

博士論文

鉄筋コンクリート造耐震壁の枠柱省略条件

2011 年 1 月

名古屋工業大学大学院 工学研究科 社会工学専攻

高 橋 之

論文要旨

本論文は「鉄筋コンクリート造耐震壁の枠柱省略条件」と題し、以下の6章から構成される。

第1章 序論

第2章 セン断終局強度評価法

第3章 許容曲げモーメントと終局曲げモーメント

第4章 圧縮破壊による限界曲げ変形の算出法

第5章 枠柱を省略した耐震壁の復元力特性

第6章 結論

第1章では、2010年の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の改定に伴って耐震壁の規定が拡充され、耐震壁に付帯する剛強な周辺架構が省略可能になったものの、2次設計に必要となる変形性能評価法が確立されてないことを述べ、その必要性を記述した。また、既往の研究や過去の地震被害に触れて、耐震壁が持つ高い耐震性能を述べて、これを有効活用すること及び本研究の意義を述べた。

第2章では、枠柱の有無を考慮したセン断終局強度の評価法を提案した。袖壁付き柱や片側柱付き壁のような異型断面では、壁が薄い場合には壁と柱の境界でスリップ破壊を起こし、壁が厚い場合には柱型と壁板を貫くセン断破壊を起こす。設計の現場では、このような破壊形式の違いまで考慮してセン断強度を計算することは大きな負担となる。そこで、破壊形式の違いによらず、セン断終局強度を評価する方法を提案した。また、本研究で扱う異型断面の壁部材に関する知見は乏しいため、セン断強度を確保する上で十分な配筋詳細を実験的に示し、セン断終局強度の評価に反映させた。

第3章では、片側柱付き耐震壁を曲げ材として設計する上で必要となる許容曲げモーメントおよび終局曲げモーメントの算出方法を提案した。留意した点は、断面形状や配筋状態に関係なく、全ての断面を同じ方法で評価することである。許容曲げモーメントの算出に当たっては、軸力の増加によって中立軸が移動する特徴を利用した。中立軸位置を4通り仮定して、その時の力の釣合条件から軸力と曲げモーメントを算出し、M-N相関関係を折れ線で表すことで簡便に許容曲げモーメントを算出可能にした。終局曲げモーメントの算出に際しては、終局状態のコンクリートと鉄筋の状態を仮定することによって中立軸位置を算定することにした。また、略算によって算出した許容曲げモーメントや終局曲げモーメントを平面保持解析と比較することによって、略算法の妥当性を確認した。

第4章では、柱型を省略することによって壁端部が圧縮破壊してしまう場合の限界変形を算定する方法を提案した。また、壁式ラーメン構造を設計する際に用いられている現行の変形性能評価方法と比較をし、類似の関係があることを確認した。耐震壁の限界変形状態において、弾性変形は塑性変形に対して非常に小さいと仮定して無視した。この仮定を用いることで、限界変形は圧縮縁のひずみと圧縮ヒンジ領域長さおよび中立軸位置によって計算できる。中立軸位置は第3章の方法を用いた。圧縮縁のひずみは既往の研究で提案されている、鉄筋による拘束効果を加味したコンクリートの材料構成則を使用して算出した。圧縮ヒンジ領域長さは、既往の研究でも諸説があるが、本研究では圧縮領域の短辺方向の2.5倍と仮定した。この値は本研究の実験結果とは良く対応していた。本研究で

II

使用した試験体の変形性能は大きくはなかったが、耐震部材としての役割を期待できる程度には変形性能を有していた。

第 5 章では、枠柱を省略した耐震壁の設計を実現することを目標として、復元力特性を算出する方法を提案した。復元力特性は、現行の RC 規準や国土交通省の技術基準解説書を準用することで算出可能であることを確認した。また、通常行われているバネ置換について、曲げバネとせん断バネとを個別に、実験で計測された変形量と比較した。どちらも曲げ降伏前までは良く対応していた。曲げ降伏以降のせん断変形については、実験結果を適切に評価できていないという問題が見つかった。これは今後の課題とする。

第 6 章では本研究の結論を総括して述べた。

目次

第 1 章	序論	1
1.1	研究背景	・・・1
1.2	既往の研究	・・・3
1.2.1	地震被害と耐震壁に関する研究	・・・3
1.2.2	耐震壁のせん断挙動に関する研究	・・・3
1.2.3	耐震壁の曲げ挙動に関する研究	・・・4
1.3	日本建築学会以外の設計算定式	・・・5
1.3.1	せん断終局強度	・・・5
1.3.2	ACI が定める耐震壁の端部拘束	・・・6
1.4	研究目的	・・・7
第 2 章	せん断終局強度評価法	9
2.1	はじめに	・・・9
2.2	実験概要	・・・10
2.2.1	試験体	・・・10
2.2.2	使用材料	・・・12
2.2.3	载荷方法	・・・12
2.2.4	短期許容せん断力とひび割れ強度	・・・12
2.2.5	既往の評価式によるせん断終局強度力	・・・15
2.3	実験結果	・・・19
2.3.1	破壊経過	・・・19
2.3.2	鉄筋の応力度分布	・・・25
2.3.3	変形成分の分離	・・・26
2.4	せん断終局強度評価方法の提案	・・・28
2.4.1	せん断終局強度の評価方法	・・・28
2.4.2	実験結果との比較	・・・29
2.5	まとめ	・・・31

第 3 章	許容曲げモーメントと終局曲げモーメント の算出法	33
3.1	はじめに	・・・ 33
3.2	許容曲げモーメントの算出	・・・ 34
3.2.1	許容曲げモーメント算出方法の概要	・・・ 34
3.2.2	許容曲げモーメントー軸方向力関係	・・・ 35
3.2.3	略算短期許容曲げモーメントと平面保持解析 との比較	・・・ 42
3.3	終局曲げモーメントの算出	・・・ 46
3.3.1	終局曲げモーメント算出方法の概要	・・・ 46
3.3.2	略算法と平面保持解析および国土交通省技術 解説書の比較	・・・ 48
3.4	まとめ	・・・ 54
第 4 章	圧縮破壊による限界曲げ変形の算定法	55
4.1	はじめに	・・・ 55
4.2	実験概要	・・・ 56
4.2.1	試験体	・・・ 56
4.2.2	使用材料	・・・ 56
4.2.3	載荷方法	・・・ 56
4.3	終局曲げモーメントの略算と平面保持を仮定 した曲げ解析	・・・ 60
4.3.1	終局曲げモーメント算出方法の概要	・・・ 60
4.3.2	平面保持解析の結果	・・・ 60
4.4	実験結果	・・・ 63
4.4.1	破壊経過	・・・ 63
4.4.2	計算耐力との比較	・・・ 68
4.4.3	鉄筋の応力度分布	・・・ 68
4.4.4	変形成分の分離	・・・ 74

4.5	限界曲げ変形角の算出方法	・・・78
4.5.1	限界曲げ変形時の変形状態	・・・78
4.5.2	中立軸長さと限界曲率の算出方法	・・・79
4.5.3	塑性ヒンジ領域長さ	・・・82
4.5.4	実験結果および既往の評価方法との比較	・・・85
4.6	まとめ	・・・86
第5章	枠柱を省略した耐震壁の復元力特性	87
5.1	はじめに	・・・87
5.2	RC 規準を準用した復元力特性	・・・88
5.2.1	初期剛性	・・・88
5.2.2	ひび割れ強度	・・・90
5.2.3	剛性低下率	・・・91
5.2.4	実験結果との比較	・・・92
5.3	建築物の構造関係技術基準解説書を準用した 復元力特性	・・・95
5.3.1	曲げバネのモデル化	・・・95
5.3.2	せん断バネのモデル化	・・・97
5.5	まとめ	・・・101
第6章	結論	103
	参考文献	105
	発表論文リスト	113

図リスト

図 1.1	対象とする建物のイメージ	7
図 2.1	試験体断面図	10
図 2.2	壁端部詳細	10
図 2.3	試験体配筋図	11
図 2.4	載荷装置	13
図 2.5	せん断スパン長さ	13
図 2.6	載荷プログラム	14
図 2.7	ひび割れ強度	14
図 2.8	袖壁つき柱の等価長方形断面置換	15
図 2.9	I型耐震壁の等価長方形断面置換	15
図 2.10	分割累加式	16
図 2.11	トラス・アーチ式	16
図 2.12	荷重変形関係ー A タイプ	19
図 2.13	荷重変形関係ー A' タイプ	19
図 2.14	荷重変形関係ー A'' タイプ	19
図 2.15	荷重変形関係ー B タイプ	19
図 2.16	荷重変形関係ー C タイプ	20
図 2.17	荷重変形関係ー D タイプ	20
図 2.18	短期許容時ひび割れー A タイプ	21
図 2.19	短期許容時ひび割れー A' タイプ	21
図 2.20	短期許容時ひび割れー A'' タイプ	21
図 2.21	短期許容時ひび割れー B タイプ	21
図 2.22	短期許容時ひび割れー C タイプ	21
図 2.23	短期許容時ひび割れー D タイプ	21
図 2.24	最終ひび割れ状況ー A タイプ	22
図 2.25	最終ひび割れ状況ー A' タイプ	22
図 2.26	最終ひび割れ状況ー A'' タイプ	22
図 2.27	最終ひび割れ状況ー B タイプ	22
図 2.28	最終ひび割れ状況ー C タイプ	22
図 2.29	最終ひび割れ状況ー D タイプ	22
図 2.30	ひずみゲージ貼り付け位置	23
図 2.31	鉄筋応力度分布ー A タイプ	23
図 2.32	鉄筋応力度分布ー A' タイプ	23
図 2.33	鉄筋応力度分布ー A'' タイプ	24
図 2.34	鉄筋応力度分布ー B タイプ	24
図 2.35	鉄筋応力度分布ー C タイプ	24

図 2.36	鉄筋応力度分布－D タイプ	24
図 2.37	変位計測位置 (A, A', B, C, D)	25
図 2.38	変位計測位置 (A'')	25
図 2.39	曲げ変形算出方法	26
図 2.40	変形成分の分離－A タイプ	26
図 2.41	変形成分の分離－A' タイプ	26
図 2.42	変形成分の分離－A'' タイプ	27
図 2.43	変形成分の分離－B タイプ	27
図 2.44	変形成分の分離－C タイプ	27
図 2.45	変形成分の分離－D タイプ	27
図 2.46	提案式の概念図	28
図 2.47	実験値と計算値の比較	30
図 3.1	部材モデルと応力度分布	34
図 3.2	圧縮縁に中立軸が一致	36
図 3.3	軸力が釣合軸力に等しい	37
図 3.4	圧縮側の壁のみが圧縮領域	38
図 3.5	圧縮側の壁と柱が圧縮領域	39
図 3.6	コンクリートが負担する圧縮力	39
図 3.7	$M-N$ 相関関係 (圧縮壁あり)	41
図 3.8	$M-N$ 相関関係 (圧縮壁なし)	41
図 3.9	釣合軸力時に中立軸が壁内に無い場合	41
図 3.10	全断面が圧縮領域となる場合	41
図 3.11	袖壁つき柱のモデル化 (壁圧縮)	42
図 3.12	$M-N$ 相関曲線 (袖壁つき柱・壁圧縮)	42
図 3.13	袖壁つき柱のモデル化 (壁引張)	43
図 3.14	$M-N$ 相関曲線 (袖壁つき柱・壁引張)	43
図 3.15	腰壁つき梁のモデル化 (壁圧縮)	45
図 3.16	終局曲げモーメント (腰壁つき梁・壁圧縮)	45
図 3.17	腰壁つき梁のモデル化 (壁引張)	45
図 3.18	終局曲げモーメント (腰壁つき梁・壁引張)	45
図 3.19	中立軸位置の算出	47
図 3.20	圧縮力中心の算出	47
図 3.21	応力－袖壁付き柱・壁圧縮	49
図 3.22	モーメント－袖壁付き柱・壁圧縮	49
図 3.23	応力－袖壁付き柱・壁引張	49
図 3.24	モーメント－袖壁付き柱・壁引張	49
図 3.25	袖壁付き柱を用いた検討	51
図 3.26	矩形断面を用いた検討	51
図 3.27	応力－腰壁付き梁・壁圧縮	53

図 3.28	モーメントー腰壁付き梁・壁圧縮	53
図 3.29	応力ー腰壁付き梁・壁引張	53
図 3.30	モーメントー腰壁付き梁・壁引張	53
図 4.1	試験体 NM5(軸力:400kN), NM4(軸力なし)	57
図 4.2	壁端部詳細	57
図 4.3	試験体断面図	57
図 4.4	試験体 NS3 配筋図	58
図 4.5	荷重装置	59
図 4.6	荷重プログラム	59
図 4.7	直交壁の無い試験体の解析結果	61
図 4.8	直交壁のある試験体の解析結果	62
図 4.9	荷重変形関係 (NM4)	63
図 4.10	荷重変形関係 (NM5)	63
図 4.11	ひび割れ図 (NM4)	63
図 4.12	ひび割れ図 (NM5)	63
図 4.13	荷重変形関係 (NM3)	64
図 4.14	荷重変形関係 (NS3)	64
図 4.15	荷重変形関係 (NM2)	64
図 4.16	荷重変形関係 (NM2')	64
図 4.17	荷重変形関係 (PM5)	65
図 4.18	荷重変形関係 (PM3)	65
図 4.19	荷重変形関係 (NL2)	65
図 4.20	荷重変形関係 (PL6)	65
図 4.21	ひび割れ図 (NL2)	66
図 4.22	ひび割れ図 (NM2)	66
図 4.23	ひび割れ図 (NM3)	66
図 4.24	ひび割れ図 (NM2')	66
図 4.25	ひび割れ図 (NS3)	66
図 4.26	ひび割れ図 (PL6)	66
図 4.27	ひび割れ図 (PM3)	66
図 4.28	ひび割れ図 (PM5)	66
図 4.29	計算値と実験値の比較 (正荷重)	68
図 4.30	計算値と実験値の比較 (負荷重)	68
図 4.31	鉄筋応力度 (NM5)	69
図 4.32	鉄筋応力度 (NM4)	69
図 4.33	鉄筋応力度 (NS3)	69
図 4.34	鉄筋応力度 (NL2)	70
図 4.35	鉄筋応力度 (NM2)	70
図 4.36	鉄筋応力度 (NM2')	70

図 4.37	鉄筋応力度 (PL6)	71
図 4.38	鉄筋応力度 (PM5)	71
図 4.39	鉄筋応力度 (PM3)	71
図 4.40	変形成分の分離 (NL2)	72
図 4.41	変形成分の分離 (NS3)	72
図 4.42	変形成分の分離 (NM2)	72
図 4.43	変形成分の分離 (NM2')	72
図 4.44	変形成分の分離 (NM3)	73
図 4.45	変形成分の分離 (PL6)	73
図 4.46	変形成分の分離 (PM5)	73
図 4.47	変形成分の分離 (PM3)	73
図 4.48	観測されたずれ変形 (NL2)	74
図 4.49	ずれ変形模式図	74
図 4.50	せん断変形とずれ変形 (NL2)	75
図 4.51	耐力低下時のずれ変形量の比較	75
図 4.52	最小ひずみとせん断変形角の関係 (NL2)	75
図 4.53	ひずみ計測位置	76
図 4.54	最小ひずみ (NS3)	76
図 4.55	最小ひずみ (NM3)	76
図 4.56	限界変形時の変形状態	78
図 4.57	曲げモーメントー曲率関係 (NM5)	78
図 4.58	曲げモーメントー曲率関係 (NM4)	78
図 4.59	限界変形時の中立軸長さ, 曲率, 曲げモーメント	79
図 4.60	中立軸ー曲率関係 (NM5)	80
図 4.61	中立軸ー曲率関係 (NM4)	80
図 4.62	中立軸ー曲率関係 (NL2)	80
図 4.63	中立軸ー曲率関係 (NS3)	80
図 4.64	修正 Kent-Park モデルによる材料特性	81
図 4.65	修正 Kent-Park モデルで評価した田畑らのコンクリート	81
図 4.66	圧縮ひずみー水平力関係	81
図 4.67	壁端部圧縮破壊状況 (NL2)	82
図 4.68	壁端部圧縮破壊状況 (NS3)	82
図 4.69	壁端部圧縮破壊状況 (NM2)	83
図 4.70	壁端部圧縮破壊状況 (NM2')	83
図 4.71	壁端部圧縮破壊状況 (PM3)	83
図 4.72	曲げ変形性能と l/x_n の関係	84
図 4.73	圧縮ヒンジ領域	84
図 4.74	柱と壁の圧縮領域	84
図 4.75	曲げ変形性能と t/x_n の関係	84

図 4.76 壁柱の変形性能評価法との比較	86
図 5.1 変位計測位置における変形量の算出方法	88
図 5.2 図心位置の異なる異型断面のせん断応力度	89
図 5.3 片側柱付き壁の形状係数	91
図 5.4 RC 規準による復元力特性 (NL2)	92
図 5.5 RC 規準による復元力特性 (NS3)	92
図 5.6 RC 規準による復元力特性 (NM2)	92
図 5.7 RC 規準による復元力特性 (NM2')	92
図 5.8 RC 規準による復元力特性 (NM3)	93
図 5.9 RC 規準による復元力特性 (PL6)	93
図 5.10 RC 規準による復元力特性 (PM5)	93
図 5.11 RC 規準による復元力特性 (PM3)	93
図 5.12 RC 規準による復元力特性 (市之瀬らの実験)	93
図 5.13 RC 規準による復元力特性 (壁谷澤らの実験)	94
図 5.14 RC 規準による復元力特性 (林らの実験)	94
図 5.15 剛性低下率の実験値と計算値	94
図 5.16 中立軸—引張主筋間距離	95
図 5.17 曲率分布の仮定	95
図 5.18 曲げバネのモデル化 (NL2)	96
図 5.19 曲げバネのモデル化 (NS3)	96
図 5.20 曲げバネのモデル化 (NM2)	96
図 5.21 曲げバネのモデル化 (NM2')	96
図 5.22 曲げバネのモデル化 (NM3)	97
図 5.23 曲げバネのモデル化 (PL6)	97
図 5.24 曲げバネのモデル化 (PM5)	97
図 5.25 曲げバネのモデル化 (PM3)	97
図 5.26 曲げバネの剛性低下率	98
図 5.27 せん断バネのモデル化 (NL2)	99
図 5.28 せん断バネのモデル化 (NS3)	99
図 5.29 せん断バネのモデル化 (NM3)	99
図 5.30 せん断バネのモデル化 (PM3)	99
図 5.31 せん断バネのモデル化 (NM2)	100
図 5.32 せん断バネのモデル化 (NM2')	100
図 5.33 せん断バネのモデル化 (PL6)	100
図 5.34 せん断バネのモデル化 (PM5)	100

表リスト

表 2.1	RC 規準に記載されている推奨条件	9
表 2.2	試験体配筋表	11
表 2.3	コンクリート材料試験結果	11
表 2.4	鉄筋材料試験結果	11
表 2.5	せん断スパン長さ	13
表 4.1	試験体パラメーター一覧	58
表 4.2	コンクリート材料試験結果	58
表 4.3	鉄筋材料試験結果	58
表 5.1	有効せん断断面積	91

第 1 章

序論

1.1 研究背景

日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾(以降, RC 規準と表記)の「部材算定」の章に耐震壁の項目が設けられたのは 1958 年 11 月の改定の時であり, 比較的最近のことである。

勿論, それ以前から鉄筋コンクリート造耐震壁は構造部材として用いられてきた。「耐震壁」という言葉を最初に用いたとされる内藤多仲の設計した日本興行銀行は, 耐震壁を用いた 7 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造建物であり, 1923 年の関東大震災で殆ど無傷であった。この事実は, 耐震壁が持つ耐震性能を国内外に広く知らしめ, 建築は耐震壁や筋交いを用いた剛なものが多くなった^{2),3)}。

1963 年の建築基準法の改正により高さ制限(所謂, 百尺制限)が撤廃されると, その 5 年後の 1968 年には武藤清による構造設計のもと, 日本で初めての超高層建築と言われている霞ヶ関ビルが竣工した。これを契機として, 日本には超高層建築が増え始め, その中には耐震壁を配したものもあった。超高層建築は固有周期が長く, しなやかに揺れるという特徴がある。地震時はともかく, 風によってこのように揺れるのでは使用性に乏しい。そこで, 柱や梁との接合部を薄くした「部分スリット」をもつ耐震壁を配し, 風荷重に対しては剛な形で抵抗し, 強震時には部分スリットが早期に破壊することによって靱性を確保するような計画がなされていた⁴⁾。

霞ヶ関ビルの竣工と同じ 1968 年に起こった十勝沖地震では, 鉄筋コンクリート造建物の被害が大きく, 構造関係者に衝撃が走った。柱の帯筋が不足しているために, 短柱でせん断破壊が起こったことがその一因である。腰壁や垂れ壁のつく柱はせん断スパン長さが短くなりやすく, せん断破壊を生じやすい。十勝沖地震の被害に鑑みて, 部分スリットによって壁を非構造部材とする構造計画が普及していった⁵⁾。

しかし, 1995 年の兵庫県南部地震では, 部分スリットを採用していた建物の被害が大きく, この採用に対する注意が喚起されると同時に, 柱や梁と壁を絶縁する「完全スリット」が推奨されるようになった。建築物の構造関係技術基準解説書⁶⁾(以降, 黄色本と表記)ではスリットの種類を加味した腰壁や袖壁などの構造計算上の取り扱いが記載されている。そこでも, 部分スリットの構造的効果は必ずしも明確ではないとの理由から, 完全スリットが望ましいとしている。

一方で, 兵庫県南部地震の被害が 1981 年の建築基準法関連規定の改正(新耐震設計法)以前の建築物に集中していたことから, 「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が制定され, 耐震診断を行う事例が飛躍的に増加した。既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説⁷⁾に記載されているように, 最も簡略な診断である第 1 次診断では, 主に柱と壁の断面積によって耐震性能を評価するようになっており, 壁が耐震性に優れた部材であることに変わりはない。スリットを設けず, 壁を構造部材として設計する場合には, 1999 年版の RC 規準⁸⁾に記載されている付帯ラーメンの断面寸法に関する推奨条件を満足することが求められていた。これは, 剛強な付帯ラーメンによって周辺

から拘束されている耐震壁はせん断ひび割れが発生した後も大きなエネルギーを吸収できるからである。また、付帯ラーメンが剛強であれば、壁板は大きなエネルギーを吸収した後にスリップ破壊を起こし、付帯ラーメンのせん断破壊を防止できるとされている。

しかし、大きな断面の付帯ラーメンは建築計画上は好ましくない。2010 年版 RC 規準⁹⁾では、1971 年の改定以降、大きな改定がなかった耐震壁に関する規定を拡充している。その内容は、

- ・ 付帯ラーメンに関する規定の緩和
- ・ 袖壁つき柱、腰壁・垂れ壁付き梁、側柱の無い壁の許容せん断力の算定法の提示
- ・ 縦横筋比が異なる場合の扱いの提示
- ・ 縦長の開口、複数開口を考慮しえる開口低減率の提案
- ・ 開口補強筋の算定方法の合理化
- ・ 開口が隣接する付帯柱の規定強化

である。

実際に枠柱や枠梁を省略した耐震壁を設計するためには、部材種別を判定する必要があり、これらの形状の耐震壁については知見が不足している。耐震壁をスリットで絶縁することなく構造部材として扱い、かつ、大きな枠柱や枠梁を付帯させることなく設計するために、大変形時における挙動を明確にすることが望まれている。

2010 年 2 月 27 日に発生したチリ地震では、壁の側柱の形状や配筋が原因となって大きな被害につながった建築が多く見受けられた。壁端部の圧縮破壊によって変形性能が決まる耐震壁の性能評価は、日本国内のみならず世界的にも解決が急がれている大きな問題である。

1.2 既往の研究

1.2.1 地震被害と耐震壁に関する研究

前節で挙げた日本興業銀行のように、耐震壁を有する建築物は地震被害が少なかった。このことを定量的に評価する研究が報告されている。

中川ら¹⁰⁾は鉄筋コンクリート造および鉄骨鉄筋コンクリート造における耐震壁の地震時の効果に関して統計的に調査した。調査は関東大震災(1923年)と福井震災(1948年)を対象に行っており、壁量が多い建物ほど地震による被害が少なくなっていることを明らかにした。

志賀ら^{11),12)}は十勝沖地震(1968年)の鉄筋コンクリート造建物の被害から、柱・壁ならしせん断応力度と壁率の関係(志賀マップ)を示し、ならしせん断応力度が低い、あるいは、壁率が高い建物は被害が少ないことを示した。

上記の研究から、壁が耐震部材として優れていることが証明されている。

1.2.2 耐震壁のせん断挙動に関する研究

耐震壁は極めて大きなせん断抵抗を有しており、合理的な構造計画のもとに、適切に配置を行うことで非常に効果的な耐震部材となる。しかし、梁や柱の応力解析が相当の進歩を遂げた後も、耐震壁はせん断抵抗に関してあまり知られていないという理由から、坪井・富井は耐震壁の理論解の追求を行った。ひび割れ発生前であれば、等方性板弾性理論で解くことが可能であるから、せん断剛性は弾性係数によってのみ決定される。坪井・富井はひび割れ発生後について、直交異方性弾性板理論に立脚してせん断抵抗を解析した^{13),14)}。つまり、ひび割れは鉛直・水平両方向に対して45°の角度をなすことを前提条件とし、圧力場の理論として解析した。その結果、ひび割れ後には壁板の内部に配筋されている鉄筋と周辺架構が壁板の面積変化を抑制して剛性を決定する重要な因子となることを導いている¹⁵⁾。

富井はその後も精力的に耐震壁の研究を続け、左右非対称の耐震壁に関する研究^{16),17),18)}や周辺架構のせん断変形も考慮した研究^{19),20),21)}、そして壁板がスリップ破壊する場合²²⁾や周辺架構がせん断破壊する場合²³⁾などの破壊形式の差異にも注目した。

富井をはじめとする多くの研究者たちの探求によって、周辺架構を有する単独壁の挙動が解明された後、1980年代には、破壊形式を考慮した耐震壁のせん断終局強度に関する多くの研究成果が発表された^{24)~31)}。称原・加藤³²⁾は、トラス・アーチ理論に基づく耐震壁のせん断終局強度評価法の妥当性を主張し、終局強度型耐震設計指針³³⁾および靱性保証型耐震設計指針³⁴⁾では、これによってせん断終局強度を評価することとなっている。

一方で、袖壁付き柱や腰壁・垂れ壁付き梁は異なる見地からせん断終局強度を評価する試みがなされていった^{35),36)}。これは、荒川³⁷⁾が梁の実験データから導き出した実験式を広沢³⁸⁾が柱にも適用できるように修正したもの(修正荒川式)であり、現在の日本では広く用いられている。これは、袖壁付き柱や腰壁・垂れ壁付き梁を柱や梁の延長として捉える見方が強かったといえる。なお、これらの異型断面部材は単独壁と同様にトラス・アーチ理論に基づいてせん断終局強度を算定する研究^{39),40)}や構造スリットの問題^{41),42)}も含めて、多くの実験データがある^{43)~53)}。壁谷澤らは多くの実験データ^{54),55),56)}から、修正荒川式を準用した「分割累加式」を提案し、これによって袖壁付き柱のせん断

終局強度が予測できるとしている⁵⁷⁾。分割累加式は黄色本や耐震診断基準に記載されている方法よりも実験結果と良好に対応しており、また、袖壁の張り出しが片側・両側のどちらでも適用できるとしている。袖壁付き柱は側柱として用いられることが多いという実情も加味して変動軸力を用いた実験も行っており、これについても分割累加式は適用できるとしている。

1.2.3 耐震壁の曲げ挙動に関する研究

単独壁ではせん断変形が卓越しやすいことから、せん断挙動に関する研究が盛んに行われたが、連層耐震壁および壁式構造などでは曲げ変形が大きくなる。

連層耐震壁は、純ラーメンと連成する場合に、剛性が極端に異なることに起因する横力負担の問題を坂ら^{58),59)}が取り上げ、武藤・大沢⁶⁰⁾がその体系を作り上げた。日本の建築が高層化していくと、大澤・洪^{61),62)}が耐震コアに用いられる連層耐震壁の動特性を明らかにした。また、岩下⁶³⁾や日置⁶⁴⁾によってトラス置換による解析方法が研究され、連層耐震壁の解析精度が向上した。

鉄筋コンクリート壁式構造の建築は一般に、柱型・梁型を持たず、壁と床が構造の主体となる建築である。この構造形式の歴史は比較的浅く、1948年に企画された公営アパート（都営高輪アパート）において平面計画および構造設計の観点から、その合理性が確認された⁶⁵⁾。その後、坪井らによって壁式RC構造の壁単体について、組み合わせ応力を受ける場合と直交壁の効果などについて実験が行われた⁶⁶⁾。その後も壁式構造の実験が数多の研究者によって行われ、その結果から、せん断破壊や圧縮破壊などの脆性破壊に対する注意が喚起されるようになった⁶⁷⁾⁻⁷⁰⁾。

1985年から1988年にかけては、建設省（当時）などによる「高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造研究開発プロジェクト」が産官学共同の元に行われた。その中で、平石・川島らは靱性能を調査するための実験^{71),72),73)}を行い、その後、稲井・平石は設計に用いることを目的として限界変形を算出する方法を提案した⁷⁴⁾⁻⁷⁸⁾。

耐震壁の靱性を確保するためには、既に柱の実験結果^{79),80),81)}からも確認されているように、圧縮力を受けるコンクリートを拘束する必要がある。そこで、端部を密に拘束した耐震壁の実験⁸²⁾⁻⁹¹⁾が行われ、靱性の向上が確認されている。

1.3 日本建築学会以外の設計算定式

1.3.1 せん断終局強度

せん断終局強度は、以下で紹介するいずれの算定式もコンクリートの寄与分とせん断補強筋による負担分の和の形をとっている⁹²⁾。

① ACI Code⁹³⁾

せん断力と曲げモーメントを受けるときのコンクリートの寄与分は以下で算定する。

$$V_c = \left(1.9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (1.1)$$

せん断補強筋は傾きを持って配筋されている場合も考慮して以下で算定する。

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \quad (1.2)$$

M_u ：設計曲げモーメント

V_u ：設計せん断力

A_v ：せん断補強筋の面積

② The European Concrete Standards in Practice⁹⁴⁾

ヒンジ形成領域外のコンクリートの寄与分は以下で算定する。

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} k (1.2 + 40\rho_1) + 0.15\sigma_{cp} \right] b_w d \quad (1.3)$$

せん断補強筋負担分は以下で算定する。

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{ywd} \quad (1.4)$$

τ_{Rd} ：基本せん断強度

ρ_1 ：軸方向鉄筋比

σ_{cp} ：設計軸応力

$A_{sw} f_{ywd}$ ：フープ筋の断面積と設計降伏強度

③ 土木学会コンクリート標準示方書（構造性能照査編）⁹⁵⁾

ここでは、軸方向緊張材の負担分を省略して紹介する。

コンクリートの寄与分は以下で算定する。

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_b \quad (1.5)$$

せん断補強筋負担分は以下で算定する。

$$V_{sd} = \frac{A_w f_{wyd} z (\sin\alpha_s + \cos\alpha_s)}{s_s \cdot \gamma_b} \quad (1.6)$$

$\beta_d, \beta_p, \beta_n$ ：有効高さ、軸方向筋、軸方向力に関する係数

f_{vcd} ：コンクリートのせん断強度 γ_b ：部材係数

1.3.2 ACI が定める耐震壁の端部拘束

ACI では耐震壁として設計するために満足すべき条件として以下のようなものを定めている。

①横補強筋

- ・フープ筋の断面積は以下の 2 式で算定されるものを下回ってはいけない。

$$A_{sh} = 0.3(sh_c f_c' / f_{yh}) \left[(A_g / A_{ch}) - 1 \right] \quad (1.7)$$

$$A_{sh} = 0.09 sh_c f_c' / f_{yh} \quad (1.8)$$

- ・横補強筋の間隔は次の条件で決まる値を超えてはならない。

1. 部材の短辺長さの 4 分の 1
2. 軸方向筋の直径の 6 倍
3. 次の式で求められる長さ (単位は in.)

$$s_x = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \quad (1.9)$$

- ・幅止め筋は間隔を 14in. 以上にしてはならない。

②密に補強を施すべき耐震壁の端部領域

- ・密に補強筋を配筋すべき圧縮領域 (中立軸長さ c) は次式で算定する。

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)} \quad (1.10)$$

なお, δ_u / h_w の下限値は 0.007 とする。

- ・密に拘束すべき圧縮領域の高さ方向は l_w と $M_u / 4V_u$ の大きい方以上とする。

上記の条件を満足するように壁端部を拘束することとなっているが, 本研究の 4 章で使用した試験体はこれを満足してはいなかった。

1.4 研究目的

前述のように，2010年にRC規準が改定され，耐震壁に関する規定の拡充が行われた。それによって，枠柱を省略した耐震壁を設計することが可能となった。しかし，大地震に対する設計方法に関しては工学的な知見が十分に得られていない。

しかし，図1.1に示すような中廊下型のホテルや事務所建築などでは廊下側の柱型を省略できれば，利便性が向上する。また，柱型を用いない建築としては壁式構造があり，壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針には変形性能を評価する方法が記載されている。本研究では，大地震に対する設計として必要となる変形性能を評価する方法を提案し，また，それと壁柱に関する評価方法を比較することを目標とする。

これによって以下のメリットが得られるものと考えている。

- ①．柱型をなくすことで空間を有効利用できる。 [使用者の利便性の向上]
- ②．柱型をなくすことで型枠が単純化される。 [施工コストの削減]
- ③．既存の指針が対象とする壁柱も含めて変形性能が評価できれば，構造形式に応じて異なる評価方法を用いなくても済む。 [設計コストの削減]

上記から，使用者・設計者・施工者の建築にかかわるすべての人に利益をもたらすことが出来る。

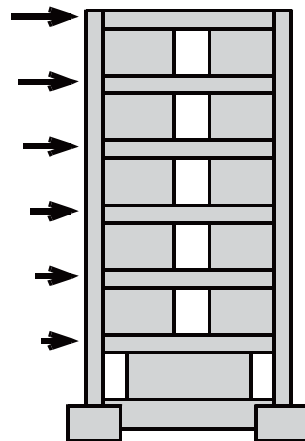


図 1.1 対象とする建物のイメージ

第 2 章

せん断終局強度評価法

2.1 はじめに

1999 年度版の RC 規準にはせん断ひび割れの発生に関わって耐震壁に付帯するラーメンの断面形状について表 2.1 のような推奨条件が記載されている。

両側に剛強な柱型を有する、所謂 I 型断面の耐震壁では、両側の柱型が壁板部分の変形を拘束する。この拘束により壁板が異方性化するのを防ぐことが推奨条件の目的である。この推奨条件を満足する I 型の耐震壁は、壁板にひび割れが発生した後も大きなエネルギーを吸収し、最終的には壁板と柱型との境界面でスリップ破壊をすることになる。

一方で国土交通省の技術基準解説書では、I 型断面の耐震壁に加えて袖壁つき柱や腰壁つき梁などの異型断面に関してせん断終局強度評価法が記されており、設計可能となっている。袖壁付き柱の実験では、推奨条件を満足する I 型耐震壁とは異なり、柱型を貫くせん断破壊が報告されており、せん断破壊でも異なる破壊モードである。黄色本のせん断終局強度式では、柱型を貫くせん断破壊とスリップ破壊との違いを考慮しているが、そのせん断終局強度算定式では適切に評価できないという報告⁵⁷⁾もある。

本研究で扱う部材は、技術基準解説書の分類ではどちらに分類されるか(どちらのせん断終局強度評価法を適用すべきか)判断に困窮する。部材のせいという観点からは当然耐震壁に分類されるべきであるが、部材の断面形状の立場からは袖壁付き柱や腰壁付き梁と類似である。そこで、既に評価法が確立されている形状の部材も含めて、せん断終局強度を統一的に算定できる評価式を提案するために、実験を行った。

表 2.1 RC 規準に記載されている推奨条件

柱および梁の断面積	$st/2$ 以上
柱および梁の最小径	$\sqrt{st/3}$ 以上, かつ $2t$ 以上

2.2 実験概要

2.2.1 試験体

試験体は枠柱の有無をパラメータとして、図 2.1 に示す断面を用いて静的載荷実験を行う。試験体は 1/3 スケールであり、6 体すべてせん断破壊先行型として設計した。試験体の設計方針は、以下による。

- ・試験体の断面積は同程度にする ($1930 \pm 5\text{cm}^2$)
- ・主筋量を等しくする (8-D10, 12-D16)
- ・壁筋量を等しくする (縦筋: 2-D4@100, 横筋: 2-D4@35)

図 1.1 の 2 階のような壁を想定した片側柱つき耐震壁は、柱型が壁圧縮側になる場合の A タイプ (図 2.1(a)) と、引張側になる場合の A' タイプ (図 2.1(b)) の 2 体を用意した。A' タイプは後述の実験結果に記載するように、曲げ破壊型となってしまったので、同一の試験体 A'' タイプを用意し、軸力を大きくして実験を行った。B タイプ (図 2.1(c)) は左右に非対称の柱があり、200mm 角の柱は現行の RC 規準の推奨条件を満足する最小の断面を想定した。C タイプ (図 2.1(d)) は左右に対称な型枠を持ち、

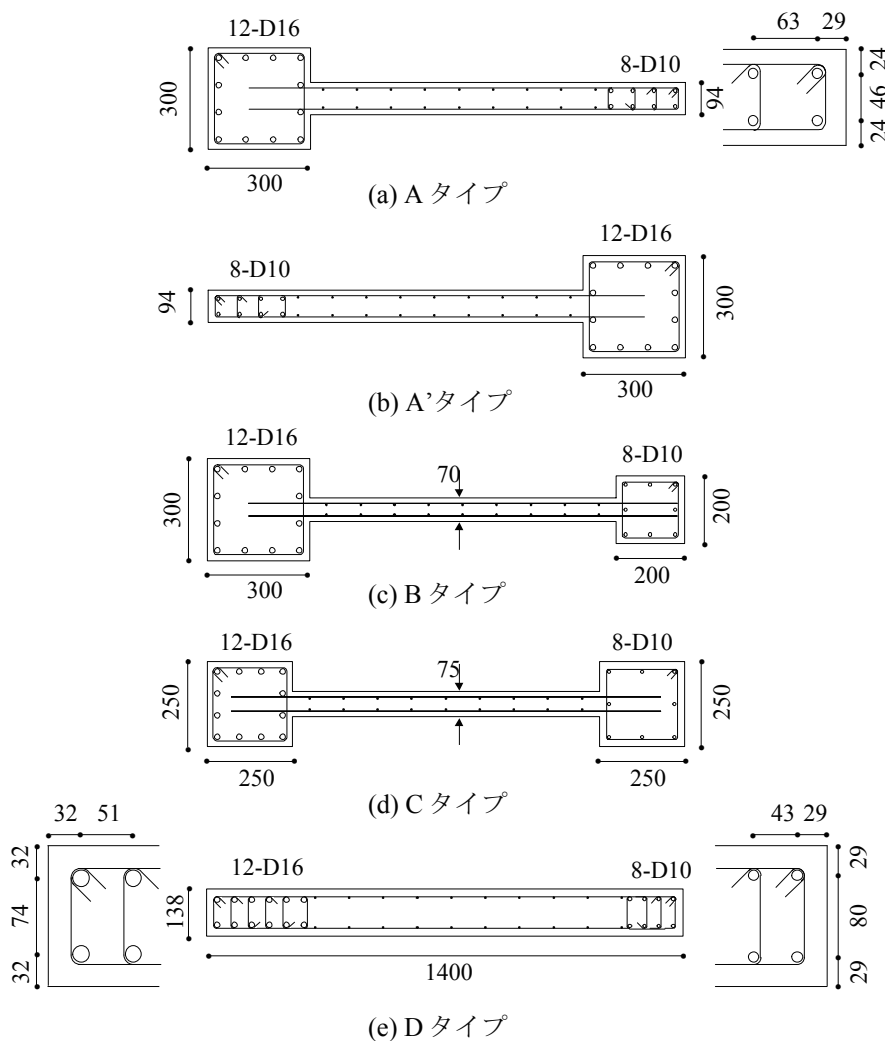


図 2.1 試験体断面図

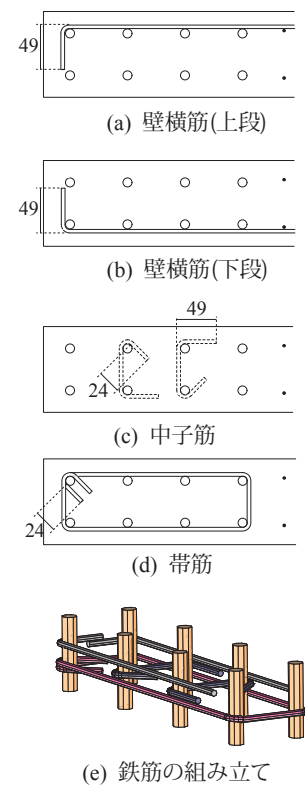


図 2.2 壁端部詳細

表 2.2 試験体配筋表

試験体種類	柱主筋	圧縮側	帯筋	圧縮側	壁縦筋	壁横筋
		引張側		引張側		
A	8-D10 (2.4%)		D4@35 (0.8%)		D4@100 (0.28%)	D4@35 (0.80%)
	12-D16 (2.7%)		D4@35 (0.3%)			
A', A''	12-D16 (2.7%)		D4@35 (0.3%)		D4@100 (0.28%)	D4@35 (0.80%)
	8-D10 (2.4%)		D4@35 (0.8%)			
B	8-D10 (1.4%)		D4@35 (0.4%)		D4@100 (0.38%)	D4@35 (1.08%)
	12-D16 (2.7%)		D4@35 (0.3%)			
C	8-D10 (0.9%)		D4@35 (0.3%)		D4@100 (0.35%)	D4@35 (1.01%)
	12-D16 (3.8%)		D4@35 (0.3%)			
D	8-D10 (2.3%)		D4@35 (0.5%)		D4@100 (0.19%)	D4@35 (0.55%)
	12-D16 (5.4%)		D4@35 (0.5%)			

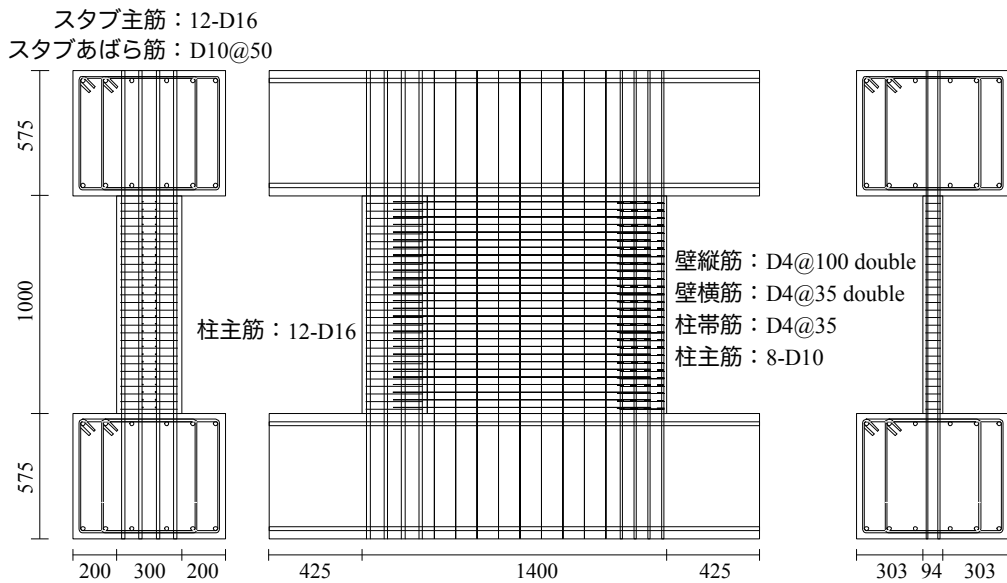


図 2.3 試験体配筋図

表 2.3 コンクリート材料試験結果

A, A', B, C, Dタイプ			A''タイプ		
材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)
37	32.2	27.4	49	33.8	24.5
47	34.4	27.2	72	33.1	23.3
平均	33.3	27.3	平均	33.4	23.9

表 2.4 鉄筋材料試験結果

			降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)
A, A', B, C, D	D4	SD295A	423*	594	161
	D10	SD345	385	534	184
	D16	SD345	371	578	172
A''	D4	SD295A	351*	544	192
	D10	SD345	376	520	188
	D16	SD345	387	563	180

*D4；降伏棚なし

D タイプ (図 2.1(e)) は図 1.1 の 1 階のような柱型のない壁である。

壁筋の詳細を図 2.2 に示す。中子筋は片方が 135°フック、もう一方が 90°フックであり、千鳥配筋としている。帯筋は 135°フック、壁横筋は 90°フックとした。このように設計した図 2.1(a) の試験体の配筋図を図 2.3 に示す。また、配筋詳細を表 2.2 に示す。一般的には、壁の縦筋と横筋は 1:1 程度で配筋されることが多いが、本研究で用いた試験体は 1:3 となっている。設計者の立場からは、せん断終局強度を大きくするために横筋を多く配筋したいという要望があると考えたため、横筋が多い場合の実験結果が必要であると考えた。

2.2.2 使用材料

使用したコンクリートの材料試験結果を表 2.3 に示す。弾性係数は圧縮強度の 1/3 の強度の時の値を使用して算出した。また、鉄筋 D4, D10, D16 の引張試験の結果を表 2.4 に示す。明確な降伏棚が確認できなかった D4 については、降伏強度を 0.2% オフセット法によって算出している。

2.2.3 載荷方法

図 2.4 に加力装置を示す。A, A', B, C, D タイプの軸力は左右の鉛直ジャッキともに 200kN で、計 400kN である。これは、300mm 角の柱に対して軸力比がおおよそ 0.15 となる値である。A' タイプは、正負で異なる軸力を負荷し、壁圧縮時（負載荷）は他の試験体と同様、左右 200kN の計 400kN、壁引張時（正載荷）では左右 600kN の計 1200kN とした。これは、明確なせん断破壊を起こすためである。

水平加力位置は図 2.4 に示すように試験区間の下端から 725mm の位置である。A タイプ、A' タイプの場合、断面図心で材軸を定義すると、最大耐力時（後述）のせん断スパン長さは、図 2.5 に示すように、それぞれ 798mm, 538mm となる。全ての試験体のせん断スパン長さを表 2.5 に示す。しかし、今回の実験ではこれを考慮せず、すべての試験体について図 2.4 のように軸力を与えている。

載荷プログラムを図 2.6 に示す。載荷プログラムは層間変形角が 1/400 までは正負繰り返し加力とし、それ以降は層間変形角 1/25 まで変位制御によって 1 方向載荷とした。ただし、D タイプのみ 1/80 まで変形させた後、除荷した。なお、試験体は、単調載荷時に図 2.4 において左から右へ加力するように設置した。

2.2.4 短期許容せん断力とひび割れ強度

各試験体の短期許容せん断力 Q_A を 2010 年度版 RC 規準⁹⁾ により算出した。

$$Q_A = \max(Q_l, Q_2) \quad (2.1)$$

$$Q_l = tlf_s \quad (2.2)$$

$$Q_2 = \sum Q_w + \sum Q_c \quad (2.3)$$

ここで、 Q_w および Q_c は、それぞれ壁部材に含まれる壁板 1 枚および柱 1 本が負担できる許容せん断力で、式 (2.4) および式 (2.5) によることができる。

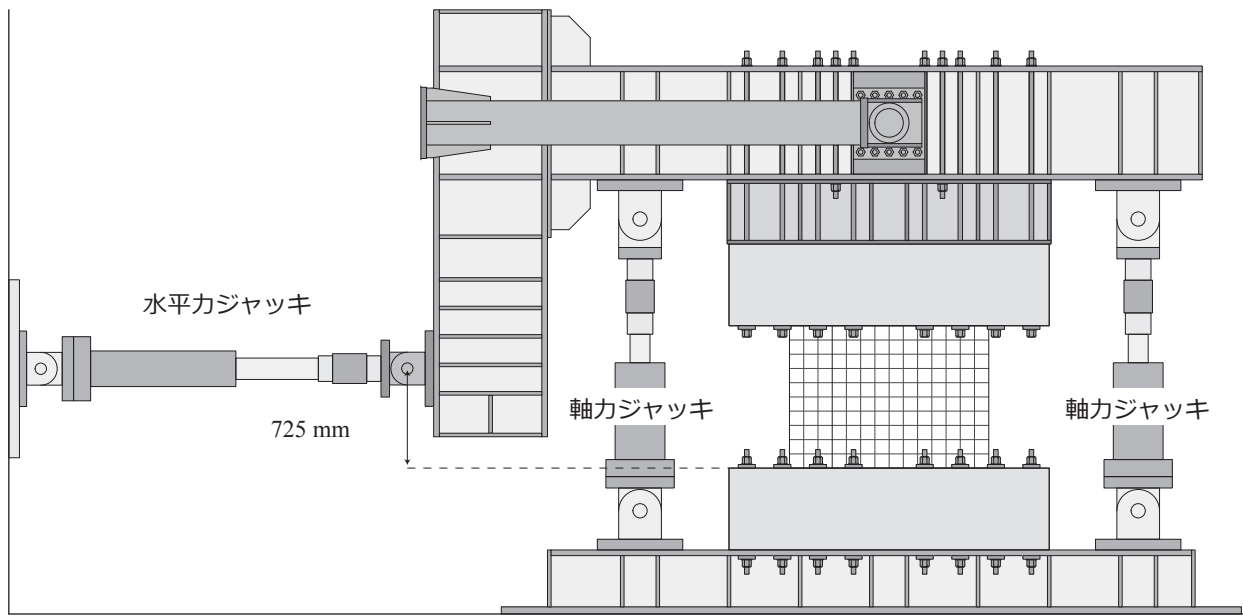


図 2.4 載荷装置

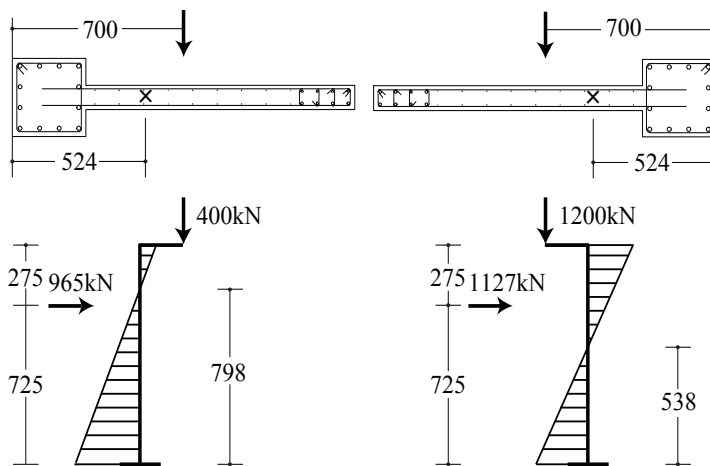


表 2.5 セン断スパン長さ

試験体	せん断スパン長さ (mm)
A	798
A'	649
A''	538
B	776
C	725
D	725

図 2.5 セン断スパン長さ

$$Q_w = p_s t l_e f_t \quad (2.4)$$

$$Q_c = b j \{ \alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (2.5)$$

記号

t : 壁板の厚さ

l : 柱（または梁）を含む壁部材の全せい（ $= \sum l' + \sum D$ ）。 \sum は部材せいの方向の和とする。

l_e : 壁板の有効長さで、両側に柱がある場合 $l_e = l'$ 、片側に柱がある場合 $l_e = 0.9 l'$ 、柱がない場合 $l_e = 0.8 l'$ とする。

l' : 壁板の（内法）長さ

b : 柱（または梁）の幅

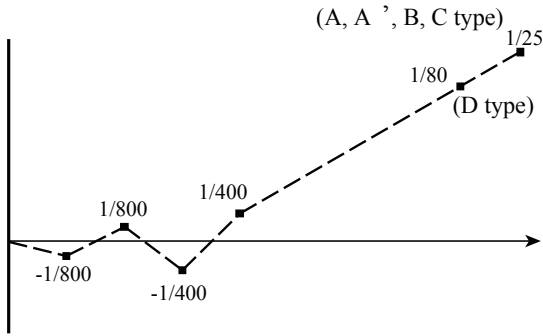


図 2.6 载荷プログラム

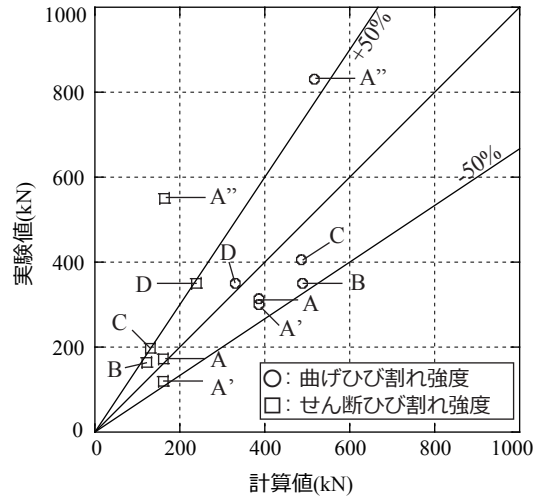


図 2.7 ひび割れ強度

j : 柱 (または梁) の応力中心間距離 ($=7/8d$ または $0.8D$ としてよい)

D : 柱 (または梁) のせい

d : 柱 (または梁) の有効せい

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

f_t : 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度

wf_t : 柱帯筋 (または梁あばら筋) のせん断補強用短期許容引張応力度で、 wf_t が 390N/mm^2 以上の場合は、 390N/mm^2 として計算する。

p_s : 壁板のせん断補強筋比で、次式以下による。

$$p_s = \frac{a_w}{ts} \quad (2.6)$$

a_w : 壁板の 1 組のせん断補強筋の断面積

s : 壁板のせん断補強筋の間隔

- ・両側に柱がある壁板で p_s が 0.012 以上の場合は $p_s = 0.012$ として計算する。
- ・上記以外の壁板で p_s が 0.006 以上の場合は $p_s = 0.006$ として計算する。

2010 年度版 RC 規準では壁つき部材の設計法が導入されているが、本研究で扱った耐震壁部材に関する知見はまだ乏しく、RC 規準で算出した短期許容せん断力が損傷制御に用いる値として適切かどうかを確認することが目的である。

また、各試験体の正載荷時の曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度をそれぞれ算出し、実験結果と比較したものを図 2.7 に示す。曲げひび割れ強度 M_c は 2010 年度版 RC 規準の付録 10 により算出し、せん断ひび割れ強度は $Q_1 = tlf_s$ を用いて算出した。

$$M_c = \left(0.56\sqrt{F_c} + \frac{N}{A} \right) Z + Ne \quad (2.7)$$

N : 軸力

Z : 断面係数

e : 構造芯と図心との距離

2.2.5 既往の評価式によるせん断終局強度力

実験に先駆けて、国土交通省の解説書による方法と壁谷澤らの提案した分割累加式によって本研究で用いた試験体のせん断終局強度を算出した。

国土交通省の解説書では A, A', A'' タイプは「袖壁つき柱」として扱うことになっており、B, C, D タイプの「耐震壁」とは評価方法が若干異なっている。「袖壁つき柱」は図 2.8 に示すように等価長方形断面に置換した後に修正荒川式を適用することとなっている。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q d_e) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j_e + 0.1 N \quad (2.8)$$

$$\text{ここに, } p_{we} = p_w \left(\frac{b}{b_e} \right) + p_s \left(\frac{t}{b_e} \right) \quad (2.9)$$

しかし、図 2.8 に示したように、引張鉄筋は柱主筋を用いることになっており、壁引張側の荷重方向に対しては有効せいが非常に短くなる。この問題は壁長さが短い袖壁つき柱の場合に比べると、本研究で対象としている耐震壁では計算結果に大きな影響を及ぼす。また、この計算方法は、式 (2.9) のせん断補強筋比は過大評価になってしまうという問題も含んでいる。

「耐震壁」も図 2.9 に示すように、袖壁つき柱と同様に等価な長方形断面に置換して（ただし、置換後の長方形断面の幅は、もとの壁厚の 1.5 倍以下という制限つき）修正荒川式を適用することとなっている。この場合は両側に柱が付帯しているために、正負どちらの荷重に対しても柱型の中にある鉄筋を引張鉄筋とみなすことになっている。よって、有効せいは十分に長くなる。

この分類による計算は、本研究のように壁端部に配筋されている曲げ補強筋と柱型の片方の主筋量

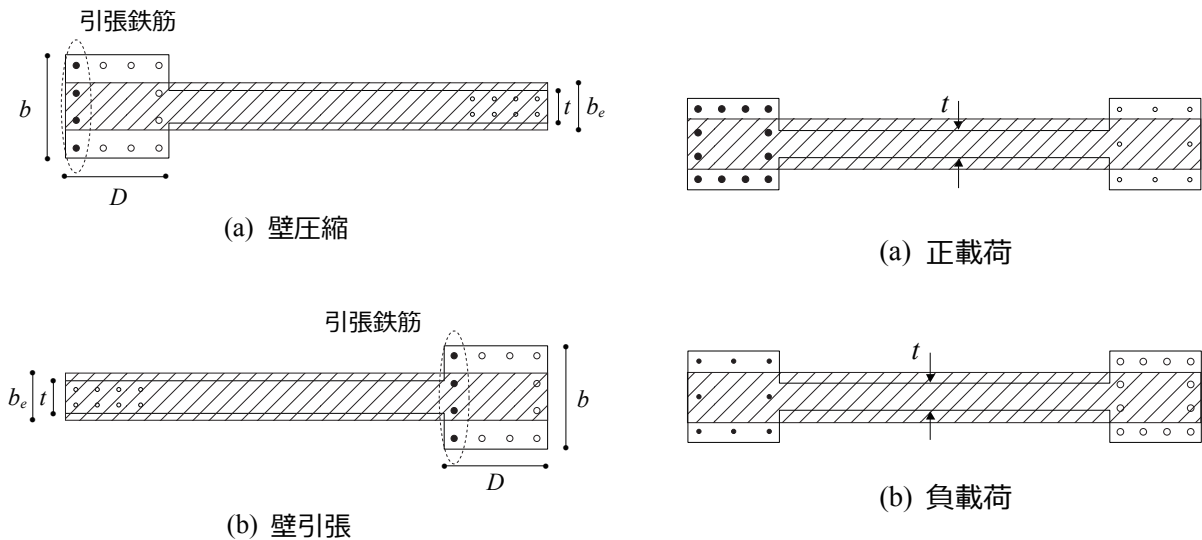


図 2.8 袖壁つき柱の等価長方形断面置換

図 2.9 I 型耐震壁の等価長方形断面置換

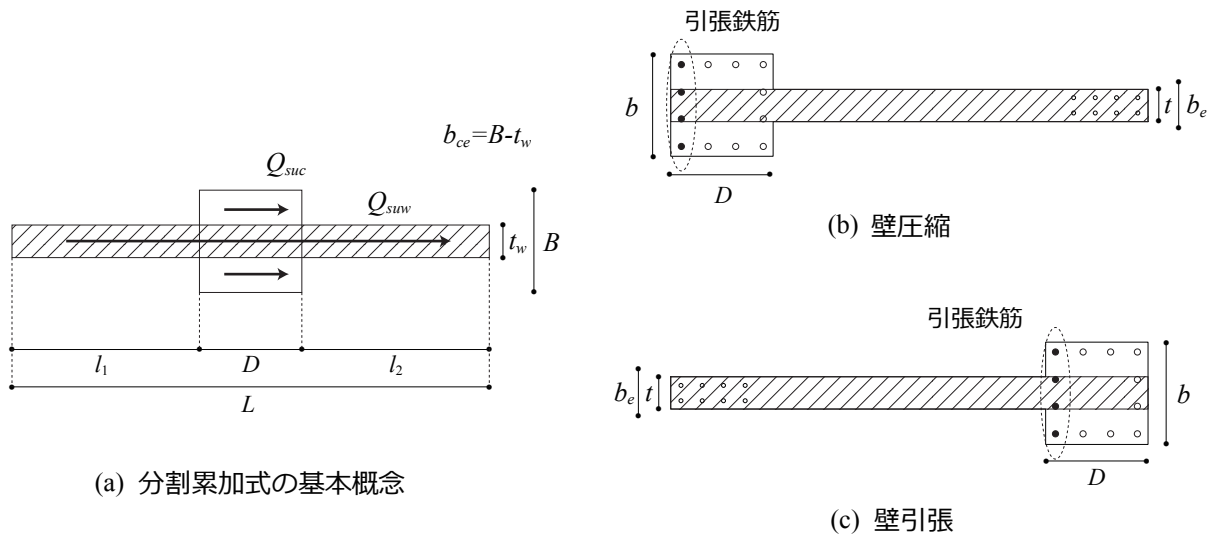


図 2.10 分割累加式

が同じ場合などは、適用に違和感を感じる。よって、本研究では、このような場合分けではなく、様々な形状の耐震壁を統一的に扱えるせん断終局強度評価式の提案を目指す。

これに対し、壁谷澤らによる分割累加式は図 2.10 に示すように、壁と柱の断面を部材長さ方向に分割してそれぞれのせん断終局強度を算出し、それらを累加することによって部材のせん断終局強度とするものである。壁谷澤らによれば、この方法を用いれば耐震診断基準や基準解説書のような問題を生じることなく、せん断終局強度を算定できる。分割した部材のせん断強度の算出には修正荒川 min 式を使用することが提案されているが、ここでは修正荒川 mean 式を採用して計算した。以下に

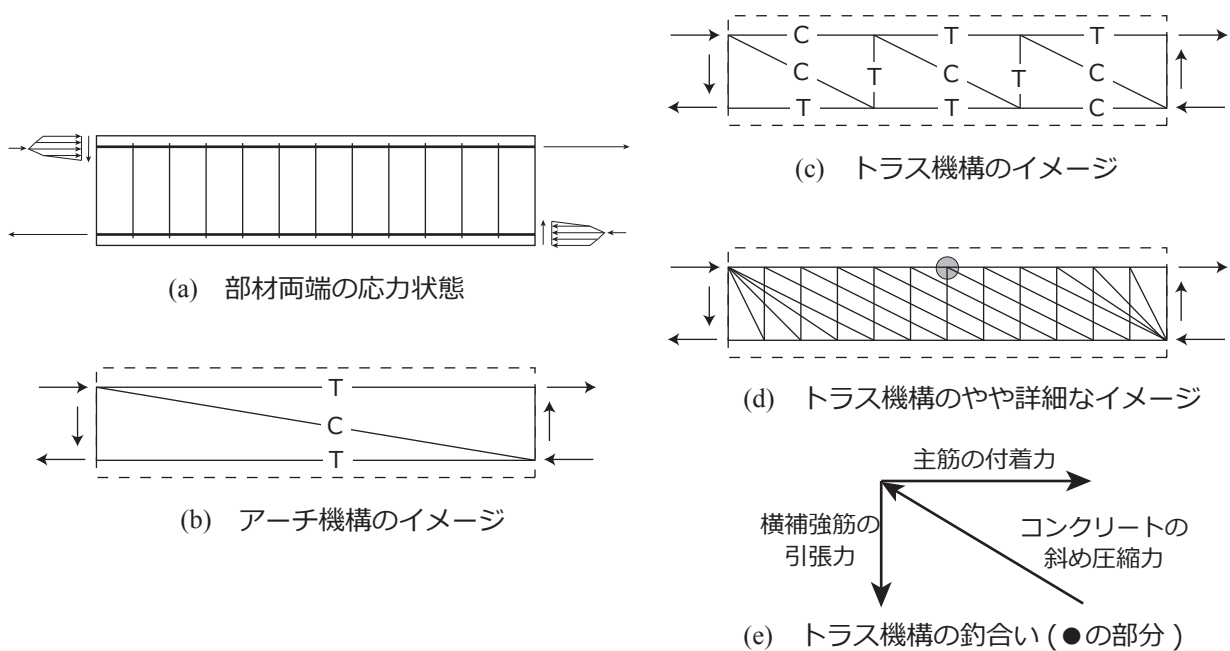


図 2.11 トラス・アーチ式

示す式 (2.10) ～ (2.20) が，分割累加式による方法である。

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (2.10)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.068 p_{twe}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / (Q d_w) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh}} \right\} t_w j_w \quad (2.11)$$

$$p_{twe} = \frac{a_{tw}}{t_w d_w} \times 100 \quad (\%) \quad (2.12)$$

$$d_w = 0.95 (D + l_1 + l_2) \quad (2.13)$$

$$p_{wh} = \frac{a_{wh}}{t_w s_w} \quad (2.14)$$

$$j_w = \frac{7}{8} d_w \quad (2.15)$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.068 p_{tce}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / (Q d_{ce}) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \sigma_{cwy}} \right\} t_{ce} j_{ce} \quad (2.16)$$

$$p_{tce} = \frac{a_{tc}}{(B - t_w) d_{ce}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.17)$$

$$p_{tce} = \frac{a_{tc} - a_{tw}}{(B - t_w) d_{ce}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.18)$$

$$b_{ce} = B - t_w \quad (2.19)$$

$$j_c = \frac{7}{8} d_{ce} \quad (2.20)$$

分割累加式は両側に壁の張り出しがある場合を基本としており，片側柱つき耐震壁（本研究での A タイプや A' タイプのような断面形状）に適用する場合に不明瞭な点がある。それは，引張鉄筋の定義で，分割累加式では袖壁の 2 段目までを引張鉄筋とすることになっている。図 2.2.10 に示すように，壁引張となる場合には，壁端部主筋の 2 段目までを引張鉄筋とすることが適切であろうことは予測できるが，壁圧縮側の载荷に対して引張鉄筋をどのように定義するかは明確でない。そこで，本研究では様々な断面形状および配筋方法に対して明確に引張鉄筋を定義できることを，ひとつの目標としてせん断終局強度評価法を提案していく。

また，上記の荒川式を準用した形のせん断終局強度評価法とは異なる立場からも検討を行った。文献 34) などに記されているトラス・アーチ理論を用いてせん断終局強度の計算を行った。トラス・アーチ理論は図 2.2.11 に示すトラス機構とアーチ機構の累加としてせん断強度を考えている。具体的には，次式 (2.21) で評価する。

$$V_u = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot v \sigma_B / 2 \quad (2.21)$$

ただし， $p_s \sigma_{sy} \leq v \sigma_B / 2$ とする。

$$\text{ここに, } \tan \theta = [\sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa}] \quad (2.22)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (v \sigma_B) \quad (2.23)$$

σ_{sy} : 壁板のせん断補強筋の降伏強度

t_w : 壁厚

p_s : 壁板のせん断補強筋比

h_w : 耐震壁の高さ

ϕ : トラス機構での圧縮束の角度

l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ

l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ

上記の算定式は基本的には柱・梁と同じ考え方であるが、

- ・せん断補強筋の強度の上限は 400N/mm² とする。(実験データがないため)
- ・トラス機構の角度については $\cot \phi = 1.0 \sim 2.0$ とする方法 (A 法) と $\cot \phi = 1.0$ とする方法 (B 法) があり耐震壁については B 法のほうが実験結果とあっているなどの違いがある。

2.3 実験結果

2.3.1 破壊経過

図 2.12~2.17 に実験で得られた荷重変形関係を示す。A, A', B, C タイプでは層間変形角 $\pm 1/800$ までは正・負加力両方それぞれで、せん断ひび割れ、曲げひび割れの順にひび割れが発生した。A" タイプでは負荷荷時に関しては同様であるが、正載荷では層間変形角 $1/800$ までにせん断ひび割れのみが発生し、 $1/400$ までに曲げひび割れが発生した。D タイプでは、正載荷時にほぼ同時に曲げひび割れとせん断ひび割れが発生した。

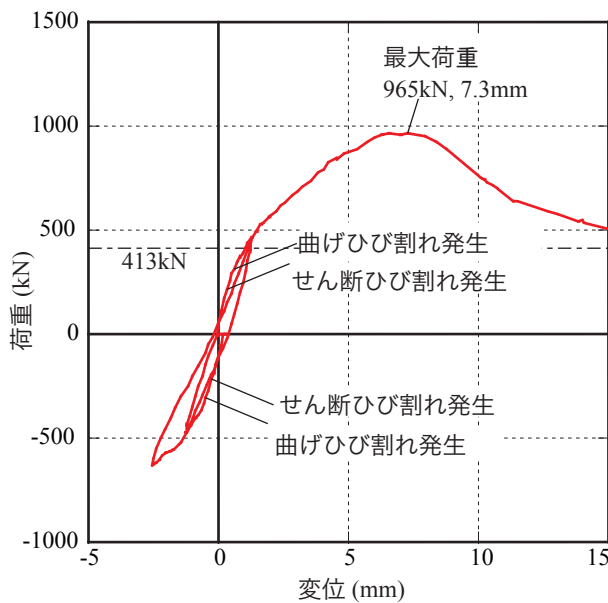


図 2.12 荷重変形関係ー A タイプ

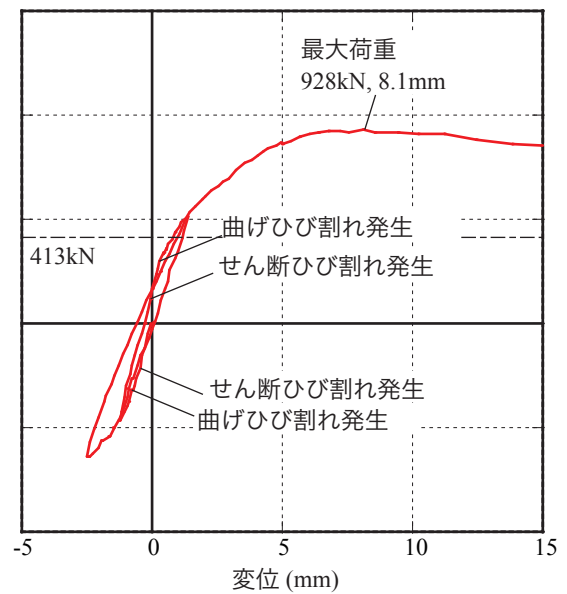


図 2.13 荷重変形関係ー A' タイプ

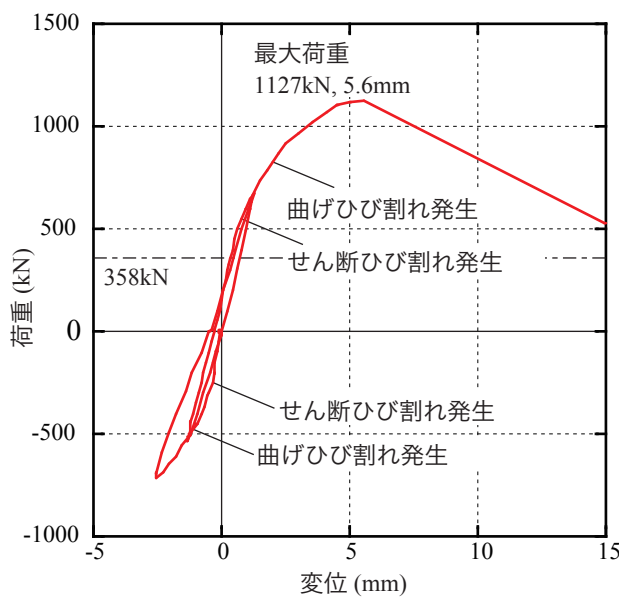


図 2.14 荷重変形関係ー A" タイプ

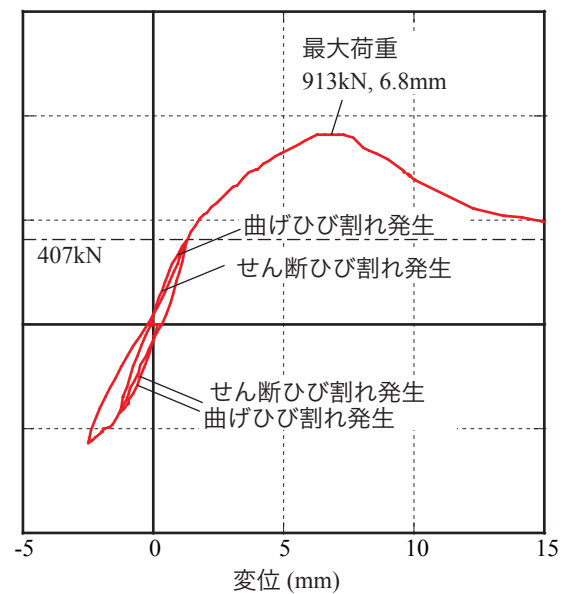


図 2.15 荷重変形関係ー B タイプ

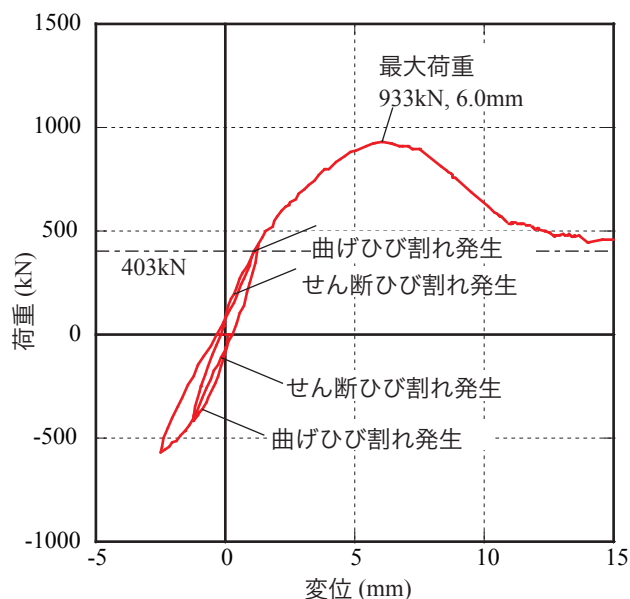


図 2.16 荷重変形関係－C タイプ

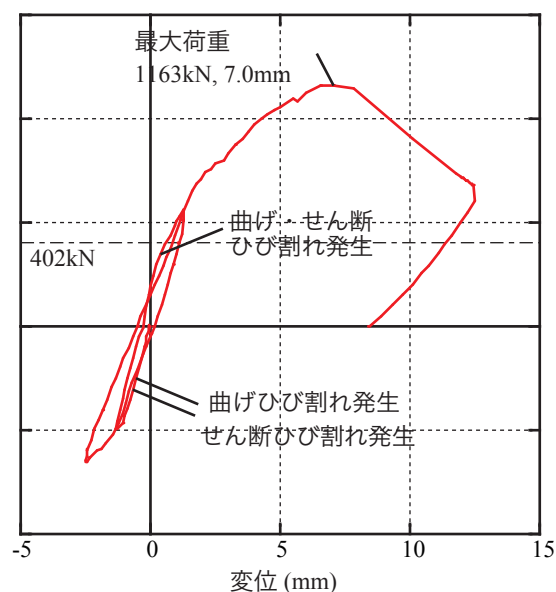


図 2.17 荷重変形関係－D タイプ

最大耐力後は、A, B, C タイプでは緩やかに耐力が低下し、A', D タイプでは急激に低下した。一方、A' タイプでは最大耐力後も一定の耐力を維持し続けた。

本研究における試験体は断面積がほぼ等しくなるように設計されている。実験結果から、断面積が同じであっても同等のせん断耐力とはならず、壁厚が小さいほど耐力が小さくなる結果となった。

前述の短期許容せん断力を図 2.12~2.17 に一点破線で示し、図 2.18~2.23 に各試験体の短期許容せん断耐力直後である層間変形角 1/800 時のひび割れ幅を示す。括弧内の数値は除荷時のひび割れ幅である。除荷時のひび割れ幅は 0.00mm から 0.04mm の範囲にあり、非常に小さい値であった。

各試験体の正載荷時の曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度をそれぞれ算出し、実験結果と比較したものを図 2.7 に示してある。軸力の大きい A' タイプのせん断ひび割れ強度以外では、±50% 以内の範囲となった。

A タイプの最終ひび割れ状況を図 2.24 に示す。ほぼ対角線状の破壊であった。ただし、せん断ひび割れ幅は一様でなかった。正・負両方でせん断ひび割れ、曲げひび割れの順にひび割れが発生し、変形が 7.30mm で最大耐力 965kN となった。最大耐力直後に壁板のせん断ひび割れ幅が 3mm 程度まで大きくなったが、この時点での柱のせん断ひび割れ幅は 0.4mm 程度であった。なお、せん断ひび割れに沿う圧縮破壊の兆候も見受けられた。変形が 15mm まではやや急激に耐力が低下し、その後、やや緩やかに耐力が低下していった。変形が 20mm まで進むと柱のせん断ひび割れも拡大した。この時、壁と柱の境界で無数のひび割れが観測されており、壁と柱は別々にせん断破壊したと考えられる。最終的には水平力はおおよそ 200kN まで下がっていた。

A' タイプの最終ひび割れ状況を図 2.25 に示す。この試験体も A タイプと同様に正・負両方でせん断ひび割れ、曲げひび割れの順にひび割れが発生した。変形が 5mm くらいになると、引張側の壁脚が浮き上がり始めた。そして、変形が 8.14mm で引張縁の縦筋 D10 が降伏し、最大耐力 928kN となった。最大耐力直後 (変形 10mm) での曲げひび割れ幅は 1.0mm、せん断ひび割れ幅は 0.9mm であった。

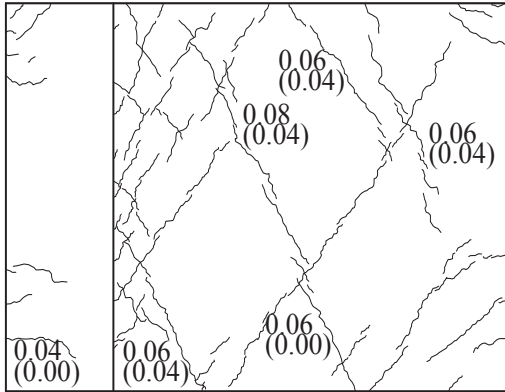


図 2.18 短期許容時ひび割れー A タイプ

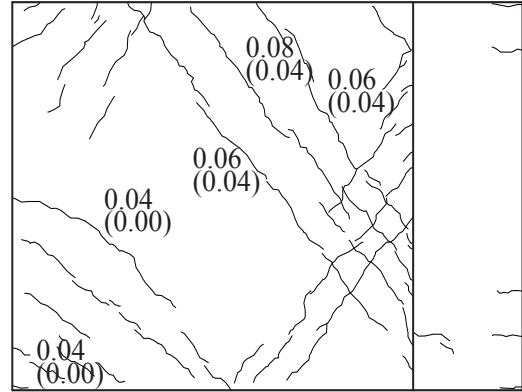


図 2.19 短期許容時ひび割れー A' タイプ

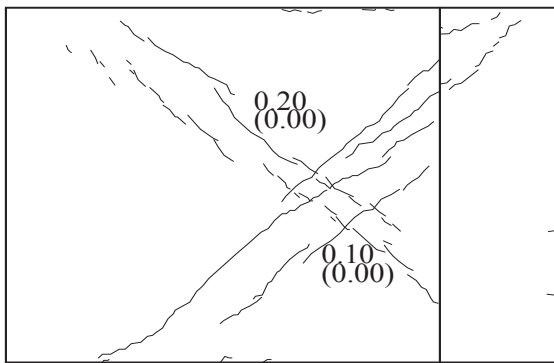


図 2.20 短期許容時ひび割れー A'' タイプ

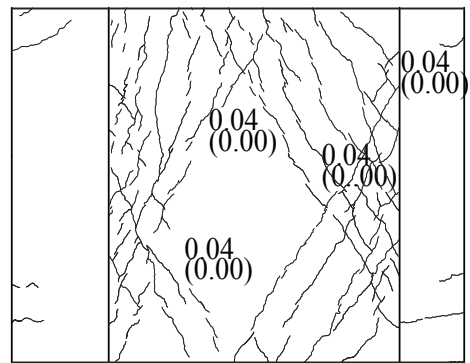


図 2.21 短期許容時ひび割れー B タイプ

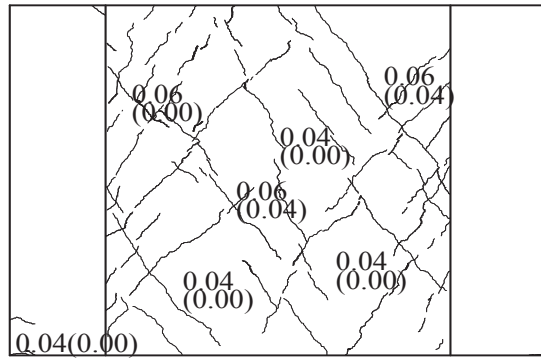


図 2.22 短期許容時ひび割れー C タイプ

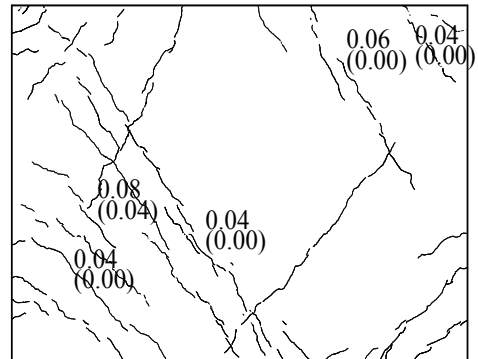


図 2.23 短期許容時ひび割れー D タイプ

変形 20mm の時に曲げひび割れとせん断ひび割れがつながっていき、水平方向のせん断すべりを起こした。この試験体は、破壊状況や荷重変形関係および後述の鉄筋のひずみ度分布から、曲げ降伏後にせん断破壊したと結論付けた。40mm まで変形させた最終状況での水平力はおおよそ 250kN まで下がっていた。

A'' タイプの最終ひび割れ状況を図 2.26 に示す。A'' タイプでは柱型を貫くせん断破壊を示した。この試験体は A' タイプよりも軸力が大きいため、明確にせん断破壊をした。コンクリートの剥落は壁頭部で顕著であり、耐力低下は急激であり、図 2.14 中に破線で示してあるように、耐力低下中のデータを計測できなかった。

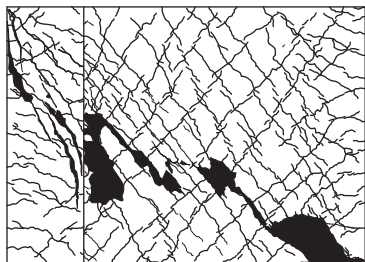


図 2.24 最終ひび割れ状況－A タイプ

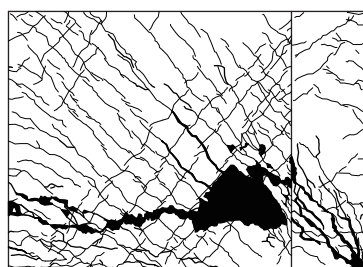


図 2.25 最終ひび割れ状況－A' タイプ

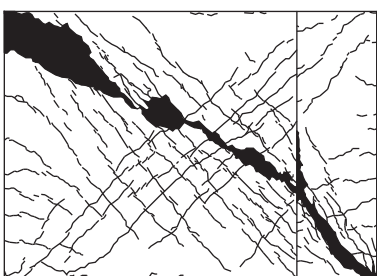


図 2.26 最終ひび割れ状況－A'' タイプ

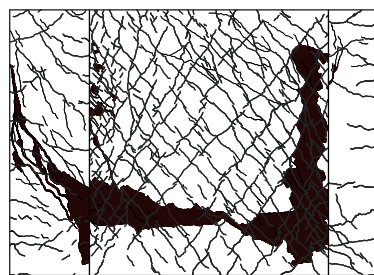


図 2.27 最終ひび割れ状況－B タイプ

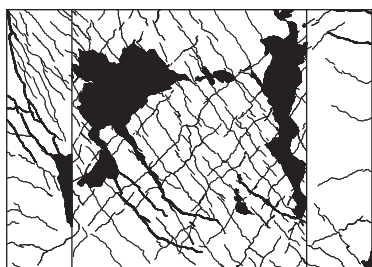


図 2.28 最終ひび割れ状況－C タイプ

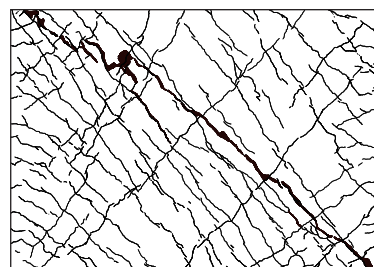


図 2.29 最終ひび割れ状況－D タイプ

B タイプの最終ひび割れ状況を図 2.27 に示す。壁板にせん断ひび割れが発生した後、変形がおおよそ 1.2mm の時に曲げひび割れが発生したことを確認した。6.82mm で最大耐力 913kN となり、その後、やや緩やかに耐力が低下した。B タイプでは最大耐力直後に壁と柱の境界付近のコンクリート剥落が顕著にみられた。変形が 20mm では壁引張側柱と壁板が別々にせん断破壊を起こした。その後 40mm まで変形させたが圧縮側の柱は破壊に至らなかった。このことから、壁と柱の境界でひび割れが発生し、壁と柱がそれぞれ別個に挙動していたのではないかと考えられる。

C タイプの最終ひび割れ状況を図 2.28 に示す。B タイプと同様にひび割れが発生した後、変形がおおよそ 1.5mm の時に柱にもせん断ひび割れが発生したことを確認した。6.04mm で最大耐力 933kN となり、その後、変形が 12mm まではやや急激に耐力が低下した後、やや緩やかに耐力が低下していった。C タイプでは最大耐力直後に壁と柱の境界付近のコンクリートが剥落していくとともに、壁板上部で水平方向にひび割れが生じた。変形が 20mm まで進むとせん断ひび割れ幅が 2 ～ 3mm 程度まで拡大するとともに、壁板が圧縮破壊に近い兆候を示し、引張側柱がせん断破壊を起こ

した。その後、変 30mm になると引張側の柱がせん断破壊した。B タイプと同様に圧縮側の柱は破壊していない。これも、壁と柱がそれぞれ別個に挙動していたためと考えられ、圧縮側の柱はひび割れの状況から曲げ挙動をしていたことがわかる。

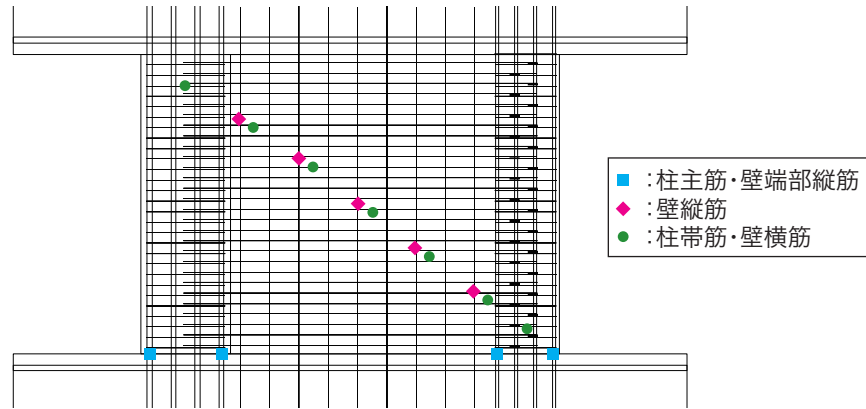


図 2.30 ひずみゲージ貼り付け位置

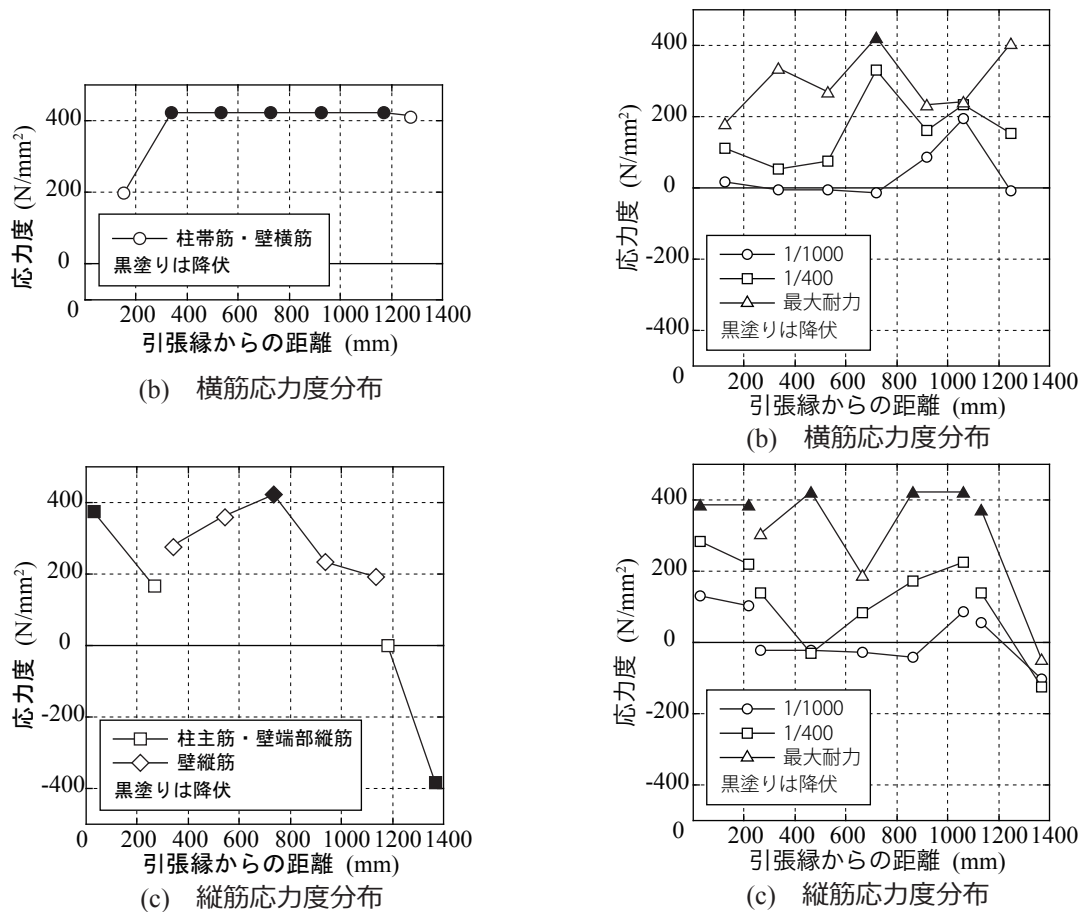


図 2.31 鉄筋応力度分布ー A タイプ

図 2.32 鉄筋応力度分布ー A' タイプ

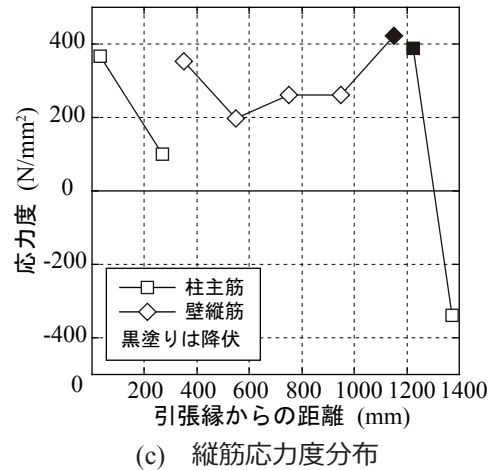
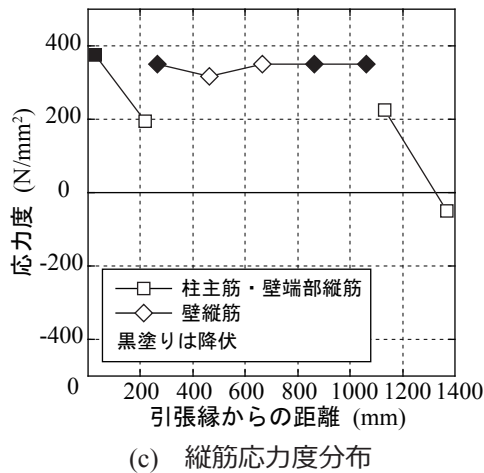
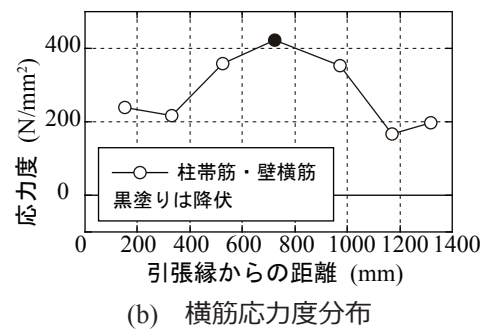
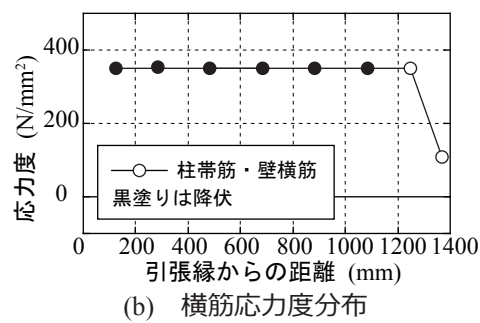


図 2.33 鉄筋応力度分布—A" タイプ

図 2.34 鉄筋応力度分布—B タイプ

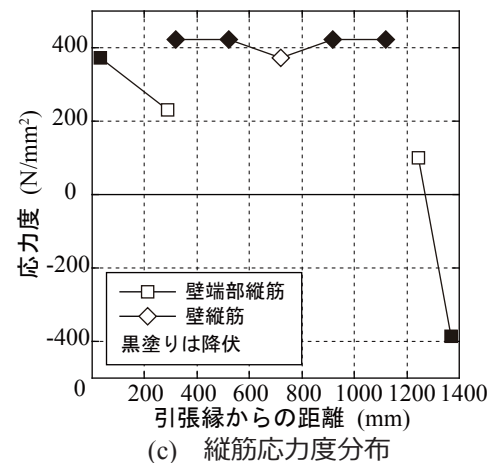
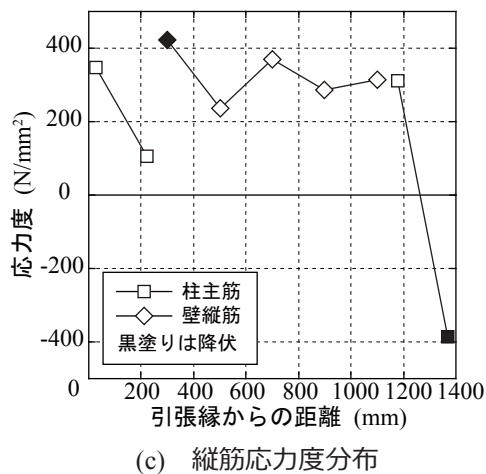
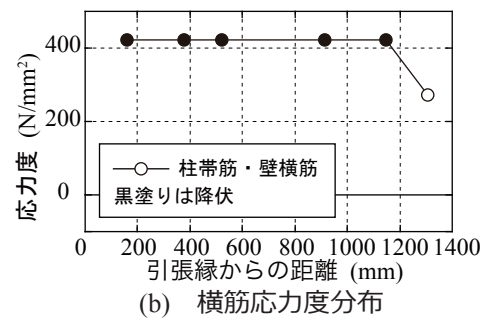
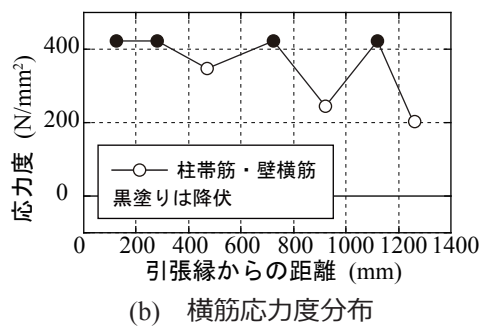


図 2.35 鉄筋応力度分布—C タイプ

図 2.36 鉄筋応力度分布—D タイプ

D タイプの最終ひび割れ状況を図 2.29 に示す。D タイプはせん断ひび割れ、曲げひび割れがほとんど同時に発生し、その後、変形が 7.04mm で最大耐力 1163kN となった。その後、急激に耐力が低下していき、変形が 12.5mm のときに加力を終了した。対角線方向のひび割れが進展していき、典型的なせん断破壊をした。

2.3.2 鉄筋の応力度分布

図 2.30 に試験体の鉄筋ひずみ測定位置を示す。また、図 2.31~2.36 に最大耐力時の鉄筋の応力度分布を示す。

A タイプではひび割れが対角線上に発生したため、横筋はほぼ全て降伏した。一方、縦筋は一部のみの降伏となった。また、柱主筋と壁端部縦筋のみの応力度分布に注目すると、圧縮側柱主筋と引張側柱主筋の応力度は直線的ではなく、平面保持仮定が成立していないといえる。

A' タイプでは壁縦筋の殆どが降伏しており、曲げ降伏が先行していることが確認できる。

A" タイプの応力度分布に関して A タイプと比べると、壁縦筋の降伏が多く生じたが、それ以外は同様の傾向を示した。

B タイプでは横筋の降伏は少なかった。柱主筋の応力度分布に注目すると、引張縁からの距離が 300mm 付近の引張側柱主筋より、引張縁からの距離が 1200mm の圧縮側主筋の引張応力度が大きな値を示している。

C タイプの鉄筋の応力度分布は、いずれも B タイプと同様の傾向を示した。B, C タイプの試験体では、柱と壁が別々の挙動を示したことがわかる。

D タイプでは横筋はほぼ全ての鉄筋が降伏し、縦筋は一部の鉄筋のみが降伏した。

今回の試験体は通常の試験体に比べて壁横筋が多く、縦筋量の 3 倍ほど配筋されている。A, A', B, C, D タイプの壁縦筋と壁横筋の応力度分布を比べると、壁横筋より壁縦筋のほうが応力度が小さく降伏も遅い。横筋量が多いために横筋より縦筋が先に降伏するという事は起きなかった。実際の建物でも、

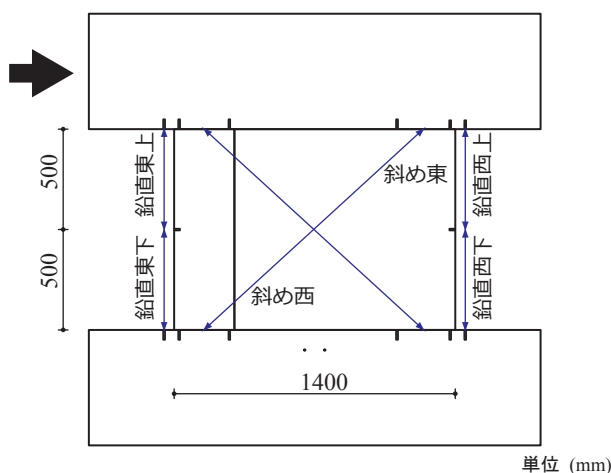


図 2.37 変位計測位置 (A, A', B, C, D)

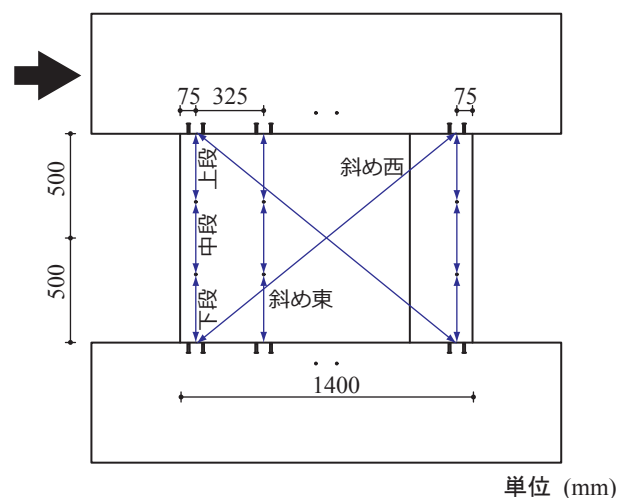


図 2.38 変位計測位置 (A'')

連層耐震壁の下層部であれば、上下の層または基礎梁が今回の実験のスタブの役割を果たすと考えられるので、縦筋量と横筋量の割合を今回と同程度まで変化させてよいと考える。

2.3.3 変形成分の分離

図 2.37, 2.38 に試験体 A, A', B, C, D における変形の位置と試験体 A' における変位計の位置をそれぞれ示す。これらの変位計で得られた計測データから変形成分の分離を行った。

まず、曲げ変形による変形成分は図 2.39 に示すように、上・下段に分けて鉛直方向に取り付けた変位計から曲率を計算し、その値をそれぞれの段の曲率の平均値とした。この曲率を用いて回転角を計算し、それを積分して変形を算出した。

せん断変形は、斜めに取り付けた変位計から全体変形を算出し、そこから曲げ変形によって計測さ

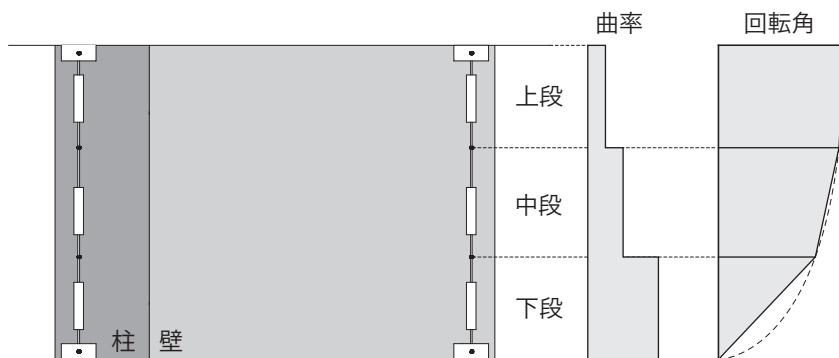


図 2.39 曲げ変形算出方法

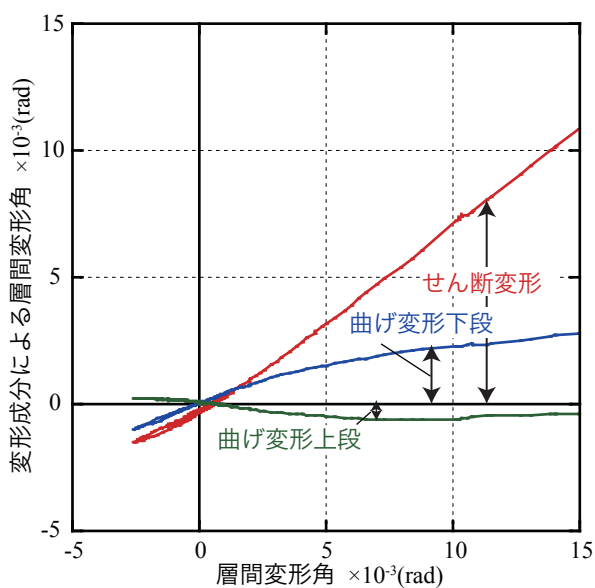


図 2.40 変形成分の分離ー A タイプ

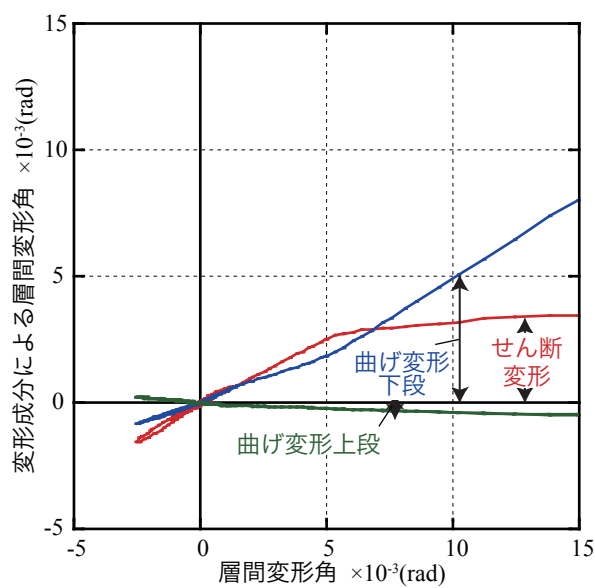


図 2.41 変形成分の分離ー A' タイプ

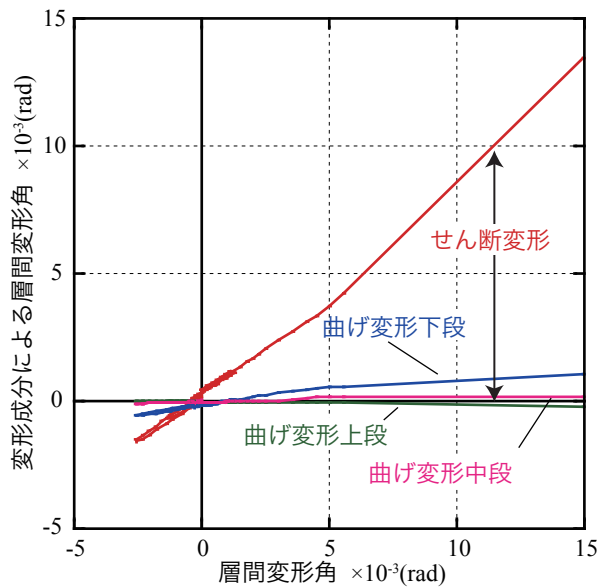


図 2.42 変形成分の分離－A'' タイプ

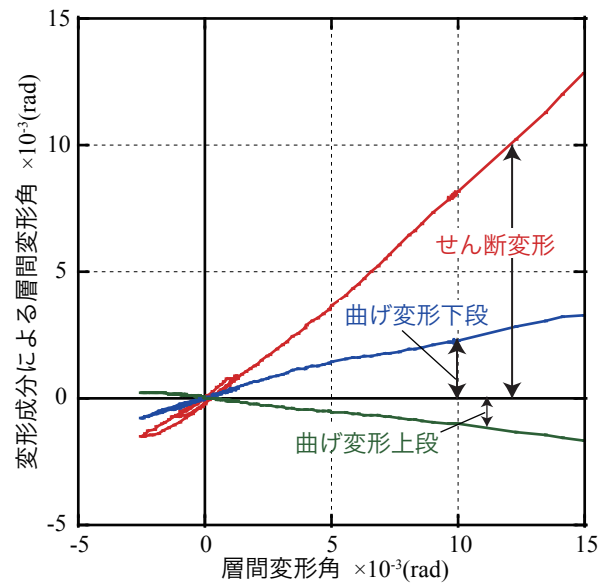


図 2.43 変形成分の分離－B タイプ

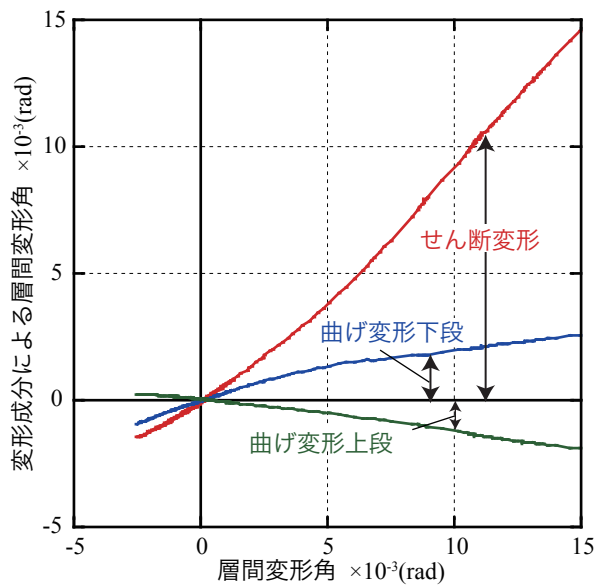


図 2.44 変形成分の分離－C タイプ

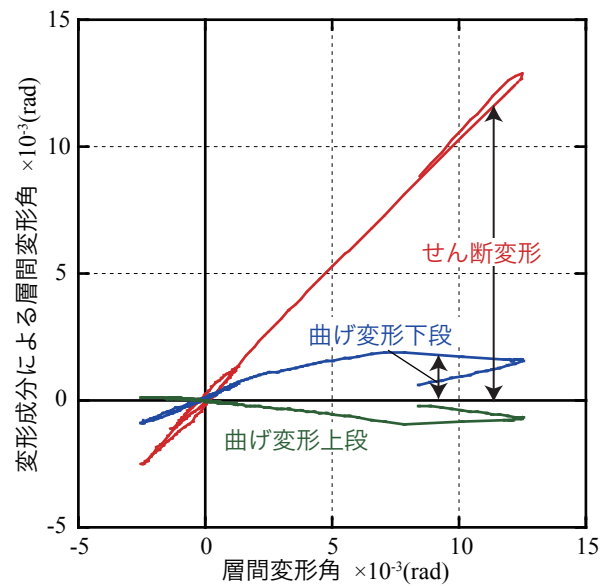


図 2.45 変形成分の分離－D タイプ

れる成分を差し引いて、その残りをせん断変形とした。

このようにして求めたそれぞれの変形成分を図 2.40~2.45 に示す。A'' タイプは他の試験体と比べて著しく曲げ変形成分が少なく、明確なせん断破壊をしたことが確認できる。一方 A' タイプは層間変形角 $1/200$ 以降、せん断変形が頭打ちとなっており、曲げ変形が増大していることから、曲げ降伏が先行したと判断できる。それ以外の試験体では、層間変形角の増大に伴って曲げ変形の増加量が緩やかになっていっており、せん断変形は一様に増大していることから、せん断破壊が起こっているといえる。

2.4 せん断終局強度評価方法の提案

2.4.1 せん断終局強度の評価方法

本研究で用いた試験体は断面積がほとんど等しいのにも関わらず、せん断終局強度には違いが見られた。しかし、文献 6) で袖壁つき柱に適用している方法のように、引張側となる壁がせん断強度に寄与しないと考えられるほど差は大きくなかった。

そこで、解説書の強度式の問題点から、式 (2.24) のように統一することを提案する。提案方法では枠柱の有無によらず引張鉄筋量、有効せい、応力中心間距離を決める (図 2.46)。また、せん断補強筋比を柱と壁の断面積の割合にならし、壁の配筋条件により低減係数を用いる。

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot L) + 0.12}} + 0.85 \beta \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_{e,j} \quad (2.24)$$

t_e : 長さ断面積が等しい長方形断面に置き換えた時の幅 (mm)。ただし、 t_e は壁厚 t の 1.5 倍以下とする。

L : 部材の全長, $d=0.9L, j=0.8L$ (mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%) ($=100a_t / t_e \cdot d$)

a_t : 引張縁から部材せいの 5 分の 1 内の縦筋断面積 (mm^2)

F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

M/Q : せん断スパン長さ $1 \leq M/(QL) \leq 3$

ただし、1 未満の場合は 1, 3 を超える場合は 3 とする。

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{wh} \cdot p_{wh} = \sum \sigma_w p_w \frac{tl}{A} + \sum \sigma_s p_s \frac{bD}{A} \quad (2.25)$$

$p_w p_s$: 壁横筋および柱帯筋のせん断補強筋比 (小数)

σ_w, σ_s : 壁横筋および柱帯筋の降伏強度 (N/mm²)

β : 壁の配筋条件による低減係数

ダブル配筋もしくは両側に一辺 $2t$ 以上の柱がある場合

$$\beta = 1$$

それ以外

$$\beta = 1/2$$

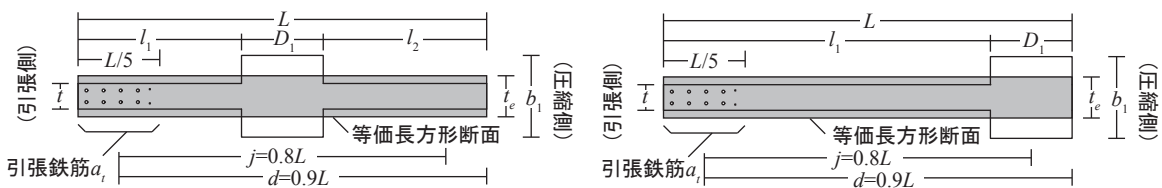


図 2.46 提案式概念図

A ：部材の断面積 (mm^2), l ：壁長さ (mm)

上記で導入した壁の配筋条件による低減係数を導入した意図は、壁横筋がしっかり定着されていない場合には、壁横筋が十分に機能しないと考えたからである。

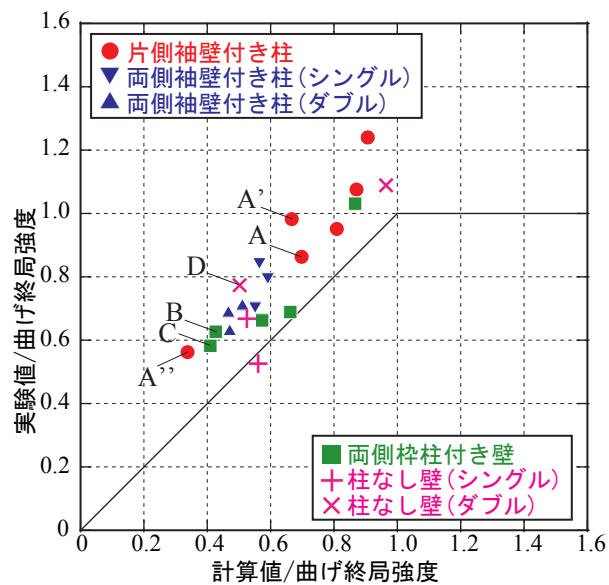
2.4.2 実験結果との比較

本実験で得られたセン断終局強度および既往の研究で用いられた試験体に対して、前項で提案した評価式を適用した計算値との比較を行った。また、これまでに提案されてきたセン断終局強度の計算式による結果との比較も併せて図 2.47 に示す。提案式による結果を図 2.47(a)、解説書による結果を図 2.47(b)、壁谷澤らによる分割累加式による結果を図 2.47(c)、そしてトラス・アーチ理論による計算結果を図 2.47(d) に示す。修正荒川式を用いる際には、常に mean 式を使うこととし、縦軸と横軸は実験値と計算値をそれぞれ曲げ終局強度⁹⁶⁾ で除した値である。

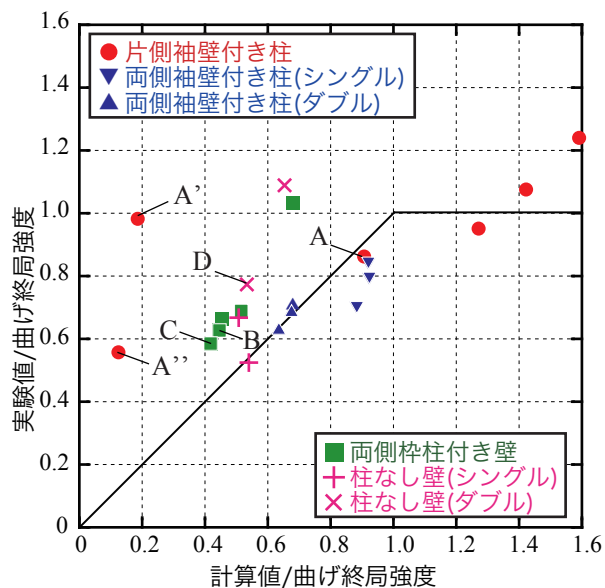
既往の実験からは片側袖壁付き柱⁵⁷⁾、両側袖壁付き柱^{40),55)}、両側枠柱付き壁^{28),54)}、柱なし壁^{46),54)}を採り上げ、可能な限り多種多様な断面形状について検討することを心掛けた。なお、図中の記号は今回の実験の試験体名であり、セン断スパン比は表 2.5 に示した最大耐力時のセン断スパン長さにより求めた。

解説書による算出法では、両側袖壁付き柱または片側袖壁付き柱の壁圧縮時に過大評価となった。また、片側袖壁付き柱の壁引張時に過小評価となった。分割累加式では、解説書に比べると精度は良いが、両側袖壁付き柱を過大評価する傾向がある。トラス・アーチ理論を適用した場合には、おおむね実験結果を評価できるが、設計に用いる場合には、セン断破壊という避けるべき脆性破壊の耐力計算ということもあり、安全側に評価するための工夫が必要となろう。

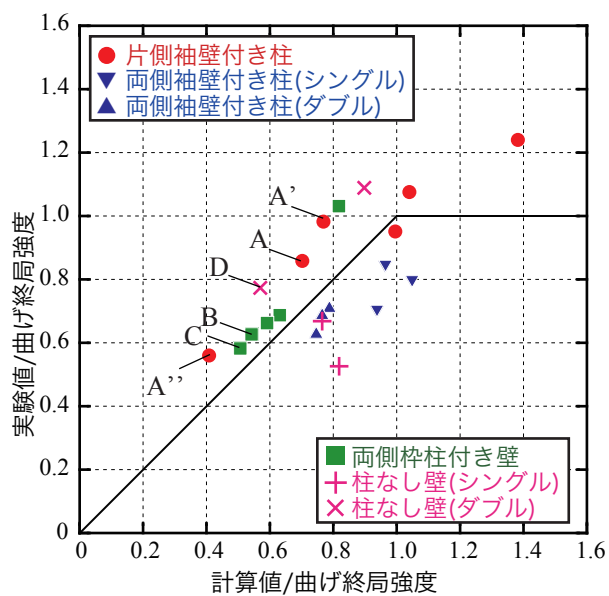
一方、今回提案した方法により修正を加えると袖壁付き部材も安全側となり、枠柱の有無に関わらず良好な結果が得られた。しかし、A' と A'' タイプの (実験値) / (計算値) の比率を計算すると、それぞれ 1.5 および 1.7 となり、A タイプの比率 1.2 より大きい値となった。このことから、圧縮側に枠柱がある耐震壁において過小評価する傾向があり、更なる検討が必要と考えられる。



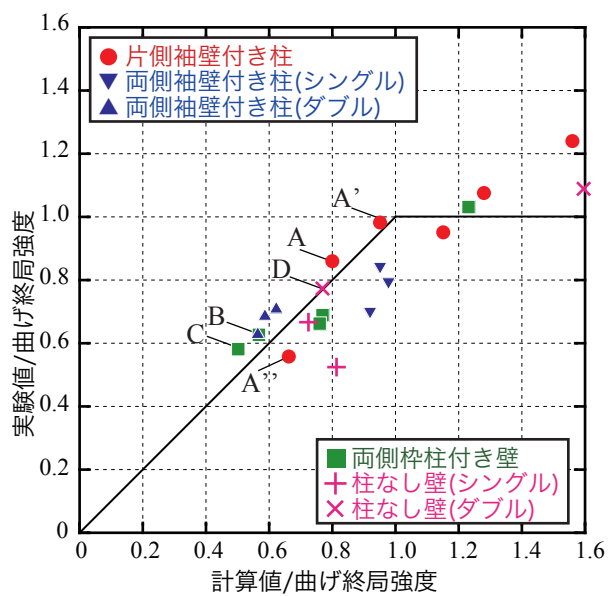
(a) 提案式



(b) 技術基準解説書



(c) 分割累加式



(d) トラス・アーチ理論

図 2.47 実験値と計算値の比較

2.5 まとめ

本章では，枠柱の有無を考慮したせん断終局強度評価法を提案するために，断面積が等しい様々な形状の耐震壁について静的載荷実験を行った。最大耐力および破壊性状から，得られた結論を以下に要約する。

- ①．枠柱の有無に関わらず，耐震壁のせん断終局強度は，修正荒川式を準用することによって概ね評価可能である。
- ②．壁厚の2倍以上の枠柱が無い耐震壁のせん断補強筋の効果は，壁端部の定着が十分でない場合には低減する必要がある。なお，定着が十分であるとは，壁横筋がダブル配筋されていることを言う。
- ③．上記①，②から導かれる式 (2.24) に従って計算したせん断終局強度は実験結果を概ね適切に評価し，かつ安全側に評価できることが確認された。
- ④．国土交通省の技術基準解説書による方法は，片側袖壁つき柱の終局せん断強度を適切に評価することが出来ない。
- ⑤．分割累加式およびトラス・アーチ理論によるせん断終局強度評価法は，実験結果を平均的に評価する。よって，せん断終局強度を危険側に評価する場合がある。また，片側柱つき壁についてはあまり精度が良くなかった。

第 3 章

許容曲げモーメントと終局曲げモーメント の算出法

3.1 はじめに

許容曲げモーメントや終局曲げモーメントは曲げ部材の設計において短期荷重に対する損傷制御や大地震時の安全性の検討などを行う際に必要となるため、本章ではその計算方法について提案を行う。なお、柱の長期荷重に対する使用性の検討に用いる長期設計用曲げモーメントはここでは省略する。

短期許容曲げモーメントは、RC 規準に記載されているような、短期許容曲げモーメントー軸方向力関係図を描き、設計用短期軸力に相当する曲げモーメントを算出することが理想であるが、本研究で取り扱う部材は変断面部材であるために、計算が複雑になる。そこで、本章で提案する方法は、本来は曲線となる短期許容曲げモーメントー軸方向力関係図を折れ線で簡略化して描くことにより、計算の簡略化を図る。その際、折れ点の選択が計算精度に大きく影響するために、非常に重要となる。

終局曲げモーメントも同様に、終局曲げモーメントー軸方向力関係図を描き、設計用軸力に相当する曲げモーメントを算出することが理想であるが、本研究では、黄色本で用いられている仮定を利用して計算した。その際、壁長さや壁厚、引張鉄筋量や軸力によって中立軸長さが変化し、断面における位置が変化することになるが、どのような断面に対しても簡略に計算できる方法を提案する。

また、ここで提案した方法による計算結果を平面保持解析の結果と比較することによって、その妥当性を検討した。2010 年版 RC 規準には壁つき部材の許容曲げモーメントと終局曲げモーメントの算出方法が紹介されている。RC 規準による方法は非常に簡略化されており、使用しやすいものとなっている。それに対して、ここで提案する方法は、より平面保持解析結果と近い値を計算することができるので、目的に応じて設計者の裁量で計算方法を選択してよいと考えている。

3.2 許容曲げモーメントの算出

3.2.1 許容曲げモーメント算出方法の概要

片側または両側に壁を有する部材の許容曲げモーメントを算出するに当たり，図 3.1(a) のような断面を仮定する。なお，同図においては左側を圧縮側，右側を引張側とする。次に図 3.1(b) のように，断面内の鉄筋を適宜グループ化をする。ここでグループ化とは，複数の鉄筋をまとめ，それらの重心位置に配置することである。

許容曲げモーメントの算出方法の基本方針は，いくつかの応力状態を仮定し，それぞれの応力状態に対応する軸力および曲げモーメントを計算し，それらを用いて曲げモーメントー軸方向力関係を描く。ここで提案する方法では，仮定する応力分布は図 3.1(c), (d), (e), (f) に示すような状態である。つまり，圧縮縁が中立軸となる場合，釣り合い軸力状態，圧縮側の壁のみが圧縮領域となる場合，およ

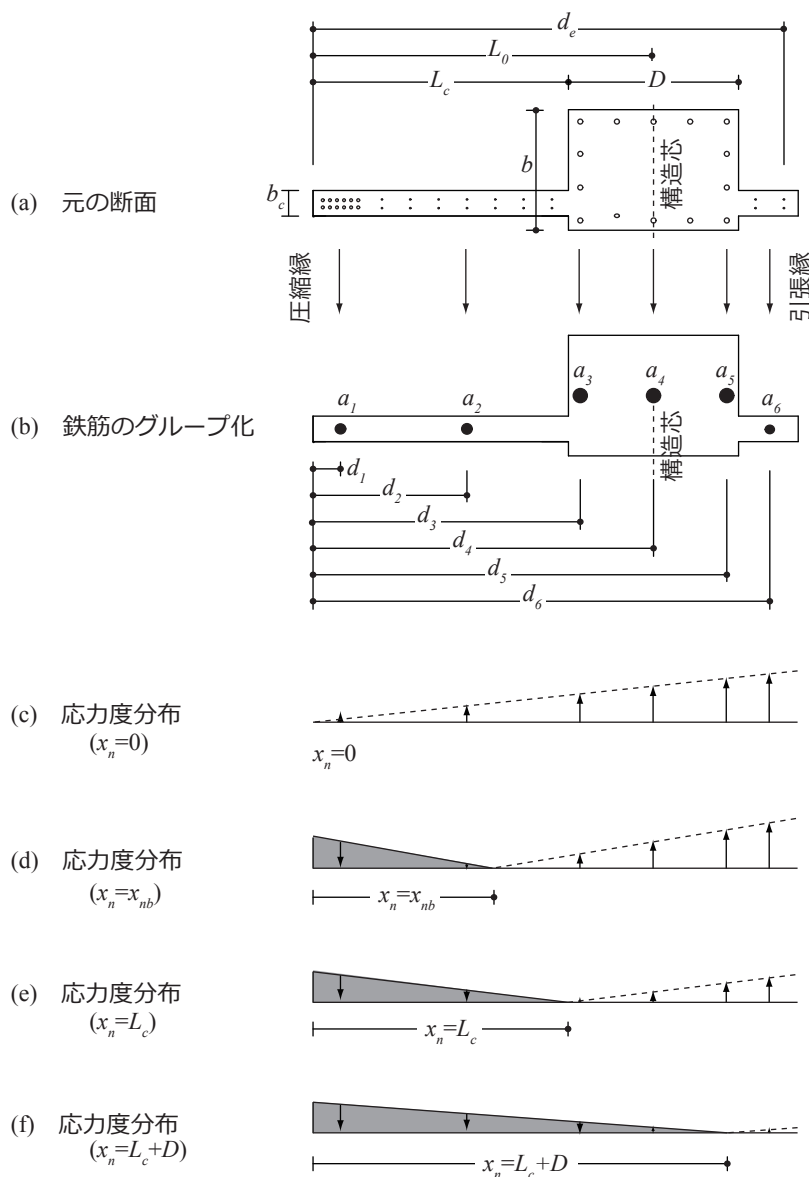


図 3.1 部材モデルと応力度分布

び圧縮側の壁と柱が圧縮領域となる場合の 4 通りである。

記号は以下のように定義する。

D, b : 柱 (梁) のせいと幅

L_c, b_c : 圧縮側の壁の長さ と 厚さ

ただし, 圧縮側に壁が無い場合は $L_c=0, b_c=b$ とする。

d_e : 圧縮縁から最も遠い引張側の鉄筋までの距離

L_0 : 圧縮縁から構造芯 (柱中心) までの距離 ($=L_c+D/2$)

x_n, x_{nb} : 圧縮縁から中立軸までの距離

a_i : グループ化した鉄筋 (i 番目) の断面積

d_i : グループ化した鉄筋 (i 番目) の圧縮縁からの距離

E_c : コンクリートのヤング係数

E_s : 鉄筋のヤング係数

n : ヤング係数比

f_i : グループ化した鉄筋 (i 番目) の許容応力度

f_c : コンクリートの許容応力度

f_t : 最も引張側の鉄筋の許容応力度

C_c : コンクリートの圧縮力

T : 鉄筋による力

3.2.2 許容曲げモーメントー軸方向力関係

上述の応力状態での軸力および曲げモーメントの計算方法を記す。以下では, 図 3.2(b) の断面を使用する。

(1) 圧縮縁に中立軸が一致する場合 ($x_n=0$)

中立軸が圧縮縁に一致するときのひずみ度は図 3.2(c), 応力度は図 3.2(d) のようになり, すべての鉄筋が引張鉄筋となる。最も引張側にある鉄筋が許容応力度に達しているので, i 番目の鉄筋の応力は

$$f_i = \frac{d_i}{d_e} f_e \quad (3.1)$$

となる。この時の軸力は, 引張鉄筋の応力の総和が軸力とつりあう。よって,

$$N_0 = -\sum a_i f_i = -\sum \frac{a_i d_i}{d_e} f_i \quad (3.2)$$

で求められる。また, 曲げモーメントは

$$M_0 = \sum \frac{a_i d_i}{d_e} f_i \times (d_i - L_0) = \sum \frac{a_i d_i (d_i - L_0)}{d_e} f_i \quad (3.3)$$

となる。

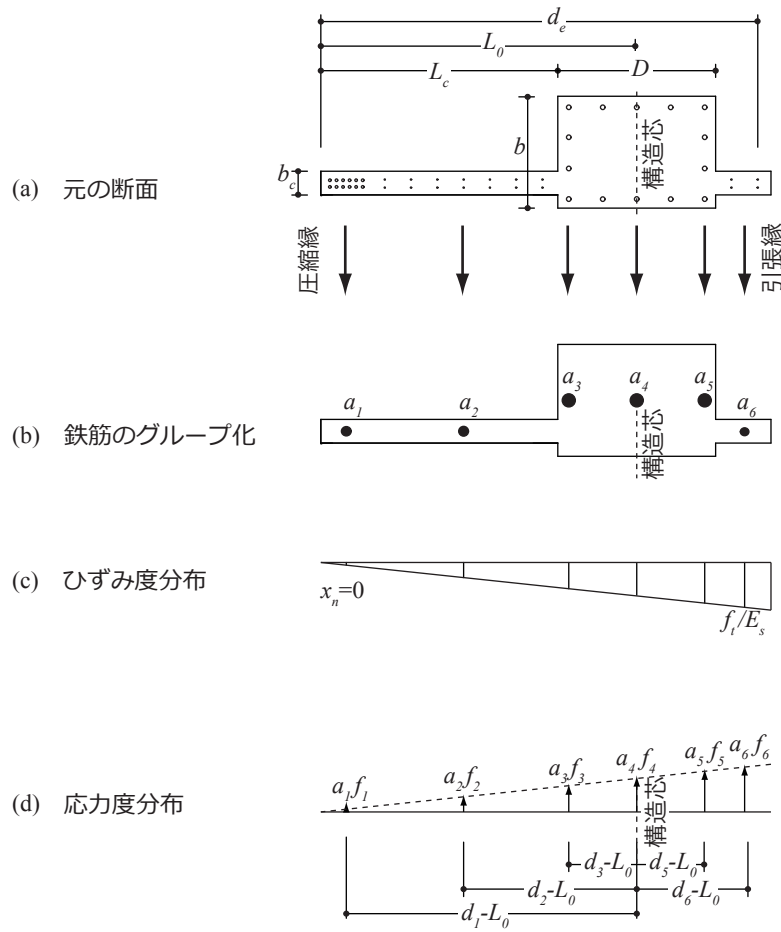


図 3.2 圧縮縁に中立軸が一致

(2) 軸力が釣合い軸力となる場合 ($x_n = x_{nb}$)

釣合い軸力となるときのひずみ度は図 3.3(c), 応力度は図 3.3(d) のようになる。ここでは, 中立軸が圧縮壁の中にあると仮定しているが, これ以外の場合の取り扱いについては後述する。コンクリートと鉄筋が同時に許容応力度に達する場合の中立軸長さを x_{nb} とすると, 次式で計算できる。

$$x_{nb} = \frac{d_e}{\frac{f_t}{nf_c} + 1} \quad (3.4)$$

この状態での i 番目の鉄筋の応力は

$$f_i = \frac{d_i - x_{nb}}{d_e - x_{nb}} f_t \quad (3.5)$$

となる。これより, コンクリートにかかる圧縮力 C_c と鉄筋の負担力 T は以下のように求まる。

$$C_c = \frac{b_c x_{nb} f_c}{2} \quad (3.6)$$

$$T = - \frac{\sum a_i (d_i - x_{nb})}{d_e - x_{nb}} f_t \quad (3.7)$$

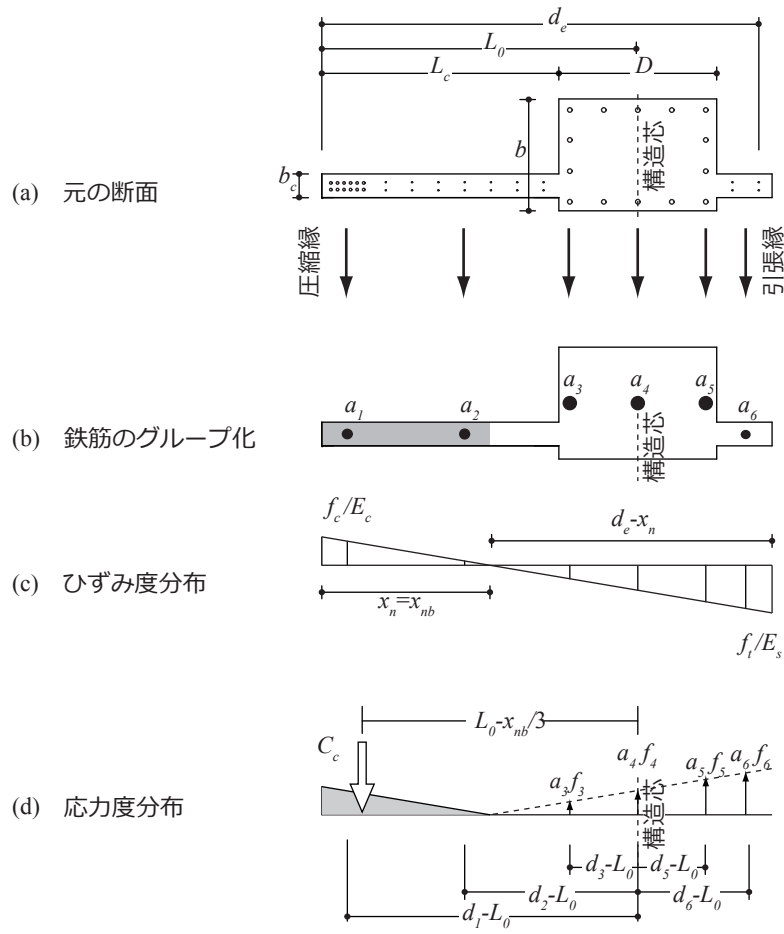


図 3.3 軸力が釣合軸力に等しい

軸力はこれらの和となるから，

$$N_b = \frac{b_c x_{nb} f_c}{2} - \frac{\sum a_i (d_i - x_{nb})}{d_e - x_{nb}} f_t \quad (3.8)$$

となり，この時の構造芯周りの曲げモーメントは，構造芯からコンクリートの圧縮力の中心までの距離 $(L_0 - x_{nb}/3)$ と，構造芯から i 番目の鉄筋の距離 $(d_i - L_0)$ をそれぞれコンクリートと鉄筋の応力に乗じて，次のように求まる。

$$\begin{aligned} M_D &= C_1 \times \left(\frac{2L_c}{3} + \frac{D}{6} \right) + C_2 \times \frac{D}{6} + \frac{\sum a_i (d_i - L_c - D)}{L_c + D} (n-1) f_m \times (d_i - L_0) \\ &= \left(\frac{2L_c}{3} + \frac{D}{6} \right) C_1 + \frac{D}{6} C_2 + \frac{\sum a_i (d_i - L_c - D) (d_i - L_0)}{L_c + D} (n-1) f_m \end{aligned} \quad (3.9)$$

(3) 圧縮側の壁のみが圧縮領域となる場合 ($x_n = L_0$)

圧縮側の壁のみが圧縮領域となるときひずみ度は図 3.4(c)，応力度は図 3.4(d) のようになる。この応力状態の時，コンクリートが許容応力度に達する場合と最も引張側にある鉄筋が許容応力度に達する場合が考えられる。一方が許容応力度に達する時のコンクリートの応力度を f_m とすると，コン

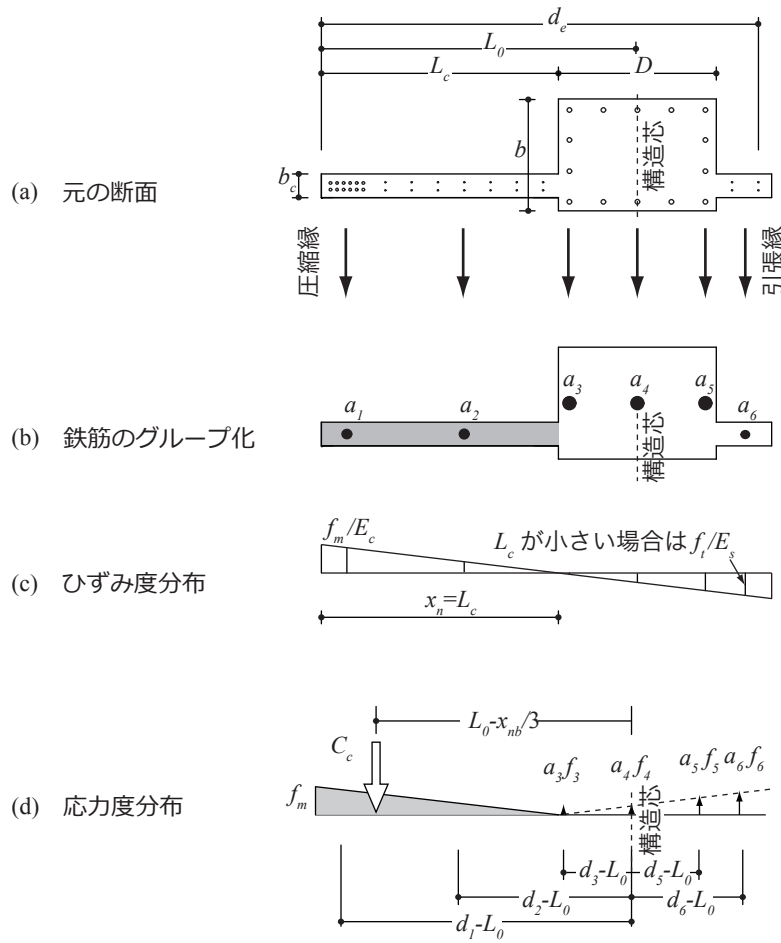


図 3.4 圧縮側の壁のみが圧縮領域

クリートが許容応力度に達する場合の f_m は,

$$f_m = \min \left[f_c, \frac{L_c}{d_e - L_c} \cdot \frac{f_t}{n} \right] \quad (3.10)$$

この時, コンクリートが負担する圧縮力は,

$$C_c = \frac{b_c L_c f_m}{2} \quad (3.11)$$

である。また, i 番目の鉄筋の応力は

$$f_i = \frac{d_i - L_c}{L_c} (n-1) f_m \quad (3.12)$$

厳密には, 上式の $(n-1)$ は圧縮鉄筋に関してのみ乗ずる必要がある項であるが, 引張鉄筋についても適用することで計算が単純になり, また, 必ず安全側の値が得られるため, 全ての鉄筋について適用することにする。この状態と釣り合う軸力は

$$N_c = \frac{b_c L_c f_m}{2} - \frac{\sum a_i (d_i - L_c)}{L_c} (n-1) f_m \quad (3.13)$$

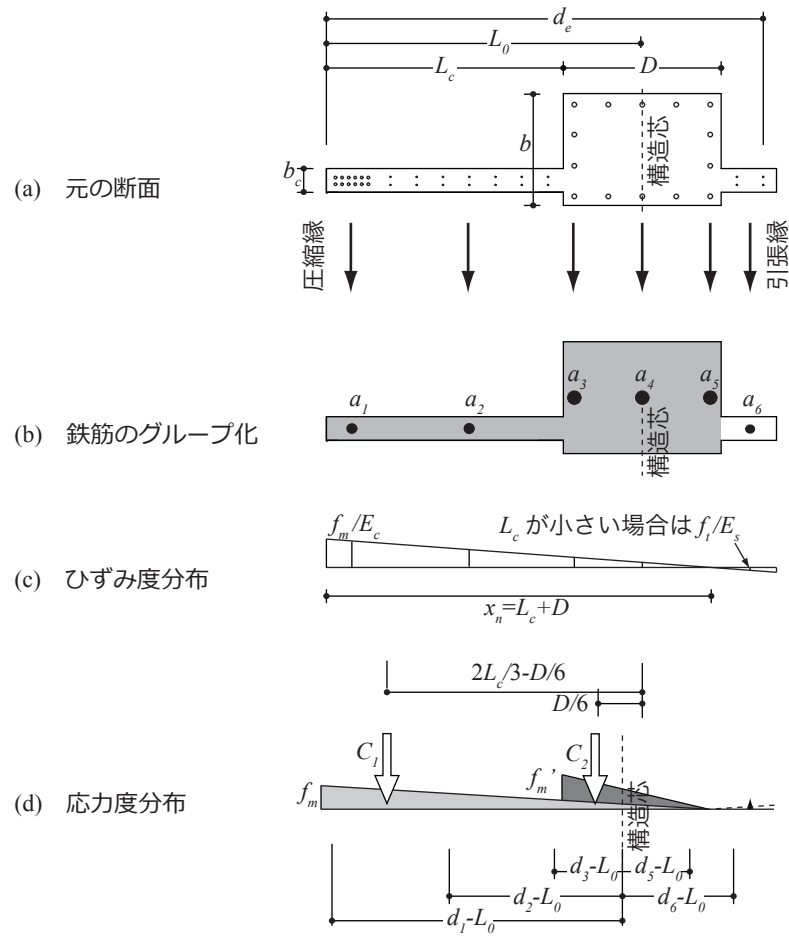


図 3.5 圧縮側の壁と柱が圧縮領域

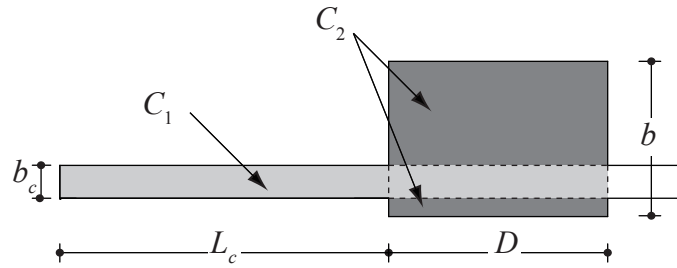


図 3.6 コンクリートが負担する圧縮力

となる。曲げモーメントは

$$\begin{aligned}
 M_c &= \frac{b_c L_c f_m}{2} \times \left(L_0 - \frac{L_c}{3} \right) + \frac{\sum a_i (d_i - L_c)}{L_c} (n-1) f_m \times (d_i - L_0) \\
 &= \frac{b_c L_c f_m}{2} \left(L_0 - \frac{L_c}{3} \right) + \frac{\sum a_i (d_i - L_c)(d_i - L_0)}{L_c} (n-1) f_m
 \end{aligned}
 \tag{3.14}$$

となる。

(4) 圧縮側の壁と柱が圧縮領域となる場合 ($x_n=L_c+D$)

圧縮側の壁と柱が圧縮領域となるときのひずみ度は図 3.5(c), 応力度は図 3.5(d) のようになる。この時も, コンクリートが許容応力度に達する場合と最も引張側にある鉄筋が許容応力度に達する場合が考えられる。許容応力度に達する時のコンクリートの応力度を f_m とすると, コンクリートが許容応力度に達する場合の f_m は,

$$f_m = \min \left[f_c, \frac{L_c + D}{|d_e - L_c - D|} \cdot \frac{f_t}{n} \right] \quad (3.15)$$

ここで上式において絶対値が無いと, 引張側に壁が無い場合, すなわち, 鉄筋がすべて圧縮になる時, コンクリート強度が負の値になり, f_c を下回ってしまう。そのため, 上式の絶対値は引張側に壁が無い場合に, $f_m=f_c$ とするための便法である。

コンクリートの圧縮力を, 図 3.6 のように, 壁幅のコンクリートの圧縮力 C_1 と柱から壁幅分を引いた幅 $(b-b_c)$ のコンクリートの圧縮力 C_2 とに分けて考える。コンクリートの圧縮力 C_1 は

$$C_1 = \frac{b_c(L_c + D)f_m}{2} \quad (3.16)$$

となる。また, コンクリートの圧縮力 C_2 は圧縮側の壁と柱の境界のコンクリートひずみ度を f_m' とすれば

$$f_m' = \frac{D}{L_c + D} f_m \quad (3.17)$$

で表されることから,

$$C_2 = \frac{(b-b_c) \cdot D \cdot f_m'}{2} = \frac{(b-b_c) \cdot D^2 \cdot f_m}{2(L_c + D)} \quad (3.18)$$

で計算できる。 i 番目の鉄筋の応力は,

$$f_i = \frac{d_i - L_c - D}{L_c + D} (n-1) f_m \quad (3.19)$$

で求められるので, この状態での軸力は C_1, C_2 を用いて

$$N_D = C_1 + C_2 - \frac{\sum a_i (d_i - L_c - D)}{L_c + D} (n-1) f_m \quad (3.20)$$

となる。曲げモーメントは

$$\begin{aligned} M_D &= C_1 \times \left(\frac{2L_c}{3} + \frac{D}{6} \right) + C_2 \times \frac{D}{6} + \frac{\sum a_i (d_i - L_c - D)}{L_c + D} (n-1) f_m \times (d_i - L_0) \\ &= \left(\frac{2L_c}{3} + \frac{D}{6} \right) C_1 + \frac{D}{6} C_2 + \frac{\sum a_i (d_i - L_c - D)(d_i - L_0)}{L_c + D} (n-1) f_m \end{aligned} \quad (3.21)$$

である。

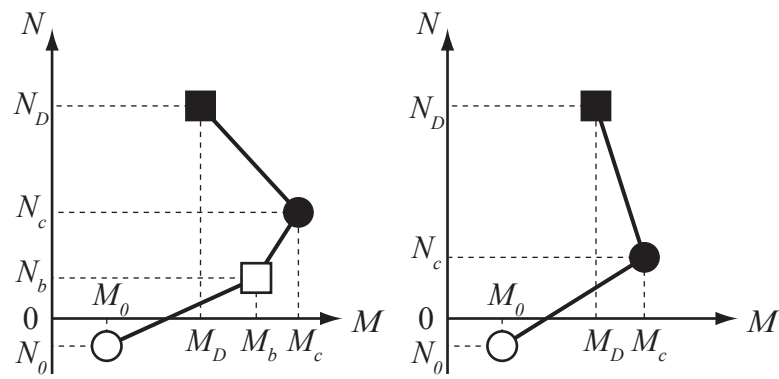
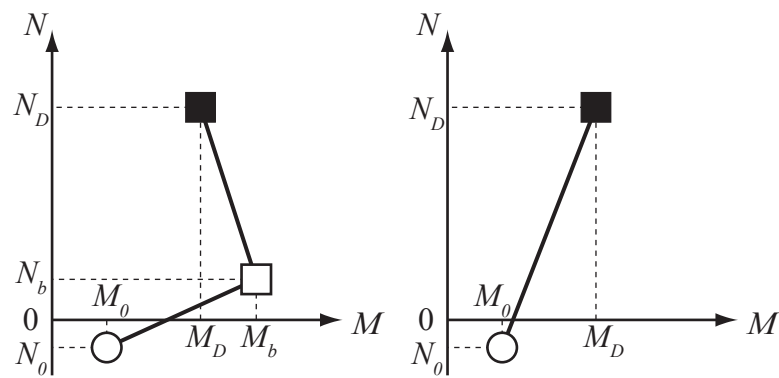
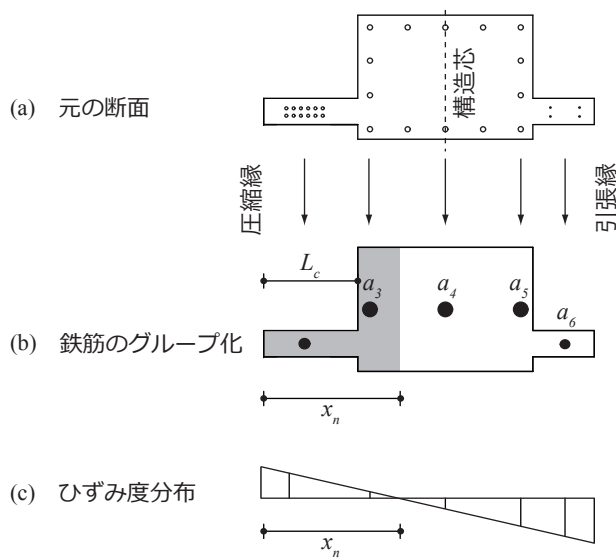
図 3.7 M - N 相関関係 (圧縮壁あり)図 3.8 M - N 相関関係 (圧縮壁なし)

図 3.9 釣合軸力時に中立軸が壁内に無い場合

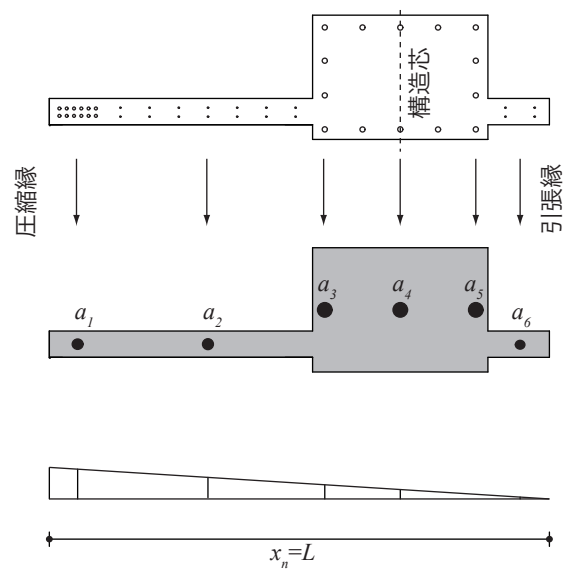


図 3.10 全断面が圧縮領域となる場合

上記の方法により算出された $(M_0, N_0), (M_b, N_b), (M_c, N_c), (M_D, N_D)$ の値を直線補完することにより, 図 3.3.7(a) のような曲げモーメント-軸方向力関係図を得ることができる。図 3.8(a) は N_c, M_c の計算を必要としない, 圧縮側に壁が無い場合の曲げモーメント-軸方向力関係図である。

ここで, 前述の $N_c < N_b$ となる場合, つまり図 3.9 のように圧縮側の壁の長さが短く, 圧縮域が圧縮側の壁の長さより大きくなってしまう ($x_n > L_c$) 場合には, 式 (3.9) で計算をすると M_b を過小評価してしまう。そのため, その点は使用せず, それぞれ, 圧縮側に壁がある場合は図 3.7(b), 圧縮側に壁が無い場合は図 3.8(b) のようになる。

なお, N_D より大きな軸力での曲げモーメントを知るためには, x_n が図 3.10 のように右端に達する場合, つまり, 断面がすべて圧縮となる場合の N, M を計算する必要がある。しかし, 実際の鉄筋コンクリート構造では軸力が N_D より多くなる場合はないため省略する。

3.2.3 略算短期許容曲げモーメントと平面保持解析との比較

ここでは, 袖壁つき柱および腰壁つき梁 (断面詳細は後述) について短期許容曲げモーメント略算法を適用する。それらを平面保持解析による精算解と比較して, その妥当性を検討する。

平面保持解析を行うにあたり, RC 規準 12 条に従って, $27 < F_c \leq 36$ 時のヤング係数比 13 とした。よって, 鉄筋のヤング係数 $E_s = 205 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ をヤング係数比 $n=13$ で除した値が短期許容曲げモーメント時のコンクリートのヤング係数となり, 値は $E_c = 15.8 \text{ N/mm}^2$ とする。また, コンクリートの σ - ε 関係は許容応力度以下の応力度では傾きがヤング係数 E_c で一定であると仮定する。

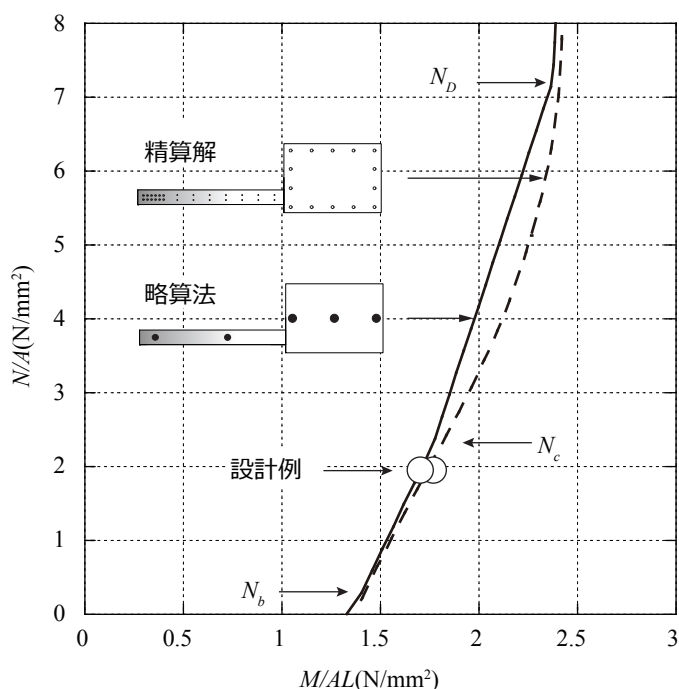
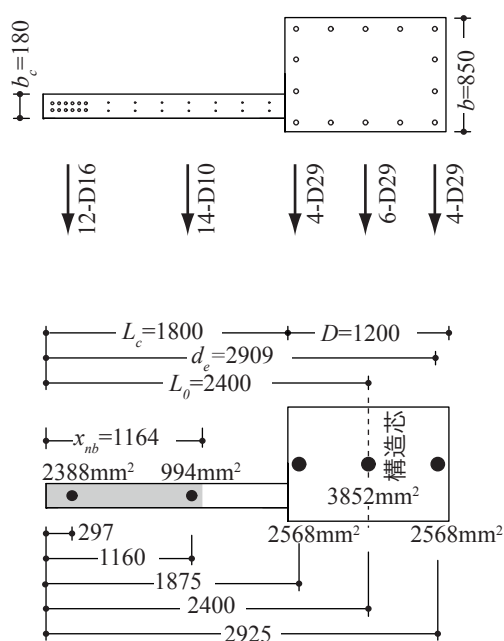


図 3.11 袖壁つき柱のモデル化 (壁圧縮) 図 3.12 M - N 相関曲線 (袖壁つき柱・壁圧縮)

(1) 袖壁つき柱（壁圧縮）

図 3.11(a) に示す断面を対象とし，図 3.11(b) のようにグループ化し，略算法を適用した。また，図 3.11(b) 中には略算法により算出した，中立軸の位置を示し，つまり $x_n = x_{nb}$ の領域の圧縮域を色づけている。

略算法によって得られた結果と，平面保持解析により得られた精算解の曲げモーメント－軸方向力関係図を図 3.12 に示す。略算法による計算結果を実線で示し，平面保持解析による精算解を破線で示した。図 3.12 の縦軸は軸力 N を袖壁つき柱の全断面積 A で除した値であり，横軸はモーメント M を AL で除した値である。略算法と平面保持解析による解析結果は非常に近い値を示し，安全側に算出できている。よって，妥当性のある略算法であることがわかる。

(2) 袖壁つき柱（壁引張）

圧縮時同様に，図 3.13(a) 示す元の断面を図 3.13(b) のようにグループ化し，略算法を適用した。この例では， $N_b > N_d$ なので曲げモーメント－軸方向力関係図は図 3.8(b) の場合である。

また，略算法によって得られた結果と，平面保持解析により得られた精算解を実線と破線で，図 3.14 に示す。壁引張では壁圧縮より精度が低くなっているものの，略算値は精算解に十分近く，安全側の値を示している。

(3) 腰壁つき梁（壁圧縮）

梁の許容曲げモーメントを算出するには，柱の解析において軸力がゼロである特殊な場合と考えればよい。よって，軸力ではなく鉄筋比をパラメータとして略算方法の検討を行った。図 3.15(a) に対

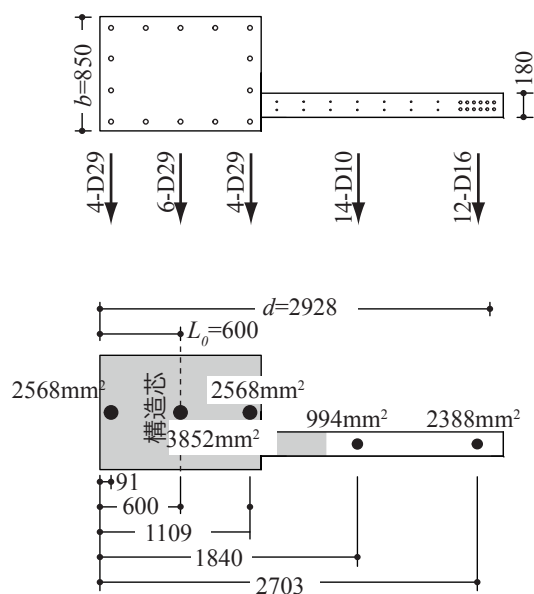
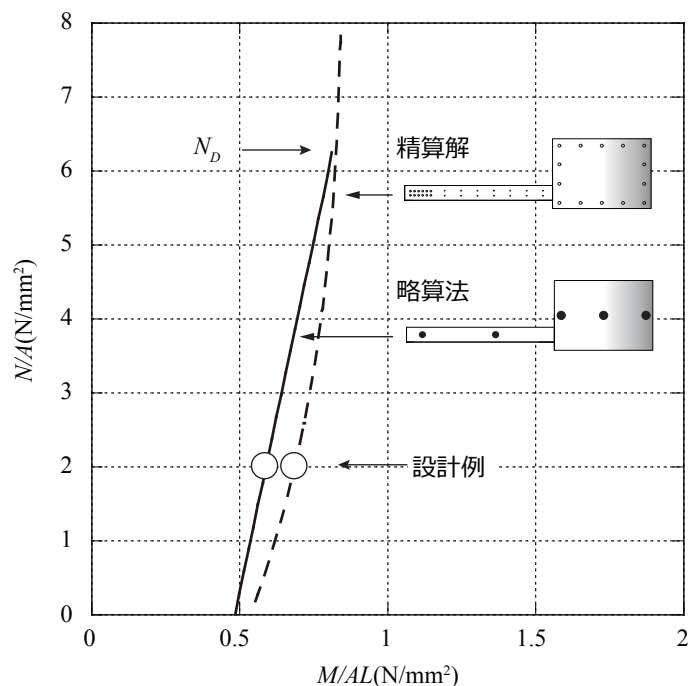


図 3.13 袖壁つき柱のモデル化（壁引張）

図 3.14 M - N 相関曲線（袖壁つき柱・壁引張）

象とする断面の一例を示す。図 3.15(b) のようにグループ化し，略算法を適用した。柱同様，図 3.15(b) 中に略算法により算出した，中立軸の位置を示し， $x_n=x_{nb}$ の領域の圧縮域を色づけしている。略算短期許容曲げモーメントの算出に当たっては次式に $N=0$ を代入して求めた。

図 3.15 に示した腰壁つき梁は（上端筋，下端筋）が (5-D29,4-D29) であるが，これを引張鉄筋とみなして，(2-D29,1-D29) から (7-D29,6-D29) まで上端筋，下端筋をともに 1 本ずつ変化させた 7 通りの場合について解析を行った。引張鉄筋比は，引張鉄筋とみなして変化させた鉄筋を腰壁つき梁の全断面積で除した値である。略算法によって得られた結果と，平面保持解析の精算解により得られた結果を図 3.16 に示す。略算法による解析結果を実線で示し，平面保持解析による精算解を破線で示す。ここで，図 3.16 の縦軸は許容曲げモーメント M を腰壁つき梁の全断面と腰壁を含む部材せいの積 AL で除したものである。横軸は引張鉄筋比 $p_t(\%)$ である。略算法と平面保持解析による精算解は非常に近い値を示している。

(4) 腰壁つき梁（壁引張）

壁引張の場合では，図 3.17 のようにモデル化を行い，壁端部の鉄筋と梁上端の主筋 (4-D25,5-D29) を引張鉄筋とみなして，(1-D25,2-D29) から (6-D25,7-D29) まで変化させた。その場合の略算法と平面保持解析に従い許容曲げモーメントを算出し，図 3.18 に示す。

壁引張の場合では，略算法と平面保持解析による短期許容曲げモーメントの値が同じ値を示し，略算法の妥当性が証明された。

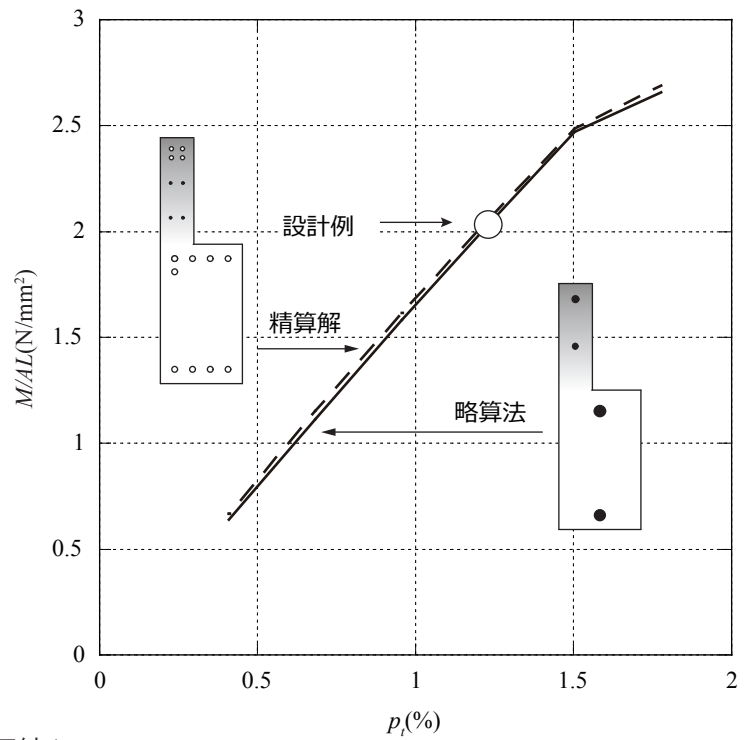


図 3.16 終局曲げモーメント（腰壁つき梁・壁圧縮）

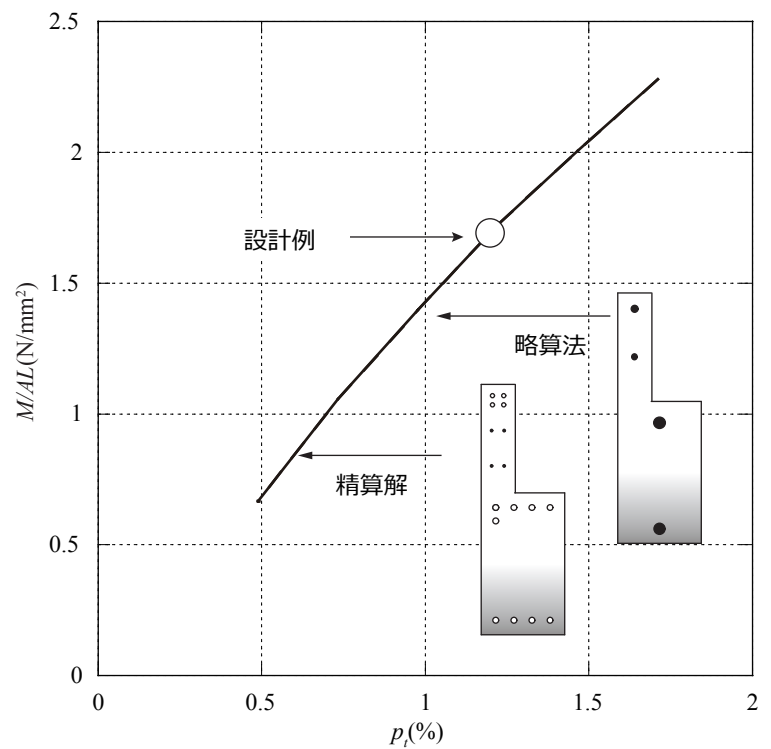


図 3.18 終局曲げモーメント (腰壁つき梁・壁引張)

3.3 終局曲げモーメントの算出

3.3.1 終局曲げモーメント算出方法の概要

終局曲げモーメントを略算するにあたり、国土交通省の解説書と同様、

- ・圧縮側のコンクリートは $0.85F_c$ の応力度を負担する
- ・引張側の鉄筋は全て降伏強度を負担する
- ・圧縮側の鉄筋は無視する

と、仮定する。次に、短期許容曲げモーメント時と同様に鉄筋を適宜グループ化する。そして、全鉄筋の半分 $\sum a_i/2$ を「仮の引張鉄筋」とし、軸力とコンクリートの圧縮力、鉄筋が負担する引張力の関係が以下ようになる。

$$N = 0.85F_c A_{c1} - \frac{\sum a_i \sigma_{yi}}{2} \quad (3.22)$$

ここで、 $\sum a_i \sigma_{yi}$ は断面内のすべての軸方向の鉄筋の断面積と降伏強度との積の総和である。

よって、圧縮領域の面積の第一近似値は式 (3.22) より以下のように求めることができる。

$$A_{c1} = \frac{2N + \sum a_i \sigma_{yi}}{2 \times 0.85F_c} \quad (3.23)$$

次に、圧縮領域の面積を利用し、圧縮領域の長さ x_n の第一近似値を求める。図 3.19(b) のように圧縮領域が圧縮壁の内部にある場合、つまり、 $A_{c1} < b_c L_c$ の場合

$$b_c \times x_n = A_{c1} \text{ より,}$$

$$x_n = \frac{A_{c1}}{b_c} \quad (3.24)$$

となる。

図 3.19(c) のように圧縮領域が柱や梁にまたがる場合、つまり、

$$A_{c1} \geq b_c L_c \text{ の場合}$$

$$b_c L_c + b \times (x_n - L_c) = A_{c1} \text{ より,}$$

$$x_n = L_c + \frac{A_{c1} - b_c L_c}{b} \quad (3.25)$$

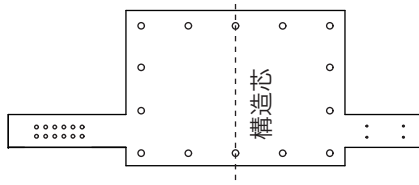
となる。

式 (3.24)、式 (3.25) で求めた x_n を圧縮縁から中立軸までの長さとした時に引張領域にある鉄筋を「引張鉄筋」 a_{ti} と定義する。

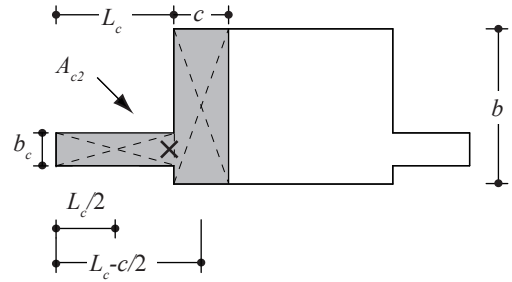
次に、圧縮領域面積の第二次近似値を式 (3.22) の力の釣合より、式 (3.26) のように求めることができる。

$$A_{c2} = \frac{N + \sum a_{ti} \sigma_{yi}}{0.85F_c} \quad (3.26)$$

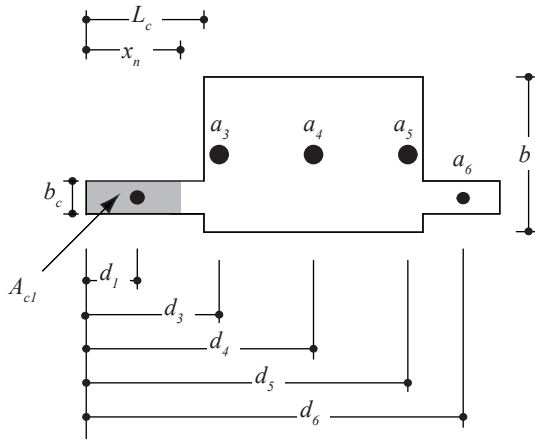
ここで、 $\sum a_{ti} \sigma_{yi}$ は引張鉄筋と定義した鉄筋に関して、軸力方向の鉄筋の断面積と降伏強度との積の総和である。



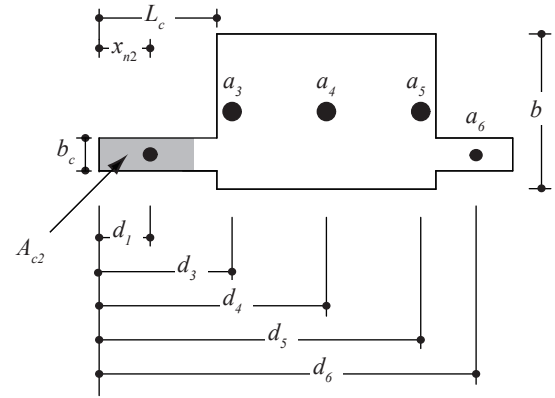
(a) 元の断面



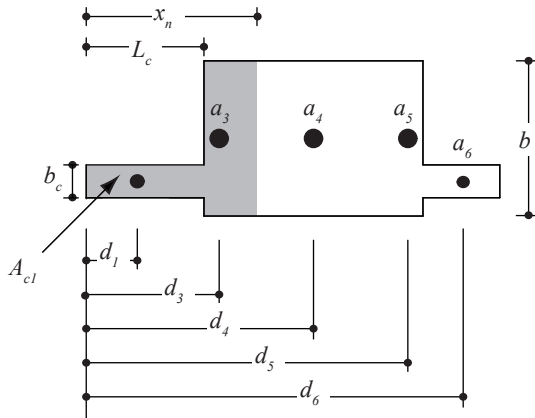
(a) c の定義



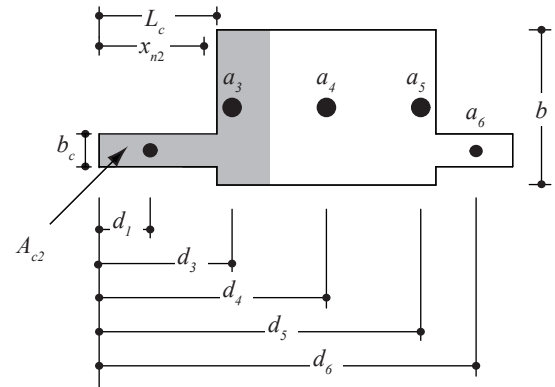
(b) 中立軸が壁にある場合



(b) 中立軸が壁にある場合



(c) 中立軸が壁にない場合



(c) 中立軸が壁にない場合

図 3.19 中立軸位置の算出

図 3.20 圧縮力中心の算出

次に、圧縮縁から圧縮力中心までの長さの第二近似値 x_{n2} を求める。図 3.20(b) のように圧縮領域が圧縮壁の内部にある場合、つまり、

$A_{c2} < b_c L_c$ の場合

$b_c \times 2x_{n2} = A_{c2}$ より

$$x_{n2} = \frac{A_{c2}}{2b_c} \quad (3.27)$$

となる。

図 3.20(c) のように圧縮領域が柱や梁にまたがる場合、つまり、

$A_{c2} \geq b_c L_c$ の場合

図 3.20(a) に示すように壁と部材の境界面から中立軸までの距離を c とすると、 $A_{c2} = b_c L_c + bc$ から、

$$c = \frac{A_{c2} - b_c L_c}{b} \quad (3.28)$$

となる。よって、圧縮縁から圧縮力の中心までの距離は、

$$x_{n2} = \frac{b_c L_c \times \frac{L_c}{2} + cb \left(L_c + \frac{c}{2} \right)}{A_{c2}} \quad (3.29)$$

より、

$$x_{n2} = \frac{b_c L_c^2 + cb(2L_c + c)}{2A_{c2}} \quad (3.30)$$

である。

上記で定義した、引張鉄筋と x_{n2} を用いて、構造芯周りの終局曲げモーメント M_u は次式で求まる。

$$\begin{aligned} M_u &= \sum a_{ti} \sigma_{yi} e_i + C_c (L_0 - x_{n2}) \\ &= \sum a_{ti} \sigma_{yi} \{ (d_i - x_{n2}) - (L_0 - x_{n2}) \} + C_c (L_0 - x_{n2}) \\ &= \sum a_{ti} \sigma_{yi} (d_i - x_{n2}) + \left(-\sum a_{ti} \sigma_{yi} + C_c \right) \times (L_0 - x_{n2}) \\ &= \sum a_{ti} \sigma_{yi} (d_i - x_{n2}) + N (L_0 - x_{n2}) \end{aligned} \quad (3.31)$$

ここで、 e_i は i 番目の鉄筋の構造芯からの距離を、 C_c は断面に生じる圧縮力の合計を表す。

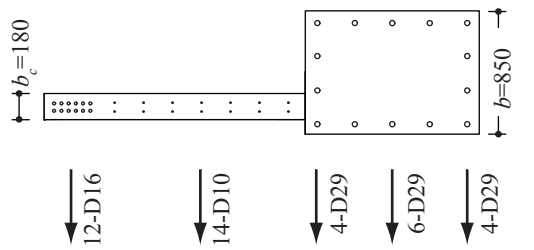
式 (3.31) における、第 2 項 $N(L_0 - x_{n2})$ は、圧縮力中心周りのモーメントを、構造芯周りのモーメントに変える働きをしている。

ただし、圧縮側の壁が薄く、長い場合には x_{n2} が長くなる。その場合には、本論で仮定した、コンクリートが一様に圧縮応力度 $0.85F_c$ を負担するという条件は実際の応力度分布とは異なるので、式 (3.31) によって求めると、終局曲げモーメントを過大評価する傾向がある。

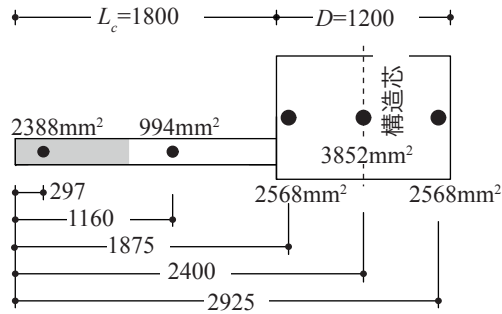
また、上記の方法は、ある特定の断面で問題が生じる場合がある。例えば、この腰壁つき梁の梁主筋のみを倍に増やした断面である。 x_{n2} の値によって決まった「引張鉄筋」を用いて式 (3.27) または式 (3.30) に従い x_{n2} を再計算すると、最初の計算と異なる値が求まってしまう。しかし、その影響は小さいので、再計算はしないことにする。

3.3.2 略算法と平面保持解析および国土交通省技術解説書の比較

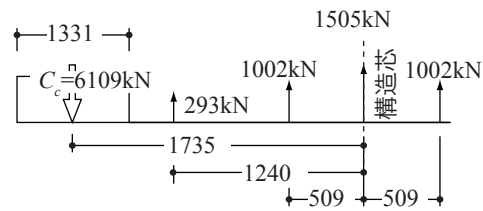
ここでは、図 3.11 に示した、袖壁つき柱および、図 3.15 に示した、腰壁つき梁について終局曲げモーメント略算法を適用する。それらを、平面保持解析による精算解および現行の規準である国土交



(a) 元の断面

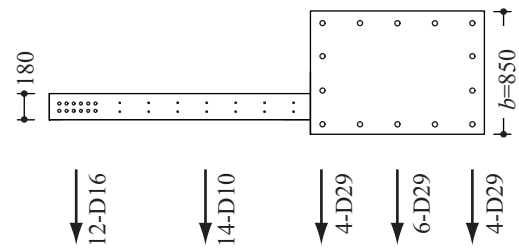


(b) 鉄筋のグループ化

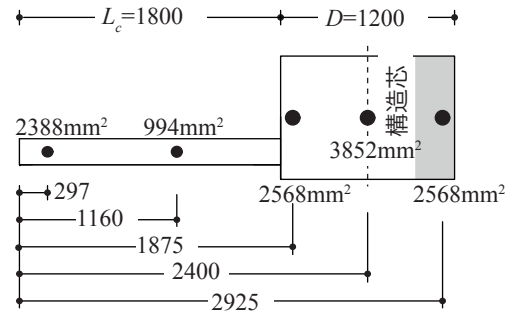


(c) 応力度分布

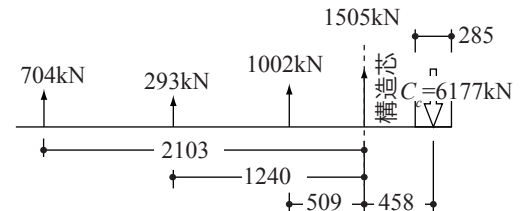
図 3.21 応力一軸壁付き柱・壁圧縮



(a) 元の断面



(b) 鉄筋のグループ化



(c) 応力度分布

図 3.23 応力一軸壁付き柱・壁引張

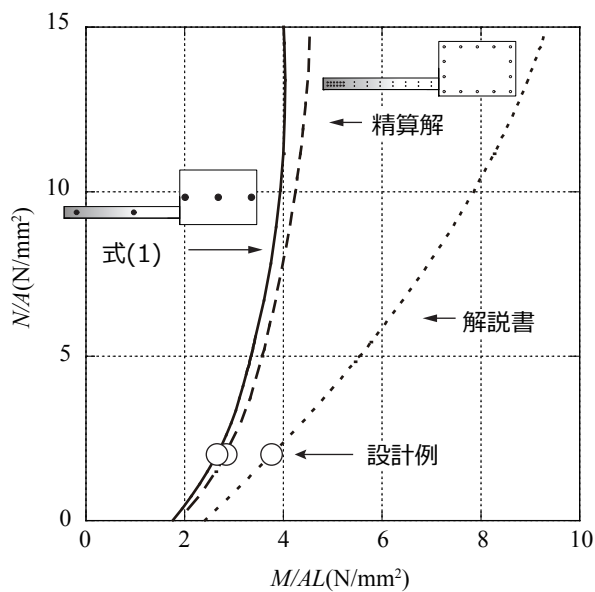


図 3.22 モーメント一軸壁付き柱・壁圧縮

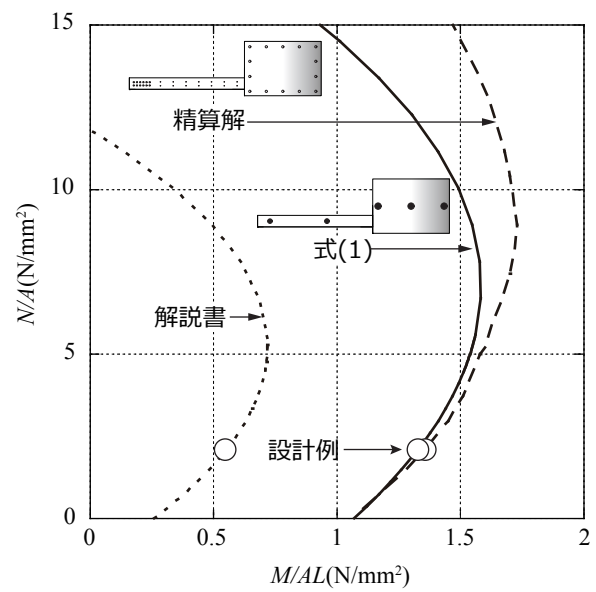


図 3.24 モーメント一軸壁付き柱・壁引張

通省の解説書の終局曲げモーメント算定式による値と比較して、その妥当性を検討する。

平面保持解析を行うにあたり、コンクリートの $\sigma-\varepsilon$ 関係を Hognestad モデル⁹⁷⁾とし、コンクリートのヤング係数は RC 規準の 5 条に従って算出した値 $E_c=244 \times 10^3(\text{N/mm}^2)$ とした。

(1) 袖壁つき柱 (壁圧縮)

図 3.21(a) の元の断面を図 3.21(b) のようにグループ化し、略算法を適用した。設計用軸力 $N=2666\text{kN}$ に対応する応力分布は図 3.21(c) のようになる。

図 3.22 に略算法によりコンクリートひずみ度が 0.3% に達した時の終局曲げモーメントを実線で示す。また、平面保持解析および国土交通省の解説書に従って計算した値を図 3.22 に破線と実線で示す。ここで、グラフは短期許容曲げモーメント算定時同様、図の縦軸は軸力 N を片側柱付き壁の全断面積 A で除した値であり、横軸はモーメント M を AL で除した値である。また、壁圧縮の場合の軸力 N は 2666kN であり、本設計例 N/A の値はおよそ 2N/mm^2 である。その値を図中に○で示す。

袖壁つき柱の壁圧縮では、略算式は平面保持解析による精算解に近い値でかつ安全側に算出できた。一方、平面保持解析による精算解と国土交通省の解説書による値は相当異なる値となっている。その理由として、国土交通省の解説書による袖壁つき柱の曲げ強度略算式では、袖壁つき柱を断面積と全せいが袖壁つき柱と等価な長方形断面に置換していることと、圧縮側の壁筋を無視していることがあげられる。

(2) 袖壁つき柱 (壁引張)

図 3.23(a) の元の断面を図 3.23(b) のようにグループ化し、略算法を適用した。設計用軸力 $N=2599\text{kN}$ に対応する応力分布は図 3.23(c) のようになる。

圧縮時同様、図 3.24 に略算式と平面保持解析および国土交通省の解説書により算出した終局曲げモーメントの結果を示す。壁引張でも略算式は平面保持解析による精算解より近い値で安全側に算出できた。国土交通省の解説書は平面保持解析による精算解より大幅に低い値を示した。これは、壁圧縮同様に袖壁つき柱を等価断面積に置換し、圧縮側の柱幅が小さくなったため大幅に低い値を示したと考えることができる。

図 3.22 の壁圧縮時では、略算式による値は平面保持解析による精算解と軸力に関わらず、一定に近い値を示している。一方、図 3.24 示す壁引張では、略算式による値と平面保持解析による精算解は軸力が増加するにつれて終局曲げモーメントの値の差が大きくなっている。

そこで、壁つき部材の終局曲げモーメントの算出法に関して再度検討し、壁引張で起こる現象について検討する。

まず、鉄筋のグループについて検証をする。図 3.25(a) に略算式の結果と鉄筋をグループ化する前の平面保持解析による精算解および、鉄筋をグループ化し平面保持解析により算出した壁引張時の終局曲げモーメントを示す。精算解と鉄筋をグループ化し平面保持解析をした結果はほぼ同じ値を示した。よって、鉄筋のグループ化は終局曲げモーメントの解析に大きな影響を及ぼさないことがわかる。

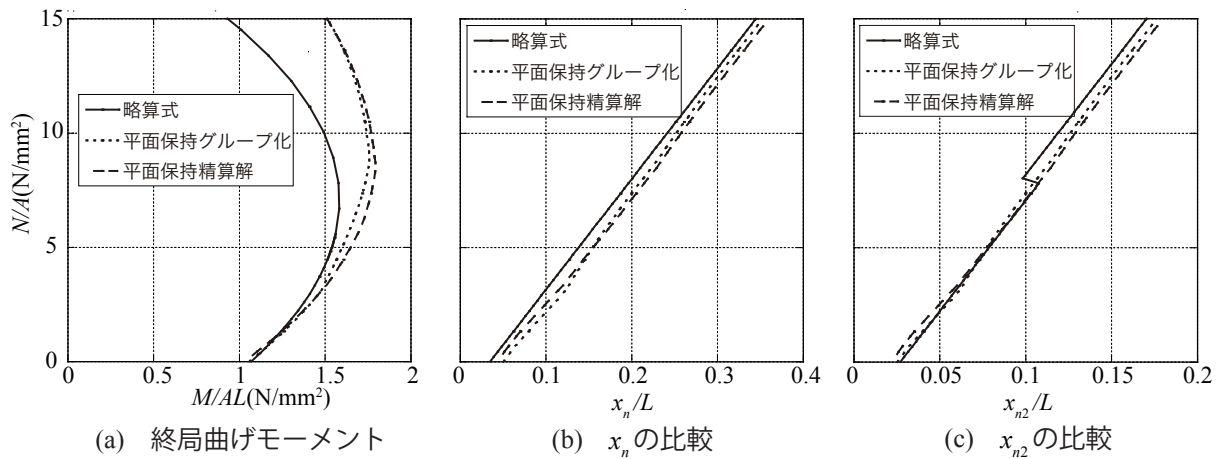


図 3.25 袖壁付き柱を用いた検討

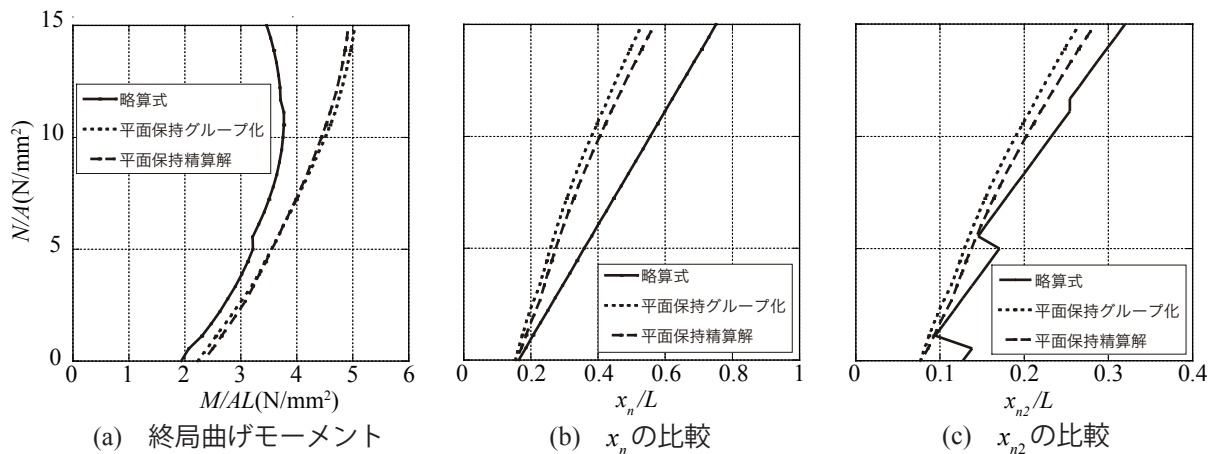


図 3.26 矩形断面を用いた検討

次に、袖壁つき柱の壁引張時に関して、終局曲げモーメント算出法での圧縮縁から圧縮力中心までの距離の算出方法について検討をする。今回提案した、式(3.24)、式(3.25)の第一近似値 x_n と式(3.27)、式(3.30)の第二近似値 x_{n2} をそれぞれ、平面保持解析の精算解と鉄筋をグループ化し平面保持解析を適用した場合による圧縮域の長さと比較し、図 3.25(b), (c) に示す。縦軸は軸力 N を袖壁つき柱の全断面積 A で除した値、横軸は圧縮域の長さ x_n, x_{n2} を部材長さ L で除した値である。図より、 x_n, x_{n2} とも平面保持解析と近い値を示している。なお、図 3.25(c) で略算式による圧縮域の長さが $8(\text{kN/m}^2)$ で大きく変化している。これは、この軸力時に引張鉄筋として扱われていた柱の中心位置にある鉄筋群が壁圧縮領域に入るためである。しかし、同図からこの影響は終局曲げモーメント算出に影響がないことがわかる。

以上より、終局曲げモーメントの略算法に関して、鉄筋のグループ化および圧縮域長さの算出法の妥当性が証明された。

さらに、袖壁つき柱の壁引張時に起こる現象が壁つき柱という異形断面が影響していないかを検討

する。鉄筋の配置は同様で柱幅を壁幅と同じにした長方形断面に関して、袖壁つき柱と同様に検討した。図 3.26(a) に略算法による値と平面保持解析による精算解および鉄筋をグループ化した際の終局曲げモーメントの解析結果を示す。また、圧縮領域の長さ x_n , x_{n2} に関する比較結果を図 3.26(b), (c) に示す。その結果は、袖壁つき柱の壁引張時と同じような結果となり、図 3.24 で軸力が大きくなるにつれて略算法による値と平面保持解析による値の差が大きくなるのは、今回の略算法の影響でないことが証明された。

(3) 腰壁つき梁 (壁圧縮)

腰壁つき梁を解析するにあたっては、許容曲げモーメントの略算と同様、軸力がゼロの場合と考えればよい。

図 3.27(a) 示す元の断面を図 3.27(b) のように鉄筋をグループ化し、略算法を適用した。略算法により算出した。図 3.27(c) に終局曲げモーメント時の応力分布を示す。

また、許容曲げモーメント算出法と同様に腰壁つき梁を梁の主筋 (5-D29,4-D29) を引張鉄筋とみなして、(2-D29,1-D29) から (7-D29,6-D29) まで変化させる。その場合の略算法と平面保持解析および国土交通省の解説書に従い終局曲げモーメントを算出し、図 3.28 に示す。ここで、引張鉄筋比は、引張鉄筋とみなして変化させた鉄筋を腰壁つき梁の全断面積で除した値としている。縦軸は軸力 N を腰壁つき梁の全断面と腰壁を含む部材せいの積 AL で除したものである。横軸は引張鉄筋比 $p_t(\%)$ である。また、図 3.28 中に、元の断面の鉄筋量の値をグラフ中に○で示す。

略算法と精算解は非常に近い値を示している。一方、国土交通省の解説書と精算解は相当異なる。これは、国土交通省の解説書が梁の上端筋を引張鉄筋として扱っていないためである。

(4) 腰壁つき梁 (壁引張)

図 3.29(a) に示す元の断面を図 3.29(b) 示すように鉄筋をグループ化し、略算法を適用した。図 3.29(c) に略算法により算出した、終局曲げモーメント時の応力図を示す。

腰壁つき梁の腰壁と梁上端の主筋 (4-D25,5-D29) を引張鉄筋とみなして、(1-D25,2-D29) から (6-D25,7-D29) まで変化させる。その場合の略算法と平面保持解析および国土交通省の解説書に従い終局曲げモーメントを算出し図 3.30 に示す。

略算法による値と平面保持解析による精算解は非常に近い値を示している。また、壁引張では解説書による値も精算解と近い値を示した。

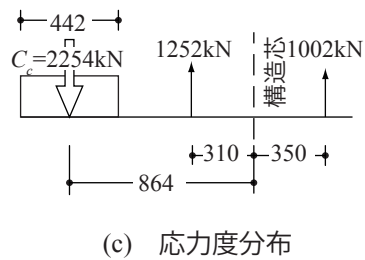
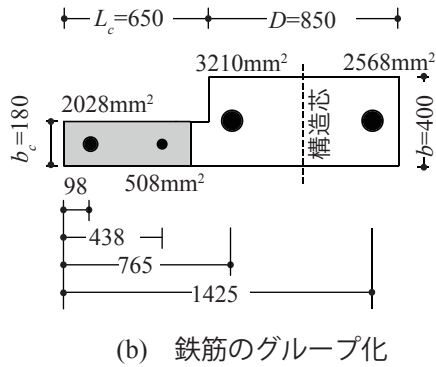
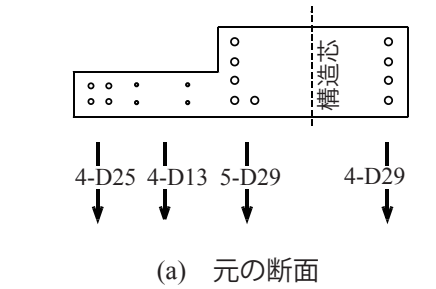


図 3.27 応力－腰壁付き梁・壁圧縮

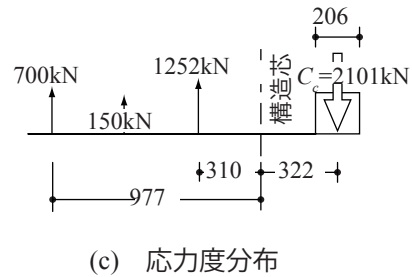
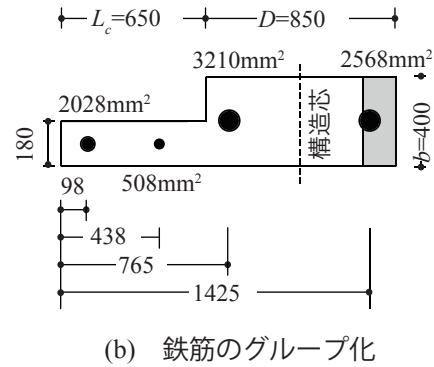
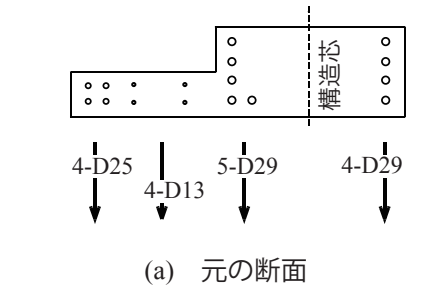


図 3.29 応力－腰壁付き梁・壁引張

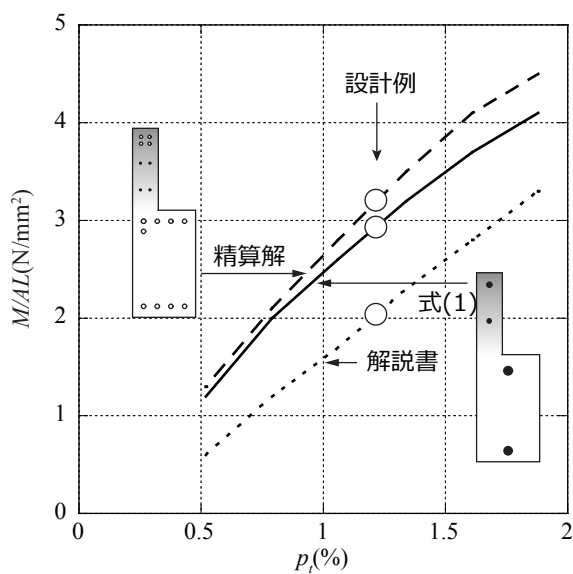


図 3.28 モーメント－腰壁付き梁・壁圧縮

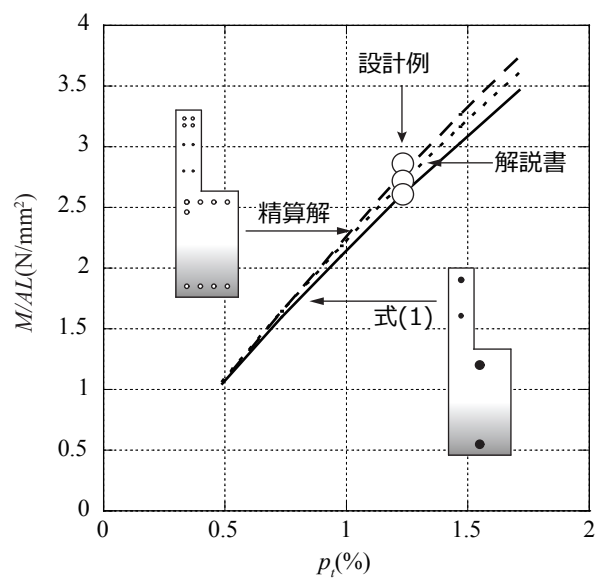


図 3.30 モーメント－腰壁付き梁・壁引張

3.4 まとめ

本章では、壁つき変断面部材の許容曲げモーメントおよび終局曲げモーメントの略算法を提案した。許容曲げモーメントについては平面保持解析の結果と比較し、終局曲げモーメントは国土交通省による技術解説書および平面保持解析の結果と比較を行った。得られた成果を以下に要約する。

- ①. 袖壁付き柱を対象に、本章で提案した折れ線による短期許容曲げモーメントー軸方向力関係図を平面保持解析によるものと比較した結果、提案した折れ線が十分な精度を有していることが確認された。
- ②. 腰壁付き梁を対象に、本章で提案した折れ線による短期許容曲げモーメントー軸方向力関係図を平面保持解析によるものと比較した結果、引張鉄筋比に関わらず、非常に良好な精度を有していることが分かった。
- ③. 黄色本によって算出した終局曲げモーメントは、平面保持解析による計算結果と相当異なる値となった。また、特に壁引張側で、両者の値の差が大きかった。
- ④. 本章で提案した終局曲げモーメント算出方は、終局時の鉄筋とコンクリートの負担応力に関しては黄色本と同じ仮定を用いているが、中立軸位置および引張鉄筋をより正確に算出していることから、平面保持解析による結果と近い値を示した。
- ⑤. 式 (3.24), (3.25), (3.27), (3.30) を用いて求めた中立軸位置の近似値は平面保持解析を用いて計算した値と殆ど同じ値であった。

第 4 章

圧縮破壊による限界曲げ変形の算定法

4.1 はじめに

2 次設計においては部材種別を設定する必要がある，そのためには，変形性能の評価方法を確立する必要がある。柱型を省略した耐震壁は壁端部が圧縮となる載荷方向に対しては，壁端部の圧縮破壊で変形性能が決定される可能性が高い。このような破壊形式については既に実験的研究が行われているが，コア壁や柱の研究が主であり，本研究で対象としているような軽微な壁が圧縮力を負担する場合の研究は見当たらない。そのため，既往の研究成果が枠柱を省略した耐震壁にも適用できるかは疑問である。

また，両側の柱型を省略した場合には，所謂コア壁と同類の断面形状になり，これらを対象に部材種別を判定する方法が壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針に記載されている。しかし，これは壁の厚さが十分にあり，かつ，壁の端部を密に拘束している壁を対象としているために，本研究で対象としている壁に適用できるかは疑問がある。

枠柱を省略し，壁がそれほど厚くはない耐震壁であっても，柱と比較すると強度は非常に高く，耐震部材として活用することが望まれる。そのためには，このような耐震壁の挙動を実験によって実証し，変形性能およびそれに寄与する設計条件を調査する必要がある。よって本章では，壁厚さや壁の長さ，壁端部の拘束条件，直交壁の有無，軸力の有無などをパラメータとして実験をした。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体

本実験では 10 体の試験体を使用した。そのうち 2 体をパイロット試験体として先に実験を行っている。この 2 体は 1/3 スケールを想定した全く同じ試験体であり、図 4.1 に示すような断面形状をしている。また、配筋図を同図に併せて示す。図中の示した印は歪ゲージを貼り付けた位置である。本実験は壁端部での圧縮破壊が想定されており、壁端部の拘束は非常に重要となる。この 2 体の壁端部の配筋詳細を図 4.2 に示す。パイロット実験は軸力をパラメータとして加力を行っており、試験体 NM5 には軸力は負荷せず、試験体 NM4 には 400kN(柱軸力比 0.15)の軸力を負荷した。

この実験結果を反映させて設計した残りの 8 体(試験体スケールは 1/2.5)の試験体を図 4.3 に示す。これらの試験体は壁長さ、壁厚、直交壁や幅止め筋の有無をパラメータとしており、設計方針は以下による。

- ・壁長さ l と壁厚 t の比率 l/t が 6, 12, 18 となる 3 種類を用意する
- ・中立軸長さ x_n と壁厚 t の比率 x_n/t が異なる試験体を用意する
- ・直交壁の有無がパラメータとなる試験体を用意する
- ・幅止め筋の有無がパラメータとなる試験体を用意する

上記のパラメータを一覧にして表 4.1 に示す。なお、ここで用いた中立軸長さの算出方法は後述する。また試験体 NS3 の配筋図を図 4.4 に示す。これらの試験体の壁筋は縦・横ともに鉄筋径と配筋間隔を等しくしてあり、壁厚さによって鉄筋比が多少変動する。壁端部の配筋詳細は図 4.2 に示したように、幅止め筋は片側が 135 度フックで、もう一方が 90 度フックとなっており、千鳥配筋をした。これは、施工性を考慮したからである。直交壁はシングル配筋であり、雑壁を想定している。

4.2.2 使用材料

使用したコンクリートと鉄筋の材料試験結果を表 4.2 および表 4.3 に示す。コンクリートは最大骨材寸法は 13mm で、NM5 と NM4 は普通コンクリート、その他は早強コンクリートを使用した。表 4.3 の括弧内の数字は NM5 と NM4 に用いた鉄筋の材料試験結果である。D4 は明確な降伏棚が現れなかったもので、0.2% オフセット法によって降伏強度を算出している。

4.2.3 載荷方法

図 4.5 に示す加力装置および図 4.6 に示す載荷プログラムを用いて加力を行った。水平力載荷位置は危険断面から 2525mm(NM5, NM4 は 2425mm) 上方であり、シアスパン比は最も小さい試験体(NL2)で 1.3, 最も大きい試験体(NS3)で 2.5 となっている。軸力は、NM5 は部材中心に柱軸力比 0.15(400kN), NM4 は軸力なし、その他の試験体は柱中心に柱軸力比 0.2(540kN, ただし NL2 のみ 240kN) を負荷した。載荷の第一サイクルとなっている短期許容応力時水平荷重は RC 規準⁹⁾に従って算出したものを用いているが、3 章で提案した方法と殆ど同じ値となっている。すべての試験体で正・負載荷ともに曲げで短期水平荷重が決定された。第 2 サイクル以降は変位制御による正負交番載荷であり、制御に用いた層間変形角は図 4.6 に示したとおりである。パイロット試験では壁端部の圧縮破壊によって耐力が低下した後に載荷を終了しているが、その他の 8 体については耐力低下後も

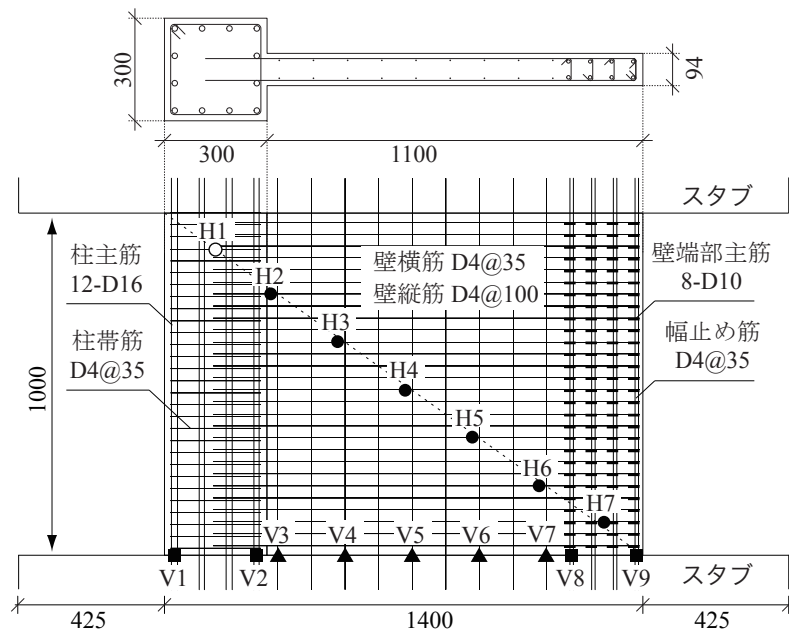


図 4.1 試験体 NM5(軸力:400kN), NM4(軸力なし)

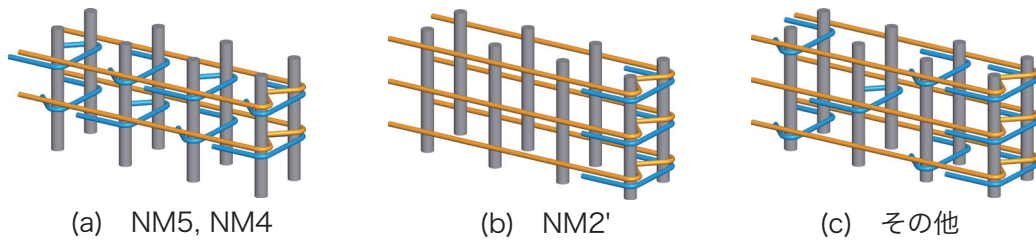


図 4.2 壁端部詳細

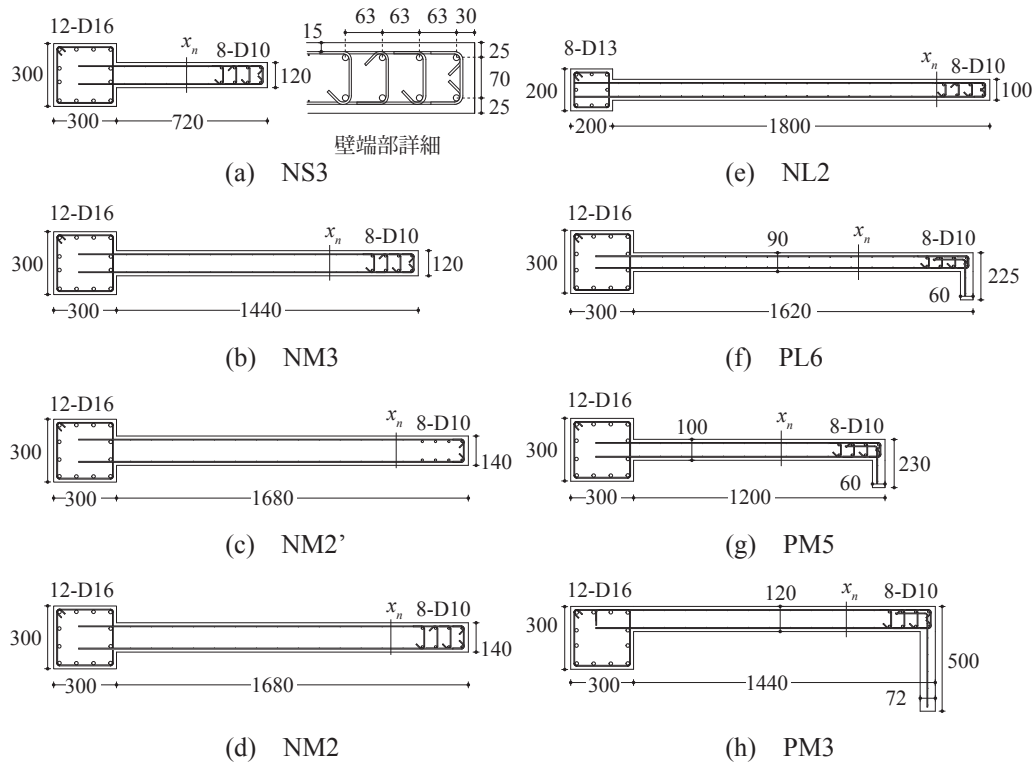


図 4.3 試験体断面図

表 4.1 試験体パラメーター一覧

試験体	直交壁	l'/t		x_n/t	壁縦筋比 (%)	壁横筋比 (%)	せん断余裕度
NS3	有 (P)	6.0	小	3.2	0.22	0.63	1.66
NM3		12.0	中	3.5			1.44
NM2				2.6	0.19	0.54	1.47
NM2'				2.5			
NL2		18.0	大	2.5	0.26	0.75	2.01
PL6				6.1	0.29	0.84	1.30
PM5		12.0	中	5.0	0.26	0.75	1.46
PM3				3.5	0.22	0.63	1.53

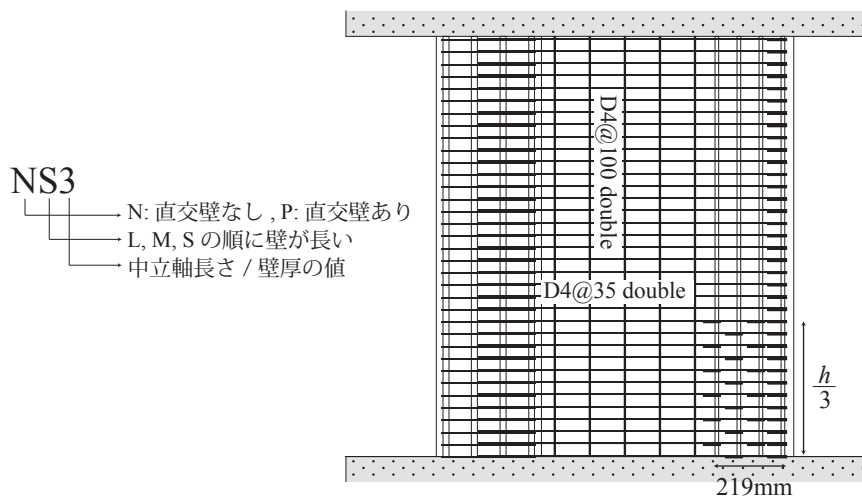


図 4.4 試験体 NS3 配筋図

表 4.2 コンクリート材料試験結果

試験体名	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)
NM5	48	33.8	24.5
NM4	51	33.7	24.3
NL2	30	36.8	28.8
NS3	28	39.1	27.9
NM3	33	37.4	27.2
NM2	57	36.9	28.4
NM2'	62	38.7	27.2
PL6	53	38.9	29.1
PM5	39	37.6	29.0
PM3	33	37.1	28.9

表 4.3 鉄筋材料試験結果

種別	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)
D4	411(351)	521(544)	173(192)
D10	391(376)	469(520)	199(188)
D13	367	503	183
D16	389(387)	559(563)	180(180)

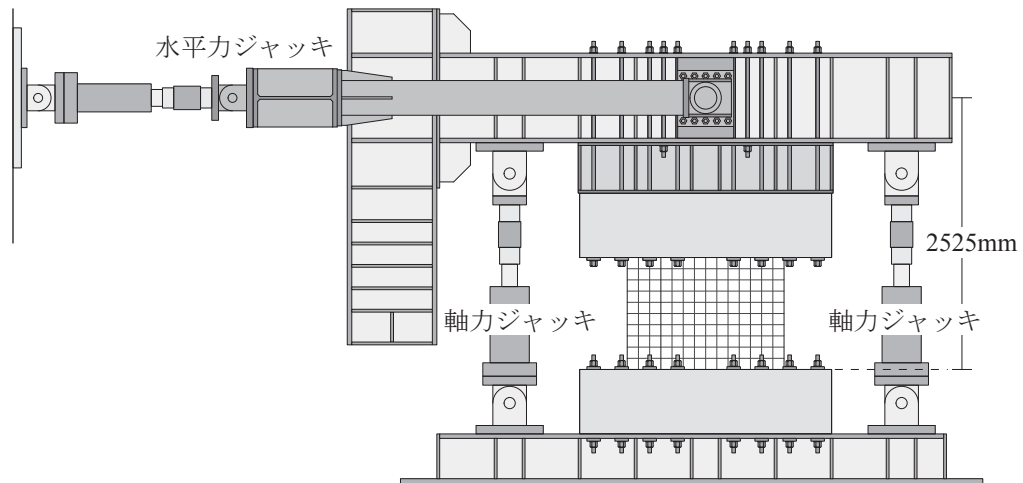


図 4.5 载荷装置

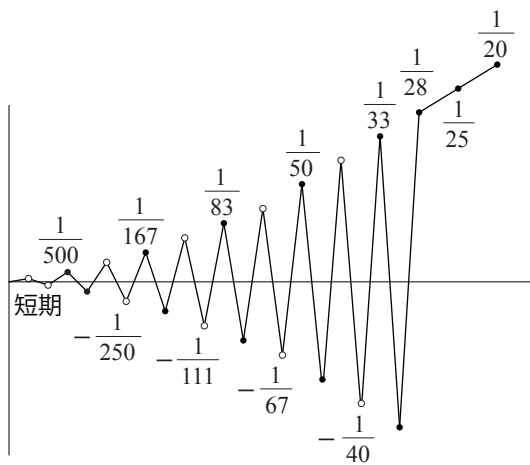


図 4.6 载荷プログラム

実験を続行し、最終的には壁圧縮となる正载荷で層間変形角が $1/20$ になるまで変形させた。これは、壁板が圧縮破壊した後の柱の挙動および壁板がそれに及ぼす影響を観察するためである。

4.3 終局曲げモーメントの略算と平面保持を仮定した曲げ解析

4.3.1 終局曲げモーメント算出方法の概要

ここでは、実験を行うに当たって、その準備計算として3章で提案した方法による終局曲げモーメントを算出したので、その結果を示す。

計算結果および計算過程で求めた中立軸長さを表4.4に示す。

4.3.2 平面保持解析の結果

3章で用いた平面保持解析を全く同一の仮定の下に、実験で用いた試験体について行った結果を図4.7および図4.8に示す。これは3章で行ったように終局曲げモーメントを算出することだけが目的ではなく、本実験で想定される急激な曲げモーメントの低下を調べることも目的としている。

モーメントー曲率関係を見ると、ある曲率でモーメントが急激に減少していることが分かる。また、中立軸長さー曲率関係を見ると、モーメントが急激に低下しているところで中立軸長さが増加していることが分かる。これは、壁端部の圧縮破壊によって圧縮縁付近のコンクリートが圧縮力を負担することが出来なくなり、中立軸長さが増加し、結果としてモーメントが急激に低下していくと解釈できる。これに関する考察は実験結果も踏まえて後に詳細な検討を行うこととする。

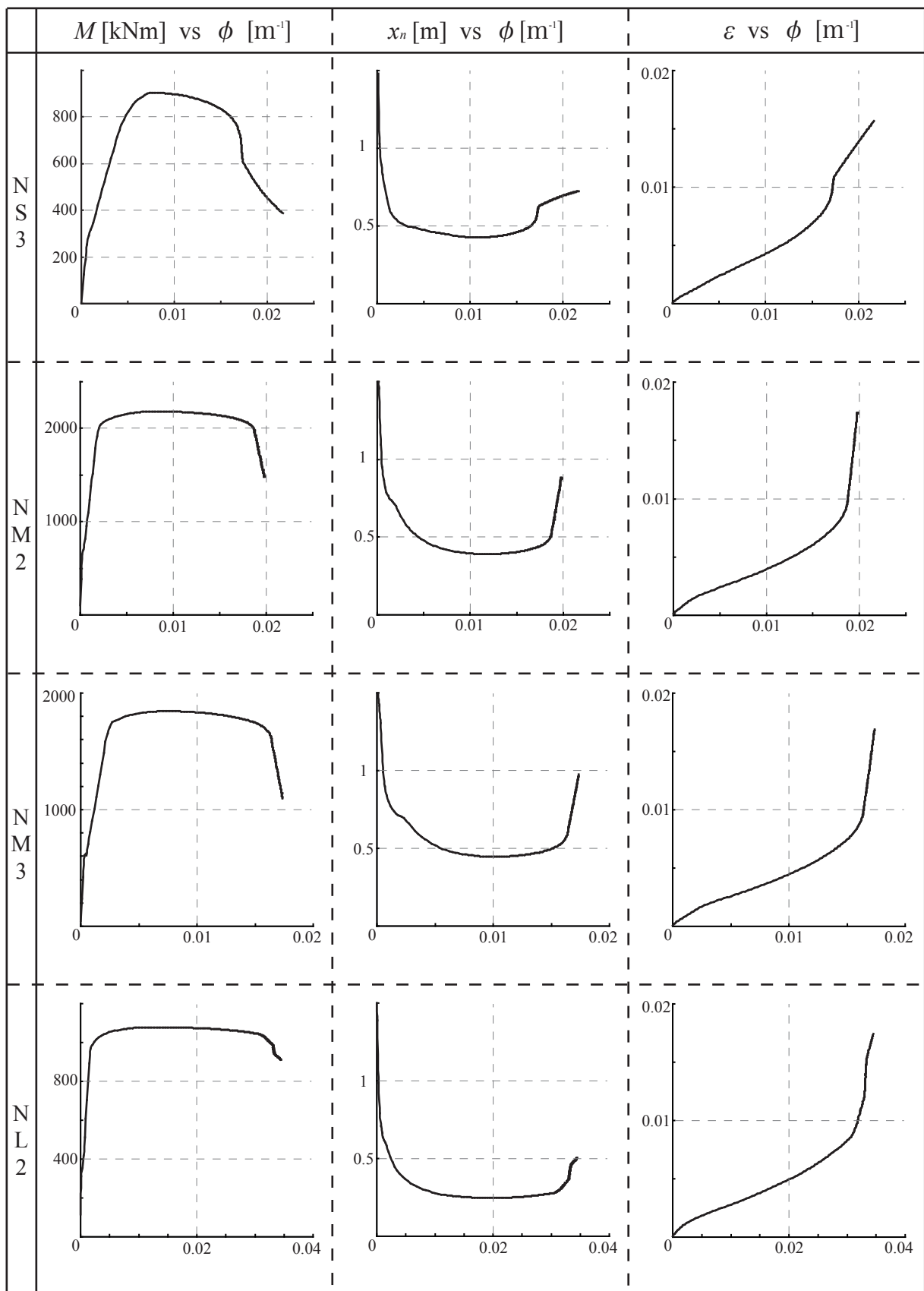


図 4.7 直交壁の無い試験体の解析結果

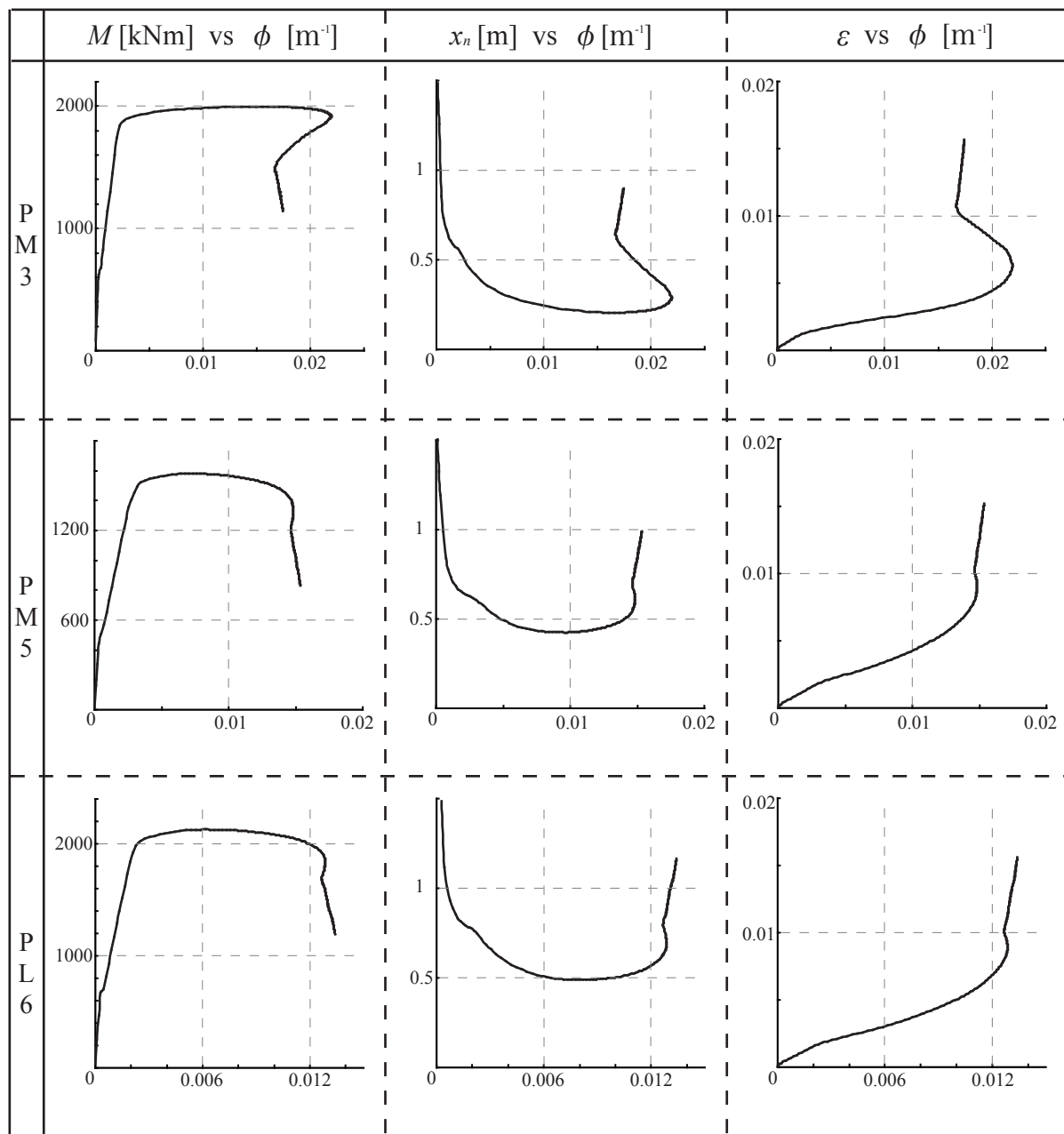


図 4.8 直交壁のある試験体の解析結果

4.4 実験結果

4.4.1 破壊経過

まず、先行して行った2体の荷重変形関係をそれぞれ図4.9、図4.10に示す。図中にはRC規準によって算出した曲げ終局強度を一点鎖線で、前述の平面保持解析を用いて算出した曲げ終局強度を実線で示してある。また、ひび割れ図を図4.11、図4.12に示す。壁が圧縮側となる正載荷で発生したひび割れを黒線、壁が引張側となる負載荷で発生したひび割れを赤線で示してある。試験体NM5は正方向の加力に対して、変形角がおおよそ $+1/167$ のときに解析による曲げ降伏時水平耐力に達した。その後、変形角がおおよそ $+1/140$ のときに壁脚部で圧縮破壊を生じ、急激に耐力低下が起こった。変形角が $+1/111$ のときの水平耐力は最大耐力の半分を下回っていた。負方向は変形角 $-1/83$ まで変形させたが、正方向はその後、水平力をほとんど負担できなくなっており、加力を終了した。解析による曲げ降伏時水平荷重には達したものの、脆性的な破壊をした。

試験体NM4は正・負ともに変形角が $1/250$ 前後で解析による曲げ降伏時水平耐力に達した。そ

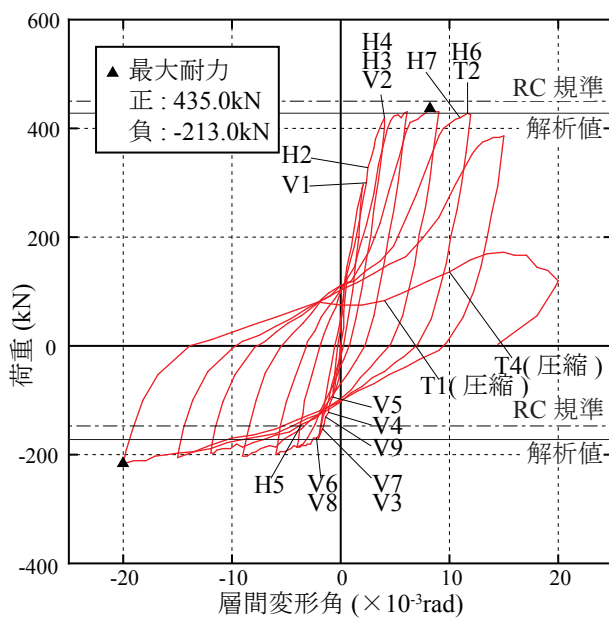


図 4.9 荷重変形関係 (NM4)

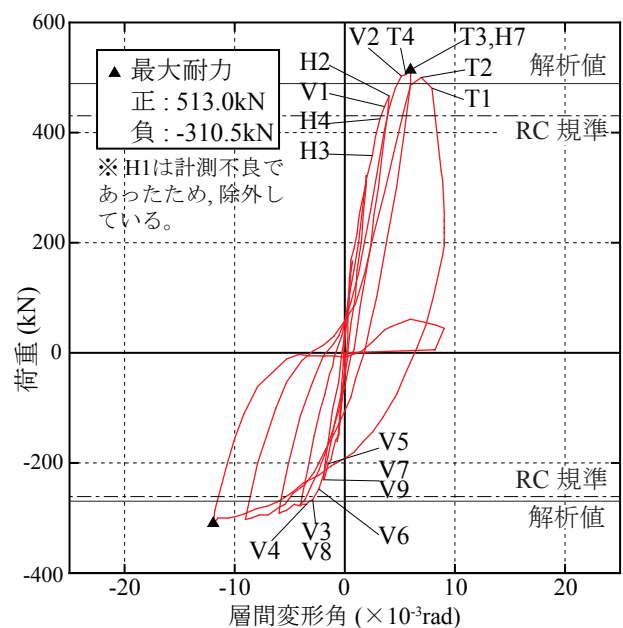


図 4.10 荷重変形関係 (NM5)

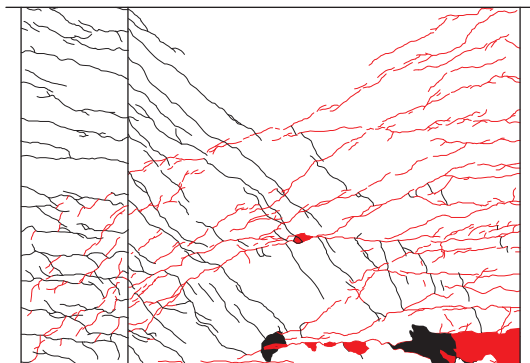


図 4.11 ひび割れ図 (NM4)

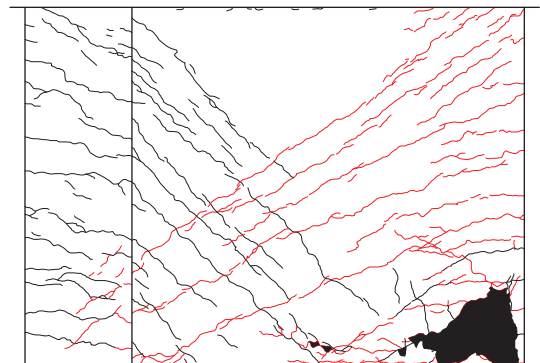


図 4.12 ひび割れ図 (NM5)

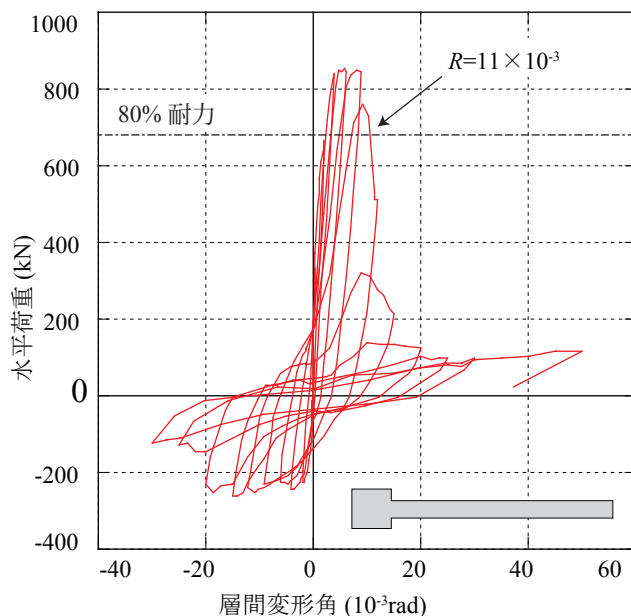


図 4.13 荷重変形関係 (NM3)

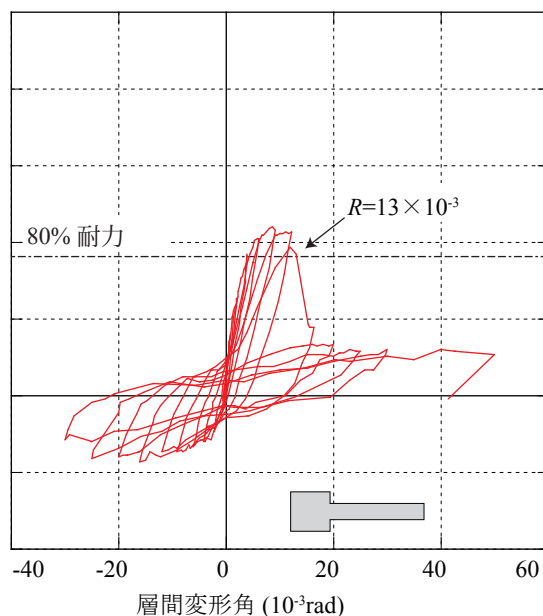


図 4.14 荷重変形関係 (NS3)

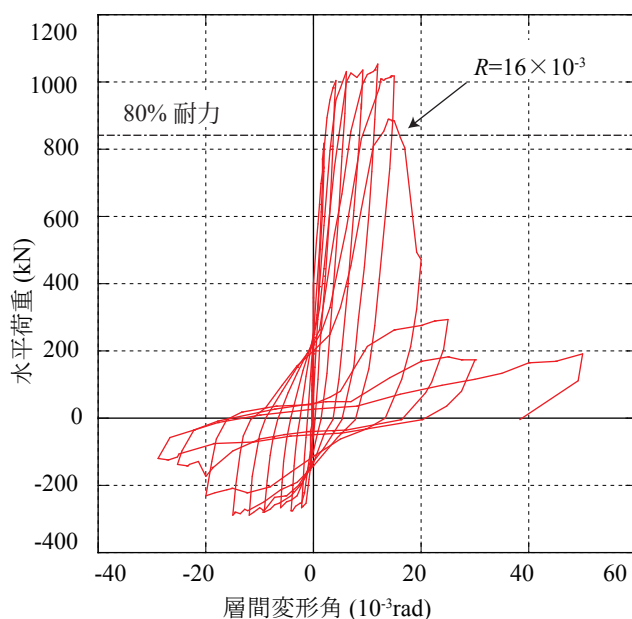


図 4.15 荷重変形関係 (NM2)

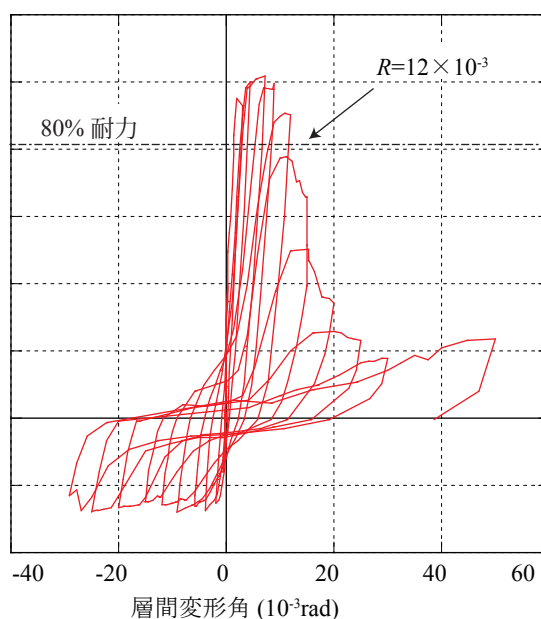


図 4.16 荷重変形関係 (NM2')

の後、正・負ともに耐力は頭打ちとなり、変形角がおおよそ $+1/67$ になったときに、試験体 NM5 と同様に壁脚部で圧縮破壊を生じ、耐力低下が起こった。耐力の低下は降伏時変形の 3 倍以上変形した後であり、試験体 NM5 より韌性に富んでいた。

続いて、残り 8 体の荷重変形関係を図 4.13 から図 4.20 に示す。図中に示した一点鎖線は最大耐力の 80% の値を示しており、本章の主眼である曲げ変形性能を論じるに当たっては、この時の層間変形角を用いることにする。また、最終ひび割れ状況を図 4.21 から図 4.28 に示す。壁が圧縮側となる正載荷で発生したひび割れを黒線、壁が引張側となる負載荷で発生したひび割れを赤線で示してある。これらの試験体の実験結果について、パラメータごとに比較して以下に述べる。

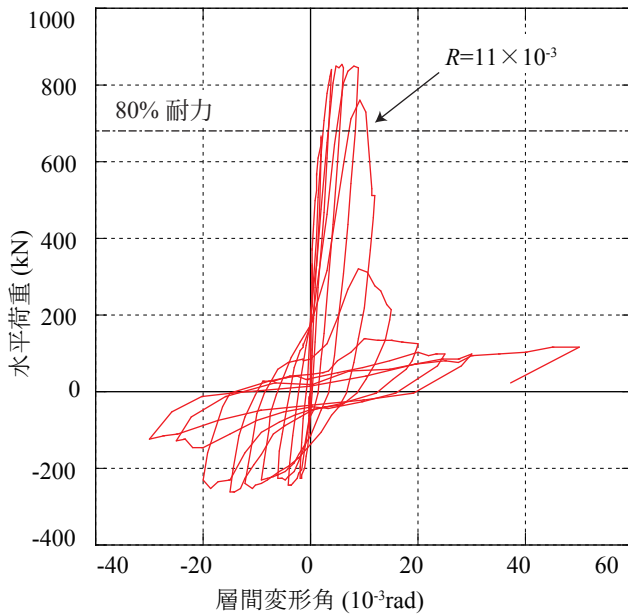


図 4.17 荷重変形関係 (PM5)

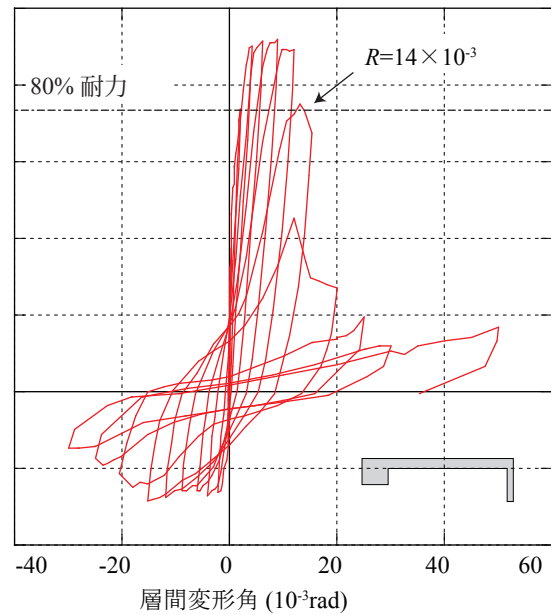


図 4.18 荷重変形関係 (PM3)

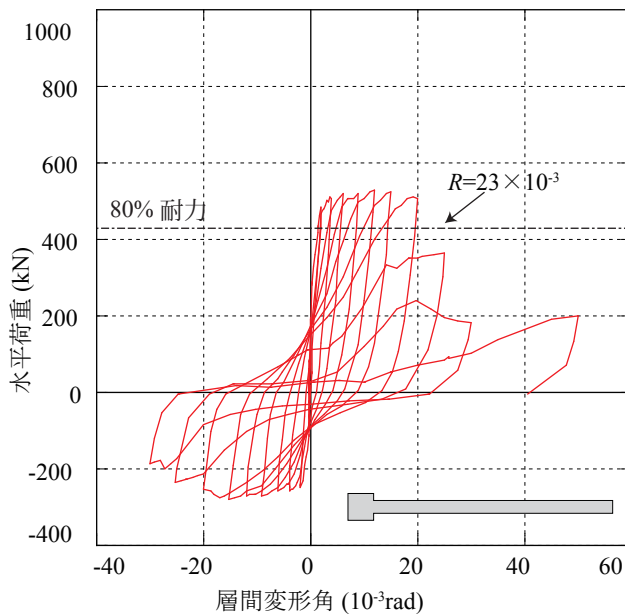


図 4.19 荷重変形関係 (NL2)

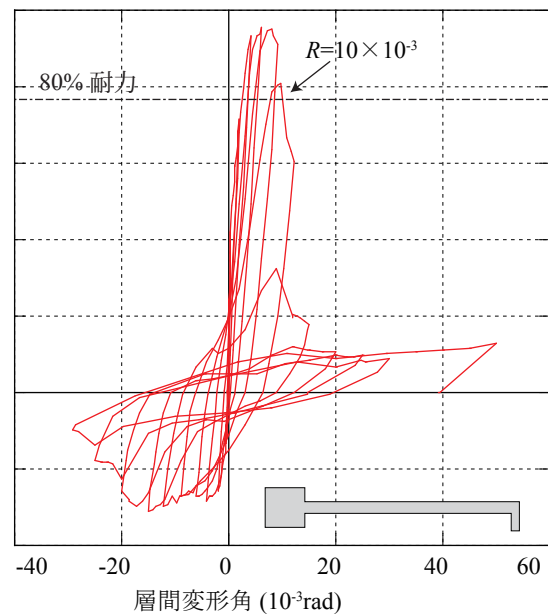


図 4.20 荷重変形関係 (PL6)

(1) 壁長さが曲げ変形性能に及ぼす影響

図 4.13 と図 4.14 に NM3 と NS3 の荷重変形関係を示す。この 2 体は壁厚、軸力および柱主筋がすべて共通であり、壁長さが異なっている。最大耐力は NM3 の方が大きくなっているが、壁端部の圧縮破壊に伴う耐力低下時の層間変形角はほとんど差がない。よって、壁長さは曲げ変形性能にほとんど影響を及ぼさないことが分かった。

なお、NS3 の方がわずかながら曲げ変形性能が大きくなっているのは後述の x_n の違いが原因である。既に示したように NM3 の方がコンクリート強度が小さく、また、壁が長いために壁縦筋が多くなっていることが影響している。

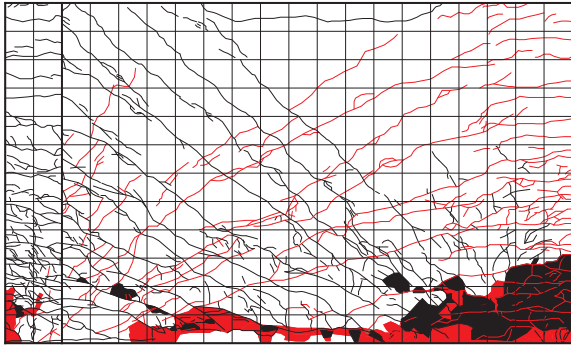


図 4.21 ひび割れ図 (NL2)

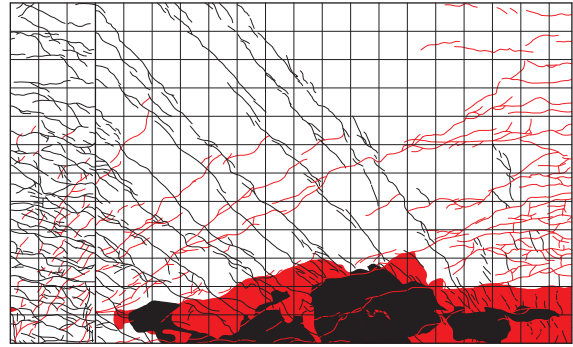


図 4.22 ひび割れ図 (NM2)

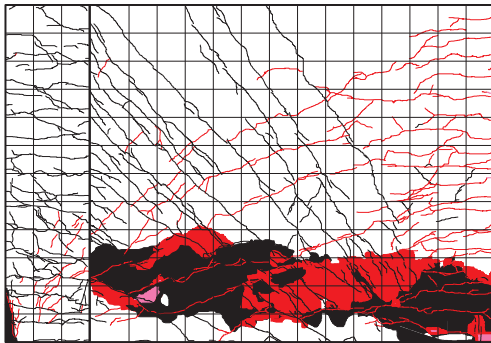


図 4.23 ひび割れ図 (NM3)

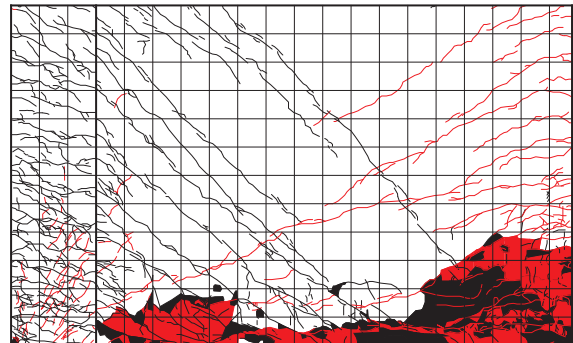


図 4.24 ひび割れ図 (NM2')

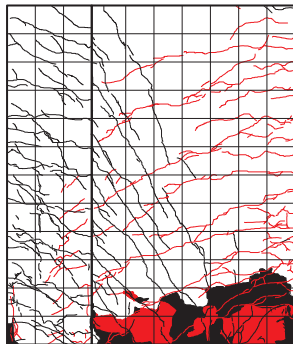


図 4.25 ひび割れ図 (NS3)

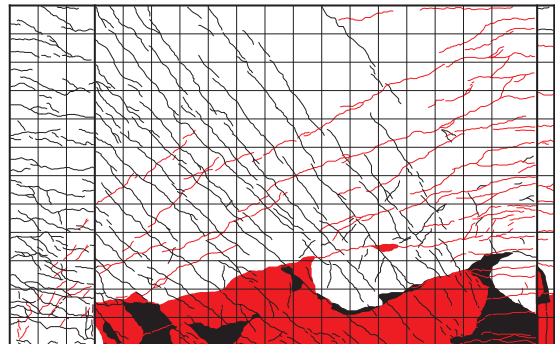


図 4.26 ひび割れ図 (PL6)

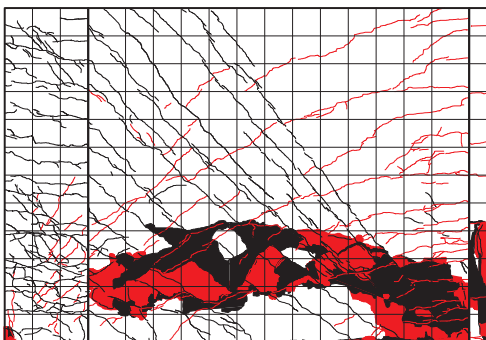


図 4.27 ひび割れ図 (PM3)

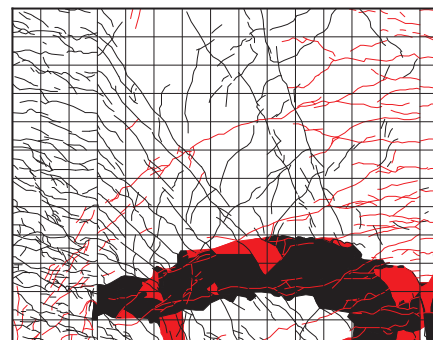


図 4.28 ひび割れ図 (PM5)

(2) 軸力が曲げ変形性能に及ぼす影響

軸力が片側柱付き耐震壁の曲げ変形性能に及ぼす影響を調べるため、図 4.9, 図 4.10 に示す NM5 と NM4 の荷重変形関係を比較する。NM5 は部材中心に軸力をかけているために、壁端部が圧縮破壊し、耐力低下した後に軸力を保持できなくなり、載荷を終了した。NM4 も耐力低下後に載荷を終了した。この 2 体は試験体形状は全く同一であり、NM5 には柱軸力比 0.15 に相当する 400kN の軸力を負荷しており、NM4 には軸力を負荷していない。80% 耐力低下時の層間変形角を比較すると、NM4 は NM5 のおよそ 2 倍の変形角となっている。これにより、軸力が小さくなると曲げ変形性能は大きくなることが分かる。

(3) 柱主筋が曲げ変形性能に及ぼす影響

次に柱主筋量が曲げ変形性能に及ぼす影響を調べるために、NL2 (図 4.19) と PM5 (図 4.17) を比較する。この 2 体は、柱軸力比と壁厚は同じであるが柱主筋量が異なっている。80% 耐力低下時の層間変形角は NL2 の方が大幅に大きくなっており、柱主筋量が少ないほうが曲げ変形性能が大きくなることが分かった。

(4) 壁厚が曲げ変形性能に及ぼす影響

さらに壁厚が曲げ変形性能に及ぼす影響を調べるために、NM2 (図 4.15) と NM3 (図 4.13) を比較する。軸力と柱主筋量は共通しているが、壁の長さや厚さが異なっている。前述のように壁長さは曲げ変形性能にほとんど影響ないと考えられるため、この 2 体の差は壁厚によるものだと考えてよい。なお、NM2 は壁板中央部で孕み出しがあった。しかし、本研究で問題となる壁端部には異常がなかったため、実験結果の比較に支障は無いと判断した。NM2 のほうが曲げ変形性能が大きく、よって壁厚が大きいほど曲げ変形性能が大きくなることが分かった。

以上の軸力、柱主筋および壁厚は中立軸長さに関わる因子であり、中立軸長さが短いほど曲げ変形性能が大きくなるということが分かる。本論では中立軸長さは次式で表現できるものとする。

(5) 直交壁の効果

NM3 (図 4.13) と PM3 (図 4.18) の荷重変形関係を比較する。この 2 体は壁の長さや厚さが同一であり、違いは直交壁の有無のみである。また、直交壁は圧縮縁にあるため、限界変形時に圧縮力をほとんど負担しないと考えれば、中立軸長さも同程度である。80% 耐力低下時の層間変形角を比較すると、PM3 の方が 0.3% ほど大きな値 (NM3 のおよそ 1.3 倍) となっていた。また、柱軸力比は少し異なるが、壁長さや壁厚が近い PM5 (図 4.17) と NM5 (図 4.10) を比べると、直交壁がある PM5 の方が 0.2% ほど変形性能が大きくなっていた (NM5 のおよそ 1.3 倍)。しかし、後述のように、曲げ変形成分のみに着目すれば変形性能に大きな差はなく、直交壁の影響は少ないと考えられる。

(6) 幅止め筋の効果

NM2 (図 4.15) と NM2' (図 4.16) の荷重変形関係を比較する。この 2 体の違いは幅止め筋の有無のみである。なお、NM2' も壁板中央部で孕み出しがあった。しかし、NM2 と同程度に孕んでいたこともあり、実験結果の比較に用いた。両試験体の最大耐力に大きな違いはないが、80% 耐力低下時

の層間変形角は幅止め筋のある試験体 NM2 のほうが 0.4% 大きく (NM2' のおよそ 1.3 倍) になっている。これは、幅止め筋を配した場合には、コンクリートが拘束されることによって限界ひずみが大きくなるからである。また、本実験で使用した試験体は拘束筋比が 0.3% 程度であり、壁厚さは実際の建物で 250mm 以上を想定している。よって、これと同等以上の拘束効果が期待できる場合には、拘束筋による曲げ変形性能の増大が見込める。なお、本実験では、幅止め筋の形状は前述のように片方が 90°フック、もう一方が 135°フックとなっており、施工性を重要視した。幅止め筋は降伏しており、このような形状でも変形性能の向上に寄与することが確認された。

4.4.2 計算耐力との比較

RC 規準の付録 10 に従って計算した最大耐力と実験結果の比較を行った。正載荷の比較を図 4.29 に、負載荷の比較を図 4.30 に示す。なお、RC 規準の方法を適用するに当たって、直交壁は無視した。正載荷では、壁長さや壁厚など試験体の形状に関わらず、実験での最大耐力は RC 規準による計算値との差異は 30% 以内に収まっていた。負載荷では前述のように壁端部で鉄筋が破断したため、鉄筋のひずみ硬化の影響があり、計算値は実験値よりもかなり小さくなっている。

4.4.3 鉄筋の応力度分布

図 4.1 に示した位置で得られた、試験体の鉄筋ひずみを応力に換算した。鉄筋の応力を算出するに当たっては、材料試験結果から得られたヤング係数を用いて、降伏ひずみの 90% に相当するひずみが発生した時点を降伏とみなしている。これは、ひずみゲージを貼り付けた位置で最も大きいひずみが計測されている保証はないからである。

まず、試験体 NM5 と NM4 について示す。縦筋は正載荷、負載荷の鉄筋の応力度をそれぞれ図 4.31 と図 4.32 に示す。試験体 NM5、試験体 NM4 において計算による曲げ終局時水平荷重に達するまでに縦筋 (V1 ~ V9) はほとんど降伏していた。なお、ひずみ度を応力度に読み替える際には、鉄筋の

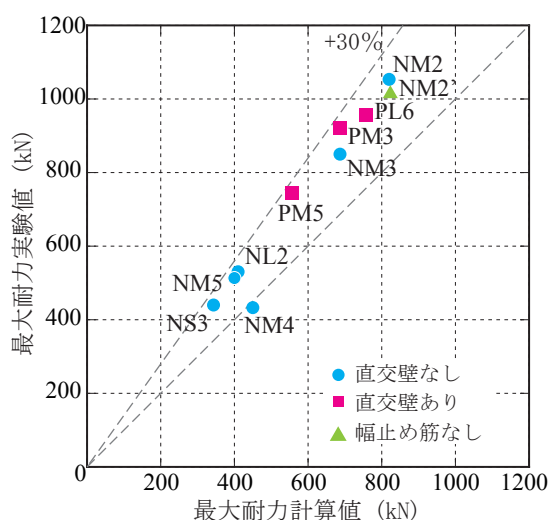


図 4.29 計算値と実験値の比較 (正載荷)

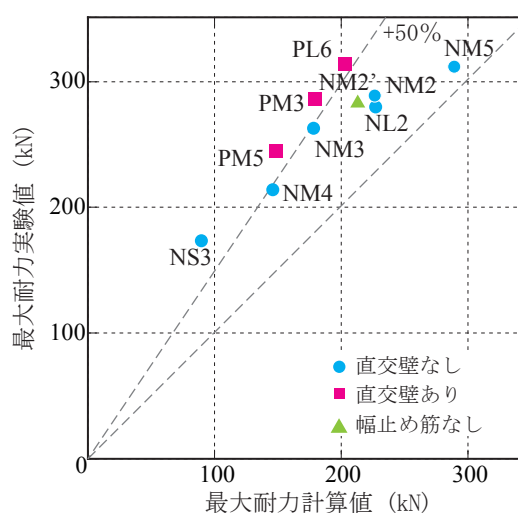


図 4.30 計算値と実験値の比較 (負載荷)

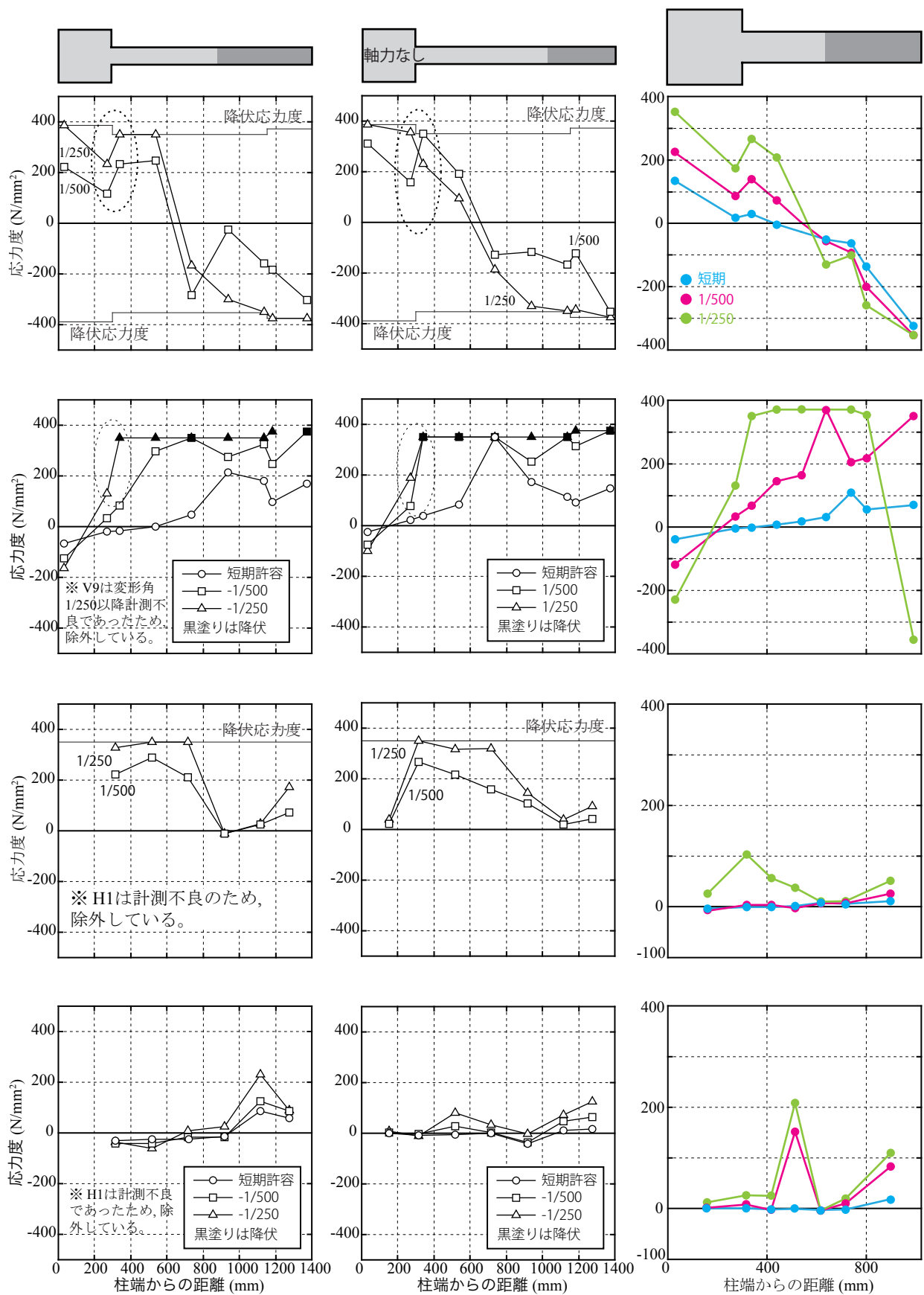


図 4.31 鉄筋応力度 (NM5)

図 4.32 鉄筋応力度 (NM4)

図 4.33 鉄筋応力度 (NS3)

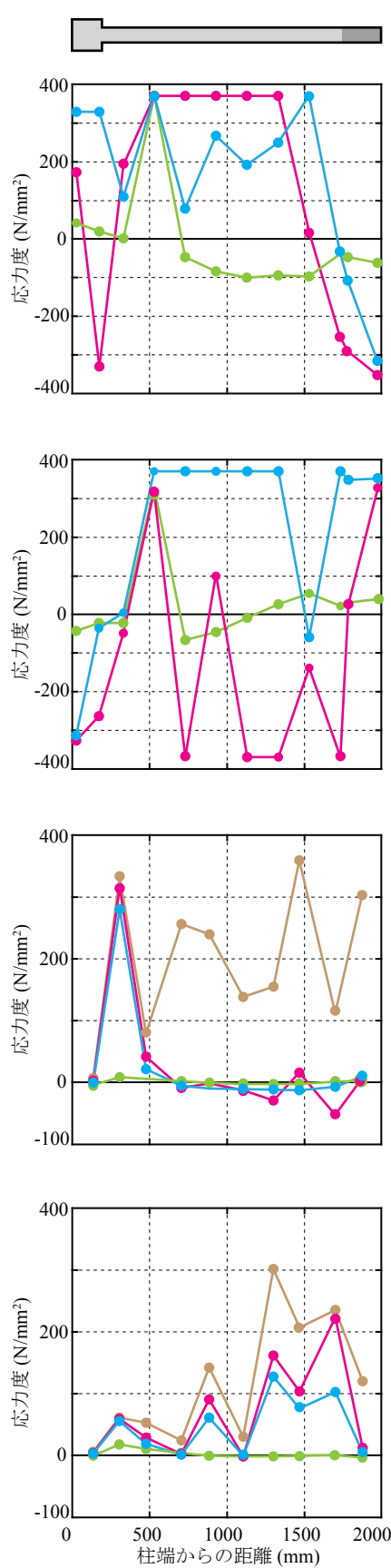


図 4.34 鉄筋応力度 (NL2)

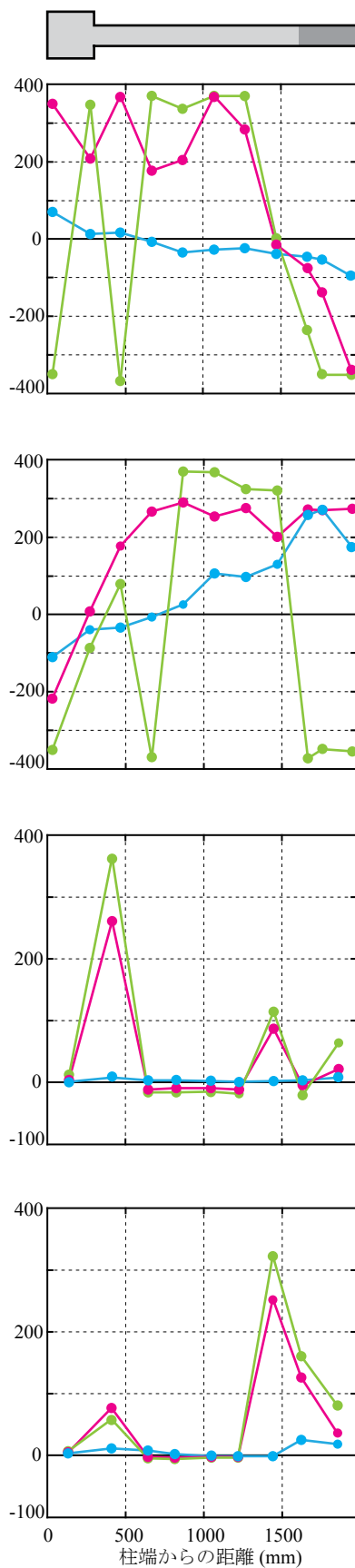


図 4.35 鉄筋応力度 (NM2)

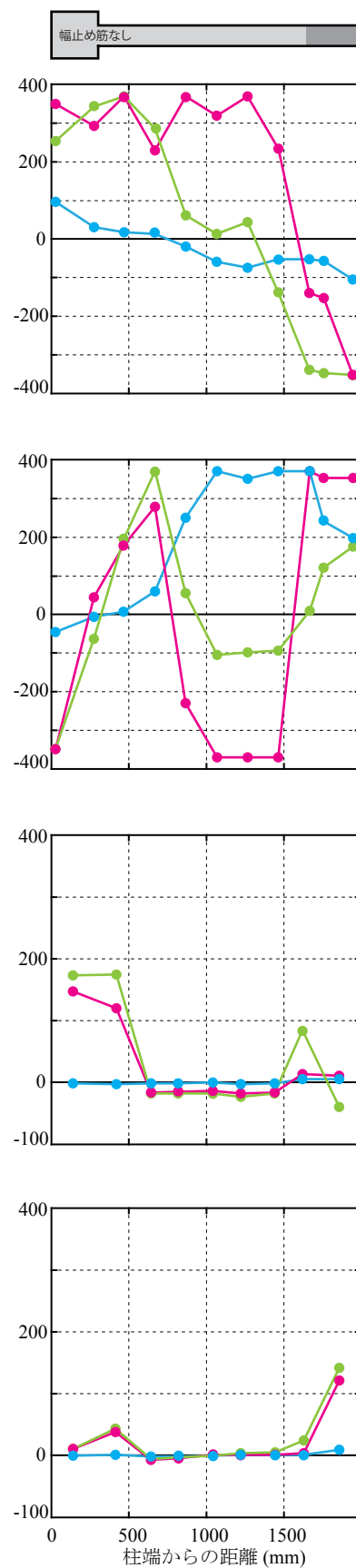


図 4.36 鉄筋応力度 (NM2')

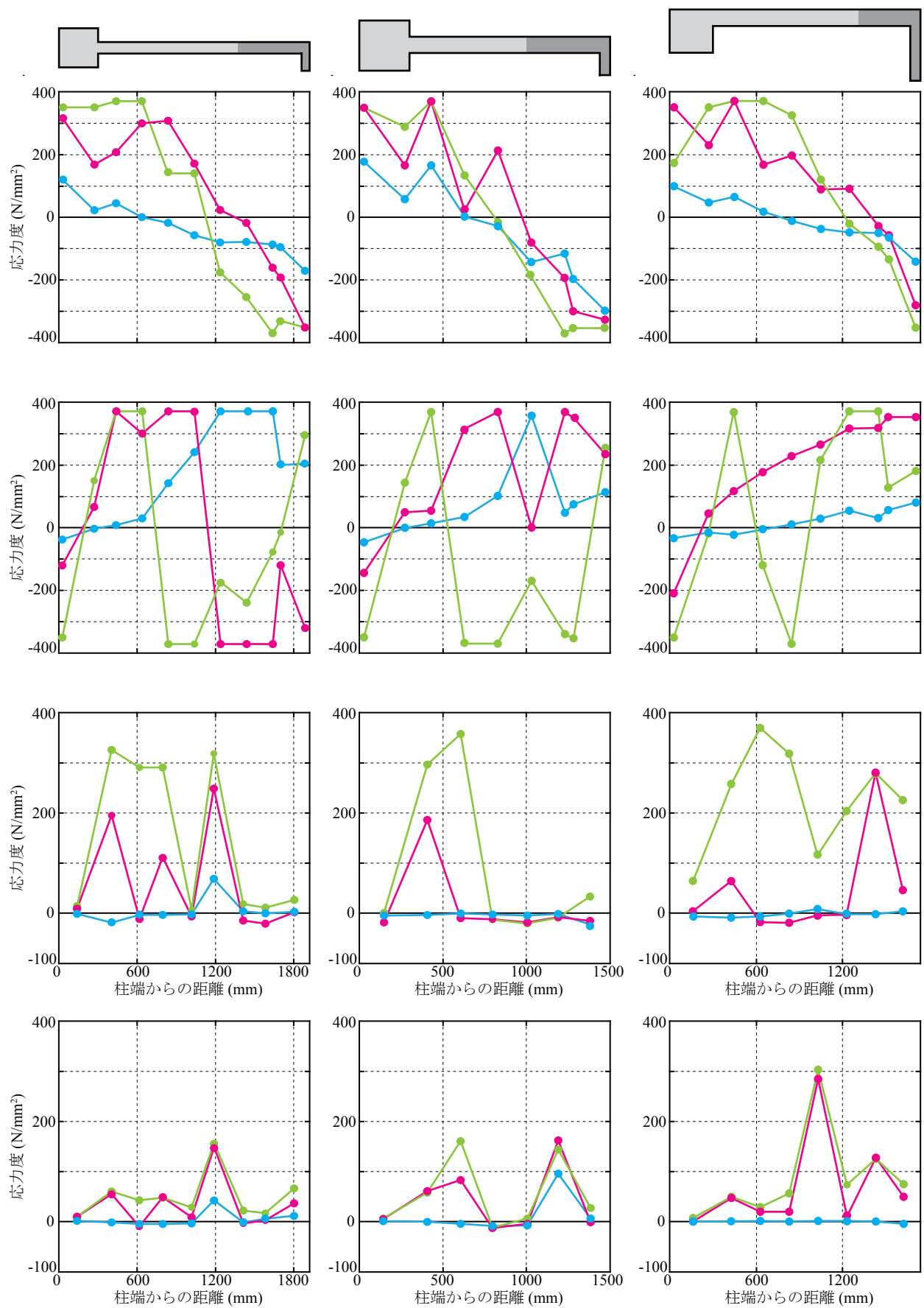


図 4.37 鉄筋応力度 (PL6)

図 4.38 鉄筋応力度 (PM5)

図 4.39 鉄筋応力度 (PM3)

$\sigma - \varepsilon$ 関係はバイリニア型を想定して降伏後の応力度も読み取っている。図 4.31 と図 4.32 の柱と壁の境界面（破線部分）において平面保持が成立しておらず、柱と壁が別々の挙動をする傾向が見られた。特に、正載荷においてその傾向は顕著であった。

縦筋と同様に、横筋と柱帯筋（H1 ～ H7）のひずみ度を応力度に読み替えたものを図 4.31, 図 4.32 に併せて示してある。両試験体において負載荷時には壁横筋の降伏が見られなかったのに対し、変形角 $+1/250$ のときには、柱側の壁横筋が高い応力を負担していた。図 4.9, 図 4.10 に示す降伏時点を見ると、変形角 $+1/250$ 以降は、両試験体とも破壊形式は曲げ降伏型であったにもかかわらず、横筋（H1 ～ H7）もほとんど降伏していた。

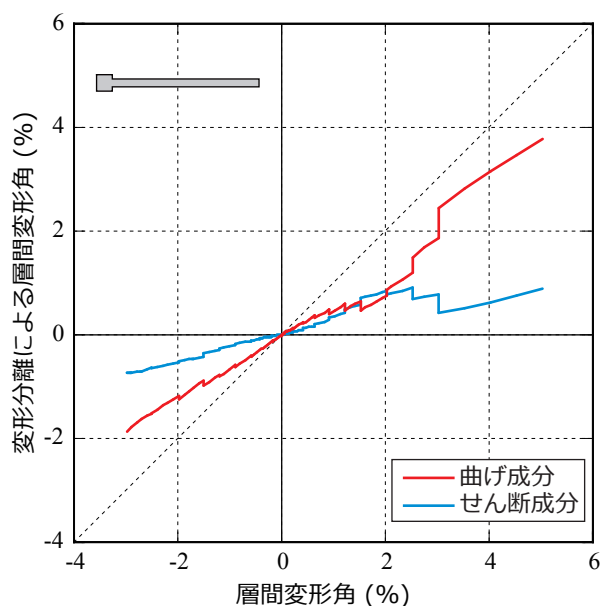


図 4.40 変形成成分の分離 (NL2)

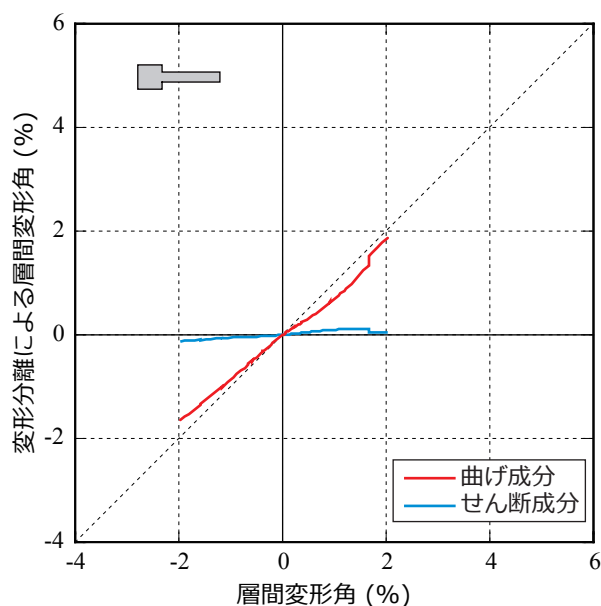


図 4.41 変形成成分の分離 (NS3)

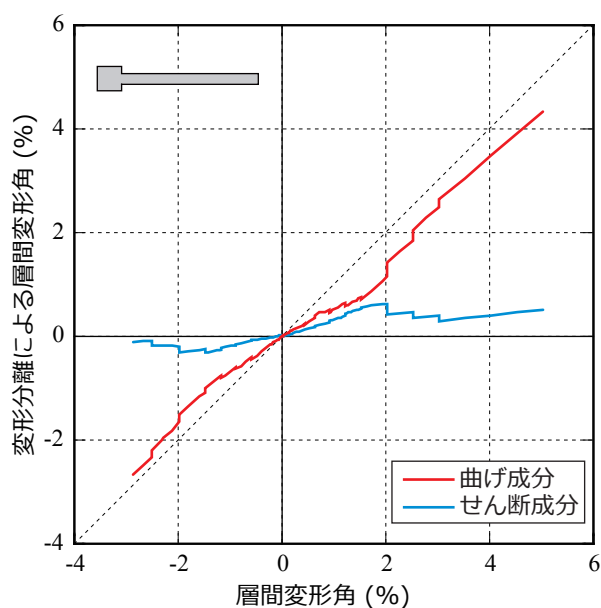


図 4.42 変形成成分の分離 (NM2)

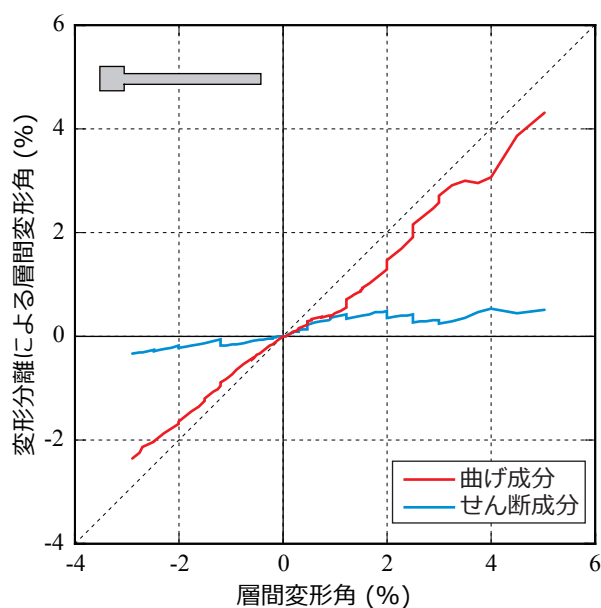


図 4.43 変形成成分の分離 (NM2')

引き続き、残りの試験体 8 体についても計測結果を示す。縦筋の応力度分布を見ると、正載荷・負載荷ともに変形角が小さいときには比較的平面保持仮定が成立している。しかし、変形角が大きくなると応力度分布のグラフが乱れてくる。これは降伏した鉄筋の応力度を算出する際に、単純化してバイリニア型を仮定していることが影響している。横筋は応力度が小さく、曲げ先行型であったことが確認できる。横筋の応力は柱と壁の境界で急変している。これは、柱幅と壁厚の差によってせん断応力が変わるという性質が如実に現れている。また、壁の端部拘束をしている領域での境界面でも横筋の応力度が変わっている。

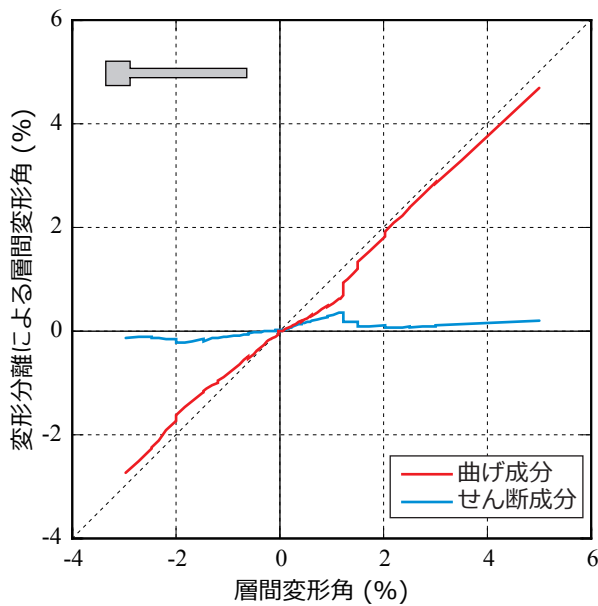


図 4.44 変形成分の分離 (NM3)

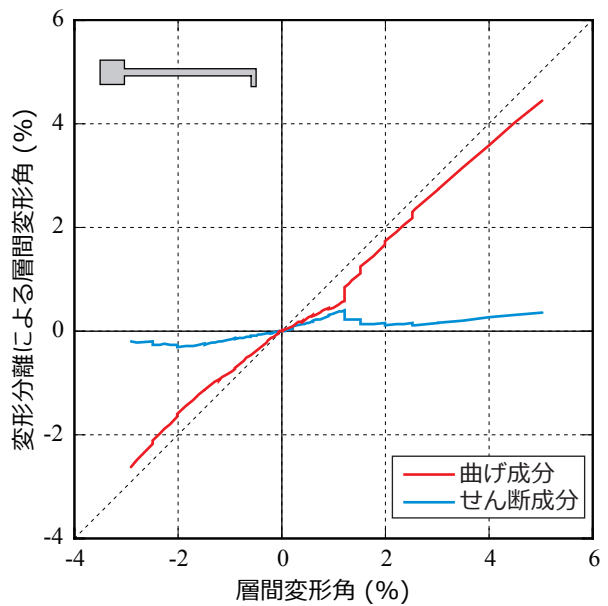


図 4.45 変形成分の分離 (PL6)

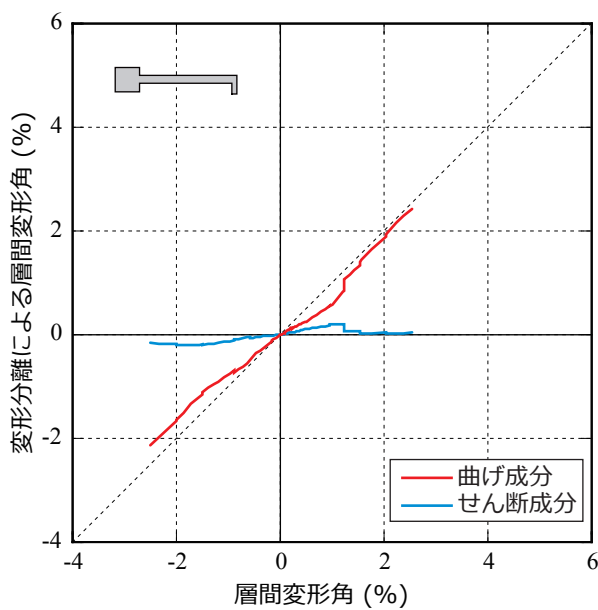


図 4.46 変形成分の分離 (PM5)

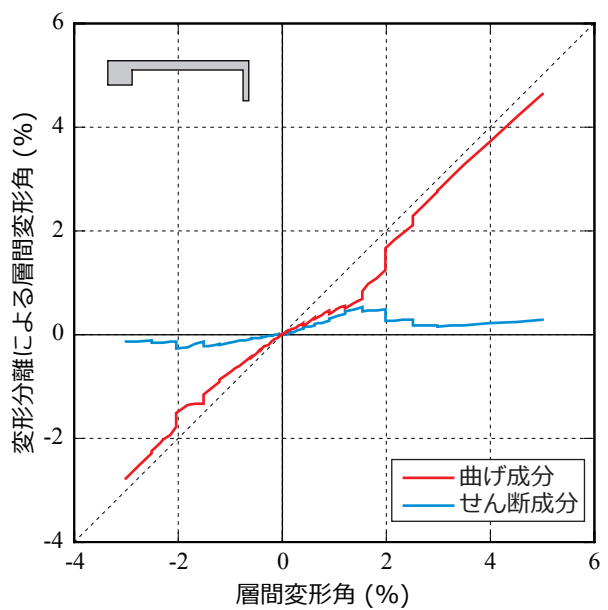


図 4.47 変形成分の分離 (PM3)

4.4.4 変形成分の分離

2章で行った方法を用いて、ここでも変形成分の分離を行った。結果を図4.40から図4.47に示す。層間変形角の増大とともに曲げ変形も増大していき、壁端部が曲げ圧縮破壊すると、曲げ変形成分が急激に増加するという傾向が全ての試験体について確認された。しかし、曲げ型の試験体であるにも拘らず、かなり大きなせん断変形成分が計測されていた。また、曲げ降伏した後もせん断変形が増加するという現象が確認された。そこで、実験時に撮影していた写真を確認すると、「ずれ変形」と呼べるような、図4.48に示す変形が確認できた。図4.48は試験体NL3の破壊状況を撮影したものである。ずれ変形は試験体によってその大小が様々であった。せん断変形として計測されている変形成分のうち、どの程度の変形がこのずれ変形によるものなのかを調べるために、ずれ変形を写真から計測することにした。ずれは図4.49のような関係を持って分布していることが確認でき、ずれは危険断面付近に多く発生していた。

ずれの大きかったNL2について、各ピーク時のずれを測定し、変形分離の結果とあわせて図4.50に示す。

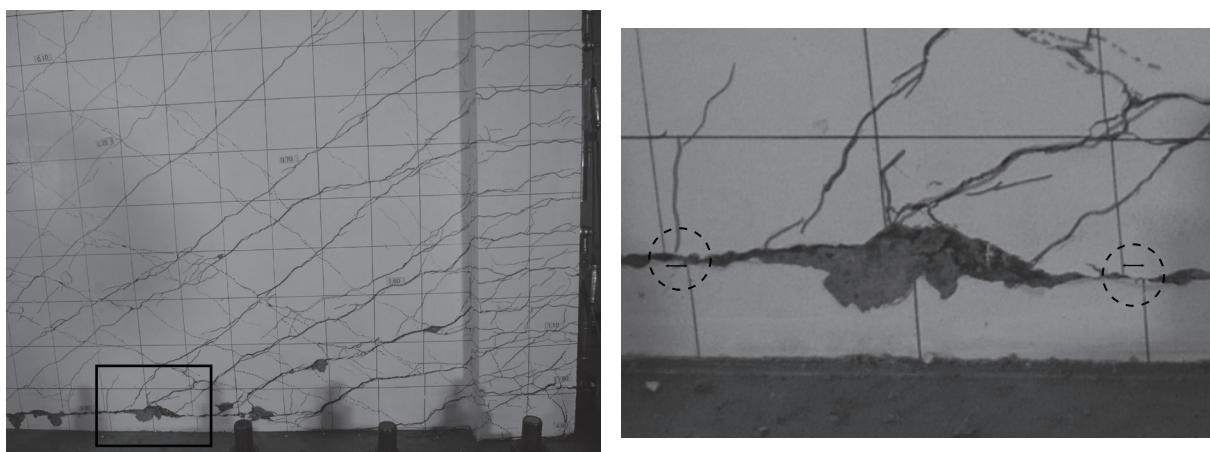


図 4.48 観測されたずれ変形 (NL2)

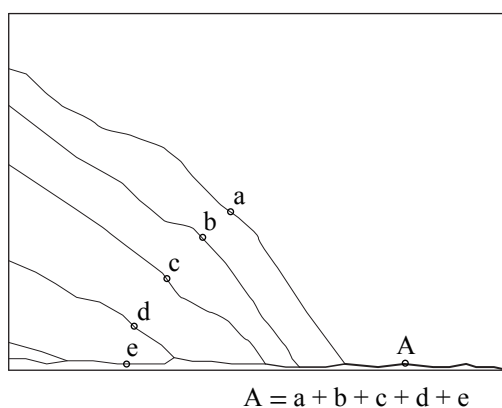


図 4.49 ずれ変形模式図

降伏点付近である変形角 $1/500$ のときにずれはほとんど観察されず、変形分離によるせん断変形は実際に壁がせん断変形した量に対応しているといえる。一方、曲げ降伏後の変形角 $1/250$ 以降のずれの計測値とせん断変形の増加の傾向は近い関係を示しており、曲げ降伏後のせん断変形増加は、曲げ降伏後のずれの増加が原因であると考えられる。

図 4.51 に全試験体の 80% 耐力低下点の直前のピーク時のずれとせん断変形の比較を示す。せん断変形の大きい試験体でずれ変形が大きくなっていることが確認されており、80% 耐力低下点でのずれ変形とせん断変形はよく対応している。

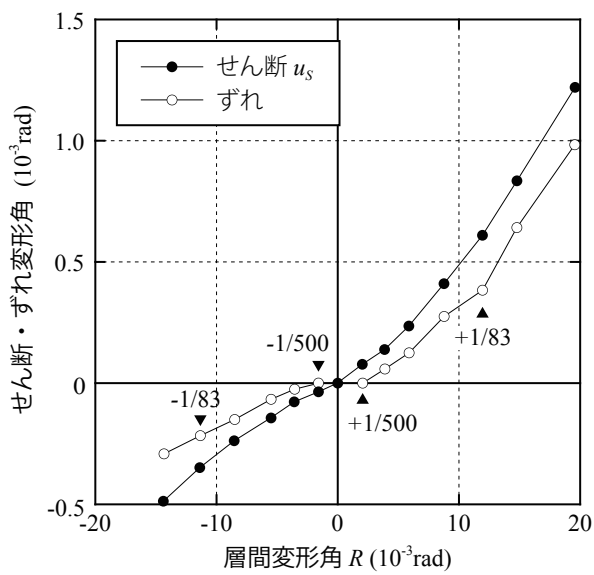


図 4.50 せん断変形とずれ変形 (NL2)

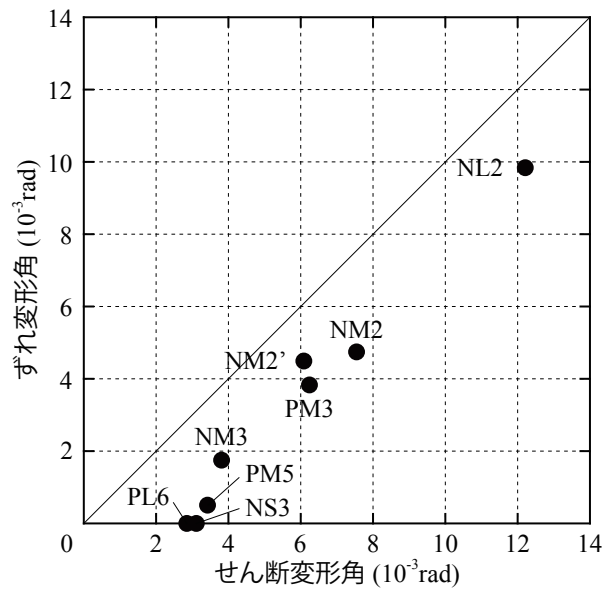
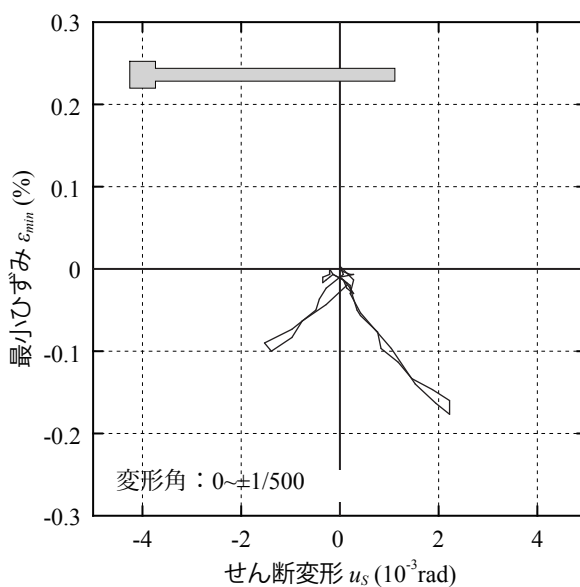
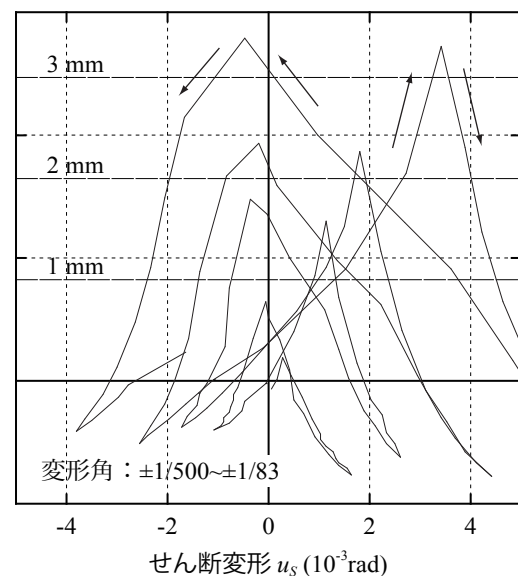


図 4.51 耐力低下時のずれ変形量の比較



(a) 曲げ降伏前



(b) 曲げ降伏後

図 4.52 最小ひずみとせん断変形角の関係 (NL2)

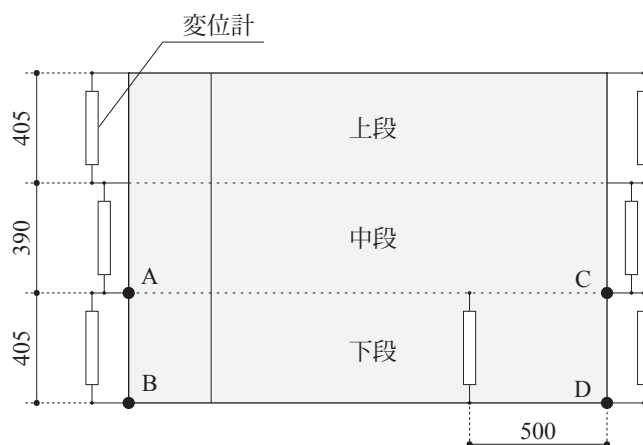


図 4.53 ひずみ計測位置

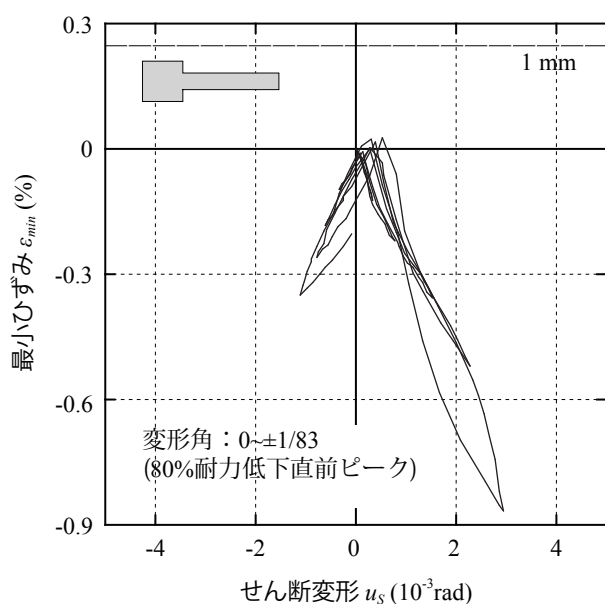


図 4.54 最小ひずみ (NS3)

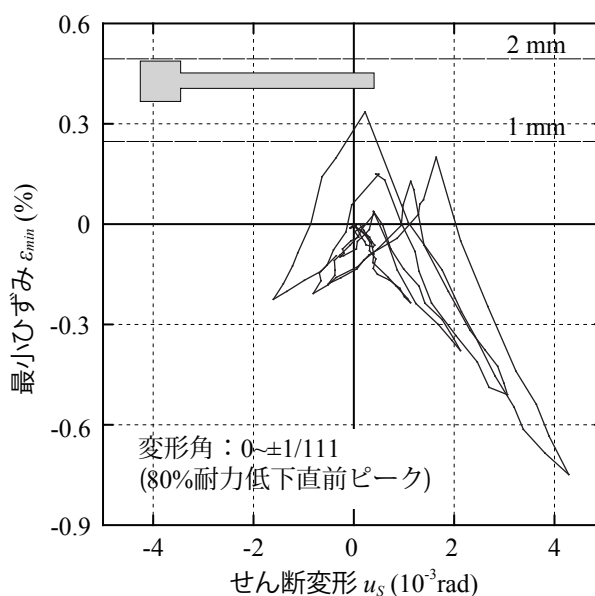


図 4.55 最小ひずみ (NM3)

耐力低下に至るまでのずれの増加の原因を分析するため、試験体の高さ方向のひずみに着目し、試験体 NL2 における最小ひずみとせん断変形との関係を図 4.52 に示す。最小ひずみは図 4.53 に示す下段の A-B 間および C-D 間のひずみ度の最小値としている。下段の変位計を用いた理由は、図 4.48 で示したように、ずれ変形が試験体の下部で観測されていたからである。

ずれの大きかった NL2 について、最小ひずみは曲げ降伏前 (変形角 $+1/500$ まで) はほとんど負側を推移し (図 4.52(a)), ずれもほとんど発生していない (図 4.50)。以降、最小ひずみは次第に正側を推移するようになり (図 4.52(b)), 同時にずれも確認されるようになった (図 4.50)。つまり、縦筋の降伏が始まると、全断面で残留引張ひずみが生じる ($\epsilon_{min} > 0$) ことがあり、その間にひび割れ面がずれ、せん断変形を増大させていたと考えられる。

さらに、NS3 では最小ひずみが常に負側を推移しており (図 4.54), 全断面で残留引張ひずみが生じることがなかったために、ひび割れ面でのずれが生じなかったといえる。また、比較的小さなずれの発生し

た NM3 の最小ひずみは，NL2 と NS3 の中間程度であり (図 4.55)，他の 5 つの試験体に関しても，最小ひずみが大きくなるほどずれも大きくなる傾向が見られた。

なお，本実験のコンクリートの最大骨材寸法は 13mm であり，図 4.48 に示すような 3mm 程度の y 方向変形量で発生するずれに対して骨材の抵抗は小さいと考えられる。また，本実験では全ての試験体において $[a_c(\text{柱主筋断面積}) \times \sigma_y(\text{柱主筋降伏応力})]$ が柱軸力 N を上回っており，鉄筋は軸力のみで圧縮降伏しないため，全断面で残留ひずみが生じる状態は十分に起こり得る。

このようなずれ変形は，他の研究でも観測されている。また，これを予測する試みも既になされており⁹⁸⁾，本実験の試験体における適用の可否は今後の課題とする。

4.5 限界曲げ変形角の算出方法

4.5.1 限界曲げ変形時の変形状態

ここでは、限界曲げ変形時の変形角を算出するために、本実験で観察された変形を図 4.56 のように単純化して考える⁷⁶⁾。文献 99) で用いられているモデルの仮定では、局部破壊が起こる際に、その領域の外では除荷に向かうとしている。また、文献 82) の実験でもこの現象が観測されている。本論でもこの仮定を踏襲し、弾性変形は小さく、無視できるものとする。つまり、限界曲げ変形時の変形角は変形が集中する領域 (図 4.56 の着色部分) で生じた変形で代表できると考え次式で片側柱つき壁の限界曲げ変形を概算する。

$$R = L^d \cdot \frac{\varepsilon_u}{x_n} \quad (4.1)$$

ここで、 ε_u はコンクリートが圧縮強度を失う時のひずみ度を表しており、この算出方法を次節で述べる。

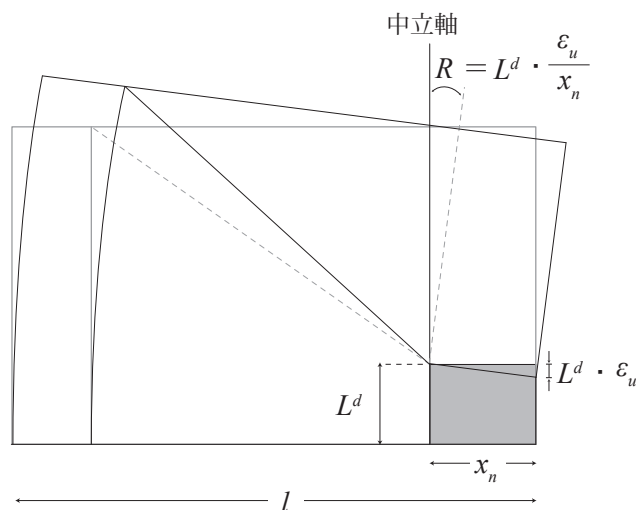


図 4.56 限界変形時の変形状態

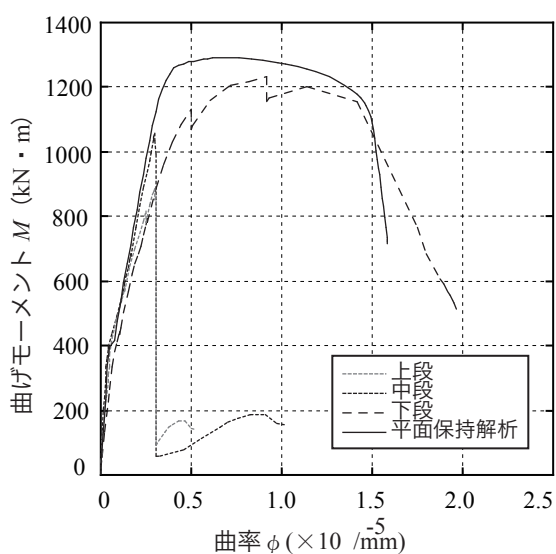


図 4.57 曲げモーメント-曲率関係 (NM5)

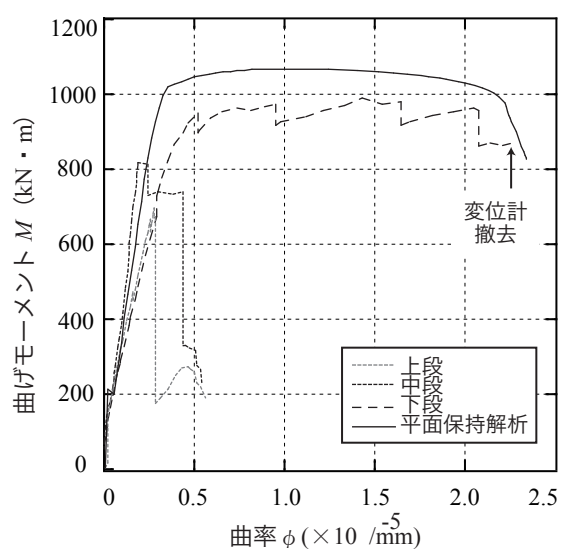


図 4.58 曲げモーメント-曲率関係 (NM4)

4.5.2 中立軸長さと限界曲率の算出方法

図 4.7, 図 4.8 で示した平面保持解析の結果から, モーメントが急激に低下するとき, 中立軸長さが急激に増加する現象および曲率が殆ど変化しないという現象が得られた。実験結果でもこの現象が起こっているか調べるために, 図 4.53 に示した変位計を用いて曲率を求めた。その結果を, 試験体 NM5 と NM4 についてそれぞれ図 4.57 および図 4.58 に示す。変形が集中する下段では, 曲げ降伏後には曲げモーメントが一定のまま曲率が増加していき, その後ある曲率で急激なモーメントの低下が起こっている。平面保持解析結果を図中に示してあるが, 実験結果と非常に良く対応している。

曲げモーメントが急激に減少するときの曲率を算出するために, 体力低下の原因を図 4.59 のように考えた。曲げモーメントを大きくしていくと圧縮縁でのひずみが大きくなり, 図 4.59(a) のように圧縮縁のコンクリートが圧縮力を負担できなくなる。さらに変形が進むと, コンクリートが負担すべき圧縮力 (軸力と引張鉄筋の引張力の和) は変わらず, 曲率が大きくなるので, 同ず (b) のような応力状態となる。この理由は, 圧縮力を負担している領域のコンクリートの平均負担応力度は, コンクリートの材料特性によってのみ決定され, 曲率によらないからである。つまり, コンクリートが負担すべき圧縮力が一定であれば, 圧縮力を負担しているコンクリートの面積は変わらないのである。よって, 図 4.59(c), (d), (e) に示すようにコンクリートが限界圧縮ひずみに達した後は, 中立軸長さが大きくなり, 曲率は一定のまま, 曲げモーメントが急激に低下していく。

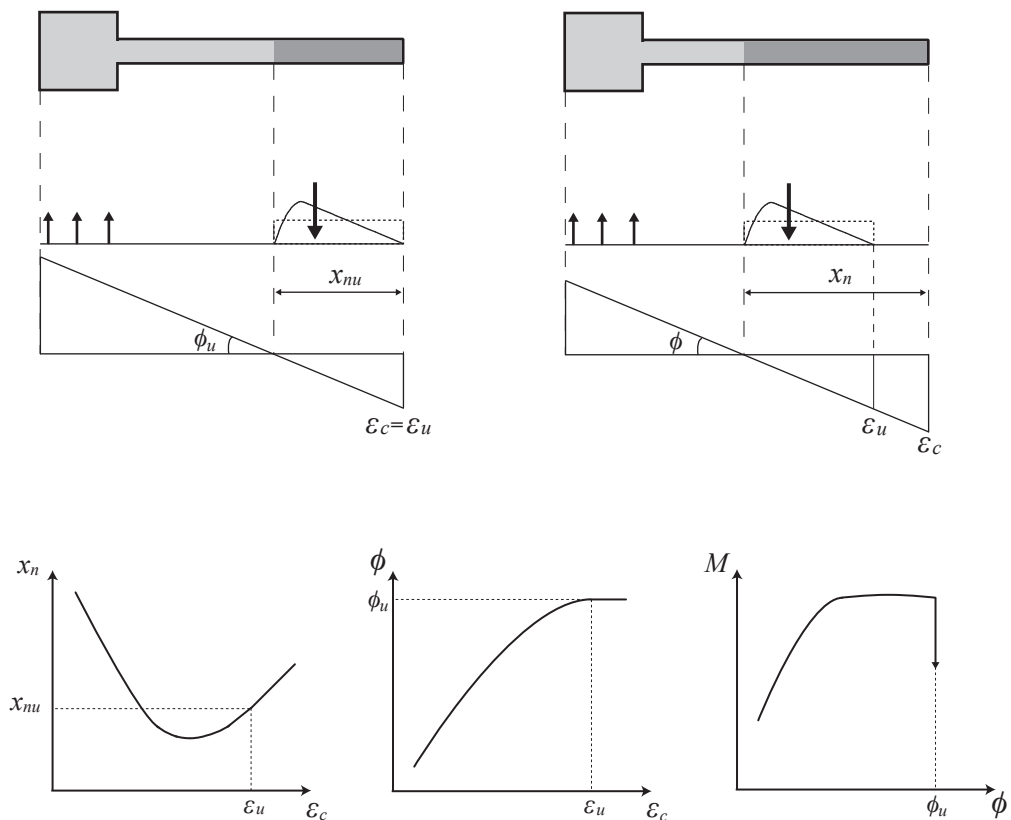


図 4.59 限界変形時の中立軸長さ, 曲率, 曲げモーメント

上記の論法に従えば、限界圧縮ひずみと、その時の中立軸長さが分かれば、限界曲率の算出は可能である。そこでまず、中立軸長さに関して検討する。中立軸長さの算出方法は既に式 (3.23) で示してあるが、本研究で用いている試験体に関して、壁圧縮時に中立軸が壁板内に存在することが明白であるので、簡略化して次式で算出可能である。

$$x_n = \frac{N + \sum a_t \sigma_y}{0.85 F_c t} \quad (4.2)$$

上式を用いて計算した中立軸長さと実験で計測されたひずみを用いて算出した中立軸長さおよび平面保持解析結果との比較を図 4.60 から図 4.63 に示す。曲げ降伏前までは実験で計測されたものと平面保持解析結果は良く対応している。曲げ降伏後には両者は離れていくが、計測値は中立軸長さが負の値をとり、信用に欠ける。よって、平面保持解析との比較で考えると、式 (4.2) で中立軸長さを略

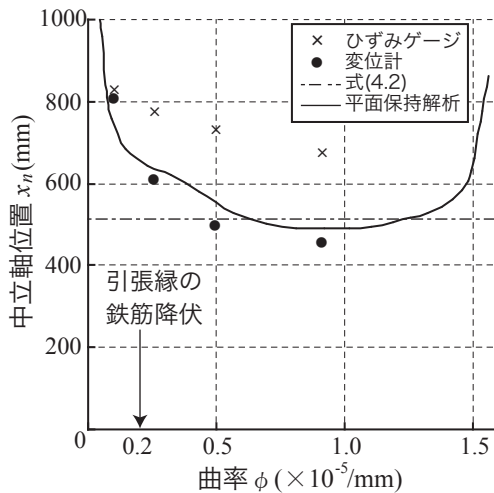


図 4.60 中立軸—曲率関係 (NM5)

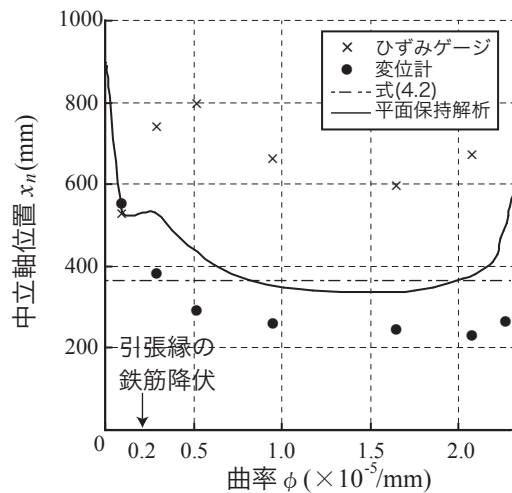


図 4.61 中立軸—曲率関係 (NM4)

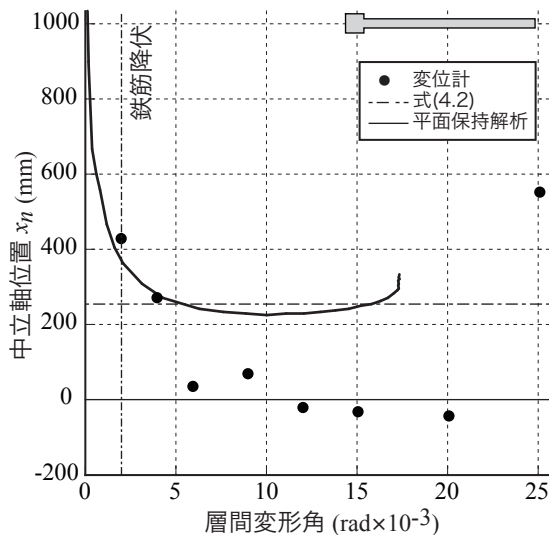


図 4.62 中立軸—曲率関係 (NL2)

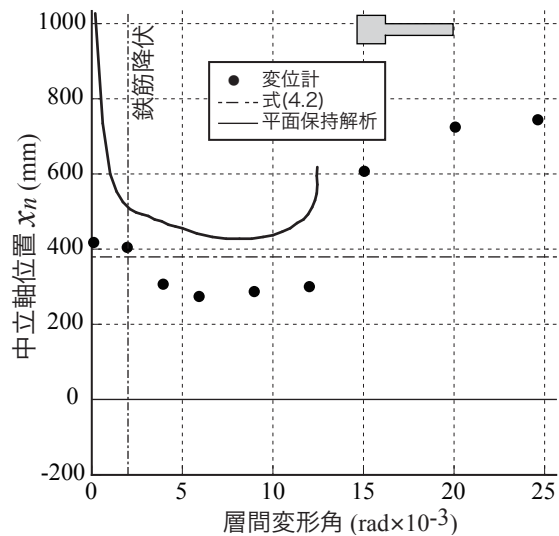


図 4.63 中立軸—曲率関係 (NS3)

算できるだろう。

次に、コンクリートの限界圧縮ひずみについて検討を行う。限界圧縮ひずみを算出するためには鉄筋による拘束効果を考慮する必要があるので、本研究では、コンクリートの応力-ひずみ関係は修正 Kent-Park モデル¹⁰⁰⁾を使用することにした。図 4.64 に本研究で用いた試験体 (NL2, NS3) のコンクリートを修正 Kent-Park モデルで評価した結果を示す。また、高強度コンクリートを用いている研究の例として田畑ら⁸²⁾の実験で用いられたコンクリートを評価したものを図 4.65 に示す。それぞれの図中にはコンクリート強度の 55% に相当する応力度を示してあり、本研究では、この応力度の時

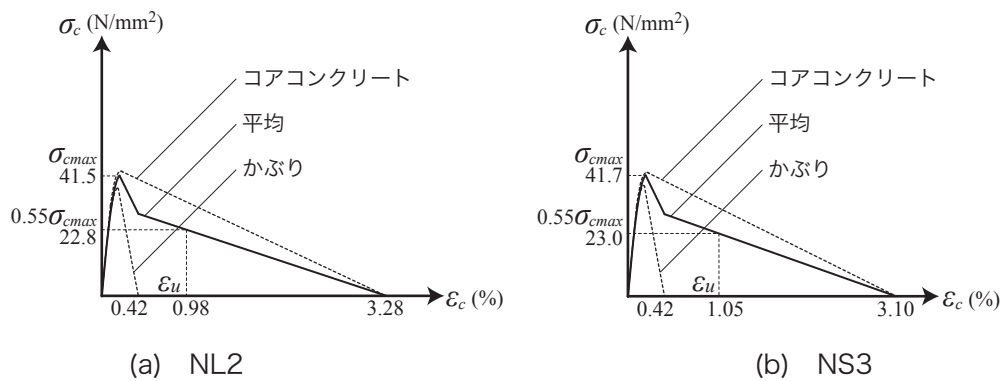


図 4.64 修正 Kent-Park モデルによる材料特性

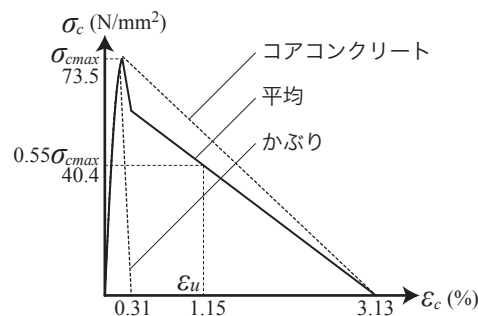


図 4.65 修正 Kent-Park モデルで評価した田畑らのコンクリート

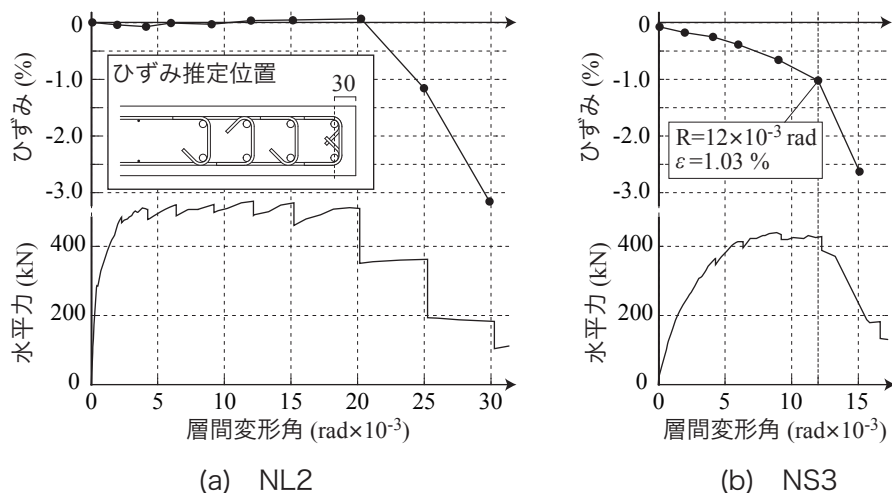


図 4.66 圧縮ひずみ-水平力関係

のコンクリートのひずみを限界圧縮ひずみとして定義することを提案する。その理由を図 4.66 に示す。同図は試験体 NL2 と NS3 について、圧縮ひずみと層間変形および水平力の関係を示したものであるが、上記の定義による圧縮限界ひずみ時に耐力低下が見られている。よって、実験からこの定義を満足する結果が得られたと判断した。

4.5.3 塑性ヒンジ領域長さ

圧縮変形が集中する領域 L^d は、柱の曲げ圧縮破壊に関する研究では、柱せいと同じ程度とする仮定がしばしば用いられている^{例えば 75)}。本実験での圧縮ヒンジ領域長さを推定するために、図 4.67 から図 4.71 に本実験での壁端部破壊状況を示す。また、図中にはそれぞれの試験体の壁厚の 2.5 倍の長さを矢印で示してある（理由は後述）。本実験で用いた試験体では部材せいは壁厚の 8 ～ 20 倍ほどの長さがあり、実験結果からは、この長さが圧縮ヒンジ領域長さと同程度であるとは考えられない。また、式 (4.1) において L^d を部材せいとした場合には実験結果と全く対応しない。NL2 と NS3 を比較すると、NL2 の部材せいは NS3 の部材せいのおよそ 2 倍程度であるにも関わらず、圧縮ヒンジ領域長さはそれほど違いがないように見える。また、試験体 NM2 と NM2' を比較すると、圧縮ヒンジ領域長さは同程度であると考えられる。この 2 体は幅止め筋の有無に違いがあるが、これによって圧縮ヒンジ領域長さに違いが生じることは無いと考えてよいだろう。図 4.71 は直交壁を有する試験体 PM3 の破壊状況であるが、直交壁が無い試験体と比較すると、若干、圧縮ヒンジ領域長さが長くなっているように見える。

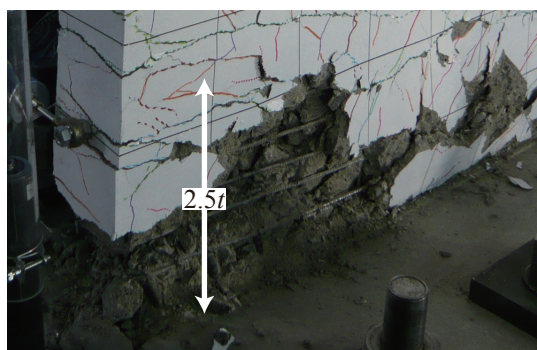
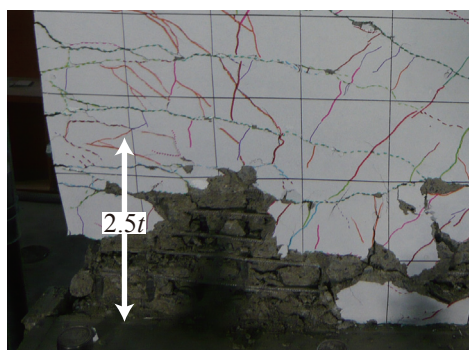


図 4.67 壁端部圧縮破壊状況 (NL2)

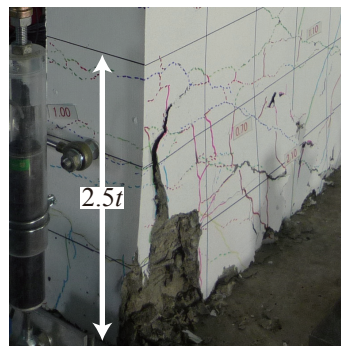
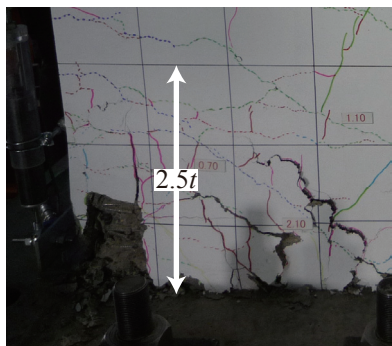


図 4.68 壁端部圧縮破壊状況 (NS3)

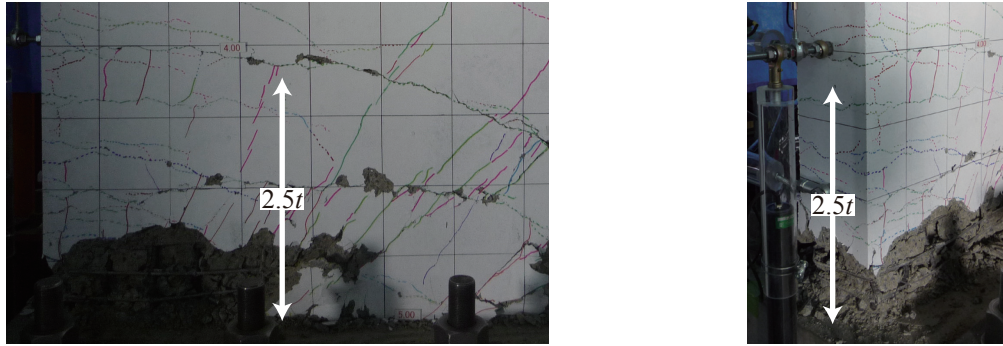


図 4.69 壁端部圧縮破壊状況 (NM2)

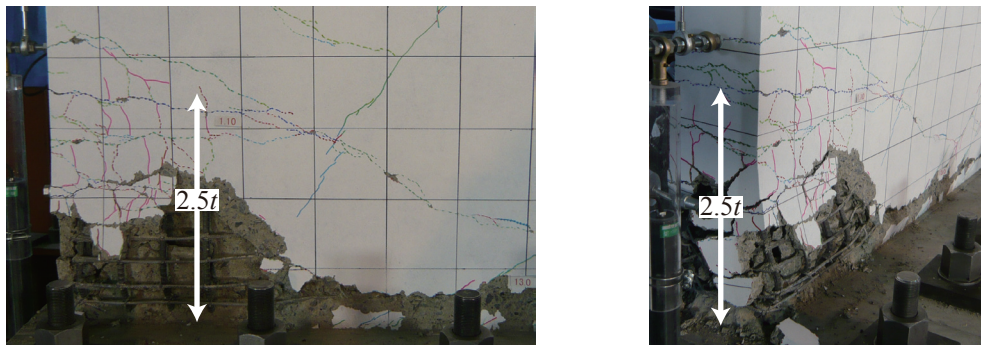


図 4.70 壁端部圧縮破壊状況 (NM2')

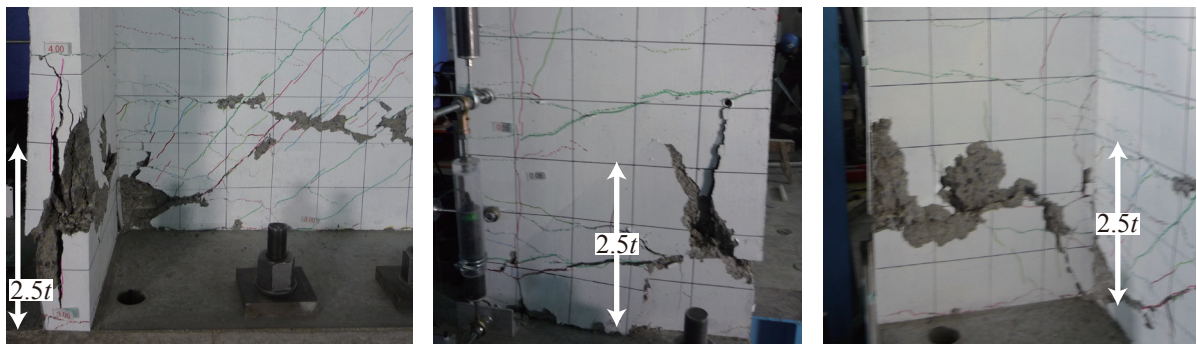


図 4.71 壁端部圧縮破壊状況 (PM3)

図 4.72 は L^d が部材せい l に比例すると仮定して、80% 耐力低下時の層間変形角と l/x_n との関係をプロットしたものである。試験体の一部で図 4.48 で示したようなずれ変形（最大でおよそ 13mm）が観測されていたため、層間変形角は曲げ成分のみを抽出してプロットした。曲げ成分の算出は図 4.53 に示す変位計の計測値を用いて行った。図中には本実験の試験体に加えて、既往のコア壁の研究⁸²⁾の結果をプロットしてある。この研究では曲げ変形の全体変形に占める割合が記してあるため、本実験との比較が可能であった。層間変形角と l/x_n との関係は相関係数が 0.52 であり、相関関係は大きくない。図中に一点鎖線で示した最小 2 乗法による回帰直線の切片は原点から遠く、式 (4.1) と相反する結果となっている。なお、図中に示した回帰直線と相関係数の算出に当たって、NM2' は除外した。NM2' には幅止め筋が配筋されていないために ε_u が他の試験体よりも小さくなると思ったからである。

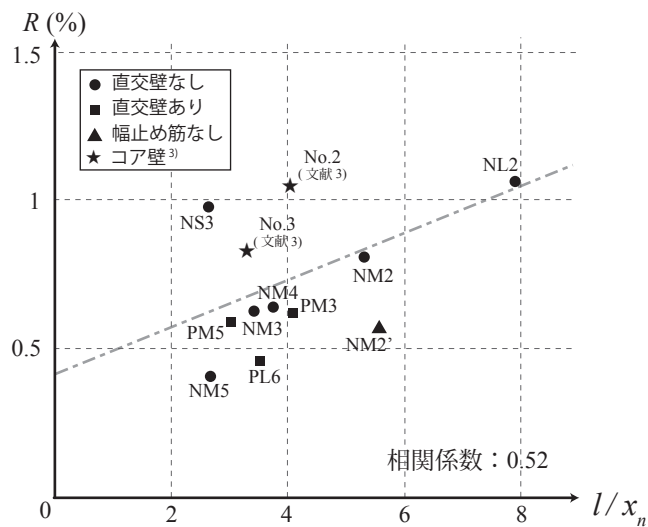
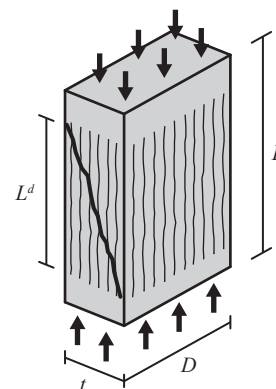
図 4.72 曲げ変形性能と l/x_n の関係

図 4.73 圧縮ヒンジ領域

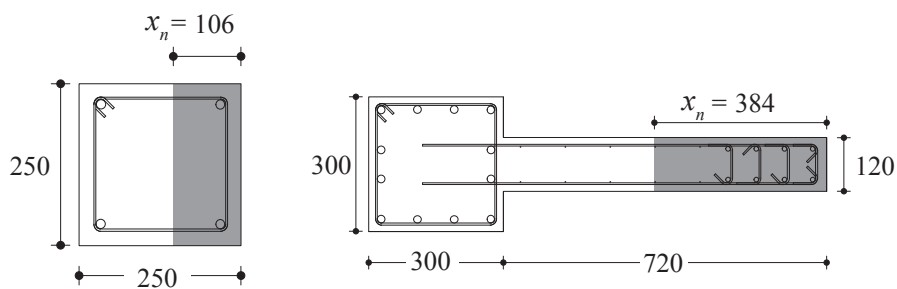
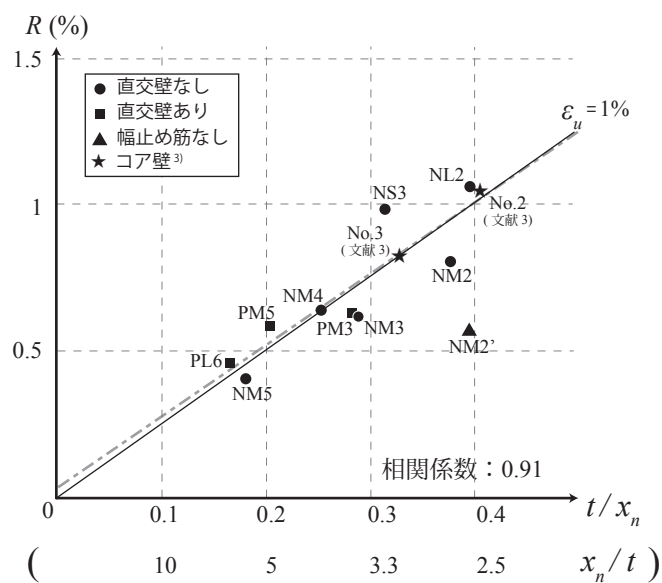


図 4.74 柱と壁の圧縮領域

図 4.75 曲げ変形性能と t/x_n の関係

文献 99) では一辺の長さを変化させたコンクリートの中心軸圧縮試験の実験結果を用いて、 L^d の長さは短辺の 2.5 倍程度 (但し $L^d < L$) になるという結論を導いている (図 4.73)。また、図 4.67 から図 4.71 の破壊状況から、変形が集中していると考えられる領域 L^d は同程度に見える。それぞれの図中に矢印で示してきた壁厚の 2.5 倍は、本研究で用いた試験体について概ね L^d とほぼ等しくなるという傾向が見られた。図 4.3 で示したように、本研究の試験体では圧縮領域の一辺 x_n と壁厚 t を比べると、 t の方が短くなっているため、上記では壁厚の 2.5 倍を図中に示していた。しかし、例えば文献 74) などの既往の研究における柱について考えると、図 4.74 に示すように、柱幅よりも中立軸長さ x_n の方が短くなる傾向にある。よって、この柱については、中立軸長さのおよそ 2.5 倍が柱せいとなっており、文献 99) の仮定 (圧縮ヒンジ領域長さは圧縮領域の短辺方向の 2.5 倍) と矛盾しない。また、文献¹⁰¹⁾ で検討されている方法とも齟齬しない。

上記の考察から、変形が集中する領域の長さ L^d が壁厚 t に比例すると考えて、80% 耐力低下時の層間変形角と t/x_n との関係をプロットしたものが図 4.75 である。相関係数は 0.91 であり、正の相関が強いことが分かった。また、最小 2 乗法による回帰直線の切片は原点に近く、式 (4.2) において L^d が壁厚 t に比例すると考えてよい。

この結果から、本論では L^d を壁厚の 2.5 倍と考えると層間変形角を次式で算出する。

$$R = \frac{2.5t}{x_n} \varepsilon_u \quad (4.3)$$

式 (4.3) で ε_u を 1% と仮定した直線を図 17 に示してある。これは、実験結果から得られた圧縮限界ひずみが概ねこの程度であったことから、この値を用いた。実験結果は式 (4.3) と同様の比例関係が成立している。

4.5.4 実験結果および既往の評価方法との比較

式 (4.3) による評価を文献 102) による軸力-変形性能関係の観点から再考したものが図 4.76 である。文献 102) では縦軸を軸力比、横軸を偏平率として図中の一点鎖線で囲んだ領域が示されており、I～IV の順に変形性能が大きくなっている。図 4.76 の縦軸はコンクリートが負担すべき圧縮力を表すが、単純化のために a_t は柱型の中にある鉄筋として計算した。つまり、文献 82), 103)~105) の試験体や文献 102) が対象としている壁柱では、柱型がないために鉄筋は考慮されず、軸力比と一致する。よって、文献 102) のグラフはそのまま重ねた。図中には式 (4.3) において ε_u を 1% とし、層間変形角 $R=1/50, 1/100, 1/200$ の 3 通りについて示した。本研究および文献 82) の試験体計 12 体を、実験で計測された曲げ成分のみによる変形角で分類して記した。本研究での試験体は、コア壁に比べると壁厚が小さく、 l/t が大きい。式 (4.3) は文献 102) の変形性能評価方法と類似した傾向を示している。

4.6 まとめ

本章では，柱型を省略した耐震壁の曲げ変形性能を評価する方法を確立するために実験を行った。試験体のパラメータは，軸力，壁の長さ，厚さ，直交壁の有無，壁端部拘束筋の有無である。実験結果から得られた結論を以下に要約する。

- ①．枠柱を省略した耐震壁の変形性能は，中立軸長さ，圧縮限界ひずみおよび圧縮ヒンジ領域長さをを用いて式 (4.3) で評価できる。
- ②．中立軸位置は3章で提案した方法をさらに単純化して式 (4.2) で評価できる。
- ③．圧縮限界ひずみは，修正 Kent-Park モデルを用いてコンクリートの材料特性を評価し，応力がコンクリート強度の 55% まで低下したときのひずみを用いて求められる。
- ④．圧縮ヒンジ領域長さは圧縮領域の短辺の 2.5 倍としてよい。一般的には，壁端部が圧縮領域となる場合は壁厚の 2.5 倍が圧縮ヒンジ領域長さとなる。
- ⑤．壁柱の曲げ変形性能評価方法と比較した図 4.76 から，本研究で提案した方法は壁柱も含めて，壁部材の曲げ変形性能を評価できる。
- ⑥．片側に柱型を有する耐震壁は，壁端部が圧縮破壊した後も，柱は損傷が少なく，大きく変形をさせても軸支持能力・柱の水平耐力には問題が無かった。よって，壁板の破壊を許容する設計を行っても良いと考える。

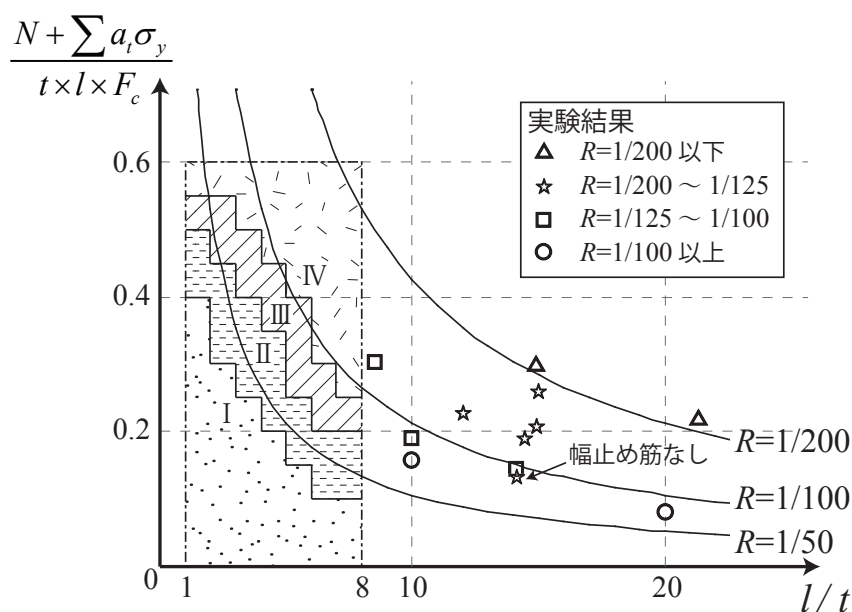


図 4.76 壁柱の変形性能評価法との比較

第 5 章

枠柱を省略した耐震壁の復元力特性

5.1 はじめに

2 章から 4 章で検討してきたことに、初期剛性、ひび割れ強度、および剛性低下率に関して検討を加えることで枠柱を省略した耐震壁の復元力特性を評価することが可能となる。ここでは、計算による復元力特性を実験結果と比較しながら、その妥当性を検証する。

黄色本には、復元力特性を求めるためのモデル化として、ブレース置換法、線材置換法、3 本柱モデル¹⁰⁶⁾などが紹介されている。耐震壁は柱や梁と比べて部材せいが大きく、変形も複雑になることから、より精確にモデル化することが必要とされるが、黄色本では線材によるモデルかも十分な精度を有しているとしている。よって、本研究では、モデル化が容易であるということも考慮して、線材化モデルを採用することにした。

しかし、本研究で対象としている耐震壁は、部材せいが大きいだけでなく、異型断面であるという点でも柱や梁と大きく異なる。弾性範囲内においては異型断面であっても剛性を適切に評価することは可能であるが、ひび割れ発生後の挙動に関しては確認する必要がある。本研究では、壁の張出し長さが長いものもあり、柱幅と壁厚の比や配筋状態、特に壁筋比などがひび割れ発生後の剛性に影響してくる可能性もある。そこで、本研究で用いた試験体の実験結果を利用して、線材モデルが枠柱を省略した耐震壁にも適用可能か検討した。

モデル化した耐震壁の復元力特性を計算する方法としては、現在、実構造設計の場で使用されているものとして、RC 規準と黄色本を例に取り上げた。

5.2 RC 規準を準用した復元力特性

5.2.1 初期剛性

初期剛性に関しては RC 規準では詳細まで記載されていない。ここでは構造設計で一般的に行われているように、せん断に関しては弾性を仮定した曲げせん断型の初期剛性を用いることにする。つまり、曲げ剛性を k_f 、せん断剛性を k_s とすると初期剛性 k は次式で計算できる。

$$k = \frac{1}{\frac{1}{k_f} + \frac{1}{k_s}} \quad (5.1)$$

ここで曲げ剛性は、本研究で用いた载荷方法から、図 5.1 に示す曲率分布を積分することによって算出する。図 5.1 に示した载荷方法は 4 章で示した試験体のうち 8 体について使用したものである。反曲点位置が試験体頂部よりも上方にあることから、曲率分布は台形となる。試験体の危険断面から高さ方向に x をとれば

$$\phi = \frac{Q}{EI}(a-x) \quad (5.2)$$

$$\theta = \frac{Q}{EI}\left(ax - \frac{1}{2}x^2\right) \quad (5.3)$$

の関係を経由して

$$\delta = \frac{Q}{EI}\left(\frac{1}{2}ax^2 - \frac{1}{6}x^3\right) \quad (5.4)$$

となる。よって、実験において水平変位を計測した試験体頂部位置における変形量に着目すれば

$$\delta_h = \frac{Q}{EI}\left(\frac{1}{2}ah^2 - \frac{1}{6}h^3\right) \quad (5.5)$$

の関係が成立している。即ち、水平力と水平変形量とをつなぐ曲げ剛性は

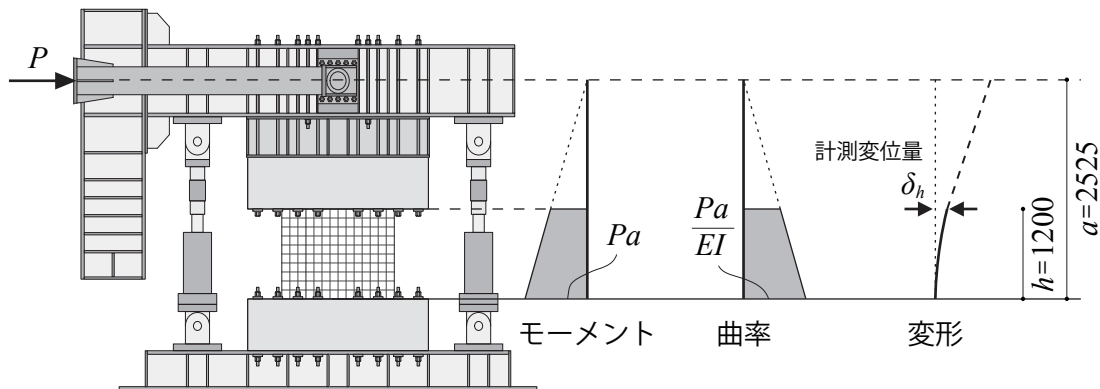


図 5.1 変位計測位置における変形量の算出方法

$$k_f = \frac{6EI}{3ah^2 - h^3} \quad (5.6)$$

で評価できることになる。

次にせん断剛性は次式で評価できる。

$$k_s = \frac{GA}{\kappa l} \quad (5.7)$$

ここで、 G はせん断弾性係数、 A は部材断面積であり、 κ は断面形状から決まる定数である。せん断弾性係数の算出にあたって、ポワソン比は 0.2 を使用した。矩形断面であれば κ を 1.2 とすればよく、異型断面では形状係数を算出する必要がある。RC 規準では、I 型の耐震壁の場合には κ を求めずに、 A/κ を壁厚と部材せいの積とすることによって有効せん断断面積としてよいとなっている。この研究では、I 型ではない断面積を含んでいるため、RC 規準による方法を踏襲してせん断剛性を算出できるか検討を行った。

片側柱つき壁の図心は図 5.2 に示すように、壁の厚さと長さによって壁の内部に存在するのか、柱の内部に存在するのかが決まる。ここでは図心が存在する位置によって場合分けを行って、断面形状係数の算出を行う。I 型耐震壁の断面形状係数は富井によって図表が作成されており¹⁰⁷⁾、ここでは計算結果をその図表に合わせて表記する。断面形状係数の算出にあたってはまず、外力による仕事と内力による仕事の釣合条件から、

$$\frac{1}{2}Q\delta = h \int \frac{\tau^2}{2Q} dA \quad (5.8)$$

が成立する。これをせん断変形による層間変形角とせん断応力との関係に読み替えると

$$R = \frac{\delta}{h} = \frac{1}{QG} \int \tau^2 dA \quad (5.9)$$

となる。

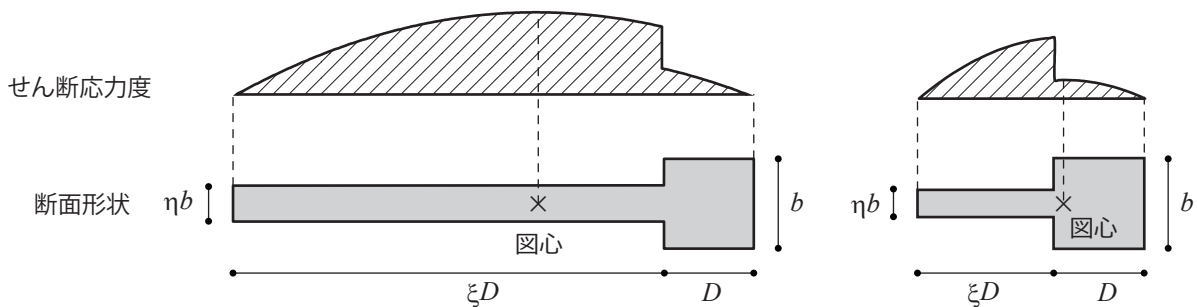


図 5.2 図心位置の異なる異型断面のせん断応力度

ここで，せん断応力度およびその積分値を算出する前に以下に断面によって決まる諸元を整理して記す。

$$\text{部材総断面積} \quad A = (1 + \eta\xi) bD \quad (5.10)$$

$$\text{壁端部から図心までの長さ} \quad l_c = \frac{1 + 2\xi + \eta\xi^2}{2(1 + \eta\xi)} D \quad (5.11)$$

$$\text{断面 2 次モーメント} \quad I = \left\{ (1 + \eta\xi^3) + \frac{3\eta\xi}{(1 + \eta\xi)} (1 + \xi)^2 \right\} \frac{bD^3}{12} \quad (5.12)$$

図心が壁内部にある場合を例として考えると，せん断応力度は図 5.2 に示すように，壁端部からの距離を x とした時に，

$$(1) \quad 0 \leq x \leq l_c \quad \frac{Q}{2I} (-x^2 + 2l_c x) \quad (5.13)$$

$$(2) \quad l_c \leq x \leq \xi D \quad \frac{Q}{2I} \left\{ -x^2 + 2l_c x + \left(\alpha^2 - l_c^2 + \frac{1}{\eta} \beta^2 - \frac{1}{\eta} \alpha^2 \right) \right\} \quad (5.14)$$

$$\text{ただし, } \alpha = \xi D - l_c = \frac{\eta\xi^2 - 1}{2(1 + \eta\xi)} D, \quad \beta = (1 + \xi)D - l_c = \frac{\eta\xi^2 + 2\eta\xi + 1}{2(1 + \eta\xi)} D$$

$$(3) \quad \xi D \leq x \leq (1 + \xi)D \quad \frac{Q}{2I} \{ -(x - l_c)^2 + \beta^2 \} \quad (5.15)$$

となる。これを式 (5.9) に代入して積分すれば断面形状係数を算出することが出来る。算出した断面形状係数を図 5.3 に示す。また，直交壁のない試験体について計算した断面形状係数を用いた場合の A/κ と RC 規準に従って求めた有効せん断断面積との比較を表 5.1 に示す。壁厚が小さい場合や壁長さが短い場合にはせん断剛性を過小評価してしまうが，本研究で用いた試験体程度であれば，RC 規準による方法を用いて問題ないことが確認された。軽微な袖壁が取り付く柱では注意する必要がある。特に，壁圧が薄く，図心が壁と柱型との境界付近に位置する場合は，RC 規準に概算を用いると相当異なる値となってしまう可能性が図 5.3 から見て取れる。

5.2.2 ひび割れ強度

上述のように，ここではせん断に関して弾性を仮定しているため，曲げひび割れ強度のみ示す。壁つき部材の曲げひび割れ強度は RC 規準に記載されており，それを使用する。なお，使用する式は次式である。

$$M_c = \left(0.56\sqrt{F_c} + \frac{N}{A} \right) Z + Ne \quad (5.16)$$

記号の説明は省略する。

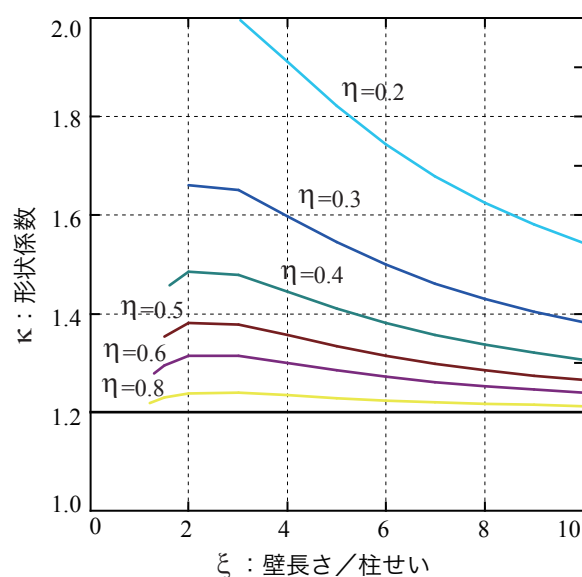


図 5.3 片側柱付き壁の形状係数

表 5.1 有効せん断断面積

	A/κ	有効せん断断面積
NL3	173	167
NS3	118	102
NM3	185	174
NM2	242	231
NM2'		
NM5	122	110
NM4		

単位: $\times 10^3 \text{ mm}^2$

5.2.3 剛性低下率

せん断に関しては弾性範囲内にあるという仮定をここでも貫徹し、剛性低下率 α_y は曲げ剛性に関してのみ乗じることとする。つまり、降伏時剛性は次式で計算できるものとする。

$$k = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_y k_f} + \frac{1}{k_s}} \quad (5.17)$$

剛性低下率 α_y は RC 規準に従って次式で算出する。

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_t + 0.043\frac{a}{D} + 0.33\eta_0 \right) \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (5.18)$$

これを本研究で用いた異型断面部材に適用するに当たっては、以下のような仮定を用いた。

- ・ 引張鉄筋比は 3 章で求めた中立軸位置から引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和を部材断面積で除したものとする
- ・ 軸力比は軸力を部材断面積で除したものとする
- ・ 有効せいは次式で算出する

$$d = \frac{\sum a_{ii}(d_i - x_n)^2}{\sum a_{ii}(d_i - x_n)} + x_n \quad (5.19)$$

式 (5.19) の第 1 項は、最も引張側の鉄筋が降伏する時の、「引張鉄筋による中立軸周りの曲げモーメント寄与分」を「引張力の総和」で除したものである。よって、式 (5.19) の d は、最も引張側の鉄筋が降伏する時の、圧縮縁から引張力中心までの長さを表す。

5.2.4 実験結果との比較

上述の方法で算出した復元力特性を実験結果と比較し、図 5.4 から図 5.11 に示す。壁長さや壁厚、直交壁の有無に関係なく、おおむね良好に評価できることが確認された。さらに、本研究の試験体よりも壁長さが短いものや、両側に壁が張り出す部材も含めて検討するために、既往の実験結果 (108), 56), および 40) に上述の方法を適用したものをそれぞれ図 5.12 ~ 図 5.13 に示す。これらも良好に評価できることが確認された。また、剛性低下率に着目して、本研究および既往の研究に関して実験結果と計算結果を比較したものをそれぞれ図 5.15(a), (b) に示す。実験での剛性低下率を算出するに当たり、最大耐力の 80% に水平荷重が達したときを降伏点として定義して計算を行った。また、初期剛性は実験結果に対しても式 (5.1) を用いて計算している。矩形断面に対する菅野式 (5.18) の精度と同等の精度が柱つき壁に対してもあると言える。

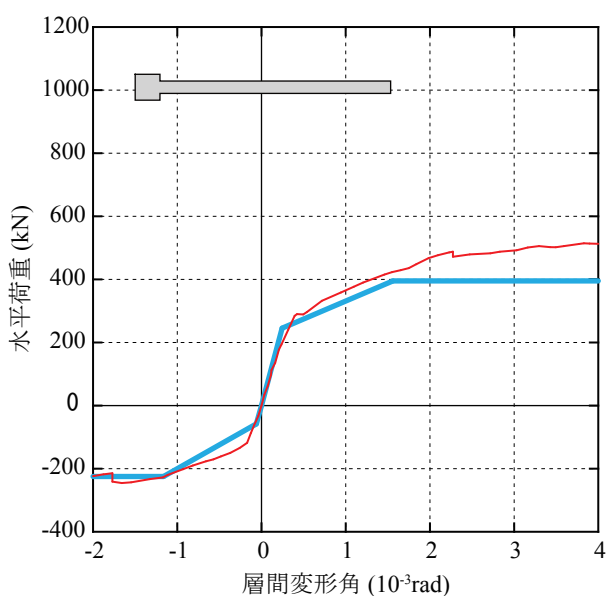


図 5.4 RC 規準による復元力特性 (NL2)

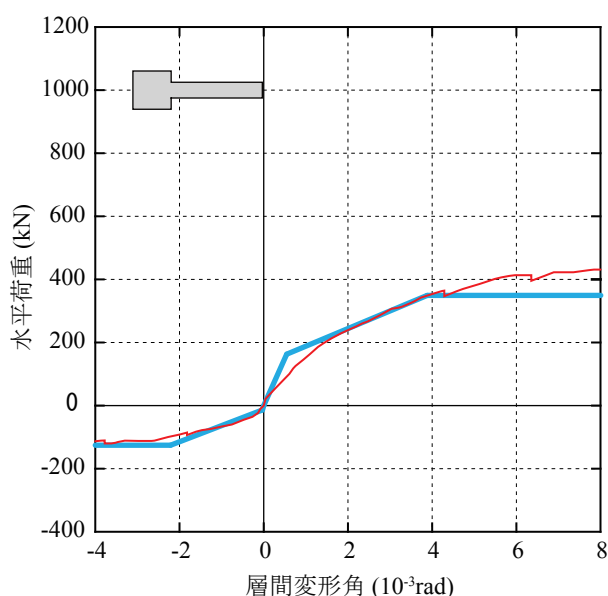


図 5.5 RC 規準による復元力特性 (NS3)

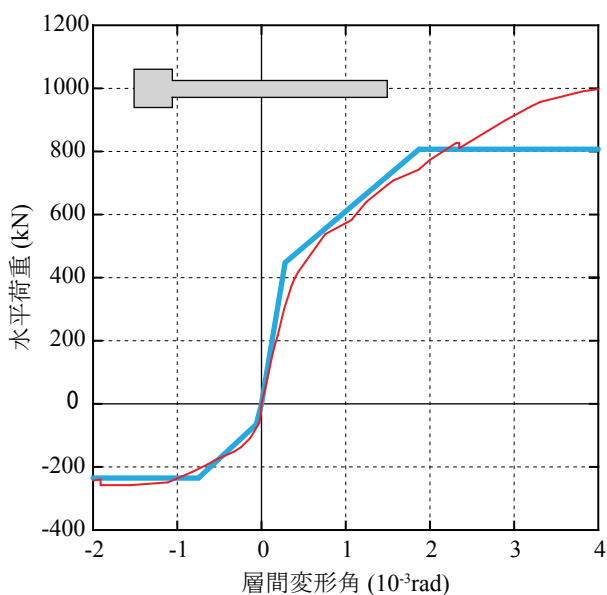


図 5.6 RC 規準による復元力特性 (NM2)

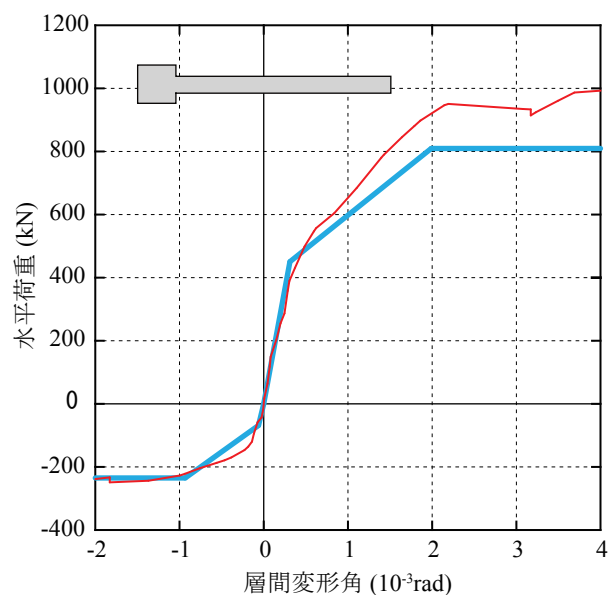


図 5.7 RC 規準による復元力特性 (NM2')

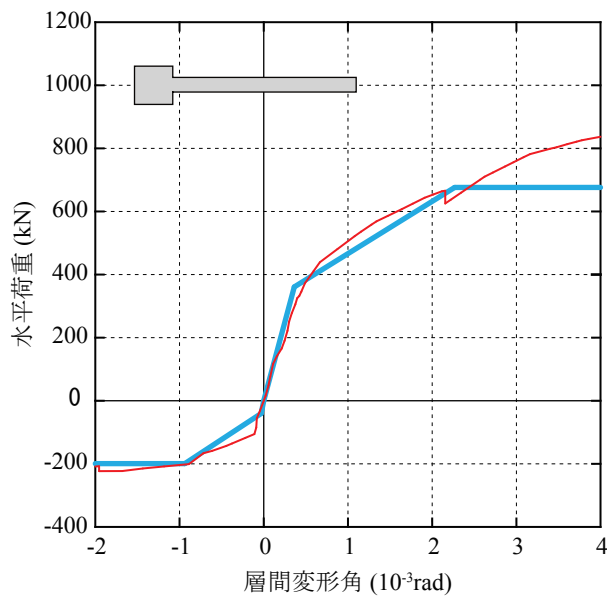


図 5.8 RC 規準による復元力特性 (NM3)

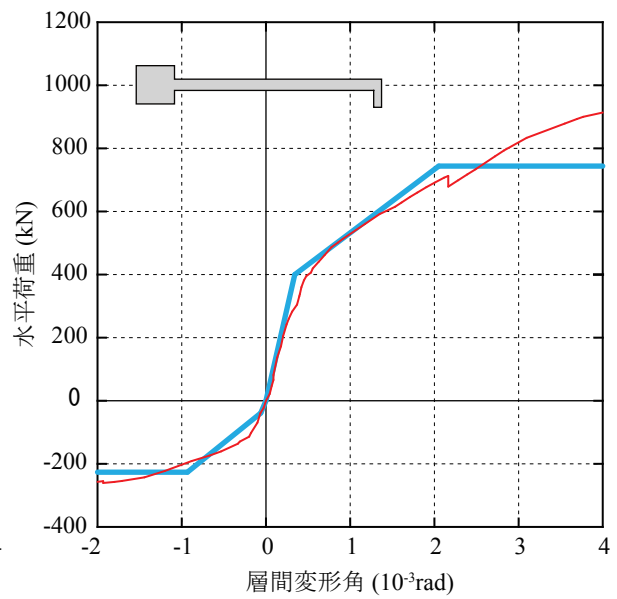


図 5.9 RC 規準による復元力特性 (PL6)

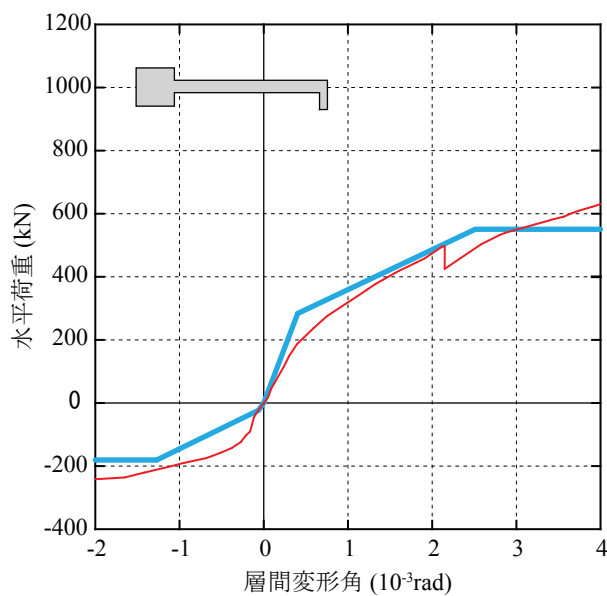


図 5.10 RC 規準による復元力特性 (PM5)

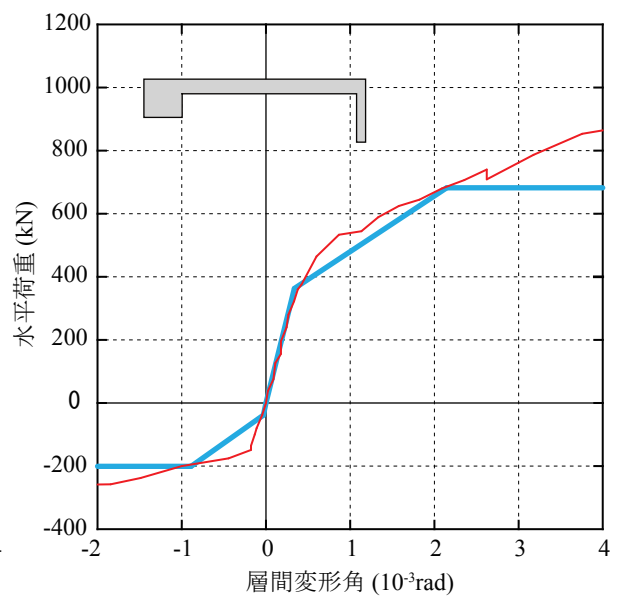


図 5.11 RC 規準による復元力特性 (PM3)

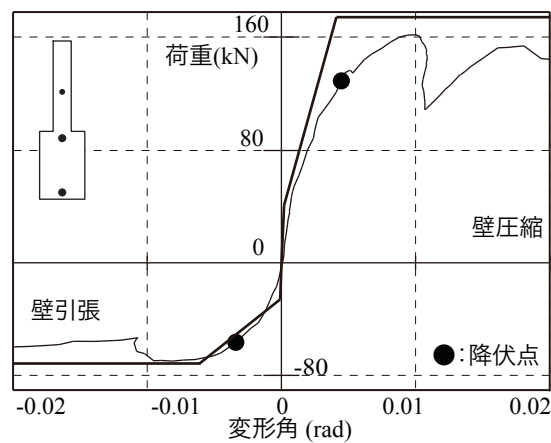


図 5.12 RC 規準による復元力特性 (市之瀬らの実験)

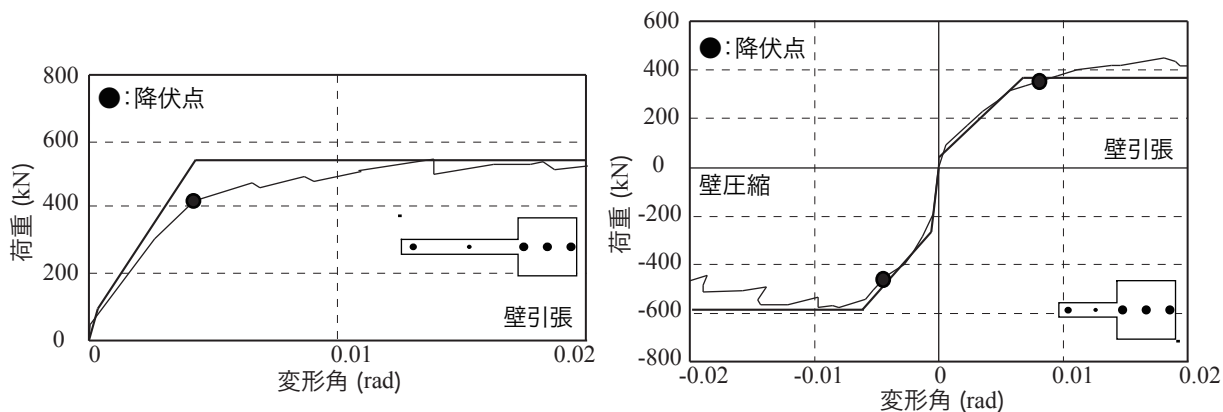


図 5.13 RC 規準による復元力特性 (壁谷澤らの実験)

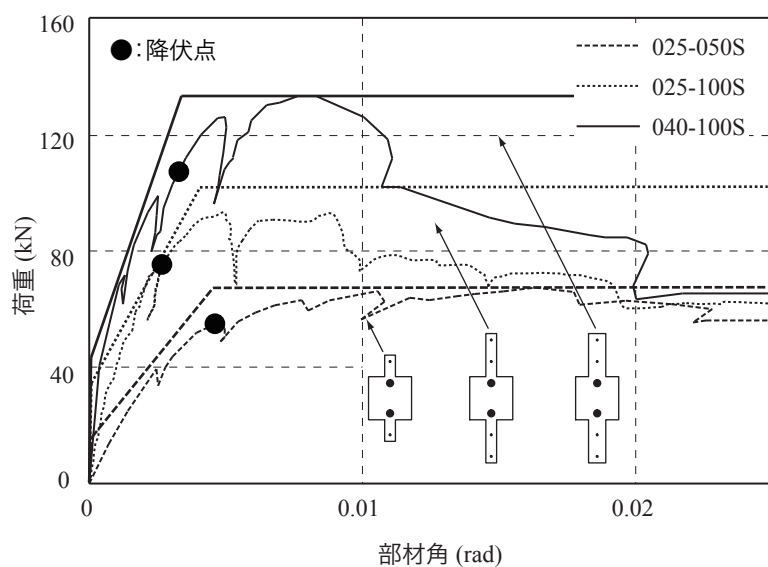
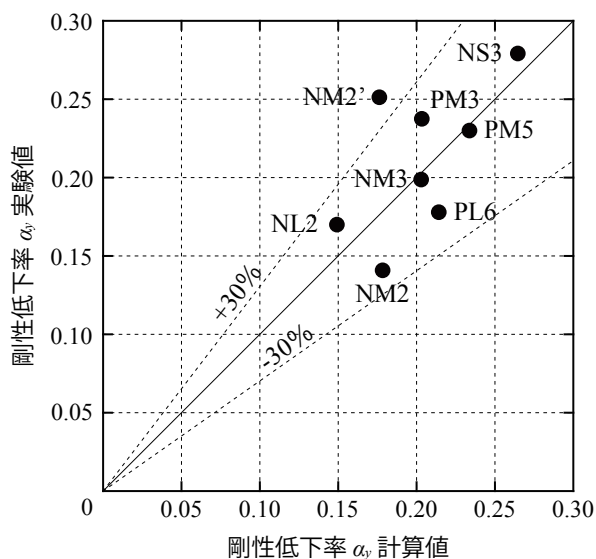
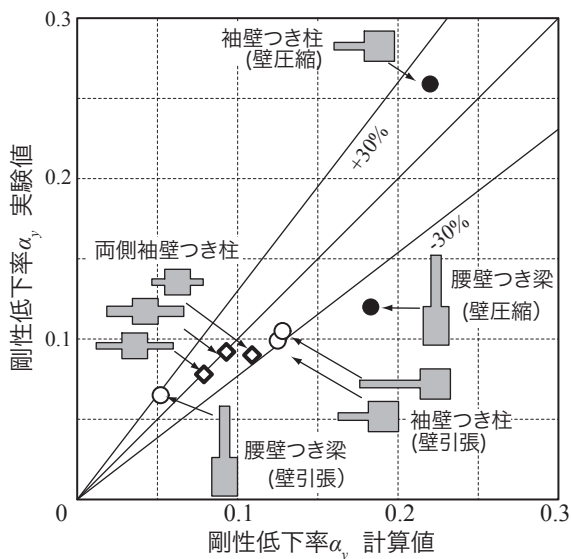


図 5.14 RC 規準による復元力特性 (林らの実験)



(a) 本研究での試験体



(b) 既往の研究での試験体

図 5.15 剛性低下率の実験値と計算値

5.3 建築物の構造関係技術基準解説書を準用した復元力特性

5.3.1 曲げバネのモデル化

国土交通省の建築物の構造関係技術基準解説書(黄色本)では,前節で用いた仮定とは異なり,曲げとせん断に関してそれぞれひび割れ強度を算出し,それぞれ剛性低下を考慮している。ここでは,曲げ変形に対する抵抗要素としての曲げバネについて,初期剛性,ひび割れ強度および剛性低下率を計算していく。なお,終局曲げモーメントは3章で提案した方法を使用して算出する。

初期剛性については初等構造力学に基づき算出することが出来るが,前節で記述した反曲点位置と水平変形測定位置の関係に留意する必要がある。また,曲げひび割れ強度については,RC 規準で用いられている式(5.16)を使用することにした。国土交通省の技術基準解説書には,これとは異なる算定方法が紹介されているが,I型の耐震壁を仮定しているために軸力の効果が加味されていない。つまり,両側に付帯する(断面が合同な)柱型に等しい軸力がかかっていることを前提としているために,図心周りでモーメントを考えた際に,軸力はモーメントに寄与しない。しかし,本研究では片側に柱型を有する耐震壁も対象としていることから,RC 規準の式に従うべきであると判断した。

曲げ剛性低下率は技術基準解説書に従って次式で算定する。

$$\alpha_y = \frac{{}_wM_y c_n}{EI_w \varepsilon_y} \quad (5.20)$$

ここで,

${}_wM_y$: 耐力壁の終局曲げモーメント

c_n : 弾性時中立軸から引張側柱中心までの距離

E : コンクリートのヤング係数

I_w : 耐力壁の断面2次モーメント

ε_y : 側柱主筋の降伏ひずみ度

上式もI型の耐震壁を仮定しているために,本研究の試験体に適用するためには注意が必要となる。特に弾性時中立軸から引張側柱中心までの距離 c_n は,それが表す意味を読み取れなかったため,図5.16に示す長さを使用した。剛性低下率は降伏時剛性の初期剛性に対する割合であるため,図5.17

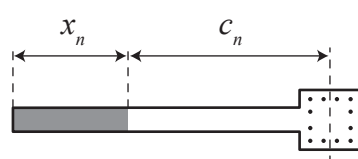


図 5.16 中立軸一引張主筋間距離

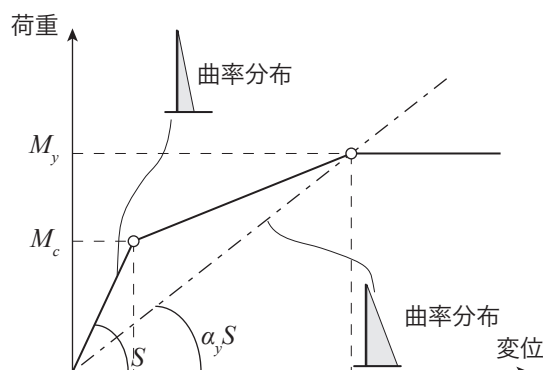


図 5.17 曲率分布の仮定

のようにひび割れ発生後も曲率が直線分布していると仮定し、かつ、平面保持仮定が成立しているとするならば、単純に危険断面における弾性時の曲率と降伏時の曲率の比率で表されることになる。よって、図 5.16 に示してあるように、3 章で算出した中立軸長さを使用して c_n を算出した。

上記の方法に従って曲げバネの復元力特性を描き、実験結果と比較したものを図 5.18 から図 5.25 に示す。実験結果は、2 章で示した方法によって曲げ成分のみを抽出している。なお、直交壁のある試験体については直交壁を無視して計算した。降伏変形を若干小さめに評価している試験体はあるものの、壁の長さや厚さに関わらず良好な結果が得られた。

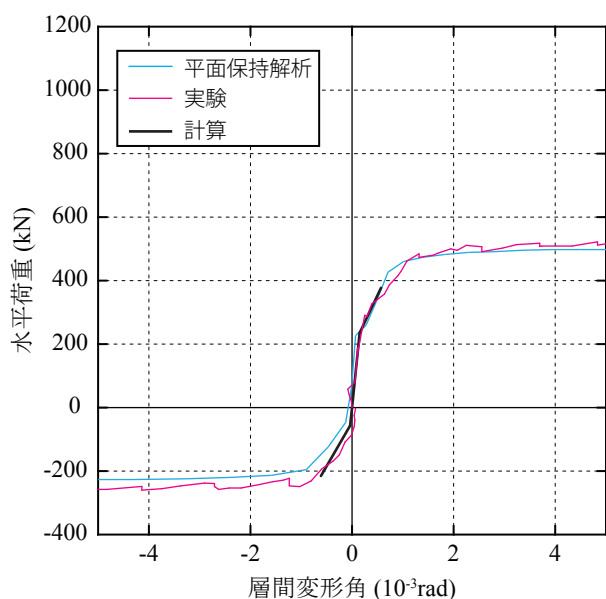


図 5.18 曲げバネのモデル化 (NL2)

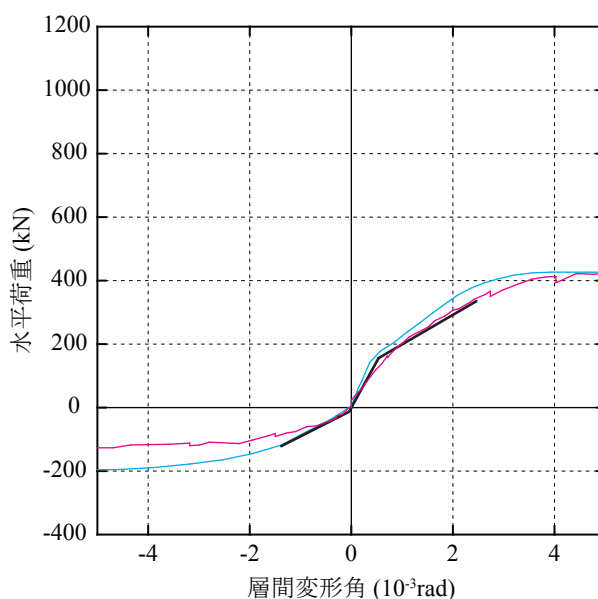


図 5.19 曲げバネのモデル化 (NS3)

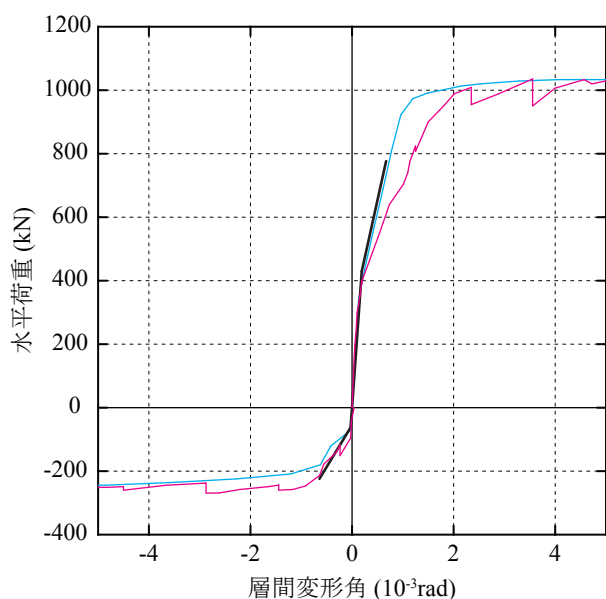


図 5.20 曲げバネのモデル化 (NM2)

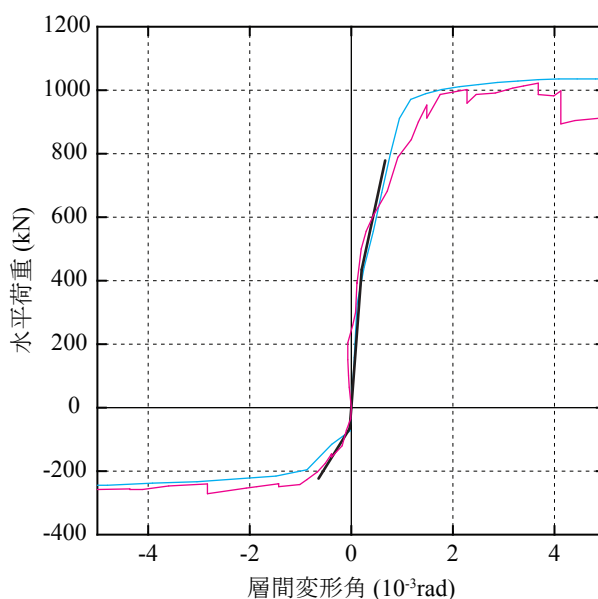


図 5.21 曲げバネのモデル化 (NM2')

実験結果から算出した剛性低下率と、式 (5.20) を用いて算出した剛性低下率との比較を図 5.26 に示す。実験結果の剛性低下率の算出に当たっては、初期剛性は計算値を使用し、降伏時剛性は最大耐力の 80% 耐力時を降伏時と見做して算出している。こちらも良好な結果が得られた。

5.3.2 せん断バネのモデル化

ここでは、せん断バネのモデル化を行うために初期剛性、せん断ひび割れ強度およびせん断剛性低下率の計算方法を示し、実験結果と比較して示す。なお、せん断終局強度の算出は 2 章で示した評価法を使用した。

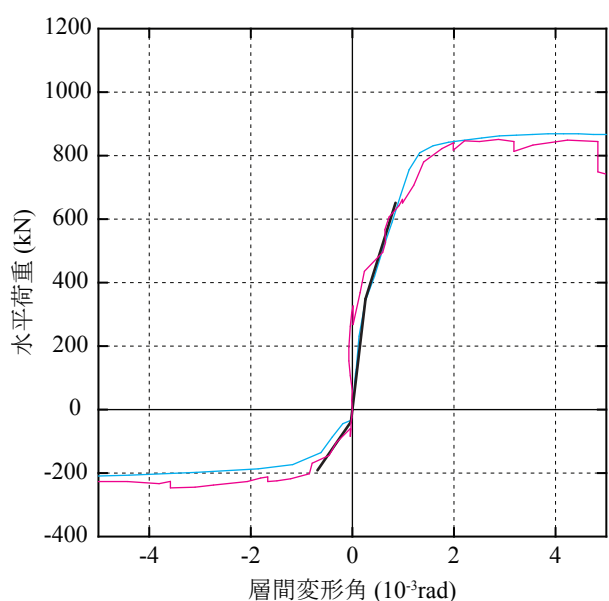


図 5.22 曲げバネのモデル化 (NM3)

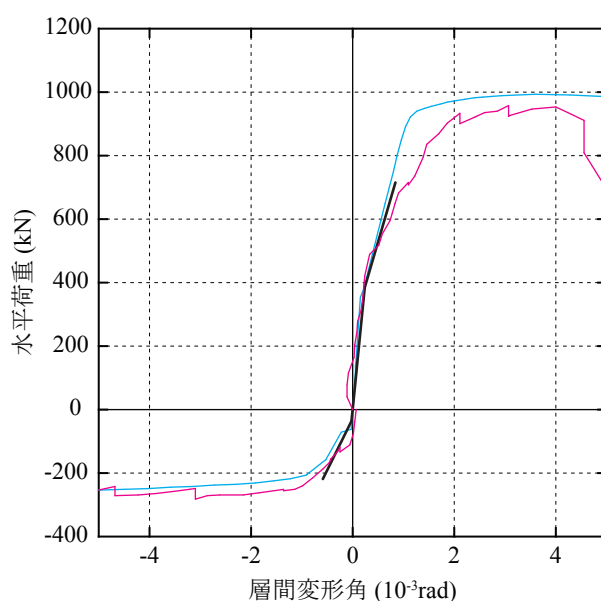


図 5.23 曲げバネのモデル化 (PL6)

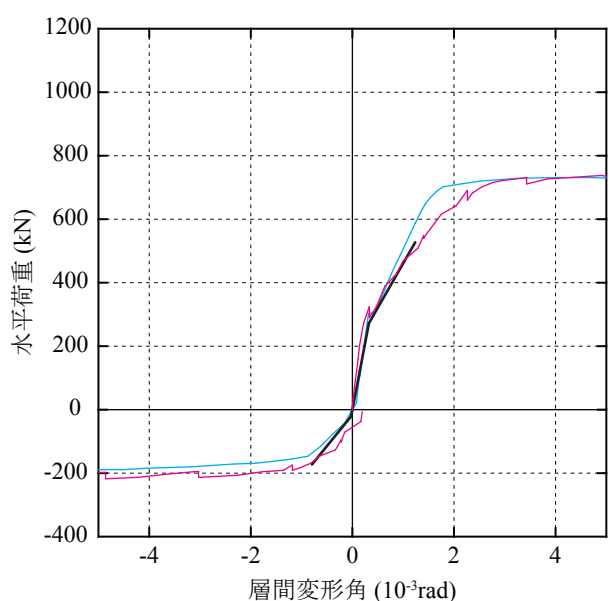


図 5.24 曲げバネのモデル化 (PM5)

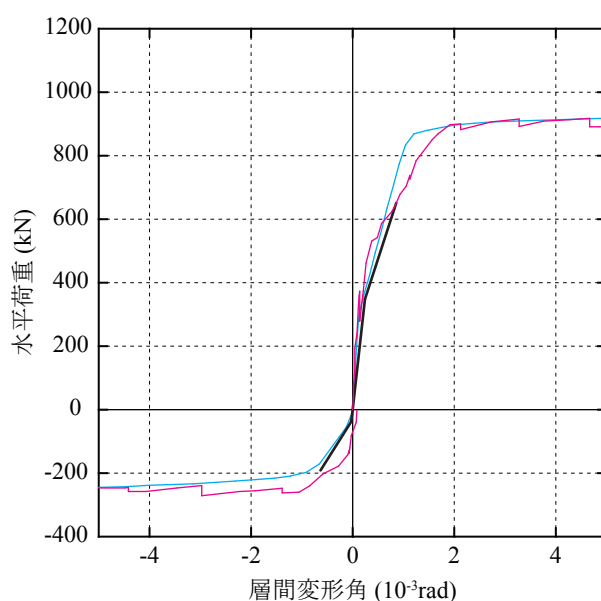


図 5.25 曲げバネのモデル化 (PM3)

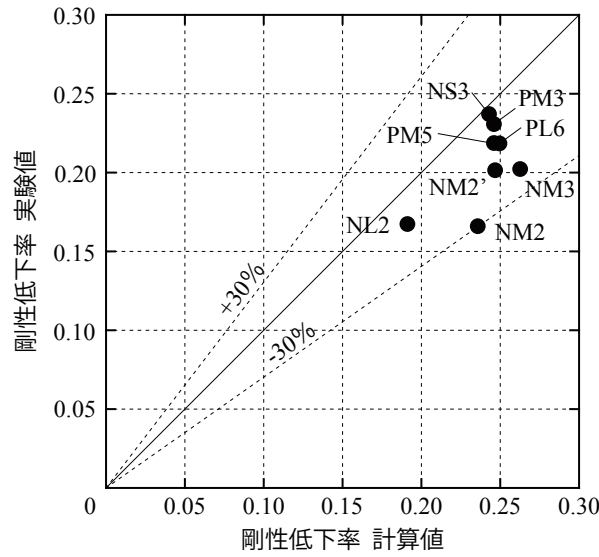


図 5.26 曲げバネの剛性低下率

初期剛性は、前節で RC 規準に記載されている方法を用いてもよいことが確認できているため、RC 規準に従って計算した。せん断ひび割れ強度は技術基準解説書に幾つかの方法が記載されており、ここでは次式を使用した。

$$Q_c = \left(1 + \frac{\sigma_0}{150}\right) \left\{ \frac{0.085k_c(F_c + 500)}{M/(Qd_e) + 0.17} \right\} b_e j_e \quad (\text{kg}) \quad (5.21)$$

ここで、

k_c ：部材せいに対する補正係数 ($d_e > 40\text{cm}$ のとき, 0.72)

F_c ：コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)

$M/(Qd_e)$ ：シアスパン比

b_e ：等価長方形断面の幅 (cm)

j_e ：応力中心間距離 ($=7d_e/8$) (cm)

σ_0 ：軸方向応力度 (軸力を全断面積で除した値) (cm)

d_e ：有効せい (柱の引張鉄筋の中心から圧縮側壁の最外端までの距離) (cm)

また、せん断剛性低下率は次式を使用した。

$$\beta_u = 0.46p_w\sigma_y/F_c + 0.14 \quad (5.26)$$

ここで、

p_w ：壁筋比

σ_y ：壁筋の降伏強度

F_c ：コンクリートの圧縮強度

この方法でせん断バネをモデル化し、実験結果と比較したものを図 5.27 から図 5.34 に示す。ここでも実験結果は、せん断成分のみを表示している。図 5.27 から図 5.34 に示した試験体は全て曲

げ降伏先行型で設計してあるため、せん断強度に達する前に曲げ降伏している。初期剛性は、どの試験体も良好に評価できている。また、せん断ひび割れ強度も直交壁の有無や壁長さ、壁厚に関わらず良好に評価できている。試験体 NL2 は柱主筋量が小さく、壁圧縮となる正載荷での曲げ降伏強度が小さいために、せん断ひび割れ強度が曲げ降伏強度を上回っていた。曲げ降伏後は試験体によっては、実験においてせん断変形が増加していたものもある。これは、4 章で指摘したように、ずれ変形が生じていたためと考えられる。4 章図 4.48 で示したずれ変形と比較すると、ずれ変形が大きい試験体では、曲げ降伏後のせん断変形の増加が大きい傾向にある。このことから、ずれ変形については、ここで検討したせん断バネでは評価できないことが分かった。ずれ変形の評価方法については今後の課題とする。

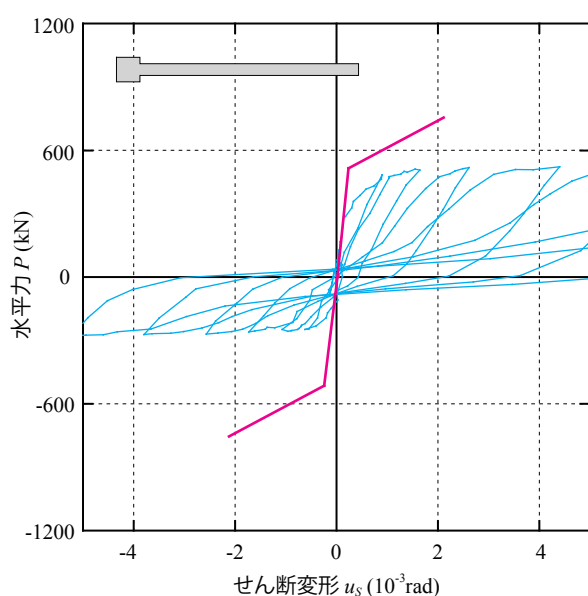


図 5.27 せん断バネのモデル化 (NL2)

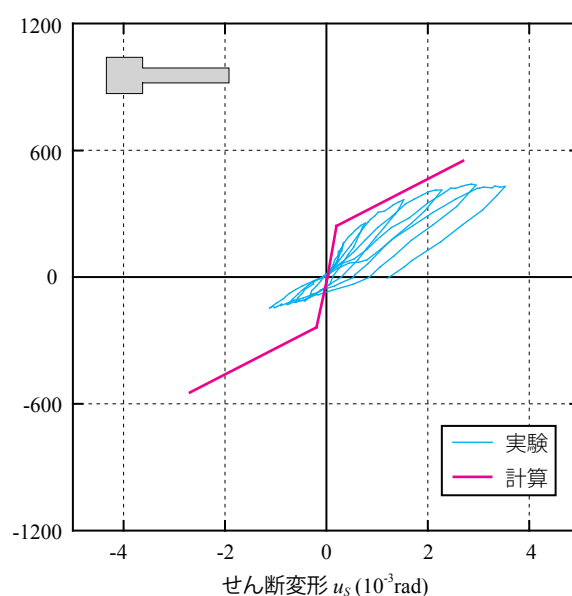


図 5.28 せん断バネのモデル化 (NS3)

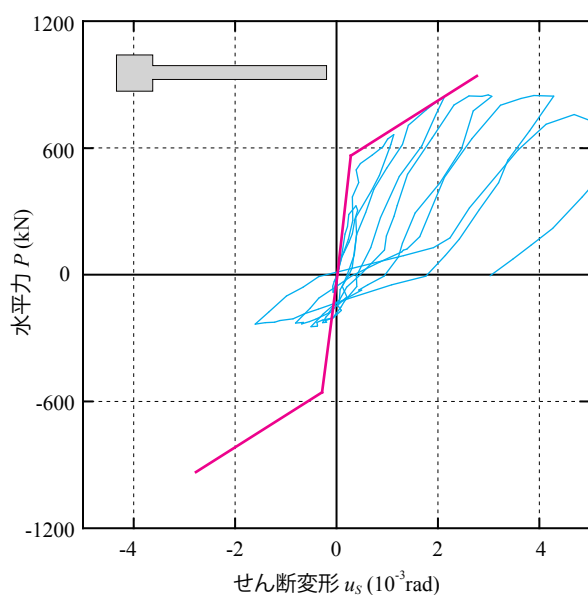


図 5.29 せん断バネのモデル化 (NM3)

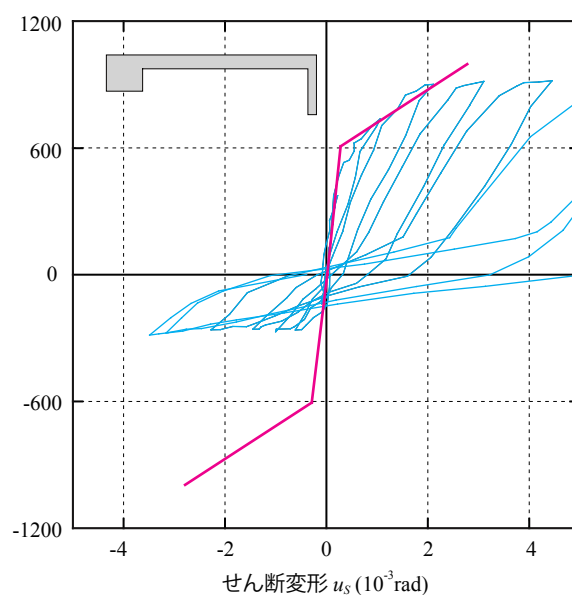


図 5.30 せん断バネのモデル化 (PM3)

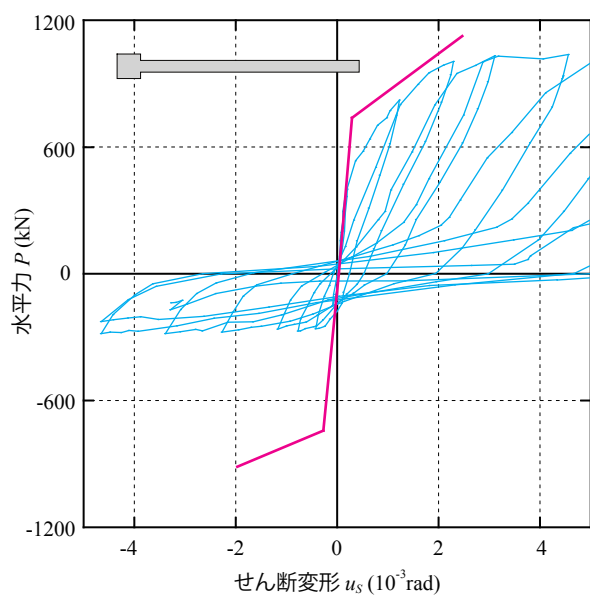


図 5.31 せん断バネのモデル化 (NM2)

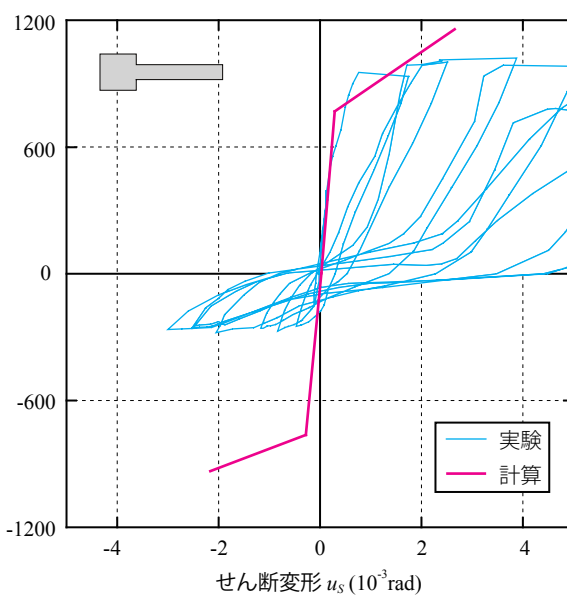


図 5.32 せん断バネのモデル化 (NM2')

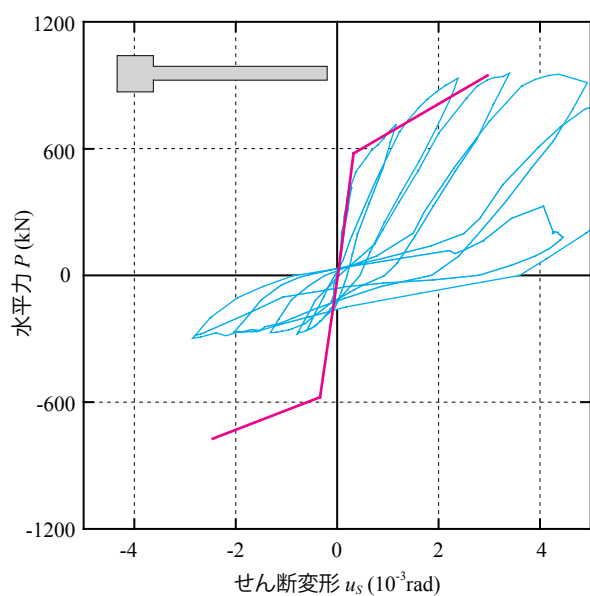


図 5.33 せん断バネのモデル化 (PL6)

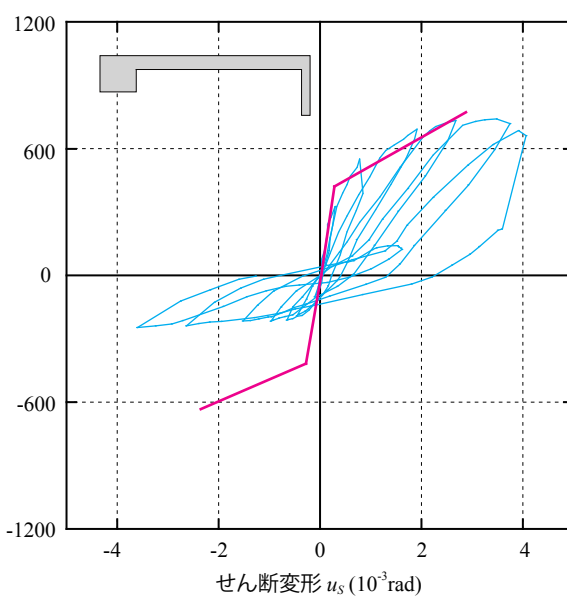


図 5.34 せん断バネのモデル化 (PM5)

5.4 まとめ

本章では、圧縮破壊する耐震壁の復元力特性を評価することを目的として、モデル化する方法を検討してきた。検討対象は、RC 規準を準用し、せん断に関しては弾性を仮定したモデル化したものと、国土交通省の黄色本を準用して曲げバネおよびせん断バネに置換したモデルである。以下に本章で得られた成果を要約する。

- ①. RC 規準を準用し、せん断について弾性状態を仮定したモデルは、降伏時変形を若干小さく評価してしまう場合もあったが、概ね実験結果を適切に評価できていた。これは、袖壁付き柱などの既往の研究についても言える。
- ②. 菅野式を用いた剛性低下率は式 (5.19) で定義した有効せいを使用することによって、異型断面であっても矩形断面と同等の精度で評価可能である。
- ③. 黄色本に従ってモデル化した曲げバネは実験結果を適切に評価していた。
- ④. 黄色本に記載されている曲げバネの剛性低下率は、本章で用いたように、図 5.16 に示した中立軸位置と引張主筋との距離を用いて算出できる。
- ⑤. 黄色本に従ってモデル化したせん断バネは曲げ降伏前までは実験結果とよく対応していた。
- ⑥. 本研究で用いた試験体はずれ変形が生じていたために、ずれ変形が生じる曲げ降伏後に関しては、モデル化したせん断バネと対応しない。

ずれ変形の評価方法については今後の課題とする。

第6章

結論

本論文では、RC 規準の改定における耐震壁関連規定の拡充に伴って、枠柱を省略した耐震壁の設計法を論じてきた。大地震時における枠柱を省略した耐震壁の挙動を明らかにするために、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の実験を行い、有用な工学的知見を得た。

ここで得た知見からは、耐震壁を従来のように剛強な周辺架構で拘束したり、或いはスリットを用いて周辺架構と構造上の絶縁を行うことなく、耐震部材として壁を有効活用する可能性が伺える。その具体的な成果を以下に示す。

1. 枠柱の有無をパラメータとしてせん断破壊先行型の実験を行なった結果、枠柱の有無を問わず、耐震壁のせん断終局強度は修正荒川式を準用した式 (2.24) を用いて評価できることが確認された。
2. 壁付き変断面部材の許容曲げモーメントおよび終局曲げモーメントを簡便に算出する方法を提案した。ここで取り扱った変断面部材は、鉄筋量や壁厚、壁長さなど様々な部材に適用できることが確認された。また、平面保持を仮定した解析結果との比較も行った結果、十分な精度を有していることが確認された。提案した方法で計算した中立軸位置は平面保持解析と近い値となっており、応力状態を適切に略算している。
3. 圧縮側に柱型がない耐震壁を用いて曲げ破壊先行型の実験を行った結果、これらの耐震壁は壁端部の圧縮破壊によって変形性能が決定される可能性が非常に高いことを確認した。また、圧縮破壊によって耐力が急激に低下するときの変形量を算定する方法を提案し、実験結果と比較することによって、その妥当性を確認した。変形性能の評価に当たっては、塑性変形のみに着目し、限界変形時の圧縮縁の歪、中立軸長さ、塑性ヒンジ領域長さをを用いて式 (4.3) によって評価できた。
4. 片側柱付き耐震壁を設計する上で必要となる復元力特性の評価を行い、その算定結果と実験結果が良好に対応していることを確認した。黄色本に従って、耐震壁を曲げバネとせん断バネとに置換したモデルは実験結果を適切に評価していた。試験体の変形成分を曲げとせん断に分離して、各々のバネモデルと比較したものの曲げ降伏までは非常に良好に対応していた。しかし実験で得られたデータでは、曲げ降伏後にせん断変形が増加する傾向があり、これについては今後の課題とする。また、RC 規準に従ってせん断に関しては弾性を仮定した計算結果も実験結果と良好に対応していることが確認された。

参考文献

1. 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1958.11
2. 柴田 明德：最新耐震構造解析＜第2版＞，森北出版 2003.5
3. 望月 重：耐震壁ものがたり，鹿島出版会 2009.12
4. 大崎 順彦：建築と地震，岩波書店 1983.8
5. 久田 俊彦：改訂版 建築と地震，鹿島出版会 1982.4
6. 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合 2007.8
7. 国土交通省住宅局建築指導課：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，財団法人 日本建築防災協会 2001.10
8. 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999.11
9. 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010.2
10. 中川 恭次，亀井 勇，黒正 清治：鉄筋コンクリート建物の壁率と震害の関係，日本建築学会論文報告集，第60号，pp.309-311, 1958.10
11. 志賀 敏男，柴田 明德，高橋 暉雄：鉄筋コンクリート造建物の震害と壁率，日本建築学会東北支部研究報告集，第12号，pp.29-32, 1968.12
12. 志賀 敏男，高橋 暉雄：鉄筋コンクリート構造建物の壁率と震害（続報），日本建築学会東北支部研究報告集，第25号，pp.45-48, 1975.3
13. 坪井 善勝，富井 政英：耐震壁に関する異方性板理論 鉄筋コンクリート版の剪断抵抗 III, 日本建築學會研究報告，第14号，pp.216-219, 1951.11
14. 坪井 善勝，富井 政英：鉄筋コンクリート無開口単独壁の剪断抵抗に関する研究，日本建築學會論文集，第47号，pp.49-61, 1953.12
15. 坪井 善勝，富井 政英：直交異方性弾性版理論による鉄筋コンクリート壁の亀裂発生後に於ける剪断抵抗の解析，日本建築學會論文集，第48号，pp.26-39, 1954.3
16. Masahide Tomii, Fumiya Esaki: ELASTIC ANALYSIS OF SHEAR WALLS WITH ASYMMETRIC LONGITUDINAL SECTION OR ASYMMETRIC TRANSVERSAL SECTION(PART 1 Elastic analysis of the Shear Walls Loaded Antimetrixally with respect to the Center-Line parallel to their Asymmetric Section), Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 187, pp.43-50, September, 1971
17. Masahide Tomii, Fumiya Esaki: ELASTIC ANALYSIS OF SHEAR WALLS WITH ASYMMETRIC LONGITUDINAL SECTION OR ASYMMETRIC TRANSVERSAL SECTION(PART 2 Elastic analysis of the Shear Walls Loaded Symmetrically with respect to the Center-Line parallel to their Asymmetric Section), Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 188, pp.11-24, October, 1971
18. Masahide Tomii, Fumiya Esaki: ELASTIC ANALYSIS OF SHEAR WALLS WITH ASYMMETRIC LONGITUDINAL SECTION OR ASYMMETRIC TRANSVERSAL SECTION(PART 3 Application of this General Analysis), Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.

189, pp.35-42, November, 1971

19. Masahide Tomii and Hisahiro Hiraishi: ELASTIC ANALYSIS OF FRAMED SHEAR WALLS BY CONSIDERING SHEARING DEFORMATION OF THE BOUNDARY FRAMES (PART 1 Shearing Deformation of Beams and Columns of the Frames), Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 273, pp.25-31, November, 1978
20. Masahide Tomii and Hisahiro Hiraishi: ELASTIC ANALYSIS OF FRAMED SHEAR WALLS BY CONSIDERING SHEARING DEFORMATION OF THE BOUNDARY FRAMES (PART 2 General Analysis of One-story Single-span Shear Walls), Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 274, pp.75-83, December, 1978
21. Masahide Tomii and Hisahiro Hiraishi: ELASTIC ANALYSIS OF FRAMED SHEAR WALLS BY CONSIDERING SHEARING DEFORMATION OF THE BOUNDARY FRAMES (PART 3 Numerical Examples), Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 275, pp.45-53, January, 1979
22. Masahide Tomii, and Fumiya Esaki: EXPRESSION FOR CALCULATING LATERAL SHEAR CAPACITY OF ONE-BAY ONE-STORY REINFORCED CONCRETE FRAMED SHEAR WALLS FAILING IN SLIP SHEAR OF THEIR INFILLED WALL PANEL, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 366, pp.142-154, August, 1986.
23. Masahide Tomii, and Fumiya Esaki: LATERAL SHEAR CAPACITY OF ONE-BAY ONE-STORY REINFORCED CONCRETE FRAMED SHEAR WALLS WHOSE EDGE COLUMNS OR EDGE BEAMS FAIL IN SHEAR, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 376, pp.81-91, July, 1987
24. 称原 良一, 松本 良一郎: 鉄筋コンクリート部材のマクロモデルトラス機構とアーチ機構の斜材の角度について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.217-218, 1988.10
25. 望月 重: 鉄筋コンクリート壁体のひび割れ後の周辺架構の応力に関する研究 (壁筋比の異なる場合), 日本建築学会論文報告集, 第 291 号, pp.1-10, 1980.5
26. 望月 重: 鉄筋コンクリート耐震壁の終局せん断強度に関する研究—付帯ラーメンのせん断破壊により支配される耐力—, 日本建築学会論文報告集, 第 306 号, pp.40-50, 1981.8
27. 望月 重: 鉄筋コンクリート耐震壁の終局せん断強度に関する研究—壁板のスリップ破壊により支配される耐力—, 日本建築学会論文報告集, 第 330 号, pp.86-95, 1983.8
28. 徳広 育夫, 三谷 勲, 宮崎 博茂: 周辺架構の構造形式が異なる耐震壁の破壊性状とせん断耐力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 355 号, pp.88-98, 1985.9
29. 白石 一郎, 狩野 芳一, 町田 亘寛: 鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断耐力に関する一考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 365 号, pp.144-155, 1986.7
30. 益尾 潔: 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 380 号, pp.79-87, 1987.10
31. 望月 洵, 竹原 雅夫, 小野里 憲一: 強剛な付帯フレームをもつ耐震壁のスリップ破壊せん断強度, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 416 号, pp.79-89, 1990.10
32. 称原 良一, 加藤 勉: 鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局耐力, 日本建築学会論文報告集, 第 343

- 号, pp.24-31, 1984.9
33. 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説 1990.11
 34. 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 1997.7
 35. 東 洋一, 大久保 全陸：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験 (その 1 セン断補強筋量の少ない場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1405-1406, 1973.10
 36. 東 洋一, 大久保 全陸, 山本 嘉孝, 山根 一博, 磯 健一：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その 37 CW シリーズ:袖壁付き柱の第 2 次実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1417-1418, 1976.10
 37. 荒川 卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する実験結果の総合, 日本建築学会研究報告, 第 54 号, pp.84-92, 1960
 38. 広沢 雅也, 秋山 友昭, 白石 基植：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究 (その 2 既往の実験結果に関する解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1173-1174, 1975.10.
 39. 南 宏一, 北山 睦子：そで壁付き鉄筋コンクリート柱のせん断強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1935-1936, 1983.9
 40. 大宮 幸, 松浦 康人, 香取 慶一, 林 静雄：袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断終局強度に関する実験及び考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 553 号, pp.81-88, 2002.3
 41. 大久保 全陸, 酒井 新奈：完全スリットで縁切りされた開口壁付き RC 骨組の弾塑性挙動：その 1 弾性理論による応力性状, 日本建築学会研究報告・九州支部・1, 構造系, 第 37 号, pp.405-408, 1998.3
 42. 平石 久廣, 川島 俊一, 佐藤 彰芳, 狩野 芳一：鉄筋コンクリート造腰壁付柱に設けたスリットの効果に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 362 号, pp.83-92, 1986.4
 43. 久徳 琢磨, 徳広 育夫：片側袖壁付き柱の変形および耐力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.743-744, 1988.10
 44. 武田 寛：鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の耐力・変形状に関する実験 (ピン支持とした場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.745-746, 1988.10
 45. 武田 寛：鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の耐力及び変形状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.561-562, 1989.10
 46. 板谷 秀彦, 小野 新, 安達 洋ほか：鉄筋コンクリート造壁板の耐震性能に関する研究 (その 1 実験概要及び実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.355-356, 1992.8
 47. 宮内 靖昌, 東端 泰夫, 毛井 崇博：そで壁付き RC 柱のせん断補強に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.641-642, 1997.9
 48. 塩屋 晋一, 北野 博俊：壁梁が偏心接合される RC 造柱の弾塑性性状に関する研究 (その 1 柱の水平加力実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.379-380, 2002.8
 49. 藤山 知繁, 山本 泰稔, 加藤 三晴, 洪 忠憲：中・低層集合住宅の耐震補強法に関する一提案について (その 4 片袖壁付き柱のある RC 造架構の水平加力実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.725-726, 2002.8
 50. 谷川 正明, 塩屋 晋一：壁が偏心接合する腰壁・たれ壁・袖壁付 RC 柱のせん断特性に関する研究—小型試験体による加力実験—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.563-564, 2008.9

51. 磯 雅人, 田尻 清太郎, 澤井 謙彰, 福山 洋, 向井 智久: 袖壁付き RC 柱の構造性能に関する研究—破壊モードを変化させた場合—(その 1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.557-558, 2008.9
52. 田尻 清太郎, 磯 雅人, 澤井 謙彰, 福山 洋, 向井 智久: 袖壁付き RC 柱の構造性能に関する研究—破壊モードを変化させた場合—(その 2 破壊性状および終局強度), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.559-560, 2008.9
53. 澤井 謙彰, 田尻 清太郎, 磯 雅人, 福山 洋, 向井 智久: 袖壁付き RC 柱の構造性能に関する研究—破壊モードを変化させた場合—(その 3 変形性能), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.561-562, 2008.9
54. 壁谷澤 寿成, 壁谷澤 寿海, 壁谷澤 寿一, 金 裕錫, 東條 有希子: 鉄筋コンクリート造耐震壁の形状と補強に関する実験的研究 (その 1 柱型がない場合と有開口の場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.461-462, 2007.8
55. 壁谷澤 寿成, 壁谷澤 寿海, 東條 有希子, 金 裕錫, 壁谷澤 寿一: セン断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.573-574, 2008.9
56. 裴根國, PHAN Van Quang, 壁谷澤 寿海ほか: 片側そで壁付き柱に関する実験的研究 (その 1 実験概要および結果), 日本地震工学会大会—2008 梗概集, pp. 28-29, 2008. 11
57. 裴根國, 壁谷澤 寿海, 金 裕錫, 壁谷澤 寿一, PHAN Van Quang, 石井 貴子: 鉄筋コンクリート造片側そで壁付き柱の終局強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.385-390, 2009.3
58. 坂 静雄, 柿本 清治: 連層耐震壁の横力負擔, 建築雑誌, 第 632 号, pp.1389-1390, 1937.11.
59. 坂 静雄: 連層耐震壁の横力負擔決定の別解法, 建築學會論文集, 第 9 号, pp.101-105, 1938.
60. 武藤 清, 大澤 胖: 高層耐震壁の横力負担に関する理論的研究, 日本建築學會論文集, 第 46 号, pp.44-52, 1953.3
61. 大澤 胖, 洪 忠憲: 耐震コア式高層骨組の弾塑性計算法, 日本建築学会論文報告集, 第 101 号, pp.23-30, 1964.8
62. 大澤 胖, 洪 忠憲: 耐震コア式高層建物の動的特性, 日本建築学会論文報告集, 第 102 号, pp.1-9, 1964.9
63. 岩下 恒雄: 置換トラス法による耐震壁の研究, 日本建築学会論文報告集, 第 105 号, pp.14-19, 1964.11
64. 日置 興一郎, 坂 寿二, 那谷 晴一郎, 安岡 章: 高層トラス架構の連続体的弾塑性解析について, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1169-1170, 1978.9
65. 日本建築学会: 特殊コンクリート構造設計基準・同解説, 組積造設計基準・同解説, 1952.11.
66. 坪井 全勝, 末永 保美, 重信 恒雄: 壁式 RC 構造に関する基礎的研究, 日本建築学会論文報告集, 第 131 号, pp.9-17, 1967.1
67. 山口 育雄, 山本 正幸, 菅野 俊介, 東端 泰夫, 高木 仁之, 牧 幹夫, 茂呂田 雅幸: 中高層 RC 集合住宅における壁式ラーメンに関する実験的研究 (その 8 連層耐震壁に関する実験概要及び結果), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.223-224, 1985.9
68. 山口 育雄, 山本 正幸, 菅野 俊介, 東端 泰夫, 牧 幹夫, 茂呂田 雅幸, 高木 仁之: 中高層 RC 集合

- 住宅における壁式ラーメンに関する実験的研究 (その 9 連層耐震壁に関する実験結果の検討), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.225-226, 1985.9
69. 高木 仁之, 茂呂田 雅幸, 狩野 芳一: せん断破壊先行型耐震壁のせん断強度に及ぼす中間梁の効果に関する実験的研究—高層壁式ラーメン構造に関する研究—(その 1 実験概要及び結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.243-244, 1987.10
 70. 高木 仁之, 茂呂田 雅幸, 狩野 芳一: せん断破壊先行型耐震壁のせん断強度に及ぼす中間梁の効果に関する実験的研究—高層壁式ラーメン構造に関する研究—(その 2 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.245-246, 1987.10
 71. 武道 由恭, 平石 久広, 川島 俊一, 塩原 等, 都祭 弘幸, 黒澤 明: 曲げ降伏先行型耐震壁の靱性能に関する研究—高層壁式ラーメン構造に関する研究—(その 1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.237-238, 1987.10
 72. 黒澤 明, 平石 久広, 川島 俊一, 塩原 等, 武道 由恭, 都祭 弘幸: 曲げ降伏先行型耐震壁の靱性能に関する研究—高層壁式ラーメン構造に関する研究—(その 2 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.239-240, 1987.10
 73. 都祭 弘幸, 平石 久広, 川島 俊一, 塩原 等, 黒澤 明, 武道 由恭: 曲げ降伏先行型耐震壁の靱性能に関する研究—高層壁式ラーメン構造に関する研究—(その 3 限界変形に関する考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.241-242, 1987.10
 74. 平石 久廣, 稲井 栄一: 鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の靱性に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, pp.21-30, 1990.2
 75. 平石 久廣, 稲井 栄一, 板倉 康久, 高崎 哲哉, 石渡 康弘, 川島 俊一, 勅使川原正臣: 鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究 (その 1 柱の中心軸圧縮, 純曲げ実験および曲げせん断実験とその相関), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 410 号, pp.27-39, 1990. 4
 76. 稲井 栄一, 平石 久廣: 鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究 (その 2 安定限界と擬似安定限界), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 440 号, pp.67-76, 1992.10
 77. 平石 久廣, 稲井 栄一, 薬師地彰: 鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究 (その 3 繰返し载荷を受ける鉄筋コンクリート造柱の限界変形), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 454 号, pp.127-138, 1993.12
 78. 稲井 栄一, 平石 久廣: 軸力変動を考慮した曲げ破壊する鉄筋コンクリート造柱の限界変形と設計用算定式, 日本建築学会構造系論文集, 第 545 号, pp.119-126, 2001.7
 79. 小谷 俊介, 境 有紀, 青山 博之: 曲げ圧縮破壊する高強度コンクリートを用いた RC 柱の変形性能 (その 1 曲げ圧縮破壊する RC 柱の限界変形), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.205-206, 1991.9
 80. 松元 秀樹, 塩屋 晋一, 徳広 育夫: コンクリート部材の中心圧縮特性と曲げ圧縮特性の相関性に関する研究 (その 2 圧縮破壊領域内の応力—ひずみ関係の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.485-486, 1996.9
 81. 長屋 圭一, 堀田 久人, 黒坂 淳: 曲げ圧縮破壊する鉄筋コンクリート柱の安定限界点に関する研究 (その 1 一定軸力下曲げせん断実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.803-804, 1999.9
 82. 田畑卓, 西原寛, 鈴木英之: 曲げ応力が卓越する RC 連層耐震壁の構造特性に関する実験的研究,

- コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp.625-630, 2003
83. 田畑卓, 西原寛: 柱型のない RC 連層耐震壁の曲げ変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.313-314, 2003.9
 84. 田畑健, 仲地唯治, 戸田哲雄: コア壁の靱性確保に関する実験的研究 (その 1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.265-266, 1994.9
 85. 仲地唯治, 田畑健, 戸田哲雄: コア壁の靱性確保に関する実験的研究 (その 2 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.267-268, 1994.9
 86. 仲地唯治, 田畑健, 戸田哲雄: コア壁の靱性確保に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 17, No. 2, pp.499-504, 1995
 87. 細矢博, 岡靖弘: 鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能に関する研究 (その 1 拘束範囲を変動因子とした実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.169-170, 2006.9
 88. 細矢博, 岡靖弘: 鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能に関する研究 (その 2 拘束筋量を変動因子とした実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.695-696, 2007.8
 89. 多賀新吉, 仲地唯治, 畠中隆一: 鉄筋コンクリート造コア壁における壁板の偏心圧縮実験 (その 1 実験概要及び実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.705-706, 2007.8
 90. 畠中隆一, 仲地唯治, 多賀新吉: 鉄筋コンクリート造コア壁における壁板の偏心圧縮実験 (その 2 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.707-708, 2007.8
 91. 畠中隆一, 仲地唯治, 多賀新吉: 鉄筋コンクリート造コア壁における壁板の偏心圧縮実験—閉鎖型拘束筋における拘束領域及び偏心距離の影響—, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 第 50 号, pp.105-108, 2007.7
 92. 吉川 弘道: 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計と地震リスク解析, 丸善, 2008.2
 93. American Concrete Institute: "Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI318-05) and Commentary(318 R-05)," 2005
 94. A.W.Beeby and R.S.Narayanan: Designers Handbook to Eurocode2, Thomas Telford, 1995
 95. 土木学会: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 丸善, 2002.3
 96. 高橋之, 上田博之, 角彰, 市之瀬敏勝, 祖父江美枝, 田中弘臣: 腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ設計モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.641, pp.1321-1326, 2009.7
 97. Hognestad, E., Hanson, N. W., and McHenry, D., "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 52, No. 4, Dec. 1955, pp. 455-479.
 98. Salonikios, T. N., "Shear strength and deformation patterns of R/C walls with aspect ratio 1.0 and 1.5 designed to Eurocode 8 (EC8)," *Engineering Structures*, Vol. 24, 2002, pp.39-49.
 99. Markeset, G., and Hillerborg, A., "Softening of concrete in compression-localization and size effects," *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 4, 1995, pp.702-708.
 100. Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D., "Ductility of Square-Confined Concrete Columns," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 108, No. ST4, Proc., Apr., 1982, pp. 929-950.
 101. 佐々木潤一郎, 加藤大介: RC 造柱のひび割れ幅, 圧縮領域長さおよび軸力負担性能の評価法, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp. 253-258, 2002
 102. 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか: 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計指針, 海文堂出

版株式会社, 2003.3

103. Massone, L. M., and Wallace, J. W., "Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 1, 2004, pp. 103-113.
104. Thomasen, J. H., and Wallace, J. W., "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls — Experimental Verification," *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol. 130, No. 4, Apr., 2004, pp. 618-630.
105. Orakcal, K., and Wallace, J. W., "Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls — Experimental Verification," *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 2, 2006, pp. 196-206.
106. 青山博之, 小谷俊介, 壁谷澤寿海, 塩原等: 鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究 (その17) 解析モデル化手法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1583-1584, 1982.10
107. 富井政英, 大崎順彦: 架構付無開口壁の剪断抵抗に関する研究 (第1報), 日本建築學會論文集, 第51号, pp. 96-105, 1955.9
108. 市之瀬敏勝, 青山博之: 腰壁を切断した鉄筋コンクリート造はり柱接合部の実験的研究, コンクリート工学, Vol. 20, No. 7, pp. 97-110, 1982. 7

発表論文リスト

本研究に関する論文

[審査あり]

1. 高橋之, 上田博之, 角彰, 市之瀬敏勝, 祖父江美枝, 田中弘臣: 腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ設計モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.641, pp.1321-1326, 2009.7
2. 祖父江美枝, 高橋之, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力と破壊性状における枠柱の影響, コンクリート工学年次大会論文集, Vol.32, No.2, pp.427-432, 2010.7
3. 吉田和也, 高橋之, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 片側柱付き RC 耐震壁の曲げ変形性能, コンクリート工学年次大会論文集, Vol.32, No.2, pp.421-426, 2010.7
4. 高橋之, 吉田和也, 市之瀬敏勝, 真田靖士, 松本健規, 福山洋, 諏訪田晴彦: 圧縮側に柱型がない RC 耐震壁の曲げ変形性能, 日本建築学会構造系論文集, No. 660, pp.371-377, 2011.2

[審査なし]

5. 高橋之, 上田博之, 角彰, 市之瀬敏勝, 祖父江美枝, 田中弘臣: 腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の設計モデル その1 曲げモーメント, 日本建築学会東海支部研究報告集, Vol. 47, pp.117-120, 2009.1
6. 祖父江美枝, 高橋之, 上田博之, 角彰, 市之瀬敏勝, 田中弘臣: 腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の設計モデル その2 変形性能とモデル化, 日本建築学会東海支部研究報告集, Vol. 47, pp.121-124, 2009.1
7. 祖父江美枝, 高橋之, 市之瀬敏勝: 壁つき RC 部材の設計モデル その1 許容曲げモーメント, 日本建築学会学術講演梗概集 (東北), pp.467-468, 2009.8
8. 高橋之, 祖父江美枝, 市之瀬敏勝: 壁つき RC 部材の設計モデル その2 復元力モデル, 日本建築学会学術講演梗概集 (東北), pp.469-470, 2009.8
9. 田中弘臣, 増田寛之, 高橋之, 市之瀬敏勝: 壁つき RC 部材の設計モデル その3 線材モデルの妥当性, 日本建築学会学術講演梗概集 (東北), pp.471-472, 2009.8
10. 市之瀬敏勝, 真田靖士, 高橋之, 佐島悠太, 勅使川原正臣, 神谷隆, 諏訪田晴彦, 福山洋, 枠柱の有無を考慮した耐震壁のせん断強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.101-104, 2009.8
11. 伊東夏未, 祖父江美枝, 高橋之, 佐島悠太, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート耐震壁における枠柱の省略条件 (その1), 日本建築学会東海支部研究報告集, 第48号, pp.133-136, 2010.2
12. 祖父江美枝, 伊東夏未, 高橋之, 佐島悠太, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート耐震壁における枠柱の省略条件 (その2), 日本建築学会東海支部研究報告集, 第48号, pp.137-140, 2010.2
13. 松本健規, 吉田和也, 高橋之, 佐島悠太, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート耐震壁における枠柱の省略条件 (その3), 日本建築学会東海支部研究報告集, 第48号, pp.141-144,

2010.2

14. 吉田和也, 松本健規, 高橋之, 佐島悠太, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート耐震壁における枠柱の省略条件 (その4), 日本建築学会東海支部研究報告集, 第48号, pp.145-148, 2010.2
15. 祖父江美枝, 高橋之, 遠山誉, 佐島悠太, 真田靖士, 市之瀬敏勝, 諏訪田晴彦, 福山洋: 枠柱の有無を考慮した耐力壁のせん断強度 (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.83-86, 2010.9
16. 遠山誉, 鈴木卓, 高橋之, 松井智哉, 真田靖士, 市之瀬敏勝, 諏訪田晴彦, 福山洋: 枠柱の有無を考慮した耐力壁のせん断強度 (その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.87-90, 2010.9
17. 松本健規, 笠原崇佑, 吉田和也, 高橋之, 佐島悠太, 真田靖士, 市之瀬敏勝, 福山洋, 諏訪田晴彦: 片側柱付き RC 耐震壁の曲げ変形性能 (その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.75-78, 2010.9
18. 吉田和也, 松本健規, 高橋之, 佐島悠太, 真田靖士, 市之瀬敏勝, 福山洋, 諏訪田晴彦: 片側柱付き RC 耐震壁の曲げ変形性能 (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.79-82, 2010.9

本研究に関係しない論文

[審査あり]

19. 神谷和輝, 高橋之, 市之瀬敏勝, 小平渉: 片側に設置するバットレスの強度・変形性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.31, No.2, pp.1423-1428, 2009.7
20. 神谷和輝, 高橋之, 市之瀬敏勝, 小平渉: バットレスとブレースで外側耐震補強した骨組の2方向加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.32, No.2, pp.1333-1338, 2010.7

[アブストラクト審査あり]

21. S. Takahashi, K. Kamiya, T. Ichinose, W. Kohira, Y. Ueda, T. Kamiya: Strength and Deformation Capacity of Buttress at One Side of RC Buildings, Structure under Extreme Loading, PROTECT2009, Japan, 2009.8
22. Susumu Takahashi: A note on the model based on the constant Q damping assumption and its corrected models, The Fifth International Structural Engineering and Construction Conference, USA, 2009.9

[審査なし]

23. 高橋之: Q 値一定減衰モデルとその近似モデルに関する考察, 日本建築学会学術講演梗概集 (中国), Vol.B-2, pp.125-126, 2008.9
24. 内藤はるか, 神谷和輝, 高橋之, 市之瀬敏勝, 神谷隆, 上田洋一, 小平渉: 片側に設置するバットレスの強度・変形性状 その1 荷重変形関係, 日本建築学会東海支部研究報告集, Vol. 47, pp.109-112, 2009.1
25. 神谷和輝, 内藤はるか, 高橋之, 市之瀬敏勝, 神谷隆, 上田洋一, 小平渉: 片側に設置するバットレスの強度・変形性状 その2 ひび割れと変形, 日本建築学会東海支部研究報告集, Vol. 47, pp.113-116, 2009.1
26. 小平 渉, 高橋 之, 市之瀬 敏勝, 神谷 和輝, 神谷 隆, 上田 洋一: 片側に設置するバットレスの強度・変形性状 その1 実験概要, 日本建築学会学術講演梗概集 (東北), pp.55-56, 2009.8
27. 神谷 和輝, 高橋 之, 市之瀬 敏勝, 小平 渉, 神谷 隆, 上田 洋一: 片側に設置するバットレスの強度・変形性状 その2 実験結果, 日本建築学会学術講演梗概集 (東北), pp.57-58, 2009.8
28. 小平 渉, 神谷和輝, 高橋之, 市之瀬敏勝, 神谷隆, 上田洋一: 水平2方向同時加力におけるバットレスの強度・変形性状 その1 バットレスなし試験体の実験結果, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第48号, 2010.2
29. 神谷和輝, 小平 渉, 高橋之, 市之瀬敏勝, 神谷隆, 上田洋一: 水平2方向同時加力におけるバットレスの強度・変形性状 その2 バットレス試験体の実験結果, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第48号, 2010.2
30. 小平 渉, 高橋 之, 神谷 和輝, 市之瀬 敏勝, 上田 洋一, 神谷 隆: バットレスとブレースで外側耐震補強した骨組の2方向加力実験 その1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. C-2, pp.507-508, 2010.9
31. 高橋 之, 小平 渉, 神谷 和輝, 市之瀬 敏勝, 上田 洋一, 神谷 隆: バットレスとブレースで外側耐

震補強した骨組の2方向加力実験 その2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. C-2, pp.509-510, 2010.9