、1 層で層間変形角が $1/200\text{rad}$ を 2 割程度上回っている。以上のように骨組条件によっては 1 次設計の要項を満たさないものも一部存在するが、本論での解析では部材の変更等を行わずこの条件で検討を進める。

3.5 3 層骨組の時刻歴応答解析結果

3.5.1 層別応答結果

図 3.8 に各層での応答結果を地震動グループごとに示す。カラムの濃淡は柱脚の種類を表しており、左側から 1 層・2 層・3 層の解析結果を示している。SC 柱脚は表 3.4 の履歴モデルのうち、離間耐力 $M_d = 0.5_{cb} M_p$ 、ダンパー耐力 $M_d = 0.3_{cb} M_p$ の結果である。

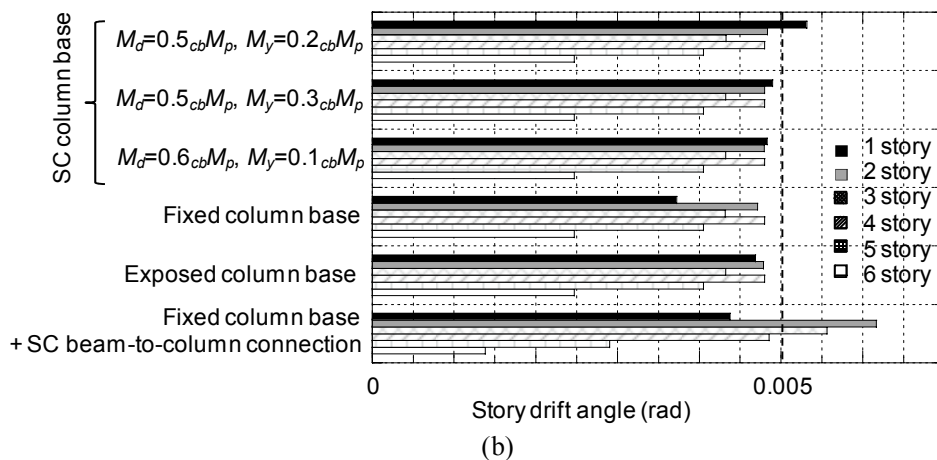
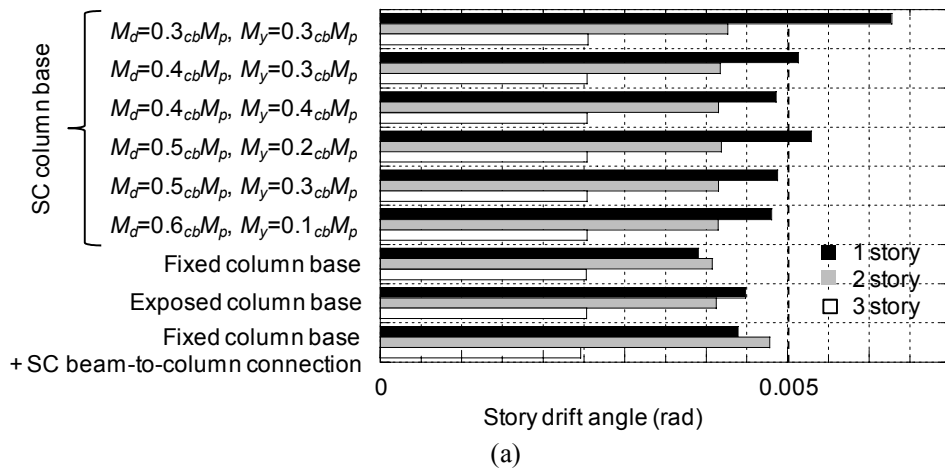


Fig. 3.7 Pushover analysis result: (a) 3 story frame; (b) 6 story frame

最大層間変形は、柱脚や地震動の種類によらず 1 層が最も大きな応答を示しており、2 層 3 層では 1 層に比べてそれぞれ 70%、40%程度の変形になっている。これは全層ともに 1 層と同じ部材を選択しているため、 A_i 分布を仮定した設計に対して上層が安全側の設計になっているためである。

残留変形においても、固定柱脚と露出柱脚では 1 層が最も大きくなっており、上層ほど小さくなっている。これは塑性変形が柱脚と 2 層柱梁接合部に集中するためである。一方 SC 柱脚の場合、2 層の残留変形が最も大きくなっており、3 層の残留変形は最も小さい。これは 1 層の残留変形は SC 柱脚の残留変形低減効果によって減少するのに対して、柱脚の固定度が小さいため、1 層柱頭に大きなモーメントが作用し、2 層の柱梁接合部の塑性化が進行するため、2 層の残留変形が大きくなるのが原因である。なお、固定柱脚と露出柱脚では 1 層と 2 層の層間残留変形が 2 章で規定した許容残留変形 0.005rad よりも大きくなっているが、SC 柱脚の場合には神戸の 2 層を除く全層において 0.005rad 未満に収まっている。

このように最大変形と残留変形に対する各層それぞれの応答傾向は地震動にはよらず柱脚種類ごとに類似している。以下では、本論の主題が、SC柱脚の骨組全体に対する残留変形低減効果を検証することを踏まえて、最大変形と残留変形のそれぞれの各層応答量の総和を主たる評価指標として採用する。ここで許容残留変形に関しては、3層分の総和に当たる0.015radを許容値（以下、許容値）として評価し、必要に応じて別途各層における残留層間変形量による評価を加えることとする。

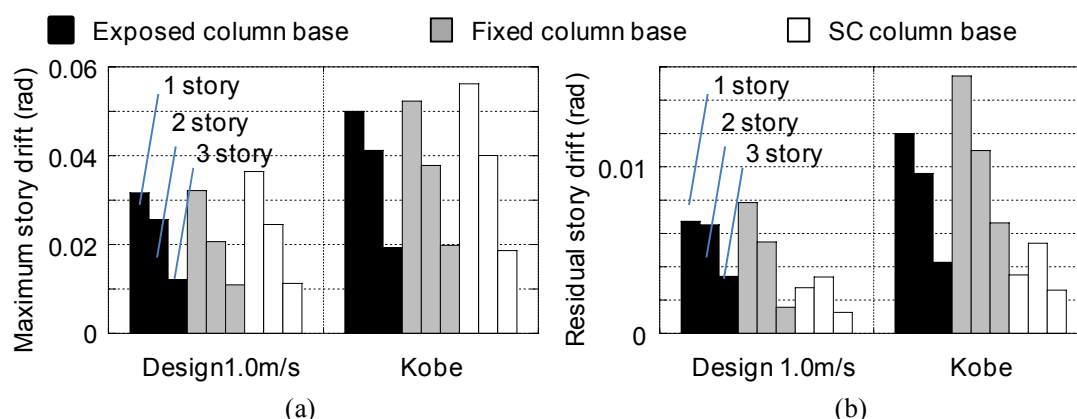


Fig. 3.8 Comparison of the each story response for each column base:
(a) Maximum story drift; (b) Residual story drift

3.5.2 最大層間変形総和の評価

図 3.9 に柱脚別の最大変形を示す。図は横軸に離間耐力 M_d の柱全塑性モーメント ${}_{cb}M_p$ に対する比率、縦軸に 1 層から 3 層までの層間最大変形の和 ${}_m\theta_{3sum}$ をとっており、SC 柱脚の各パラメータに関する結果と、固定柱脚・露出柱脚・固定柱脚と SC 柱梁接合部の組合せに対する結果を示している。

SC 柱脚以外の骨組では固定柱脚で最大変形はもっとも小さく、露出柱脚・固定柱脚 SC 柱梁接合部の組合せの順に応答が大きくなる。

一方 SC 柱脚では、地震動の強さによって異なる傾向があらわれている。標準波 0.5m/s では、離間耐力 M_d が $0.6 {}_{cb}M_p$ より小さい範囲では、離間耐力が大きくなるにつれて最大変形が大きくなる。この理由として、SC 柱脚の耐力が小さい場合には、上部構造に伝達されるせん断力が小さく SC 柱脚は大きく変形するものの、2 層・3 層の変形が小さくなるために ${}_m\theta_{3sum}$ は小さくなることが挙げられる。SC 柱脚の耐力が大きい場合には、上部構造に大きなせん断力が伝達され上部構造の変形が大きくなるため ${}_m\theta_{3sum}$ が大きくなる傾向にあり、さらに SC 柱脚の耐力が十分に大きい場合には、SC 柱脚の変形量が小さくなるため ${}_m\theta_{3sum}$ の応答は再び小さくなる。

標準波 1.0m/s と神戸では離間耐力 M_d の値が大きいほど、すなわち横軸の値が大きいほど $m\theta_{3sum}$ が小さくなる傾向にある。またダンパー耐力 M_y の値が大きいほど $m\theta_{3sum}$ が小さくなる傾向も見てとれる。これは標準波 0.5m/s と比べてこれらは強い地震動であるためであり、耐力の小さい SC 柱脚では柱脚の変形が促進され、その結果が $m\theta_{3sum}$ に反映されている。

SC 柱脚と他の組合せ（固定柱脚、露出柱脚、SC 柱梁接合部）を比較すると、次のような傾向が見てとれる。標準波 0.5m/s での $m\theta_{3sum}$ は SC 柱脚が最も大きく、SC 柱梁接合部・露出柱脚・固定柱脚の順に小さくなる。標準波 1.0m/s と神戸では、離間耐力 M_d が $0.5_{cb}M_p$ 以上の場合にはダンパー耐力 M_y が大きくなるに従って $m\theta_{3sum}$ は小さくなる傾向にある。その結果 $m\theta_{3sum}$ について、SC 柱脚は固定柱脚よりは大きい露出柱脚とはほぼ等しく、SC 柱梁接合部よりも小さくなる。特に離間耐力 M_d が $_{cb}M_p$ に近い範囲では $m\theta_{3sum}$ は固定柱脚の値と同じ程度まで減少している。これは離間耐力 M_d が大きくなった場合には離間が生じずに離間前の挙動、すなわち固定柱脚として挙動するためである。この段階で他の組合せと比較すると離間耐力 M_d が $0.6_{cb}M_p$ 以上では離間耐力 M_d が小さい範囲に比べて $m\theta_{3sum}$ の減少比率が小さくなっている。特に標準波 1.0m/s においてその傾向は顕著にみられる。これは、離間耐力 M_d が大きくなることで SC 柱脚が固定柱脚に近い挙動をするようになったために、ダンパー耐力 M_y による耐力増大分による最大変形の減少効果が小さくなることによる。

以上から SC 柱脚について、最大変形総和を SC 柱脚の変数上で最小限に抑制するために必要な耐力は、離間耐力では $0.6_{cb}M_p$ 以上かつダンパー耐力では $0.3_{cb}M_p$ 以上である。この場合に他の組合せと最大変形総和を比較すると、固定柱脚よりも 20%程度大きくなるが、露出柱脚とはほぼ等しく、SC 柱梁接合部よりも 10%程度小さくなる。

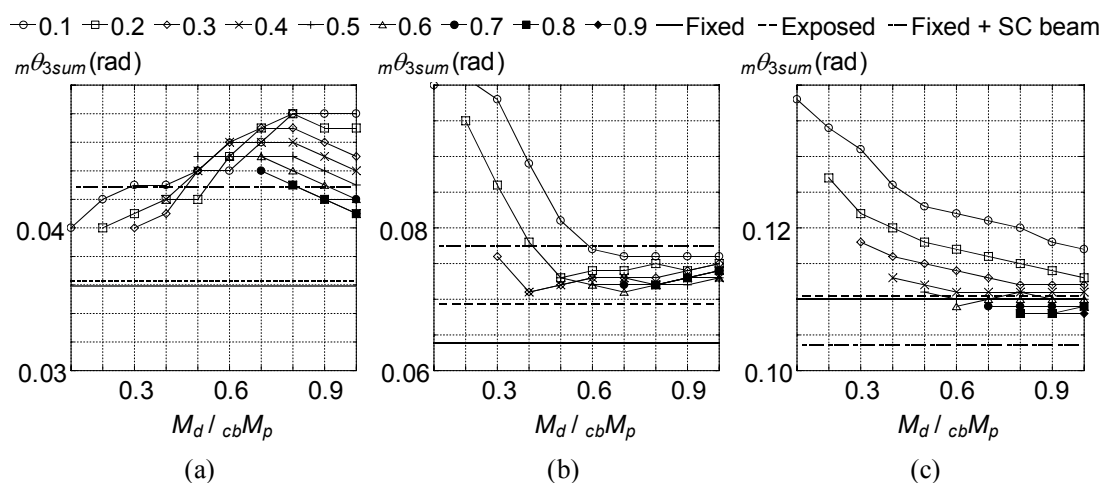


Fig. 3.9 Summation of maximum story drift angles for 3 story frame:
(a) Design 0.5m/s; (b) Design 1.0m/s; (c) Kobe

3.5.3 残留層間変形総和の評価

図 3.10 に柱脚別の残留変形を示す．横軸に離間耐力 M_d の柱全塑性モーメント ${}_{cb}M_p$ に対する比率，縦軸に層間残留変形の和 ${}_r\theta_{3sum}$ を示している．残留変形総和は SC 柱梁接合部が最も小さく，SC 柱脚・露出柱脚・固定柱脚の順に大きくなる．

標準波 0.5m/s では，SC 柱脚の離間耐力が小さいもしくは大きいときには ${}_r\theta_{3sum}$ が大きくなり，中間程度で ${}_r\theta_{3sum}$ が小さくなっている．これは SC 柱脚の耐力が小さいときにはピン柱脚に近い挙動を示すため，上層に損傷が集中して ${}_r\theta_{3sum}$ が大きくなる．一方で耐力が大きい場合には，離間前領域において SC 柱脚は固定柱脚と類似した特性を示すため，やはり上層に過大なせん断力が作用することで ${}_r\theta_{3sum}$ が増大するのが原因である．ただしすべての場合において，許容値以下に残留層間変形は収まっている．

標準波 1.0m/s や神戸の場合には，SC 柱脚の離間耐力 M_d が $0.3 {}_{cb}M_p$ 程度と小さいと残留変形総和は大きく，特に標準波 1.0m/s では固定柱脚や露出柱脚よりも大きくなっている．これは標準波 0.5m/s の時と同じ傾向で，SC 柱脚がピン柱脚に近い挙動を示すためである．離間耐力 M_d が $0.6 {}_{cb}M_p$ 以上では ${}_r\theta_{3sum}$ は半分以下に低減され，許容値以下に収まっている．ダンパー耐力 M_y に関しては， M_d が大きくなるに従ってダンパー耐力 M_y が小さくなるほど ${}_r\theta_{3sum}$ が小さくなる傾向が見られる．これはダンパー耐力 M_y が小さい場合，除荷時の復元力が大きくなり残留変形がこの復元力によって引き戻されるため ${}_r\theta_{3sum}$ が小さくなるからである．

SC 柱脚と他の組合せとの比較をすると，標準波 0.5m/s での残留層間変形総和 ${}_r\theta_{3sum}$ は SC 柱梁接合部が最も小さく，SC 柱脚・露出柱脚・固定柱脚の順に大きくなる．標準波 1.0m/s と神戸では離間耐力 M_d が $0.4 {}_{cb}M_p$ 以上の場合には，ダンパー耐力 M_y によら

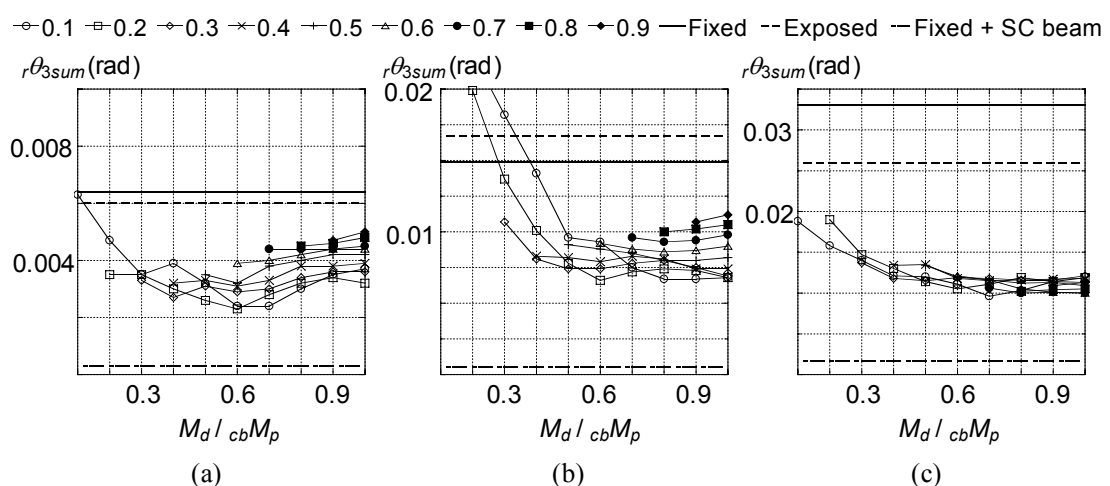


Fig. 3.10 Summation of residual story drift angles for 3 story frame:
(a) Design 0.5m/s; (b) Design 1.0m/s; (c) Kobe

ず固定柱脚・露出柱脚と比べて SC 柱脚の残留層間変形総和は小さいが、SC 柱梁接合部より大きい。

以上まとめると、SC 柱脚で残留変形総和を最小にできるのは離間耐力 M_d が $0.6_{cb}M_p$ で、かつダンパー耐力 M_y が $0.1\sim 0.3_{cb}M_p$ のときである。この条件においては、SC 柱梁接合部を用いた場合に比べると 5 倍程度の残留変形総和は生じているものの、許容値以下に収まっており、固定柱脚と露出柱脚と比較して残留変形総和は 60%以上低減している。なお、これらの条件において各層ごとの残留層間変形についても許容残留変形以下であるか確認したが、各層ごとに許容残留変形 0.005rad 未満に収まっていた。

3.5.4 各部のエネルギー消費量の評価

図 3.11 に SC 柱脚の性能別に各弾塑性回転ばねで消費されるエネルギー量を示す。縦軸はエネルギー消費量を、横軸は SC 柱脚の離間耐力を示している。

どの SC 柱脚においても 4 層梁（屋上梁）ではエネルギー消費は起こっておらず弾性に留まっている。2 層梁は、SC 柱脚の性能にかかわらずエネルギー消費量が一定であるとともに最もエネルギーを消費している箇所である。一方で柱脚と 3 層梁のエネルギー消費量に関しては、SC 柱脚の耐力が大きくなるにしたがって柱脚のエネルギー消費量が小さくなり、その一方で 3 層梁のエネルギー消費量が大きくなる傾向にある。エネルギー消費からみた骨組の挙動は SC 柱脚の耐力の大小によって分類できる。

(a) SC 柱脚が弱い場合

柱脚がすぐに離間・ダンパー降伏を越えてフラッグ形状を描くことで柱脚のエネルギー消費が大きくなる。柱脚の離間・ダンパー降伏によって柱脚の剛性が減少するこ

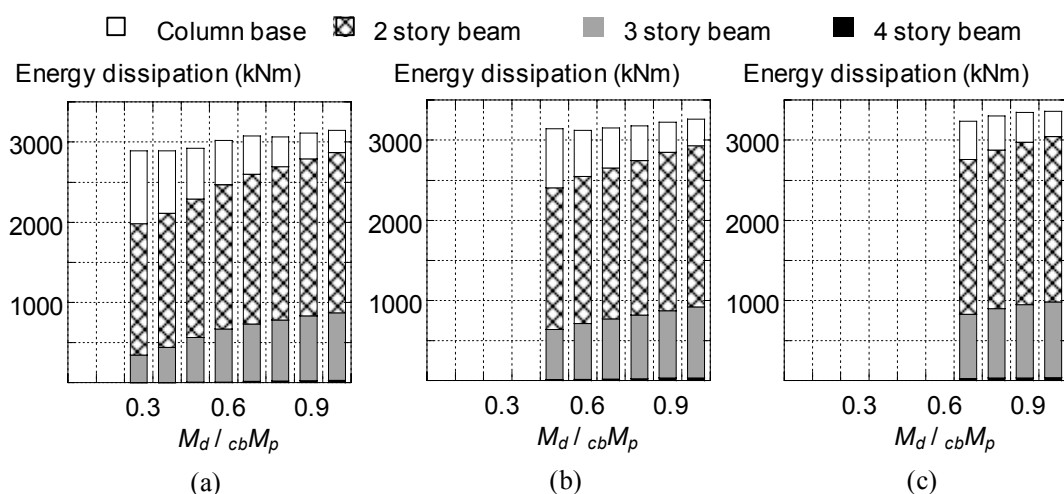


Fig. 3.11 Energy dissipation for Design 1.0m/s: (a) $M_y=0.3$; (b) $M_y=0.5$; (c) $M_y=0.7$

とで1層柱の反曲点は柱脚側に移動して、結果柱頭側により大きなモーメントが作用することになる。そのため2階梁に累積塑性変形が集中する。一方でこの場合、1層柱脚の耐力は小さいため2層・3層に作用する層せん断力は小さくなる。その結果3層での塑性化は抑えられエネルギー消費は小さくなる。

(b) SC柱脚が強い場合

離間耐力・ダンパー降伏耐力が高い場合、SC柱脚は固定柱脚に似た特性を持つ。ダンパー降伏耐力が高いためフラッグ型履歴を形成しにくく弾性柱脚に似た挙動を示すため柱脚でのエネルギー消費は小さい。柱脚耐力が大きいため上部の層せん断力も増加し、その結果3層の梁が塑性化してエネルギーを消費している。離間耐力が $0.6_{cb}M_p$ より小さい場合には3層梁よりも柱脚のほうがエネルギー消費が大きいが、それよりも大きい場合には3層梁のエネルギー消費量が柱脚よりも大きくなっている。前項において最大層間変形・残留層間変形がともに離間耐力が $0.6_{cb}M_p$ で最小になっていることから、SC柱脚にエネルギー消費をさせると同時に各層に変形を分散することで、最大変形を抑制しつつ、残留変形に対する高い復元性を持つSC柱脚の効果によって残留変形を低減できることがわかる。

3.6 6層骨組の時刻歴応答解析結果

3.6.1 層別応答結果

図3.12に地震動グループごとの各層での応答結果を示す。図3.5と同じくカラムの濃淡は柱脚の種類を表しており、カラムの右側から1層・2層・3層の解析結果となっている。SC柱脚は、図3.4の履歴モデルで離間耐力 $M_d = 0.5_{cb}M_p$ 、ダンパー耐力 $M_y = 0.3_{cb}M_p$ の結果を示している。

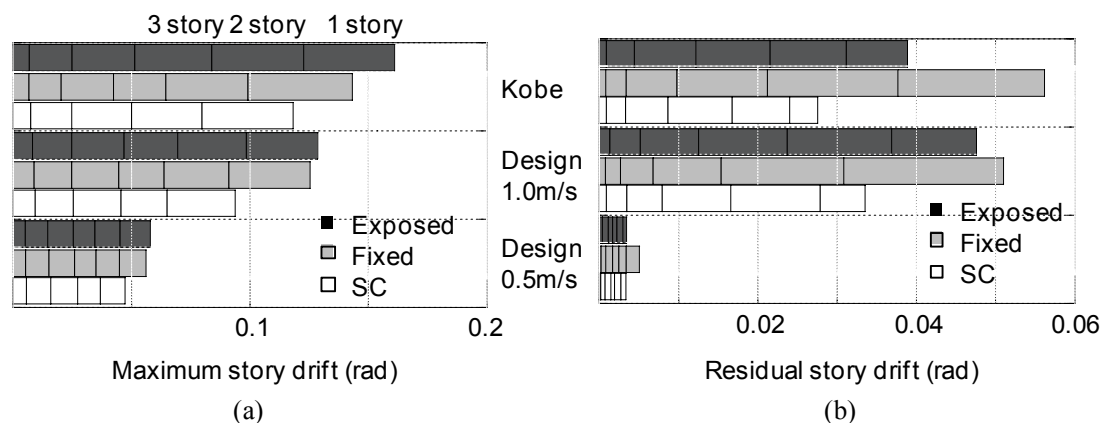


Fig. 3.12 Comparison of the 6 story responses for each column base:
(a) Maximum story drift; (b) Residual story drift

最大層間変形は柱脚・地震動の種類によらず1層が最も大きくなっており、上層に行くほど小さくなっている。柱脚別に見てみると地震動の種類によらず各層の変形の関係は類似している。

残留層間変形は、固定柱脚と露出柱脚では1層が最も大きくなっており、上層ほど小さくなっている。一方でSC柱脚の場合、2層の残留変形が最も高くなっており、3層・4層においても1層と比べて残留変形が大きい。これは上層ではSC柱脚による残留変形低減効果が見込めないこと、また4層から上層では3層までと比べて部材が弱くなっているため、残留変形が4層でとくに大きめに発生しているのが原因である。

なお6層骨組に対しても、許容残留変形に関しては6層分の総和 0.03rad を許容値として評価を進める。

3.6.2 最大層間変形総和の評価

図 3.13 に柱脚別の最大変形を示す。横軸に離間耐力 M_d の柱全塑性モーメント ${}_{cb}M_p$ に対する比率、縦軸は1層から6層までの層間最大変形総和 ${}_m\theta_{6sum}$ をとっている。SC柱脚は離間耐力 M_d の値が大きいほど ${}_m\theta_{6sum}$ が小さくなる傾向にある。またダンパー耐力 M_y の値が大きいほど ${}_m\theta_{6sum}$ が小さくなる傾向も見取れる。SC柱脚以外の骨組と比較すると3層骨組と同じく、ほとんどの場合において固定柱脚での ${}_m\theta_{6sum}$ がもっとも小さくなっている。露出柱脚・SC柱梁・SC柱脚を比較すると M_d が小さい場合、SC柱脚が ${}_m\theta_{6sum}$ はもっとも大きい、 M_d が大きい場合にはSC柱脚は露出柱脚・SC柱梁と比べて小さくなっている。

SC柱脚と固定柱脚を比較すると3層とは異なり、離間耐力 M_d が小さい範囲でもSC

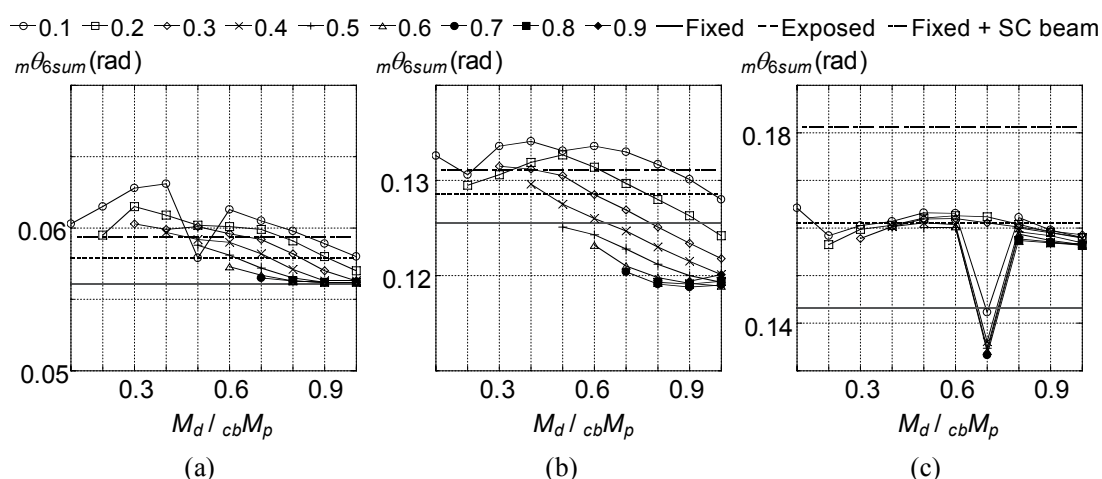


Fig. 3.13 Summation of maximum story drift angles for 6 story frame:
(a) Design 0.5m/s; (b) Design 1.0m/s; (c) Kobe

柱脚の最大変形総和は固定柱脚と比べて10%程度の増大に収まっている。これは対象骨組が3層よりも高層であるために柱脚の骨組全体に及ぼす影響が相対的に小さくなっているためである。一方でSC柱脚の耐力が大きくなると、3層と同じく ${}_m\theta_{6sum}$ は減少している。これは離間耐力 M_d とダンパー耐力 M_y の変数次第ではSC柱脚が固定柱脚よりも耐力が大きくなるためである。

SC柱梁接合部を使用した場合には、SC柱脚のみの場合と比較しても ${}_m\theta_{6sum}$ は10%以上増大している。これはフラッグ型履歴を示すSC柱梁接合部が多いため、通常のトリリニア型を想定した柱梁接合部と比べて骨組全体のエネルギー消費能力が低下したためである。またSC柱梁接合部の箇所が多いため、3層骨組の場合と比べても最大変形の増加率は大きい。

以上最大変形に関してはSC柱脚の耐力が大きいかほど減少傾向にある。他の骨組との最大変形総和の比較では、SC柱脚は固定柱脚よりは20%程度大きい場合もあるが、一方で露出柱脚とSC柱梁接合部よりも10%程度小さくなる。

3.6.3 残留層間変形総和の評価

図3.14に柱脚別の残留変形を示す。横軸に離間耐力 M_d の柱全塑性モーメント M_p に対する比率、縦軸に層間残留変形の和 ${}_r\theta_{6sum}$ を示している。3層骨組の場合と同じくSC柱梁接合部が最も残留層間変形総和は小さく、SC柱脚・露出柱脚・固定柱脚の順に大きくなっていく。

3地震動グループともに同じ傾向がみられ、SC柱脚の離間耐力 M_d が小さい場合は ${}_r\theta_{6sum}$ が大きく、離間耐力 M_d が大きくなるに従って ${}_r\theta_{6sum}$ は減少している。しかしその低減傾向は離間耐力 M_d が大きくなるほど低下し、おおよそ $0.6_{cb}M_p$ 程度で ${}_r\theta_{6sum}$ の減少傾向は横ばいになり、また残留変形総和は許容値以下に収まるものがある。

ダンパー耐力 M_y に関しては、離間耐力 M_d が大きくなるに従って、ダンパー耐力 M_y が小さくなるほど ${}_r\theta_{6sum}$ が小さくなる傾向が見られる。これは3層骨組と同じく、ダンパー耐力 M_y が小さいと除荷時の復元力が大きくなり、残留変形がこの復元力によって引き戻されるため残留変形総和 ${}_r\theta_{6sum}$ が小さくなるためである。6層骨組では3層骨組と比べてこの傾向が強く、ダンパー耐力 M_y が小さいほど残留変形は小さくなっている。これは3層骨組と比べて6層骨組では、エネルギー消費箇所が多いために柱脚のエネルギー消費量は残留応答にあまり影響を及ぼさないのに対して、残留応答を引き戻す復元力の影響のほうが大きいためである。

以上、SC柱脚の離間耐力 M_d が $0.6_{cb}M_p$ 程度、ダンパー耐力 M_y が $0.3_{cb}M_p$ 以下において残留変形総和は最も小さくなり、許容値以下に収まっている。しかしながらその低

減率は固定柱脚の残留変形と比べると30%程度に留まり,3層骨組における低減率60%よりもかなり小さい. このように柱脚 SC による残留変形低減効果は, 6層骨組では3層骨組と比べて小さい.

またこれらの SC 柱脚性能における解析結果に関して各層ごとの残留層間変形を確認したところ, 図 3.12 と同様に4層~6層の残留層間変形が許容残留変形 0.005rad を越えており,3層骨組と比べると SC 柱脚による骨組全体に対する残留変形低減効果は小さい.

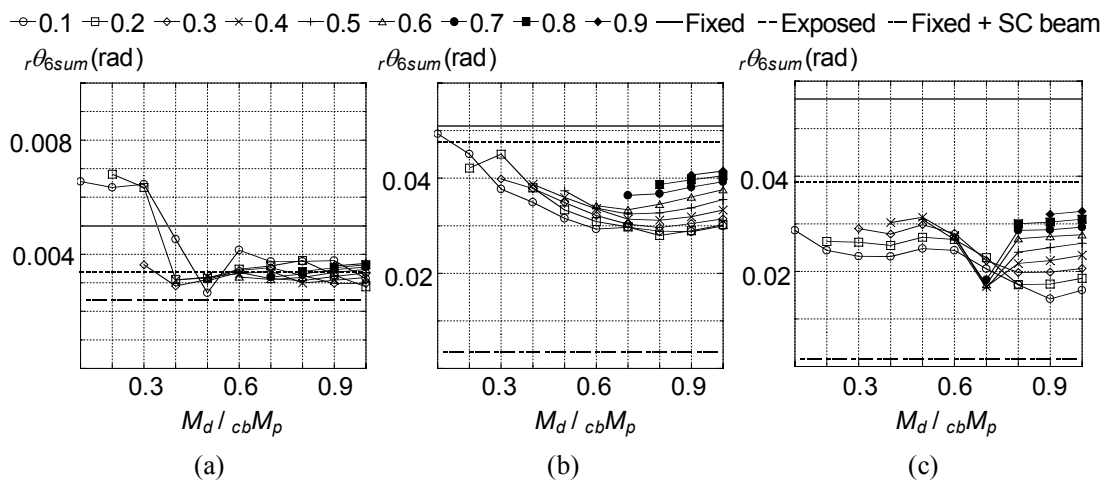


Fig. 3.14 Summation of residual story drift angles for 6 story frame:
(a) Design 0.5m/s; (b) Design 1.0m/s; (c) Kobe

3.7 まとめ

本章ではフラッグ履歴を呈するセルフセンタリング (SC) 柱脚を導入した場合の鋼構造骨組の応答を時刻歴応答解析から明らかにした. 比較の対象として, 固定柱脚・露出柱脚・固定柱脚と SC 柱梁接合部を使用した場合を検討し, SC 柱脚の残留変形低減効果の有効性を検討した. 本章における主な所見は以下に示すとおりである.

1. 3層骨組の6層骨組ともに最大層間変形・残留層間変形の各層の応答は地震動によらず, それぞれの柱脚種類ごとに類似した傾向を示す.
2. 3層骨組の最大変形総和を最小にする SC 柱脚の離間耐力とダンパー耐力はそれぞれ柱全塑性モーメントに対して 0.6 倍以上と 0.3 倍以上である. この SC 柱脚を他の条件 (固定柱脚・露出柱脚・SC 柱梁接合部) と比較すると, 固定柱脚より最大変形総和は 20%程度大きくなるが, 露出柱脚とほぼ等しく, SC 柱梁接合部よりは 10%程度小さくなる.

3. 3層骨組の残留変形総和は、SC柱脚においては離間耐力とダンパー耐力がそれぞれ柱全塑性モーメントに対して0.6倍と0.3倍において最小になる。このSC柱脚を他の条件（固定柱脚・露出柱脚・SC柱梁接合部）と比較すると、残留変形が非常に小さいSC柱梁接合部に対しては5倍程度大きいものの、固定柱脚や露出柱脚と比べて50%以上の残留変形低減が見られ、また各層の残留層間変形角は許容残留変形以下に収まっている。
4. 6層骨組の最大変形総和は、SC柱脚の離間耐力とダンパー耐力が大きくなるに従って減少する傾向を示した。SC柱脚を他の条件（固定柱脚・露出柱脚・SC柱梁接合部）と比較すると、固定柱脚より最大変形総和が10%程度大きくなるが、露出柱脚とほぼ等しく、SC柱梁接合部より10%程度小さくなる。
5. 6層骨組の残留変形総和は、SC柱脚では離間耐力とダンパー耐力がそれぞれ柱全塑性モーメントに対して0.6倍と0.3倍の場合に残留変形総和が最小になる。このSC柱脚を他の条件（固定柱脚・露出柱脚・SC柱梁接合部）と比較すると、3層骨組の場合と同じく残留変形が非常に小さいSC柱梁接合部よりは残留変形総和が大きいが、固定柱脚や露出柱脚と比べて30%以上の残留変形低減が見られる。
6. 3層骨組に比べて6層骨組ではSC柱脚のみを使用した場合の残留変形低減効果が小さい。このことからSC柱脚だけによる残留変形低減を期待する場合には、3層程度の低層骨組に限定することが現実的である。

参考文献

- 3.1) 秋山宏：鉄骨柱脚の耐震設計，技報堂出版，1985.
- 3.2) 河野昭雄，松井千秋：柱脚の復元力特性の違いがはり降伏型鉄骨ラーメンの地震応答性状に与える影響について，日本建築学会構造系論文集，第507号，pp.139-146，1998.5.
- 3.3) 山田哲，秋山宏：柱脚の固定度が鋼構造多層骨組の終局耐震性能に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第496号，pp.113-118，1997.6.
- 3.4) 玉井宏章：変動軸力の影響を考慮した露出柱脚付骨組の弾塑性解析法，日本建築学会構造系論文集，第571号，pp.127-135，2003.9.
- 3.4) 多田元英，玉井宏章，吉村真人：露出柱脚と合成梁部材の解析プログラムを統合した鋼構造の弾塑性解析コラボレーション，日本鋼構造協会鋼構造論文集，Vol. 12, No. 47, pp.43-55, 2005.9.
- 3.5) 田中尚，高梨晃一，大井謙一，前田祥三：鋼構造露出柱脚部の弾塑性挙動に関する研究 その3 復元力特性のモデル化と地震応答，日本建築学会大会学術

- 講演梗概集, pp.2049-2050, 1981.9.
- 3.6) 山田哲, 貞許美和, 桂大輔, 秋山宏: 部材の復元力特性に立脚した鋼構造多層骨組の弾塑性応答解析 その7~その8, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.721-722, 1996.9.
 - 3.7) 加藤勉, 佐藤邦昭, 鎌形修一, 田上淳: 鋼構造露出型柱脚の復元力特性が上部架構に与える影響について その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.867-868, 1986.8.
 - 3.8) 倉田真宏, 吹田啓一郎, 中島正愛: 鋼骨組の地震応答に及ぼす柱脚復元力特性の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.767-768, 2002.8.
 - 3.9) 河野昭雄, 松井千秋: 柱脚の復元力特性の違いが1層骨組の地震応答性状に与える影響について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.491-492, 1997.9.
 - 3.10) 長谷川隆: 地震時における鉄骨造建物の損傷に及ぼす柱脚耐力の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.489-490, 1997.9.
 - 3.11) 山本訓久, 桑原進, 軸丸久司: 柱脚にエネルギー吸収デバイスを挿入した鋼構造骨組の地震応答性状に関する一考察 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.625-628, 2002.8.
 - 3.12) 長谷川隆: 強震時における露出柱脚の必要塑性変形性能 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.673-676, 1999.9.
 - 3.13) 高木由紀子, 河野昭雄, 松井千秋: 地震動を受ける多層鉄骨ラーメンの第1層柱脚のエネルギー吸収について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.677-678, 1999.9.
 - 3.14) 河野昭雄, 松井千秋: 柱脚の復元力特性と骨組の最大応答変位, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.773-774, 2000.9.
 - 3.15) 横尾雅代, 中原寛章, 小川厚治: 相対的に弱い柱脚をもつ鋼構造ラーメン骨組の2層床梁端に生じる塑性変形, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.771-772, 2008.9.
 - 3.16) 高松隆夫, 玉井宏章, 澤田樹一郎, 山西央朗, 松尾彰: 門形ラーメンの震動特性に及ぼす柱脚の影響について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.815-816, 2008.9.
 - 3.17) 川合拓, 青木博文, 田川泰久: 柱脚の復元力特性が鉄骨造骨組弾塑性挙動に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.1377-1378, 1990.10.
 - 3.18) 柴田聡, 青木博文, 池田勝利, 清水靖真: 鉄鋼系低層建築物の等価線形化法に

- よる減衰評価 その 1～その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.895-898, 2004.8.
- 3.19) 萩澤裕介, 宇田川邦明: 柱脚の耐力と剛性が鉄骨造建物の地震応答に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.751-752, 2004.8.
- 3.20) 嶋村洋子, 三谷勲, 田中秀宣, 伊藤倫夫: 柱脚の復元力特性が鋼構造骨組の弾塑性性状に及ぼす影響に関する実験的研究 その 1～その 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.715-720, 2004.8.
- 3.21) 友澤悟史, 中原寛章, 小川厚治: 最大層間変位角に基づく鋼構造ラーメン柱脚の損傷評価に関する研究 その 1～その 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.957-962, 2004.8.
- 3.22) 萩澤裕介, 宇田川邦明: 柱脚の剛性と耐力が鉄骨造建物の地震応答性状に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.635-636, 2005.9.
- 3.23) 許凱, 伊藤拓海: 露出型柱脚を有する鉄骨架構の地震応答性状に関する研究 その 2 ～その 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.729-732, 2007.8.
- 3.24) 小久保彰, 半貫敏夫, 秋山宏: 第 1 層柱脚が降伏する梁降伏型多層骨組の規準損傷分布則, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.1015-1016, 2007.8.
- 3.25) 柳田佳伸, 半貫敏夫, 秋山宏: スリップ型復元力特性の柱脚を有する鋼構造梁降伏型魚骨骨組における最適強度分布, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.1021-1022, 2007.8.
- 3.26) 柳田佳伸, 半貫敏夫, 秋山宏: 低層鋼構造物における地震入力エネルギーと柱脚最大回転角, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp.765-766, 2008.9.
- 3.27) 鎌形修一, 前田祥三, 西村功: 柱脚固定度を考慮した骨組構造の地震時挙動の研究 露出型柱脚の復元力モデルの提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.871-872, 1986.8.
- 3.28) 小川厚治, 加村久哉, 井上一朗: 鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 521 号, pp.119-126, 1999.7.
- 3.29) 鋼構造接合部設計指針, 日本建築学会, 2006
- 3.30) 小川厚治, 多田元英: 柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集, pp.79-84, 1994
- 3.31) Somerville P et al. Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project. SAC Background Document. Report No. SAC/BD-99-03, SAC Joint Venture, 555 University Ave., Sacramento, 1997.

4章 セルフセンタリング機能付与型柱脚機構の開発

4.1 セルフセンタリング機能付与型柱脚の開発

4.1.1 設計概念

第3章で鋼構造骨組にSC柱脚を導入することによって得られる残留層間変形の低減効果を解析的に検証した。その結果SC柱脚によって特に低層建築において骨組全体の残留層間変形が低減されることがわかった。この結論に基づいて本章ではSCを導入した柱脚(SC柱脚)の開発をめざす。SC柱脚の開発に当たっては複数の機構を検討したが、実現性を高めるために以下の制約条件を課した。

- (1) 使用する鋼材は可能な限りSS400材に限定する。
- (2) 溶接は隅肉溶接のみとし、完全溶込み溶接等の高い技術を必要としない。
- (3) 大変形を経験後も原点指向性を保持する。
- (4) 弾性要素の取り替えを可能にする。
- (5) エネルギー消費部材(履歴ダンパー)は取り替えが可能なものを用いる。

上記の条件下で下記の2つの案を考えた。

(A) 柱通しで梁を両側に横付けする方法(図4.1(a))。

(B) 梁通しで柱を梁上に乗せる方法(図4.1(b))。

両案ともに柱と梁にはH型鋼を使用する。これは弾性要素の導入と取替えを考慮した場合、通常用いられる角形鋼管よりも施工性が高いためである。A案の場合、柱への加工は弾性要素用の孔を開けるだけで済むが、SCの効果は弾性要素の伸び変形によって発揮されることを考慮すると、図4.1(a)のように柱が変形する際に隣接する柱の距離が変化する必要がある。これは建物柱脚部が横ずれすることを意味しており実用性に乏しい。そのため本研究ではB案の梁通し型を採用した。梁通し型の場合、弾性要素の長さをどのように確保するかが大きな問題になる。(b)案は最も単純な導入

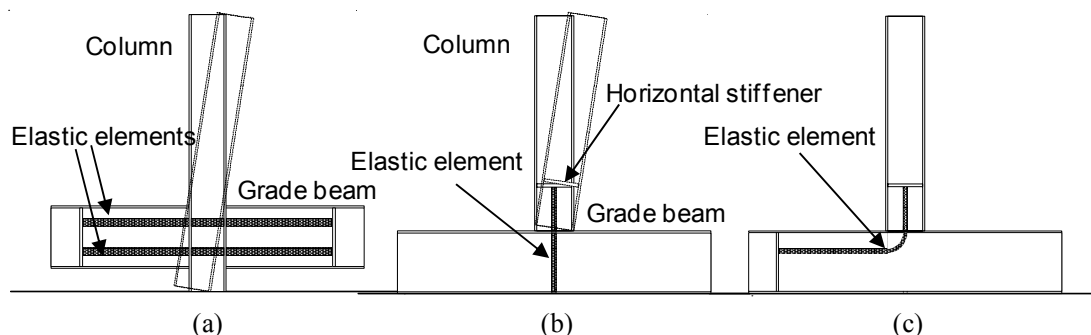


Fig. 4.1 Concept for self-centering column base: (a) Concept 1; (b) Concept 2; (c) Concept 3

方法であり、柱に水平スチフナを溶接し、梁下フランジとの間に弾性要素を導入している。このほかに (c) のように、弾性要素の方向を変えることで長さを確保する案^{4.1, 4.2)} も考えたが、弾性要素に均等な伸び変形を与えることが困難である、図のように弾性要素（例えば PC より線）を曲げるには曲げ半径が小さい、などの理由から本研究では図 4.1 (b) の形式を採用した。

4.1.2 履歴ダンパーの開発条件

履歴ダンパーには座屈補剛ブレースに代表されるさまざまな形式が実用化されており、その性能に関しても数多くの研究者によって明らかにされている^{4.3~4.5)}。本システムでは柱脚を扱うため、建築物としての使用性を考えると、座屈補剛ブレースのような大きなダンパーは障害となりうるために避けなければならない。既存研究^{4.6~4.8)}ではアングルなどの部材によってエネルギー消費をしているものもあるが、エネルギー消費量の大きさや調整、付与できる剛性などで柔軟性を欠く。以下では図 4.1 (b) の基本概念のもとで、これらの条件を満足できる履歴ダンパーを考える。履歴ダンパーの設計は 4.1.6 で示す。

4.1.3 設計条件

SC 柱脚の設計・開発においては以下の条件を設ける。

- (1) 耐震設計で考えられる大変形である部材回転角 0.01rad の 2 倍の 0.02rad まで全部材を弾性に留める。
- (2) 鋼製基礎梁を使い、柱を基礎梁上に乗せる。(図 4.1 (b))
- (3) 弾性要素として、張力管理が容易で降伏応力の高い PC 鋼棒を使う。
- (4) H 型鋼柱に水平スチフナを溶接して PC 鋼棒を取り付ける (図 4.1 (b))。
- (5) 水平力は柱底面と梁上フランジの摩擦で抵抗して、柱と梁の間にすべりは生じないように設計する。
- (6) 履歴ダンパーは SS400 材を用いた鋼材ダンパーを考え、剛性と耐力が簡単に調整できるものとする (4.1.2 から)。

その他、本実験では以下の個別条件を設ける。

- (1) 試験体は試験装置の大きさを考慮して実物大の $2/3$ スケールとする。
- (2) 鋼製基礎梁は H-400x200x8x13、柱は H-250x250x9x14 とし、PC 鋼棒を除く全部材を SS400 材とする。
- (3) 建物自重を模擬する軸力を柱に導入する。試験体の設計上、鉛直力は軸力変動がある外柱に作用する最大軸力を仮定した軸力比 0.1 (215kN) とする。

これらの条件を満たすように設計した試験体を図 4.2 に示す。ここで鋼製基礎梁とは現在実用化が進んでいる新工法の一つである^{4.9~4.11)}。通常の柱脚で用いるコンクリート基礎では PC 鋼棒の設置や取り替えが簡便とは言えない。本研究で対象としている低層建築の場合には既往の研究から鋼製基礎梁は十分実用的であることが確認されており、コンクリート基礎よりも施工や PC 鋼棒の設置、取り替えが簡便である利点を有している。実験装置の都合上、PC 鋼棒と基礎梁下フランジをアンカーするために基礎梁を浮かせ、梁端をピン接合としている。

柱脚ベースプレートは柱フランジの内側に溶接している。これは離間後の柱の回転中心を柱フランジにすることで、(1) 離間後の挙動を明確にする、(2) ベースプレートの塑性化を防ぐ、(3) 鋼製ダンパーを取り付ける、ためである。

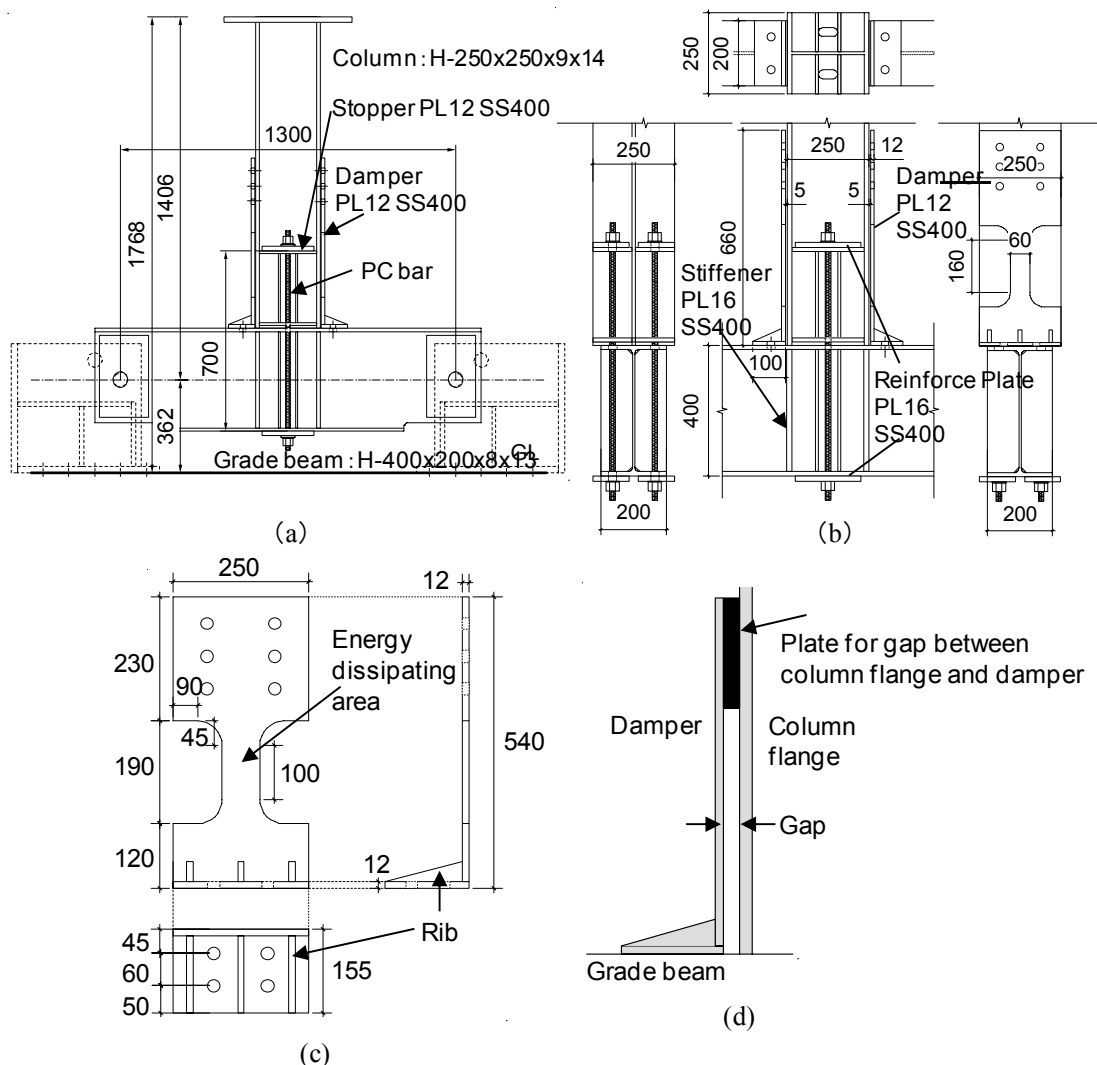


Fig. 4.2 SC column base specimen: (a) General view; (b) Connection detail; (c) Damper; (d) Position of damper

履歴ダンパーは図 4.2 (d) に示すくびれ部分を設けた鋼材ダンパーを採用する。ダンパー用鋼材は SS400 を使い、板厚は 12mm に統一している。本ダンパーはくびれ部分が塑性化することでエネルギーを消費する。このくびれ部分の断面積と長さを調整することでダンパーの耐力と剛性が調整でき、その結果 SC 柱脚に付与する剛性と耐力が調整できる。加えて本ダンパーは柱水平力による梁フランジ上での柱の横すべりに対してシアキーとしての役割も果たす。

4.1.4 SC 柱脚挙動

基礎梁上フランジと柱脚底面がなす角度（以下、柱脚回転角）と柱底面高さに作用するモーメント（以下、柱脚モーメント）で示した SC 柱脚の履歴特性を図 4.3 に示す。ダンパーがない SC 柱脚では、柱梁を含む全部材が弾性に留まるため柱脚挙動も弾性になる（図 4.3 (a)）。ダンパーを有する SC 柱脚では、ダンパーの降伏にともなうダンパー軸抵抗力が弾性挙動に足しあわされるためフラッグ型履歴を描く（図 4.3 (b)）。このような柱脚の履歴特性を生じさせる柱脚各部分の力学的挙動を以下の 5 項目で解説する。各項目中に現れる番号は図 4.3 に示す各点番号に対応している。

- (1) 建物の自重に起因する柱軸力と PC 鋼棒の初期張力によって柱と基礎梁は圧着されて離間せずに一体として挙動する。この間、柱脚回転角は 0 である（図 4.3 (c)）。このときの柱と基礎梁を含めた全体の曲げ剛性は、柱と基礎梁が剛接合されているときの曲げ剛性と等しい。
- (2) 柱脚モーメントが柱軸力と PC 鋼棒の初期張力によって負担されるモーメントより大きくなると柱梁は離間する（この耐力を離間モーメント M_d とする）。離間後は柱の片側フランジ底面を中心に、柱は基礎梁フランジ上で回転を始める。離間後の剛性（離間後剛性 K'_1 , K_1 ）は、PC 鋼棒とダンパーの弾性軸剛性に依存する。
- (3) さらに柱脚モーメントが増加すると 3 でダンパーが引張降伏する（この耐力をダンパー降伏モーメント M_{dy} とする）。以後の剛性（ダンパー降伏後剛性 K_2 ）は PC

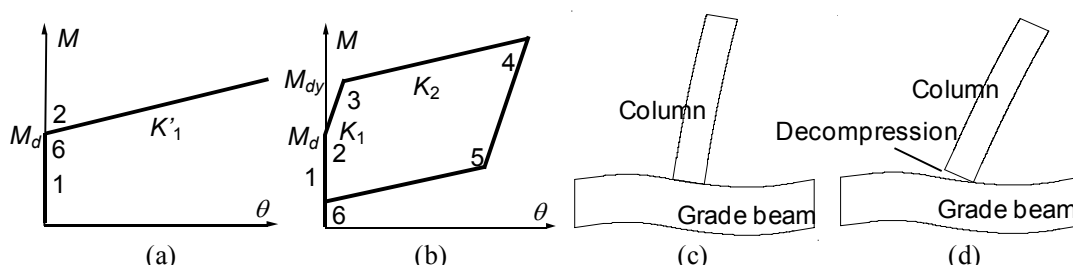


Fig. 4.3 Behavior of SC column base: (a) Behavior without damper; (b) Behavior with damper; (c) Behavior before decompression; (d) Behavior after decompression

鋼棒の弾性軸剛性とダンパーの降伏後の歪硬化を伴う軸剛性に依存する。除荷を開始すると2と3を結ぶ線と等しい剛性で変形が戻り始める。

- (4) 4で除荷後は、3で引張降伏したダンパーが引張抵抗から圧縮抵抗に転じ、5でダンパーが圧縮降伏に達する（ここでは説明を簡単にするために圧縮下の座屈は考えない）。そのため4と5での耐力の差は、2と3での耐力の差の2倍となる。またダンパー圧縮降伏後の剛性は3と4を結ぶ剛性と等しくなる
- (5) 6で柱脚回転角が0になり、離間が終了する。以後は(1)と同じ状態になり、柱梁は一体となって挙動する。

ここで、回転中心側に取り付くダンパーは耐力、剛性には寄与しないものとして考えている。また繰返し載荷時の後続サイクルでも初回と同じ履歴をたどる。

4.1.5 SC 柱脚試験体の設計

本節では前節で述べた SC 柱脚試験体の設計法を示す。本試験体の材料特性を表 4.1 に示す。設計では柱梁用鋼材にはミルシートの値を、PC 鋼棒とダンパー用鋼材には事前に行った引張試験結果をそれぞれ使用した。またダンパー鋼材については実験結果から歪硬化係数 $e_t = 0.006$ が得られた。

(a) PC 鋼棒の設計

層間変形角 0.02rad まで弾性要素を塑性化させないという条件から PC 鋼棒の長さ

Table 4.1 Material property

	Column	Beam	PC bar	Damper
Yielding stress (N/mm ²)	280	322	998	280
Maximum stress (N/mm ²)	443	450	1168	430
Elongation (%)	33	31	-	30

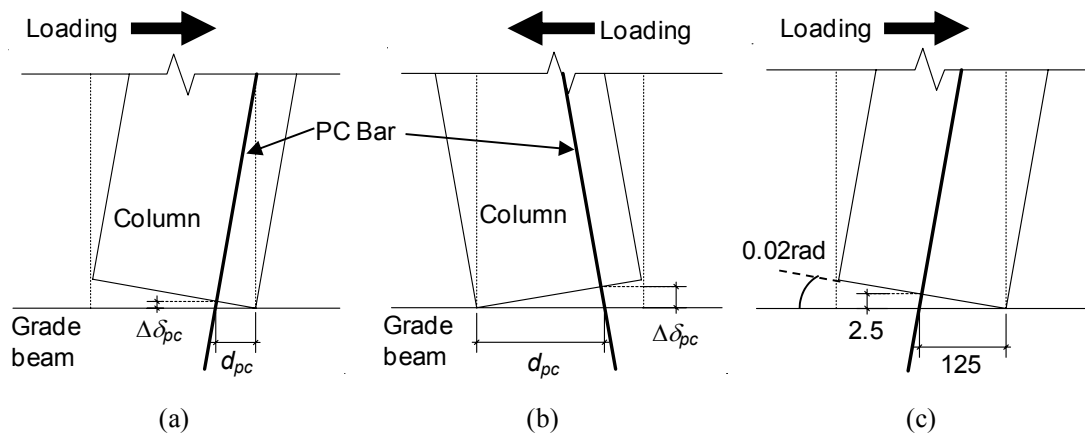


Fig. 4.4 Behavior of PC bar:(a) Loading to right; (b) Loading to left; (c) rotation of 0.02rad deformation (Unit:mm)

l_{pc} を設定した。簡単のために柱梁は剛体と仮定し、離間前には PC 鋼棒は変形せず、離間後に図 4.4 (a) のような伸び変形のみ受けるものとしている。また柱の回転中心は柱フランジ端部であり、ダンパーの有無には関係ないものとしている。

(a-1) PC 鋼棒の導入箇所を決定する。離間後の PC 鋼棒の伸び変形量 $\Delta\delta_{pc}$ は、図 4.4 (a) に示すように回転中心と PC 鋼棒の距離 d_{pc} に比例する。また左右両方向への繰返し載荷を考えると、回転中心は左右に入れ替わる (図 4.4 (b))。両方向への載荷に対して PC 鋼棒が均等かつ有効に機能する箇所として回転中心となる左右の柱フランジの中心に PC 鋼棒を設置する。

(a-2) a-1 で決定した PC 鋼棒位置から回転中心までの距離は、回転中心を柱フランジの外端部とすると柱せいの半分である 125mm となる。柱と梁の離間によってなす角を離間回転角とすると、離間回転角 0.02rad 時の PC 鋼棒の伸びは 2.5mm である。(図 4.4 (c))

(a-3) PC 鋼棒の降伏歪は、表 4.1 に示す降伏応力とヤング係数 205000N/mm^2 を参照すると 0.5% となる。後述するように、標準的な実験条件において PC 鋼棒には初期張力として降伏軸力の 0.3 倍の張力を導入する。PC 鋼棒の長さを l_{pc} とすると、層間変形角 0.02rad で PC 鋼棒が降伏しない条件は次式で得られる。

$$l_{pc} \times 0.005 \times (1 - 0.3) \geq 2.5 \quad (4.1)$$

$$\therefore l_{pc} \geq 714\text{mm}$$

以上から図 4.2 のように PC 鋼棒長さを 725mm とした。

(a-4) 導入する PC 鋼棒径は本実験で用いる柱梁の剛接合時の剛性に対して 10% の離間後剛性を付与できるものを選定する。柱梁の剛接合時の剛性は図 4.5 に示す変形による剛性を考えることで、(4.2) ~ (4.6) 式で計算できる。

・柱の変形による剛性

$$\text{曲げ変形} \quad : \quad {}_c K_b = \frac{3EI_c}{l_c^3} \quad (4.2)$$

$$\text{せん断変形} \quad : \quad {}_c K_s = \frac{GA_{cw}}{kl_c} \quad (4.3)$$

・梁の変形による剛性

$$\text{曲げ変形} \quad : \quad {}_b K_b = \frac{6EI_b}{l_c^2 l_b} \quad (4.4)$$

$$\text{パネル変形} \quad : \quad {}_b K_p = \frac{GA_p w_c}{l_c^2 k} \quad (4.5)$$

柱梁の剛性は、以上の剛性の直列結合であり下式で計算できる。

$$K = \left({}_c K_b^{-1} + {}_c K_s^{-1} + {}_b K_b^{-1} + {}_b K_b^{-1} \right)^{-1} = \left(\frac{l_c^3}{3EI_c} + \frac{kl_c}{GA_{cw}} + \frac{l_c^2 l_b}{6EI_b} + \frac{kl_c^2}{GA_p w_c} \right)^{-1} \quad (4.6)$$

ここで l_c : 柱高さ (=1184mm)
 I_c : 柱の断面 2 次モーメント (=107000000mm⁴)
 G : せん断弾性係数 (=78850N/mm²)
 A_{cw} : 柱ウェブ面積 (=1998mm²)
 k : 断面形状に依存する比例定数, 長方形断面では 1.2
 l_b : 梁長さ (=1300mm)
 I_b : 梁の断面 2 次モーメント (=235000000mm⁴)
 A_p : パネルゾーンの面積

上記の諸元を用いて求められる柱梁の剛性は下記の通りである.

$$K = (39.6^{-1} + 124.9^{-1} + 158.6^{-1} + 23.4^{-1})^{-1} = 12.2 \text{ kN/mm}$$

次に PC 鋼棒の伸び剛性によって付与される剛性を計算する. PC 鋼棒の伸び剛性 ${}_{pc} K_e$ は次式で得られる.

$${}_{pc} K_e = \frac{n_{pc} A_{pc} E}{L_{pc}} \quad (4.7)$$

ここで n_{pc} : PC 鋼棒の本数
 A_{pc} : PC 鋼棒の断面積
 L_{pc} : PC 鋼棒の長さ (=725mm)

ここで離間後の変形を考える. 柱頭の水平変位増分 $\Delta\delta_H$ と PC 鋼棒の伸び増分 $\Delta\delta_{pc}$ の関係は, 柱を剛体と仮定した上で図 4.6 に示す幾何学的関係から (4.8) 式で計算できる. また柱頭に作用する水平力増分 ΔF_H と PC 鋼棒の引張力増分 ΔN_{pc} の関係は回転中心でのモーメントの釣合いを考えることで (4.9) 式によって計算できる. なお $\Delta\delta_{pc}$ と ΔN_{pc} の関係は (4.10) 式で表される.

$$\Delta\delta_H = \frac{2\Delta\delta_{pc} l_c}{w_c} \quad (4.8)$$

$$\Delta F_H = \frac{\Delta N_{pc} w_c}{2l_c} \quad (4.9)$$

$$\Delta N_{pc} = {}_{pc} K_e \Delta\delta_{pc} \quad (4.10)$$

ここで w_c : 柱せい (=250mm)

これらの式をまとめると (4.11) 式が得られる.

$$\Delta F_H = \left(\frac{w_c}{2l_c} \right)^2 {}_{pc} K_e \Delta\delta_H \quad (4.11)$$

以上から PC 鋼棒の伸び剛性による剛性 $_{pc}K$ は (4.12) 式で計算できる.

$$_{pc}K = \left(\frac{w_c}{2l_c}\right)^2 _{pc}K_e = \left(\frac{w_c}{2l_c}\right)^2 \frac{n_{pc}A_{pc}E}{L_{pc}} \quad (4.12)$$

ここで, PC 鋼棒に対する設計条件から以下の式を満足する必要がある.

$$\left(\frac{w_c}{2l_c}\right)^2 \frac{n_{pc}A_{pc}E}{L_{pc}} \geq 0.10K = 1.22\text{kNm} \quad (4.13)$$

各値を代入して計算すると以下の条件が得られる.

$$A_{pc} \geq 193.6\text{mm}^2$$

従って条件を満たす径 17mm ($A_{pc} = 226.9\text{mm}^2$) の PC 鋼棒を選択した.

(b) 柱の設計

柱梁が弾性に留まるように追加するスチフナを設計する. 低層の鉄骨骨組を想定し

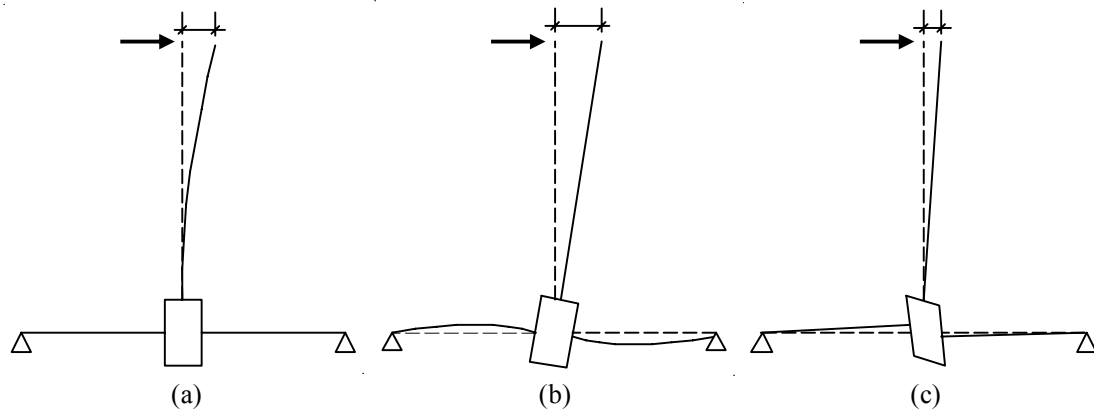


Fig. 4.5 Deformation types: (a) Column; (b) Grade beam; (c) Panel zone

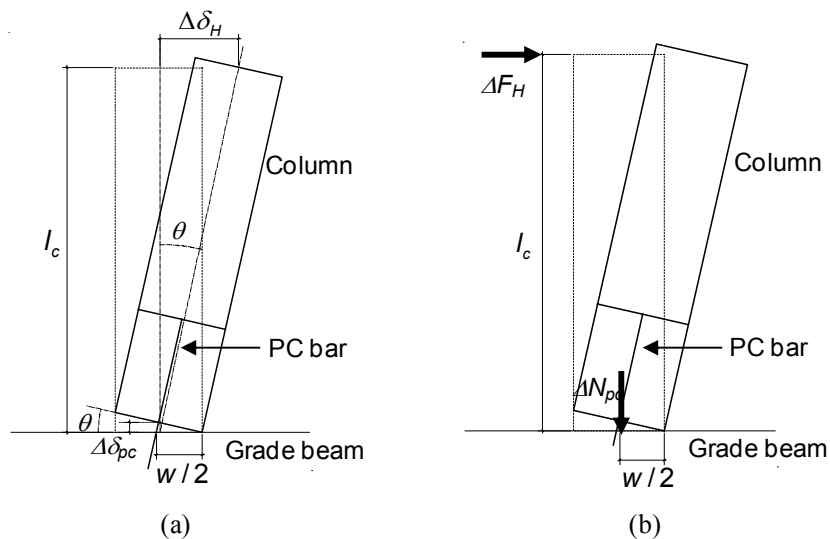


Fig. 4.6 Deformation after decompression: (a) Rotation angle; (b) Force

た軸力比 0.1 の 215kN が柱に作用するとき、柱梁が塑性化しないように補強する。柱フランジと梁フランジの接触面の断面積は、梁フランジの幅が 200mm であるため $200 \times 14 = 2800\text{mm}^2$ となる (図 4.2 (b))。表 4.1 から柱鋼材の降伏強度は 280N/mm^2 であり、柱フランジが降伏するときを支えられる軸力は $2800 \times 280 / 1000 = 784\text{kN}$ となる。PC 鋼棒 $\phi 17$ を使用する場合、PC 鋼棒が 2 本とも塑性化したときに柱に作用する軸力は $\pi(17/2)^2 \times 1(\text{kN/mm}^2) \times 2 = 454\text{kN}$ となり、柱には柱軸力と PC 鋼棒張力の和である $215 + 454 = 669\text{kN}$ の軸力が最大で作用する。よって柱フランジは無補強で弾性に留まる。

(c) 梁の設計

柱が離間した場合に、回転中心直下の梁フランジには鉛直方向力が集中的に作用する。そのため梁の回転中心位置にスチフナを溶接する。このスチフナは圧縮力のみ作用するため、隅肉溶接とする。このスチフナに (b) で求めた柱フランジに作用する最大軸力である 669kN が作用する場合を考えると、スチフナ厚を b_w として、必要スチフナ厚は次式で得られる。ここでスチフナに用いる鋼材の降伏強度は公称値 (235N/mm^2) で計算している。

$$(200-13)_b w_s \times 235 / 1000 \geq 669 \quad \therefore b_w \geq 15\text{mm} \quad (4.14)$$

以上から板厚 16mm のスチフナで補強した。

また離間後には、柱からの鉛直力によって梁には図 4.7 のような曲げモーメントが作用することになる。選択した梁がこのモーメントで降伏しないかを確認しておく必要がある。梁に作用する最大モーメント M_{\max} は、柱から伝達される最大軸力を考えて次式で計算できる。

$$F_1 = \frac{669 \times 525}{1300} = 270\text{kN} \quad (4.15)$$

$$M_{\max} = F_1 \times 775 / 1000 = 209.4\text{kNm}$$

一方で梁の塑性化時のモーメントは梁の断面係数 $Z_b = 1170 \times 10^4 \text{mm}^4$ から

$${}_b M_y = Z_b \sigma_y = 1170000 \times 235 = 274950000\text{Nmm} = 275.0\text{kNm} \quad (4.16)$$

よって梁は塑性化しない。

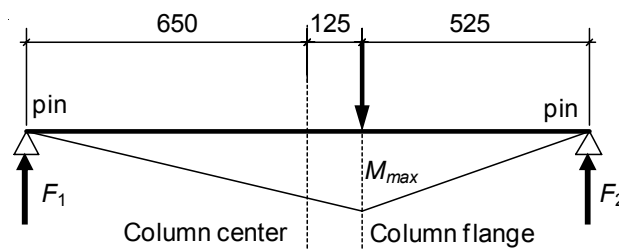


Fig. 4.7 Moment diagram for grade beam

(d) ベースプレート、梁上フランジと PC 鋼棒の関係

PC 鋼棒を柱側ストッパーから梁下フランジまで通すためにベースプレートと梁上フランジには長孔を設けた。最大変形に余裕を持たせるため、部材回転角 0.02rad の倍の 0.04rad 変形時にも PC 鋼棒がまわりと接触しないようにした。部材回転角 0.04rad の時図 4.8 (a) に示す幾何学的関係から、ベースプレート位置での PC 鋼棒の水平変形量 $\delta_{pc \text{ baseplate}}$ は次式で計算できる。ただし簡単のために柱梁は剛体として、梁下フランジの PC 鋼棒位置を不動としている。

$$\delta_{stopper} = 1184 \times 0.004 \times \frac{300}{1184} = 12\text{mm}$$

$${}_{pc} \delta_{baseplate} = \delta_{stopper} \times \frac{l'_{pc}}{l_{pc}} = 12 \times \frac{400}{700} = 6.9\text{mm} \quad (4.17)$$

PC 鋼棒が径 17mm であるので、長孔に必要な最低長辺長さは $17 + 6.9 \times 2 = 30.8\text{mm}$ となる。本試験体では図 4.8 (b) のような形状でスチフナ間に長辺長さ 59mm の長孔とした。また PC 鋼棒が面外に変形する場合も考慮して、PC 鋼棒の動きと直交する方向にも 5mm の隙間をあけた。基礎梁上フランジにも同じ長孔を設けている。ただしここでは柱梁を剛体で考えているため、実際の PC の動きより小さくなる。

(e) ストッパーの設計

PC 鋼棒軸力によるストッパーの面外変形には、ストッパーとベースプレートの間に溶接するスチフナと、ストッパーと PC 鋼棒の間に補強板を入れる 2 つの補強を施した。2 枚のスチフナ距離は上で記した長孔を確保できるように決定した。スチフナ幅と補強板の板厚は以下の設計条件を満たすようにした。

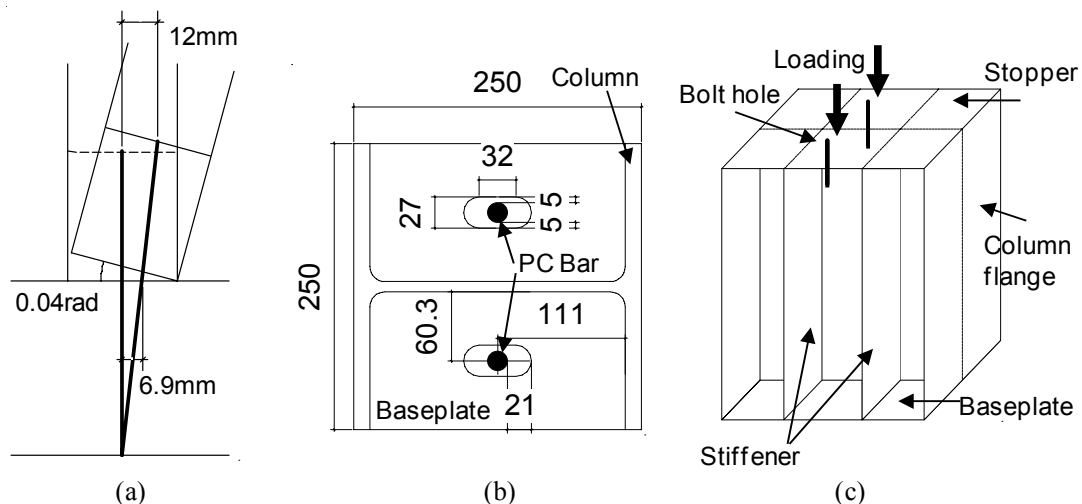


Fig. 4.8 Detail design: (a) PC bar deformation; (b) Base plate design; (c) Analysis model for stopper

- ・ ストッパーの面外変形が PC 鋼棒伸びの 10%以下になるようにする。
- ・ スチフナ厚は溶接の関係上ストッパー厚以下とする

スチフナ入りストッパーの面外変形の算定には弾性有限要素法解析プログラム SAP を用いた (図 4.8 (c)). 解析結果からスチフナ幅 9mm, 補強板板厚 22mm とした。

4.1.6 履歴ダンパーの設計

前節で示した SC 柱脚に取り付ける履歴ダンパーを設計する。履歴ダンパーの設計に当たっては、フラッグ型履歴形状を描かせるために離間モーメント M_d とダンパー降伏モーメント M_{dy} の関係を考える必要がある。設計では詳細な耐力評価式ではなく (4.18) 式に示す簡略式を用いた。設計手順を (a) から (f) に示す。

(a) ダンパー幅

残留柱脚回転角が生じる場合と生じない場合のダンパー幅の条件を考える。ここで残留柱脚回転角とは、柱脚モーメントが 0 の時の柱脚回転角とする。まず図 4.9 (a) のように除荷が完了した時に回転角が 0 になるようなダンパー幅を求める。ダンパーによる耐力の上昇分は、図 4.9 (b) のようなダンパーの変形を考えるとき、離間後の回転中心に対するモーメントを考えることで計算できる。ダンパーの降伏軸力によって付与されるモーメントは次式で計算できる。ただしここでは圧縮側ダンパーによる抵抗は無視し、ダンパーには引張力のみ作用し、また柱変形後もダンパーには曲げが作用しないものとして計算している。

$${}_d M = t_d w_d \sigma_{dy} \times \frac{w_{column}}{l_{column}} = 0.709 w_d \quad (4.18)$$

ここで t_d : ダンパー厚さ (=12mm)

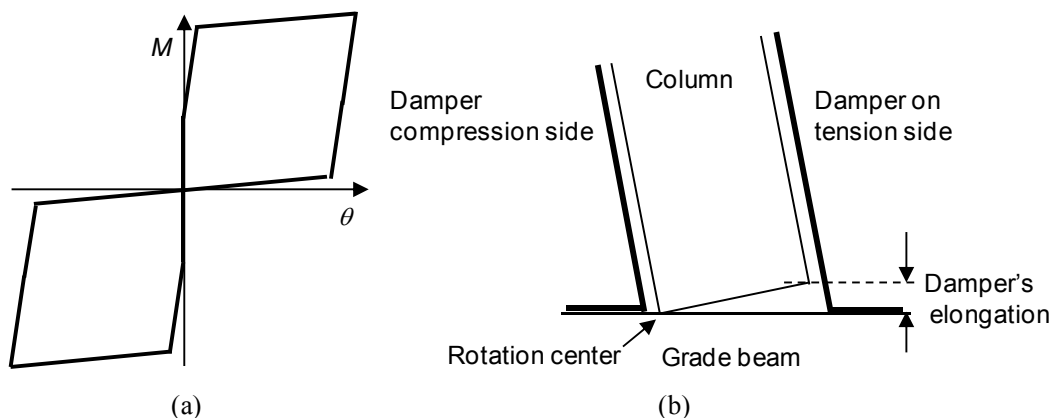


Fig. 4.9 Selection of damper size: (a) Maximum damper behavior without residual deformation; (b) Deformed damper shape

- w_d : ダンパー幅
 w_{column} : 柱せい (=250mm)
 l_{column} : 柱高さ (=1184mm)
 σ_{dy} : ダンパー鋼材の降伏応力, 表 4.1 参照

除荷後に回転角が原点に戻るときの荷重を考える。回転角が 0 になるため離間はなくなり, PC 鋼棒による初期張力以外の伸びによる付加張力は 0 であるため, このときの荷重は, 離間モーメントとダンパーの降伏によるモーメントの差によって計算できる。ここで残留柱脚回転角が残らない条件は柱脚回転角が 0 に戻ったときにモーメントが負になっていないことから,

$$37.1 - 0.709w_d \geq 0 \quad \therefore w_d \leq 52.3\text{mm} \quad (4.19)$$

以上からダンパー幅については, 残留柱脚回転角が生じない小さいものとして 20mm, 35mm, 残留柱脚回転角が生じるダンパーとして 60mm, 70mm, 105mm の計 5 種類を考える。

(b) ダンパー長さ

ダンパー部分の長さ l_d を決定する。圧縮を受ける場合ダンパーは座屈するため (詳細は後述), 長さはできうる限り短い方がよい。本試験体では, 柱に溶接してある水平スチフナと, 柱とダンパーを接合するボルトの位置関係から, ダンパー部分の基本長さを 100mm とした。

(c) ボルト接合部

ダンパーと柱梁は高力ボルトで接合する (図 4.2)。ダンパーは曲げと引張りを同時に受けるが, 簡単のために曲げを無視し, ダンパーに作用する軸力から接合部に必要なボルト本数を算定する。ここで柱とダンパーの接合には F10TM20 を, 梁とダンパーではボルト本数を最小限に留めるために F10TM22 を採用する。これは梁とダンパーのボルト接合部のボルト本数が増えると, ダンパーが裾広がりになり, 使用性に影響を及ぼす障害物になる可能性があるためである。

(c-1) 柱とダンパーのボルト接合部

前節で決定したとおり, 最も大きい力をもつダンパーは幅 105mm の場合である。このダンパーが塑性化するとき生じる軸力に対抗するだけのすべり耐力が必要となる。本摩擦接合部は一面摩擦であり, F10TM20 のボルト一本のすべり耐力は 74.3kN であるため, ボルト本数 n は次式を満たす必要がある。

$$74.3n \geq 12 \times 105 \times 0.28 \quad \therefore n \geq 4.7 \quad (4.20)$$

以上から 6 本のボルトで摩擦接合している。

(c-2) 基礎梁とダンパーのボルト接合部

F10TM22 一本あたりの引張耐力は 185kN であるので、ダンパー幅 105mm の降伏軸力に対して離間を抑える場合のボルト本数 n は以下の式を満たす必要がある。

$$0.9 \times 185n \geq 12 \times 105 \times 0.28 \quad \therefore n \geq 2.12 \quad (4.21)$$

よって 4 本のボルトの引張接合とした。

(c-3) 梁フランジの耐力

図 4.10 のような面外崩壊機構を仮定すると、梁フランジの面外降伏耐力 ${}_{bf}P_y$ は次式で計算できる^{4.12)}。

$${}_{bf}P_y = 8 {}_bM_y \left\{ \pi + \frac{b_1}{h} + \frac{b_1}{h_m} + \frac{2}{\pi} \left(\frac{h}{b_2} - 1 \right)^2 + \frac{2}{\pi} \left(\frac{h_m}{b_2} - 1 \right)^2 \right\} \quad (4.22)$$

ここで
$$h_m = \frac{b_2}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \pi \frac{b_1}{b_2}} \right) \quad (4.23)$$

$${}_bM_y = \frac{t_f^2}{4} {}_b\sigma_y \quad (4.24)$$

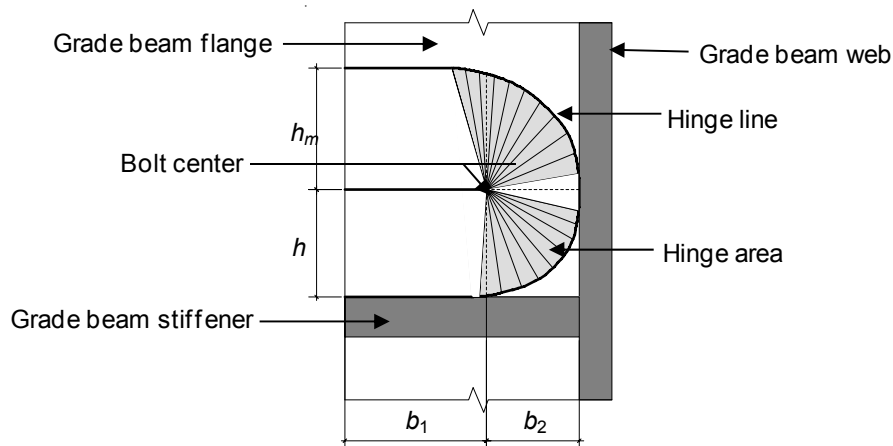


Fig. 4.10 Collapse mechanism of grade beam flange

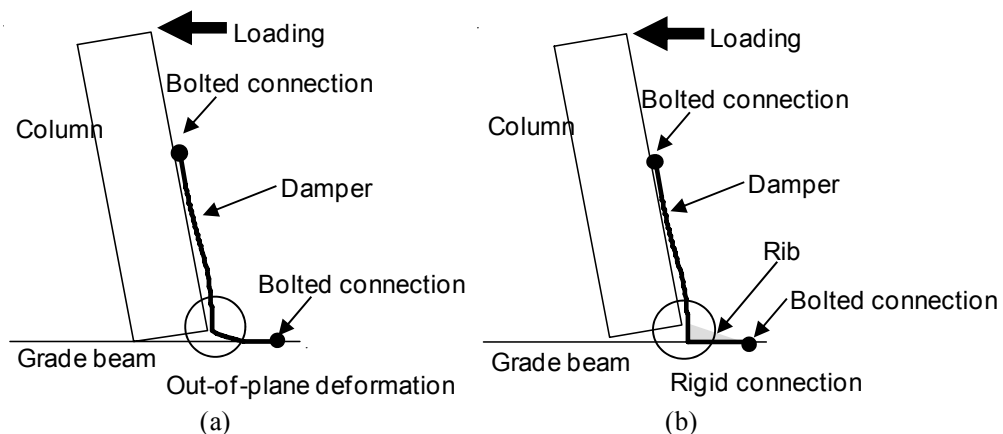


Fig. 4.11 Reinforcement for damper: (a) Not reinforced; (b) Reinforced

本試験体での各諸量は図 4.10 に示すとおり $h = 50\text{mm}$, $b_1 = 50\text{mm}$, $b_2 = 46\text{mm}$, $t_f = 13\text{mm}$, $\sigma_y = 322\text{N/mm}^2$ である. 式 4.22 から降伏耐力 P_y として次の値が得られる.

$$P_y = 548\text{kN}$$

一方でボルト接合部に作用する最大の面外荷重は, (a) で決定したダンパー幅 105mm の最大耐力である. ダンパーの引張力に対する最大耐力は,

$$N = 12 \times 105 \times 0.43 = 542\text{kN}$$

以上から梁フランジが面外降伏はしないことが確認された.

(d) ダンパーの補強

(a) から (c) ではダンパーには軸力のみが作用するとしてダンパーを設計した. しかし梁とダンパーのボルト接合部分とダンパー本体の引張り部分とは軸がずれているため, ダンパーには曲げが作用して, 基礎梁とボルト接合している板の剛性が低いと面外変形が生じて, ダンパー部分の変形が小さくなる可能性がある (図 4.11 (a)). そこで板厚 12mm のリブを隅肉溶接することで面外変形に対する剛性を高めている (図 4.11 (b)). リブの配置は, ダンパー取り付け時のボルト締め施工性を考慮して図 4.2 (c) のように決定した.

(e) ダンパーと柱フランジの距離

ダンパーと柱フランジが接触している場合, 離間時に柱が回転するときにダンパーと柱フランジの間に摩擦力が作用する. その場合図 4.12 (a) のようにダンパーのエネルギー消費部分以外が摩擦によって変形するため, 想定した剛性とエネルギー消費が発揮されない可能性がある. このような摩擦力がダンパーに作用しないように, ダンパーと柱フランジのボルト接合部に 5mm の板を挟むことで, ダンパーと柱フランジの間に 5mm の隙間を設けた.

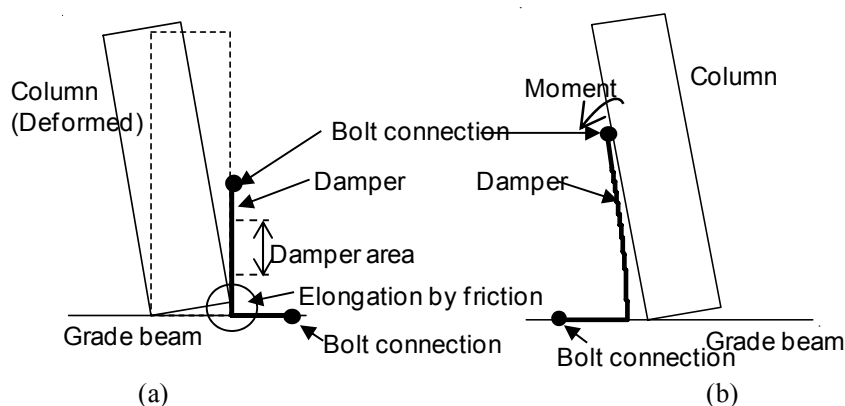


Fig. 4.12 Damper behavior: (a) Deformation involving friction; (b) Buckling direction

(f) 圧縮側ダンパーの座屈補剛

載荷時に引張力を受けるダンパーは除荷時に圧縮降伏するため、座屈するおそれがある。ダンパーに作用する曲げモーメントの方向を考慮すると、圧縮側ダンパーに対しては常に柱フランジ方向に曲がるように作用する（図 4.12 (b)）。そのため座屈変形が進行したダンパーは柱フランジに接触し、座屈補剛効果が自然に形成される。

4.1.7 SC 柱脚のせん断抵抗

本柱脚のせん断抵抗には、柱底面と鋼製基礎梁上フランジとの摩擦抵抗と、柱側面に取り付けているダンパーよるせん断抵抗の 2 つが挙げられる。設計ではダンパーにはせん断抵抗はないものとして、摩擦抵抗のみでせん断力を負担するように考える。

まず本柱脚の保有せん断耐力を計算する。柱底面と鋼製基礎梁は両方ともに黒皮鋼板であるため、鋼構造接合部設計指針^{4.13)}を参照して両者間の静止摩擦係数には 0.23 を採用する。摩擦面に作用する圧縮力は、柱軸力と PC 鋼棒の初期張力、そして PC 鋼棒伸びによる付加的な張力の 3 種類が挙げられる。なお柱両側に設置しているダンパーは、偶力が作用するものとして、摩擦面に作用する圧縮力には影響を及ぼさないものとしている。柱軸力と PC 鋼棒初期張力は、それぞれ 4.1.3 と 4.1.5 から 215.0kN、 $\phi 17$ の PC 鋼棒に初期張力比 0.3 に相当する張力 136.1kN とする。従って本柱脚のせん断抵抗力は $(215.0+136.1)\times 0.23=80.8\text{kN}$ となる。

一方試験体に作用するせん断力としてダンパーが降伏する時のせん断力 F_{dy} を求める。ダンパー降伏時のせん断力は、離間時のせん断耐力とダンパーによって付与されるせん断耐力の和で与えられる。離間時のせん断耐力は (4.19) 式を参照し、ダンパーによるせん断耐力は (4.18) 式を柱高さで除して求める。ダンパー幅 w_d を変数とすると、 F_{dy} は次式で与えられる。

$$F_{dy} = 37.1 + 0.709w_d \quad (4.25)$$

以上から本柱脚がせん断力に対して摩擦抵抗のみで抵抗する条件は (4.26) 式で与えられる。

$$w_d \leq 61.6\text{mm} \quad (4.26)$$

4.1.6 で定めたダンパー幅のうち、20mm、35mm、60mm に関しては摩擦抵抗のみでせん断力を負担できる一方、70mm、105mm の場合にはダンパーがせん断力の一部を負担する必要があることがわかる。ただし本論では、幅 70mm、105mm のダンパー試験体に関してせん断抵抗に関する補強等（シアキーの導入など）は行わずに検討を進める。

4.2 実験概要

4.2.1 実験変数

表 4.2 に試験体一覧を示す。本実験では計 15 通りの試験体を用意したが、想定される履歴挙動と耐力、剛性等に影響する主要変数として、(a) 柱軸力、(b) PC 鋼棒径、(c) PC 鋼棒初期張力比、(d) ダンパー降伏面積、(e) ダンパーと柱フランジの距離を取りあげる。以下では試験体を試験体名で呼称する。

(a) 柱軸力 n

中低層鋼構造骨組の中柱に作用する長期荷重を想定した柱軸力比 0.1 (215kN)、軸力変動が生じる外柱を想定した柱軸力比 0 (0kN)、0.2 (430kN) の 3 通りを設定する。

(b) PC 鋼棒径 ϕ

離間後には、PC 鋼棒の伸び剛性に依存する剛性で挙動する。設計で用いた径 17mm を基準とし、これに対して断面積が 25% 大きい径 19mm の 2 通りを設定した。

(c) PC 鋼棒初期張力比 α

PC 鋼棒が降伏する柱脚回転角は、PC 鋼棒の降伏歪から初期張力に対応する初期歪を引いた有効歪と PC 鋼棒長さによって支配される。ここでは初期張力比 (PC 鋼棒の降伏歪に対する初期張力による初期歪の比率) として、柱脚回転角約 0.04rad まで PC 鋼棒が降伏しない初期張力比 0.3、そして柱脚回転角約 0.02rad まで PC 鋼棒が降伏しない 0.6、柱脚回転角 0.01rad 程度で PC 鋼棒が降伏する 0.6、初期張力のない初期張力比 0 の 4 通りを設定する。

(d) ダンパー幅 w (ダンパー降伏面積)

Table 4.2 List and major variables of test specimens

Test Turn	Specimen Name	Column Axial force n	PC bar Diameter ϕ	PC bar Initial stress α	Damper Width w	Damper Gap d
1	D0-1	0.1	0	0	0	-
2	D0-2	0.1	17	0	0	-
3	D0-3	0	17	0.3	0	-
4	D0-4	0.1	17	0.3	0	-
5	D0-5	0.2	17	0.3	0	-
6	D0-6	0.1	17	0.6	0	-
7	D0-7	0.1	19	0	0	-
8	D0-8	0.1	19	0.3	0	-
9	D60	0.1	17	0.3	60	0
10	D70-1	0.1	17	0.3	70	5
11	D35-1	0.1	17	0.3	35	5
12	D105	0.1	17	0.3	105	5
13	D20	0.1	17	0.3	20	5
14	D35-2	0.1	17	0.6	35	5
15	D70-2	0.1	17	0.9	70	5

図 4.3 (b) に示す理想的な履歴フラッグを考えると、ダンパー幅（耐力）を増やすほどフラッグの縦の幅（図 4.3 (b) 中の番号 4～5 間）が大きくなり、柱脚モーメント M が 0 になる前にダンパーが圧縮降伏に達せず、残留柱脚回転角が生じる。本論では残留柱脚回転角が生じないダンパー幅 20mm およびダンパー幅 35mm、残留柱脚回転角が生じるダンパー幅 60mm, 70mm, 105mm の 5 通りを設定する。なおダンパー幅 70mm, 105mm の D70-1, D105 では、4.1.7 での検討に示すように、せん断力の一部をダンパーが負担することになる。

(e) ダンパーと柱フランジの距離 d

図 4.2 (d) に示すダンパーと柱フランジの距離に関して、距離を 0 としてダンパーに柱フランジとの間で摩擦が生じる場合 (D60) を検討する。その他の試験体では図 4.2 (b) に示すように 5mm の距離を開けている。実験では以上の試験体について順に載荷した。載荷では柱と梁は同じものを使い続け、PC 鋼棒に関しても径の差による取り替え以外はすべて同一のものを使った。

4.2.2 載荷装置と載荷振幅

図 4.13 に載荷装置を示す。鉛直ジャッキで柱に一定軸力を与え、水平ジャッキで試験体頂部に水平力を与える。水平ジャッキ載荷位置を柱の反曲点高さと仮定し、基礎梁の両端はピン支持によって剛強なフレームに連結している。本試験体での柱高さは 1184mm、両端ピン支持される基礎梁長さは 1300mm である。

載荷は、柱頭の水平変位を柱高さで除した部材回転角を基準に制御する。載荷振幅については、ダンパーを有さない試験体（以降ダンパーなし試験体）では、離間モーメントと離間後の剛性の検証を主な考察点とし、 ± 0.005 , ± 0.01 , ± 0.015 , $\pm 0.02\text{rad}$ とした。ダンパーを有する試験体（以降ダンパーあり試験体）では、ダンパーの塑性化を明確に確認するために $\pm 0.0025\text{rad}$ を、より大振幅でのダンパーの挙動を確認するために、 $\pm 0.03\text{rad}$ をそれぞれ 2 サイクル加えている（図 4.14）。

4.2.3 計測計画

図 4.15 に歪ゲージ, 図 4.16 に変位計の計測点を示す。

(a) 歪ゲージ

柱と梁の塑性化を歪ゲージによって計測した。柱フランジには 3 断面について各断面 6 点の弾性ゲージで柱の塑性化を判定する。またパネルゾーンになると考えられる柱と梁のウェブ部分には 3 方向の歪みを測定できるロゼット型歪ゲージを貼付けた（図 4.15 (a)）。

PC 鋼棒の張力を管理するために、PC 鋼棒一本あたり 4 枚の歪ゲージを貼付けた。同一断面の表裏にそれぞれ 1 枚ずつ設置することで曲げも測定したが、全実験を通して曲げが生じることはなかった。

ダンパーの塑性化を判定するためにダンパー1 体あたり計 23 枚を用いる。ダンパーには軸方向力と曲げが同時に作用するため、ダンパーくびれ部分の表裏両歪ゲージによってダンパーの塑性化を判定する。

(b) 変位計

図 4.16 の C1,C2 には高感度変位計 CDP-50 を用いて、ピン軸の鉛直方向変形を測った。その結果、ピン軸部分の鉛直方向変位はほとんど 0 であったため、以後ピン軸は不動として扱う。

ダンパーをつけていない試験体では、S1 から S4 は SDP-50 を使い S1 と S2 で柱の浮き変形を、S3 と S4 で梁の沈み変形を測定した。S1 から S4 の変位計によって柱脚回転角を導いた。また SDP-50 を用いて F1 と F2 で柱の横滑り量を測定した。

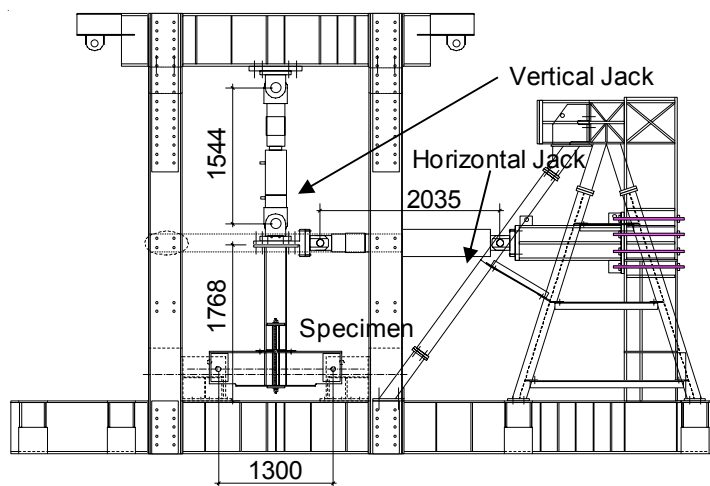


Fig. 4.13 Static test setup

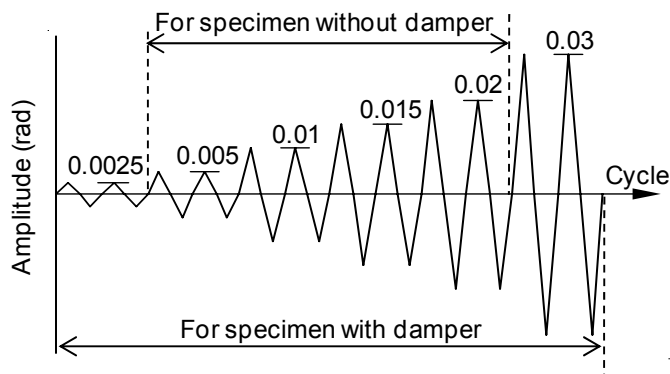


Fig. 4.14 Loading protocol

次にダンパーをつけた試験体では，高感度変位計 CDP-50 を用いて柱底面と基礎梁の相対距離を D1 と D2 で測定した．D1 と D2 は柱フランジの直下にある梁スチフナにマグネットスタンドで固定し，柱フランジ底面に接触させている．この二つの変位計の動きから，柱梁の柱脚回転角を直接計測している．ダンパーの有無による測定の違いと柱脚回転角の精度に関しては後述するが，結果としてはどちらでも同様に高い精度が得られている．

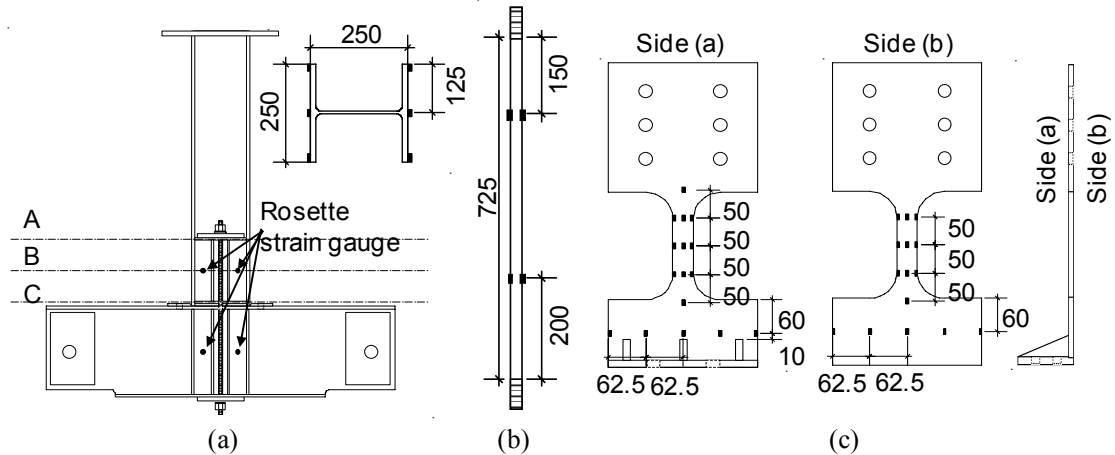


Fig. 4.15 Measuring positions by strain gauges

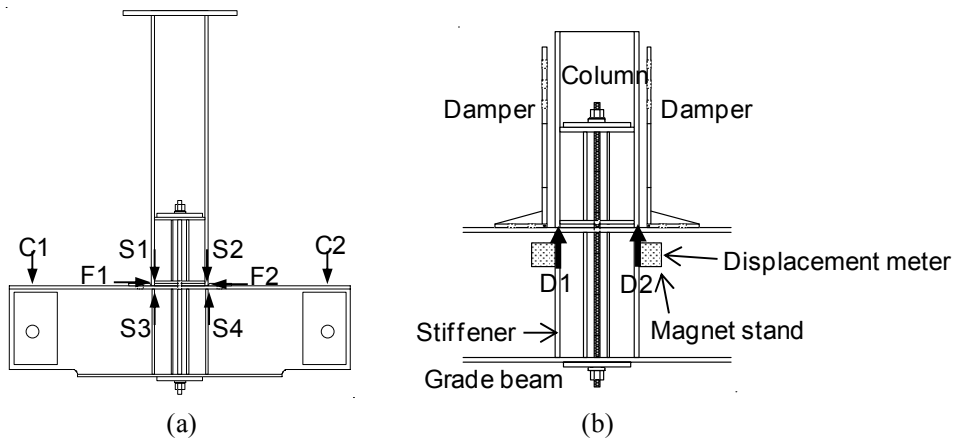


Fig. 4.16 Measuring positions by displacement transducers:
(a) Without dampers; (b) with dampers

4.3 実験結果の補正

4.3.1 ジャッキ荷重の補正

水平ジャッキの変位が増加するにつれて，同じ治具で連結されている鉛直ジャッキは傾き，その傾きによって鉛直荷重要素が水平荷重に加えられる（図 4.17）．そのため水平ジャッキによる荷重以上，もしくは以下の荷重が試験体には作用するため，水

平荷重の補正が必要になる。幾何学的な関係から、試験体に作用する正味の水平方向荷重は次式で計算できる。ここで水平ジャッキの鉛直成分は無視できるものとして考えた。また鉛直荷重についても鉛直ジャッキは傾くがその誤差は無視できる。

$$P_H = P_{HW} \cos \theta_H + P_{VJ} \sin \theta_V \cong P_{HW} + P_{VJ} \sin \theta_V \quad (4.27)$$

ここで P_H : 補正後の水平荷重
 P_{HW} : 水平ジャッキの荷重
 P_{VJ} : 鉛直ジャッキの荷重

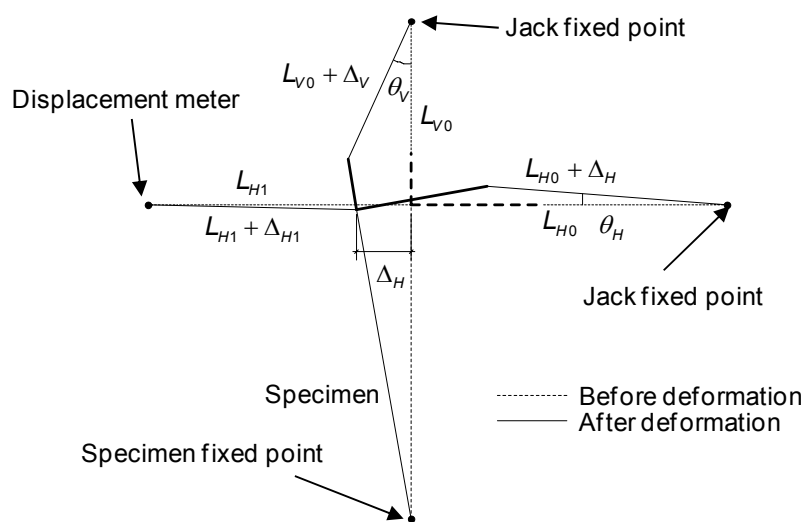


Fig. 4.17 Geometrical change of horizontal jack load

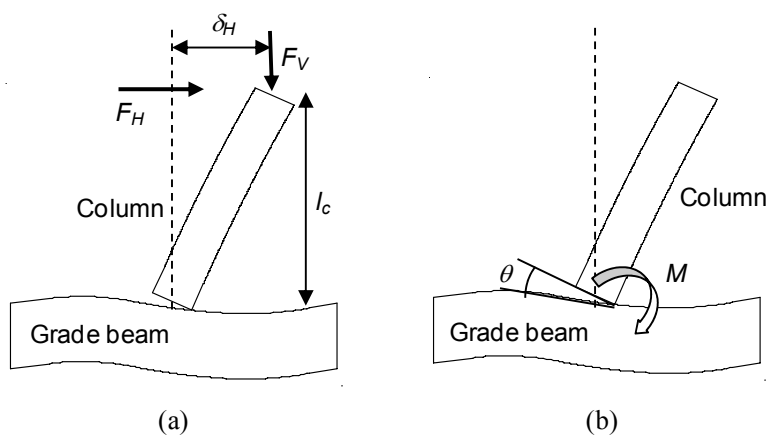


Fig. 4.18 Major properties adopted in examination: (a) Force and displacement; (b) Moment and rotation angle

4.3.2 全体挙動の補正

全体挙動は水平ジャッキと鉛直ジャッキの各変位と各荷重によって得られる。本論では SC 挙動に着目した考察を行うために、P- Δ 効果を除いた柱脚モーメント M と柱

底面と梁上フランジのなす回転角 θ の関係を主たる考察対象とする（図 4.18）. ここで実験結果からこれらの値を求めるときには、以下の式を用いる.

$$M = F_H \times h_c + F_V \times \delta_H \quad (4.28)$$

$$\theta = (\delta_H - \delta_{elastic}) / l_c \quad (4.29)$$

$$\delta_{elastic} = F_H / K_1 \quad (4.30)$$

ここで F_H : 水平ジャッキの荷重

F_V : 鉛直ジャッキの荷重

δ_H : 水平ジャッキの変形量

l_c : 柱長さ (=1184mm)

K_1 : 柱梁の弾性剛性

$\delta_{elastic}$: 柱梁の弾性変形による柱頭の水平変形

以後耐力, 変形, 剛性はモーメント回転角関係における各値として検討する. ただし, 各実験結果で用いる初期剛性 K_1 は, 実験で得られた初期剛性を採っている.

4.3.3 離間前挙動の検証

設計では, 柱梁の離間前の剛性は, 柱梁の剛接合時と考えた場合の柱頭の変位—水平力関係の初期剛性と仮定した. ここではダンパーがない試験体を用いて初期剛性の計算結果と実験結果を比べることで, 離間前の剛性 (弾性剛性) を検証する. 図 4.19 はダンパーがない試験体の離間前剛性を示している. 実験値と計算値では 20%以上の誤差があり, 一部の試験体では実験値が計算値の半分程度になっている. 柱軸力, PC

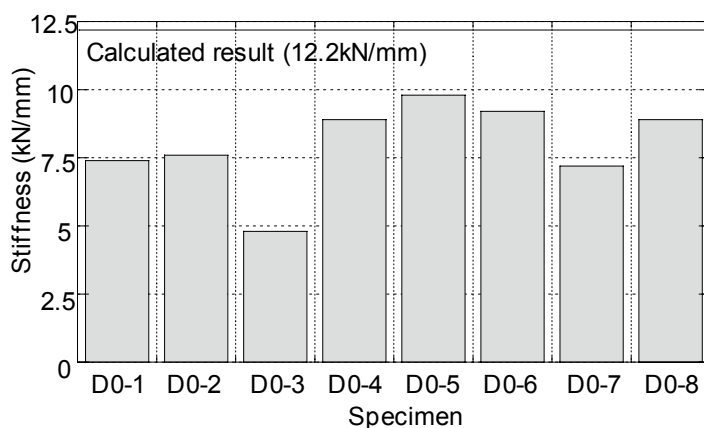


Fig. 4.19 Initial stiffness with respect to shear force and column top deformation relationship

Table. 4.3 Relationship for rotational angle and column base rotation

Rotational angle (rad)	0.005	0.010	0.015	0.020	0.030
Column rotational angle (rad)	0.000	0.006	0.010	0.015	0.022

鋼棒の初期張力が大きい試験体（D0-4, D0-5, D0-6）では誤差が小さくなる傾向にあり，柱梁の密着度が剛性に大きく影響を及ぼしている．実験から得られた剛性が低い理由として以下の原因が考えられる．

(1) 柱梁の接触面において回転中心となる片側フランジだけに大きな圧縮応力が作用するために，剛接合よりもフランジの変形が進行する傾向にある．そのため想定以上の回転角が生じて，剛性が小さくなっている．

(2) PC 鋼棒を留めているストッパーと梁下フランジの面外変形によって PC 鋼棒の伸び変形が小さくなりその結果剛性が小さくなっている．

以後，実験結果の表記は柱脚モーメントと柱脚回転角の関係で示すが，柱脚回転角を求めるに当たっては剛接時の初期剛性が必要となる．図 4.19 のように試験体ごとに初期剛性にずれがあるため，本研究ではそれぞれの試験体での初期剛性をそのつど求め，その値を用いて部材回転角と水平力から柱脚回転角を求めることにする．なお部材回転角と柱脚回転角の関係は表 4.3 に示す．この柱脚回転角は各試験体での各部材回転角に対する平均値を取っている．

4.4 ダンパーなし試験体の実験結果

4.4.1 全体履歴

図 4.20 にダンパーなし試験体の実験結果を示す．すべての試験体について塑性化は柱の回転中心となる柱フランジ底面近傍の局所的な領域にのみ生じており，全体挙動に影響するような塑性化は，柱，梁，PC 鋼棒，そしてスチフナいずれにも生じなかった．実験結果は図 4.3 (a) の履歴モデルと同じ挙動を示し，離間前は柱脚回転角を 0 に保った状態でモーメントが上昇する．離間後は図 4.21 (a) に示すように片側の柱フランジ底面を回転中心として梁フランジ上で回転した．

PC 鋼棒のない D0-1 では柱は基礎梁に置かれているだけであり，柱軸力による離間モーメントを超えて離間したのちに耐力上昇は生じない．PC 鋼棒に緊結される試験体は，離間後に PC 鋼棒の伸び変形による剛性が付与される．PC 鋼棒の初期張力がない D0-2 と D0-7 では離間後直後は剛性が小さく，柱脚回転角が進むにつれて徐々に剛性が増加した．一方初期張力を導入している試験体では離間直後から剛性を発揮した．この現象は，初期張力がない場合，試験体設置時に PC 鋼棒と緊結しているストッパーや梁下フランジと PC 鋼棒の間で生じるガタ等が原因のわずかな隙間によって PC 鋼棒の伸びが小さくなり，その結果剛性が小さくなるためである．

各実験終了後には PC 鋼棒のねじ部を観察したが損傷等はまったくみられなかった．実験後には柱底面と梁上フランジの状態を観察した（図 4.21 (b)）が目に見える塑性

変形は見られなかった。除荷後には常に柱脚回転角は 0 に戻っており、全ての試験体において残留柱脚回転角は発生しなかった。

4.4.2 回転中心の挙動

離間後に柱フランジ底面を中心に回転するが、そのときに回転中心にはすべりが生じないと仮定している。その仮定の確からしさを回転中心のすべり量（水平変形）を柱フランジ底面付近に取り付けた変位計 S1, S2 を用いて計測した。図 4.22 に回転中心のすべり量と柱頭変位の関係を示す。D0-2 は最もすべり量が大きかった試験体であり、柱頭変位 23.68mm（部材回転角 0.02rad）で 0.5mm の滑りが発生している。最も

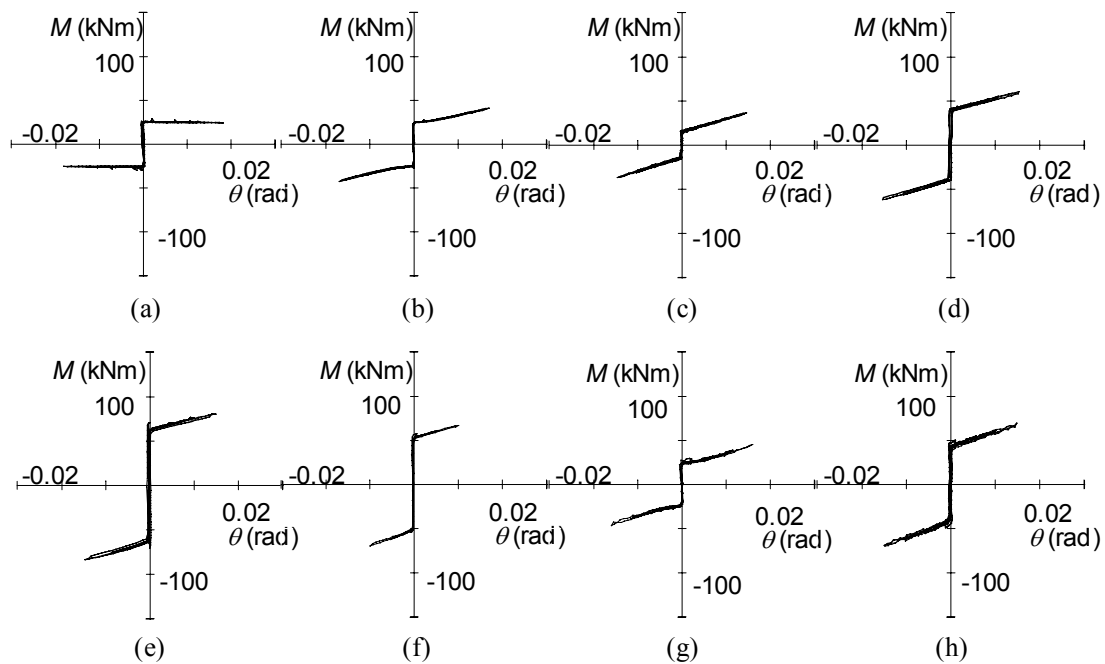


Fig. 4.20 Test result without damper:
(a) D0-1; (b) D0-2; (c) D0-3; (d) D0-4; (e) D0-5; (f) D0-6; (g) D0-7; (h) D0-8

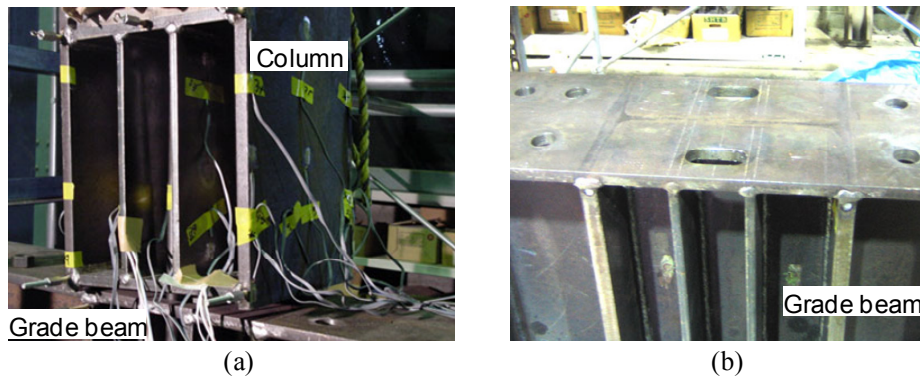


Fig. 4.21 Representative photos of test: (a) Decompression; (b) Grade beam flange after test

すべり量が小さかった D0-8 では、柱頭変位 17.76mm（部材回転角 0.015rad）で 0.2mm のすべりに留まっている。これら結果を比較すると、軸力比と PC 鋼棒の初期張力が大きいほどすべり量が小さい傾向を示しており、柱梁の固定度がすべり量に影響している。ただしすべり量が柱幅（250mm）と比べると非常に小さいため、すべりが全体挙動に及ぼす影響はないと考えられる。

4.4.3 柱の局所変形

実験中の観察から回転中心側のフランジは、梁上フランジとフランジ全体では接触しておらず、梁上フランジ中央（梁フェブ直上）とほぼ点接触をしていた。これは梁に用いた既製品の H 型鋼が製造時にフランジが熱加工によって微妙な曲げを受け、フランジ面が完全に水平ではないことに起因している。図 4.23 に柱フランジ底面に貼付けた歪ゲージの動きを示す。縦軸に歪ゲージの値、横軸に柱脚モーメントをとっている。この図から局所に生じる歪は振幅を増やすことによって増加するものの、その値

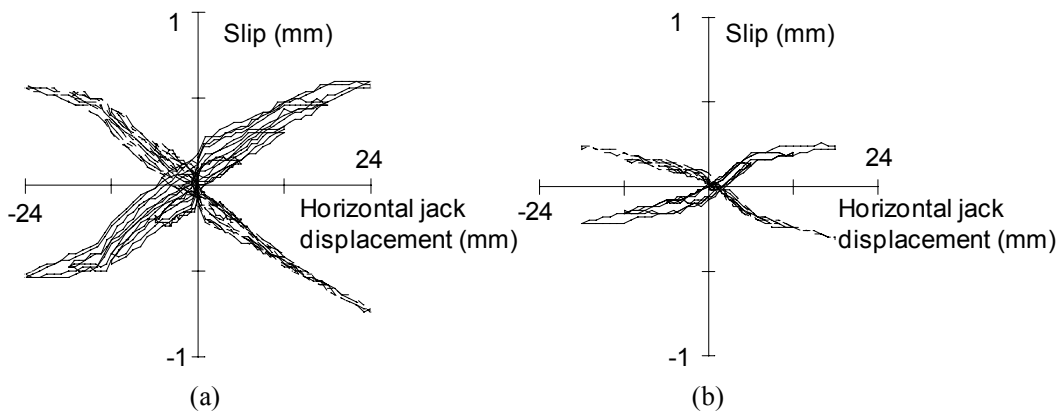


Fig. 4.22 Slip at rotation center: (a) D0-2; (b) D0-8

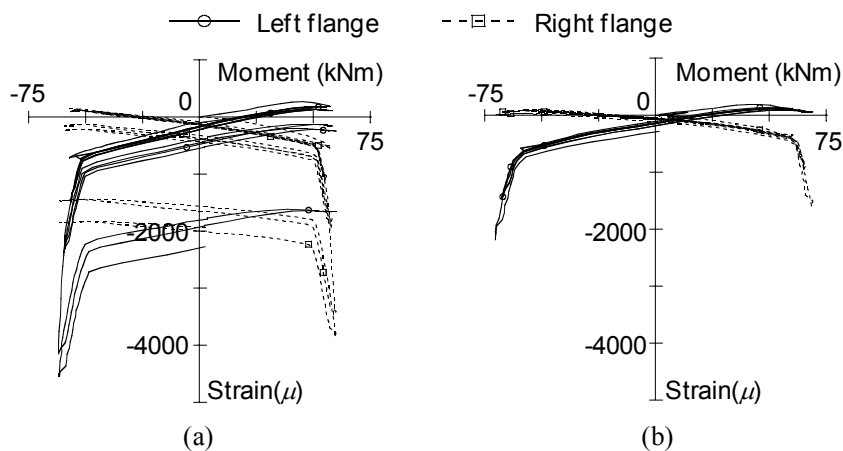


Fig. 4.23 Strains of column bottom: (a) D0-2; (b) D0-8

は安定しており、局所変形が極端に進展することがないことがわかる。また前述のとおり、実験後の観察においても局所変形は見られなかった。

4.4.4 PC 鋼棒張力の変化

実験開始時に PC 鋼棒には初期張力を与えているが、載荷時に PC 鋼棒は伸縮するほかに柱の水平変形に伴う回転を PC 鋼棒ねじ部に受けるため、初期張力が抜ける可能性がある。PC 鋼棒の張力と回転角の関係を図 4.24 に示す。柱軸力のない D0-3 では初期軸力が実験終了後には 10% 程度減少しているが、柱軸力のある D0-4, D0-6 では減少が 5% 以下と小さい。その他の試験体についても柱軸力の大きい試験体ほど載荷終了後の PC 鋼棒の初期張力の減少が小さかった。これは柱軸力が大きいほど柱と梁の密着度が上がり、PC 鋼棒の軸力の抜けが小さくなるためである。

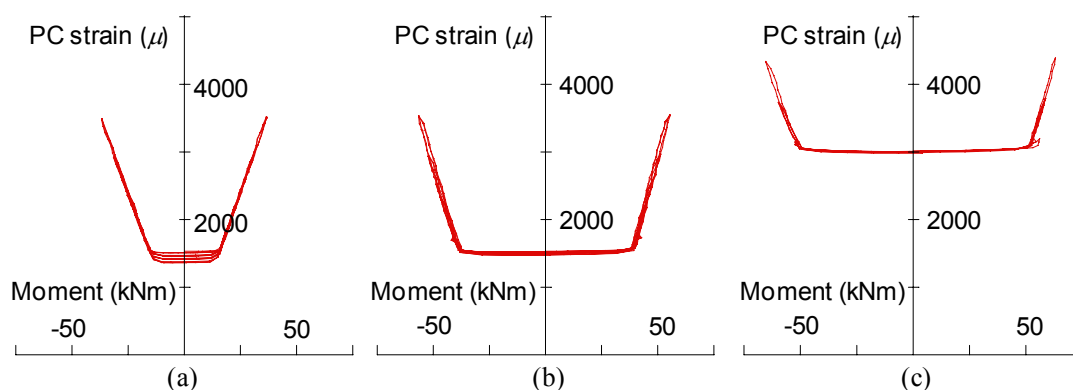


Fig. 4.24 Strains of PC bar: (a) D0-3; (b) D0-4 ; (c) D0-6

4.4.5 超大変形領域での挙動

柱軸力比 0.1, PC 鋼棒径 19mm, 初期張力比 0.3 の D0-8 について 0.02rad までの繰返し載荷後に 0.08rad と 0.12rad の超大変形領域を 1 サイクルずつ載荷した。図 4.25 に実験結果を示す。超大変形領域での挙動は 4 段階に分けることができる。挙動を図 4.25 内の数字を用いて以下で説明する。

- ・ 第 1 段階 PC 鋼棒塑性化を含む正側載荷 (1, 2, 3)

1 で柱梁が離間した後、2 で PC 鋼棒が塑性化する。PC 鋼棒の塑性化後は PC 鋼棒による剛性がほぼ 0 となり、PC 鋼棒のない D0-1 と同じ状態で挙動する。柱脚回転角の進行によって PC 鋼棒の塑性変形は増える。剛性は軸力による P- Δ 効果によって負になっている。

- ・ 第 2 段階 PC 鋼棒降伏後の除荷 (3, 4, 5)

3で除荷後の除荷剛性は、PC鋼棒の引張力がなくなるまで1~2でのPC鋼棒の伸び剛性に等しい。4ではPC鋼棒の引張力がなくなり、軸力による傾斜復元力で柱脚回転角は原点をめざす。このときPC鋼棒には残留伸びが発生しており、PC鋼棒と柱梁にはすきが生じている。5では離間が終了し、柱梁が一体となって挙動する。

・第3段階 負側載荷 (6, 7, 8)

負側の載荷では6で柱梁が離間するが、PC鋼棒の初期張力は消失しているために、1と比べて離間耐力が小さい。離間後は7まではPC鋼棒による抵抗がない状態（スリップ形状）で挙動し、その後PC鋼棒が抵抗しはじめて1~2と同じ挙動を示す。8で除荷後、原点までの挙動は第2段階と同じである。

・第4段階 PC鋼棒塑性化後の正側載荷 (0.08rad, 11まで)

9で離間後は第3段階と同じく10でPC鋼棒が抵抗しはじめるまで2~3と同じ挙動である。10でPC鋼棒が抵抗し始めた後、11でPC鋼棒が再び降伏し、2~3と同じ挙動である。12で除荷後には第2段階と同じ挙動である。

0.12rad 載荷時はPC鋼棒は大きく塑性化するが、ねじ部での破断等は生じず、最後まで安定した挙動を示した。柱梁についても0.02radまでの繰返し載荷時と同じく局所的な変形等は認められず、継続使用が可能であった。除荷すると柱脚回転角も0に戻り、セルフセンタリングを達成した。

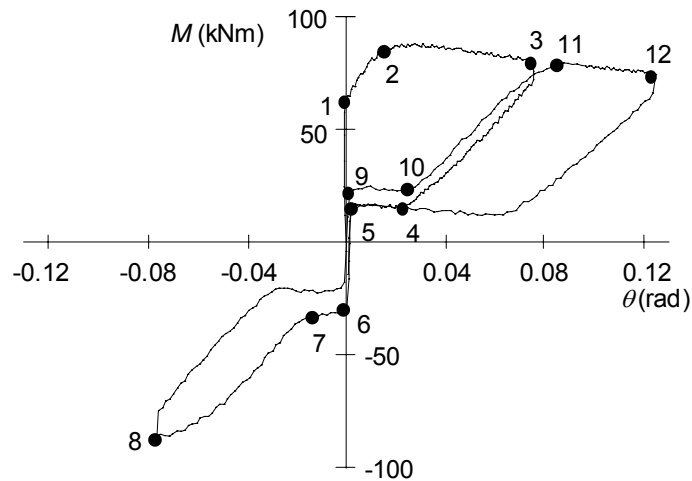


Fig. 4.25 Behavior for extremely large deformation without damper (D0-8)

4.5 ダンパー付き試験体の実験結果

4.5.1 全体履歴

実験で得られた結果を柱脚回転角と柱脚モーメントの関係で図4.26に示す。全試験体とも離間までは柱梁は接着した状態で挙動し、離間モーメントより大きいモーメント

トが作用した場合、片側の柱フランジを中心に回転を始める (図 4.27 (a)). 離間後の挙動については、まずダンパーと柱フランジの間隙 (5mm) の有無によって非常に大きな違いが見られる。

D60 は柱フランジとダンパーが接触した試験体であるが、図 4.12 (a) のようにダンパーに摩擦力が作用するため、柱の離間が進行するに従ってダンパーは図 4.27 (b) のように梁とボルト接合している板が面外変形している。そのためダンパーの変形が小さくなり、エネルギー消費がほとんど生じていない (図 4.26 (a)). 一方でそれ以外

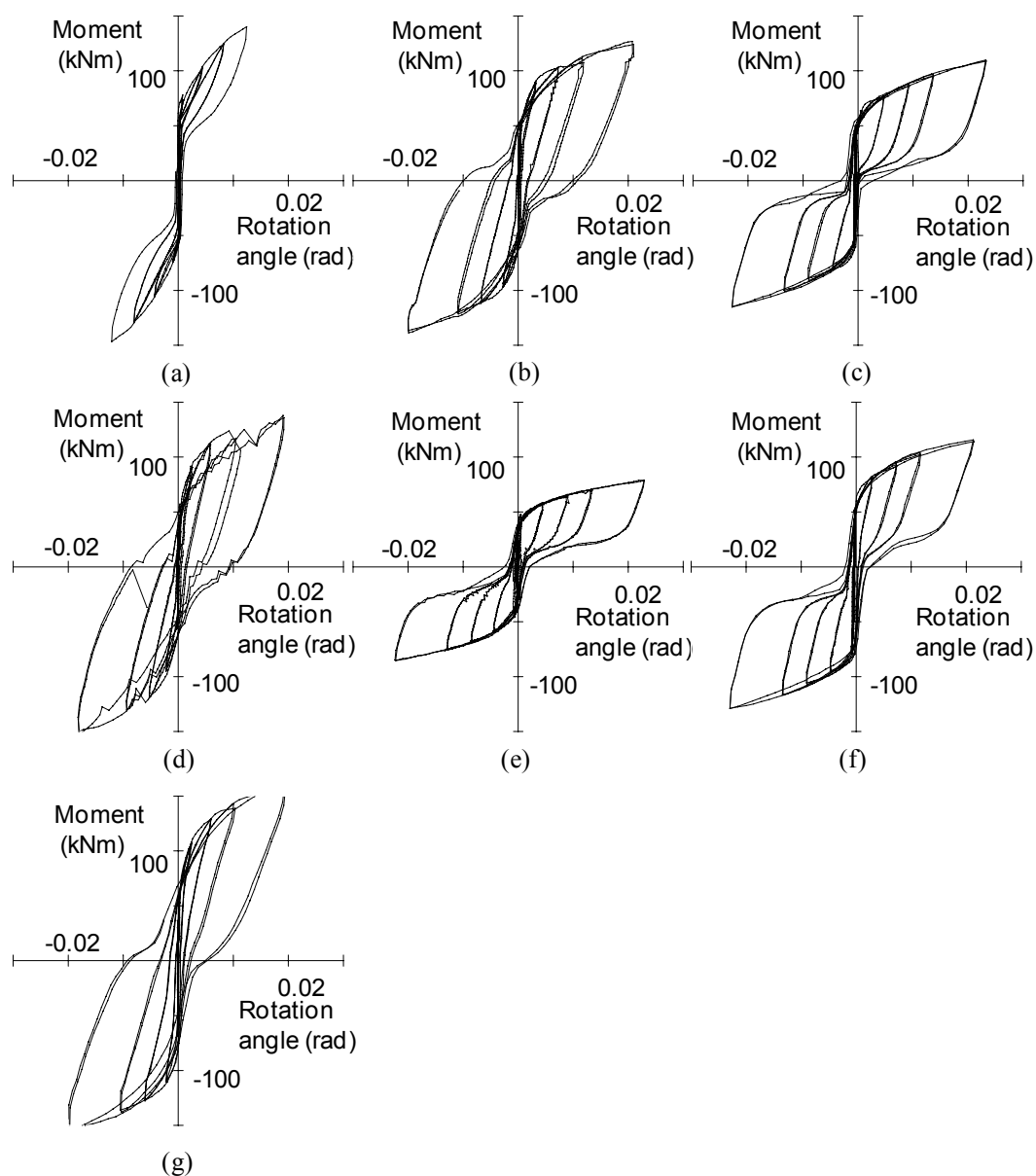


Fig. 4.26 Test results with damper:
 (a) D60; (b) D70-1; (c) D35-1; (d) D105; (e) D20; (f) D35-2; (g) D70-2

の試験体（すき間を 5mm あけた試験体）ではダンパーは柱フランジとの摩擦による顕著な面外変形が見られず（図 4.27 (b)），柱フランジだけが離間している．そのため各振幅において，ダンパーくびれ部分の塑性化に起因するエネルギー消費が生じている．

実験では同振幅を 2 サイクルずつ行っているが，各サイクルともに履歴はほぼ等しく，非常に安定した履歴ループを描いている．離間後にダンパーの引張降伏による剛性の低下，また除荷時のダンパーの圧縮降伏などに若干の鈍りはあるものの，離間後挙動は図 4.3 で示した挙動とほぼ等しいことがわかる．ダンパーが大きくなるに従って残留柱脚回転角はより顕著であり，ダンパー幅 60mm，70mm，105mm では残留柱脚回転角が 0.01rad 程度生じている．計算上残留柱脚回転角の生じないダンパー幅 20mm，35mm の試験体でも，0.03rad 載荷時には若干残留柱脚回転角が生じている．耐力，剛性，残留柱脚回転角等の各詳細は 4.6 で検証する．回転中心の水平方向変位に関しては，すべての試験体において 4.4.3 で示したのと同様に非常に小さく，回転中心は不動であったとみなすことができる．

D105 はダンパー幅が最大の試験体であるが，ダンパーと柱フランジのボルト接合部で滑りが生じており，載荷時の各所で滑りによる耐力の低下が見られる（図 4.26(d)）．またダンパーに作用する軸力が大きいため，梁とダンパーを接合している板の面外変

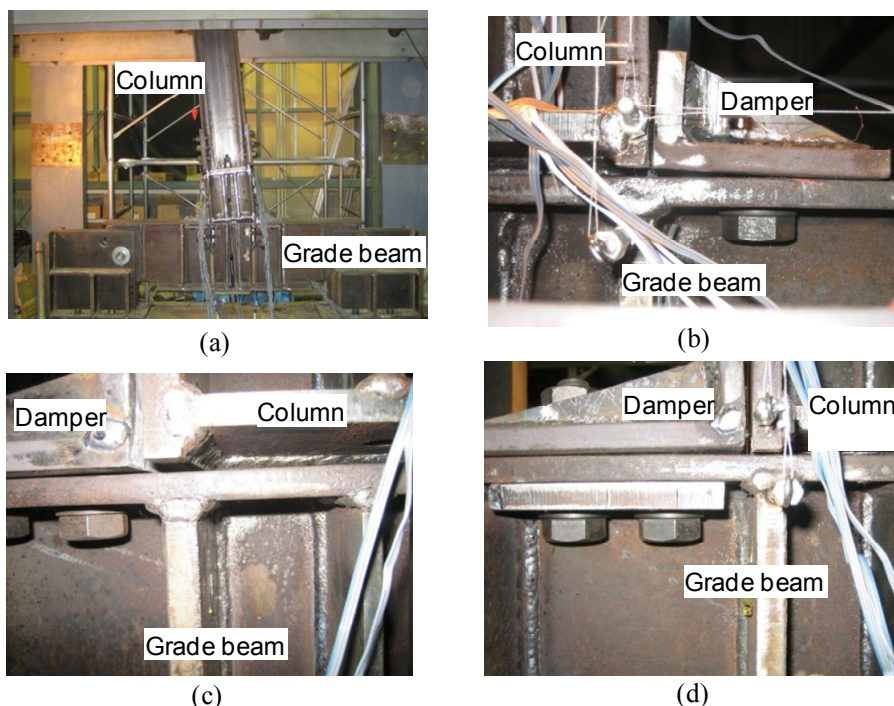


Fig. 4.27 Photos of damper and column deformation:
 (a) D35-1 after 0.03 rad loading; (b) D60; (c) D20; (d) D105

形も非常に大きくなっており（図 4.27 (d)）、その結果剛性と耐力ともにダンパーが小さい D70-1 と比べても小さくなっている。

各試験体とも規定の載荷履歴終了後に水平荷重を除荷し、柱軸力を保った状態でダンパーのボルトを取りはずした。D70-1, D105, D70-2 では載荷終了時には顕著な残留柱脚回転角が生じていたがダンパーを取り外すことで残留柱脚回転角は除去された。

4.5.2 ダンパーの座屈挙動

除荷時に圧縮を受けるダンパーは座屈する。D105 ではダンパー座屈は見られなかったが、それ以外の試験体ではダンパーの座屈が確認された。以下で D35-1 のダンパーの座屈挙動を詳細に検証する（図 4.28 (a)）。

(a) 座屈の開始

実験中の観察から圧縮側ダンパーの座屈は 0.015rad 載荷の 1 サイクル目で確認された。このときの座屈は非常に小さく、柱フランジに接触することなく最大振幅まで達した。圧縮力が除荷されると座屈による変形もなくなった。

(b) 座屈の進行

0.02rad 正載荷の 1 サイクル目の除荷時に圧縮側ダンパーの座屈は 0.015rad 載荷時よりも進展し、柱フランジに座屈したダンパーが接触した。負方向載荷でも反対側のダンパーがほぼ同じ柱脚回転角で座屈した。圧縮力が除荷されても座屈による変形は除去されず、2 サイクル目終了時点で両ダンパーが互いに柱側に凸に変形した状態となった。ダンパーの座屈による変形は単純な曲げ変形ではなく、図 4.28 (c) のように波打った形での曲げ変形が進行した。

(c) 座屈変形の変化

0.03rad 振幅の正載荷では、圧縮側ダンパーの座屈による変形が変化し始めた。0.02rad までは座屈による変形の進展方向は柱側への凸変形だったのに対して、1 サイクル目の除荷時にダンパーは柱と接触しながらも外に膨らむようになる。履歴ループを見るとダンパーの座屈によって除荷剛性が急激に低下し、その後柱フランジに接触して座屈補剛効果が現れるとともに剛性が回復する現象が顕著に見られる。

(d) 座屈変形の方向の逆転

0.03rad 載荷の 2 サイクル目除荷時では図 4.28 (d) のように完全に外向きに座屈しはじめた。履歴ループ中では、1 サイクル目と同じ場所で座屈した後に座屈補剛効果がないために剛性が回復せずに原点をめざしている。これは座屈によってダンパーの抵抗力がなくなり、ダンパーがない状態と等しくなったためである。正負両方ともにこの現象は見られた。

その他の座屈が生じる試験体でも座屈が生じる回転角に多少の差はあるものの、ダンパーの座屈挙動については同様の傾向が見られた。柱フランジに対して外向きにダンパー座屈が進展する原因として、ダンパーの塑性変形が荷重振幅毎に進展していくにつれてダンパー部分の長さが増加していることが考えられる。柱方向への座屈進展では増大したダンパーの長さを吸収できず、その結果変形が柱に対して外に進展する。

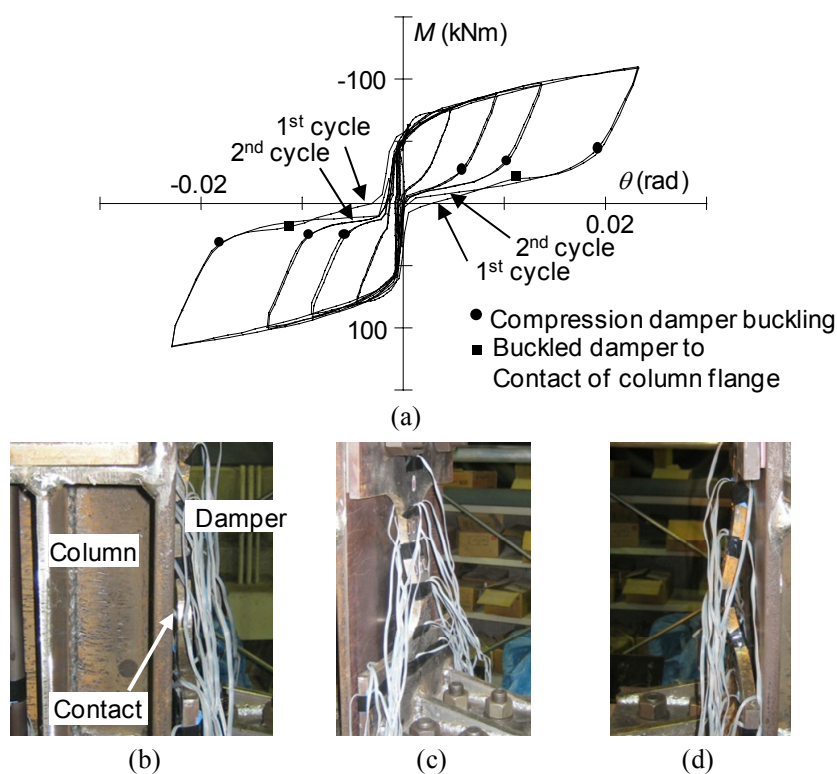


Fig. 4.28 Behavior of buckling damper:
 (a) D35-1 result; (b) 0.015rad 2nd cycle; (c) 0.03rad 1st cycle; (d) 0.03rad 2nd cycle

4.6 SC 柱脚の耐力と剛性の評価式

本節では 4.5 節までに開発・性能検討を進めた SC 柱脚の耐力と剛性の設計式を提案する。以下に、(1) 離間モーメント、(2) 離間後剛性、(3) ダンパー降伏後剛性、(4) ダンパー降伏モーメント、の順番で検討する。

4.6.1 離間モーメントの算定

離間モーメントは、図 4.6 で示す柱軸力と PC 鋼棒の初期張力に関して、回転中心となるフランジでの離間時のモーメント釣合いを考えて (4.31) 式で計算する。ここでダンパーは離間前には圧縮力と引張力の両方を受けないと考えるため、ダンパーの有

無に関わらず離間耐力の評価には (4.31) 式が適用できる. また柱の回転中心は柱フランジ端部で不変とし回転中心の移動もないものとして扱っている.

$$M_d = N_c \times \frac{w}{2} + N_{pc} \times \frac{w}{2} \quad (4.31)$$

4.6.2 離間後剛性の算定

離間後に生じる剛性は PC 鋼棒の伸び剛性 ${}_e K_{pc}$ とダンパーの伸び剛性 ${}_e K_d$ の剛性に依存する. ここでは柱脚モーメントと柱脚回転角に対する回転剛性を算出する. 図 4.29 に示す回転を考えると, PC 鋼棒の伸び剛性による回転剛性 ${}_r K_d$ は (4.32) 式によって (4.33) 式で計算できる. ダンパーの回転剛性 ${}_r K_d$ も同様にして (4.34) 式で求められる. なお柱底面と梁上フランジは剛体と仮定し, PC 鋼棒とダンパーに作用する抵抗力は全て各断面の材軸方向に作用するものとして各柱脚回転角量及びモーメントを求めている.

$$M_{pc} = \frac{w}{2} N_{pc} = \frac{w}{2} {}_e K_{pc} \delta_{pc} = \frac{w}{2} {}_e K_{pc} \frac{w}{2} \theta = \left(\frac{w}{2} \right) {}_e K_{pc} \theta \quad (4.32)$$

$${}_r K_{pc} = \left(\frac{w}{2} \right) {}_e K_{pc} \quad (4.33)$$

$${}_r K_d = w^2 {}_e K_d \quad (4.34)$$

以上から, 離間後剛性 K_1 は (4.35) 式で表される.

$$K_1 = {}_r K_{pc} + {}_r K_d = (0.25 {}_e K_{pc} + {}_e K_d) w^2 \quad (4.35)$$

(4.35) 式から離間後剛性の算出には PC 鋼棒とダンパーの伸び剛性が必要である.

(a) PC 鋼棒の伸び剛性

長さが一定であるため, 伸び剛性は直径にのみ依存し, (4.36) 式で計算できる.

$${}_e K_{pc} = \frac{n \pi \phi^2 E}{4 l_{pc}} \quad (4.36)$$

ここで n : PC 鋼棒の本数 (=2)

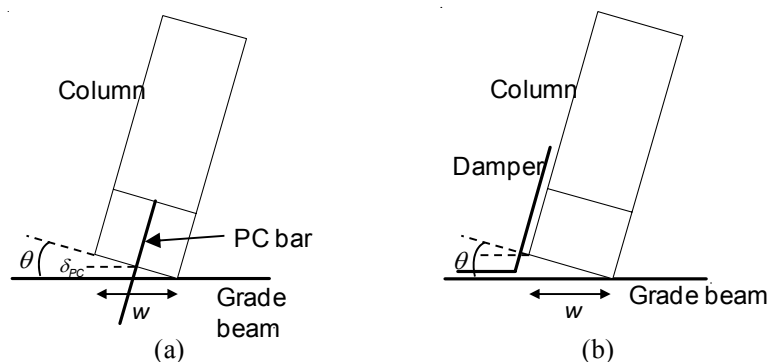


Fig. 4.29 Deformation after decompression: (a) PC bar; (b) Damper

伸び剛性を計算すると、径 17mm で 128.3kN/mm、径 19mm で 160.3kN/mm となる。

(b) 面外変形を無視した場合のダンパー伸び剛性

ダンパーは図 4.2 に示すような形状を有しているため、伸び剛性の算出は容易でない。また実験で明らかになったように、梁フランジとボルト接合しているダンパー底面の面外浮き変形に起因するダンパー全体の剛性低下も考慮する必要がある。そこでまず面外変形を無視した場合のダンパー伸び剛性 ${}_e K'_d$ を求める。

ここでは図 4.30 (a) のようにダンパーを 5 つの部分に区切ることでダンパー全体の伸び剛性を算定する。ダンパー全体の伸び剛性は 5 つの部分の剛性の直列結合として (4.37) 式で求められる。

$${}_e K'_d = ({}_e K_{d1}^{-1} + {}_e K_{d2}^{-1} + {}_e K_{d3}^{-1} + {}_e K_{d4}^{-1} + {}_e K_{d5}^{-1})^{-1} \quad (4.37)$$

ここで ${}_e K_{dn}^{-1}$: n 番目の区切り部分の伸び剛性

(c) ダンパーの面外浮き変形に対する剛性 (図 4.30 (b))

ダンパー底面はリブで補強されており、また 4 本のボルトによるボルト接合であるため、この浮き変形を評価することは難しい。ここではダンパー底面を単純化した簡易予測法を示すとともに、有限要素法解析プログラム SAP を用いて詳細に検討する。

・ダンパー底面を単純化した場合の計算

図 4.30 (c) に単純化したダンパー底面を示す。補強リブを無視した状態で、境界条件として底面全体を固定端としている。4 本のボルトで接合されているため、固定端部分を図のようにボルト列の中央と仮定する。この場合、片持ち梁であるため、図に示す力と面外変形に関する剛性 ${}_e K_d$ は次式で示される。

$${}_e K_d = \frac{3EI}{l^3} = \frac{3 \times 205 \times \frac{250 \times 12^3}{12}}{39^3} = 373 \text{ kN/mm} \quad (4.38)$$

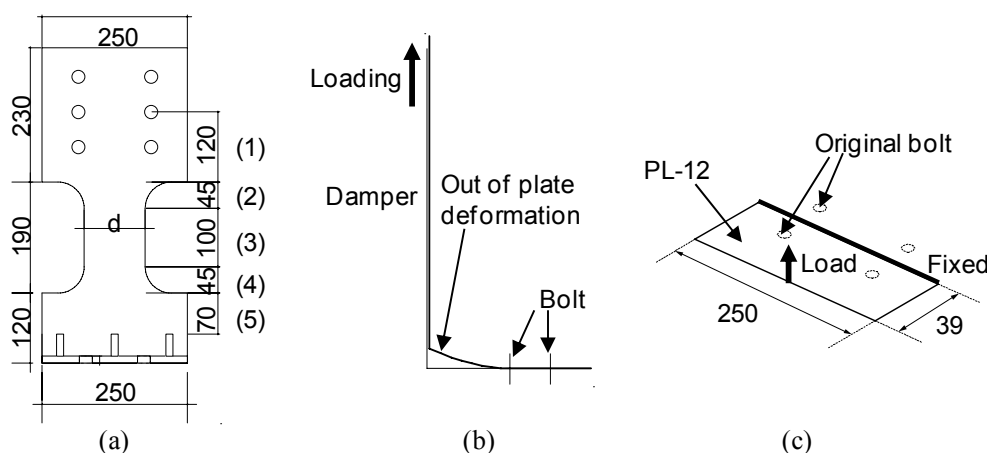


Fig. 4.30 Damper stiffness: (a) Elongation components; (b) Out-of-plane deformation of damper plate; (c) Calculate model for out-of-plane deformation

・有限要素法を用いた解析結果

図 4.31 に有限要素法で用いた解析モデルを示す。シェル要素によってモデル化し、材料特性等は全て材料試験結果を用いた。なおせん断変形は無視している。モデル化は境界条件により 3 つに分けられる。

モデル 1：手前側のボルト位置断面を全て固定端とする。ボルト以外の箇所も固定端となるうえ、载荷箇所からの距離が短くなるため、剛性は高めに評価される。

モデル 2：ボルト位置で全方向の変位と回転を固定する。ボルト位置だけで反力をとるために、局所的な変形が大きくなり剛性が小さく見積もられる可能性がある。

モデル 3：ボルト位置で全方向の変位と回転を固定する。それ以外の節について、鉛直方向下向きに対する変位を拘束する。モデル 2 と比べて周辺の要素にも力が伝達されるため、実験条件に最も近いと考えられる。

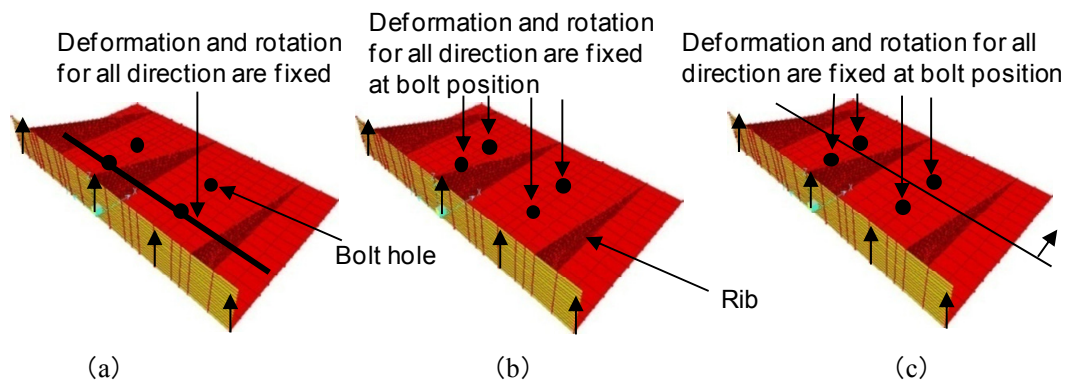


Fig. 4.31 Damper analysis model: (a) Model 1; (b) Model 2; (c) Model 3

Table 4.4 Damper stiffness (kN/mm)

	D20	D35-1	D35-2	D70-1	D70-2	D105	D60
Model 1	260	316	316	407	407	458	254
Model 2	163	184	184	212	212	225	161
Model 3	178	202	202	236	236	252	175

Table 4.5 Rotational stiffness (kNm/rad): (a) Without damper; (b) With damper

(a)

D0-1	D0-2	D0-3	D0-4	D0-5	D0-6	D0-7	D0-8
2005	2005	2005	2005	2005	2005	2504	2504

(b)

	D20	D35-1	D35-2	D70-1	D70-2	D105	D60
Model 1	18326	21826	21826	27514	27514	30701	17951
Model 2	12264	13576	13576	15326	15326	16139	12139
Model 3	13201	14701	14701	16826	16826	17826	13014

(d) ダンパー伸び剛性

ダンパー伸び剛性は上記で求めた2種類の剛性の直列結合となり、(4.39)式から計算できる。

$${}_e K_d = ({}_e K_d'^{-1} + {}_o K_d^{-1})^{-1} \quad (4.39)$$

以上 b) から d) で検討したダンパーに関する伸び剛性を表 4.4 に示す。また (4.35) 式から求まる離間後剛性を表 4.5 に示す。

4.6.3 ダンパー降伏後剛性の算定

ダンパー降伏後に生じる剛性は、PC 鋼棒の伸び剛性 ${}_e K_{PC}$ とダンパーの降伏後の歪み硬化による伸び剛性 ${}_e K_{dy}$ に依存する。ここでは、ダンパーの降伏後の歪硬化係数 e_t を、4.1.5 に示すようにダンパー鋼材に対する引張試験結果を参照して 0.006 とした。ダンパー降伏後剛性 K_2 は (4.40) 式で計算できる。

$$K_2 = {}_r K_{PC} + {}_r K_{dy} \quad (4.40)$$

ここで ${}_r K_{dy}$: 降伏後のダンパーによる回転剛性

次に ${}_r K_{dy}$ を求めるために、降伏後のダンパーの伸び剛性 ${}_e K_{dy}$ を次の要領で評価する。ダンパー降伏はダンパーくびれ部分 (3) (図 4.30 (a) 参照) だけで生じるため、(4.37) 式は次式に置き換えられる。

$${}_e K_{dy}' = ({}_e K_{d1}^{-1} + {}_e K_{d2}^{-1} + e_t \times {}_e K_{d3}^{-1} + {}_e K_{d4}^{-1} + {}_e K_{d5}^{-1})^{-1} \quad (4.41)$$

ダンパー全体の伸び剛性は、(4.41) 式とダンパー底面の面外変形により、次式で計算できる。

$${}_e K_{dy} = \left(\frac{1}{{}_e K_{dy}'} + \frac{1}{{}_o K_d} \right)^{-1} \quad (4.42)$$

以上の式から求めたダンパー降伏後剛性を表 4.6 に示す。

Table 4.6 Rotational stiffness after damper yielding (kNm/rad)

	D20	D35-1	D35-2	D70-1	D70-2	D105	D60
Model 1	2285	2396	2396	2710	2710	3019	2260
Model 2	2284	2392	2392	2695	2695	2987	2258
Model 3	2284	2393	2393	2698	2698	2994	2259

4.6.4 ダンパー降伏モーメントの算定

ダンパー部分が全塑性状態に達した時のモーメントを以下の手順で求める。離間前は PC 鋼棒の変形は 0 であるため、柱軸力と PC 鋼棒初期張力に依存するが、離間後に

は PC 鋼棒の付加張力による付加モーメントを考慮する必要がある。ダンパーと PC 鋼棒は並列結合であるため、ダンパー降伏モーメント M_{dy} は次式で表される。

$$M_{dy} = M_d + M'_{dy} + M_{\Delta PC} \quad (4.43)$$

ここで M'_{dy} : ダンパーの降伏軸力によるモーメント

$M_{\Delta PC}$: PC 鋼棒の付加張力による付加モーメント

M'_{dy} は (4.16) 式で計算できる。ダンパーが降伏するときの柱脚回転角 θ_{dy} は、(4.34) 式のダンパーの回転剛性 ${}_r K_d$ を用いて (4.44) 式によって計算できる。

$$\theta_{dy} = \frac{M'_{dy}}{{}_r K_d} \quad (4.44)$$

PC 鋼棒の回転剛性 ${}_r K_{PC}$ を用いることで、PC 鋼棒の付加張力による付加モーメントは (4.45) 式で求まる。

$$M_{\Delta PC} = {}_r K_{PC} \theta_{dy} = \frac{{}_r K_{PC}}{{}_r K_d} M'_{dy} \quad (4.45)$$

よって (4.43) 式は次式で表される。

$$M_{dy} = M_d + \frac{{}_r K_d + {}_r K_{PC}}{{}_r K_d} M'_{dy} \quad (4.46)$$

ここで (4.44) 式、に参照する剛性は、最も精度良く実験値を評価していたモデル 1 の剛性を採っている。

4.6.5 実験結果からの耐力と剛性の算出

(a) 離間モーメント

実験結果から離間モーメントを判定する場合には PC 鋼棒に貼付けた歪ゲージの値を用いた。補助的な指標として柱浮き量 (変位計 S1~S4, D1,D2) も参考としている。

(b) 離間後剛性

実験結果から離間後剛性とダンパー降伏後剛性を次の手順で評価する。評価法の 1 例として図 4.32 にダンパー幅 70mm の D70-1 の実験結果を示す。

離間後剛性を図 4.32 (a) に示す、部材回転角 0.01rad から 0.02rad まで履歴挙動における除荷時の剛性として評価する。これは載荷時には引張を受けるダンパーの塑性化が曲げとともに徐々に進行するために剛性が、柱脚回転角の進展とともに減少するのに対して、除荷時には引張降伏したダンパーが除荷の剛性の変動が小さく安定しているためである。

(c) ダンパー降伏後剛性

ダンパー降伏後剛性は、図 4.32 (b) のようにダンパーが全塑性に至ったとみなせる部材回転角 0.02rad から 0.03rad 振幅載荷時の剛性とする。ダンパーの全塑性状態はダンパーに貼付けた歪ゲージから判定したが、ダンパー幅が最大の D105 を除く全試験体においてダンパーは部材回転角 0.02rad で全塑性に至っており、上記の剛性の読み取り法は適切であると判断した。

(d) ダンパー降伏耐力

ダンパーの全塑性状態の判定にはダンパーに貼付けた歪ゲージを使用する。ダンパーには引張力と同時に曲げが作用するため、全塑性状態の判定は各断面における歪ゲージがすべて降伏歪に達した時とした。ダンパーの降伏歪には、ダンパー鋼材の引張試験結果を参照して 0.177% を採用する。なおもっともダンパー幅が大きい D105 では、ダンパー以外の部分の変形、特にダンパー底面の面外変形が大きくなったために、ダンパー部分は全塑性状態に達しなかった。そのため判定不能としている。

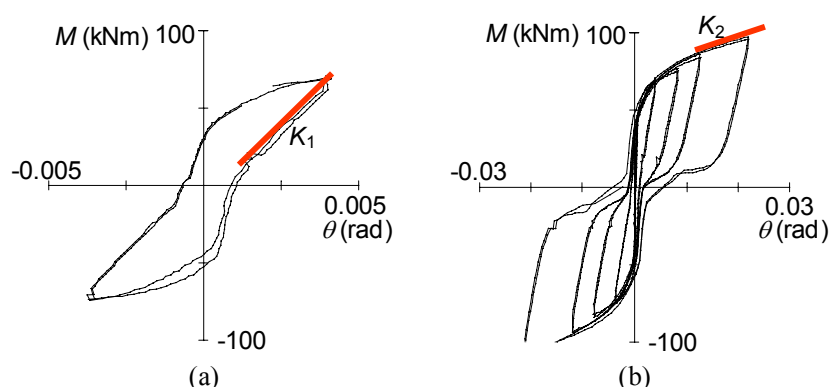


Fig. 4.32 Definition of experimental stiffness: (a) After decompression; (b) After damper yielding

4.6.6 実験結果と設計式結果の比較

(a) 離間モーメント

図 4.33 に (4.31) 式から求めた計算値と、実験で最初に離間が生じた時の値を示す。

ダンパーのない試験体では実験値と計算値の誤差は、PC 鋼棒径 17mm 、PC 鋼棒の初期張力比 0.6 で、柱軸力が 0.1 の D0-6 での 17% が最大であり、他はそれより誤差は小さい。柱軸力や PC 鋼棒への初期張力など、実験条件の差による違いはそれほど見られず、全試験体の平均では誤差 11.1% であった。

ダンパーを付けた試験体では、全体的にダンパーのない試験体と比べて誤差は小さい。D70-1 の誤差 12% が最大で、そのほかの試験体では 5% 以内の誤差で、実験値を予測している。これはダンパーがあることで離間前の柱梁の固定度が高くなり、柱梁

のガタなどの影響が小さくなる結果、柱底面の微妙な変形である離間がより明確になったためと考えられる。また実験では同じ柱梁を繰り返し使用したが、それによる離間モーメントの低下等は生じていない。

(b) 離間後剛性

図 4.34 に離間後剛性に対する実験値と計算値の比較を示す。モデル 1 が最も良い精度で予測できており、その誤差は最大でも D35-2 の 15% であり、D20 では 0.5% と実験結果を精度よく評価できている。一方でモデル 2 や最も実条件に近いと考えていたモデル 3 では実験値に比べて予測値がほぼ半分になっておりその精度は高くない。同じダンパー幅の試験体で、PC 鋼棒の初期張力が違う D35-1 と D35-2、D70-1 と D70-2 を比較した場合、誤差に大きな違いは見られなかった。

(c) ダンパー降伏後剛性

図 4.35 にダンパー降伏後剛性の実験値と計算値の比較を示す。ダンパー降伏後剛性はダンパーの歪硬化による伸び剛性と PC 鋼棒の伸び剛性に依存する。しかしダンパーの歪硬化による伸び剛性は PC 鋼棒と比べて相対的に非常に小さくなるため、PC 鋼

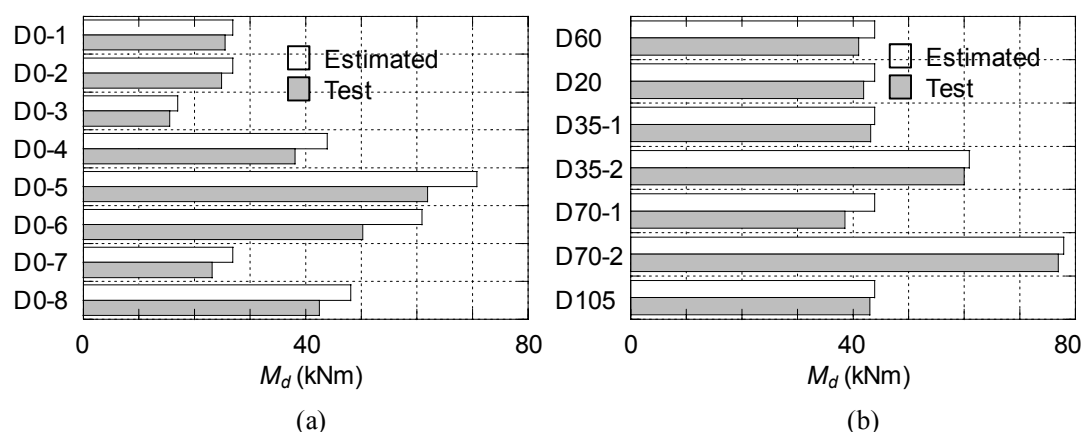


Fig. 4.33 Decompression moment: (a) Specimen without damper; (b) Specimen with damper

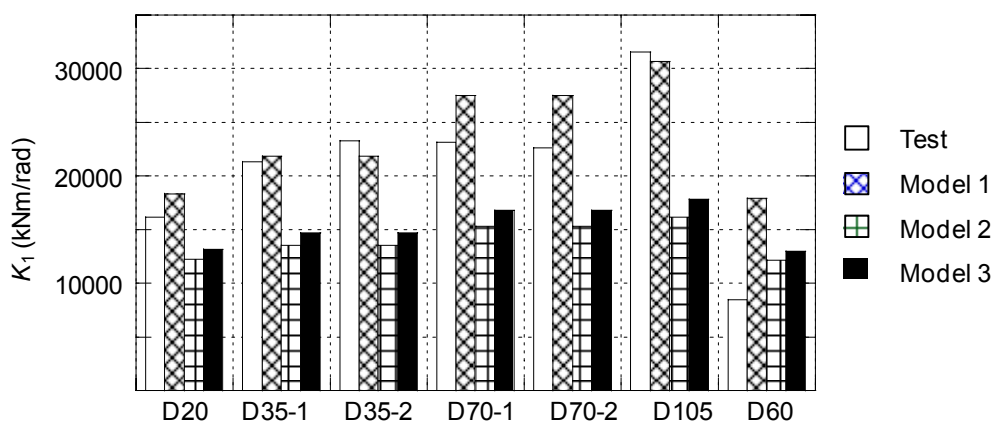


Fig. 4.34 Comparison of stiffness K_1

棒の伸び剛性が支配的になる。しかしながら実験値と予測剛性の誤差はダンパー幅が小さいものほど大きくなっており、ダンパー幅 70mm の D70-1, D70-2 では 30%の誤差となっている一方で、最小のダンパー幅 20mm である D20 では 60%もの誤差が生じている。ダンパー幅が最大の D105 では実験値が予測値より大きくなっており、その誤差は 10%となっている。これは D105 では部材回転角 0.02rad でもダンパーは全塑性状態に至っておらず、その結果、実験に大きく見積もられたのが原因である。その他の試験体では、ダンパーが全塑性に至っているが予測剛性の精度は必ずしも良くない。これらの誤差について次節でより詳細に検討する。

(d) ダンパー降伏耐力

図 4.36 にダンパー降伏モーメントの実験結果と計算結果の比較を示す。ダンパー幅が最小の D20 で 25%と最も誤差が大きくなっている。D35-1, D35-2, D70-2 では 20%の誤差であり、D70-1 で最も精度が良く 4%の誤差で評価できている。

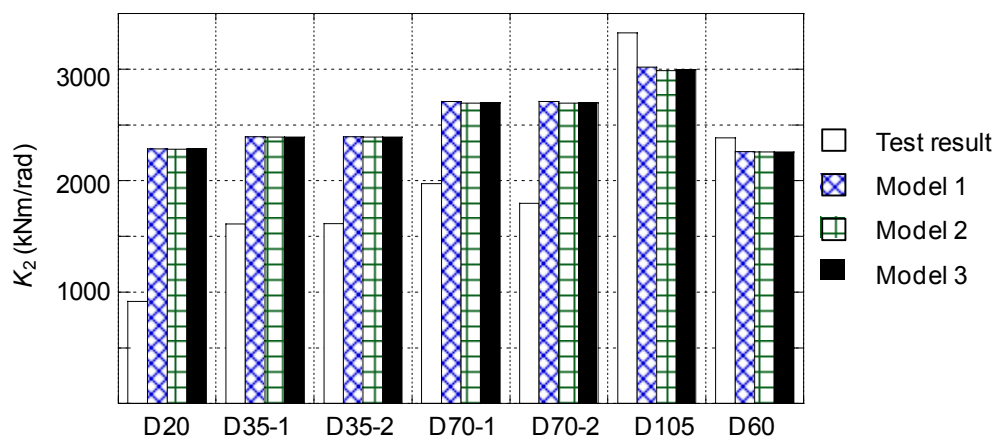


Fig. 4.35 Comparison of stiffness K_2

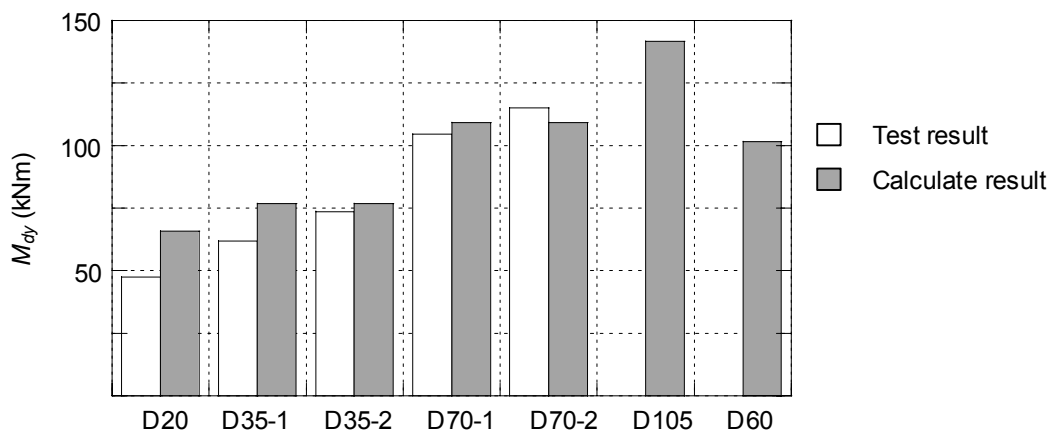


Fig. 4.36 Comparison of M_{dy}

4.6.7 剛性の再評価と再比較

離間後剛性とダンパー降伏後剛性に関しては実験値と予測値に大きな差が見られるため、その差の是正をめざす。特にダンパー降伏後剛性に関しては誤差が大きいが、この原因として PC 鋼棒の伸びが想定していたよりも小さいことが考えられる。そこで実験結果から得られた PC 鋼棒の伸び変形を検討して、その真偽を確認する。図 4.37 は各試験体での実験から得られた PC 鋼棒の変形量を、理論上柱梁部材を剛体として想定している PC 鋼棒の変形量で除した比率 α_{pc} （以下、伸び低減率）と柱脚回転角の関係を示している。ダンパーが全塑性に至った後の柱脚回転角 0.01rad 以降では、PC 鋼棒の伸びは減少しているのがわかる。またこの減少率は PC 鋼棒の初期張力が大きいほど大きくなっている。初期張力比 0.3 の D20, D35-1, D70-1, D105 ではダンパー幅の違いによらず $\alpha=0.7$ であるのに対して、初期張力比 0.6 の D35-2 では $\alpha=0.6$ 、初期張力比 0.9 の D70-2 では $\alpha=0.5$ となっている。PC 鋼棒の伸びが想定しているよりも小さくなるというこの現象に関しては、設計時にストッパーと基礎梁下フランジの面外変形を PC 鋼棒伸びに対する 10%程度を許容していることを考えれば、合算して 20%の伸び低減はこの面外変形が原因となる。しかしながら D70-2 では伸び低減率が 0.5 であり 50%の伸び低減が見られる。このため、想定よりも面外変形が大きかった

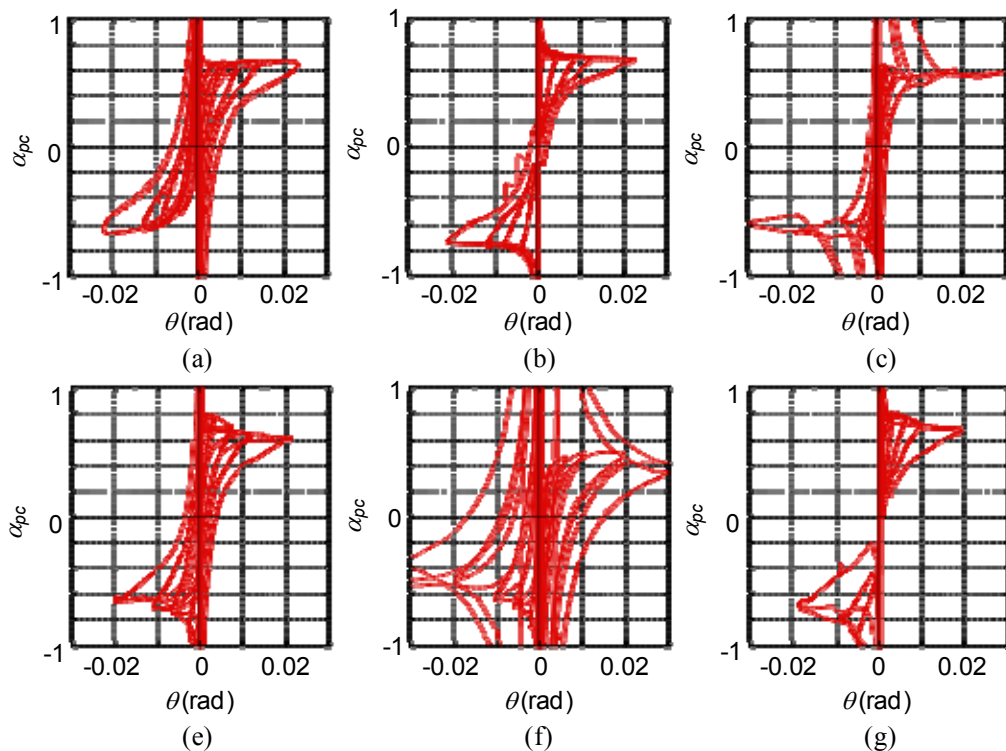


Fig. 4.37 Ratio of PC bar elongation reduction: (a) D20; (b) D35-1; (c) D35-2; (d) D70-1; (e) D70-2; (f) D105

とも考えられ、伸び低減率を考慮した評価が剛性には必要となる。

前節で示した PC 鋼棒の伸び剛性低減を考慮した剛性を、実験結果から得られた伸び低減率 α_{pc} を (4.40) 式に適用して評価する。伸び低減率を適用した (4.40) 式は次式に置き換えられる。

$$K'_2 = \alpha_{pc} K_{pc} + K_{dy} \quad (4.47)$$

図 4.38 に実験値と (4.47) 式から得られた計算値の比較を示す。D105 以外の試験体では誤差が小さくなっている。最も小さいダンパーの D20 では 50% と誤差は大きいですが、その他の試験体では、D35-1 と D70-1 では誤差 10%、D35-2 と D70-2 では誤差 3% 以内で評価している。この PC 鋼棒の剛性低下は離間後剛性にも影響するが、離間後剛性ではダンパーの伸び剛性が支配的になるため、無視できるものとして扱う。

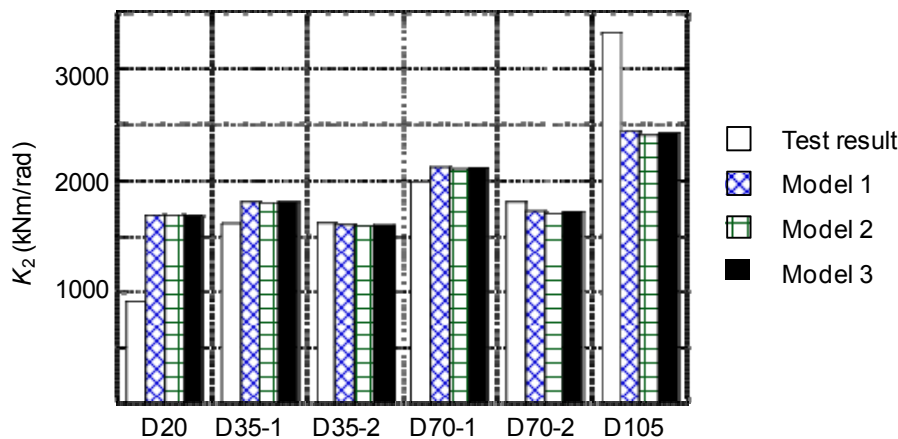


Fig. 4.38 Comparison of stiffness K_2 considering the PC bar reduction deformation

4.7 原点指向性

ダンパーのない試験体については、柱梁を含む全部材が弾性に留まったため残留柱脚回転角はまったく生じず、実験後に除荷すると柱脚回転角は 0 に戻った。一方で、ダンパーをつけた試験体ではダンパーの塑性化によって除荷後に残留柱脚回転角が生じた。本節では試験体ごとの残留柱脚回転角 θ_r の大きさを検討する。

図 4.39 に各載荷での 1 サイクル目正載荷時の残留柱脚回転角を示す。ダンパー幅が小さい試験体ほど残留柱脚回転角は小さくなっている。D35-1 と D35-2, D70-1 と D70-2 のようにダンパー幅が同じ試験体では、PC 鋼棒の初期張力が大きいほど残留柱脚回転角は小さくなっており、振幅 0.03rad では両方とも初期張力が大きい試験体のほうが小さい試験体に比べて半分程度まで残留柱脚回転角が低減している。最も大きな残留柱脚回転角が生じているダンパー幅 70mm の D70-1 について見てみると、振幅 0.02rad で 0.005rad, 0.03rad で 0.01rad と、最大振幅に対して 30% から 40% の残留柱脚回転角

が生じている。これに対してダンパー幅 35mm の D35-1 では振幅 0.02rad に対して残留柱脚回転角 0.002rad と、10%の残留柱脚回転角に留まっている。このように設計段階で残留柱脚回転角が生じると予測されたダンパーについては予想通り残留柱脚回転角が大きくなっているが、残留柱脚回転角が生じないように設計したダンパーでは、D35-1 の 0.03rad 振幅において 0.0055rad の残留柱脚回転角が生じているものの、それ以外では残留柱脚回転角は 2 章で述べた許容残留変形 0.005rad 以下にほぼ収まっている。なおこの許容残留変形と残留柱脚回転角の間には直接的な関係性はないが、ここでは 1 つの残留変形に関する指標として取り扱っている。

実験終了後には各試験体でこれらの残留柱脚回転角が生じていたが、損傷したダンパーを取り外すことで残留柱脚回転角が除去されるかを、次の手順で確認した。

1. 所定の振幅振幅後、水平ジャッキの荷重を 0 に戻す。
2. 水平ジャッキに荷重が全く作用しない状態におく。
3. 鉛直ジャッキ荷重を保持したままでダンパーのボルトを徐々に取り外していく。ボルトを順に取り外すと、塑性化したダンパーによる抵抗力が解放され、残留柱脚回転角は徐々に減って、最終的に残留柱脚回転角はなくなった。

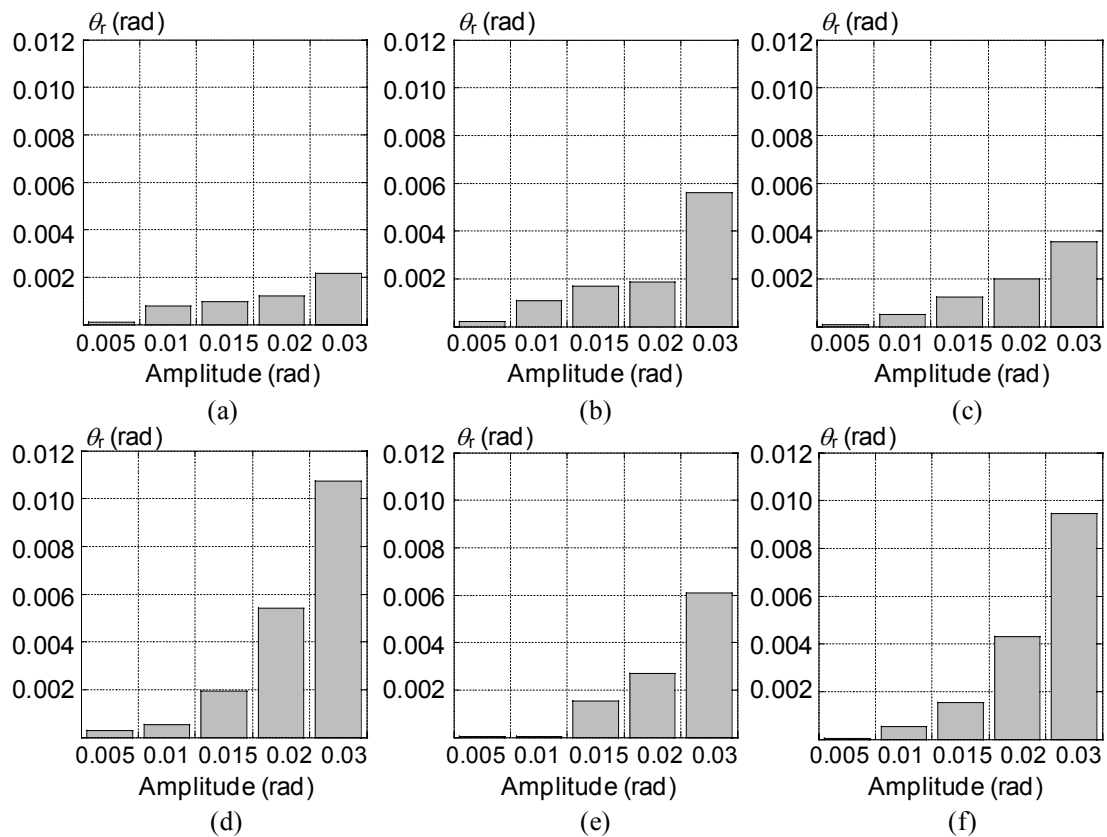


Fig. 4.39 Residual rotation: (a) D20; (b) D35-1; (c) D35-2; (d) D70-1; (e) D70-2; (f) D105

4.8 まとめ

本章では SC 柱脚を実現するための新柱脚を開発し、その性能評価のために静的載荷実験し、実験結果に関して種々の考察を加えた。以下に本章で得られた所見をまとめる。

1. 提案した SC 柱脚は、柱脚回転角 0.022rad まで柱、梁、および PC 鋼棒を弾性に留め、塑性化をダンパーに限定することが可能である。損傷したダンパーを除去した後に新しいダンパーを取り付けることも容易で、地震後再使用に対する本システムの有効性が確認できた。
2. ダンパーは柱梁の離間に伴う軸方向変形を受けて引張降伏し、除荷時には離間が終了するまでの間に圧縮降伏に至る。圧縮降伏後にダンパーは座屈するが、たわみが柱側（内側）へ向かうためダンパーの座屈部分は柱フランジに接触し、座屈補剛が自然に形成される。
3. 離間モーメントとダンパー降伏モーメントは、柱フランジとダンパーの各部材要素の軸方向力の釣り合いを考え、その幾何学的な関係から曲げモーメントを求めることによって、実験値に対して誤差 20%以下で評価できる。
4. ダンパーをもつ試験体の離間後剛性 K_1 とダンパー降伏後剛性 K_2 に関して、PC 鋼棒の伸び剛性とダンパーの伸び剛性とダンパーの面外変形剛性に基づく回転剛性を計算することで、実験結果の離間後剛性を 15%以下の精度で評価できる。ダンパー降伏後剛性は、ダンパー降伏後の軸剛性と PC 鋼棒の伸び剛性、そしてスตัッパと梁下フランジの面外変形による PC 鋼棒伸び剛性の低下を考慮することで、ダンパーが最も小さい試験体の D20 では誤差が 50%と誤差が大きいものの、それ以外では誤差 10%以下で評価できる。
5. ダンパーなし試験体では全部材が弾性に留まるため残留柱脚回転角は除去される。ダンパーあり試験体ではダンパー幅が大きくなるほど残留柱脚回転角も大きくなるが、設計上残留柱脚回転角が生じない試験体では残留柱脚回転角は 0.002rad とほぼ無視できる範囲に留まっている。またこれらの残留柱脚回転角は、損傷したダンパーを取り外すことで除去することが可能である。

参考文献

- 4.1) 北野隆司, 佐藤邦昭, 佐白俊夫, 中村嘉宏, 加藤友康, 松尾英成: U 型定着アンカーボルトを用いた露出柱脚の開発(その 1) U型定着アンカーボルトの定着耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.639-640, 1995.8.
- 4.2) 伊藤倫夫, 佐藤邦昭, 穂山靖司, 田中秀宜: U 型定着アンカーボルトを用い

- た露出柱脚の開発（その2）柱脚曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.641-642，1995.8.
- 4.3) 吹田啓一郎，井上一郎，竹内一郎，宇野暢芳：座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動，日本建築学会構造系論文集，No.571，pp.153-160，2003.9.
- 4.4) 井上一郎，桑原進，多田元英，中島正愛：履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力，JSSC 鋼構造論文集，Vol.3，No.11，pp.65-77，1996.9.
- 4.5) 日本建築構造技術者協会編，応答制御構造設計法 付：免震・制振（震）建築の設計例／装置・部材データ集，彰国社，2000.12.
- 4.6) 山田哲，岡田健，國岡恭子，薩川恵一：アングルを用いた露出型柱脚の実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第572号，pp.163-170，2003.10.
- 4.7) 狩野直樹，吹田啓一郎，井上一郎：ダブルアングル接合を用いたパネル崩壊型のH形鋼柱梁接合部に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.727-728，2002.8.
- 4.8) M. M. Garlock, J. M. Ricles, R. Sause: Cyclic Load Tests and Analysis of Bolted Top-and-Seat Angle Connections, ASCE Journal of Structural Engineering,
- 4.9) 大石浩史，千葉悠樹，山田大彦，小幡昭彦：鋼構造における基礎梁の鉄骨化に関する研究 その1～その2，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.963-966，2004.8.
- 4.10) 高田啓一，辻川茂男，桑村仁，向井昭義，田村昌仁：鋼製基礎梁の利用技術開発 その1～その6，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.903-914，2002.8.
- 4.11) 金子悦三，向野聡彦，福田浩司，小野潤一郎，寺沢太沖，軸丸久司：鋼製基礎梁と鋼管柱を組合せた杭頭接合工法に関する研究 その1～その4，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.637-644，2006.9.
- 4.12) 井上一郎，建築鋼構造の理論と設計，京都大学学術出版会，2003.
- 4.13) 鋼構造接合部設計指針，日本建築学会，2006

5 章 2 軸曲げ対応型セルフセンタリング柱脚の開発

5.1 はじめに

5.1.1 研究の背景と目的

第 4 章では SC 柱脚を実際開発し、その性能を一連の実験で確認した。その結果、開発した SC 柱脚は想定したフラッグ型履歴を描き、部材回転角にして 0.03rad 変形後も残留柱脚回転角が残らないように設計することが可能であることを明らかにした。

開発した SC 柱脚の耐力に着目すると、0.03rad 載荷後も残留柱脚回転角が許容量未満に収まっていた試験体のなかで、最も離間モーメントとダンパー降伏時モーメントが大きな D35-2 でもその耐力は、柱の全塑性モーメントに対してそれぞれ 0.3 倍、0.1 倍程度である。一方第 3 章での数値解析から最適な SC 柱脚性能は、離間モーメントとダンパー降伏モーメントはそれぞれ柱全塑性モーメントに対して約 0.6 倍、0.3 倍であることが示されており、開発した SC 柱脚の耐力は理想的な耐力の 1/3 程度にとどまっている。耐力を補強する方策としては、(1) より大きいダンパーと PC 鋼棒を導入する、(2) 離間箇所の回転中心から PC 鋼棒とダンパーの距離を大きくする。の 2 通りが考えられる。

また前章の実験では 0° 方向（柱強軸方向）にのみ載荷しているが、地震応答時には全方向に対して水平力が作用するため、H 型鋼柱を使っている本システムにおいては方向性の影響が出てくる。2 方向曲げに対する柱脚挙動に関しては、角形鋼管による露出柱脚に関する研究が進んでいる^{5.1~5.3)}。しかしながら H 型鋼柱を対象とした柱脚に関して 2 方向曲げに言及した研究は見あたらない。特に本論で提案した SC 柱脚の場合には、90° 方向（柱弱軸方向）に水平力が作用すると柱の回転中心は両フランジ端部の 2 点となるため、0° 方向載荷では見られなかった局部変形の進行が考えられる。また 45° 方向など柱強軸、弱軸両方向に同時に水平力が作用した場合には、回転中心は片側の柱フランジ端部になり局所変形が進展することは十分にありうる。

本章ではこれら 2 点の問題を解決するために、耐力を補強しつつ 2 軸に対応した SC 柱脚の開発をめざす。

5.1.2 設計条件

図 5.1 に本章で検討する 2 軸曲げ対応の SC 柱脚案を示す。柱と基礎梁の間に柱補強部材と補強部材を設ける。また柱と柱補強部材は溶込み溶接で一体化させている。基礎梁の PC 留めと柱下端（柱補強部材上端）を、初期張力を与えた PC 鋼棒で緊結する。離間箇所は図に示す 2 カ所（離間箇所 A、離間箇所 B）であり、それぞれが直交方向

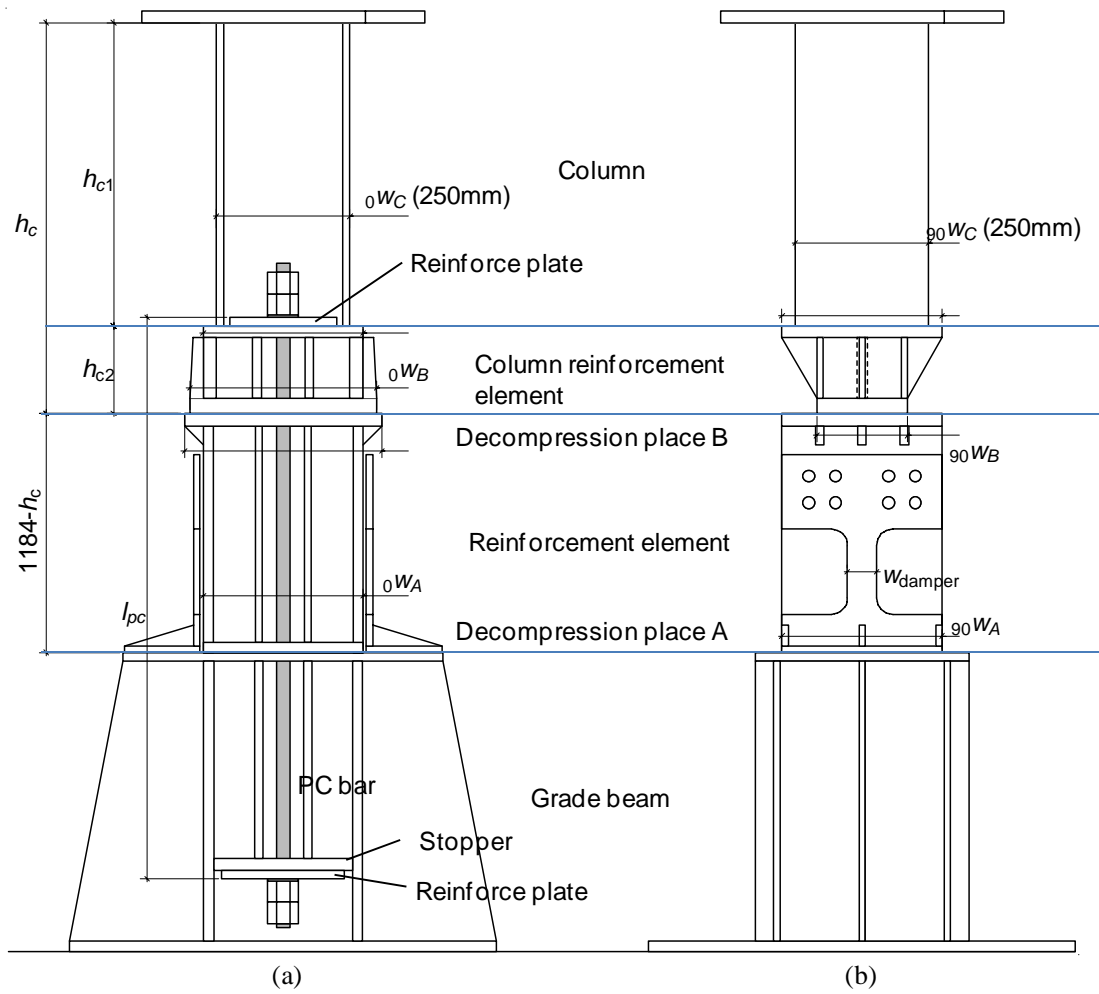


Fig. 5.1 SC column base for bi-axial loading:
 (a) 0 degrees direction (column strong axis); (b) 90 degrees direction (column weak axis)

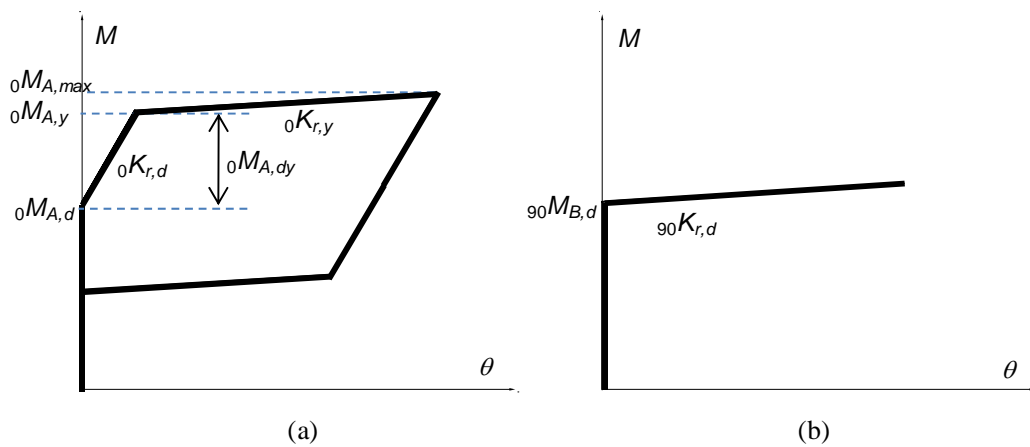


Fig. 5.2 SC column base behavior: (a) 0 degrees direction; (b) 90 degrees direction

に離間する 2 軸対応型の SC 柱脚を検討する。本柱脚は 0° 方向に対しては所定のモーメント (図 5.2 (a)) を付与し、 90° 方向に対しては離間部分 (離間箇所 B) がピン接合に近い挙動 (図 5.2 (b)) になることを基本とする。

0° 方向では離間箇所 A だけを離間させるため、 0° 方向のモーメントは離間箇所 A のモーメントと同義である。同じく 90° 方向に対しては離間箇所 B のみが離間し、 90° 方向のモーメントは離間箇所 B のモーメントと等しくなる。なお 45° 方向の水平力に対しては、離間箇所 A は 0° 方向、離間箇所 B は 90° 方向にそれぞれ離間変形することで、それぞれの箇所がそれぞれの方向に対して水平力を受け持つと想定している。

この柱脚を成立させる条件及び補強に関する条件は以下の通りである。なお柱強軸方向の全塑性モーメントを M_{cp} としている。

(a) 0° 方向載荷

- (a.1) 離間箇所 A での離間モーメントを $0.55M_{cp} \sim 0.65M_{cp}$ とする。
- (a.2) ダンパー降伏モーメントを $0.25M_{cp} \sim 0.35M_{cp}$ とする。
- (a.3) ダンパーが降伏した後、PC 鋼棒が塑性化するまで離間箇所は常に A である。
- (a.4) PC 鋼棒が降伏するときの柱脚回転角 (許容値) を 0.02rad 以上とする。
- (a.5) 最大モーメント (PC 鋼棒の塑性化時) に柱底部が全塑性モーメントに至らない。

(b) 90° 方向載荷

離間箇所 A の離間モーメントが離間箇所 B の離間モーメントよりも大きい。

(c) 各部材の設計

- (c.1) PC 鋼棒が降伏化しても、柱フランジの圧縮応力は降伏応力以下にとどまる。
- (c.2) PC 鋼棒の塑性時引張荷重は柱ベースプレートの崩壊荷重以下にとどまる。

5.2 2 軸対応 SC 柱脚の保有耐力と剛性

5.2.1 0° 方向の保有耐力

(a) 離間箇所 A の離間モーメント

0° 方向の離間モーメント ${}_0M_{A,d}$ は図 4.6 と (4.29) 式のように回転中心での離間時のモーメント釣合いを考えると、(5.1) 式で与えられる。

$$\begin{aligned}
 {}_0M_{A,d} &= N_c \frac{{}_0W_A}{2} + n_{pc} N_{pc,ini} \frac{{}_0W_A}{2} \\
 &= (N_c + n_{pc} N_{pc,ini}) \frac{{}_0W_A}{2} \\
 &= (N_c + n_{pc} \frac{\pi R_{pc}^2}{4} \alpha_{pc} \sigma_{pc,y}) \frac{{}_0W_A}{2}
 \end{aligned} \tag{5.1}$$

ここで、 N_c : 柱鉛直力 (=215kN)
 n_{pc} : PC 鋼棒本数 (=2 本)
 $N_{pc,ini}$: PC 鋼棒の初期張力
 R_{pc} : PC 鋼棒の径
 α_{pc} : PC 鋼棒の初期張力比
 $\sigma_{pc,y}$: PC 鋼棒の降伏応力 (=1200N/mm²)

定数値を (5.1) 式に代入すると (5.2) 式となる.

$${}_0M_{A,d} = (215 + 0.6 \times 10^6 \pi R_{pc}^2 \alpha_{pc}) \frac{{}_0W_A}{2} \quad (5.2)$$

ここで $215 + 0.6 \times 10^6 \pi R_{pc}^2 \alpha_{pc} = N_{ini}$ と置くと, (5.2) 式は (5.3) 式となる.

$${}_0M_{A,d} = N_{ini} \frac{{}_0W_A}{2} \quad (5.3)$$

ただし $N_{ini} \geq 215$

(b) 離間箇所 B の離間モーメント

離間箇所 B での離間モーメント ${}_0M_{B,d}$ は (5.1) 式と同様に回転中心での離間時のモーメント釣合いを考えると, (5.4) 式で与えられる.

$${}_0M_{B,d} = N_{ini} \frac{{}_0W_B}{2} \quad (5.4)$$

(c) 離間箇所 A のダンパー降伏モーメント

0° 方向のダンパー降伏モーメント ${}_0M_{A,dy}$ は図 4.9 に示すように回転中心からダンパーまでの距離によるモーメントを計算することで, (5.5) 式で与えられる.

$${}_0M_{A,dy} = A_{damper} \sigma_{damper,y} {}_0W_A \quad (5.5)$$

定数値を (5.5) 式に代入すると (5.6) 式となる

$${}_0M_{A,dy} = 0.280 \times 10^6 A_{damper,y} {}_0W_A \quad (5.6)$$

(d) 離間箇所 A の最大モーメント

ダンパー降伏後のダンパーの耐力上昇を考慮する係数を β_1 として, 最大モーメントは離間モーメントとダンパー降伏モーメント, そしてダンパーの耐力上昇によるモーメントの増分を足し合わせた (5.7) 式で与えられる.

$${}_0M_{A,max} = {}_0M_{A,d} + {}_0M_{A,dy} \beta_1 = N_{ini} \frac{{}_0W_A}{2} + 0.280 \times 10^6 A_{damper,y} {}_0W_A \beta_1 \quad (5.7)$$

5.2.2 90° 方向の保有耐力

(a) 離間箇所 A の離間モーメント

90° 軸方向の離間モーメント ${}_{90}M_{A,d}$ は (5.4) 式と同じく回転中心での離間時のモーメント釣合いを考えると, (5.8) 式で与えられる.

$${}_{90}M_{A,d} = N_{ini} \frac{{}_{90}W_A}{2} \quad (5.8)$$

(b) 離間箇所 B の離間モーメント

90° 方向の離間モーメント ${}_{90}M_{B,d}$ も (5.8) 式と同様に考えると, (5.9) 式で与えられる.

$${}_{90}M_{B,d} = N_{ini} \frac{{}_{90}W_B}{2} \quad (5.9)$$

5.2.3 0° 方向の剛性

(a) 離間後剛性

離間後剛性は PC 鋼棒の伸び剛性によって生じる回転剛性とダンパーの伸び剛性によって生じる回転剛性の並列結合で求められる. PC 鋼棒の伸び剛性 K_{epc} とダンパーの伸び剛性 $K_{edamper}$ はそれぞれ次式で与えられる.

$$K_{epc} = \frac{A_{pc}E}{l_{pc}} \quad (5.10)$$

$$K_{edamper} = \frac{A_{damper}E}{l_{damper}} \quad (5.11)$$

伸び剛性を柱脚での回転剛性に置換すると, PC 鋼棒とダンパーそれぞれの回転剛性は次式で与えられる.

$${}_0K_{r,d} = {}_0W_A^2 K_{edamper} + \left(\frac{{}_0W_A}{2} \right)^2 K_{epc} \quad (5.12)$$

(b) ダンパー降伏後剛性

ダンパーが降伏した後の剛性は PC 鋼棒の伸び剛性によって生じる回転剛性と降伏したダンパーの伸び剛性によって生じる回転剛性の並列結合で求められる. ここで, ダンパーが降伏した後の伸び剛性を表す指標として, ダンパーの歪硬化係数 β_2 を設定すると, ダンパー降伏後剛性は次式で与えられる.

$${}_0K_{r,y} = \left(\frac{{}_0W_A}{2} \right)^2 K_{epc} + {}_0W_A^2 K_{edamper} \beta_2 \quad (5.13)$$

5.2.4 2 軸対応 SC 柱脚の要求性能と保有性能

0° 方向の耐力には, 数値解析結果から求めた以下の条件を付与する.

$$0.55M_{c,p} \leq {}_0M_{A,d} \leq 0.65M_{c,p} \quad (5.14)$$

$$0.25M_{c,p} \leq {}_0M_{A,dy} \leq 0.35M_{c,p} \quad (5.15)$$

上記をそれぞれ ${}_0w_A$ に関してまとめると (5.14) 式, (5.15) 式は以下の式で表される.

$$\frac{246.4}{N_{ini}} \leq {}_0w_A \leq \frac{291.2}{N_{ini}} \quad (5.16)$$

$$\frac{2.0 \times 10^{-4}}{A_{damper}} \leq {}_0w_A \leq \frac{2.8 \times 10^{-4}}{A_{damper}} \quad (5.17)$$

5.3 2軸対応 SC 柱脚を成立させる条件

0° 方向, 90° 方向それぞれに水平力が作用したときに, 想定箇所での離間が生じるための条件は以下の2通りである.

条件 I 0° 方向荷重において, 離間箇所 A が常に離間する. つまり, 離間箇所 A が最大モーメントに至ったときに, 離間箇所 B に作用するモーメントは離間箇所 B の離間モーメントより小さくなければならない.

条件 II 90° 方向荷重において, 離間箇所 B が常に離間する. つまり, 離間箇所 B が離間モーメントに至ったときに, 離間箇所 A に作用するモーメントは離間箇所 A の離間モーメントより小さくなければならない.

基礎梁フランジ上面から柱の反曲点までの高さを $1.184+h$ (h は階高の半分の高さから反曲点までの距離, 図 5.3 (a)) として, 図 5.3 (b) に示すようにモーメント分布を三角形分布とすると, 離間箇所 A と離間箇所 B のモーメント ${}_0M_A$ と ${}_0M_B$ の関係は次式で与えられる.

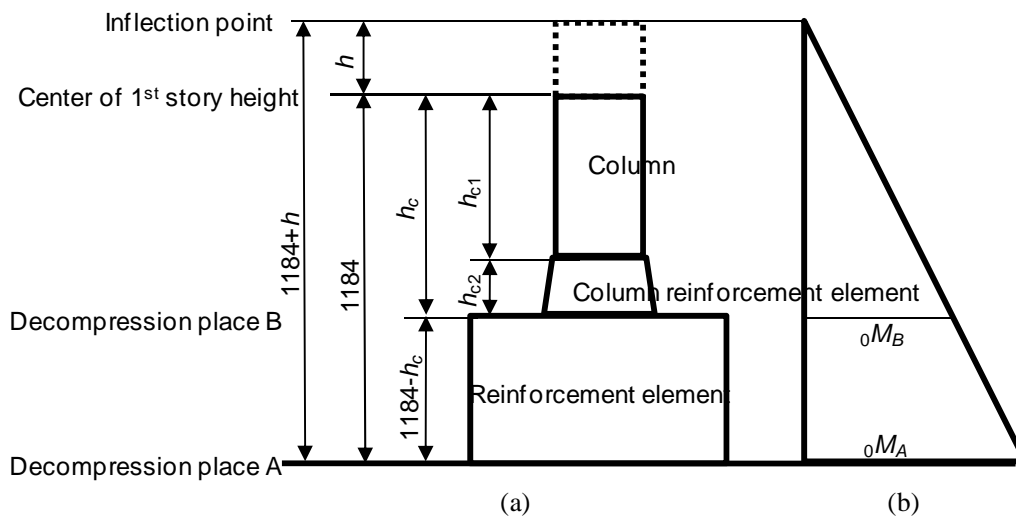


Fig. 5.3 Moment diagram for column base: (a) Specimen; (b) Moment diagram

$${}_0M_B = \frac{h_c + h}{1.184 + h} {}_0M_A \quad (5.18)$$

$$0.000 \leq h \leq 1.184 \quad (5.19)$$

また離間条件以外に、以下の条件を設ける。

条件Ⅲ：0° 方向載荷において、柱脚回転角 0.02rad まで PC 鋼棒は弾性に留まる。

条件Ⅳ：0° 方向載荷において、柱脚回転角 0.02rad まで、柱端部は全塑性モーメントに達しない。

5.3.1 条件Ⅰ

条件Ⅰは次式で与えられる。ここで ${}_0M_{B,Amax}$ は 0° 方向に離間箇所 A が最大モーメントに至ったときに、離間箇所 B に作用するモーメントである。

$${}_0M_{B,Amax} \leq {}_0M_{B,d} \quad (5.20)$$

${}_0M_{B,Amax}$ に対して (5.18) 式を用いると、(5.20) 式は次式で与えられる。

$${}_0M_{B,Amax} = \frac{h_c + h}{1.184 + h} {}_0M_{Amax} = \frac{h_c + h}{1.184 + h} \left[N_{ini} \frac{{}_0W_A}{2} + 0.280 \times 10^6 A_{damper,y} {}_0W_A \beta_1 \right] \quad (5.21)$$

(5.20) 式、(5.21) 式から

$$\frac{h_c + h}{1.184 + h} \left[N_{ini} \frac{{}_0W_A}{2} + 0.280 \times 10^6 A_{damper,y} {}_0W_A \beta_1 \right] \leq N_{ini} \frac{{}_0W_B}{2} \quad (5.22)$$

5.3.2 条件Ⅱ

条件Ⅱは次式であたえられる。ここで ${}_{90}M_{A,Bd}$ は、90° 方向で離間箇所 B が離間モーメントに至ったときに離間箇所 A に作用するモーメント、 β_2 は離間条件に余裕を持たせるための安全係数である。

$$\beta_2 {}_{90}M_{A,Bd} \leq {}_{90}M_{A,d} \quad (5.23)$$

${}_{90}M_{A,Bd}$ は (5.18) 式を用いると次式で与えられる。

$${}_{90}M_{A,Bd} = \frac{1.184 + h}{h_c + h} {}_{90}M_{Bd} = \frac{1.184 + h}{h_c + h} \left[N_{ini} \frac{{}_{90}W_B}{2} \right] \quad (5.24)$$

(5.23) 式と (5.24) 式から、

$$\frac{1.184 + h}{h_c + h} \left[N_{ini} \frac{{}_{90}W_B}{2} \right] \beta_2 \leq N_{ini} \frac{{}_{90}W_A}{2} \quad (5.25)$$

5.3.3 条件Ⅲ

柱脚回転角はすべて離間後に生じるものとする。PC 鋼棒の塑性変形を降伏応力と弾

性係数から求める．降伏歪 $\varepsilon_{pc,y}$ は次式で求める．

$$\varepsilon_{pc,y} = \frac{\sigma_{pc,y}}{E} = 5.85 \times 10^{-3} \quad (5.26)$$

離間前には初期張力を導入しているため，離間後に PC 鋼棒が塑性化するまでの伸び変形量 $l_{pc,y}$ は次式で計算できる．また柱脚回転角 θ と PC 鋼棒の伸び変形 δ_{pc} の関係は (5.28) 式で与えられる．

$$l_{pc,y} = \varepsilon_{pc,y} l_{pc} (1 - \alpha_{pc}) = 5.85 \times 10^{-3} l_{pc} (1 - \alpha_{pc}) \quad (5.27)$$

$$\delta_{pc} \cong \frac{{}_0W_A}{2} \theta \quad (5.28)$$

よって，柱脚回転角 0.02rad 時の PC 鋼棒の伸び変形は $0.01{}_0W_A$ となる．(5.27) 式とあわせて，条件 3 を満たす数式は (5.29) 式で示される．

$$\begin{aligned} 0.01{}_0W_A &\leq 5.85 \times 10^{-3} l_{pc} (1 - \alpha_{pc}) \\ {}_0W_A &\leq 5.85 \times 10^{-1} l_{pc} (1 - \alpha_{pc}) \end{aligned} \quad (5.29)$$

5.3.4 条件IV

ダンパー降伏耐力と離間後剛性からダンパー降伏時の回転角 θ_y は次式で与えられる．

$$\theta_y = \frac{{}_0M_{A,dy}}{{}_0K_{r,d}} = \frac{0.280 \times 10^6 A_{damper,y} {}_0W_A}{{}_0W_A^2 K_{edamper} + \left(\frac{{}_0W_A}{2}\right)^2 K_{epc}} \quad (5.30)$$

0° 方向载荷で柱脚回転角 0.02rad 時の離間箇所 A におけるモーメント ${}_0M_{A,0.02rad}$ は次式で計算できる．

$$\begin{aligned} {}_0M_{A,0.02rad} &= {}_0M_{A,y} + {}_0K_{r,y} (0.02 - \theta_y) \\ &= N_{ini} \frac{{}_0W_A}{2} + 0.280 \times 10^6 A_{damper,y} {}_0W_A + \left[\left(\frac{{}_0W_A}{2}\right)^2 K_{epc} + {}_0W_A^2 K_{edamper} \beta_2 \right] \left[0.02 - \frac{0.280 \times 10^6 A_{damper,y} {}_0W_A}{{}_0W_A^2 K_{edamper} + \left(\frac{{}_0W_A}{2}\right)^2 K_{epc}} \right] \end{aligned} \quad (5.31)$$

このとき柱部材端部に作用するモーメント ${}_0M_{Cb,0.02rad}$ は次式で与えられる．

$${}_0M_{Cb,0.02rad} = \frac{h + h_{c1}}{1184 + h} {}_0M_{A,0.02rad} \quad (5.32)$$

また条件IVから，次式が導かれる．

$${}_0M_{Cb,0.02rad} \leq M_{c,p} \quad (5.33)$$

(5.31) ~ (5.33) 式から, (5.34) 式が条件IVを満たす条件となる.

$$M_{c,p} \geq \frac{h+h_{c1}}{1184+h} {}_0M_{A,0.02rad}$$

$$= \frac{h+h_{c1}}{1184+h} \left\{ N_{ini} \frac{{}_0W_A}{2} + 0.280 \times 10^6 A_{damper,y} {}_0W_A + \left[\left(\frac{{}_0W_A}{2} \right)^2 K_{epc} + {}_0W_A^2 K_{edamper} \beta_2 \right] \left[0.02 - \frac{0.280 \times 10^6 A_{damper,y} {}_0W_A}{{}_0W_A^2 K_{edamper} + \left(\frac{{}_0W_A}{2} \right)^2 K_{epc}} \right] \right\}$$

(5.34)

5.4 試験体の設計

以後, 次に示す変数は定数として扱う.

$$\beta_1 = 1.3, \quad \beta_2 = 1.1$$

5.4.1 0° 方向の離間条件 (条件 I) に対する設計

(a) 0° 方向の離間箇所 A の耐力

0° 方向の離間箇所 A での離間モーメントとダンパー降伏耐力をそれぞれ以下のよ
うに設定する.

$${}_0M_{A,d} = 0.55 {}_cM_p = 123.2 \quad (5.35)$$

$${}_0M_{A,dy} = 0.25 {}_cM_p = 56.0 \quad (5.36)$$

(5.3) 式, (5.6) 式を用いると上式は以下のようなになる.

$$N_{ini} \frac{{}_0W_A}{2} = 123.2 \quad (5.37)$$

$$280 \times 10^3 A_{damper} {}_0W_A = 56.0 \quad (5.38)$$

ここで ${}_0W_A$ を柱幅の 1.2 倍である 300mm とする N_{ini} と A_{damper} はそれぞれ (5.37) 式と
(5.38) 式から計算できる.

$$N_{ini} = 821.3 \text{ kN}$$

$$A_{damper} = 0.000667 \text{ m}^2$$

ここで, $N_{ini} = 821.3 \text{ kN}$ を満たす PC 鋼棒径と PC 鋼棒初期張力比を考える.

$$N_{ini} = 215 + 0.6 \times 10^6 \pi R_{pc}^2 \alpha_{pc} = 821.3$$

$$0.6 \times 10^6 R_{pc}^2 \alpha_{pc} = 193.1$$

PC 鋼棒径を 0.026m, 初期張力比を 0.48 とすると,

$$0.6 \times 10^6 R_{pc}^2 \alpha_{pc} = 194.7$$

このときの N_{ini} は

$$N_{ini} = 826.4 \text{ kN}$$

また 0° 方向の各耐力は以下で与えられる.

$${}_0M_{A,d} = 826.4 \times \frac{0.3}{2} = 124.0 \text{ kNm}$$

$${}_0M_{A,dy} = 55.4 \text{ kNm}$$

$${}_0M_{A,\max} = {}_0M_{A,d} + \beta_{10} M_{A,dy} = 124.0 + 1.3 \times 55.4 = 196.0 \text{ kNm}$$

(b) 0° 方向の離間箇所 B の耐力と離間条件

(a) で求めた PC 鋼棒とダンパー条件の各諸量を (5.22) 式に代入すると, 柱高さに関する条件式として (5.39) 式が得られる.

$$0.476 \times \frac{h_c + h}{1.184 + h} \leq {}_0w_B \quad (5.39)$$

ここで反曲点位置に関する関数 h を, 条件が最も厳しい柱柱頭側と仮定すると,

$h = 1.184 \text{ m}$ となるので (5.39) 式は (5.40) 式で表される.

$$0.201(h_c + 1.184) \leq {}_0w_B \quad (5.40)$$

ここで, ${}_0w_B$ は ${}_0w_A$ よりも構造上大きくなること, 柱脚として使用性を保つために可能な限りを ${}_0w_B$ 小さくすることを考慮して ${}_0w_B$ を 0.35 m とする. したがって (5.40) 式から (5.41) 式が導かれる.

$$h_c \leq 0.557 \quad (5.41)$$

以上の結果本設計では $h_c = 0.570 \text{ m}$ とした.

5.4.2 90° 方向の離間条件 (条件 II) に対する設計

(5.25) 式に 5.4.1 で定めた定数を代入すると, 離間箇所 B の幅 ${}_{90}w_B$ に関する条件式 (5.42) 式が得られる.

$$2.60 \times {}_{90}w_B \leq 1.754 \times {}_{90}w_A \quad (5.42)$$

補強部材は正方形断面であるとする, ${}_{90}w_A = 0.3 \text{ m}$ となるため,

$${}_{90}w_B \leq 0.202 \quad (5.43)$$

本設計では安全側に考えるとともに, PC 鋼棒の導入場所とそれにとまなうボルト孔と回転中心となるベースプレート側面の関係を考慮して, ${}_{90}w_B = 0.170 \text{ m}$ とした.

5.4.3 PC 鋼棒の長さ

(5.29) 式に前述の定数を代入すると (5.44) 式が得られる.

$$l_{pc} \geq 0.986 \quad (5.44)$$

PC 鋼棒の長さは次節の条件式と合わせて決定する.

5.4.4 柱の弾性条件と各部材の最大応力度

(5.34) 式を考えるとときにはダンパーと PC 鋼棒の伸び剛性が必要になる。ダンパーに関しては第 4 章で詳細な検討を行っているが、ここでは詳細検討結果ではなくダンパーエネルギー消費部分の伸び剛性を考慮した剛性を用いる。ダンパー伸び部分の長さは第 4 章のものと同一 0.1m とする。前述の定数を (5.34) 式に代入すると、(5.43) 式が得られる。この式に基づいて PC 鋼棒の長さ $l_{pc}=1\text{m}$ とした。

5.4.5 柱脚の保有せん断耐力と必要せん断耐力

4.1.7 と同じく、回転中心における摩擦抵抗のみを柱脚の保有せん断耐力として基本的には考える。

保有せん断耐力は、PC 鋼棒の初期張力と柱軸力、そして各離間箇所における部材間の静止摩擦係数によって与えられる。部材はすべて黒皮付き鋼板として、4.1.7 に引き続き静止摩擦係数 0.23 を用いる。PC 鋼棒初期張力は 5.4.1 から 826.4kN、柱軸力は 215kN であるので、保有せん断耐力は $(826.4+215) \times 0.23=239.5\text{kN}$ となる。なおこの値は両離間箇所に適用できる。

一方で必要せん断耐力は、 0° 方向載荷における離間箇所 A が最大であり、これを検討する。4.1.7 から、 0° 方向載荷での離間箇所 A に作用するせん断力は $196.1/1.184=165.6\text{kN}$ となる。

以上から、2 軸 SC 柱脚試験体は必要せん断耐力を有していることがわかった。

以上の設計によって決定した 2 軸 SC 柱脚試験体を図 5.4 に示す。

5.5 実験概要

本実験では前節までに設計した 2 軸対応 SC 柱脚試験体に対して、その基本的な履歴特性を確認するために、まず 0° 方向で載荷して SC 柱脚の補強効果を検証した後、 90° 方向で載荷してその履歴特性を検証する。そして 45° 方向載荷によって本試験体の 2 軸対応能力を検証する。以上 3 載荷後に再び 0° 方向と 90° 方向の載荷を行い、本機構の多数回変形に対する有効性を検討した。表 5.1 に実験時の載荷条件とそれに対する載荷名称、そして載荷順番の一覧を示す。名称の数字はそれぞれ載荷方向 (0, 90, 45) とその載荷方向の載荷回数 (-0, -1, -2) を示している。なお S0-0 はダンパーがない試験体である。試験体は、最初の載荷である S0-1 から最後の載荷の S90-2 までダンパー以外はすべて同じものを使用した。PC 鋼棒に関しては、各条件での載荷開

始前に初期張力を調整した．また荷荷は 4 章と同じ実験装置を用いた．

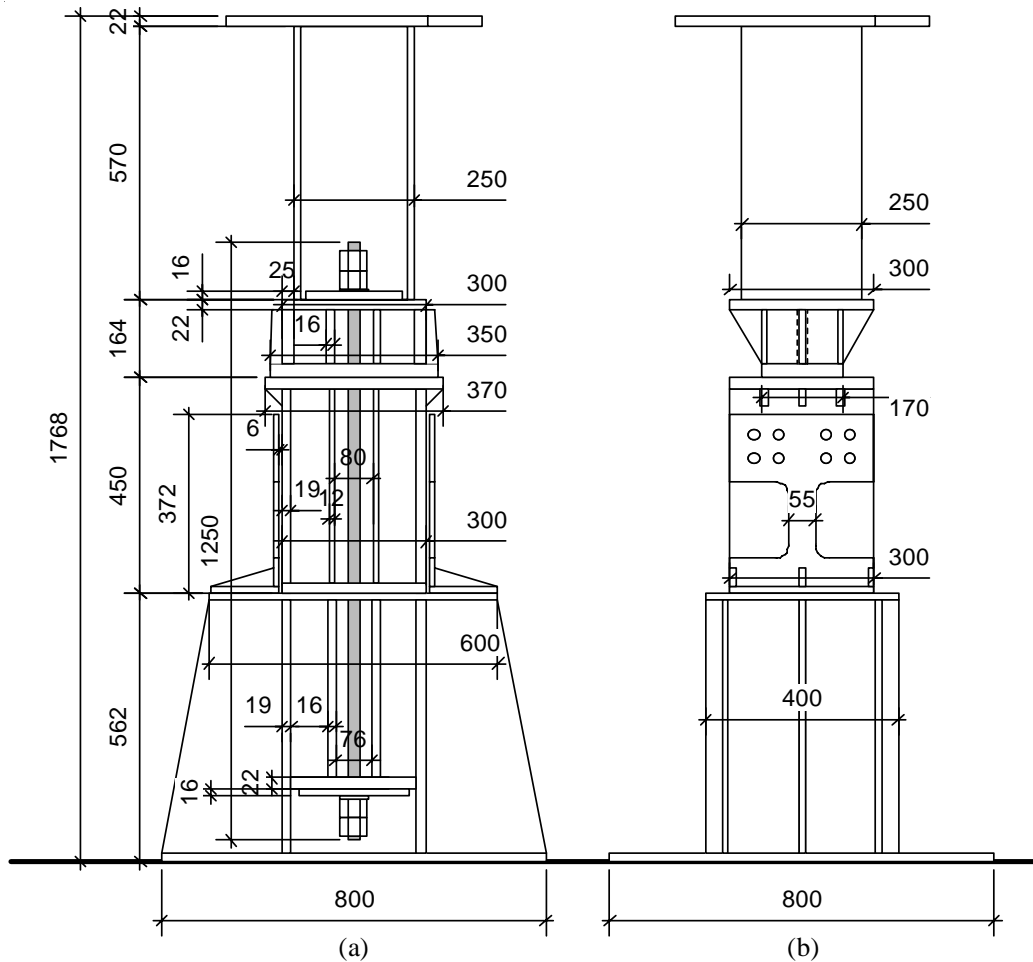


Fig. 5.4 SC column base designed for bi-axial loading:
 (a) 0 degrees direction (column strong axis); (b) 90 degrees direction (column weak axis)

計測は変位計と歪ゲージを用いる．図 5.4 に各計測機器の場所を示す．変位計では離間箇所 A と B の離間変形を 0° 方向と 90° 方向の両方に対して測定する．離間箇所 A に対しては，試験装置土台（不動点）から補強部材底までの距離を測定して両方向離間回転角を算出する．離間箇所 B に対しては試験体外にフレームを組み柱補強部材底と補強部材上端をそれぞれ測定することで離間回転角を算出する．歪ゲージは柱フランジに 12 点，補強部材に 4 点，基礎梁に 8 点の計 24 点に貼付けて，各部材の塑性化を判定した．PC 鋼棒は 1 本あたり 4 点の歪ゲージを貼付けて張力を管理する．ダンパーには 1 体当たり 6 点の歪ゲージを用いて，ダンパーの塑性化を判定した．

荷荷振幅は各方向に対して，基礎梁上端から柱頂部までを基準とした部材回転角で制御する．部材回転角にして $1/400\text{rad}$ ， $1/200\text{rad}$ ， $1/100\text{rad}$ ， $1/66\text{rad}$ ， $1/50\text{rad}$ ， $1/33\text{rad}$ をそれぞれ 2 サイクルずつ荷荷した．荷荷時にはまず第 4 章での実験と同じ柱軸力 215kN を鉛直力で導入し，その後所定の PC 鋼棒初期張力を導入した上で，変位制御

によって各目標水平変形まで載荷した。

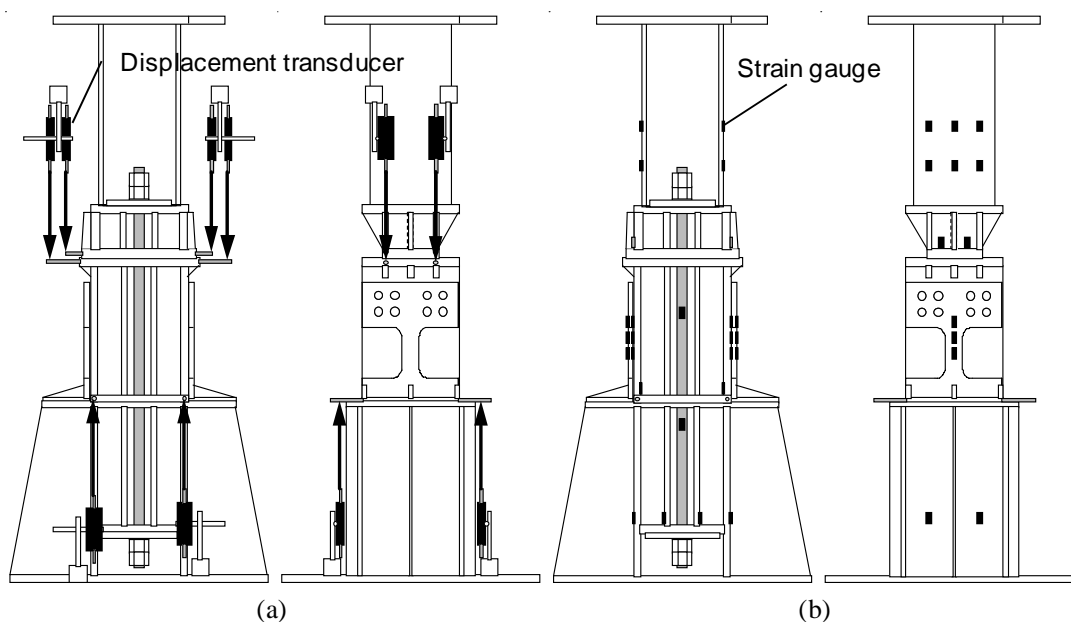


Fig. 5.5 Measurement: (a) Displacement transducers; (b) Strain gauges

Table 5.1 Loading pattern

Loading turn	1	2	3	4	5	6
Loading name	S0-0	S0-1	S90-1	S45	S0-2	S90-2
Loading direction (Degrees)	0	0	90	45	0	90

5.6 実験結果

実験結果を部材回転角，離間箇所 A での柱脚回転角，離間箇所 B での柱脚回転角の 3 種類の横軸で表す。一方縦軸は，常に離間箇所 A での各方向に対する柱脚モーメントを参照する。なお離間箇所 A と B の柱脚回転角は，それぞれ対象箇所から柱頭までの高さが異なる（A からは 1184mm，B からは 734mm）ため，それぞれの柱脚回転角の足し合わせが部材回転角と等しくなるわけではない。部材回転角と 2 つの柱脚回転角の関係を求める場合には，それぞれの回転角に起因する柱頭での水平変形を比較対象として利用できる。ただし本考察は各部位の挙動を単純にとらえることを主眼とするので，部材回転角とそれぞれの柱脚回転角を指標として用いる。

5.6.1 0° 方向載荷 (S0-0, S0-1)

図 5.6 に 0° 方向載荷でダンパーがない試験体 S0-0 の実験結果を示す。この試験体では弾性挙動を確認することを目的としたので，可能な限り回転中心などの局所的な

塑性化を回避するために載荷を 0.02rad までに限定している。ダンパーがないためエネルギー消費は見られず、各回転角関係において弾性挙動を示している。 0° 方向載荷であるため、理想的には離間箇所 A でのみ回転が進行し、離間箇所 B では回転は生じない。しかしながら実験では離間箇所 A と B の両方で変形が進んでいる。部材回転角 0.02rad 載荷時における離間箇所 A の柱脚回転角は 0.12rad 程度であり、想定している柱脚回転角（部材回転角=離間箇所 A の柱脚回転角）の 60%しか変形していない。残りの柱脚回転角 0.08rad は、離間箇所 B での離間による起因する柱脚回転角と、柱部材と柱補強部材と補強部材の曲げ変形とせん断変形に起因する部材回転角である。なお離間箇所 A では離間モーメントまでは回転が生じずその後回転角が増大しているのに対して、離間箇所 B では載荷直後から変形が生じている。

図 5.7 (a) に実験開始前の写真が示すように離間箇所 B の接触面である柱補強部材端部と補強部材上にわずかな隙間が空いている。これは両部材作成時の溶接によって母材に生じる若干のたわみ、また鋼材本来のたわみが原因である。これが離間箇所 B に変形を引き起こした。この現象の改善のために、後続載荷では隙間部分に極薄鋼板を挟み込んで埋めるようにした。

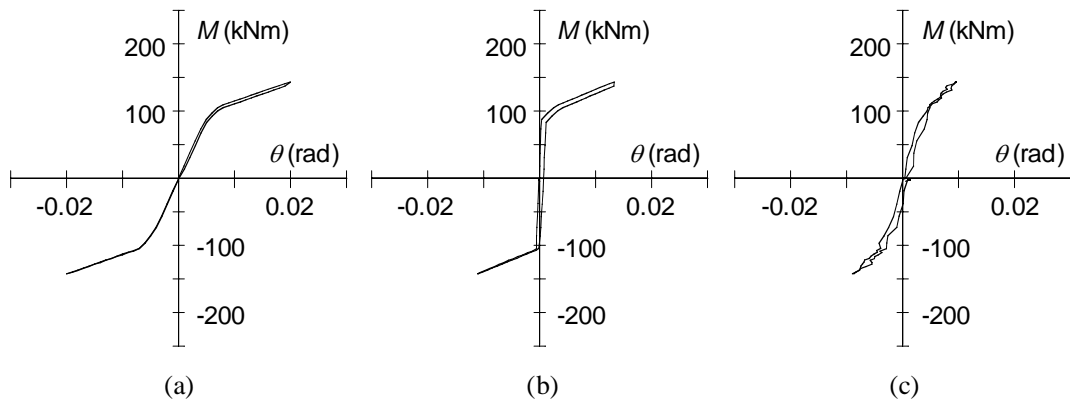


Fig. 5.6 Test results without damper for first 0 degrees loading (S0-0):
 (a) Rotational angle; (b) Rotation at section A; (c) Rotation at section B

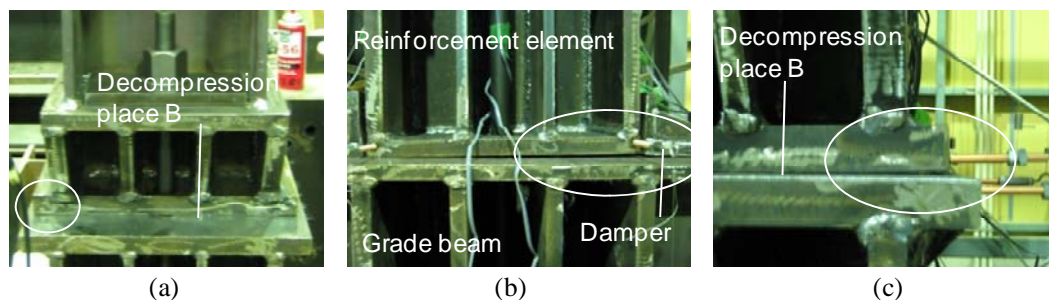


Fig. 5.7 Photos for 0 degree loading: (a) Before loading; (b) 0.03rad loading; (c) After loading

図 5.8 に 0° 方向荷重でダンパーを付けた試験体 S0-1 の実験結果を示す。部材回転角結果、離間箇所 A での回転角結果とともに、ダンパーの塑性化によるエネルギー消費が見られる。しかし部材回転角 0.02rad 荷重時にもほとんどエネルギー消費されおらず、部材回転角 0.03rad 荷重時に明確なフラッグ形状を描いている。これはダンパー脚部と基礎梁を留めるボルト接合となるダンパー側板が面外変形しており、そのためにダンパー部分の伸びが想定よりも小さくなっているためである (図 5.7 (b))。ダンパー塑性化はダンパーに貼付けた歪ゲージから、想定通りくびれ部分 (ダンパー部分) が塑性化していることを確認している。図 5.8 (c) から離間箇所 B での回転角は、隙間に極薄鋼板を詰め込んだ効果によって S0-0 と比べると低減している。しかしながら離間箇所 A での柱脚回転角は想定している回転角 (荷重した時の部材回転角) の約 50%に減少している。これは S0-0 と同じ理由であるが、離間箇所 B の柱脚回転角が S0-0 よりも減少していることを考えると、他部材の曲げ変形とせん断変形が主な原因である。離間箇所 B でも一度履歴ループを描いているが、これは離間箇所 B の回転中心付近での局部変形によるエネルギー消費による。実験後の離間箇所 B の観察からも、離間箇所の回転中心となるプレート端部が局部的に反っている (図 5.7 (c))。しかしながら各部材に貼付けている歪ゲージの値から判定したところ、柱、基礎梁、PC 鋼棒は弾性に留まっていた。なお、他の実験条件においても柱、基礎梁、PC 鋼棒は弾性に留まっていた。その他の補強部材と柱補強部材に対する局部的な損傷は補修せずに後続の実験を進めた。

以上 0° 方向荷重に関しては、局所的な塑性化や変形による離間箇所 B の変形によって、離間箇所 A の正味の変形量が減少したが、離間箇所 A の履歴形状は想定と類似したものとなった。この耐力と剛性に対する考察は後述する。

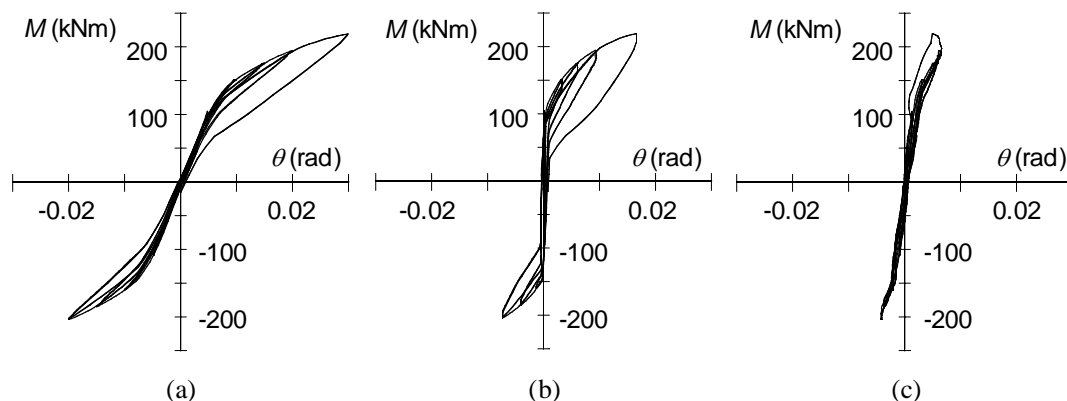


Fig. 5.8 Test results with damper for first 0 degree loading (S0-1):
 (a) Rotational angle; (b) Rotation at section A; (c) Rotation at section B

5.6.2 90° 方向載荷 (S90-1)

90° 方向載荷の試験体 S90-1 の実験結果を図 5.9 に示す。90° 方向載荷ではダンパーを含む全部材は弾性に留まるため履歴ループをほとんど描いていない。離間箇所 B の回転角に関する履歴挙動では、想定している挙動に対して離間前に変形が進んでいる。ただし離間による挙動の変化は明確であり、剛性が離間後には激減している。

想定上では変形が生じない離間箇所 A でも変形が生じたため、部材回転角 0.03rad において、離間箇所 A の回転角は 0.008rad に至っている。この変形の原因は離間箇所 A の 90° 方向に対する回転中心部接触面（基礎梁上面と補強部材底面）のわずかな隙間と、補強部材底面の曲げ変形に起因する。

離間箇所 B の回転角は、想定回転角 0.030rad 時では 0.025rad と 17%減少している。これは S0-0, S0-1 と同様に、離間箇所 A での柱脚回転角、各部材の曲げ変形とせん断変形が原因である。S0-0, S0-1 の結果と比較すると、S90-1 に関しては、剛性は変形開始直後から想定剛性に比べて小さいが、所定の離間箇所に変形を集中させることが可能であった。剛性に関しては、ピン柱脚を指向していたことを考慮すると、想定とは異なる結果ではあるが致命的な問題ではない。

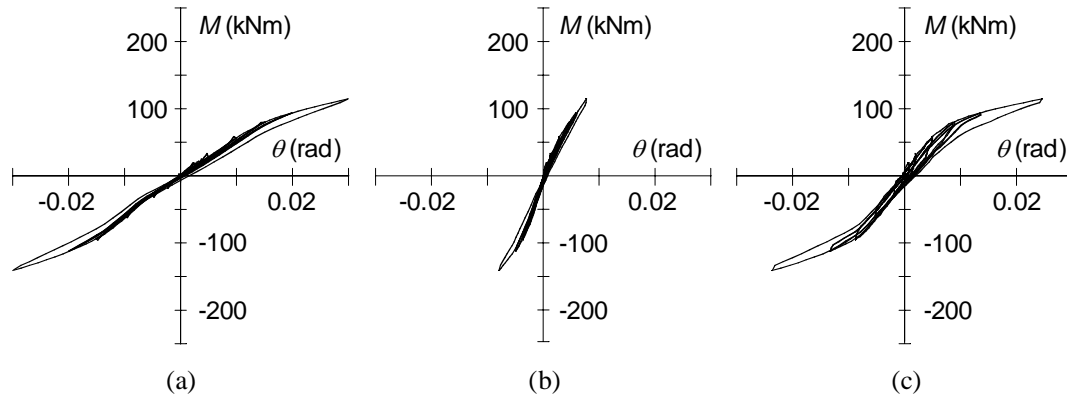


Fig. 5.9 Test results with damper for first 90 degrees loading (S90-1):
 (a) Rotational angle; (b) Rotation at section A; (c) Rotation at section B

5.6.3 45° 方向載荷 (S45)

図 5.10 に 45° 方向載荷試験体 S45 の結果を示す. (a), (b) からダンパーによるエネルギー消費が離間箇所 A の 0° 方向変形において生じている. (e) は離間箇所 B の 90° 方向変形であり, ピンを想定しているものの繰返し載荷によって剛性が劣化して変形量が増大している. これは 45° 方向載荷によって補強部材端部が局所変形を起こし, それが原因で後続サイクルでの回転中心が想定している部位よりも部材内側に移動したために剛性と耐力がともに減少したためである. 回転中心の局所変形に関しては離間箇所 A でも観察されており, その結果繰返し載荷による劣化傾向は (b) でも見られ, 0.03rad 載荷において 2 サイクル目ではスリップ形状に近い劣化挙動を示している. (c), (d) では 0°, 90° 両載荷と同様に想定では剛接合であるものの, 部材回転角 0.03rad 時には約 0.005rad の柱脚回転角がそれぞれ生じている. しかし 0°, 90° 両載荷と異なり, 若干のエネルギー消費が見られる. これは前述の局所変形によるエネルギー消費である.

以上 45° 方向載荷試験体 S45 では, S0-0, S0-1, S90-1 に見られたように, 5.1.2 で示した各方向変形に対して想定した離間箇所とは異なる離間箇所においても変形が生じている. また S45 では, その他の載荷よりも各部位の回転中心での局所変形が顕著に見られ, その局所変形に起因する履歴挙動の変化 (劣化) が生じている. これらの結果から, 45° 方向の水平力に対して本機構は十分に機能しておらず, 機構の大幅な改善が必要となった.

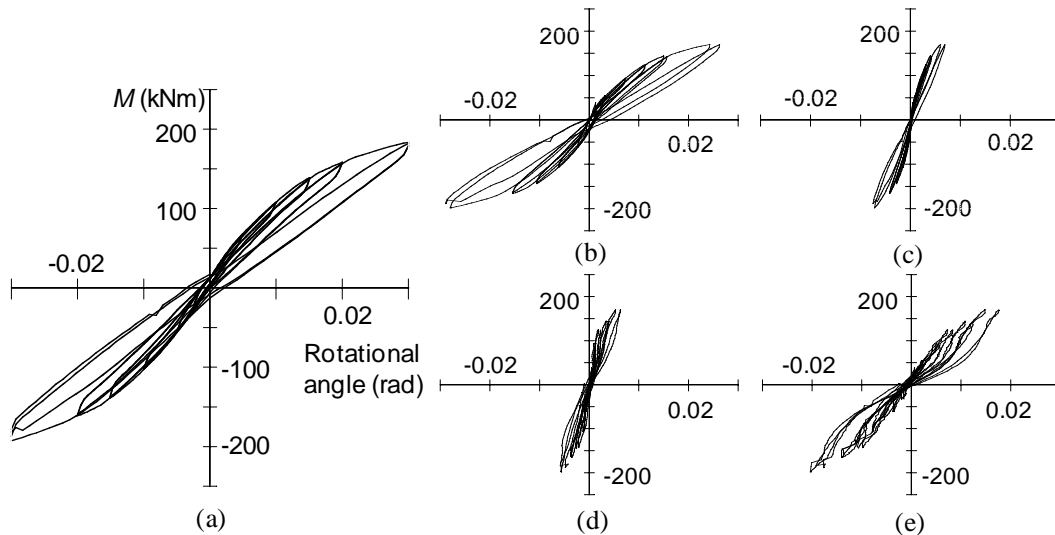


Fig. 5.10 Test results for 45 degrees loading (S45): (a) Rotational angle; (b) Decompression section A for 0 degrees rotation; (c) Decompression section A for 90 degrees rotation; (d) Decompression section B for 0 degrees rotation; (e) Decompression section B for 90 degrees rotation

5.6.4 2回目の载荷 (S0-2, S90-2)

(a) 0° 方向载荷 (S0-2)

45° 方向载荷の後、部材の局所変形等の補修を行わずにダンパーだけを取り替えて再度 0° 方向に载荷した。なお 1 回目载荷ではダンパー脚部が面外変形したため、面外変形が生じた脚部のボルト張力を増やして面外変形を抑止した。図 5.11 に結果を示す。図 5.11 (b) に示す離間箇所 A での柱脚回転角について、部材回転角 0.02rad 未満の変形では S0-1 と比べて履歴挙動はほぼ等しい。部材回転角 0.02rad 以降のサイクルにおいて柱脚回転角が負側に約 0.005rad ドリフトしている。これは図 5.4 (a) に示した離間箇所 A の柱脚回転角の計測箇所周辺が 45° 方向载荷時に局所的に変形しており、それによって回転中心が移動したのが原因である。

図 5.11 (a) の部材回転角による結果で考察すると、S0-1 と比べてフラッグ型の履歴特性は変わらず、繰返し载荷に対しても耐力と剛性の劣化も見られない。ただし 0.03rad 载荷時にダンパーと補強部材を接合しているボルトにすべりが生じたため、部材回転角 0.02rad 以降ではすべりによる耐力の増減が見られる。

(b) 90° 方向载荷 (S90-2)

図 5.12 に 90° 方向载荷 2 回目の実験結果を示す。S90-1 と同じ挙動を示しており、前述の局所変形などの影響が非常に小さい。つまり 90° 方向载荷に対して高い再現性

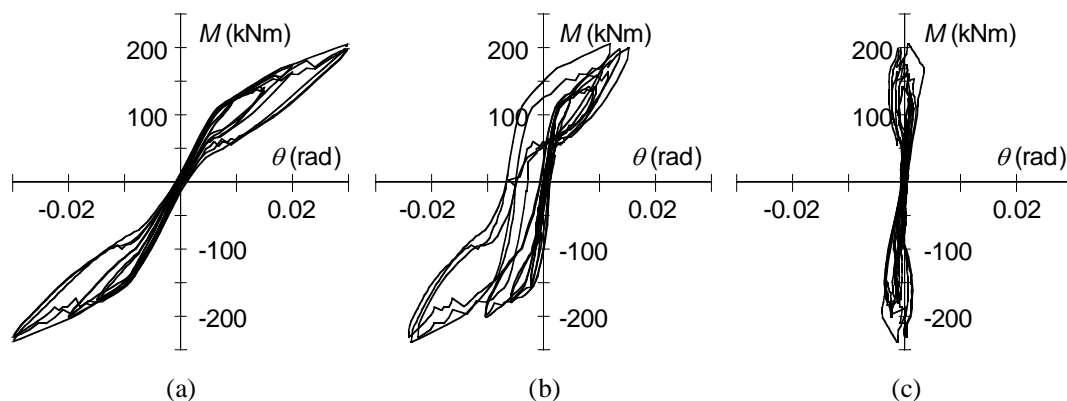


Fig. 5.11 Test results with damper for second 0 degrees loading (S0-2):
 (a) Rotational angle; (b) Rotation at section A; (c) Rotation at section B

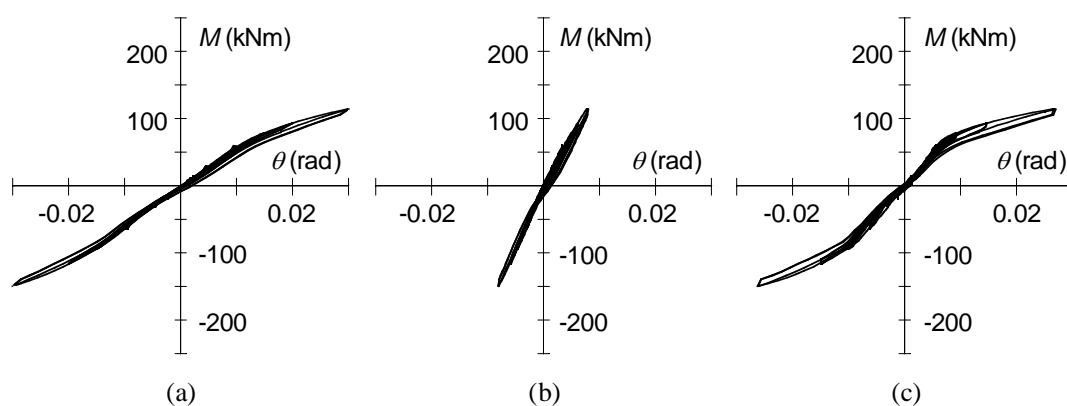


Fig. 5.12 Test results with damper for second 90 degrees loading (S90-2):
 (a) Rotational angle; (b) Rotation at section A; (c) Rotation at section B

を本機構は有している。

このように本機構は、 0° 方向と 90° 方向の载荷に対して高い再現性を有している。
 45° 方向に関しては 2 度目の载荷を実施していないが、局所変形の影響を受けて S45
 結果よりも劣化した履歴挙動を描くものと推測される。

5.7 耐力と剛性の評価

耐力と剛性を、 0° 方向と 90° 方向、離間箇所 A と B をそれぞれ分離して考察する。
 各载荷方向試験体に対して以下の 3 種類の耐力を評価する。

5.7.1 耐力評価

(a) 0° 方向载荷の離間耐力 ${}_0M_{A,d}$ 算定

5.4.1 で計算した値 (124.0kNm) を用いる。

(b) 0° 方向载荷のダンパー降伏耐力 ${}_0M_{A,y}$ 算定

5.4.1 で計算した値を参照すれば、 ${}_0M_{A,y} = 124.0 + 55.4 = 179.4 \text{ kNm}$ となる。

(c) 90° 方向载荷の離間耐力 ${}_{90}M_{A,d}$ 算定

(5.24) 式から、 ${}_{90}M_{A,d} = 72.3 \text{ kNm}$ となる。

各耐力における計算値と実験値の比較を図 5.13 に示す。

離間耐力に関して、ダンパーがない S0-0 において誤差 22% で最も差が大きい。ダンパーがある試験体 S0-1、S0-2 ではダンパーがない試験体 S0-0 と比べて実験時の離間耐力が上昇している。これはダンパーがあることで離間部材と基礎梁の固定度が上がり、想定通りの離間が生じたためである。S0-1 と S0-2 では実験値はほとんど同じであり、多数回繰返し载荷に対しても耐力劣化が見られない。0 度方向载荷だけを経験

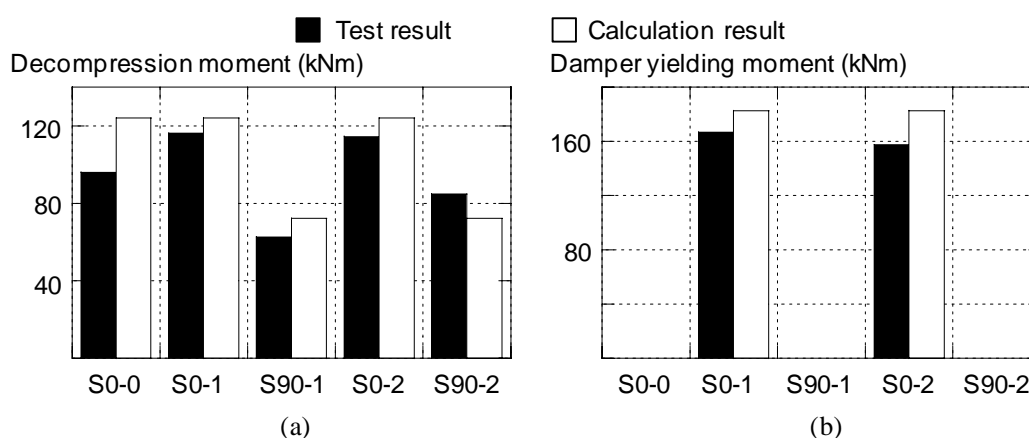


Fig. 5.13 Moment estimation: (a) Decompression moment; (b) Damper yielding moment

した後の载荷である S90-1 と、45 度方向を経験した後で試験体の局所的に塑性化が顕著な試験体を用いた S90-2 では誤差が 17% であり、0 度方向载荷と同程度の誤差で評価している。S90-2 では計算値よりも実験値が大きく評価されているが、これは回転中心部分の局所的な変形によって、回転中心から PC 鋼棒までの距離が変化したことが原因である。

ダンパー降伏耐力に関してみると、S0-1 で 9%、S0-2 で 13% の誤差で評価できている。S0-2 では S0-1 と比べて耐力が 5% 減少しているが、これは S0-2 载荷前の S90-1、S45 での局所変形の影響であると考えられる。

5.7.2 剛性評価

(a) 0° 方向载荷の K_1 算定

(5.12) 式を用いる。ただし、ダンパーの伸び剛性は第 4 章の (4.37) 式を用いる。また 4 章で示した PC 鋼棒を留めているストッパーと柱補強部材上面の面外変形によ

る剛性の低下も考慮する。面外変形を考慮するに当たって、(4.45) 式の低減率 α_{pc} は実験結果から 0.7 と設定した。その結果、 $K_1=21223\text{kNm/rad}$ である。

(b) 0° 方向载荷の K_2 算定

(5.13) 式と上記の剛性低減率を考慮して計算すると、 $K_2=4133\text{kNm/rad}$ である。

(c) 90° 方向载荷の K_2 算定

90 度方向载荷時の剛性は (5.13) 式を参照すると、次式で計算できる。

$$K_2 = {}_{90}K_{r,d} = \left(\frac{{}_{90}W_B}{2} \right)^2 K_{epc} \tag{5.43}$$

(a) で考慮した剛性の低減率等を考慮した計算の結果、 $K_2=2414\text{kNm/rad}$ である。

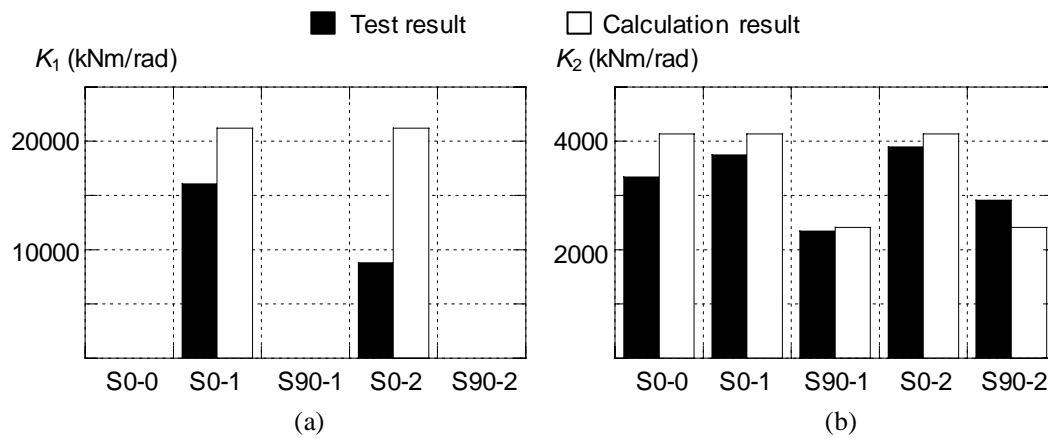


Fig. 5.14 Stiffness estimation: (a) K_1 ; (b) K_2

各剛性における計算値と実験値の比較を図 5.14 に示す。

K_1 に関しては、S0-1 では 30%，S0-2 では 60%と非常に大きな誤差が生じている。これはダンパーと基礎梁をボルト接合しているダンパー底板の面外変形が大きいこと、また回転中心が想定している部材角端部よりも内側になっている可能性があることが原因として考えられる。また 4 章の SC 柱脚におけるダンパーと比べてダンパーに作用する曲げモーメントが大きくなるため、引張剛性が小さくなったことも挙げられる。

K_2 に関しては 0° 方向载荷の S0-0 で誤差が最も大きく 20%となっているが、それ以外の試験体では、10%程度の誤差に収まっている。このように PC 鋼棒の剛性が支配的な K_2 に関しては非常に精度良く評価できるものの、ダンパーの剛性評価にはいまだ課題が残っている。

5.7.3 残留柱脚回転角

载荷終了後に水平力を除荷した時点での部材回転角を残留柱脚回転角として定義し、

図 5.15 に各試験体での残留柱脚回転角結果を示す。全試験体ともに部材回転角 0.03rad 載荷後の残留柱脚回転角は 0.0015rad であり、2 章で規定した許容残留変形と比べると $1/3$ 以下に収まっており、全方向に対して非常に高い原点回帰性を本柱脚は有している。S0-0, S0-1 ではほとんど残留柱脚回転角が生じていないが、その後の S0-2 では約 0.001rad と非常に小さいものの S0-1 の約 5 倍の残留柱脚回転角が生じている。これは S0-2 載荷の前に行った S45 もしくは S90-1 で生じた局所変形が原因である。

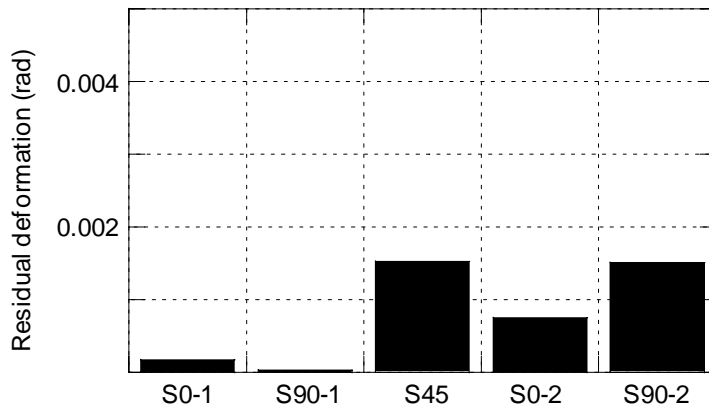


Fig. 5.15 Residual deformation after 0.03rad loading

5.8 まとめ

本章では第 4 章で開発、検討したセルフセンタリング柱脚の改良を目的として、耐力を補強しつつ 2 軸曲げに対応したセルフセンタリング柱脚の開発をめざした。性能確認実験及び性能評価から得られた本章の知見を以下に示す。

1. 提案した 2 軸 SC 柱脚は、柱補強部材と補強部材に局所的に塑性化が見られたものの、部材回転角 0.03rad まで柱、基礎梁、PC 鋼棒を弾性に留めることができた。鋼製ダンパーは想定通りに塑性化してエネルギーを消費した。
2. 0° 方向と 90° 方向に対する載荷実験の結果、各方向載荷に対して想定したフラッグ型もしくはピン型に近い履歴挙動が得られた。しかしながら想定以外の箇所での柱脚回転や他部材の変形によって、想定箇所の柱脚回転角が想定の半分程度まで小さくなる現象が全試験体で見られた。
3. 45° 方向載荷に対しては、想定した離間変形以外の変形量も大きく、特に 0° 方向や 90° 方向載荷時と比べて局所変形、損傷が顕著に見られ、それによって繰返し載荷時には後続サイクルにおいて履歴挙動が劣化している。 45° 方向載荷に対して本機構は想定挙動を満たしているとは言えず、機構の改善が必要である。
4. ダンパーだけを取り替えて、 0° 方向、 90° 方向、 45° 方向に対して計 6 回の繰返

し荷重を同一試験体で行った結果、45° 方向荷重以外において履歴挙動に顕著な劣化は見られなかった。このことは本システムが 0° 方向と 90° 方向に対する繰返し荷重に対しては非常に有効であることを示している。

5. 離間耐力とダンパー降伏耐力は各要素の力釣り合いを考慮して評価した結果、およそ 7%~23%の範囲で評価できた。一方で剛性において K_1 (ダンパーに関連する剛性) に関しては、実験値は計算値の 30%~60%であり乖離が大きい。精度の高い評価をするためにはダンパーの曲げ変形による剛性低下や鋼材の面外変形による剛性低下、ダンパーによる付加モーメントを計算する際の離間回転中心位置をより精度良く評価する必要がある。一方で K_2 に関しては 20%以下の誤差で評価が可能である。
5. 部材回転角 0.03rad 荷重後の残留柱脚回転角は 0.0015rad 以下に収まっている。この値は第 2 章で検討した許容残留柱脚回転角 0.005rad と比べても小さいものであり、残留柱脚回転角は十分に小さいと言える。特に 0° 方向荷重では残留柱脚回転角はほぼ 0 であり、これらのことから 2 軸 SC 柱脚は非常に高い原点回帰性を持つことが明らかになった。

参考文献

- 5.1) 九谷和秀, 白川敏夫, 濱田敬二: 2 軸曲げを受ける弾性剛性調節機能付き鉄骨柱脚の力学性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), pp.743-744, 2004.8.
- 5.2) 小澤拓雄, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 松村高良, 松尾彰: 2 軸曲げを受けるアンカーボルト降伏先行型露出柱脚の復元力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp.1077-1078, 2008.9.
- 5.3) 大塚日出夫, 大井謙一, 崔宰赫, 嶋脇輿助, オクテム・チャル: 2 軸曲げを受ける露出型鉄骨柱脚の弾塑性挙動に関する研究 その 1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), pp.729-734, 2003.9.

6章 柱脚のせん断抵抗機構の解明をめざした静的摩擦実験

6.1 研究目的

4, 5章では鋼構造骨組全体の残留変形を低減するセルフセンタリング柱脚（SC柱脚）を開発し、静的載荷実験によってその性能を明らかにした。開発したSC柱脚では柱と基礎梁は剛接されていないため、柱脚部のせん断抵抗機構は、柱底面と鋼製基礎梁上面の摩擦抵抗と柱両端部に設置したダンパーによるせん断抵抗の2つである。しかし設計上ダンパーには柱梁の離間変形に起因する引張力だけが作用すると想定しているため、ダンパーによるせん断抵抗は考えていない。

柱脚の摩擦抵抗は一般の柱脚設計においても考慮されている。代表例として露出柱脚の設計では、鋼構造接合部設計指針^{6.1)}において柱鋼材ベースプレートと基礎梁モルタル間の静止摩擦係数を0.5としている。しかしながらこの摩擦係数の根拠は1970年代までの要素実験^{6.2, 6.3)}であり、ベースプレートの表面粗さやすべりの進行、すべり条件が摩擦抵抗に及ぼす影響に関して不十分な検討項目が多い。

一方でSC柱脚では鋼製基礎梁を使用しているため、せん断抵抗を考えるには鋼製基礎梁と鋼製柱ベースプレートに対する摩擦特性を検討する必要がある。4.1.7において鋼と鋼の静止摩擦係数を0.23^{6.1)}として検討を進めた。一般的に高力ボルト摩擦接合部の設計において鋼板の表面条件別の静止摩擦係数が既往研究から与えられているが、鋼製基礎梁を用いる柱脚に特化した摩擦を検討した研究は見あたらない。

広く知られているクーロン摩擦^{6.4)}において静止摩擦抵抗力は、摩擦面の面圧や摩擦面面積などの条件に影響されず、摩擦面の静止摩擦係数と面圧によって一義的に決まるものとしている。しかしながら摩擦研究分野^{6.5)}では、クーロン摩擦は非常に限定された条件における理想化された摩擦であり、摩擦挙動はさまざまな条件に依存することが示されている。SC柱脚の摩擦抵抗や摩擦挙動を検討するときに、その摩擦条件は高力ボルト摩擦接合部とは異なる可能性があり、柱脚に特化した鋼-鋼の摩擦検討が必要である。

その他に建築における摩擦として鋼同士の静止摩擦係数が0.2~0.35^{6.1, 6.6)}であることが知られているが、鋼とモルタルの静止摩擦係数は0.5以上とされており、柔らかいモルタルと硬い鋼の静止摩擦係数が互いに硬い鋼同士の静止摩擦係数よりも大きくなる摩擦機構は解明されていない。

本章では、以上の背景のもと、柱脚における鋼ベースプレートと鋼製基礎梁間を想定した準静的摩擦実験を行う。また一般的な柱脚の摩擦である鋼ベースプレートと基礎モルタル間の摩擦実験も合わせて行い、表面粗さ、接触条件、すべりの進行の観点

からその摩擦性状を考察する。さらに、鋼同士の摩擦抵抗に対してはすでにその妥当性が報告されている凝着・掘り起こし理論^{6,7)}に基づいて鋼とモルタルの摩擦抵抗機構に理論的考察を加える。

6.2 実験概要

6.2.1 試験体

摩擦実験の組み合わせは計3種類で、(1) 黒皮付きの鋼板とモルタル、(2) ブラスト処理した鋼板とモルタルにより鋼とモルタル間の摩擦抵抗機構を考察し、(3) 黒皮付きの鋼板同士との比較により、凝着・掘り起こし理論の適用を試みる。

表 6.1 に試験体諸元を示す。以下、各試験体名は表中の No. で示す。図 6.1 に試験体の形状とモルタルの打設方法を示す。基礎モルタル部分は、幅、奥行きが 250mm×250mm、高さが 56mm の板状四角柱である。モルタルは、側面型枠を配した鋼板の上に直接打設しそのまま養生した。載荷時には上下を反転させ、モルタル部分が下になるように設置した。鋼板同士の試験では、基礎モルタルの代わりに幅、奥行きが 250mm×250mm、厚さが 60mm の鋼板を用いた。

鋼板とモルタル間の接触条件は摩擦抵抗に影響を与えると考えられるが、摩擦面が黒皮付きの鋼板とモルタルの試験体 No.1~4 の場合には、鋼板同士の場合と直接比較できるように一度接触面を分離して、再度同じ位置に鋼板を添えた。鋼構造接合部設計指針^{6.1)}では、後充填の無収縮モルタルによってベースプレート下面と基礎モルタルを密接させるように規定していることを踏まえ、摩擦面がブラスト処理した鋼板とモルタルの試験体 5~8 の場合には、密接するモルタルの影響を考察するために載荷前に両者を分離せず、密接した状態のまま設置した。図 6.2 に各表面状態の試験体表面の写真を示す。黒皮がついている鋼板は光沢があつて、ある程度表面が滑らかであるのに対して、ブラスト処理を施した鋼板表面は光沢がなく、表面が粗くなっている。

鉛直力に関しては、FA ランクの角型鋼管柱の柱軸圧縮力比（降伏強度に対する軸力の比）0.1, 0.2, 0.3 を想定し、標準的なベースプレートに生じる鉛直応力と試験体面積 250mm×250mm の積として、200kN, 400kN, 600kN を設定した。摩擦面が鋼とモルタルの試験体 No.1~8 の場合は 200kN, 400kN, 600kN における一定鉛直力と 200kN-600kN における変動鉛直力の計 4 種類を、鋼板同士の試験体 No.9 の場合は 400kN における一定鉛直力を採用した。本研究で用いたモルタルは、ベースプレートと基礎の充填料として一般的に用いられる高強度無収縮モルタルで、材料試験から圧縮強度として 51N/mm² を得た。鉛直力 200kN, 400kN, および 600kN に対するモルタルの軸圧縮力比（圧縮強度に対する鉛直力の比）はそれぞれ 0.06, 0.13, 0.19 となる。

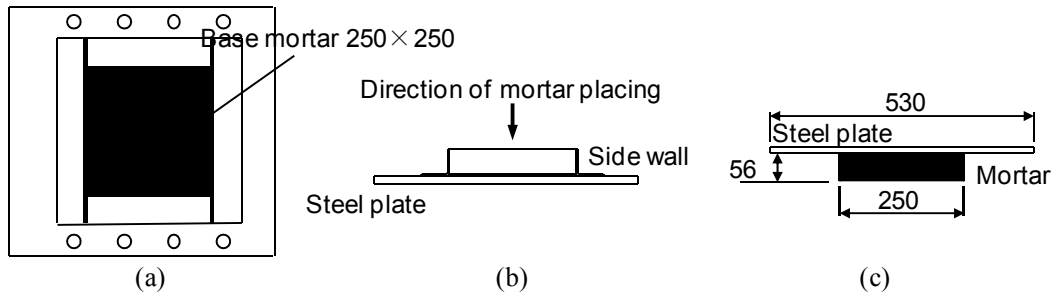


Fig. 6.1 Specimen for steel and mortar (Unit: mm):
 (a) Plan with side wall; (b) Section (when mortar setup); (c) Section (when loading)

Table 6.1 List of test specimens

No.	Surface 1	Surface 2	Condition	Vertical force (kN)
1	Steel with mil-scale	Mortar	Once separated	200
2				400
3				600
4				200-600
5	Blast processed steel	Mortar	Stuck	200
6				400
7				600
8				200-600
9	Steel with mil-scale	Steel with mil-scale	Once separated	400

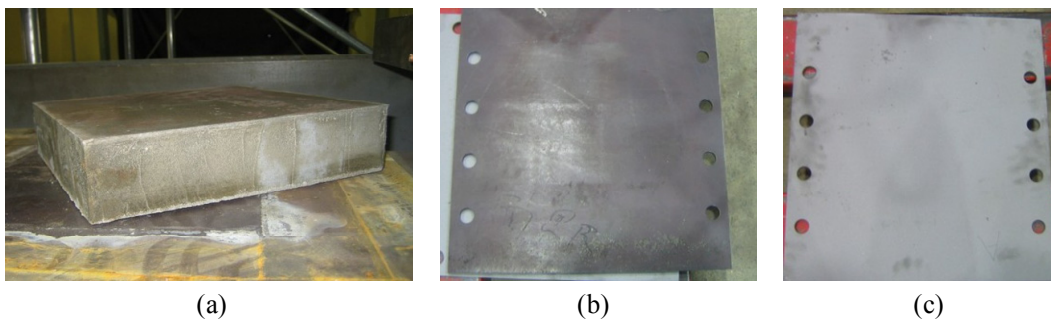


Fig. 6.2 Specimen photos before loading: (a) Mortar block; (b) Steel with mil-scale;
 (c) Blast processed steel

6.2.2 載荷装置と載荷条件

図 6.3 に載荷装置を示す。上側の鋼板が鉛直ジャッキと水平ジャッキに緊結され、同時に試験体の下部がすべり止め用の治具により拘束されている。したがって、上側の鋼板に水平力を与えることで、鋼板と基礎モルタルとの境界面（鋼板同士の実験では鋼板の境界面）にすべりが生じる。No.4 と No.8 の場合には、鉛直力をせん断力が正側のときに 200kN、せん断力が負側のときに 600kN とし、正側と負側でそれぞれ一定鉛直力を保持させた。その他の試験体に対しては、常に所定の一定鉛直力を保持させた。水平載荷は、鋼板と基礎部の相対すべりで制御され、±6mm、±12mm、±24mm で各 1 回繰り返すことを目標とした。

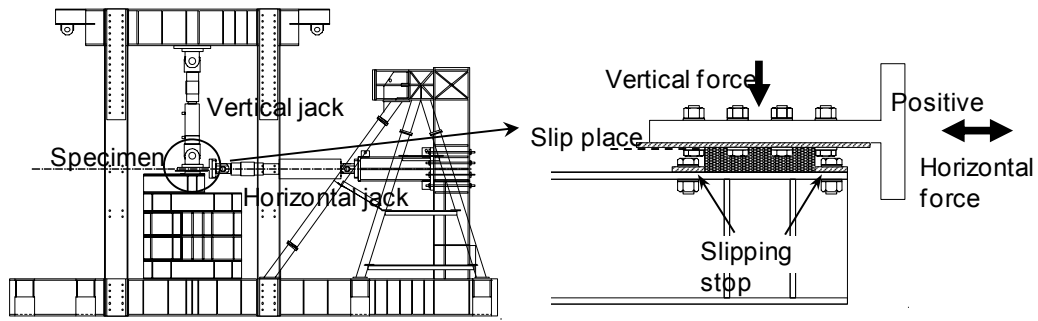


Fig. 6.3 Specimen and test setup

6.3 実験結果

6.3.1 スティック・スリップ現象

図 6.4 に No.2 のすべり +6mm までの実験結果を示す. せん断力が静止摩擦力に達し, すべりが起こると同時にせん断力が低下するため, せん断力-すべり関係はのこぎり型になる. この現象はスティック・スリップ現象^{6.4)}と呼ばれ, これが発生する原因としては (1) 静止摩擦係数が動摩擦係数よりも大きい, (2) 静的実験でありすべる速度が小さい, (3) 摩擦面を設置している載荷装置が柔性を持っている, などが挙げられる. またすべり面に作用する最大せん断力が大きいときには, 載荷装置に大きな歪エネルギーが蓄積されるため, すべりに伴う強度低下の割合も大きくなる. 本研究では, 強度低下直前のせん断力, すなわちスティック・スリップ現象に依存しない静止摩擦力 (静止摩擦係数) を評価の対象とする.

各試験体の摩擦挙動は, せん断力を鉛直力で除した値 μ とすべりの関係として図 6.5 に示して次節でその傾向を考察する. 図 6.5 に示す挙動は図 6.4 のように強度低下直前の値を包絡してあり, スティック-スリップ現象は取り除かれている. そのため, 図 6.5 の縦軸は静止摩擦係数を表していることになる.

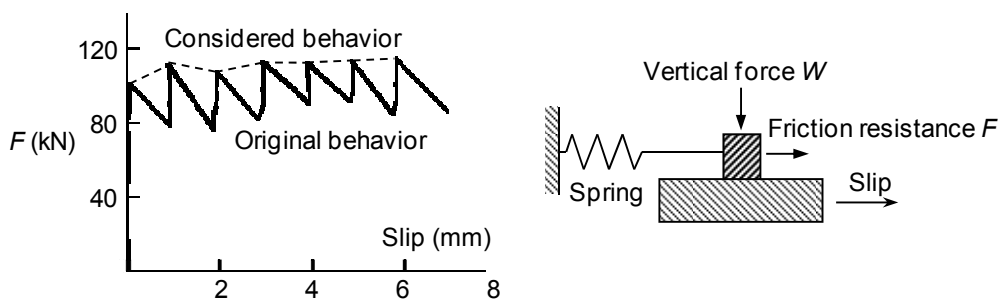


Fig. 6.4 Stick-slip phenomena (test result and concept)

6.3.2 すべりと摩擦抵抗比の関係

図 6.5 (a) ~ (d) は黒皮付きの鋼板とモルタル間における結果である。いずれの一定鉛直力下においても、正負の静止摩擦係数がほぼ対称となっている。正側のせん断力と負側のせん断力で鉛直力が異なる No.4 においても、正負の静止摩擦係数としてみればほぼ対称となっており、静止摩擦係数に対する鉛直力変化の影響は見られない。

図 6.5 (e) ~ (h) はブラスト処理した鋼板とモルタル間における結果である。最初のすべり時における強度低下が顕著で、摩擦係数(この場合は静止摩擦係数ではない)はほぼ 0 まで低下している。最初のすべり以降のすべり時には正負の静止摩擦係数がほぼ対称となっている。正側のせん断力と負側のせん断力で鉛直力が異なる No.8 も、最初のすべり時の強度低下を除けば、静止摩擦係数に関して鉛直力の変化に対する影響は見られない。

試験体 No.3, No.5, No.6, No.7, No.8 は、所定の $\pm 24\text{mm}$ のサイクルに到達する前に実験を終了している。これは、すべりの進行方向のモルタル縁において図 6.6 (a) のような斜めひび割れが発生し、鉛直力の均整が保てなくなったためである。

図 6.5 (i) は黒皮付きの鋼板間の結果であるが、最初のすべり後も静止摩擦係数は減少せず安定しており、正負の静止摩擦係数もほぼ等しくなっている。

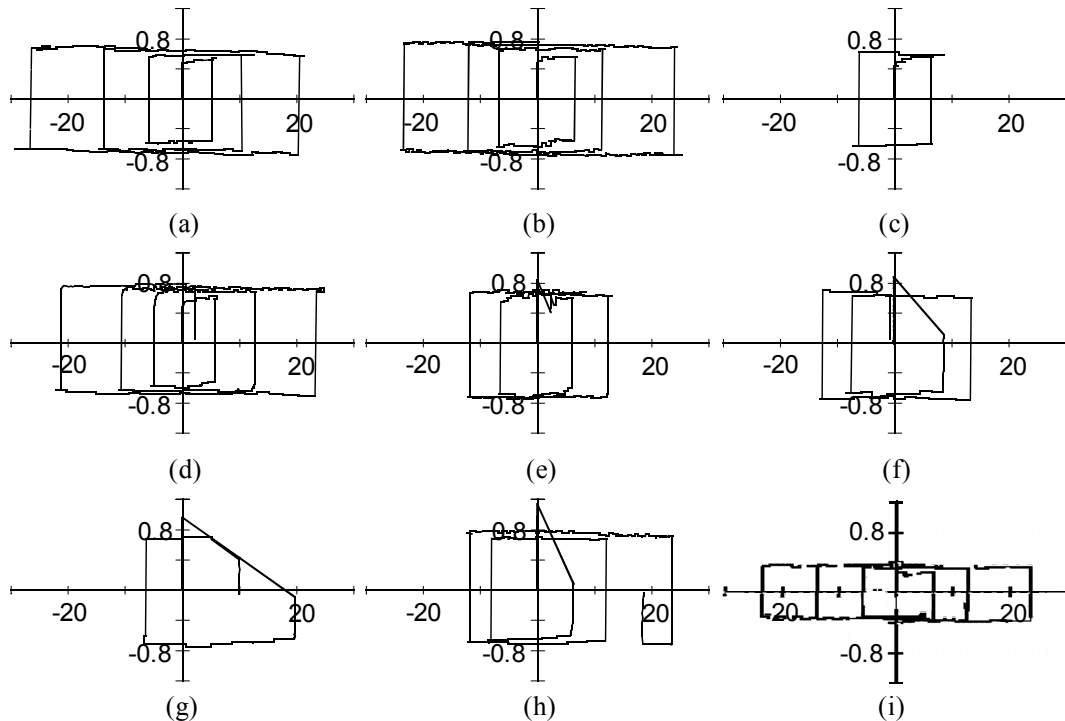


Fig. 6.5 Static test result (Horizontal axis: Slip (mm), Vertical axis: Static friction coefficient); (a) No.1: (b) No.2: (c) No.3: (d) No.4: (e) No.5: (f) No.6: (g) No.7: (h) No.8: (i) No.9

6.3.3 実験後の摩擦面の状態

図 6.6 に実験後の摩擦試験面の写真を示す。(b) は試験体 No.2 のモルタル表面の写真である。黒皮付き鋼板との摩擦によって、モルタル表面には主に黒皮がこびりついており、その周囲に鋼板の赤錆も若干付着している。こびりついた黒皮と赤さびの表面を手で触って確認したところ、表面は滑らかであり、シアキーのような機械的な抵抗はこの状態でも少ないと考えられる。(c) は試験体 No.2 の鋼板表面である。鋼板表面にはモルタルの粉が若干付着しており、一部黒皮がはがれている部分はあるものの、表面が隆起したり陥没したりという目立った損傷は見られない。(d) は試験体 No.6 の鋼板表面である。黒皮付き鋼板と比べると鋼板表面に付着しているモルタルの粉が多い。この表面に関して手で触って状態を確認したが、モルタル粉の付着によって元のブラスト処理面よりも表面が滑らかになっていた。ブラスト処理による凹凸部分に凹凸起伏よりも小さな粒子のモルタル粉が埋まることで、表面が滑らかになったと考えられる。この表面状態は、図 6.5 に示した摩擦挙動結果にも表れているが、一度すべりが生じた後の静止摩擦係数が低減する原因の一つと考えられる。

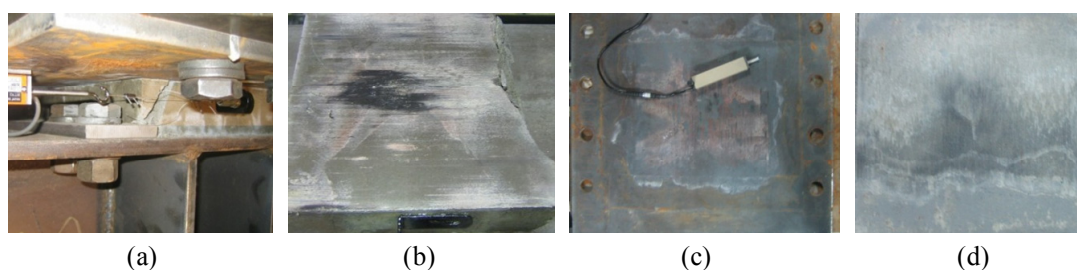


Fig. 6.6 Test photos: (a) Crack of mortar specimen; (b) Mortar surface after loading; (c) Steel with mil scale surface after loading; (d) Blast processed steel surface after loading

6.3.4 静止摩擦係数の考察

(a) 表面粗さと最初のすべり時の静止摩擦係数

本研究では、表面粗さの程度を示す指標として 10 点平均粗さ R_a を用いる。10 点平均粗さは、触針法で表面を走査した結果から求められ高い方から 5 番目までの山の高さの平均と深い方から 5 番目までの谷の深さの平均の差を表す。試験の結果、黒皮付きの鋼板の 10 点平均粗さ R_a は $3.5\mu\text{m}$ 、ブラスト処理した鋼板の 10 点平均粗さ R_a は $8.3\mu\text{m}$ となり、ブラスト処理した鋼板は黒皮付きの鋼板の 2.4 倍となっている。

図 6.7 に静止摩擦係数と 10 点平均粗さの関係を示す。黒皮付きの鋼板間の静止摩擦係数は 0.27、黒皮付きの鋼板とモルタル間の静止摩擦係数は平均で 0.52 となり、黒皮付きの鋼板間の 1.9 倍に達している。黒皮付きの鋼板間の静止摩擦係数に関しては、4

章と5章で用いた0.23よりも10%程度大きな静止摩擦係数が得られており、設計での想定よりもすべりが生じにくい条件である。一方、ブラスト処理した鋼板と密接したモルタル間の静止摩擦係数はさらに大きく平均で0.97となり、黒皮付きの鋼板とモルタル間の静止摩擦係数の1.9倍に達している。

(b) 鉛直力が静止摩擦係数に及ぼす影響

図6.8は鉛直力と繰返しすべりが静止摩擦係数に及ぼす影響を示している。ブラスト処理した鋼板と密接したモルタル間における最初のすべり時の静止摩擦係数を除けば、いずれの場合も横軸の鉛直力に対して縦軸の静止摩擦係数はほぼ一定の値であり、鉛直力は静止摩擦係数に影響を与えていない。また、ブラスト処理した鋼板と密接したモルタル間における静止摩擦係数においても、ばらつきは大きくなるものの鉛直力に対する相関は認められない。

(c) 繰返しすべりが静止摩擦係数に及ぼす影響

黒皮付き鋼同士の静止摩擦係数(図6.8, ○プロット)は、最初のすべり始めは0.27であり、一般的に設計で用いられている静止摩擦係数と同じ値であった。6mmすべり

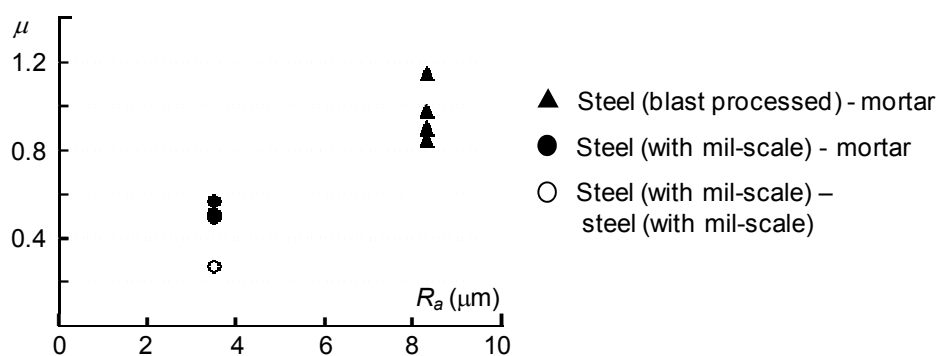


Fig. 6.7 Friction coefficient and roughness relationship at the first slip

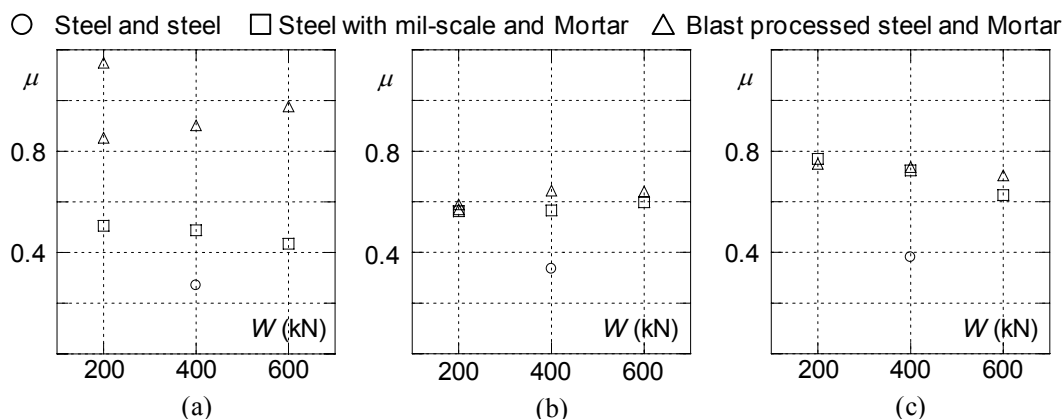


Fig. 6.8 Friction coefficient and cyclic loading relationships:
(a) First slip; (b) After 6mm slip; (c) Last slip

後には 0.34 であり約 1.3 に増大しており、最終的には 0.40 まで静止摩擦係数は増大した。

黒皮付き鋼とモルタルの静止摩擦係数（図 6.8，□プロット）でも同様の増大傾向がみられ、最初のすべりでは各鉛直力での結果の平均にして 0.48 であった静止摩擦係数が、6mm すべり後には 0.58 に増大しており、最終的には 0.72 になっている。

それに対してブラスト処理をした鋼板とモルタルの静止摩擦係数（図 6.8，△プロット）は、最初のすべりでは平均で 0.91，最大で 1.15 という結果も見られ、他の条件に比べて非常に高い。しかし 6mm すべり後には静止摩擦係数は減少しており、黒皮付き鋼とモルタルの静止摩擦係数とほぼ等しくなっている（平均で 0.62）。またその後も静止摩擦係数は黒皮付き鋼とモルタルの結果とほぼ等しい。

6.4 摩擦抵抗機構の考察と評価

6.4.1 摩擦抵抗機構の仮定

実験条件と観察結果を踏まえて、摩擦抵抗機構を考える上で以下の方針を立てる。

(1) 黒皮付きの鋼板とモルタルの場合は、2つの固体を押し付けるという点において鋼板間の場合と条件が等しく、また両者は最初のすべり時の強度低下が顕著でないという点において、摩擦力とすべりの履歴性状も鋼板間の場合に類似している。そこで、鋼板間の摩擦抵抗機構としての妥当性が検証されている「凝着・掘り起こし理論」^{6.4)}、^{6.7)}によって、黒皮付きの鋼板とモルタル間の場合の摩擦抵抗機構を評価する。

(2) ブラスト処理した鋼板と密接したモルタルの場合、最初のすべり時の強度は、黒皮付きの鋼板とモルタルの場合に比べて上昇したが、その後強度は低下した。この傾向は、鋼板上に打設されたモルタルがブラスト面の凹部内まで充填された状態であることに起因しており、強度上昇および強度低下はモルタル凸部のかみ合いと破壊によって引き起こされたと解釈し、「モルタルの内部せん断破壊」を仮定する。

6.4.2 塑性接触による凝着と掘り起こし

凝着・掘り起こし理論を通じて重要な役割を果たすのが塑性接触するときの接触面積で、鉛直力を降伏圧力 p で除すことにより得られる。この降伏圧力に相当するのが、ビッカース硬さ H で、対面角が 136° の四角錐のダイヤモンド圧子に一定荷重を作用させた後に残る圧痕表面積から求められる。固体間の真実接触面積 A_r は、ビッカース硬さ H で垂直荷重 W を除した値となる。

$$A_r = \frac{W}{H} \quad (6.1)$$

本研究では鋼板およびモルタルに対してビッカース硬さ試験を行い、鋼板のビッカース硬さ H_s として 1415N/mm^2 を、モルタルのビッカース硬さ H_m として 530N/mm^2 を得た。これにより、鋼板のビッカース硬さ H_s はモルタルのビッカース硬さ H_m の 2.7 倍となる。

6.4.3 凝着結合における摩擦抵抗

凝着理論では、図 6.9 に示すように 2 つの固体間において凝着結合が生じ、真実接触面積を有する凝着部分のせん断破壊によって摩擦抵抗 F_s が決定すると考える。

(a) 鋼板間

鋼のせん断強度 τ_s に真実接触面積 A_r を乗じることで、鋼板間の凝着結合による摩擦抵抗 F_{ss} が求められる。さらに (6.1) 式の関係から鋼板の凝着による摩擦係数 μ_{ss} が表される。

$$F_{ss} = \tau_s \cdot A_r = \frac{\tau_s}{H_s} W = \mu_{ss} \cdot W, \quad \mu_{ss} = \frac{\tau_s}{H_s} \quad (6.2)$$

せん断破壊は Mises の降伏条件によって、引張強度 σ_t とせん断強度 τ_s によって定義でき、せん断強度は下式で表される。

$$\tau_s = \frac{\sigma_t}{\sqrt{3}} \quad (6.3)$$

鋼材の引張強度 σ_t とビッカース硬さとの間には次の関係にあることが経験的に知られている^{6.4), 6.7)}。

$$H_s = 3\sigma_t \quad (6.4)$$

(6.2) 式, (6.3) 式, および (6.4) 式によって、摩擦係数 μ_{ss} は下式で表すことができる。

$$\mu_{ss} = \frac{1}{3\sqrt{3}} = 0.19 \quad (6.5)$$

この値は、表面を研磨した鋼板間（10 点平均粗さ R_a は $10^{-2}\mu\text{m}$ のオーダー）の摩擦係

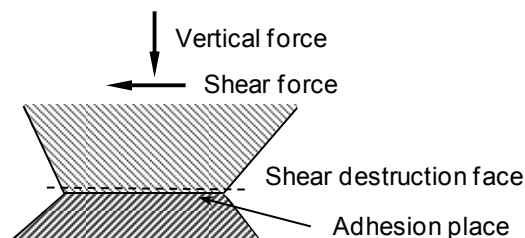


Fig. 6.9 Concept of friction mechanism by adhesion between two solids

数にほぼ一致している^{6.9)}。本研究における鋼板の表面は黒皮に覆われているので、(6.5)式は、通常の鋼材と黒皮におけるビッカース硬さとせん断強度およびその比が同等であるとの仮定に基づいている。

(b) 鋼板とモルタル間

この場合真実接触面積 A_r は、軟らかい方のモルタルのビッカース硬さ H_m によって表され、(6.2)式におけるせん断強度との関係に基づけば、摩擦係数 μ_{sm} は下式となる。

$$\mu_{sm} = \frac{\tau_{sm}}{H_m} \quad (6.6)$$

このときの凝着による摩擦係数 μ_{sm} は、鋼がせん断破壊する場合とモルタルがせん断破壊する場合のうち、小さい方のせん断強度 τ_{sm} で決定されると考える。

鋼がせん断破壊する場合の摩擦係数 μ_{sms} は、 τ_s を τ_{sm} とみなし、(6.3)式、(6.4)式、および鋼とモルタルのビッカース硬さ比 2.7 から下式を得る。

$$\mu_{sms} = \frac{\tau_s}{H_m} = \frac{1}{3\sqrt{3}} \frac{H_s}{H_m} = 0.51 \quad (6.7)$$

一方、モルタルのせん断強度 τ_m は、Mohr-Coulomb の破壊基準^{6.10)}を適用すれば、下式で求められる。

$$\tau_m = \sigma \cdot \tan \phi + c \quad (6.8)$$

ここで σ : 鉛直応力 (圧縮を正とする)

ϕ : 内部摩擦角

c : モルタルとコンクリートの付着力

コンクリートの施工打ち継面においては、摩擦角 ϕ は一体のコンクリートとほぼ同じで、付着力 c だけ低下することが知られている^{6.9)}。これに基づき鋼板とモルタルの接合面に対して摩擦角 ϕ には、コンクリートにおける代表値である 37° ^{6.9)}をそのまま準用する。また、鋼板面粗さ (図 6.7) がコンクリートの施工打ち継面粗さ (例えばワイヤーブラシ仕上げで 10 点平均粗さ R_a は約 2 mm)^{6.10)}よりも十分小さいことから付着力 c を 0 と仮定する。

ここで、真実接触部分付近に働く鉛直応力 σ を、モルタルの降伏応力 p すなわち H_m と見なすことで、(6.6) および (6.8) 式より真実接触部分におけるモルタルがせん断破壊する場合の摩擦係数 μ_{smm} は下式のように展開できる。

$$\mu_{smm} = \frac{H_m \cdot \tan \phi}{H_m} = \tan 37^\circ = 0.75 \quad (6.9)$$

このモルタルがせん断破壊する場合の摩擦係数 $\mu_{smm}=0.75$ は、(6.7)式による鋼がせん断破壊する場合の摩擦係数 $\mu_{sms}=0.51$ よりも大きい。この関係から真実接触部分におい

て、モルタルよりもせん断強度の低い鋼の方でせん断破壊が生じると考える。したがって、鋼がせん断破壊する場合の摩擦係数 $\mu_{ms}=0.51$ が鋼板とモルタル間の凝着による静止摩擦係数 μ_{sm} として採用される。この値は、鋼板とモルタル間の真実接触面積が鋼板間の場合よりも大きい分だけ(6.5)式による鋼板間の値 $\mu_{ss}=0.19$ よりも大きい。

6.4.4 掘り起こしによる摩擦抵抗

図6.10のように硬い鋼の円錐が平らなモルタル面にめり込む場合、この円錐がすべるためには前方の固体を除去する必要がある。このように、めり込んだ部分が前面の固体の面積 A_p を除去するために生じる抵抗が、掘り起こしによる摩擦抵抗である。このとき、図6.9を参照して前面の投影面積 A_p は下式で表される。

$$A_p = \frac{d^2}{4 \tan(\theta/2)} \quad (6.10)$$

掘り起こし抵抗 F_p は、この投影面積 A_p に降伏圧力 p すなわちビッカース硬さ H_m を乗じることによって求めることができる⁷⁾。

$$F_p = A_p H_m = \frac{d^2}{4 \tan(\theta/2)} H_m \quad (6.11)$$

一方、真実接触面積 A_r は(6.1)式に示すように W/H と表されるが、これを図6.10に示す上からの投影面積として近似することにより、下式が求められる。

$$A_r = \frac{W}{H_m} = \frac{\pi d^2}{8}, \quad d^2 = \frac{8}{\pi H_m} W \quad (6.12)$$

したがって、掘り起こしによる摩擦抵抗 F_p は、(6.11)式と(6.12)式から、下式で表される。

$$F_p = \frac{2}{\pi \tan(\theta/2)} W = \mu_p W, \quad \mu_p = \frac{2}{\pi \tan(\theta/2)} \quad (6.13)$$

円錐の掘り起こし抵抗として多くの場合に適用される(6.13)式は、掘り起こしによる摩擦係数 μ_p が円錐の頂角のみに影響される。鋼の表面の凹凸を考えたときその突起形状は 150° 以上の鈍角であり、表面突起を円錐状とみた場合にはその頂角 θ は 170° 程度といわれている^{6.4)}。ここでは一般的な値として $\theta=170^\circ$ を準用し、鋼板間および鋼板とモルタル間のいずれの場合も下式によって求まる値を用いる。

$$\mu_p = \frac{2}{\pi \tan(170^\circ/2)} = 0.06 \quad (6.14)$$

掘り起こしによる破壊と前述の凝着部分の破壊は同時に生じると考えるので^{6.4)}、凝着・掘り起こし機構による摩擦抵抗は、それぞれの抵抗力 F_s および F_p の和として、

下式のように求まる。

鋼板間の場合，(6.5) 式と (6.14) 式より，

$$F_{ssp} = (\mu_{ss} + \mu_p)W = (0.19 + 0.06)W, \mu_{ssp} = 0.25 \quad (6.15)$$

鋼板とモルタル間の場合，(6.7) 式と (6.14) 式より，

$$F_{smp} = (\mu_{sm} + \mu_p)W = (0.51 + 0.06)W, \mu_{smp} = 0.57 \quad (6.16)$$

以上の評価に基づけば，凝着・掘り起こし機構に基づく摩擦抵抗のうち凝着による抵抗が大きな割合を占め，鋼板間の場合に約 80%，鋼板とモルタル間の場合に約 90%となる。

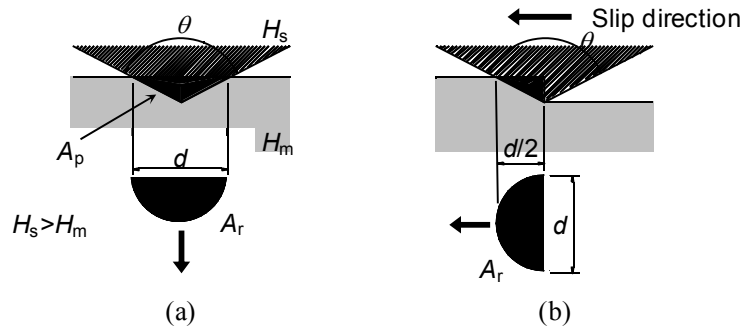


Fig. 6.10 Digging resistance of cone: (a) From slip direction view; (b) From side view

6.4.5 モルタルの内部せん断破壊

ブラスト処理した鋼板と密接したモルタルにおける最初のすべり時の摩擦抵抗に関しては，図 6.11 に示すようにモルタル凸部下面における内部せん断破壊を想定して評価する。

この場合の摩擦抵抗 F_{im} はモルタルのせん断強度 τ_m に見かけの全面積 S を乗じた値となる。ここでは，平均鉛直応力 σ と，摩擦角 $\phi=37^{\circ}$ および付着力 $c=0$ を仮定した式 (6.8) を用いて下式で求める。

$$F_{im} = \tau_m S = \frac{\tau_m}{\sigma} \cdot W = \tan 37^\circ \cdot W, \mu_{im} = 0.75 \quad (6.17)$$

大きな付着力があれば，鉛直力が小さくなるにしたがって摩擦係数 μ_{im} が大きくなるはずであるから，付着力 $c=0$ という仮定は図 6.8 において摩擦係数と鉛直力の間に相関がないことから裏付けられる。

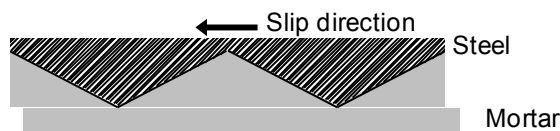


Fig. 6.11 Shear destruction in mortar

6.4.6 実験値との比較

最初のすべり時における静止摩擦係数の実験値 μ_{exp} を縦軸に、計算から求めた静止摩擦係数 μ_{cal} を横軸にとった関係を図 6.12 に示す。鋼板間の場合は (6.15) 式の計算値 $\mu_{ssp}=0.25$ 、黒皮付きの鋼板とモルタルの場合は (6.16) 式の計算値 $\mu_{smp}=0.57$ 、ブラスト処理した鋼板と密接したモルタルの場合は (6.17) 式の計算値 $\mu_{im}=0.75$ を採用し、それぞれ縦の点線で示している。

黒皮付きの鋼板間について、実験値は計算値の 1.09 倍となっている。また、黒皮付きの鋼板とモルタル間については、実験値の平均は計算値の 0.91 倍となっており、鋼板間の静止摩擦係数と鋼板とモルタル間の静止摩擦係数の関係を評価できている。

一方、ブラスト処理した鋼板と密接したモルタルにおいては、実験値の平均は計算値の 1.29 倍となっている。本研究では、コンクリートにおける代表的な値を適用して内部摩擦角 $\phi=37^{\circ}$ ^{6.9)}を仮定したが、実験値の平均である 0.97 から (6.17) 式より逆算すれば、内部摩擦角 $\phi=44^{\circ}$ が得られる。

すべりの進行を伴う場合、実験結果によれば鋼板間の場合および黒皮付きの鋼板とモルタル間の場合は、最初のすべり以降も強度は低下しておらず、すべりの進行に関わらず (6.15) 式と (6.16) 式に基づく評価が可能と言える。ブラスト処理した鋼板と密接するモルタルの場合は、最初のすべり時において顕著な強度低下を示したが、その後は黒皮付きの鋼板とモルタル間の挙動とほぼ等しくなった。すなわち、ある表面粗さを持った鋼板にモルタルが密接することで最大強度の上昇が期待できるが、一旦すべりが生じれば、かみ合うモルタル部分が削り取られことにより、上昇分は消滅する。図 6.11 を参照して、この削り取られた部分を無視すれば、鋼板にモルタルが添えられる場合の凝着・掘り起こしと同様の抵抗機構に移行すると見なせる。したがっ

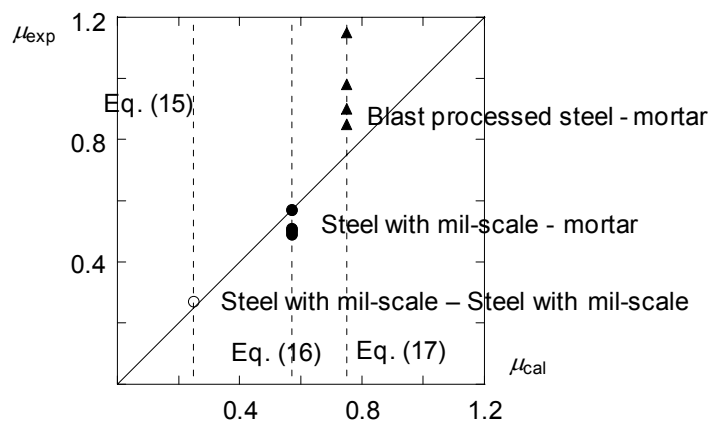


Fig. 6.12 Comparison of friction coefficient at first slip

て、モルタルの内部せん断破壊が生じたのちにおける評価は、(6.16)式によって与えられる。

6.5 まとめ

本章では、古典的な課題ではあるがその特性が詳細に検討されてこなかった柱脚と基礎の摩擦特性を検証した。前章までに開発した SC 柱脚に関連する黒皮付きの鋼板同士の摩擦挙動に加えて、一般的な露出柱脚の摩擦挙動を想定した鋼とモルタル間の摩擦を対象として、繰返し荷重下で一連の実験を行った。さらに、凝着・掘り起こし理論、および Mohr-Coulomb の破壊基準によって、鋼とモルタルの摩擦抵抗機構に理論的考察を加えた。ここでは、ビッカース硬さには実測値を適用し、ビッカース硬さとせん断強度の関係等は、経験的に用いられるものから与えた。

1. 実験の結果、最初のすべり時において黒皮付きの鋼板間の静止摩擦係数は 0.27 となった。この結果は、第 4 章、第 5 章での SC 柱脚の設計におけるせん断抵抗に関する設計で用いた静止摩擦係数の妥当性を示すものである。一方で黒皮付きの鋼板にモルタルを添えた場合の静止摩擦係数は平均で 0.52 となり、黒皮付きの鋼板にモルタルを添えた場合の静止摩擦係数は、黒皮付きの鋼板間の静止摩擦係数の 1.9 倍であった。いずれの場合も履歴特性は安定しており、すべりによる顕著な強度低下は生じない。
2. 繰返しすべりを経験すると、黒皮付きの鋼板間の静止摩擦係数は徐々に増大して、最終的に約 0.4 に収束した。黒皮付き鋼とモルタルでも繰返しすべりに対する増大傾向は同様であり、最終的には約 0.7 に収束した。
3. 凝着・掘り起こしにおける抵抗力は、凝着によるものが支配的である。この凝着と Mohr-Coulomb の破壊基準を鋼板とモルタル間の摩擦に適用して考えると、鉛直応力によって真実接触部分におけるモルタルのせん断強度が上昇し、凝着によるせん断破壊は、鋼のせん断破壊で決まると仮定できる。ビッカース硬さ試験によれば、鋼板とモルタル間の真実接触面積は鋼板間の場合に対して 2.7 倍となり、鋼板とモルタル間の凝着による摩擦抵抗は、鋼板間より大きくなる。
4. ブラスト処理した鋼板にモルタルが密接する場合の静止摩擦係数は平均で 0.97 となった。この場合の静止摩擦係数は、モルタルの凸部下面の内部せん断破壊を仮定し、付着力 0 の Mohr-Coulomb の破壊基準により評価が可能である。モルタルの内部せん断破壊によって強度低下が生じるが、その後は黒皮付きの鋼板にモルタルを添えた場合と同様の挙動を示す。
5. 鋼構造接合部設計指針は、後充填の無収縮モルタルによってベースプレート下

面と基礎モルタルを密接させるように規定しているが、本論では黒皮付きの鋼板とモルタルを分離後に添えており、モルタル打設時にモルタルと鋼板の間に生じる可能性がある化学的な接着効果は消失していると考えられ、摩擦抵抗を小さめに与える条件である可能性がある。ただし、鋼板とモルタルが密接することによる摩擦抵抗の上昇分は、最初のすべりによって消滅し、その後の摩擦係数は分離後に添えた場合と同等になる。初期に密接しない条件下で得られた静止摩擦係数が 0.52 であることから、密接させることを規定する鋼構造接合部設計指針に示される最大耐力時摩擦係数 0.5 は、設計値としては妥当といえる。

参考文献

- 6.1) 鋼構造接合部設計指針，日本建築学会，2006
- 6.2) 清和四士：鉄骨柱底の摩擦係数について，日本建築学会学術講演梗概集，pp. 1283-1284，1977
- 6.3) 鷲尾健三，滝本義一，久恒治郎，鈴木豊朗：鋼構造柱脚の定着効果に関する研究（その2.鋼板とモルタル面間のすべりについて II 報），日本建築学会学術講演梗概集，pp. 1177-1178，1968
- 6.4) 田中久一郎：摩擦のおはなし，日本規格学会，1985.3.
- 6.5) 安藤泰久，小川博文，石川雄一，北原時雄：微小接触面の摩擦特性 摩擦係数の垂直荷重依存性，トライボロジスト，第 38 巻，第 9 号，pp.837-843，1993.
- 6.6) 井上一朗：建築鋼構造の理論と設計，京都大学出版会
- 6.7) 宇野暢芳，井上一朗，竹内一郎，志村保美，脇山広三：硬さが異なる鋼材間の摩擦係数に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文，第 494 号，pp. 123-128，1997.4
- 6.8) 脇山広三，八木毅，山田義智：高力ボルト摩擦接合部のすべり係数に及ぼす表面粗さの影響に関する実験的研究，日本建築学会学術講演梗概集 C 構造 II，pp. 925-926，1987
- 6.9) 色部誠，河角誠，安達洋：コンクリート構造物の塑性解析，丸善
- 6.10) 武井一夫：コンクリート打継ぎ面の境界粗さの評価方法，日本建築学会構造系論文，第 455 号，pp. 7-16，1994.1

7章 柱脚の動摩擦特性を検討する振動台実験

7.1 研究目的

前章において柱脚のせん断抵抗としての摩擦を検討し、その結果繰返しすべりに対して非常に高い再現性、安定性をもつ挙動であることを突き止めた。黒皮がついた鋼同士の静止摩擦係数は、繰返しのすべりに対しても0.27を下回らないことが明らかになり、開発したSC柱脚のせん断抵抗機構の安定性が確認された。他方、鋼-モルタル間の静止摩擦係数は0.5以上であり、繰返しすべりによって静止摩擦係数は徐々に増大し最終的には0.8程度に収束することがわかった。

本論の第3章から5章において鋼構造骨組全体の残留変形を低減するためのSC柱脚の開発と検証を行っているが、柱脚単体の残留変形に着目すると、ピン柱脚のように損傷しない柱脚の場合には柱脚部には残留変形が生じない。しかし完全なピン柱脚の実現するためのピン軸の設計、製作、コストを考えるとその実用化は難しい。第4章の図4.20(a)では柱を基礎梁上に置いただけでの実験を行っているが、この場合建物自重による柱軸力で決まる離間モーメントよりも大きいモーメントを受けた場合にはピン柱脚として挙動している。このことは柱を基礎梁に置いただけの「置くだけの柱脚」がピン柱脚に非常に近い挙動を柱脚に与えることを示している。置くだけの柱脚を考えると、基礎と柱は緊結されていないためせん断力による柱-基礎間のすべりが問題になりうるが、前章結果からせん断力に対してはベースシア係数0.5までは滑らないことを意味している。

置くだけの柱脚を考えると、柱脚は緊結されていないため静止摩擦係数以上のベースシア係数相当のせん断力に対してはすべりが生じ、その挙動は動摩擦係数に支配されることになる。しかし前章で実施した静的実験から、すべり発生後の動摩擦係数や動的挙動を求めることは難しい。

また一般的な柱脚設計においてはすべり発生後の挙動は考えていない。アンカーボルトを使う一般的な柱脚の場合、アンカーボルトのせん断耐力と摩擦抵抗力のうち小さい方を柱脚が負担するせん断力として採用しているが、このことは柱脚にすべりが生じたあとには柱脚部の摩擦抵抗力は想定していないことになる。すべり中に柱脚が負担するせん断力は、最大摩擦耐力に達してすべりが生じた後も一定の摩擦抵抗力が保持されるならば、適切なモデル化を通じてすべり発生後の強度を設計に考慮することが可能である。

このような状況を踏まえて本章では、鋼製柱脚と基礎モルタル間の摩擦実験システムを振動台上に構築し、鋼とモルタル間に動的な多数回繰返しすべりを生じさせるこ

とすべり進行時における動摩擦抵抗を検証する。入力に対する応答として生じるすべり履歴は、すべり時に発揮される動摩擦抵抗力と入力との関係を裏付ける資料となる。

7.2 実験装置

図 7.1 に示すように、試験システムはすべり面において上部構造と基礎部に分けられる。上部構造は鋼製の平面フレームに緊結されるコンクリートスラブ錘、および 3 分力計を含む鋼柱柱脚部によって構成される。平面フレームとコンクリートスラブ錘の合計重量は 77.8kN である。

7.2.1 上部構造

コンクリートスラブ錘は平面フレームに PC 鋼棒で圧着され、平面フレームの隅角部 4 ヶ所の下面に 3 分力計を取り付ける。

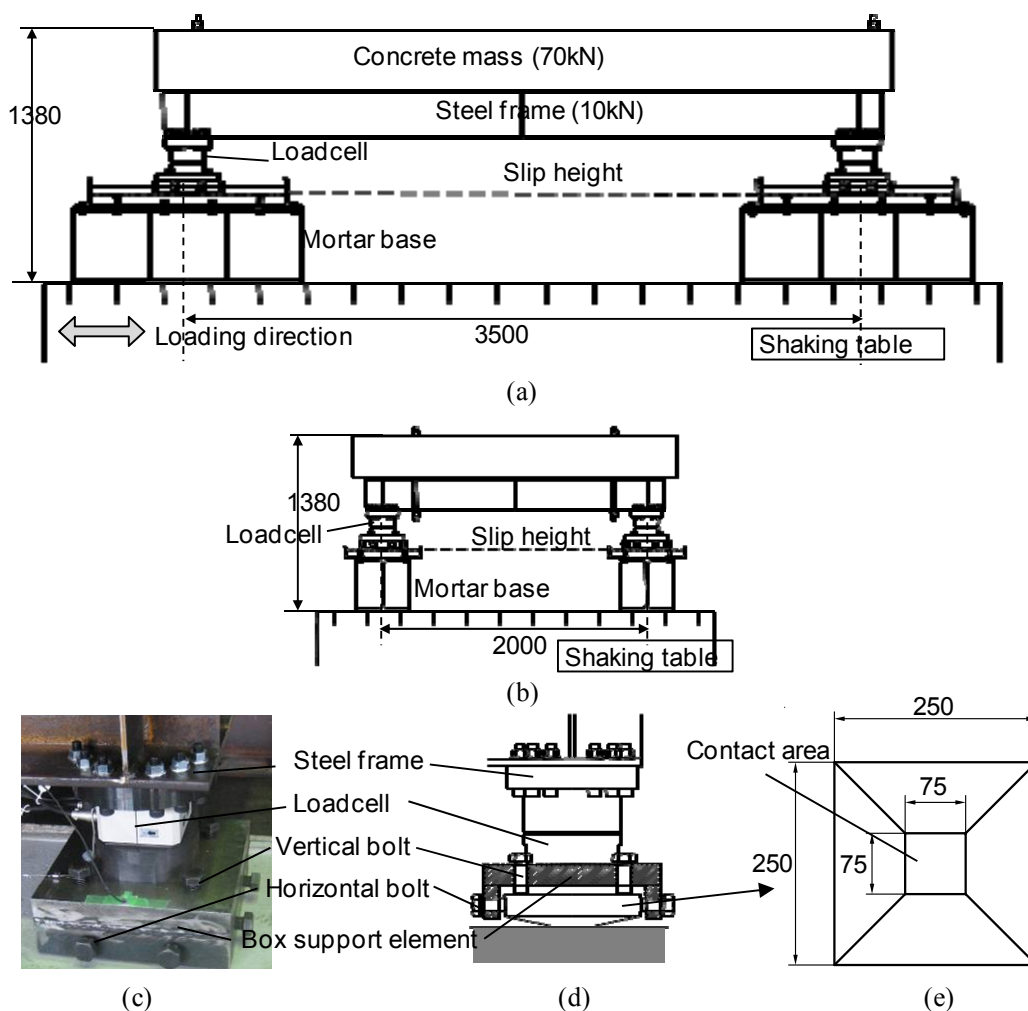


Fig. 7.1 Dynamic test specimen: (a) Elevation from front; (b) Elevation from side; (c) Column base; (d) Column base section; (e) Base plate element

柱脚部は、露出柱脚のベースプレートを模擬する鋼柱接触要素と、それを支持する箱型支持要素で構成される。図 7.1 (c), (d), (e) に柱脚部の詳細を示す。平面フレームと箱形支持要素は 3 分力計を介して接合され、箱形支持要素直上の 3 分力計によって各柱脚の鉛直力と水平力を直接測定する。加振前にこの 3 分力計により各柱脚の鉛直力をモニタリングしつつ、4 柱脚の鉛直力を均一に調節する。鉛直力は、箱型支持要素に取り付けられる 4 本の鉛直ボルトを介して鋼柱接触要素へ伝達される。箱型支持要素内における鋼柱接触要素は、2 方向 8 本の水平ボルトにより水平方向に拘束され、加振時のせん断力は水平ボルトにより鋼柱接触要素に伝達される。

接触面の軸圧に関しては、中低層の鋼構造建物に用いられる柱軸圧縮力比（降伏強度に対する軸力の比）0.1 程度の角型鋼管柱の面圧として $3.5\text{-}4.0\text{N/mm}^2$ に設定する。この面圧を達成するために接触面は、中央部で $75\text{mm}\times 75\text{mm}$ の正方形になるよう斜めに切削加工する。その結果、接触面に作用する平均面圧は 3.7 N/mm^2 となる。鋼柱要素の接触面における初期条件はみがき仕上げとして、複数回の繰返しすべり実験中は、鋼柱要素および基礎モルタルの交換やみがきは行わない。

7.2.2 モルタル基礎

図 7.2 (a) にモルタル基礎の製作状況を示す。400mm 角 H 形鋼上に L 型鋼で側面型枠を配し所定の高さまでモルタルを敷き詰める。モルタル部分と 400mm 角 H 形鋼の間のすべりを防ぐため、H 形鋼上にボルトとコンクリート用インサートをシヤークーとして組み込む。側面の L 型アングルは、実験時には上部構造の基礎上からの落下防止治具として用いる。

本研究ではベースプレートと基礎間の充填用として一般的な高強度無収縮モルタルを用いる。モルタル打設はバイブレーターで振動を与えながら行い、その後表面に黒皮を残した鋼板をモルタル表面に押し当てる。鋼板は、事前に取り付けられた高さが等しいインサートに接触して、鋼板と H 形鋼は平行になる。モルタルの硬化後に鋼板

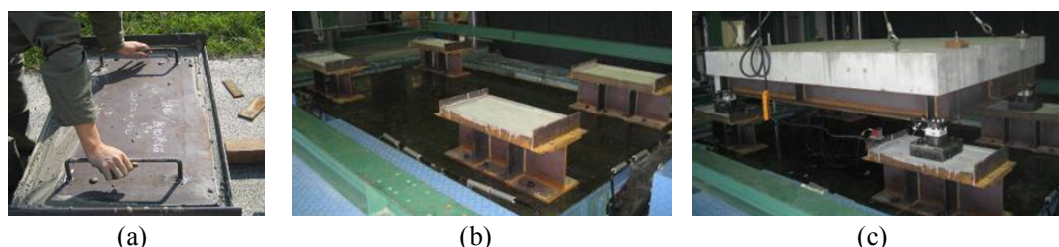


Fig. 7.2 Specimen photograph: (a) After mortar placing; (b) Shaking table with mortar base; (c) Shaking table with specimen

を取り除くことで、実験用のモルタル表面は鋼板に準ずる平滑さとなる。材料試験によるモルタルの圧縮強度は 35N/mm^2 である。

図 7.2 (b), (c) に示すように、基礎部の H 形鋼をボルトによって振動台上に緊結することで振動台と一体化させ、モルタル基礎上に事前に組み立てられた上部構造を設置する。

7.3. 振動台実験の位置づけ

鋼構造露出柱脚を想定した鋼とモルタルの摩擦実験に対する本実験システムは、既往の摩擦実験との比較において次のように特徴づけられる。

7.3.1 既往の摩擦研究

建築分野における既往の摩擦研究^{7.6), 7.9~7.15)}では、図 7.3 (a), (b) に示すように万能引張試験機、準静的ジャッキ、動的アクチュエーターを用いた実験が一般的である。摩擦試験面に高力ボルトによる締付け力を与えてこれを一定面圧として、万能試験機やアクチュエーターでせん断力を加える方法や、直交方向にもジャッキ等を用いて面圧を可変させる方法がある。

万能試験機や準静的ジャッキを使用した場合は、静止摩擦係数を測定できるが、動的なすべり進行時における摩擦抵抗を測定することはできない。動的アクチュエーターを用いる場合、すべり発生後の速度を制御できるため静止摩擦係数および動摩擦係数を測定できるが、摩擦面に作用させる鉛直力は、高力ボルトの締め付けにより与えることが一般的ですべり進行時の面圧変化の影響を検証することは困難である。

機械トライポロジー分野^{7.15~7.17)}では、図 7.3 (c) に示すように摩擦試験面を有する回転板を回転させた状態で摩擦試験材のピン型圧子を押しつけることが摩擦実験として一般的な手法である。この実験手法では、試験材要素の圧着面積が小さいため摩擦面の面圧にばらつきが小さいこと、累積すべりとすべり速度を正確に把握できることなどの利点がある。しかし一般的に面圧は非常に小さい範囲(軸力比 0.01 未満など)に限られている。

7.3.2 振動台を用いる実験システムの特徴

(a) すべり進行時の動摩擦抵抗

振動台入力が静止摩擦抵抗を超えるレベルに達した時点で鋼とモルタル間にすべりを生じ、その後の鋼とモルタル間のすべり進行時における動摩擦係数を 3 分力計により直接測定することができる。

(b) すべり応答変位

地震動を入力することで、柱脚のすべり応答変位を検証できる。また正弦波のような基本振動を用いれば、振動数、入力加速度と摩擦係数などの条件と、すべり応答振幅の関係を整理して検証できる。

(c) すべりの多数回繰返し

入力を適切に選択することで正負両方向に対する多数回繰返しすべりを生じさせることができる。さらに同一の柱脚要素およびモルタル基礎を用いた加振を繰返し行うことで、摩擦抵抗の安定性や耐久性を検証できる。

(d) 摩擦係数の面圧変化

柱脚に作用する面圧は一定ではなく、転倒モーメントや上下地震動のために絶えず変動する。本振動台実験システムでは、水平動に加え上下動を入力することによりすべり時の面圧変化が摩擦抵抗とすべり特性に与える影響を検証できる。

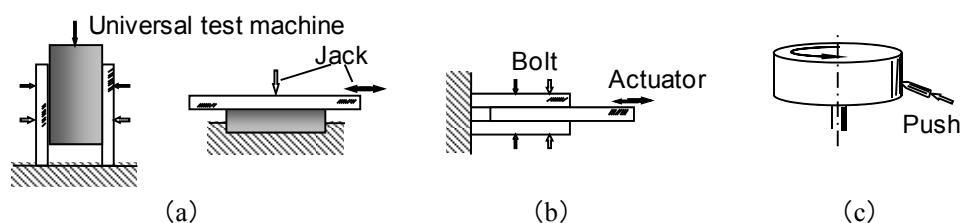


Fig. 7.3 Past friction experiment examples: (a) Structural engineering, Mortar and steel; (b) Structural engineering, Steel and steel; (c) Mechanical engineering, metal and metal

7.4. 振動台実験の加振条件と計測

入力波は水平一方向正弦波とし、中低層骨組の一般的な固有周期帯である 2Hz を振動数の基本として 1Hz と 5Hz の計 3 通りの振動数入力波を検討する。これら対して前章の静的実験における最大振幅である 30mm 程度を目標に、入力波の振幅を 6m/s^2 から順次 1m/s^2 ずつ増幅させてゆく。鋼柱接触要素とモルタル基礎は同一のものを繰返し用いる。したがって各加振において鋼とモルタルの接触面は、前加振までに生じたすべりを経験したことになる。表 7.1 に計画した加振の最大振幅と振動数の組合せを実験名称とともに示す。以後は表中の名称にしたがって試験体を記述する。加振時間は 10 秒に統一している。図 7.4 の入力波例に示すように、最初の 2 サイクルにおいて振幅を線形のテーパ状に漸増させ、そののちに一定振幅正弦波に移行させている。

計測はすべり面のすべりとせん断力、鉛直力の 3 種類に関して行う。すべりは各柱脚部のモルタル基礎に対する相対変位を用いる。せん断力と鉛直力は 3 分力計によって計測する。

Table 7.1 Input wave property

		Frequency		
		1 Hz	2 Hz	5 Hz
Acceleration	6 m/s ²	1Hz-6	2Hz-6	5Hz-6
	7 m/s ²	1Hz-7	2Hz-7	5Hz-7
	8 m/s ²	1Hz-8	2Hz-8	5Hz-8
	9 m/s ²	1Hz-9	2Hz-9	5Hz-9
	10 m/s ²	-	2Hz-10	-
	11 m/s ²	-	2Hz-11	-

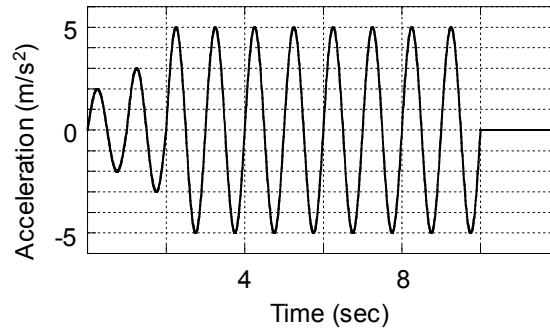


Fig. 7.4 Input wave property

7.5. 実験結果

7.5.1 想定入力波と実測入力波

各振動数における入力波の最大加速度振幅公称値と、それに対する振動台実験において計測された実際の最大加速度出力の差は-5%~+20%の範囲にあった。また振動台の制御性能の限界から正側と負側の最大加速度には、最大で11%の差が生じていた。

7.5.2 すべり状況と摩擦抵抗

以後すべりとは4柱脚でのすべりの平均値として定義する。実験において加速度振幅公称値が6m/s²の場合はすべりが生じず、7m/s²シリーズから全ての振動数においてすべりの発生が確認された。図7.5に加速度振幅公称値9m/s²におけるすべりの時刻歴応答を示す。すべりは入力される正弦波と同じ振動数の振動成分を有しつつも、すべての実験条件で正方向もしくは負方向に徐々にドリフトする現象が見られる。この理由は後に数値解析による考察とともに述べる。

摩擦抵抗に関して、3分力計によって測定された柱脚の総せん断力 F_h を総鉛直力 F_v で除した値を摩擦抵抗比 $\mu=F_h/F_v$ として定義し、これに対する時刻歴波形を示す。総せん断力と総鉛直力を用いることにより柱脚システムとしての摩擦抵抗を無次元化しており、図7.5のすべり時刻歴においてすべり出しに対応する μ が最大静止摩擦係数、

すべり進行時における μ が動摩擦係数と定義される。図 7.6 からすべりの進行時において μ は最大静止摩擦係数でほぼ等しくなっている。

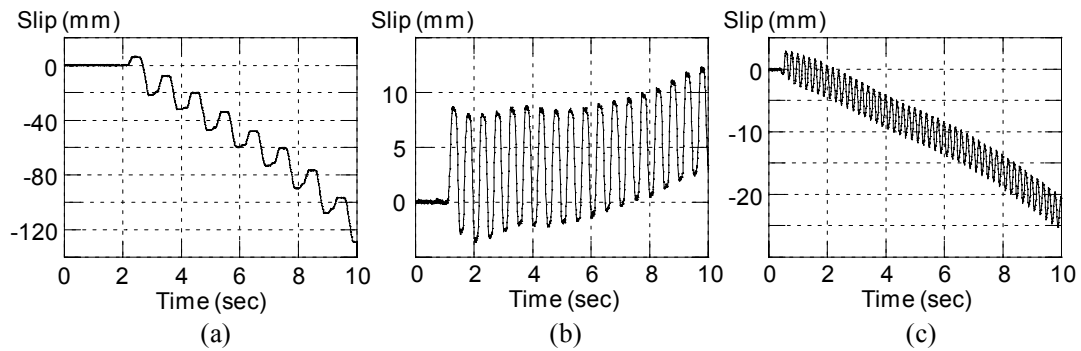


Fig. 7.5 Slip time history: (a) 1Hz-9; (b) 2Hz-9; (c) 5Hz-9

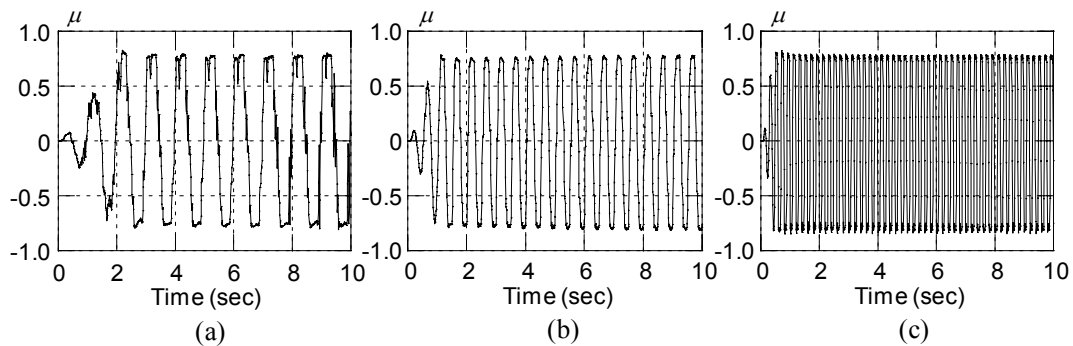


Fig. 7.6 Friction coefficient time history: (a) 1Hz-9; (b) 2Hz-9; (c) 5Hz-9

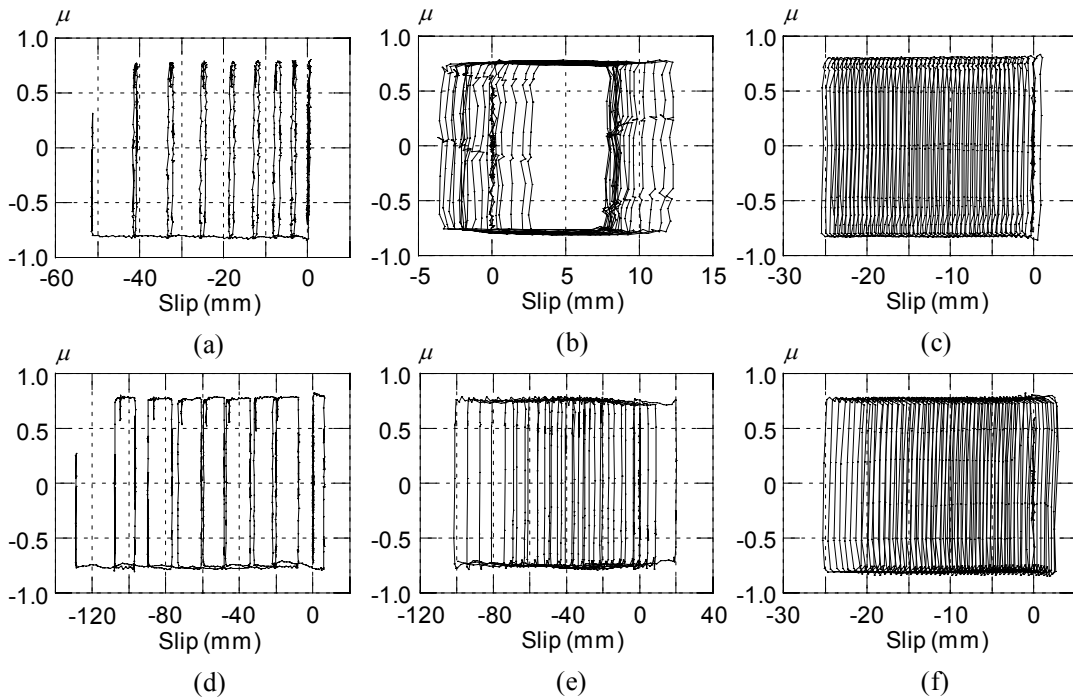


Fig. 7.7 Friction coefficient time history:
 (a) 1Hz-8m/s²; (b) 2Hz-10m/s²; (c) 5Hz-8m/s²; (d) 1Hz-9m/s²; (e) 2Hz-11m/s²; (f) 5Hz-9m/s²

7.5.3 すべりと摩擦抵抗の関係

縦軸に μ を横軸にすべりをとった柱脚の履歴特性を図 7.7 に示す。横軸のすべり変位の大きさは加振条件によって大きく異なる。また加振条件によってすべり速度は異なるが、すべり速度による摩擦挙動の変化は見られない。最大すべり速度は $2\text{Hz}-11\text{m/s}^2$ の時で 0.28m/s であった。摩擦抵抗比に関しては、いずれの場合においてもすべり進行中の摩擦抵抗はほぼ一定の値を示している。これは静止摩擦係数と動摩擦係数が変わらないことを示し、その結果履歴形状は剛塑性型を呈している。

正負 1 往復を 1 Hz で 8 回、2 Hz で 18 回、5 Hz で 48 回のすべりが繰返されているが、多数回繰返しすべりを受けた後でもなお安定かつ一定の摩擦抵抗が得られている。

7.5.4 静止摩擦係数と動摩擦係数

表 7.1 における組合せのうちすべりを確認した加振実験に関して、加振中の各サイクルでの静止摩擦係数を平均した値を表 7.2 に示す。図 7.7 からわかるようにすべっている間の摩擦係数（動摩擦係数）は静止摩擦係数と等しいので、表 7.2 の値は静止摩擦係数と動摩擦係数の両方を表わしている。これらの値は 0.74 から 0.83 の間に散在し、正負、振動数、そして最大加速度振幅によらず安定しており、実験結果全体の平均値は 0.78 であった。前章の静的実験では、すべりを複数回経験した実験後の静止摩擦係数として約 0.8 を得ている。この値とも表 7.2 の静止摩擦係数はよい対応を示している。

Table 7.2 Dynamic test results (Static friction coefficient)

Amplitude	Frequency					
	1Hz		2Hz		5Hz	
	Positive	Negative	Positive	Negative	Positive	Negative
7m/s^2	0.74	0.78	0.76	0.76	0.80	0.83
8m/s^2	0.76	0.80	0.77	0.77	0.80	0.82
9m/s^2	0.76	0.77	0.76	0.76	0.78	0.81
10m/s^2	-	-	0.74	0.78	-	-
11m/s^2	-	-	0.77	0.75	-	-
Average	0.78					

7.5.5 すべり振幅に対する考察

すべりの振幅の挙動を考察するために、すべり応答に関して 1 サイクルあたりのすべりのうちで正負ピーク値の差を平均した値（等価すべり振幅 S_{aexp} ）を考える。図 7.8 は、横軸に振動回数をとった等価すべり履歴であり、各振動数における最大加速度振幅公称値 9 m/s^2 、 8 m/s^2 および 7 m/s^2 の場合を示している。いずれの加速度振幅の場

合も繰返し回数に関わらずそれぞれの等価すべり振幅はほぼ一定の値を示している。等価すべり振幅の値は、いずれの振動数においても最大加速度振幅が大きくなるほど増加している。

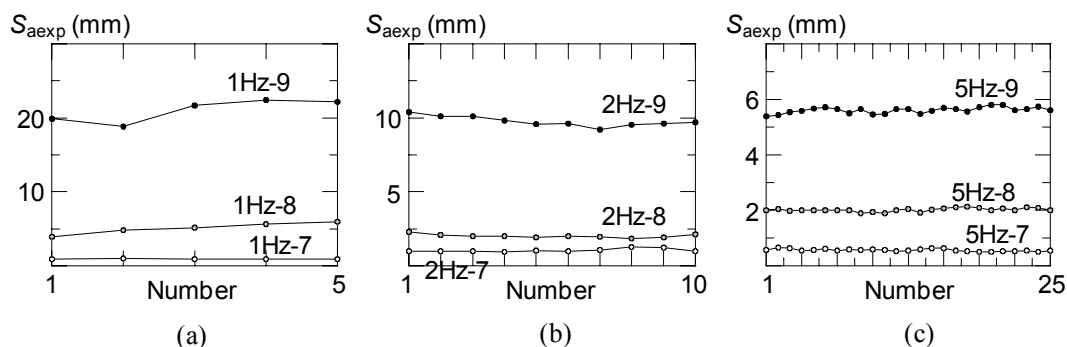


Fig. 7.8 Equivalent slip: (a) 1Hz; (b) 2Hz; (c) 5Hz

7.6 数値解析による摩擦挙動の再現

7.6.1 数値解析諸元

実験結果において図 7.7 の摩擦抵抗とすべりの関係から剛塑性の履歴特性が示した。ここではその履歴特性とすべり特性の関係を数値解析による再現性から分析し、実験で得られた摩擦特性を検証する。解析では 1 自由度系モデルを用い、剛塑性の代わりに初期剛性を非常に高くした完全弾塑性 (10^{20} kN/m) の履歴を与える。すべり時の耐力は、静止摩擦係数と実験で用いた試験体の質量を基本として与える。

7.6.2 数値解析結果

実験において振動台の実入力波は、7.5.1 で示したように正負での最大加速度に若干の差が生じており、1Hz-9m/s² の場合は負側のほうが最大加速度で約 6%大きくなっている。実験で計測された実入力波を用いた数値解析によるすべり応答と、正負の最大加速度が等しい理想的な正弦波を用いた数値解析によるすべり応答を図 7.9 において比較している。ここで図 7.9 の凡例は表 7.3 に示す組合せに対応している。正負の静止摩擦係数を同じ値（実験結果全体の平均値 0.78）として、理想的な正弦波を使用した条件 a では、初期の 1 サイクルにおいてすべりにドリフトが生じるがそれ以後ドリフトは生じていない。一方、正負の静止摩擦係数を同じ値（0.78）として、実入力波を使用した条件 b では、最大加速度が大きい負側にすべりのドリフトが生じており、正負入力振幅の違いがドリフトを生じさせる原因になっている。

さらに同図において、静止摩擦係数に実験結果に相当する値（正側 0.76, 負側 0.77）を用い、実入力波を使用した条件 c では、等価すべり振幅の誤差は 5%未満でありド

ドリフトの程度に関しても実験結果とよい一致を示す。

入力波 2Hz, 5Hz での実験結果においても実験で計測された実入力波を入力として数値解析を行う。静止摩擦係数を実験で計測されたものから変動させ、摩擦係数の変動によるすべり挙動の変化を考察する。またすべり応答がほぼ同一と見なせるときの摩擦係数を解析値として求める。

図 7.10 に入力波 2Hz-9 と 5Hz-9 でのすべり応答に関する時刻歴応答を示す。図中に示している結果は、(1) 実験結果 (●), (2) 実験で得られた摩擦係数を用いた数値解析結果 (□), (3) 実験結果と数値解析のすべり応答がほぼ一致する摩擦係数を選択した場合の解析結果 (×), の 3 種類である。摩擦係数について正側すべりに対する摩擦係数は正の値, 負側すべりに対する摩擦係数は負の値で示している。

2Hz-9 では実験で得られた摩擦係数を使った場合, 等価すべり振幅は解析値が実験値に比べて 1.15 倍程度であった。摩擦係数を変動させて解析におけるすべりドリフトの程度を実験結果に合わせた状態で等価すべり振幅の誤差を小さくした結果, 1%程度の変動にあたる正側摩擦係数 0.753, 負側摩擦係数 0.755 において, 等価すべり振幅に関する実験値と解析値の誤差は 5%未満となった。

5Hz-9 では実験で得られた摩擦係数を使った場合, 等価すべり振幅は実験値が解析値に対して 1.5 倍程度であった。摩擦係数を変動させて, 解析結果のすべりドリフトの程度を実験結果に合わせた状態で等価すべり振幅の誤差を小さくした結果, 20%程度の変動にあたる正側摩擦係数 0.675, 負側摩擦係数 0.665 において, 等価すべり振幅に関する誤差は 5%未満となった。

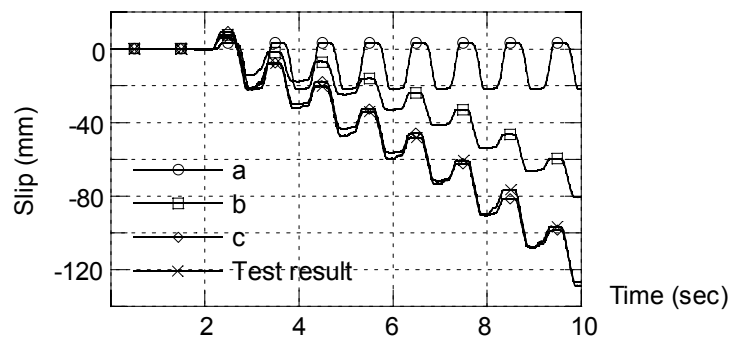


Fig. 7.9 Effect of input wave and static friction coefficient for slip behavior (1Hz-9)

Table 7.3 Analysis model for slip behavior check

Name	Input wave	Static friction coefficient
a	Ideal sine wave	+0.78, -0.78
b	Measured input wave	+0.78, -0.78
c	Measured input wave	+0.76, -0.77

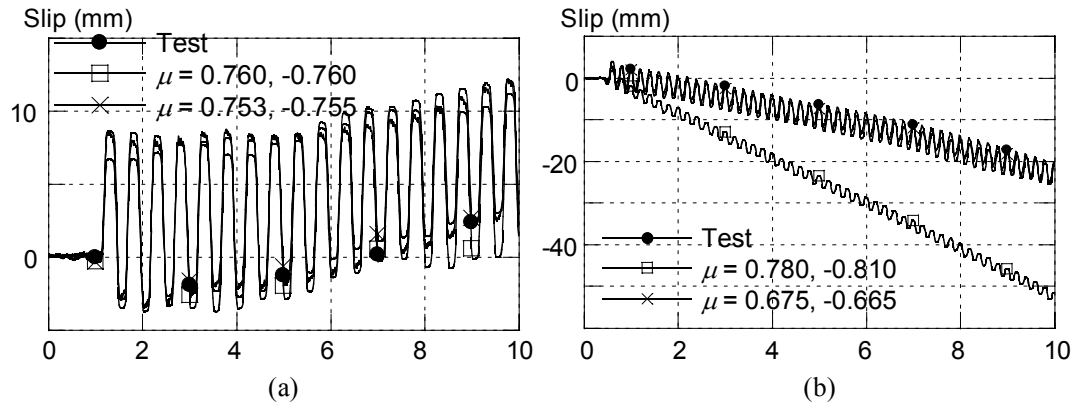


Fig. 7.10 Comparison between test result and analysis result for slip amplitude;
(a) 2Hz-9: (b) 5Hz-9

7.7 まとめ

本章では鋼構造露出柱脚とモルタル基礎間の動摩擦問題を検証することを目的として、振動台を用いた動的实验を実施した。

振動台への水平入力波を振幅と振動数を変化させた正弦波とし、特に動的応答下における摩擦抵抗の安定性を検証した。同一の基礎モルタルと柱脚要素を用いて繰返し多数回の加振を実施しているため、接触面はすべりの累積を経験した条件となる。すべり応答性状に関しては、上部構造が剛体で、静止摩擦抵抗力と動摩擦抵抗力を一定とする場合の理論展開と、摩擦特性を剛塑性モデルとした数値解析から、そのすべり挙動を検討した。

得られた主な知見は以下に示すとおりである。

1. 多数回の繰返しすべりに対して静止摩擦係数は常に安定していた。入力波の振幅と振動数に依存せず、静止摩擦係数はほぼ一定であり、実験値の平均値は 0.78 であり、前章の静的実験結果と類似した結果となった。
2. 本加振条件下における、すべり時の動摩擦係数は静止摩擦係数と等しく、すべり進行時における摩擦抵抗力は一定となった。つまり、水平外力は静止摩擦を経て、すべり出した後も同等の摩擦抵抗力を発揮する。これは、露出柱脚のせん断耐力をアンカーボルトのせん断耐力と摩擦抵抗力の足し合わせによって評価することの可能性を示唆するものである。
3. すべり振幅は繰返しに対して非常に安定しており、各入力波に対して 10 秒間の载荷を通してその振幅は一定であった。
4. 数値解析による摩擦挙動の再現を試みた結果、すべり時の動摩擦係数を一定と仮定した剛塑性モデルを用いる数値解析では、ほぼ実験で得られた摩擦係数に

において実験結果のすべり応答を再現でき、すべり応答を通して解析から与えられる動摩擦係数が鋼構造接合部設計指針等で用いられる摩擦係数 0.5 を上まわることを確認した。

参考文献

- 7.1) 山田哲, 岡田健, 國岡恭子, 薩川恵一: アングルを用いた露出型柱脚の実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 572 号, pp.163-170, 2003.10.
- 7.2) 是此田渉, 吉住孝志, 土井紀佳, 野田善弘ほか: ベースプレート降伏先行型鉄骨露出柱脚の弾塑性変形性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 967-970, 2001.9.
- 7.3) 高松隆夫, 銅木弘和, 中村慎太郎: 改良型復元力特性を有する露出柱脚に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 783-788, 2002.9.
- 7.4) 鋼構造接合部設計指針, 日本建築学会, 2006.
- 7.5) 清和四士: 鉄骨柱底の摩擦係数について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1283-1284, 1977.9.
- 7.6) 鷺尾健三, 滝本義一, 久恒治郎, 鈴木豊朗: 鋼構造柱脚の定着効果に関する研究 (その 2.鋼板とモルタル面間のすべりについて II 報), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1177-1178, 1968.9.
- 7.7) 南宏一: せん断を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について, RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム, 論文集, pp.1-16, 1982.6.
- 7.8) 山本遼太, 倉田真宏, 長江拓也, 寺田岳彦, 吹田啓一郎, 中島正愛: 繰返し載荷を受ける浅い埋込み柱脚の復元力特性 その 1 実験による検証と最大耐力評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 606 号, pp.147-153, 2007.3.
- 7.9) 長江拓也, 池永昌容, 中島正愛, 吹田啓一郎: 鋼構造露出柱脚におけるベースプレートと基礎モルタル間の摩擦抵抗, 日本建築学会構造系論文, 第 606 号, pp.217-223, 2006. 8.
- 7.10) 宇野暢芳, 井上一朗, 竹内一郎, 北卓也: 高摩擦係数を有する高力ボルト摩擦接合部の有効断面に関する研究 その 1 単一ボルト接合部の引張載荷実験とすべり係数の算定, 日本建築学会構造系論文集, 第 531 号, pp.165-172, 2000.5.
- 7.11) 宇野暢芳, 井上一朗, 竹内一郎, 東清三郎, 北卓也: 高摩擦係数高力ボルト接合部の耐力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 502 号, pp.127-133, 1997.12.
- 7.12) 宇野暢芳, 井上一朗, 志村保美, 脇山広三: 硬さが異なる鋼材間の摩擦係数に

- 関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 494 号, pp.123-128, 1997.4.
- 7.13) 沼田明樹: すべり荷重を上まわる動的繰り返し荷重を受ける高力ボルト摩擦接合部の摩擦係数変動特性, 日本建築学会論文報告集, 第 341 号, pp.37-45, 1984.7.
- 7.14) 辻岡静雄: 過大応力を受ける高力ボルト摩擦接合部の力学挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 518 号, pp.103-109, 1999.4.
- 7.15) 田中久一郎: 摩擦のおはなし, 日本規格学会, 1985.3.
- 7.16) 岩渕明, 中野健, 足立幸志: 摩擦係数を測定する, トライボロジスト, 第 47 巻, 第 4 号, pp.242-248, 2002.
- 7.17) 安藤泰久, 小川博文, 石川雄一, 北原時雄: 微小接触面の摩擦特性 摩擦係数の垂直荷重依存性, トライボロジスト, 第 38 巻, 第 9 号, pp.837-843, 1993.
- 7.18) 富島誠司, 大橋智樹, 佐藤啓治: すべり支承方式の免震に用いるすべり材の動摩擦係数に関する研究 実験データによる動摩擦係数と依存性, 日本建築学会技術報告集, 第 1 号, pp.140-145, 1995.12.

8 章 置くだけの柱脚の実現可能性の検討

8.1 研究の目的

6 章と 7 章で，一般的な柱脚部の鋼製ベースプレートと無収縮モルタルの摩擦特性を検討した．その結果，静止摩擦係数は最初約 0.5 であり繰返しすべりによって静止摩擦係数と動摩擦係数は急速に増大し，約 0.8 に収束することを明らかにした．このことは，基礎を緊結せずに置いただけの場合に，ベースシア係数にして 0.5 以上のせん断力までは柱脚にすべりが生じないことを意味している．置いただけの柱脚（以下，「置くだけの柱脚」）の場合，ベースプレートとモルタル間の摩擦によってせん断力に抵抗する一方，モーメントが作用した場合にはモーメントに対して抵抗はせずに，ベースプレートの端部を中心として回転変形が生じる．ただし柱脚部には骨組の自重が作用しているために，自重と柱中心（ベースプレート中心）から回転中心となるベースプレート端部との距離の関係から求められる離間モーメントまでは，固定柱脚と同じ挙動を示す．その後は，すべらなければ剛性がない状態（ピンと同じ状態）で回転だけが進む．

本章では，鋼構造骨組の中でも柱の軸力変動がない中柱に置くだけの柱脚を使うことを考える．ピン柱脚を使用する場合，鋼構造建物の応答に関しては最大変形が各層に均等に配分される効果が知られている^{8.1)}．置くだけの柱脚と SC 柱脚の併用によって，建物全体の残留変形を低減すると同時に，最大変形を 1 層に集中させることなく，上層にも分配するような構法が可能であるかどうかを検討する．これらの検討には 3 章と同様の時刻歴応答解析を用いる．

8.2 解析の設定

8.2.1 解析骨組の設計

(a) 骨組の設定

本章では，複数の柱脚を併用するために，前章までの解析に用いた一般化した骨組ではなく多層多スパン骨組そのものを対象とする．解析骨組は 3 次元フレームの 1 構面を取り出した平面フレームである．骨組は 3 章と同じ 3 層骨組と，その比較対象として 2 層骨組を考える．設計方法は 3 章で示した方法にならうが，本章では，2 層骨組，3 層骨組ともに図 8.1 および表 8.1 に示す平面と積載荷重，柱 1 本に作用する建物自重に対する骨組設計を施している（同図表は 3 層骨組を対象としており，2 層の場合は 3 層を除いたものとして扱う）．解析骨組の仮定条件は 3 章の 3.2.2 と同一である．本章で取り扱う骨組は魚骨骨組ではないが，簡単のために設計上中柱と外柱に区別は

つけない。

本骨組の設計では，一次設計ではベースシア係数 0.2 で層間変形角が 1/200rad 未満に収まるように設計し，ベースシア係数 0.3 において固定柱脚が全塑性状態に至るようにする．各部位に作用するモーメントは柱反曲点及び梁反曲点を各部材の長さ方向中央で不変であると考えて算出する（図 8.1 (b)）。

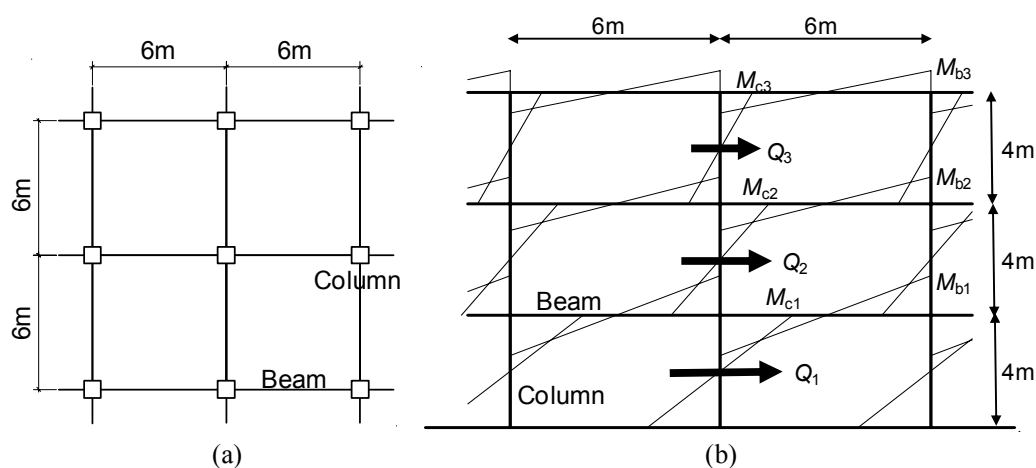


Fig. 8.1 Analysis model: (a) Plan; (b) Moment diagram

Table 8.1 Analysis model mass: (a) Dead and live load; (b) Total floor mass for one column

(a)				(b)	
	DL (N/mm ²)	LL (N/mm ²)	DL+LL (N/mm ²)		Total mass for one column (kN)
2F	5100	800	5900	1 story	212.4
3F	5100	800	5900	2 story	212.4
RF	5100	800	5900	3 story	212.4

(b) 柱と梁の剛性

$C_0=0.2$ のときに作用しているモーメントとそのときの変形角制限から柱と梁に必要な断面性状を求める．柱梁部材に必要な断面 2 次モーメントの計算方法は 3.2.2 述べた通りである．

(c) 柱と梁の耐力

各部材の耐力は，「ベースシア係数 0.3 相当のせん断力が作用したときに骨組が崩壊機構を形成する」という仮定のもとに設定する．解析骨組の仮定上，柱は弾性に留めるために柱の耐力（塑性断面係数および断面係数）は無窮大とする．骨組の崩壊機構は梁崩壊型を想定しているため，塑性断面係数は梁に対するもののみを対象として，ベースシア係数 0.3 相当のせん断力が作用したときに生じる各梁端のモーメントが全塑性モーメントになるように塑性断面係数を設定する．

以上の設定から求められた柱と梁の各諸量を表 8.2 に示す. なおここでは便宜上外柱と中柱を区別せず, それぞれの層における柱と梁はすべて表 8.2 に示す諸量を有するものとする.

Table. 8.2 Used property of analysis model: (a) 3 story; (b) 2 story

(a)					
Story	$c_t M_p$ (kNm)	$c_b M_p$ (kNm)	I_c (m ⁴)	$b M_p$ (kNm)	I_b (m ⁴)
1	∞	∞	0.000332	343.2	0.000446
2	∞	∞	0.000332	343.2	0.000446
3	∞	∞	0.000332	343.2	0.000446

(b)					
Story	$c_t M_p$ (kNm)	$c_b M_p$ (kNm)	I_c (m ⁴)	$b M_p$ (kNm)	I_b (m ⁴)
1	∞	∞	0.000221	276.6	0.000270
2	∞	∞	0.000221	276.6	0.000270

8.2.2 柱脚モデルの設計

解析では 1 層柱の柱脚端部に弾塑性回転バネを導入して柱脚の挙動を模擬する. 柱脚には, 固定柱脚, SC 柱脚, そして置くだけの柱脚の 3 種類を検討する.

(a) 固定柱脚

固定柱脚は完全剛塑性型としてモデル化する.

初期剛性

初期剛性は 1 層柱の弾性剛性の 10^3 倍として, 降伏後剛性は 1 層柱の弾性剛性の 10^{-3} 倍とする. ここで 1 層柱の弾性剛性は 1 層柱を両端固定として求めた曲げ剛性として, 次式で与える.

$$3 \text{ 層骨組の場合: } K = \frac{6EI_{cl}}{h_1} = \frac{6 \times 205 \times 33155 \times 10^4}{4000} = 1.020 \times 10^6 \text{ (kNmm)} \quad (8.4)$$

$$2 \text{ 層骨組の場合: } K = \frac{6EI_{cl}}{h_1} = \frac{6 \times 205 \times 22103 \times 10^4}{4000} = 0.679 \times 10^6 \text{ (kNmm)} \quad (8.5)$$

従って 3 層と 2 層の初期剛性はそれぞれ 1.020×10^9 (kNmm), 0.679×10^9 (kNmm) となる.

降伏耐力

降伏耐力はベースシア 0.3 相当のせん断力が作用したときに, 1 層柱脚に作用するモーメントとする. 表 8.3 から降伏耐力は 3 層骨組, 2 層骨組それぞれ 382.3kNm, 254.9kNm となる.

降伏後剛性

降伏後剛性は初期剛性の 10^{-6} 倍とする．そのため 3 層骨組，2 層骨組それぞれ 1.020×10^3 (kNmm)， 0.679×10^3 (kNmm) となる．

(b) SC 柱脚

SC 柱脚は 4 章，5 章の実験結果及び 3 章の数値解析結果における最適性能から以下のように設定する．

- ・ 離間モーメント：1 層柱の全塑性モーメントの 0.6 倍
- ・ 降伏モーメント：1 層柱の全塑性モーメントの 0.9 倍
- ・ 初期剛性：1 層柱の弾性剛性の 20 倍
- ・ 離間後剛性：降伏モーメントが $1/400\text{rad}$ で生じるように設定する
- ・ 降伏後剛性：1 層柱の弾性剛性の $1/20$ 倍

以上の条件から設定した SC 柱脚の性能は以下の通りである．

Table. 8.3 SC column base property: (a) 3 story; (b) 2 story

(a)

Decompression moment	Yield moment	Initial stiffness	Stiffness after decompression	Stiffness after yielding
M_d (kNm)	M_y (kNm)	K_0 (kNm/rad)	K_1 (kNm/rad)	K_2 (kNm/rad)
229.4	344.1	9.20E+05	4.59E+04	2.30E+03

(b)

Decompression moment	Yield moment	Initial stiffness	Stiffness after decompression	Stiffness after yielding
M_d (kNm)	M_y (kNm)	K_0 (kNm/rad)	K_1 (kNm/rad)	K_2 (kNm/rad)
153.1	229.5	6.80E+05	3.06E+04	1.53E+03

(c) 置くだけの柱脚

置くだけの柱脚は，PC 鋼棒とダンパーがない SC 柱脚と同じ状態である．この場合，建物自重による鉛直力と建物自重が作用する柱中央から回転中心となる柱部材端部までの距離による離間モーメントまでは，基礎梁と柱が剛接合として挙動し，離間後は剛性が 0 のピン柱脚として挙動する．離間モーメントを設定するために柱断面を設定する必要がある．ここでは断面 2 次モーメントと必要降伏モーメントから部材を選定し，3 層，2 層両骨組ともに H-350x350x12x19 を選択する．このときの離間モーメントは次式で与えられる．

$$3 \text{ 層骨組} : M_y = 637.2 \times \frac{350}{2} = 111510 \text{ kNmm} = 111.51 \text{ kNm} \quad (8.6)$$

$$2 \text{ 層骨組} : M_y = 424.8 \times \frac{350}{2} = 74340 \text{ kNmm} = 74.34 \text{ kNm} \quad (8.7)$$

また初期剛性と降伏後剛性はそれぞれ 1 層柱の弾性剛性の 10^3 倍、 10^{-3} 倍とする。

8.2.3 解析変数

本章では解析変数として柱脚の種類をとりあげる。検討する柱脚は前述の 3 種類である。以上の柱脚に対して、それぞれ表 8.4 に示す組合せ（各名称は以後、「固定骨組」、「SC 骨組」、「置くだけ固定骨組」、「置くだけ SC 骨組」とする）を考える。ここで、本章では外柱とは、骨組最外周の柱 2 本を、中柱とは外柱以外の柱をそれぞれ指している。

骨組を構成する部材は基本的に固定骨組の部材を使う。ここで固定骨組と SC 骨組は、第 4 章の数値解析との整合性を確認するために用いるとともに、本章での基本的な比較対象でもある。本章で主に考察する骨組は置くだけの柱脚を用いた、置くだけ固定骨組と置くだけ SC 骨組である。

置くだけ固定骨組と置くだけ SC 骨組は中柱を固定柱脚もしくは SC 柱脚と比べて最大耐力が小さな「置くだけの柱脚」とするため、柱脚以外の柱梁部材が同じ場合には固定骨組と比べて保有水平耐力は小さくなる。その場合、次節で記述するように一次設計の変形角制限を満たさなくなるため、骨組を補強する必要がある。ここでは外柱のみを補強（大きな断面への変更）することで、所定の変形制限を満足する方針とする。補強の詳細に関しては次節で記述する。

Table 8.4 Specimen condition for column bases

Frame name	Fix	SC	Unfastened Fix	Unfastened SC
Interior column base	Fix	SC	Unfastened	Unfastened
Exterior column base	Fix	SC	Fix (reinforced)	SC (reinforced)

8.2.4 解析の種類

解析はプッシュオーバー解析と地震応答解析の 2 種類からなる。プッシュオーバー解析では、骨組設計で用いる A_i 分布に基づくせん断力を各層に作用させる。一方地震応答解析では、3 章で用いた地震動のうち、標準波 0.5m/s、標準波 1.0m/s を用いる。解析結果は 3 章と同じくそれぞれの地震動グループ結果に関して、最大層間変形角と残留層間変形角の 84 パーセントイル値を用いる。

8.2.5 プッシュオーバー解析結果と骨組の補強

図 8.2 に 3 層骨組のプッシュオーバー解析結果を示す。プッシュオーバー結果から固定骨組と SC 骨組は 1 次設計の変形角制限を満たしている。これに対して補強を施していない状態での置くだけ固定骨組、置くだけ SC 骨組では、ベースシア 0.2 時の変形角が 0.01rad 程度に至り、変形角制限を満足していない。そこで置くだけ固定骨組に対して、外柱の断面 2 次モーメントと全塑性モーメントを補強して、変形角制限を満たすようにする。置くだけ SC 骨組は置くだけ固定骨組の骨組の柱脚部だけを固定柱脚から SC 柱脚に変更して、その状態で変形角制限を満足するかを確認する。

補強（断面変更）は以下の手順で行う。

- ・ まず置くだけ固定骨組に関して考え、置くだけ SC 骨組は置くだけ固定骨組と同じ補強を施す。
- ・ 変更箇所は一層の柱と柱脚とする。解析上柱は弾性に留めているため、変数は柱の剛性に関する柱の断面 2 次モーメントと柱脚の降伏耐力である。
- ・ 保有水平耐力が固定骨組と同じになるまで補強し、次にベースシア係数 0.2 相当のせん断力が作用したときの変形角 (0.00381rad) と同じになるように剛性を増やす。この手順に従った結果、変形角制限を満たす補強として、柱の断面 2 次モーメントを 5.8 倍、全塑性モーメントについて 4.0 倍にする必要があることがわかった。補強後の

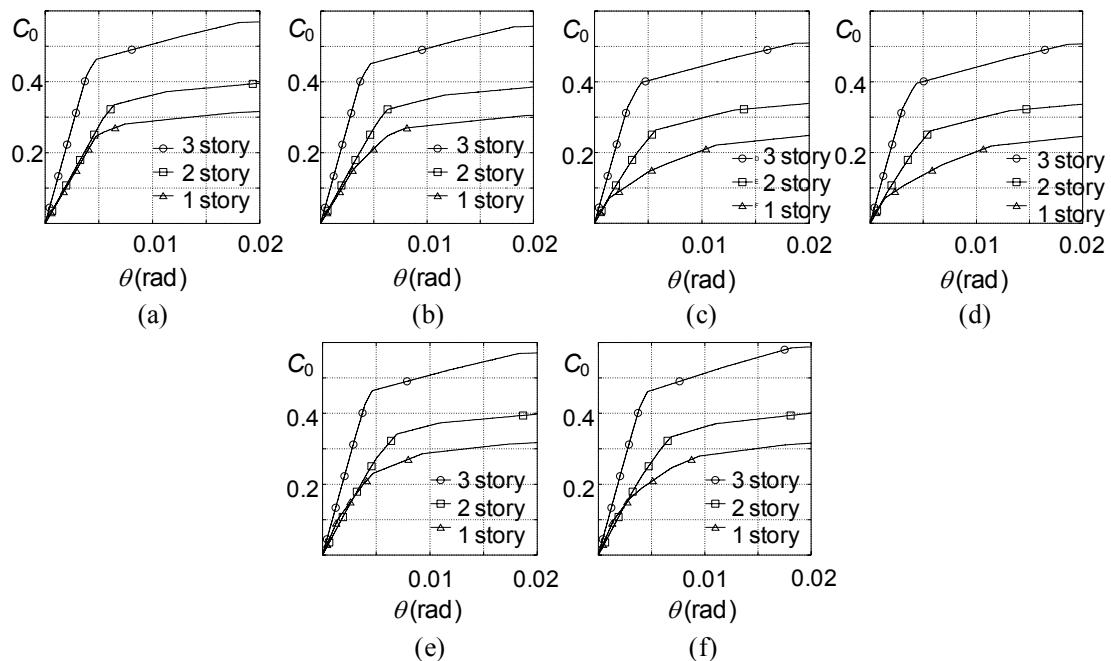


Fig. 8.2 Pushover analysis result for 3 story frame: (a) Fix; (b) SC; (c) Unfastened Fix (before reinforcement); (d) Unfastened SC (before reinforcement); (e) Unfastened Fix (after reinforcement); (f) Unfastened SC (after reinforcement)

プッシュオーバー結果をみると置くだけ固定骨組はほぼ固定骨組と同様の履歴挙動になっており、置くだけ SC 骨組も変形角制限を満たしている。

なお同様の補強手法を用いて 2 層骨組に関しても補強を施した結果、柱の断面 2 次モーメントと全塑性モーメントの補強倍率はそれぞれ 5.5 倍と 3.8 倍となる。

8.3 3 層骨組の時刻歴応答解析結果

8.3.1 最大層間変形

図 8.3 に 3 層骨組での各地震動に対する解析結果を示す。

固定柱脚を用いている固定骨組と置くだけ固定骨組を比較すると、置くだけの柱脚を併用した置くだけ固定骨組のほうが固定骨組よりも各層における最大層間変形が 10～20%小さくなっている。

SC 柱脚を用いた SC 骨組と置くだけ SC 骨組では、両地震動において 1 層では置くだけ SC 骨組のほうが変形が小さいものの、2 層では同程度の変形であり、3 層では置くだけ SC 骨組のほうが変形が大きくなっている。置くだけ SC 骨組では SC 柱脚と置くだけの柱脚を併用しており、特定層への変形集中の緩和が置くだけの柱脚によってなされたと言える。なお特定層個別ではなく骨組全体に対する変形を比較するために各層での最大層間変形の総和を考えてみると、標準波 0.5m/s では SC 柱脚と置くだけの柱脚を併用した置くだけ SC 骨組のほうが 10%程度小さくなっている。一方標準波 1.0m/s では SC 骨組、置くだけ SC 骨組ともに同程度の変形になっている。このことから地震動が大きい標準波 1.0m/s では、骨組全体としての最大層間変形の低減は見込まれないことが明らかである。これは過大な地震動によって置くだけの柱脚を使用している柱の柱頭が大きく塑性変形したため、最大層間変形が増えたことに起因する。

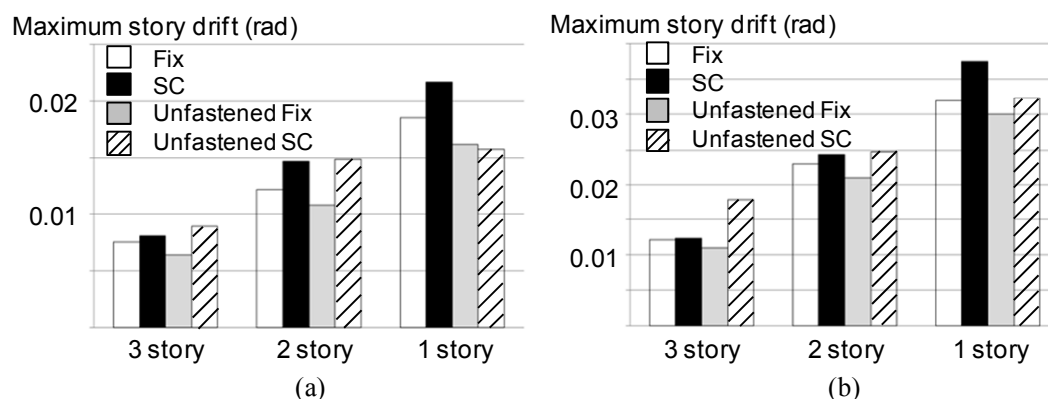


Fig. 8.3 Analysis result for 3 story frame maximum story drift:
(a) Design for 0.5 m/s; (b) Design for 1.0 m/s

固定柱脚と SC 柱脚を比較すると、全般的に固定柱脚を使っている骨組のほうが SC 柱脚を使っている骨組よりも 20%程度変形量が小さい。これは 3 章でも述べたように固定柱脚と SC 柱脚の同変形時でのエネルギー消費量（履歴の面積）の違いに起因するものである。

8.3.2 残留層間変形

図 8.4 に 3 層骨組での各地震動に対する解析結果を示す。

まず標準波 0.5m/s での 3 層結果を除くすべての場合において、残留層間変形は SC 骨組において最小になっている。

固定柱脚を用いた骨組では、標準波 0.5m/s では固定柱脚と置くだけの柱脚を併用した置くだけ固定骨組のほうが固定骨組よりも 20%程度残留層間変形が小さい。しかし標準波 1.0m/s では逆に置くだけ固定骨組のほうが固定骨組に比べて 20%程度大きくなっている。これは、大きな地震動に対しては置くだけの柱脚を用いることによって 1 階柱頭に損傷集中が生じて、その結果残留変形が固定柱脚だけの骨組に対して大きくなったためである。

SC 柱脚を用いた骨組では、SC 柱脚だけの SC 骨組のほうが SC 柱脚と置くだけの柱脚を併用した置くだけ SC 骨組と比べて変形は小さい。置くだけ SC 骨組をその他の骨組と比較検討すると、1 層では固定柱脚を用いた固定骨組、置くだけ固定骨組と比べ変形が 1/3 以下に収まっている。しかしながら 2 層では固定骨組、置くだけ固定骨組とほぼ同じ程度の変形が生じており、3 層では固定骨組、置くだけ固定骨組の 2 倍程度の大きな変形が生じている。これは置くだけの柱脚を使用した柱の柱頭およびその上層に損傷が集中し、外柱にのみ導入した SC 柱脚では骨組全体の残留変形を引き戻

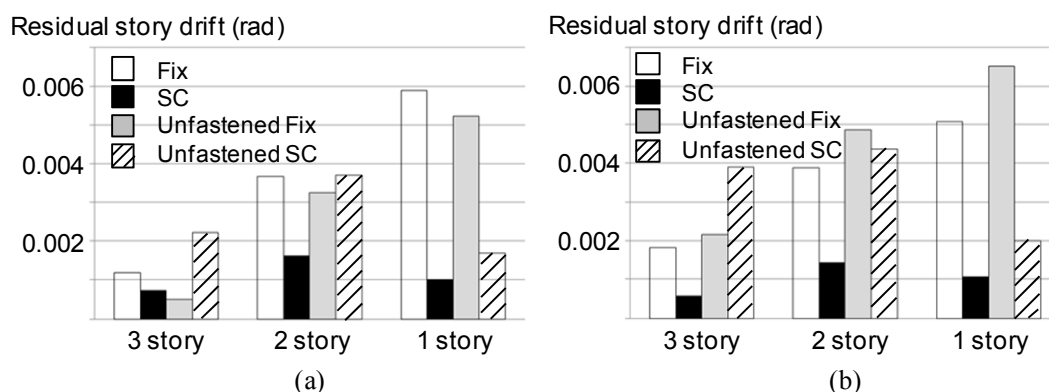


Fig. 8.4 Analysis result for 3 story frame residual story drift:
(a) Design for 0.5 m/s; (b) Design for 1.0 m/s

することができなかつたためである。またその他に、置くだけの柱脚を用いた置くだけ固定骨組、置くだけ SC 骨組では、前述のように最大層間変形が上層部まで均等に分配されており、その結果、置くだけ SC 骨組の 3 層は、固定骨組、SC 骨組と比べて相対的に大きな変形を被ることになり、この変形に伴って 3 層の残留変形が大きくなったのも一因と考えられる。

このように 3 層骨組では、置くだけの柱脚を用いることで、それを用いない骨組と比較すれば、最大層間変形は 10%~20%小さくすることが可能である。しかしながら残留層間変形は、地震動が小さい場合（標準波 0.5m/s）には若干低減することができるが、地震動が大きく（標準波 1.0m/s）なると 2 倍以上に増大する可能性もある。このことから、3 層骨組に対しては置くだけの柱脚を用いることは有効とは言えない結果となった。

8.4 2 層骨組の時刻歴応答解析結果

8.4.1 最大層間変形

図 8.5 に 2 層骨組での数値解析結果を示す。

固定柱脚を用いている固定骨組と置くだけ固定骨組を比較すると、置くだけの柱脚を併用した置くだけ固定骨組のほうが固定骨組よりも、ほとんどの場合において各層における最大層間変形が 5%程度ではあるが小さくなっている。3 層骨組のときと比べて固定骨組に対する置くだけ固定骨組での応答低減効果は小さくなっている。

SC 柱脚を用いた SC 骨組と置くだけ SC 骨組では、両地震動において 1 層、2 層ともに置くだけ SC 骨組のほうが変形が小さい（10~20%）。3 層骨組時には、特に 3 層

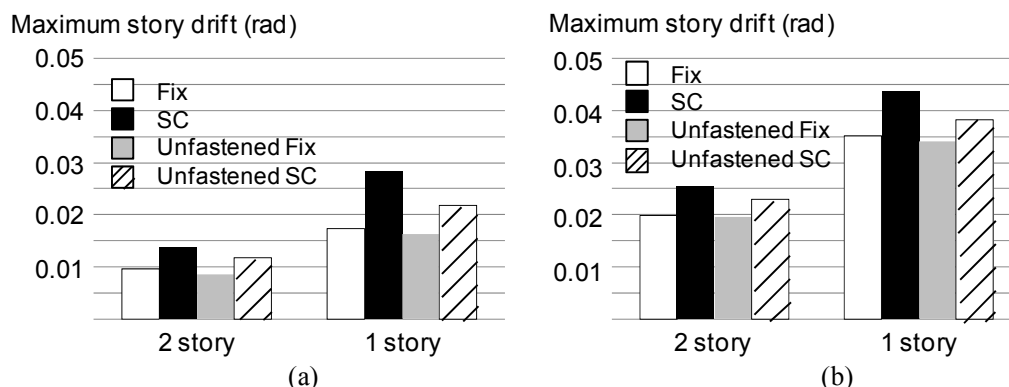


Fig. 8.5 Analysis result for 2 story frame maximum story drift:
(a) Design for 0.5 m/s; (b) Design for 1.0 m/s

で置くだけ SC 骨組のほうが SC 骨組よりも変形が大きくなることを考えると、2 層のほうの変形は緩和されており置くだけの柱脚の利用は有効である。

固定柱脚を用いた置くだけ固定骨組と SC 柱脚を用いた置くだけ SC 骨組を比較すると、20%程度置くだけ SC 骨組のほうが大きくなっている。この傾向は 3 層骨組のときとそれほど変わっていない。

8.4.2 残留層間変形

図 8.6 に 2 層骨組での数値解析結果を示す。

SC 柱脚の SC 骨組が標準波 0.5m/s の 2 層を除くすべての場合において残留層間変形は最小になっている。他の骨組と比較すると SC 骨組の残留変形低減効果は標準波 1.0m/s の 1 層で特に大きい。大きな地震動に対して特に 1 層の残留変形低減効果が大きいこの傾向は、3 層骨組での解析結果や 3 章における解析結果と一致する。

固定柱脚を用いている固定骨組と置くだけ固定骨組を比較すると、両地震動ともに置くだけ固定骨組の方が残留層間変形は約 20%小さくなっている。これは 3 層骨組の標準波 0.5m/s の時と同じ傾向である。

SC 柱脚を用いた SC 骨組と置くだけ SC 骨組では、置くだけの柱脚を併用した置くだけ SC 骨組のほうが特に標準波 1.0m/s において変形は 2 倍程度に増大している場合もある。ただし固定柱脚を用いた固定骨組、置くだけ固定骨組と比較すると置くだけ SC 骨組でもそれらよりは残留変形が小さくなっており、特に 1 層では残留変形は 1/3 程度に抑えられている。

このように 2 層骨組の場合には、固定柱脚、SC 柱脚ともに置くだけの柱脚を併用したほうが、併用しない場合と比べると最大層間変形は小さくなっている。一方残留層

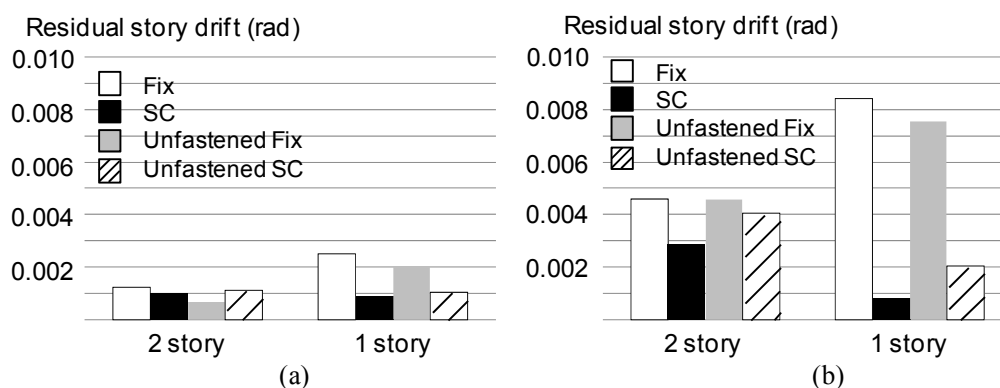


Fig. 8.6 Analysis result for 2 story frame residual story drift:
(a) Design for 0.5 m/s; (b) Design for 1.0 m/s

間変形に関しては、SC 柱脚を使う場合には置くだけの柱脚と併用しない方が残留層間変形は小さくなるものの、SC 柱脚と置くだけの柱脚を併用した場合でも固定柱脚を使用した骨組と比べると 1/3 程度に残留層間変形が低減している。

以上から 2 層骨組では、置くだけの柱脚と SC 骨組を併用することで、最大層間変形低減しつつ、残留層間変形も同時に低減できることがわかった。

8.5 まとめ

本章では従来の固定柱脚と 3 章で検討した SC 柱脚に対して、柱脚の回転が自由な置くだけの柱脚との併用を検討した。一連の時刻歴応答による検討で得られた結論は以下の示すとおりである。

1. 3 層骨組の場合、固定柱脚、SC 柱脚どちらの場合も置くだけの柱脚を併用することで 1 層の最大層間変形は低減することが可能である。しかしながら、2 層では最大層間変形の低減は見込まれず、3 層では逆に変形が増大する傾向を示した。
2. 3 層骨組の残留層間変形に関しては、地震動が標準波 0.5m/s の場合には最大層間変形と同様の傾向を示した。しかし地震動がそれよりも大きい標準波 1.0m/s では、置くだけの柱脚を用いた場合、1 層においても残留層間変形が増大する結果となった。1 層の残留層間変形が増大する原因は、置くだけの柱脚を使用することで、柱脚がピンに近い状態となり、1 層柱頭に塑性化が集中するためである。
3. 2 層骨組の場合、固定柱脚、SC 柱脚どちらの場合にも置くだけの柱脚を併用することで、特に 1 層において最大層間変形を低減する（約 20%）ことが可能である。2 層では最大層間変形には差は見られないが、建物全体として見たときに置くだけの柱脚を用いることで最大層間変形が低減されたことになる。
4. 2 層骨組の残留層間変形を比較すると、固定柱脚だけの骨組よりも固定柱脚と置くだけの柱脚を併用した骨組のほうが各層において残留層間変形が約 20%低減している。一方で SC 柱脚の場合には、置くだけの柱脚の併用によって残留層間変形が大きい場合には 2 倍以上に増大している。ただし、増大した場合（標準波 1.0m/s での 1 層）においても、固定柱脚を用いた場合の残留層間変形と比べると 1/3.5 と非常に小さい範囲に収まっている。

以上から、3 層骨組に対しては置くだけの柱脚を使用する利点は少ない。一方でより低層の 2 層骨組においては、適切な補強を 1 層柱と柱脚に施した上で置くだけの柱脚を各柱脚と併用することで、最大層間変形を低減しつつ、残留層間変形をも低減する

ことが可能である。

参考文献

- 8.1) 山田哲，秋山宏：柱脚の固定度が鋼構造多層骨組の終局耐震性能に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第 496 号，pp.113-118，1997.6.

9 章 結論

本論では、建築構造に対する要求性能の多様化に応えるため、地震後の鋼構造骨組の残留変形に着目し、残留変形を低減するセルフセンタリング機構（SC）を主題として、特に柱脚に SC を付与する機構の開発を中心に研究を進めた。

本研究の端緒として、まず第 2 章では本論で指標として取り上げる残留変形の許容値を、さまざまな分野を対象とした文献調査と実測調査の両面から明らかにした。第 3 章では SC を付与した柱脚（SC 柱脚）による鋼構造骨組全体に対する残留層間変形低減効果を、時刻歴応答解析によって明らかにした。解析結果を背景に、第 4 章で SC 柱脚を実現するための新柱脚機構を考案し、その性能を静的漸増繰返し載荷実験によって明らかにした。実験結果をもとに考案した SC 柱脚の性能評価法を提案し、本柱脚機構の実用化に向けた資料の整備と蓄積に努めた。第 5 章では、第 3 章と第 4 章結果に基づいて考案した SC 柱脚に対する改良案を提示し、それに関する設計法の整備、静的漸増繰返し実験による性能確認、そして性能評価法の確立をめざした。第 6 章では、開発した SC 柱脚のせん断抵抗機構を検討するために、鋼と鋼の静的摩擦実験を実施した。同時に一般的な柱脚のせん断抵抗機構の解明と知見の蓄積のために鋼とモルタルに関する静的摩擦実験も検討した。また静的実験結果をもとに、鋼とモルタルの摩擦特性を理論的に明らかにし、その静止摩擦係数の評価法を提案した。第 7 章では、第 6 章の結果を受けて、一般的な柱脚のせん断抵抗機構のより深い解明と同時に、柱脚部に残留変形が生じない置くだけの柱脚の実現可能性を検討するために、鋼とモルタルの動摩擦性状を振動台実験によって明らかにした。第 8 章では第 6 章から第 7 章の研究結果をふまえて、置くだけの柱脚の使用法のひとつとして、SC 柱脚との併用を検討した。外柱を SC 柱脚とし、中柱を置くだけの柱脚とした 9 スパン骨組に対して、その残留層間変形低減効果と最大層間変形抑制効果を時刻歴応答解析で明らかにした。

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

鋼構造骨組の許容残留変形

既往の研究および現行の指針の調査では、鉛直部材の傾き、水平部材の傾き、水平部材のたわみに関わる許容残留変形を居住性・施工性・安全性の 3 つの指標に基づいて整理した。調査結果によると施工性・安全性・人間の傾斜知覚に関わる居住性指標のいずれからみても許容残留変形は約 0.005rad である。

鉄骨造 5 階建て建物の実測調査では、床に関しては、局所的には本論で提案する許

容残留変形を超える傾斜角（0.0053rad）が存在したが、柱に関しては許容残留変形を超える傾斜角は存在しなかった。建物全体としても許容残留変形を超える残留変形は認められなかった。一方対象建物の使用者を対象としたアンケート調査の結果からも建物全体に対する不具合を訴える意見は見あたらなかった。

一方でアンケート調査の結果、使用者が使用上の不都合を感じている部屋の実測では、使用者が不都合を感じる箇所において 0.0067rad という傾斜角が計測された。これは使用者が訴える使用上の不都合を考慮に入れれば、本論で提案する許容残留変形量 0.005rad を裏付ける結果である。

セルフセンタリング機構の導入による鋼構造骨組の残留変形低減効果

3層骨組と6層骨組を対象に、上層骨組は通常の剛接合ラーメン骨組として柱脚部にフラッグ型履歴を有するSC柱脚を導入したときの骨組全体の最大層間変形と残留層間変形を、SC柱脚の耐力と剛性を変数として検証した。SC柱脚の他にも、柱脚を固定柱脚と露出柱脚とした場合、また固定柱脚ではあるが上層部にSC柱梁接合部を使用した場合の3条件とも併せて比較検討した。複数の地震動による時刻歴応答解析結果に関して、各層の最大層間変形と残留層間変形の総和を指標として検討を進めた。

解析の結果3層骨組の場合、最大変形総和を最小にするSC柱脚の離間耐力とダンパー耐力はそれぞれ柱全塑性モーメントに対して0.6倍以上と0.3倍以上であり、この場合固定柱脚を使用した骨組より最大変形総和は20%程度大きくなるが、露出柱脚を使用した骨組とはほぼ等しく、SC柱梁接合部を使用した骨組よりは10%程度小さくなる。一方残留変形総和においてもSC柱脚の離間耐力とダンパー耐力がそれぞれ柱全塑性モーメントに対して0.6倍と0.3倍において最小になる。このSC柱脚を他の条件（固定柱脚・露出柱脚・SC柱梁接合部）と比較すると、残留変形が非常に小さいSC柱梁接合部に対しては5倍程度大きいものの、固定柱脚や露出柱脚と比べて50%以上の残留変形低減が見られる。またこの場合には、すべての地震動に対して各層における残留層間変形角は前述の許容残留変形0.005rad未満に収まっていた。

6層骨組では最大変形総和、残留層間変形ともに、SC柱脚を用いた骨組と他の条件（固定柱脚・露出柱脚・SC柱梁接合部）の骨組とを比較しても、大きな利点は見られなかった。最大層間変形に関しては、3層骨組と比べると小さいものになっているものの、残留層間変形に関しては上層において残留層間変形の低減はほとんどみられなかった。そのためSC柱脚を使用しても、上層での残留層間変形は許容残留変形以上になっている。これは高層骨組になることで、柱脚の影響が上層では非常に小さいことが原因である。

このように SC 柱脚だけによる骨組全体の残留変形低減を期待する場合には、3 層程度の低層骨組に限定することが現実的である。この場合には、適切な耐力と剛性を SC 柱脚に与えることで、骨組全体の残留層間変形を効果的に低減することが可能である。

セルフセンタリング機構付与型柱脚の開発

前章の結果を受けて SC 柱脚を実現するための新柱脚を開発し、その性能評価のために静的載荷実験した。提案した SC 柱脚は初期張力を導入した PC 鋼棒と鋼製ダンパーを用いてフラッグ型履歴を柱脚に付与している。設計上部材回転角 0.04rad まで鋼製ダンパー以外の全部材は弾性に留まるように部材を選定している。

載荷実験の結果、提案した SC 柱脚は、柱脚回転角 0.022rad まで柱、梁、および PC 鋼棒を弾性に留め、塑性化をダンパーに限定することが可能であった。損傷したダンパーを除去した後に新しいダンパーを取り付けることも容易で、地震後再使用に対する本システムの有効性が確認できた。またダンパーによって付与する耐力と PC 鋼棒の初期張力を調整することで、任意のフラッグ型形状を設定できることが明らかになった。ダンパーによる耐力が PC 鋼棒の初期張力に比べて大きい場合には残留変形が大きくなるが、ダンパーと PC 鋼棒初期張力の関係を適切に設定することで、部材回転角 0.03rad 載荷後も残留柱脚回転角は前述の許容残留変形 0.005rad 未満に抑えることが可能である。なお残留柱脚回転角が生じた場合においても、損傷したダンパーを取り外すと PC 鋼棒の張力によって残留柱脚回転角は除去されることも実験によって確認された。

フラッグ型履歴の各部耐力は、柱フランジとダンパーの各部材要素の軸方向力の釣り合いを考え、その幾何学的な関係から曲げモーメントを求めることによって、実験値に対して誤差 20%以下で評価できた。一方で各部剛性は、PC 鋼棒の伸び剛性とダンパーの伸び剛性とダンパーの面外変形剛性に基づく回転剛性、そして PC 鋼棒を緊結している鋼板の面外変形を考慮した評価式を用いることで、実験結果を 15%以下の精度で評価できる。

2 軸曲げ対応型セルフセンタリング柱脚の開発

上記のセルフセンタリング柱脚の改良を目的として、耐力を補強しつつ 2 軸曲げに対応したセルフセンタリング柱脚の開発をめざした。本機構は前述の SC 柱脚を踏襲するものであり、引き続き PC 鋼棒と鋼製ダンパーによるフラッグ型履歴の柱脚への導入を主眼に、柱補強部材と梁補強部材を追加部材として開発を進めた。

性能確認実験の結果、柱補強部材と補強部材に局所的に塑性化が見られたものの、

部材回転角 0.03rad まで柱，基礎梁，PC 鋼棒を弾性に留めることができた．鋼製ダンパーは想定通りに塑性化してエネルギーを消費した．載荷方向に関しては， 0° 方向と 90° 方向に対する載荷実験の結果，各方向載荷に対して想定したフラッグ型もしくはピン型に近い履歴挙動が得られた．しかしながら，想定箇所の柱脚回転角が想定のおおよそ半分程度まで小さくなる現象が全試験体で見られた．

45° 方向載荷に対しては想定外の変形量が大きく，特に 0° 方向や 90° 方向載荷時と比べて局所変形，損傷が顕著に見られ，後続サイクルでの履歴挙動の劣化が見られた．このように 45° 方向載荷に対して本機構は想定挙動を満たしているとは言えず，今後機構の改善が必要である．

45° 方向には課題を残すものの， 0° 方向， 90° 方向に対しては多数回の繰返し載荷による履歴挙動に顕著な劣化は見られず， 0° 方向と 90° 方向に対する繰返し載荷に対しては非常に有効であることを示している．また各方向載荷に関して部材回転角 0.03rad 載荷後の残留柱脚回転角は 0.0015rad 未満と許容残留変形の $1/3$ 以下に収まっており，本 2 軸曲げ対応型 SC 柱脚は高い原点回帰性を有している．

耐力評価に関しては各要素の力釣り合いを考慮して評価した結果，おおよそ $7\% \sim 23\%$ の範囲で評価できた．一方で剛性に関しては，第 4 章と同様に各要素の伸び剛性を柱脚の回転剛性に置換することで，離間直後の剛性は誤差が $30\% \sim 60\%$ と非常に大きいですが，ダンパー降伏後の剛性は 10% 程度の誤差で評価が可能であった．離間直後の剛性の誤差はダンパー伸び剛性の評価に問題があると考えられ，今後改良を加える必要がある．

柱脚のせん断抵抗機構の解明をめざした鋼とモルタルの静止摩擦係数検証

前章までに開発した SC 柱脚に関連する黒皮付きの鋼板同士の摩擦挙動に加えて，一般的な露出柱脚の摩擦挙動を想定した鋼とモルタル間の摩擦を対象として，繰返し荷重下で一連の実験を行った．その結果，黒皮付きの鋼板同士の静止摩擦係数は最初 0.27 であり，すべりを複数回経験することで増大し，最終的には 0.4 程度に収束することがわかった．このことから SC 柱脚部のせん断抵抗の安定性が明らかになった．また鋼とモルタルの静止摩擦係数は，最初 0.5 程度であり，すべりを複数回経験することで増大して最終的に $0.7 \sim 0.8$ に収束した．

さらに，凝着・掘り起こし理論，および Mohr-Coulomb の破壊基準によって，鋼とモルタルの摩擦抵抗機構に理論的考察を加えた．その結果，理論的考察から算出した鋼とモルタルの静止摩擦係数は，実験結果を誤差 15% 程度での評価が可能であった．

鋼とモルタルの動摩擦特性の解明

前章の結果を受けて、振動台を用いた動の実験によって鋼とモルタルの動摩擦特性の解明をめざした。振動台への水平入力波を振幅と振動数を変化させた正弦波とし、特に動的応答下における摩擦挙動を検証した。その結果、多数回の繰返しすべりに対して静止摩擦係数と動摩擦係数はほぼ等しく、常に安定していた。静止摩擦係数と動摩擦係数は入力波に寄らずほぼ一定でその平均値は 0.78 であり、前章の静的実験結果と類似した結果となった。さらに 1 質点系の簡便な数値解析によって摩擦挙動の再現を試み、実験で得られた摩擦挙動を非常に精度良く再現することが可能であった。

動摩擦係数と静止摩擦係数が等しいという事実は、現行の耐震基準に従って露出柱脚のせん断耐力評価において、アンカーボルトのせん断耐力と摩擦抵抗力の足し合わせが可能であることを示唆するものである。

置くだけの柱脚の実現可能性検討

前章の鋼とモルタルの静止、動摩擦係数の実験結果を参照した上での時刻歴解析の結果、3 層骨組の場合、置くだけの柱脚を併用することで 1 層の最大層間変形は低減することが可能であるが、上層で最大層間変形が増大した。残留層間変形についても最大層間変形と同じ傾向が見られ、3 層骨組に対しては置くだけの柱脚を使用する利点は少ないことがわかった。

一方で 2 層骨組では、特に SC 柱脚と置くだけの柱脚を併用することで、SC 柱脚のみの場合と比べて最大層間変形は 1 層 2 層ともに 20% 程度低減することが可能であった。残留層間変形に関しては、地震動が小さい標準波 0.5m/s では置くだけの柱脚の併用による差は見られなかったが、標準波 1.0m/s の場合各層で 2 倍程度に増大している。しかし固定柱脚を使用した場合と比べると、その残留層間変形は 1/4 程度でありかつ許容残留変形以下であるため、SC 柱脚と置くだけの柱脚を併用することで、骨組全体の残留変形低減は達成されたと言える。

このように 2 層骨組においては、置くだけの柱脚と SC 柱脚を併用することで、最大層間変形を SC 柱脚だけを使う場合と比べると抑制しつつ、残留層間変形を固定柱脚を用いる場合と比べて 1/4 程度に低減することが可能である。

謝辞

筆者は、博士後期課程の3年間、鋼構造骨組の残留変形を低減する研究に従事しました。本研究を遂行するに当たっては、多数の方々からご指導、ご支援をいただきました。ここに記して感謝の意を表す次第です。

筆者は、博士後期課程の3年間を含む、学部4年生からの計6年間にわたって中島正愛先生（京都大学防災研究所教授 兼 兵庫県耐震工学研究センター長）からご指導を賜りました。研究内容のみならず、研究者としての心構えや姿勢、博士後期課程学生としての研究態度や考え方など、さまざまな面で数多くの貴重な援助をいただきました。ここに深く感謝の意を述べさせていただきます。

林康裕先生（京都大学大学院工学研究科教授）ならびに吹田啓一郎先生（京都大学大学院工学研究科准教授）には、本論文をまとめるにあたり貴重なご意見、ご指摘を数多くいただきましたことに、深く感謝の意を表します。

日高桃子先生（京都大学防災研究所准教授）には、研究全般に関して貴重なご意見をいただくとともに、研究者としての心構えや姿勢を教えていただきましたことに、深く感謝の意を表します。

多田元英先生（大阪大学工学研究科教授）には、第3章で行った解析を行うに当たって、懇切丁寧に解析プログラムについてご指導いただきました。井上一郎先生（京都大学大学院工学研究科教授）には、第4章で行ったセルフセンタリング柱脚の開発、第6章の研究に当たり、さまざまなご意見、ご助言をいただきました。長江拓也氏（独立行政法人防災科学技術研究所研究員）には、第4章の載荷実験、第6章、第7章に関する研究の遂行に当たり実験の実施、実験結果の分析をはじめ、研究態度や研究者の姿勢など、あらゆる面で筆者を直接指導していただきました。Jason. P. McCormick先生 (Assistant professor, Michigan University) ならびに張鵬程先生 (Associate professor, Xiamen University) には、第7章の研究遂行に当たり多大なご協力をいただきました。これらの方々のご意見、ご指導、ご協力に対し、ここに深く感謝の意を表します。

また中島・吹田研究室の、松宮智央先生（現近畿大学助教）をはじめとする諸先輩方、同僚であった油野弘（現竹中工務店）、勝尾美香を始めとする大学院生、学部学生諸氏にも、研究および実験の遂行に対してご協力いただくと同時に、常日頃からさまざまな面でお世話になりました。これらのご協力とご厚意にも深く感謝いたします。