

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	RC片持架構で支持された鉄骨屋根体育館支承部の応答評価および設計法
Title(English)	
著者(和文)	成田和彦
Author(English)	Kazuhiko Narita
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第10156号, 授与年月日:2016年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:竹内 徹,小河 利行,坂田 弘安,堀田 久人,五十嵐 規矩夫
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第10156号, Conferred date:2016/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

RC 片持架構で支持された鉄骨屋根体育館支承部の応答評価および設計法

Response evaluation and design of steel roof bearings supported by RC cantilevered frames

平成二十七年年度

東京工業大学大学院理工学研究科

建築学専攻

成田 和彦

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	2
1.2 既往の研究	4
1.3 研究の目的	5
1.4 適用範囲	5
1.5 本論文の構成	6
第 1 章の参考文献	7
第 2 章 RC 片持架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能	9
第 2 章で使用する記号	10
2.1 序	12
2.2 検討モデルの設定	14
2.2.1 RC 片持架構の振動による被害例	14
2.2.2 検討対象体育館の耐震性能	23
2.2.3 解析方向	30
2.2.4 解析モデルの概要	31
2.3 RC 片持架構の応答特性	42
2.3.1 地震波特性の影響	42
2.3.2 定着部反力への妻面壁重量の影響	45
2.3.3 定着部反力への屋根面剛性の影響	46
2.3.4 屋根面加速度の評価	47
2.3.5 定着部反力の評価	50
2.3.6 RC 片持架構の変形評価	53
2.4 結	56
第 2 章の参考文献	58

第3章 鉄骨屋根体育館における RC 片持架構の応答評価	59
第3章で使用する記号	60
3.1 序	63
3.2 検討モデルの設定	65
3.2.1 解析モデルの種類	65
3.2.2 解析モデルの概要	71
3.3 応答加速度の評価	72
3.3.1 2 質点モデルの構築	73
3.3.2 加速度評価式	75
3.3.3 2 質点モデルにおける水平応答増幅率 F	77
3.3.4 RC 片持壁棟部増幅係数 f_R	78
3.3.5 屋根部桁方向増幅係数 f_W	79
3.4 応答解析結果と提案評価式の比較	83
3.5 定着部反力等の評価	92
3.6 結	96
第3章の参考文献	98
 第4章 エネルギー吸収型支承を用いた RC 片持架構の応答制御	 99
第4章で使用する記号	100
4.1 序	102
4.2 被災体育館の立体モデル	104
4.2.1 立体モデルの設定	104
4.2.2 未改修モデルの応答と解析方法の違いによる結果の比較	109
4.3 改修モデルの応答	115
4.3.1 強度型弾性バネ支承を設置した RE モデルの応答低減効果	115
4.3.2 弾塑性型支承を設置した RP モデルの応答低減効果	117
4.3.3 粘性型支承を設置した RV モデルの応答低減効果	123

4.4 等価一質点系による応答低減効果の評価	128
4.4.1 等価一質点系のモデル化と簡易応答評価の手順	128
4.4.2 立体解析結果と等価一質点系評価の比較	133
4.5 結	138
第4章の参考文献	139

第5章 摩擦ダンパーを用いた鉄骨屋根支承の動的載荷実験および応答評価

第5章で使用する記号	141
5.1 序	142
5.2 摩擦ダンパー要素の載荷実験	145
5.2.1 試験体概要	146
5.2.2 載荷計画	148
5.2.3 実験結果	148
5.3 摩擦ダンパー支承の載荷実験	150
5.3.1 試験体概要	150
5.3.2 載荷計画	150
5.4 実験結果	155
5.4.1 繰返し載荷実験	155
5.4.2 過大変形実験	158
5.4.3 支承部の初期剛性とボルト軸力、載荷速度との関係	161
5.4.4 ボルト軸力、鉛直荷重と支承部すべり耐力の関係	162
5.5 摩擦ダンパー支承による応答低減効果の検証	163
5.5.1 支承部解析モデル	163
5.5.2 解析概要	163
5.5.3 数値解析による応答低減効果の評価	167
5.6 摩擦ダンパー応答低減評価法の誘導	174
5.6.1 縮約2質点系による応答評価	174

5.6.2 複素固有値解析による応答評価	178
5.7 結	181
第5章の参考文献	182
 第6章 RC片持架構を有する鉄骨屋根体育館支承部の応答評価および設計法	 183
第6章で使用する記号	184
6.1 序	190
6.2 検討建築物	190
6.3 評価モデルの質量配分及び妻壁のモデル化	193
6.3.1 評価モデルの質量配分	193
6.3.2 妻壁のモデル化	193
6.4 固定支承部反力の評価手法	197
6.5 ローラー支承部相対変位の評価手法	210
6.6 摩擦ダンパー支承部の設計手法	215
6.7 結	224
第6章の参考文献	225
 第7章 結論	 227
 付録	 付 1
付録1 振動モードについて	付 2
付録2 建物の質量および質量分布	付 3
付録3 境界変形角について	付 4
付録4 A_i 分布による加速度の算出	付 5
付録5 2質点モデルの水平応答増幅率 F	付 6
付録6 2次モードを考慮した棟部加速度評価式	付 16
付録7 A_i 分布を用いた加速度簡易評価式	付 19

付録 8	エネルギー吸収支承による妻壁の応答低減効果	付 23
付録 9	複素固有値による 2 質点系の応答評価	付 35
付録 10	非比例減衰 2 質点系近似のための実固有値解析の補正について	付 42
付録 11	実固有値解析を応用した近似応答評価	付 62
付録 12	非比例減衰となる 2 質点系の減衰係数と作用するモードについて	付 72
付録 13	非比例減衰となる 2 質点系の 1 次 2 次の減衰係数が $R_T=1$ で等しく なることについて	付 78
付録 14	ローラー支承部相対変位の評価における妻壁の塑性化について	付 97
付録 15	実在体育館の妻壁変形制御用摩擦ダンパー計算例	付 100
付録 16	実用的な評価手法の提案	付 109
時刻歴応答解析プログラム		P1~P30
本研究に関する発表論文		

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

学校体育館は震災時に地域の避難拠点となるため耐震性確保の必要性が指摘され、昭和56年(1981年)以前に建設された多くに耐震診断及び耐震補強が実施されてきた。

しかし2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、耐震改修を要しないとされてきた新耐震設計法により建設された図1.1に示すようなRC片持架構と鉄骨屋根を有するR型¹⁻¹⁾の学校体育館(以降、鉄骨置屋根体育館と称する)では、RC片持架構周辺の鉄骨部材及び支承部に多くの被害が見られた。

特に図1.2に示す屋根面が鉄骨ブレースで構成される鉄骨置屋根体育館では桁行方向の地震動が作用した場合に片持架構となる妻壁と周辺の鉄骨部材及び支承部に損傷が多く発生し、屋根スラブの無いRC片持架構の構面外の応答がその原因の一つとして指摘されている¹⁻²⁾⁻¹⁻⁴⁾。同部位は耐震診断でも補強が必要となることが多く、水平庇や垂直壁(バットレス)を設け補強するケースが多いが、その効果は明らかになっていない。

屋根面がブレースにより一体化された鉄骨置屋根体育館では、アンカーボルトでRC妻壁や桁フレームと一体化されるため構造物の固有周期は短周期となる場合が多い。しかし地震動によりアンカーボルトが破壊された場合には、RC片持架構が独立して振動するため固有周期が長くなり大きく変形することが予想される。その結果RC片持架構が曲げ破壊したり、大変形することにより鉄骨屋根や天井等に被害をもたらす。

現行の耐震設計関連基準類及び耐震診断・改修指針は剛床仮定を前提とした重層構造を対象に整備されており、上述したようなRC片持架構の応答や支承部の検討を担保していない。このことが新耐震基準整備後も同種の地震被害が改善されない背景となっている。RC片持架構の設計および耐震改修においては、その荷重を屋根面ブレースで桁架構まで伝達する手法、またはローラー支持し変形を逃がす方法が考えられる。しかしそもそも支承部に発生する反力およびローラー支持した場合の変形量を評価する手法は確立しておらず、基準整備のための理論的検討が進んでいないのが現状である。

R型学校体育館は全国に多数建設されており、今後も計画されることが考えられることから、その耐震性の確保は極めて重要と考えられる。

耐震基準整備のためには、支承部についてアンカーボルト接合など固定、ローラー及びエネルギー吸収支承など様々な支承形式とした場合について、支承部に作用する反力、相対変位及びエネルギー吸収支承の効果についての評価手法を確立する必要がある。

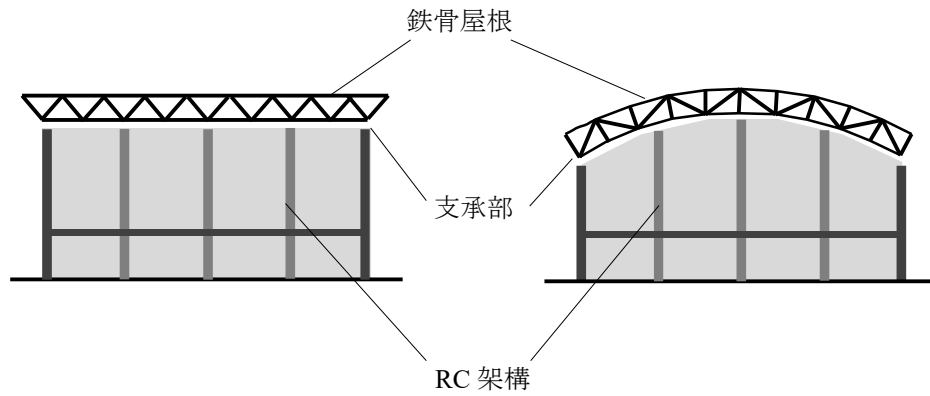


図 1.1 鉄骨置屋根構造の定義

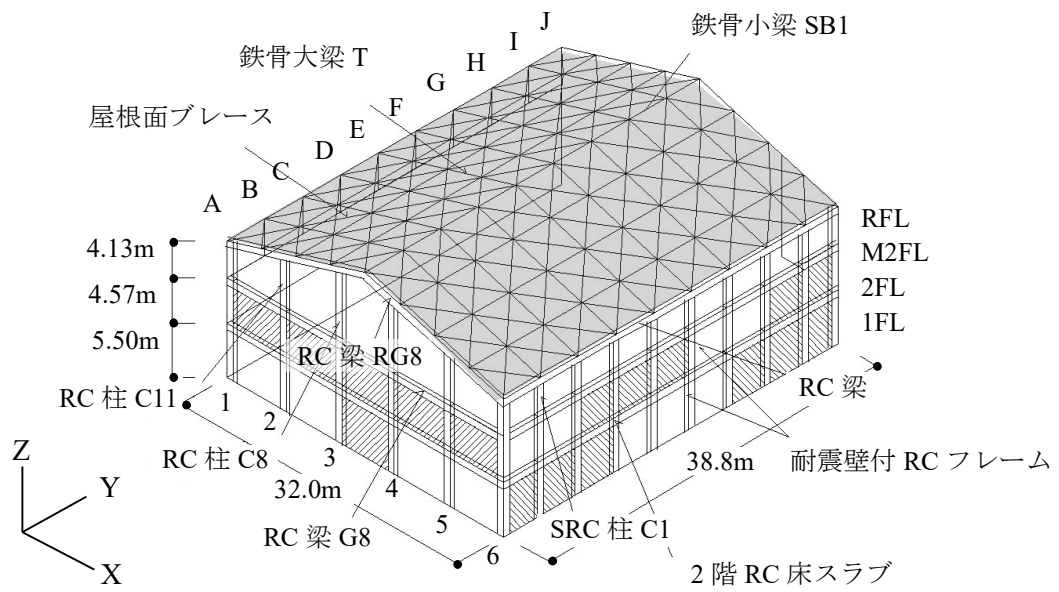


図 1.2 検討対象学校体育館

1.2 既往の研究

耐震診断・耐震補強および設計においては、拠り所として「屋内運動場等の耐震性能診断基準」¹⁻¹⁾、「鉄骨学校体育館の耐震診断・改修基準」¹⁻⁵⁾、「既存学校体育館等の耐震改修の手引と事例」¹⁻⁶⁾あるいは「学校体育館等耐震性能設計ガイドライン（案）」¹⁻⁷⁾が使用されることが多い。しかし今回の地震で多くの被害が見られた、RC片持架構となる妻壁の構面外方向の振動に対する設計方法や鉄骨屋根とのアンカー部の設計方法は示されていない。これは現行の新耐震設計法においても同様である。

学校体育館は、耐震性確保の必要性が指摘されており、学校体育館を対象とした耐震性能に関する研究が精力的に行われている。鋼構造体育館では加藤、中澤^{1-8), 1-9), 1-10), 1-11), 1-12)}らが、桁行方向に地震動を受ける場合を想定し、桁面ブレースの特性が耐震性能に与える影響の分析や、桁行方向の振動性状についての考察を行っている。また地震リスクの評価の視点から避難施設としての機能維持性能評価に関する研究などを行っている。

今回の東北地方太平洋沖地震では学校体育館で天井落下が多数発生したが、川口ら¹⁻¹³⁾は、非構造部材にあたる天井の落下に着目し、天井の動的挙動を解明するための簡易な応答解析手法の提案している。元結ら¹⁻¹⁴⁾は、懸垂物の耐震性能を分析するための振動台実験を行っている。また日隈ら¹⁻¹⁵⁾は、東北地方太平洋沖地震でのRC体育館鉄骨トラスの置屋根の接合ボルトの破断の研究を行っている。

学校体育館の耐震改修に関する研究も精力的になされている。竹内ら^{1-16), 1-17)}は、鋼構造体育館の支持躯体に履歴ダンパーや粘性ダンパーを付加する耐震改修法を検討し、立体モデルの数値解析から改修による鉄骨屋根面の応答性状や耐震性能を分析し、従来型の補強建物と同様の構造耐震指標 I_s 値による評価手法を提案している。山下、岡本ら^{1-18), 1-19)}は、ダイヤモンドトラス体育館の桁面及び妻面に摩擦ダンパー付ブレースを付加する耐震改修法を検討し、立体モデルの数値解析から応答低減効果を分析し、限界耐力計算を適用した簡易設計法を提案している。小林、位田¹⁻²⁰⁾は、鉄骨造屋内体育館の桁行方向に鋼材ダンパーを用いた耐震改修法を検討し、体育館桁面を対象にエネルギーの釣合いによる耐震性能評価手法を提案している。

このように、体育館を対象とした耐震性能の研究や耐震改修法の研究は広く行われているが、鉄骨屋根がRC構造で支持されたR型の学校体育館のRC片持架構の構面外地

震応答性状について調査、分析した研究は現在までほとんど見られない。また鉄骨置屋根体育館の支承部にエネルギー吸収部材を用いて RC 片持架構となる妻壁の構面外応答制御に関する研究もほとんど行われていない。

1.3 研究の目的

本研究では妻面に RC 片持架構を有する R 型体育館の鉄骨置屋根支承部について、固定支承部またはローラー支承部における反力および相対変位を簡便に評価するための手法、並びに要求性能に対するエネルギー吸収型支承部の設計法を確立し、既存体育館の耐震改修及び新設体育館の設計など、RC 片持ち架構を有する鉄骨屋根建築物の耐震設計に資することを目的とする。

本研究ではまず、被害を受けた実在する学校体育館の時刻歴解析モデルを作成し、RC 片持架構に係る支承部、壁柱、壁梁、屋根ブレース、鉄骨小梁等の被害の再現を試みる。次に、体育館の階数、スパン長、桁行長を変えた解析モデルを作成し、RC 片持架構の応答加速度、支承部反力等の変化をしらべ、これらの評価方法を提案する。

さらに、固定支承とするかわりに弾塑性ダンパー、粘性ダンパーを設置した場合について支承部の相対変形を設計クライテリア以内に制御できるかどうかの検討を行う。最後に、実際に摩擦ダンパー支承部を制作し動的載荷試験を行い履歴特性を確認し、時刻歴解析モデルに適用して変形制御能力を確認する。また簡易な評価法の提案を行う。

1.4 適用範囲

本研究では、山形の体育館の桁行方向の時刻歴応答解析をベースに、RC 片持架構で支持された鉄骨置屋根体育館支承部について①加速度評価、②固定支承部反力評価、③ローラー支承部変形評価、④エネルギー吸収支承部要求性能について評価法を提案する。このうち③④については RC 片持架構が屋根面と離間しているモデルのため、適用について制限はない。

①②については、評価モデルの作成にあたり、RC 下部構造と RC 片持架構上部 1/2 に屋根面を加えた屋根部の 2 質点系に縮約することを基本としている。RC 片持架構は構面外方向に柱列ごとに評価するため片持架構の形状は山形、かまぼこ型など形状は問

わずに適用できる。ただし、屋根部の桁方向については、桁方向振動モデルで示すように屋根面を一体として評価しているため、ドームのように振動方向に屋根面に大きなライズがある場合など屋根面の振動方向の支配的な挙動が一様でない場合は別途検討が必要である。なお、2質点系の固有値解析の近似式をベースとしているためスパン長、桁行長、RC 躯体部の層数には制限がないものとする。

1.5 本論文の構成

本論文は全7章からなり、各章の概要は以下のとおりである。

第1章は序論であり、本研究の背景、既往の研究、本研究の目的を示している。

第2章では、東北地方太平洋沖地震において被災したR型の実在学校体育館を模擬した数値解析モデルを構築し、RC片持架構の構面外地震応答及び屋根面ブレースとの定着部に生じる応力・変形を時刻歴応答解析により分析し、実際の被害状況との比較を行い、解析モデルの妥当性を確認する。

第3章では、様々な規模や平面形状に対応させ、建物の幅、奥行き、RC躯体部層数を変化させた数値解析モデルを構築し、屋根面ブレース剛性、躯体剛性をパラメータとして変化させた解析を行い応答加速度、定着部反力についての詳細な検討を行う。また、RC片持架構、側面、屋根架構を単純な振動モデルで表現することで、同種の体育館の地震時の挙動を明らかにし、鉄骨置屋根体育館に適用できる屋根面加速度、定着反力評価式等を策定する。

第4章では、RC架構に支持された体育館のRC妻壁と鉄骨屋根間の支承部に、エネルギー吸収部材を用いたRC片持架構の構面外応答制御を試み、その応答低減効果を分析する。次に等価一質点系の簡易縮約モデルを用いた応答低減効果の分析を行い、さらに最適な支承性能を簡便に求めるために等価線形化法の適用を試み、立体解析結果との比較から評価精度を検証する。

第5章では摩擦ダンパーを組込んだ鉄骨屋根用支承部を実際に製作し、動的載荷実験を実施してその履歴特性を確認するとともに、得られた性能がRC片持架構にどの程度の応答制御効果を発揮するかの検証を行う。併せて等価2質点モデルを用いた摩擦ダンパー支承の応答低減評価手法の検討を行う。

第6章では、以上の知見を総合し、固定支承部またはローラー支承部における反力お

よび相対変位を簡便に評価するための手法, 並びに要求性能に対するエネルギー吸収型支承部の設計法の検討を行う。検討においてはより精緻な評価法と現行設計規準と親和性の高い評価法を時刻歴応答解析結果と比較しながら, その精度について論ずる。

第 7 章は結論であり, 各章で得られた成果を要約する。

第 1 章の参考文献

- 1-1) 文部科学省：屋内運動場等の耐震性能診断基準, (社)文教施設協会, 2006.9
- 1-2) 日本建築学会大会 PD 資料：大空間施設の総合的耐震性能を考える-東日本大震災を経験して, 2012.9
- 1-3) (社)建築研究振興協会東北耐震診断改修委員会鉄骨置屋根耐震検討 WG 東日本大震災における鉄骨置屋根構造の被害調査報告, 2012.8
- 1-4) 建築研究開発コンソーシアム鉄骨置屋根構造の耐震性能に関する研究会 鉄骨置屋根構造の被害分析および耐震診断の進め方, 2013.9
- 1-5) (社)日本建築防災協会：鉄骨学校体育館の耐震診断・改修基準
- 1-6) (社)日本建築防災協会：既存学校体育館等の耐震改修の手引と事例, 2004.8
- 1-7) 日本建築学会シェル・空間構造耐震性能評価小委員会：学校体育館等耐震性能設計ガイドライン(案), 2008.3
- 1-8) 森伸也, 加藤史郎, 中澤祥二, 大家貴徳：弾塑性地震応答解析に基づく学校体育館の靱性指標評価の検討 その 1：桁面ブレースの評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp875-876, 2008.9
- 1-9) 加藤史郎, 中澤祥二, 大家 貴徳, 柏井恭平：弾塑性地震応答解析に基づく体育館等のブレースの動的靱性指標の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 647 号, pp129-135, 2010.1
- 1-10) 山田耕司, 加藤史郎, 中澤祥二：既存学校体育館の桁行き方向地震応答性能の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp881-882, 2008
- 1-11) 平野健太, 中澤祥二, 嶋登志夫, 加藤史郎, 立道郁生：体育館・工場など空間構造物の地震リスク評価に関する基礎的研究(その 1) 弾塑性応答解析の分析,

日本建築学会大会学術講演梗概集, pp773-774, 2006

- 1-12) 平野健太, 中澤祥二, 加藤史郎, 立道郁生: 体育館・工場など空間構造物の地震リスク評価に関する基礎的研究: その4 地震リスクマネジメント技術を活用した耐震補強効果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp807-808, 2007
- 1-13) 永井拓生, 川口健一, 安藤顕祐, 新谷真人, 熊谷祥吾: 大面積吊天井の地震時応答解析その1 天井の弾性変形を考慮した解析手法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp795-796, 2008
- 1-14) 日隈宏法, 浅里和茂, 千葉正裕, 日比野巧: 既存 RC 造体育館における鉄骨置き屋根接合ボルトの破断に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp927-928, 2013
- 1-15) 中本康, 元結正次郎, 豊島学, 船積宏彰: 耐震補強を目指した在来型天井の振動台実験: その1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp875-876, 2007
- 1-16) 竹内徹, 堤友紀, 熊谷知彦, 小川利行: 制振部材を用いた鉄骨造学校体育館の耐震改修および屋根部の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第656号, PP.1891-1900, 2010.10
- 1-17) 竹内徹, 湯澤優登, 熊谷知彦, 小川利行: 制振部材を用いた鉄骨造体育館における屋根面架構の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第669号, PP.1989-1995, 2011.11
- 1-18) 山下哲郎, 岡本哲美, 安田勝範, 玉松健一郎: 摩擦ダンパーを用いたダイヤモンド体育館の制震補強: その1.概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp809-810, 2003
- 1-19) 山下哲郎, 岡本哲美, 大家貴徳: 摩擦ダンパーを用いたダイヤモンド体育館の制震補強: その2 限界耐力計算の適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp857-858, 2004
- 1-20) 小林正人, 位田拓磨: 鋼材ダンパーを用いた屋内体育館の耐震改修と耐震性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-3, pp805-806, 2009.8

第 2 章 RC 片持架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能

第 2 章で使用する記号

R2 型体育館：下部構造が鉄筋コンクリート構造で RC の床スラブにより 2 層構造となっている。屋根面は鉄骨構造置屋根で支承部はアンカーボルト等で固定またはルーズホールとなっている。

R1 型体育館：下部構造が 1 層の鉄筋コンクリート構造で屋根面は鉄骨構造置屋根となっており支承部はアンカーボルト等で固定またはルーズホールとなっている。

As：検討体育館の定着部を固定と想定した，時刻歴応答解析モデル

Af：検討体育館の定着部を離間と想定した，時刻歴応答解析モデル

Ab：検討体育館の定着部が最初剛性を有するが，一定の引張り力が加わると破壊し離間すると想定した，時刻歴応答解析モデル

Tohoku-Mito 波：2011 年東北地方太平洋地震において検討建物の直近の水戸市金町において観測された NS 方向の地上波

JMA-Kobe 波：1995 兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された NS 方向の地上波

W_m ：妻壁の重量比（検討体育館の A フレームの重量を基準にした比率で，定着部反力を調べるため，0.01,0.5,1.5,2.0 倍と変化させる）

R_k ：屋根面剛性比（検討体育館の屋根面の剛性を基準にした比率で，屋根ブレースの断面積に乗じる。棟部応答加速度，定着部反力を調べるため，0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0 倍と変化させる）

N_t ：検討体育館の定着部の破壊耐力で 141kN と想定

R_a ：定着部最大反力 (kN)

${}_R m_i$ ：屋根部 i 番目の質点質量 (kg)

${}_2 m_i$ ：M2 階 i 番目の質点質量 (kg)

${}_R \alpha$ ：屋根棟部の加速度 (m/s^2)

${}_2 \alpha$ ：妻壁 M2 階部分の加速度 (m/s^2)

${}_R h$ ：屋根部質量の重心高さ (m)

${}_2 h$ ：妻壁 M2 階部分の高さ (m)

n ：片側の妻壁と屋根の支点数

cM_{yi} : 妻壁柱柱脚の桁行方向の降伏モーメント (kNm)

$_{Rb}Q_y$: 妻壁最上部の梁の面外方向の曲げ降伏時のせん断力 (kN, $=_{Rb}M_y/l$)

$_{2b}Q_y$: 妻壁 M2 階部分の梁の面外方向の曲げ降伏時のせん断力 (kN, $=_{2b}M_y/l$)

2.1 序

本章では、2011年東北地方太平洋沖地震で被害を受けたRC片持架構を有する鉄骨屋根体育館の被害状況を再現するため、立体解析モデルを構築し、直近で観測された地震波（震度6弱）を用いて時刻歴応答解析を行う。被害は主にRC片持架構となる妻壁と鉄骨屋根とを連結する支承部で生じておりアンカーボルトの引き抜きや破断が生じた。また屋根面の鉄骨ブレースの座屈や妻壁柱に曲げひび割れが多数みられた。これらはRC片持架構の面外振動により生じた可能性があり、時刻歴応答解析で検証を行う。

解析において支承部は実在の支承部の他に完全固定の場合、離間してローラー支承となった場合について解析を行い、固定の場合の支承部に生じる反力や離間の場合のRC片持架構の相対変位を検討する。

また、同じ解析モデルを用いて兵庫県南部地震(1995)等、震度7クラスの直下型地震波を用いた解析を行い比較を行う。

さらに、支承部、RC片持架構及び鉄骨屋根面の耐震設計、補強設計に資するため、応答特性の差や、妻面壁の応答に妻構面の重量や鉄骨屋根面の剛性がどのように影響するかについて分析し、屋根面加速度、固定の場合の支承部に生じる反力や離間の場合のRC片持架構の相対変位の簡便な評価方法を提案し時刻歴応答解析と比較する。

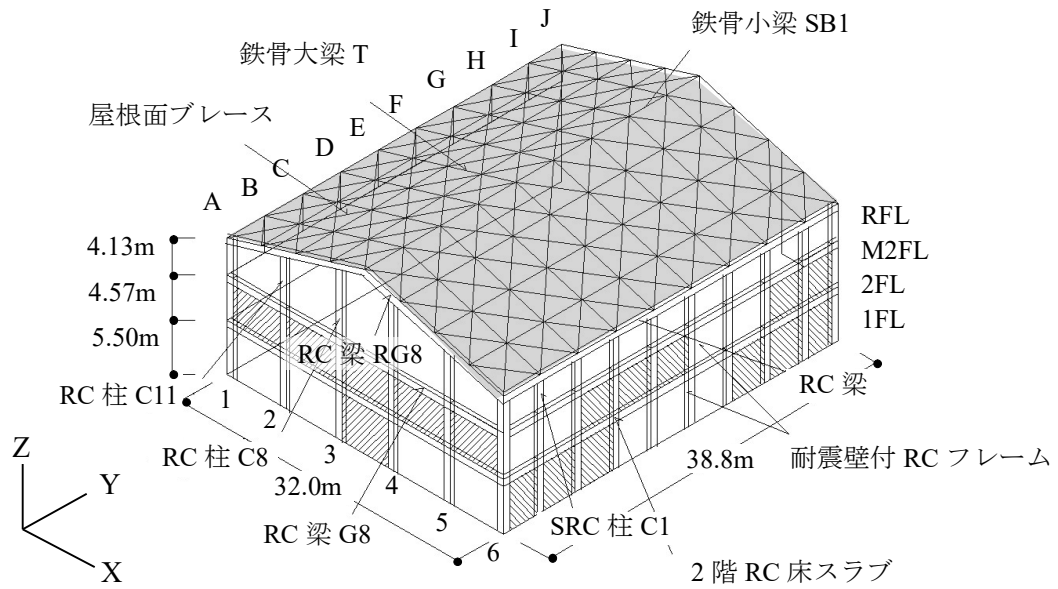


図 2.1 検討対象学校体育館



写真 2.1 妻構面(A 通り)



写真 2.2 妻構面(J 通り)

2.2 検討モデルの設定

2.2.1 RC片持架構の振動による被害例

検討対象として設定する体育館は実在する1984年設計、翌年竣工の地上2階、屋根S造・下部RC造の高校体育館である。本建物は茨城県の北部で水戸市から約5kmの距離に位置する。

建物の概要を図2.1に、屋根伏図を図2.2(a)に、軸組図を図2.2(b)に示す。写真2.1, 2.2に妻構面の写真を示す。1階(1F)はRCの壁付きラーメン構造であり、武道場とプロティとして使用されている。2階(2F)はスパン32m、桁行38.8mのアリーナとなっており、中2階(M2F)はギャラリーとなっている。

妻方向のA通り、J通りは厚150mmの耐震壁付きRC架構で2Fから片持架構となっており、B～I通り架構は鉄骨山形ラーメン架構でRC柱に埋め込まれている。

桁方向の1, 6通りは1F部分と2F部分が厚150mmの耐震壁を有するラーメン架構で、M2FLの上は壁のないラーメン架構となっている。このため桁行き方向では1F, 2Fは剛性が高く、M2Fから上は剛性が低くなっている。屋根面は10列の山形架構により屋根が構成されており、桁方向にH-200×100の小梁が配置され、水平ブレースはL-65×65×6、外周部は2L-65×65×6となっている。

図2.2(c)にRC(SRC)柱断面面リスト、図2.2(d)にRC梁断面リストを示す。

図2.2(e)に鉄骨屋根とRC妻壁の接合詳細図を示す。今回の地震ではアンカーボルトの引き抜けボルトの破断が発生した。図2.2(f)に鉄骨屋根と桁フレームのRC柱との接合詳細を示す。鉄骨フレームはRC柱に埋め込まれSRC柱となっており、今回の地震では損傷は見られなかった。

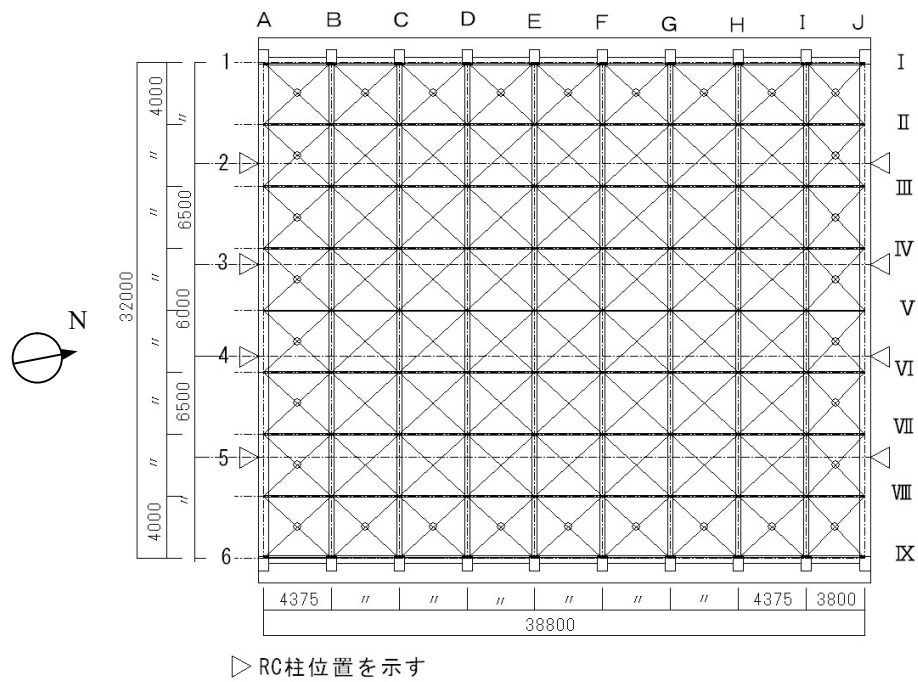
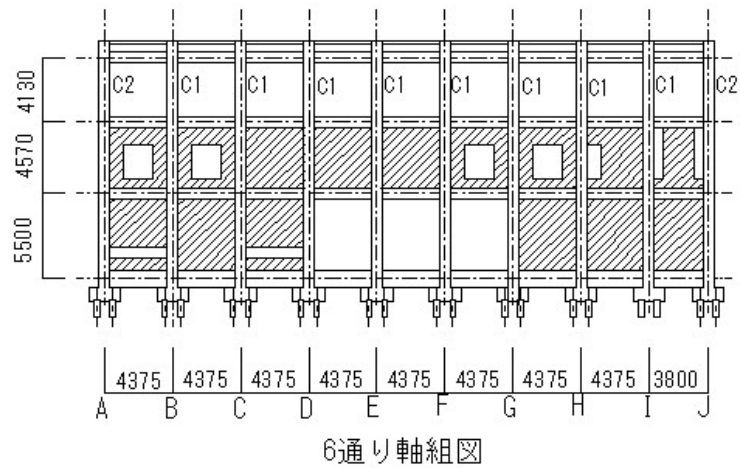
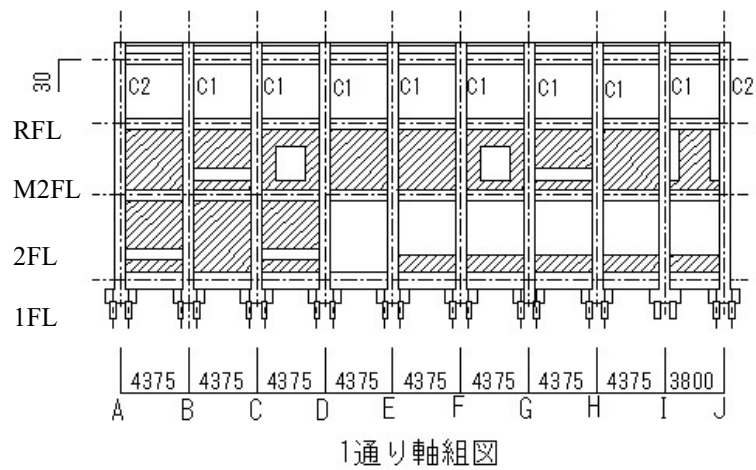


図 2.2(a) 屋根伏図



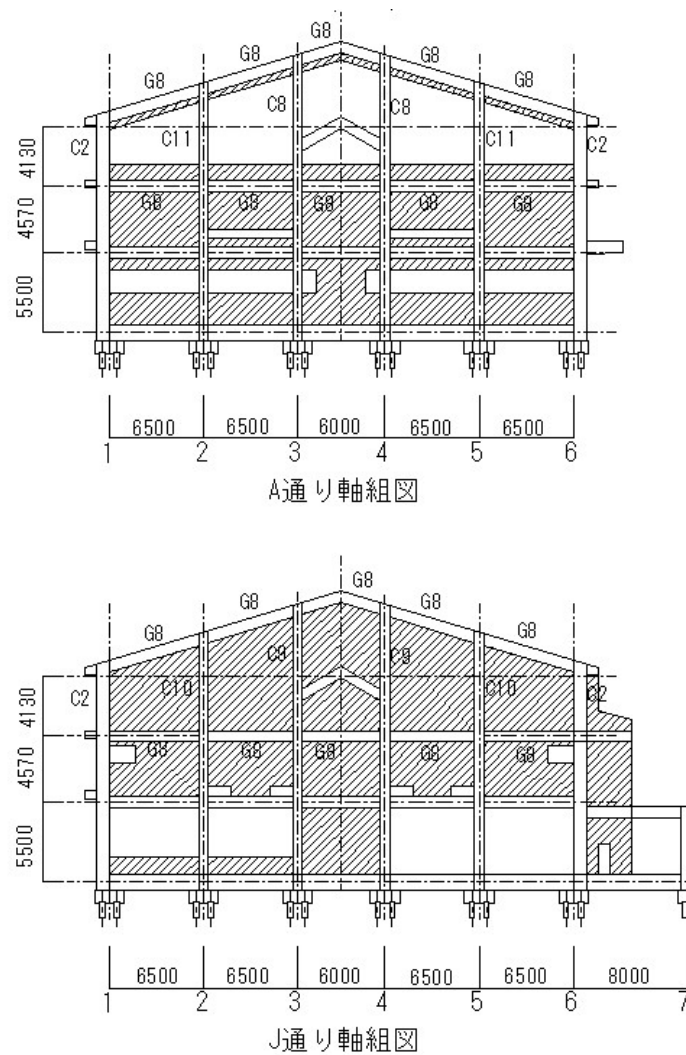
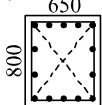
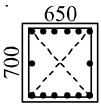
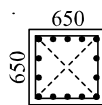
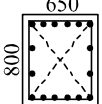
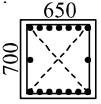
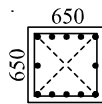
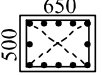
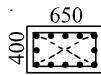

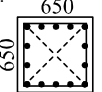
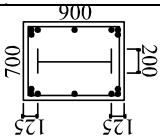
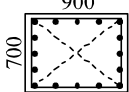
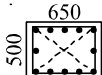
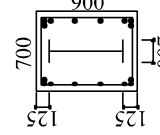
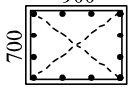
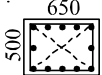
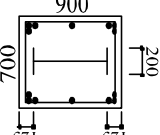
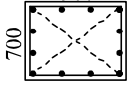


図 2.2 (b) 軸組図

	C8	C9	C10
1F			
	14-D25	14-D25	14-D25
2F			
	16-D25	16-D25	12-D25
M2F			
	12-D25	12-D25	10-D25
	C11	C1	C2
1F			
	14-D25	13-D25	12-D25
2F			
	14-D25	16-D25	12-D25
M2F			
	12-D25	14-D25	16-D25

※フープはすべて D13@100

図 2.2(c) RC 柱断面リスト

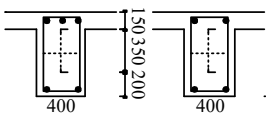
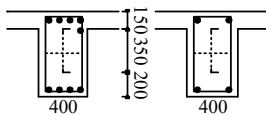
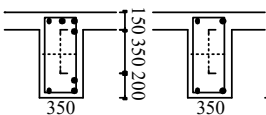
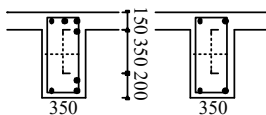
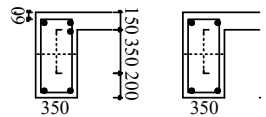

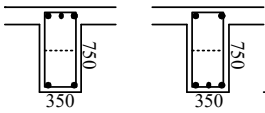
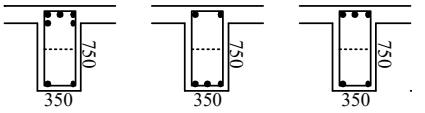
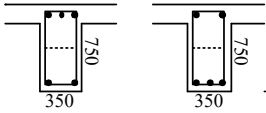
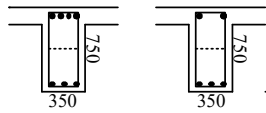
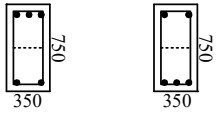
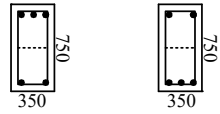
		G4		G4A								
		両端部		中央部		両端部		中央部				
2FL												
	3-D25		2-D25		5-D25		2-D25					
	2-D25		2-D25		4-D25		2-D25					
	D10@150		D10@150		D13@150		D13@150					
M2FL												
	4-D25		2-D25		4-D25		2-D25					
	3-D25		2-D25		3-D25		2-D25					
	D10@150		D10@150		D10@100		D10@100					
RFL												
	3-D25		2-D25									
	2-D25		2-D25									
	D10@150		D10@150									
		G8		G8A								
		両端部		中央部		1, 6 端部		中央部		2, 5 端部		
2FL												
	3-D25		2-D25		4-D25		2-D25					
	2-D25		3-D25		3-D25		3-D25					
	D10@150		D10@150		D10@150		D10@150					
M2FL					両端部		中央部					
					3-D25		2-D25					
	3-D25		3-D25		2-D25		3-D25					
	D10@150		D10@150		D10@150		D10@150					
RFL												
	3-D25		2-D25		3-D25		2-D25					
	2-D25		3-D25		2-D25		3-D25					
	D10@150		D10@150		D10@150		D10@150					

図 2.2 (d) RC 梁断面リスト

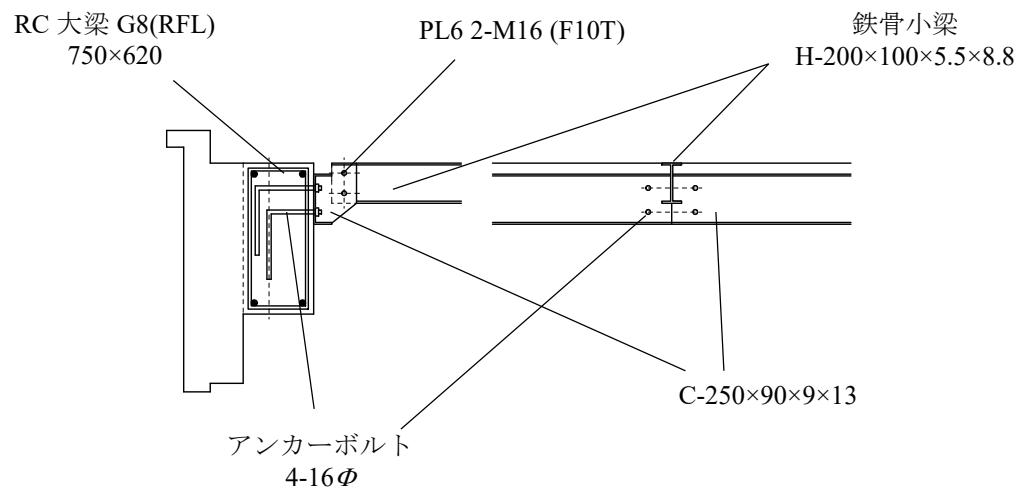


図 2.2(e) 鉄骨屋根と RC 妻壁 (A, J フレーム) 接合部詳細図

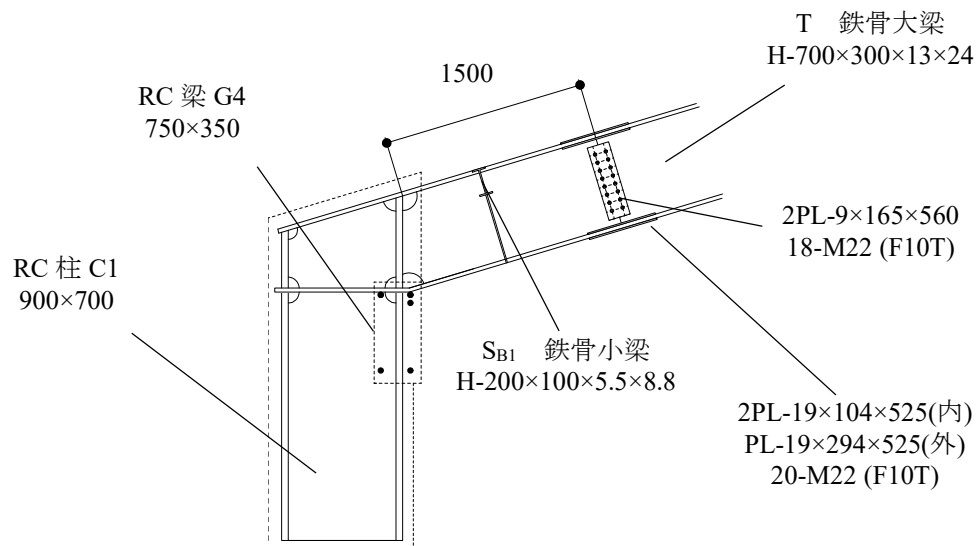


図 2.2(f) 鉄骨屋根と RC 躯体(桁フレーム) 接合部詳細図

2011年東北地方太平洋地震における被災状況を写真2.3～2.6に示す。1階のRC部には大きな被害は見られなかったが、屋根面では妻構面付近でRC架構と鉄骨架構間の屋根ブレースが全面的に座屈し(写真2.4)、屋根ブレースの妻面定着部アンカーが破断・抜けるなど多くの位置で損傷し、妻面壁付近で鉄骨定着部材が脱落したことにより屋根が陥没した(図2.3(a))。アンカーの一部は約100～150mm近く引き抜けた(写真2.5)。また妻面のRC架構柱に多くの曲げひび割れが観察された(写真2.3, 図2.3(b))。本体育館において、妻面A通りはM2F部分が壁の無いラーメン架構で2FLから片持ちの自立壁となっており、舞台側の妻面J通りは全面がW15のコンクリート耐震壁を有するラーメン架構で2FLから片持ちの自立壁となっている。このため、桁方向の地震動によりこれらのRC片持架構が構面外方向に大きく変形し、鉄骨屋根架構との応答の差により定着部に過大な力が加わり、妻面近傍のブレースおよびアンカーを損傷させたものと考えられる。なお、アリーナ部ではエキスパンドメタルで構成された重量システム天井が全面的に落下した(写真2.6)。

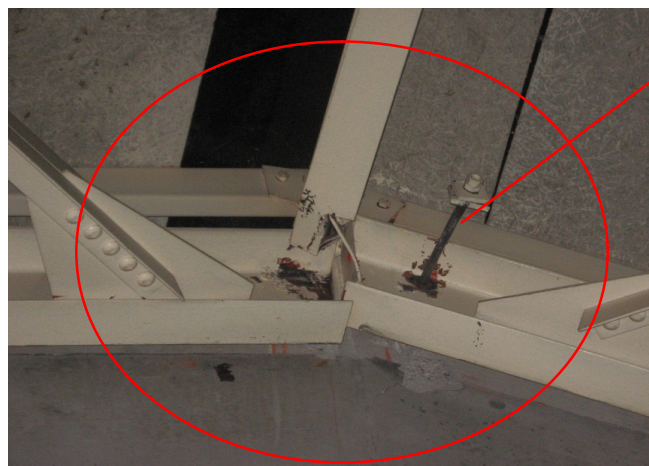


写真2.3 妻構面(A通り) 柱ひび割れ



屋根ブレース座屈

写真2.4 J通り屋根ブレース座屈



アンカーボルト引き抜け

写真2.5 J通りアンカー引き抜け



写真2.6 システム天井落下

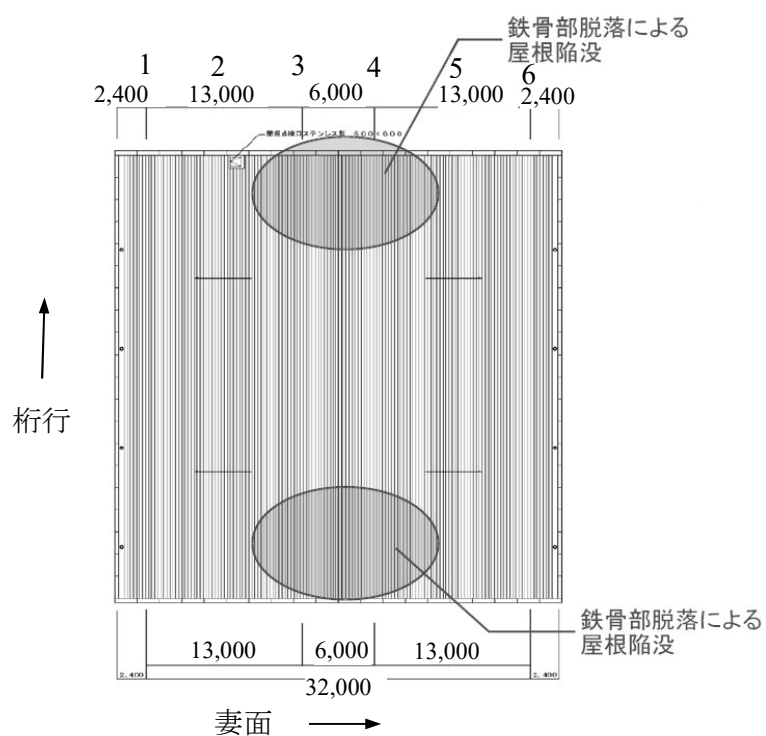


図 2.3 (a) 屋根面の損傷

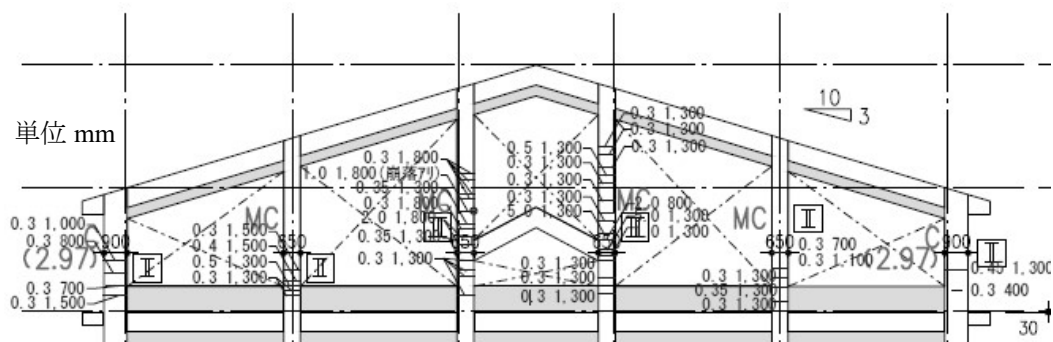


図 2.3(b) 妻構面(A 通り) 柱ひび割れ

2.2.2 検討対象体育館の耐震性能

検討対象体育館は1985年に新耐震設計法により建築されたR2型の体育館で、以下に示すように下部構造の耐震性、屋根面ブレースの耐震性、妻面の片持ち架構の耐震性について、現在の耐震設計基準を満足しており、また現行の耐震診断基準も満足しているとされている。

保有水平耐力の検討に当たっては、初めに1) 屋根部を剛床と仮定して下部RC架構の保有水平耐力を求め、次に2) 屋根面ブレースの荷重伝達能力、最後に3) RC片持架構の自立性及び支承部の荷重伝達能力について検討することが望ましい。ただし、3)の検討手法については現在でも基準等に記載されているわけではなく、建築確認等で必ずしも審査されているわけではない。以下では1)～3)について現行基準に基づいた検討を行い、2)、3)については、合わせて屋外体育館の耐震診断基準による検討も行う。

1) 保有水平耐力

各層の保有水平耐力を表2.0.1に示す。保有水平耐力算定条件として屋根面を剛床と仮定する。 Q_w/Q_{un} はすべて1以上となり、現行基準を満足している。

表 2.0.1 保有水平耐力

(a) X 方向

	Σw_i	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
M2F	5,062	1.63	0.35	1.11	3,207	7,484	2.33
2F	12,213	1.30	0.4	1	6,346	14,929	2.35
1F	25,694	1.00	0.45	1	11,562	25,387	2.20

(b) Y 方向

	Σw_i	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
M2F	5,062	1.63	0.4	1.5	4,953	8,886	1.79
2F	12,213	1.30	0.55	1	8,726	17,725	2.03
1F	25,694	1.00	0.45	1.98	22,893	30,141	1.32

2) 屋根面ブレースの荷重伝達能力

屋根面ブレースについて保有耐力時と耐震診断による場合を検討する。

なお、屋根面ブレースは外周が2L-65×65×6 内部がL-65×65×6としており、Ⅱ－Ⅲ間でブレース軸力が最大となる。

(X 方向)

a) 保有水平耐力時の屋根部荷重伝達能力

図 2.3.1 に質量配分を示す。保有耐力時は屋根面各列の重量と妻壁上部 1/2 の重量に $A_i \times D_s \times F_{es} \times C_0$ を乗じてせん断力を求め屋根面ブレースの検定を行う(図 2.3.2)。Ⅱ－Ⅲ間で 1 本当たりのブレース軸力が最大となるが、検定比は 0.44 で屋根面重量を伝達可能であり現行基準を満足する(表 2.02)。なお、安全側に妻壁の耐力は考慮していない。

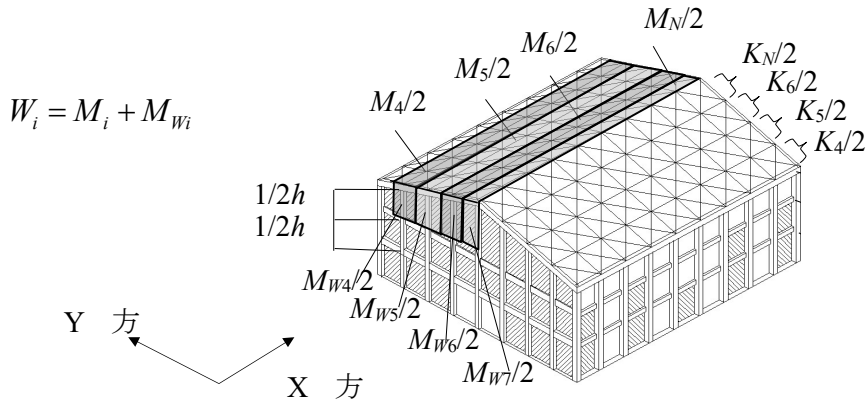


図 2.3.1 屋根部質量配分 (X 方向)

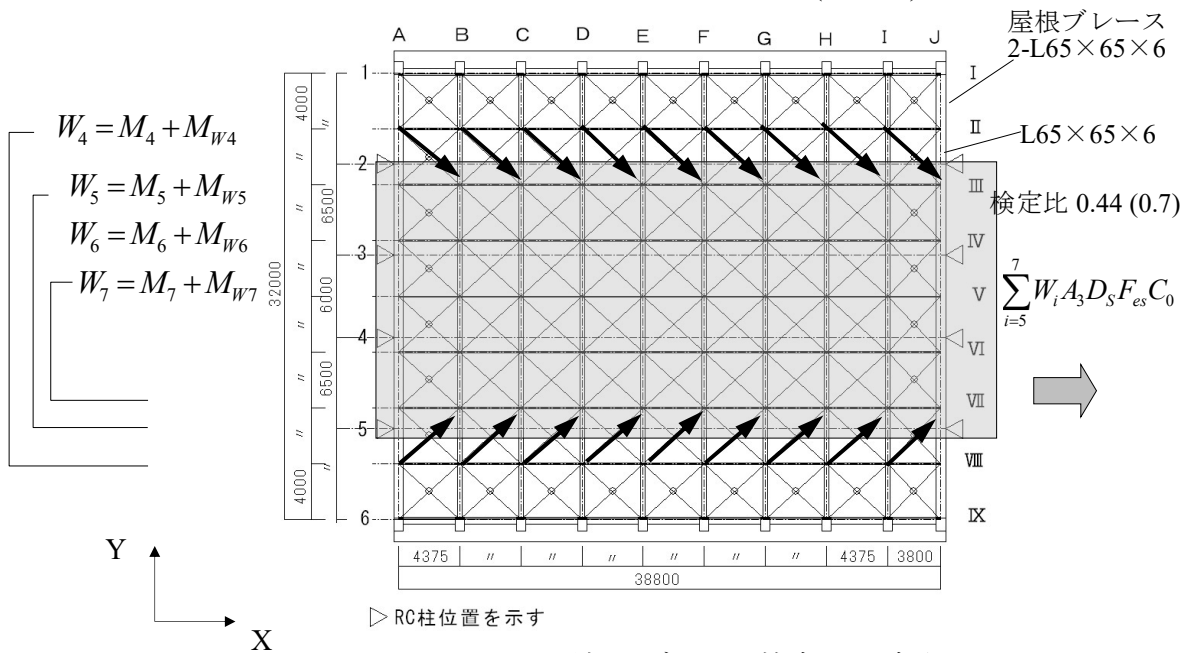


図 2.3.2 屋根面ブレース検定 (X 方向)

表 2.0.2 保有耐力時の屋根面ブレース検定(X 方向)

	屋根+妻壁 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	D_s	F_{es}	C_0	$\Sigma W_i A_i D_s F_{es} C_0$	構面数	ブレース軸力(kN)	ブレース降伏耐力(kN)	検定比
V	400	400	1.63	0.35	1.11	1	253	22	15.92	176.9	0.09
IV	874	1274	1.63	0.35	1.11	1	807	22	50.70	176.9	0.29
III	701	1975	1.63	0.35	1.11	1	1,251	22	78.59	176.9	0.44
II	763	2738	1.63	0.35	1.11	1	1,735	36	66.59	176.9	0.38

b) 耐震診断の規定による屋根部荷重伝達能力

耐震診断時は文部科学省大臣官房文京施設企画部「屋内運動場の耐震性能診断基準」

4.1 屋根面の耐震性能（以下「屋体基準」という。）に従い屋根面各列の重量と妻壁上部 1/2 の重量に $K_n=0.55 \times A_i \times F_{es} \times C_0$ を乗じてせん断力を求め屋根面ブレースの検討を行う。Ⅱ－Ⅲ列間で1本当たりのブレース軸力が最大となるが、検定比は 0.70 で屋根部重量を伝達可能(表 2.0.3)であり現行耐震基準を満足する。

表 2.0.3 保有耐力時の屋根面ブレース検定(x 方向)

	屋根+妻 壁 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	D_s	F_{es}	C_0	$\Sigma W_i A_i D_s F_{es}$	構面数	ブレース 軸力(kN)	ブレース降 伏耐力(kN)	検定比
V	400	400	1.63	0.55	1.11	1	398	22	25.02	176.9	0.14
IV	874	1274	1.63	0.55	1.11	1	1,268	22	79.67	176.9	0.45
Ⅲ	701	1975	1.63	0.55	1.11	1	1,966	22	123.50	176.9	0.70
Ⅱ	763	2738	1.63	0.55	1.11	1	2,726	36	104.64	176.9	0.59

以上から、対象建築物は X 方向屋根面伝達について現行耐震基準及び耐震診断基準を満足する。

(Y 方向)

a) 保有水平耐力時の屋根部荷重伝達能力

Y 方向の B-H フレームについて検討する。

B から H の各フレームは、大梁 T (H700×300×13×24)が 1 通り及び 6 通りの C1 柱に埋め込まれており、山形ラーメン架構となっている。図 2.3.3 に E フレームの部材耐力を示す。

1 通り側は T 梁の横座屈を考慮した降伏曲げモーメントは 1638kNm、一方 SRC となる柱は柱頭で 1829kNm となるため、保有耐力時には梁にヒンジが形成される。また柱脚は RC 構造と考え 1620kNm となり、 $Q_u=374\text{kN}$ となる。

一方、6 通り側は実体育館では RC 架構があるため $Q_u=824\text{kN}$ と大きく、E フレームの上部の耐力は 1198kN となる。

表 2.0.4 に保有耐力時の B-H フレームの検討結果を示す。桁面の RC 片持架構上部 1/2 と屋根面重量を加えた重量 W_i に $A_i \times D_s \times F_{es} \times C_0$ を乗じた必要せん断力 Q_{um} に対して保有耐力 Q_u は十分大きく、各フレームは自立するため、水平ブレースにより A フレー

ムやJフレームに荷重を伝達する必要はない。

表 2.0.4 保有耐力時の Y 方向フレームの検討

通り(柱)	W_i (kN)	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un} (kN)	Q_u (kN)	$Q_{un}-Q_u$ (kN)	各フレーム は必要保有 耐力を満足
B-H	361	1.63	0.4	1.5	353	1198.0	-845.2	

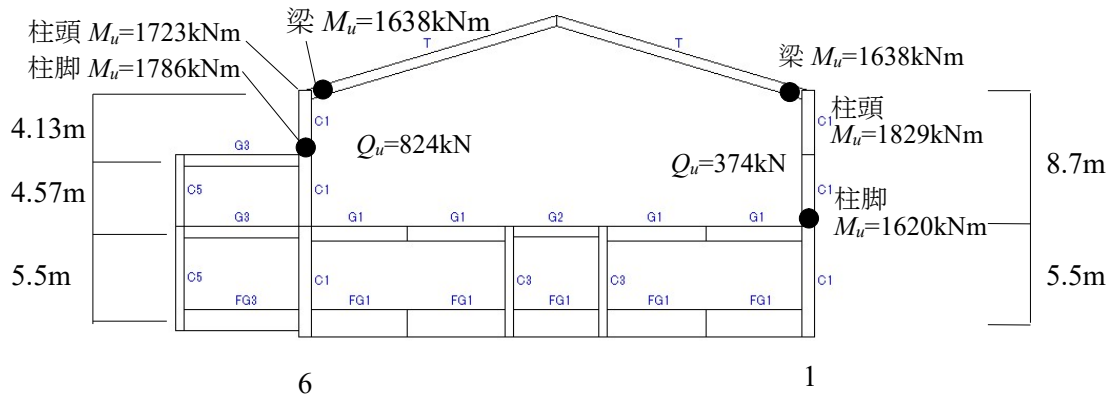


図 2.3.3 E フレーム

b) 耐震診断時の屋根部荷重伝達能力

c)と同様に Y 方向の B-H フレームについて検討する。

表 2.0.5 に B-H フレームの検討結果を示す。桁面の RC 片持架構上部 1/2 と屋根面重量を加えた重量 W_i に屋体基準に従い $K_n=0.55 \times A_i \times F_{es} \times C_0$ を乗じた必要せん断力 Q_{un} に対して保有耐力 Q_u は十分大きく、各フレームは自立するため、水平ブレースにより A フレームや J フレームに荷重を伝達する必要はない。

表 2.0.5 耐震診断時の Y 方向フレームの検討

通り(柱)	W_i (kN)	A_i	α	F_{es}	Q_{un} (kN)	Q_u (kN)	$Q_{un}-Q_u$ (kN)	各フレーム は必要保有 耐力を満足
B-H	361	1.63	0.55	1.5	485	1198.0	-712.9	

以上から、対象建築物は Y 方向屋根面について現行耐震基準及び耐震診断基準を満足する。

c) 桁部の屋根ブレース支承部の検討

X 方向の検討で、伝達された屋根ブレースの軸力に対して桁部の支承部の検討を行うが、この体育館では屋根ブレース端部は大梁 T にガセットプレートを通じて接続されており、大梁 T (H700×300×13×24) は 1 通り及び 6 通りの C1 柱に埋め込まれており、支承部は十分安全と考えられる(図 2.3.4)(図 2.3.5)。

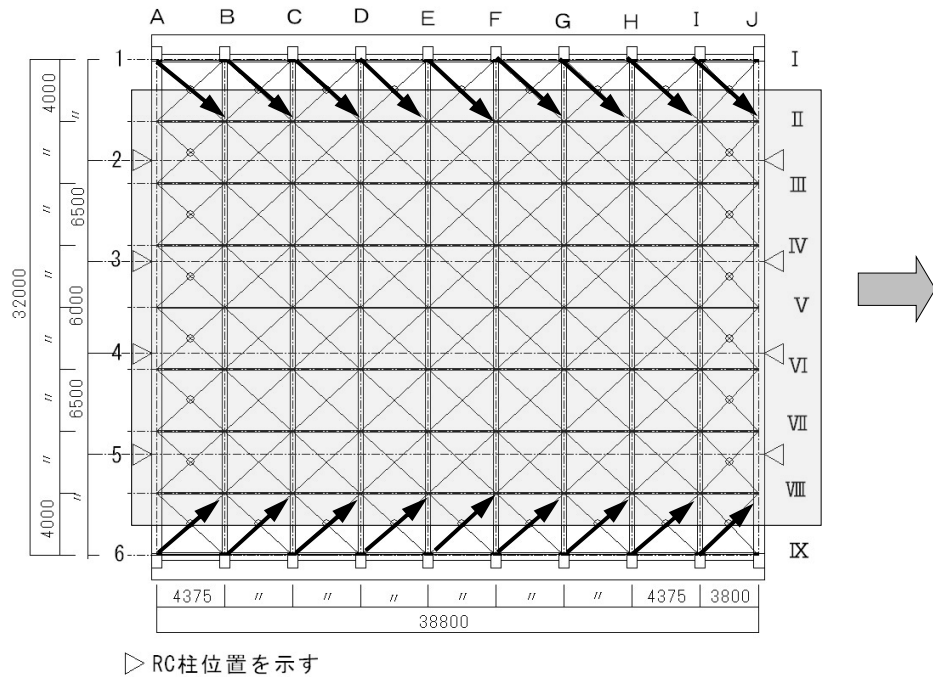


図 2.3.4 桁フレームの支承部反

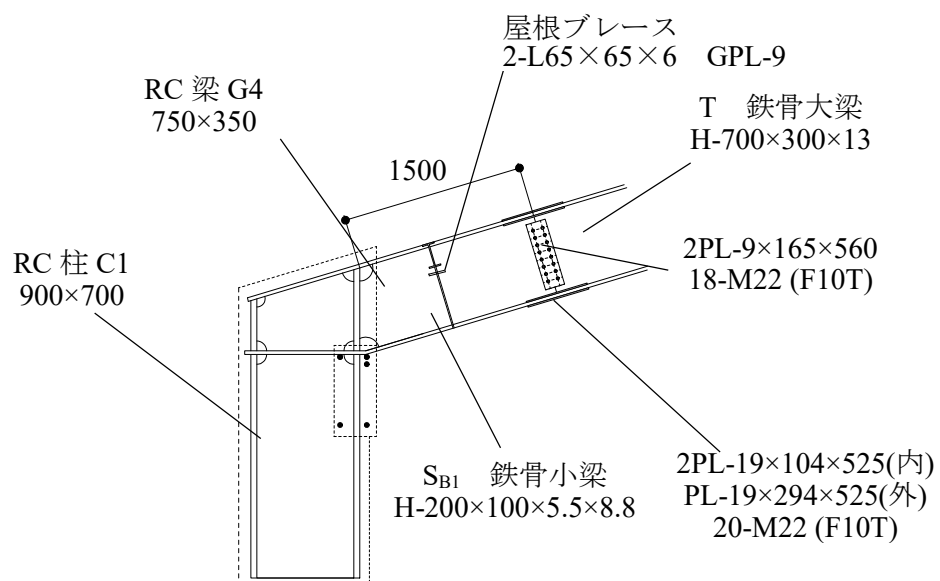


図 2.3.5 屋根ブレース接合部

3) RC片持架構の自立性及び支承部の荷重伝達能力

R型体育館では妻構面のRC片持架構の自立性が問題となるが、ここでは従来から行われている設計時の検討手法及び現在耐震診断で行われている手法により自立性及び定着部からの荷重伝達能力の検討を行う(図2.3.6)(図2.3.7)。

なお、Y方向(梁間方向)は各フレームの耐力が屋根面+RC片持架構に作用する地震力を上回っているため、ここでは、X方向(妻構面の片持架構の構面外方向)の自立性を検討する。

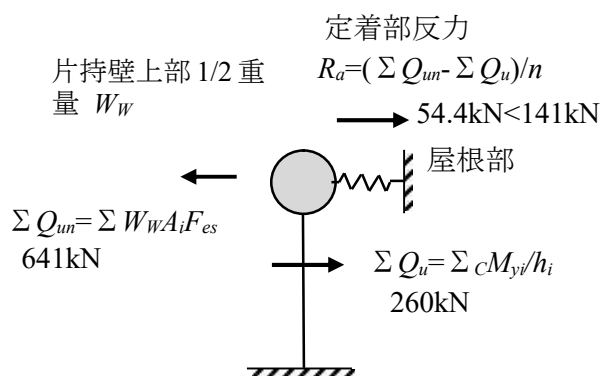


図 2.3.6 支承部荷重伝達能力

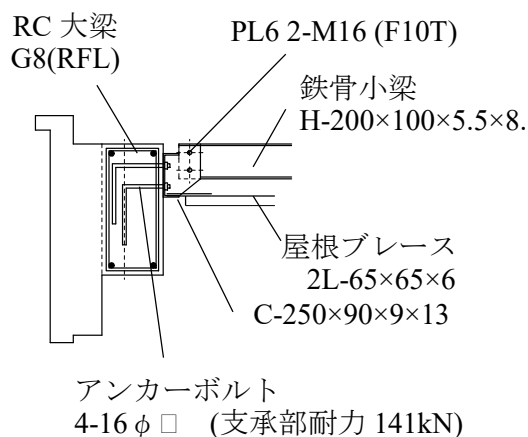


図 2.3.7 支承部（妻フレーム）

a) 保有耐力時 $D_s=0.35$

重量の大きなJ構面の片持架構の自立の検討を行う。J構面の片持ち架構は3,4通りの柱C9、2,5通りの柱C10から構成される。

C9では柱が負担する片持架構上部1/2の重量は253kNで屋根面と連動する場合の A_i は1.63、 D_s は0.35とすると自立するための必要保有水平耐力 Q_{un} は160kNとなる。一方、柱脚の降伏モーメント cM_{yi} は619kNmで質量が h_i (h_i は片持柱の高さ)に集中するとした場合の保有耐力 Q_u は58.1kNであり自立できない。従ってこの差の102kNが支承部を通じて屋根面に伝達されると考える。同様にC9柱も自立できず88.5kNが支承部を通じて屋根面に伝達される。これらが7か所の支承部から伝達されると考えると1支承部当たり54.4kNとなる。支承部耐力は141kNであるから伝達可能である(表2.06)。

表 2.06 保有耐力時の屋根面ブレース検定(X方向)

通り(柱)	W_i (kN)	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un} (kN)	cM_{yi} (kNm)	h_i (m)	Q_u (kN)	$Q_{un}-Q_u$ (kN)	支承部数 反力(kN)	支承部耐 力
2通り(C10)	253	1.63	0.35	1.11	160	619	10.65	58.1	102.0	7	
3通り(C9)	253	1.63	0.35	1.11	160	905	12.60	71.8	88.5		
4通り(C9)	253	1.63	0.35	1.11	160	905	12.60	71.8	88.5		
5通り(C10)	253	1.63	0.35	1.11	160	619	10.65	58.1	102.0		
合計					641			260	381	54.4	< 141

b) 耐震診断基準 ($D_s=0.55$ 相当)

耐震診断基準では $k_n=0.55 \times A_i \times F_{es}$ としている。

同様に自立の検討を行うと、支承部に必要な伝達能力は1支承部当たり 106.8N となる。支承部耐力は 141kN であるから十分伝達可能であり、現行の耐震診断基準を満足している(表 2.07)。

表 2.07 耐震診断時の屋根面ブレース検定(X 方向)

通り(柱)	W_i (kN)	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un} (kN)	cM_{yi} (kNm)	h_i (m)	Q_u (kN)	$Q_{un}-Q_u$ (kN)	支承部数 反力(kN)	支承部 耐力
2通り(C10)	253	1.63	0.55	1.11	252	619	10.65	58.1	193.5	7	
3通り(C9)	253	1.63	0.55	1.11	252	905	12.60	71.8	180.1		
4通り(C9)	253	1.63	0.55	1.11	252	905	12.60	71.8	180.1		
5通り(C10)	253	1.63	0.55	1.11	252	619	10.65	58.1	193.5		
合計									747	106.8	< 141

以上のように、保有水平耐力計算に基づき従来の手法で構造設計を行った場合、または既基準に基づき耐震診断を行った場合のいずれも下部構造、屋根構造ともに所定の耐力を満足しており、支承部の反力も耐力以下となり安全と判定される。しかしながら、前項で報告したように東日本大震災では支承部や屋根架構に被害が発生しており、実際に支承部に加わった応答は既基準類の評価を超えていたと判断される。

保有水平耐力計算のクライテリアから考えれば建物が倒壊したわけではないので所用の耐震性能は確保されたと考えることもできる。しかし避難施設としては許容できない被害であり、落下したコンクリート片で死傷者が出る危険性もあることから、何らかの設計法整備が必要と考えられる。

2.2.3 解析方向

検討対象体育館は張間方向は4.375m間隔で大梁 T (H-700×300×13×24)の山形ラーメン架構で柱はSRCとなっており(図2.3.5), A-Jの各フレームは独立して必要保有水平耐力を満足している。このため、張間方向の振動時に屋根面ブレースに生じる応力はあまり大きくならないと考えられる。また、図2.3.8に示すようにブレースに引張軸力が働く場合、小梁が圧縮となるため端部の支承部以外は主にせん断力のみが作用することになるが、被害状況はアンカーボルトが引き抜けていること、妻壁RC片持架構の柱が面外方向に曲げ変形したと考えられる曲げひび割れが見られたことから、主として桁方向の振動により被害が生じたと考えられるため、解析方向は桁行方向とする。

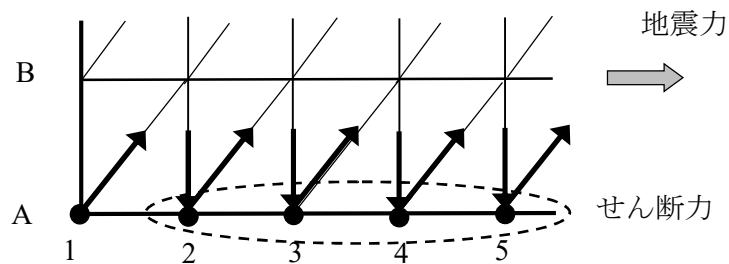


図2.3.8 張間方向地震力時の支承部反

2.2.4 解析モデルの概要

被害建物の地震応答性状を分析するため、RC片持架構を含む妻面とブレース付き屋根面架構を模擬した図2.4の数値解析モデルを構築する。

A, J通りの妻面架構は梁・柱を曲げ要素で構成し、その交点及び、RC梁に鉄骨小梁の取り付け部分に節点を設ける。柱は2FLから剛接で自立するものとし、梁は桁フレームに剛接とする。A通りはM2FLから下が耐震壁のあるラーメン架構であり柱・梁で囲まれた壁面については、中央に節点を配置し、壁を等価な梁としてモデル化する。J通りは耐震壁が全面に取り付いており、柱・梁で囲まれた壁面の中央に節点を配置し壁を等価な梁としてモデル化する。壁の取り付け柱・梁には中間にも節点を設け、負担領域の質量を与える。

屋根架構には張り間方向にH-700×300の鉄骨大梁を山形に配置し、間にH-200×100の小梁、L-65×65の水平ブレースを配置する。質点は大梁と小梁の交点に配置する。

構成部材のモデル化と履歴特性について述べる。妻面A, J通りのRC柱、梁はそれぞれ (x, θ_y) , (x, θ_z) の自由度をもつ曲げ要素に材端非線形ばねを導入し、端部の塑性化を考慮する。材端ばねはTakedaモデル¹⁾の履歴特性とする。

屋根面の水平ブレース及び鉄骨小梁はトラス要素とし、座屈履歴特性を柴田・若林モデル²⁾³⁾で表現する。S造大梁は材端非線形バネを有する梁要素とし弱軸周りの剛性を評価し (x, θ_z) の自由度を持つバイリニアの履歴特性とする。桁方向M2FのRC柱、1F, 2Fの耐震壁付きのRCフレームは x 方向の自由度を持つせん断バネ要素としTakedaモデルの履歴特性とする。

主な使用部材の諸元を表2.1に示す。コンクリート強度は被災度判定報告書に記載されている強度とする。RC部材の降伏モーメント M_y は軸力を考慮し平面保持を仮定して算定する。柱、梁共に主筋はD25(SD30(旧規準))を使用しており降伏応力度はRC耐震診断基準²⁾⁴⁾に従い、 $\sigma_f=344\text{N/mm}^2$ とする。ひび割れモーメント M_c も同様に平面保持を仮定した断面計算により算定し、ひび割れ強度は $0.56\sqrt{F_c}$ とする。ひび割れ後の剛性低下率は、妻面壁柱のシアスパン比が規準式の範囲を超えるため、規準式によらず降伏時の断面2次モーメントと初期断面2次モーメントの比とし、初期剛性には鉄筋も考慮する。剛性低減率は柱では0.4程度、梁では0.2程度となる。終局モーメントとの比較から M_y 後の剛性低減率は0.001とする。

鉄骨部材(SS400)の降伏応力度は 258N/mm^2 とする。表 2-1 には大梁 T の M_y は弱軸周りの降伏モーメントを、小梁は軸方向の座屈耐力・引張耐力を記載している。なお、水平ブレースは外周がアングル 2 本となっている。

付録 2 に屋根面等の質量および各層の保有水平耐力を示す。

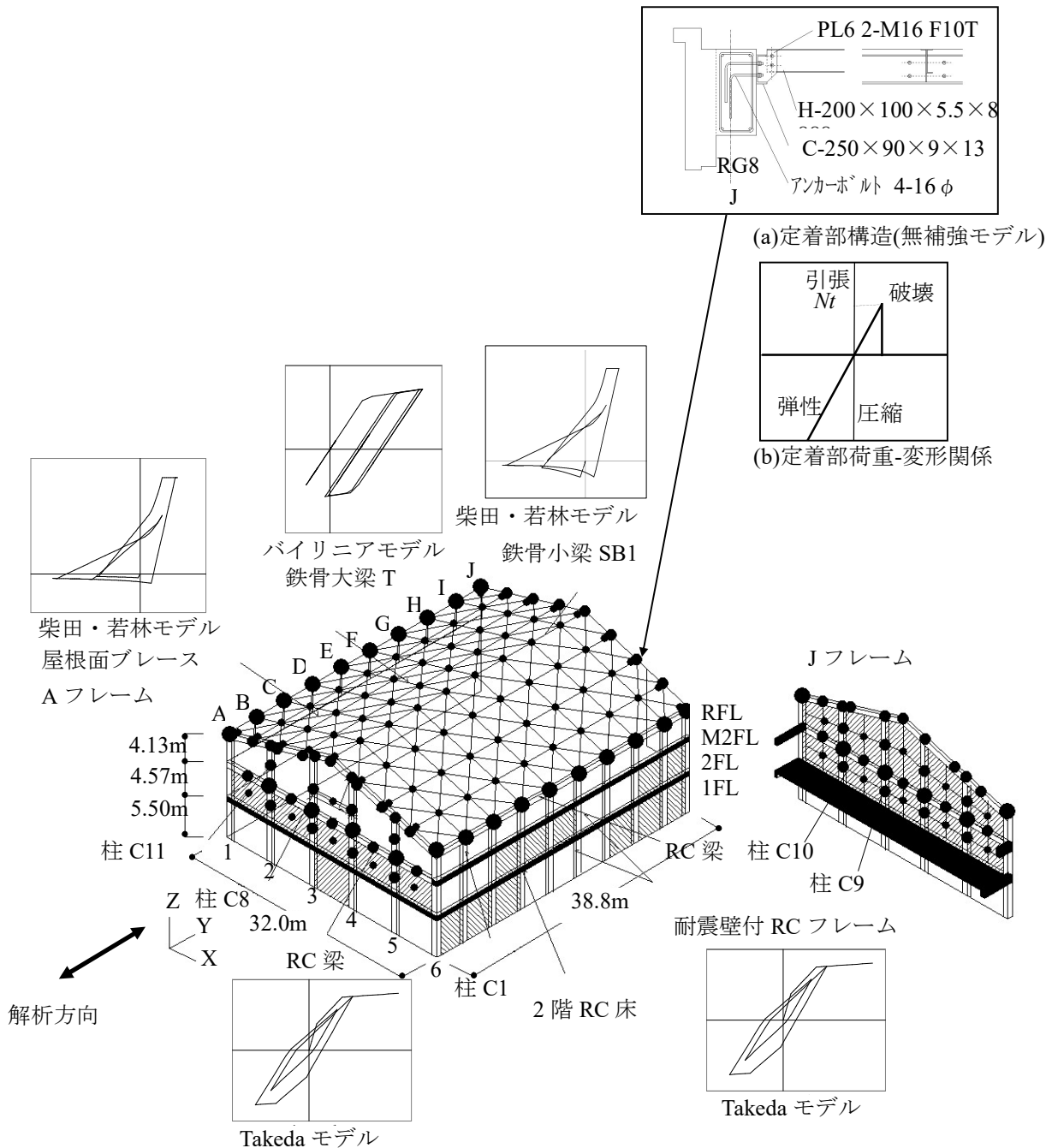


図 2.4 数値解析モデル図

表 2.1 解析モデル部材諸元

使用部材		解析モデル							履歴		
部材断面 (mm)		細長比 λ	断面積 A (cm ²)	断面2次モー メント I (cm ⁴)	降伏 応力度 (N/mm ²)	ヤング率 E (N/mm ²)	ひび割れ時 モーメント M_c (kNm)	降伏モーメ ント M_y (kNm)	ひび割れ 後剛性低 減率	要素の種類	履歴
RC柱(A-2 3F) C11	650×500		3250	887900	コンクリート 20.6 (圧縮強度) 鉄筋 344 (SD295)	19710	101.7	374.4	0.39	梁要素	Takeda モデル
RC柱(A-2 2F) C11	650×500		3250	887900			122.1	414.5	0.41	梁要素	
RC柱(A-3 3F) C8	650×500		3250	887900			102.1	375.2	0.39	梁要素	
RC柱(A-3 2F) C8	650×800		5200	3548000			281	832.9	0.37	梁要素	
RC柱(J-2 3F) C10	650×650		4225	1806000			164.2	432.1	0.31	梁要素	
RC柱(J-2 2F) C10	650×650		4225	1886000			198.7	580.5	0.38	梁要素	
RC柱(J-3 3F) C9	650×400		2600	465300			75.1	299.6	0.43	梁要素	
RC柱(J-3 2F) C9	650×700		4550	2522000			251.8	853.7	0.44	梁要素	
RC梁(妻A)通 3F) G8	750×620		4650	2599000			133.8	185.6	0.16	梁要素	
RC梁(妻A)通 2F) G8	750×350		2625	300900			47.2	94.9	0.21	梁要素	
RC柱(桁1.6通B-1,3F) C1	900×700		6300	3236600			257.5	772.2	0.34	せん断バネ	
RC柱(桁1.6通A-1,3F) C2	900×700		6300	2952000			232.8	461.8	0.24	せん断バネ	
鉄骨大梁 T	H-700×300×13×24	61.1	231.5	10800	258 (SS400)	205000	座屈荷重	169.44	引張降伏	梁要素	バイリニア
鉄骨小梁 sB1	H-200×100×5.5×8	195	26.67	134			141.5	トラス要素	688	柴田・若林 モデル	
水平ブレース (外周)	2L-65×65×6	444	15.05	24.4			14.03		388		
水平ブレース (内部)	L-65×65×6	444	7.527	12.2			7.02		194		

屋根鉄骨架構の妻面定着部のモデル化について述べる。定着部の構造を図 2.4(a)に示す。アンカーボルトは梁に L 字型に 60cm 定着しており、繰返外力により定着が失われその後屈曲部で破断し抜け出したものとネジ部で破断したものが混在していると仮定した。破壊耐力はネジ部の有効断面積を考慮したアンカーボルト 4 本分の降伏耐力 $N=141\text{kN}$ で評価した。剛性は表面から 30mm 分の軸変形が寄与したものと仮定し、破壊後は剛性をほぼ零 (1.0×10^{-8}) とし、圧縮方向剛性も零とした。(図 2.4(b))。なお、破壊までの剛性による定着部の変形は小さく、全体の挙動にはほとんど影響を与えないと考えられる。

検討パラメータは屋根架構-妻面壁 RC 構面間の定着部の形式とし、以下の 3 種を設定する。

- ① 定着部が固定されていると想定した As モデル
- ② 定着部が離間していると想定した Af モデル
- ③ 定着部が最初剛性を有するが、一定の引張り力が加わると破壊し、応力を解除する Ab モデル

検討ケース名称について図 2.5 に示す。

各検討ケースの固有周期を表 2.2 に示す。As, Ab では屋根ブレースの剛性の影響により弾性 1 次固有周期は約 0.25 秒となっている。屋根と妻面壁との定着を外した Af モデルでは、J 妻面壁が面外方向に卓越して振動するモードが 0.627 秒、A 妻面壁が卓越するモードが 0.525 秒となっている。付録 1 に各モードの詳細を示す。

応答解析に用いる地震波は、検討建物の直近の水戸市金町において観測された地上波 (NS 方向、以降 Tohoku-Mito 波) を用いる。また、地震波の違いについて比較するため、兵庫県南部地震における JMA-Kobe 波を次章で採用し比較する。図 2.6 に減衰定数 $h=0.03$ 及び 0.05 に対する Tohoku-Mito 波及び JMA-Kobe 波の加速度応答スペクトルを示す。

時刻歴応答解析はニューマーク β 法とし、時間刻みは Tohoku-Mito 波では 0.00125sec, JMA-Kobe 波では 0.002sec とする。減衰係数は初期剛性比例型のレーリー減衰を採用し、減衰定数は 1 次 2 次共に 0.03 とする。ただし、定着部が破壊するケースでは、最初の定着が破壊した時点で減衰マトリックスを Af のものに再設定する。

時刻歴応答解析プログラムについて詳細は付録に示す。

A b

s : 定着強度大
f : 定着無
b : 定着破壊

図 2.5 検討ケース

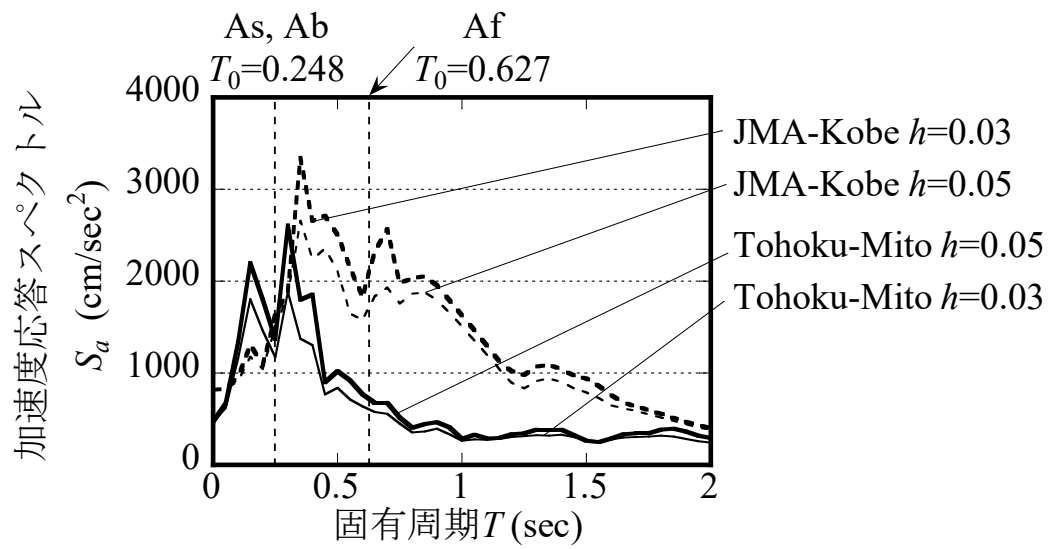


図 2.6 採用地震波加速度応答スペクトル

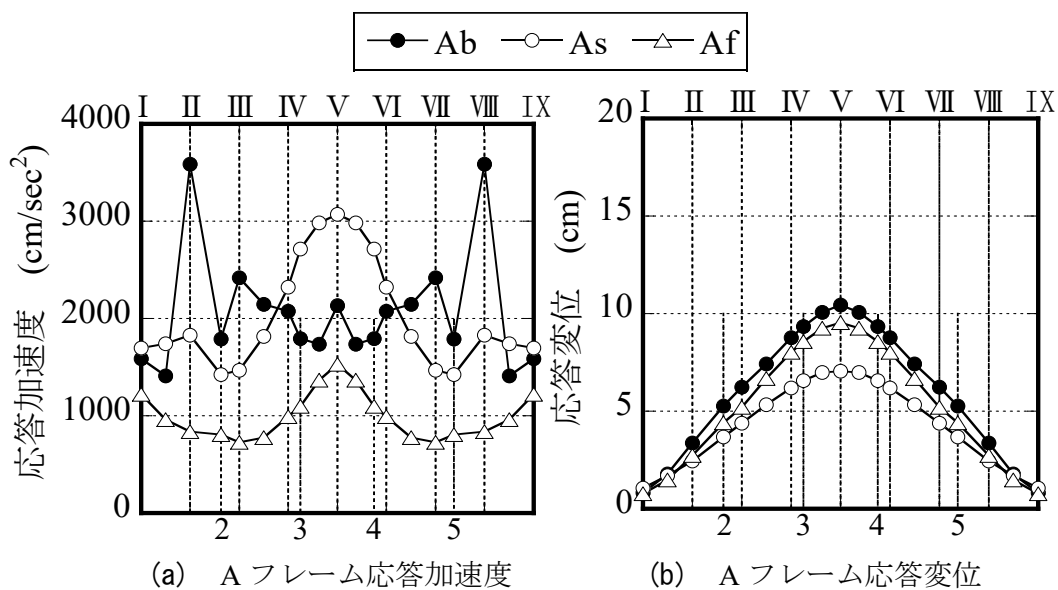
表 2.2 各ケースの固有周期

	$A_{s,b}$	A_f
1次	0.248	0.627
2次	0.199	0.525
3次	0.176	0.220
4次	0.155	0.186

Tohoku-Mito 波における RC 妻面 A, J フレーム棟部の面外応答加速度, 変位を A_s , A_f , A_b について図 2.7(a)~(d)に示す。最大応答加速度は定着部固定ケース A_s では A フレームにおいて壁面の中央部になるほど大きく, 桁に近い部分では 1500gal 程度に対して, 棟付近では 3000gal 程度となっている (図 2.7(a)○印)。J フレームも同様の傾向を示し, 棟付近では 2700gal となっている (図 2.7(c) ○印)。一方定着が離間し壁が独立して応答するケース A_f (図 2-7(a),(c)△印) では加速度は 700gal~1500gal 程度と小さい。最大応答変位は棟の部分に近づくほど大きな値を示し, A フレームの A_s では最大 7cm 程度だが, A_f では壁が独立して振動するため 9.5cm と A_s に比べ大きい。J フレームは壁が多く質量が大きいため, A_s でも 9cm, A_f では 10cm と A フレームに比べてやや大きな変形となっている(7(b), (d))。

定着部を途中で破壊させた A_b のケースでは, 妻面の加速度は不規則で棟部以外でも大きな値を示している。(図 2.7(a)~(d)●印)。また, 変位は A_f を上回る値となっている。

定着部を固定した A_s ケースにおける RC 梁 RG8 とブレースとの定着部最大反力を図 2.8 に示す。 A_s では定着部は破壊しないものとして解析しているが, A,J フレーム共に I, IV, V, VI, IX通りでアンカーの想定破壊耐力(141.7kN)に達していることがわかる。



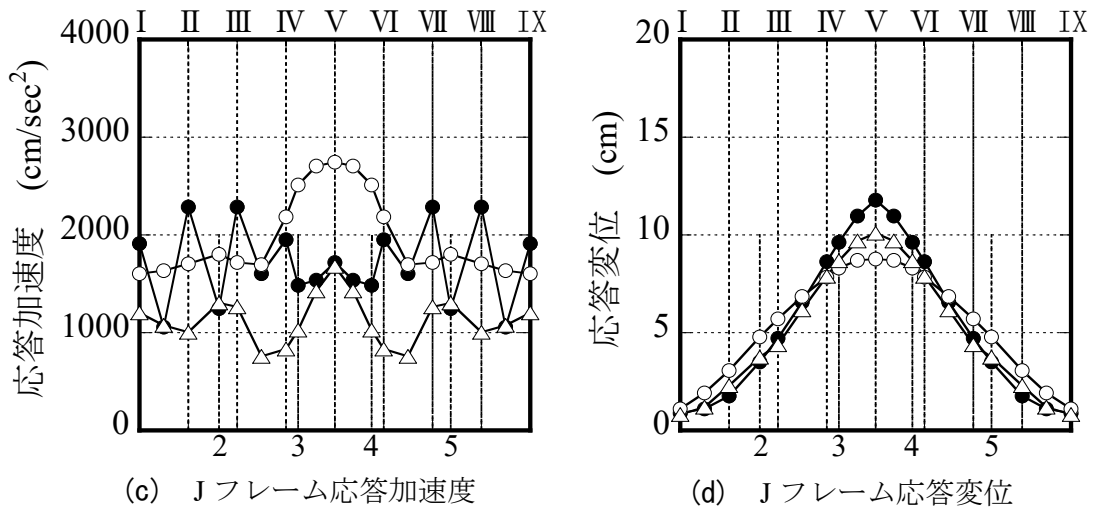


図 2.7 妻面架構の構面外応答分布(Mito 波)

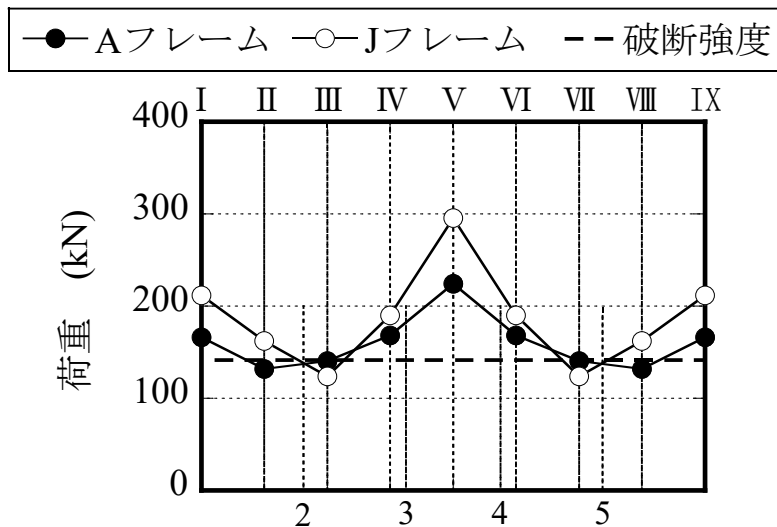


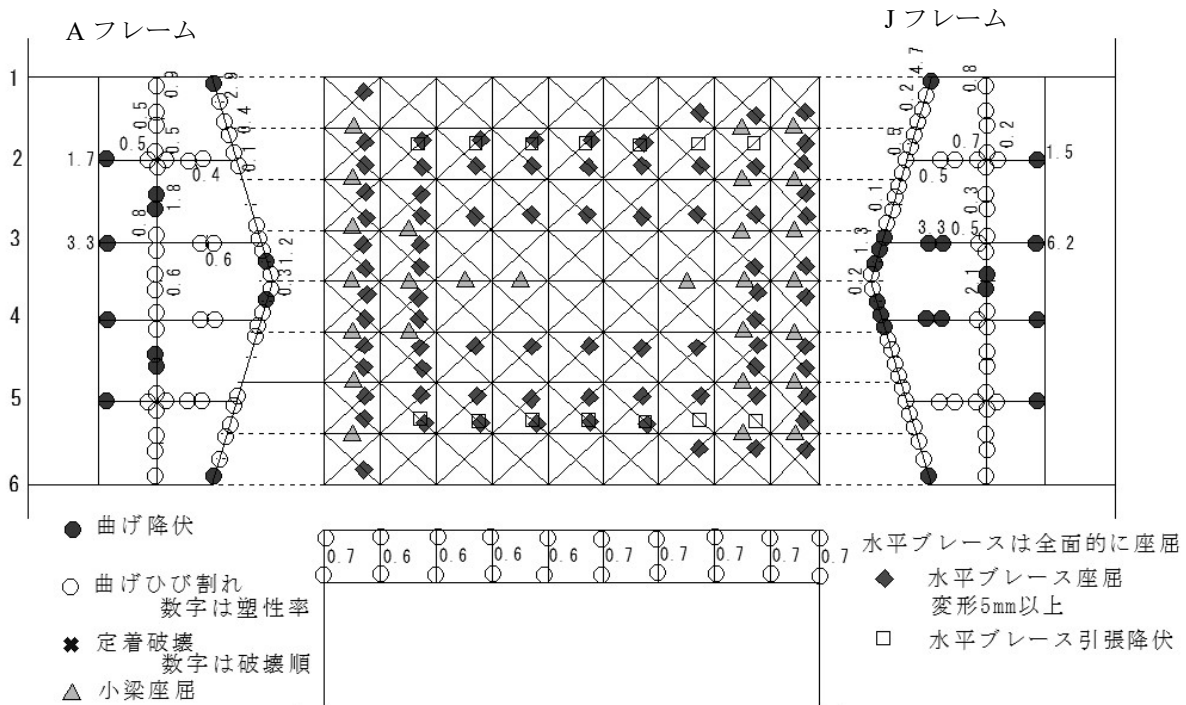
図 2.8 屋根架構定着部の反力分布(定着部固定 As)

各ケースにおける部材損傷状況を図 2.9(a)～(c)に示す。各図において●印は RC 柱，梁が曲げ降伏していることを示す。○印は曲げひび割れしているが曲げ降伏には達していないものを示す。図中の数字は塑性率を示す。

図 2.9(a)に定着部固定ケース As の損傷性状を示す。妻面 RC 梁，柱には多くの曲げひ

び割れと一部降伏が見られる。屋根面の鉄骨架構は妻面近傍で小梁・ブレースが座屈に到る。一方、図 2.9(b)に示す定着部離間ケース Af では妻面は RC 梁が多少曲げひび割れを生ずるものの屋根面の損傷は少ない。図 2.9(c)に示す定着部破壊ケース Ab では妻面架構では As, Af を上回る損傷がみられ、鉄骨屋根架構では Af を上回る損傷が見られる。As の屋根面損傷は重量のある RC 妻面壁と一体的に応答したため妻面壁の圧縮力により発生したものと考えられる。Ab において破壊した定着部を ✕ 印で示す。定着部破壊位置は写真 2, 3 で観察された被害状況と一致している。定着部破壊の順番を図 2.9(c)中に数字で示す。初めに J フレームの棟部から破壊が始まり順次破壊が生じていることがわかる。A フレームでは 2, 3 通りの C8, C11 の M2F で塑性率が 0.2~0.7 となり曲げひび割れが発生し実際の被害を表現している (図 2.3, 写真 2.2)。

鉄骨屋根架構では AB 間, IJ 間の水平ブレース、小梁に座屈変形が生じており写真 2 で観察された被害状況と一致する。



(a) 定着部固定(As)ケース

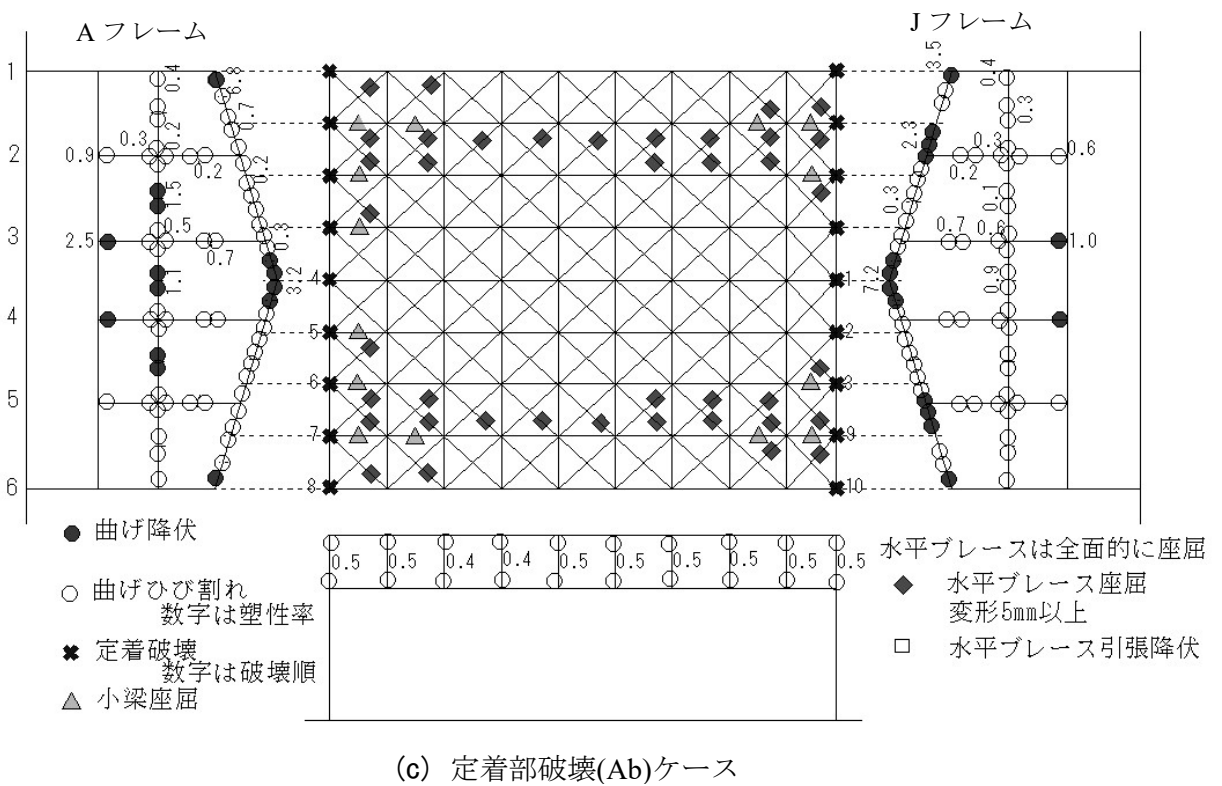
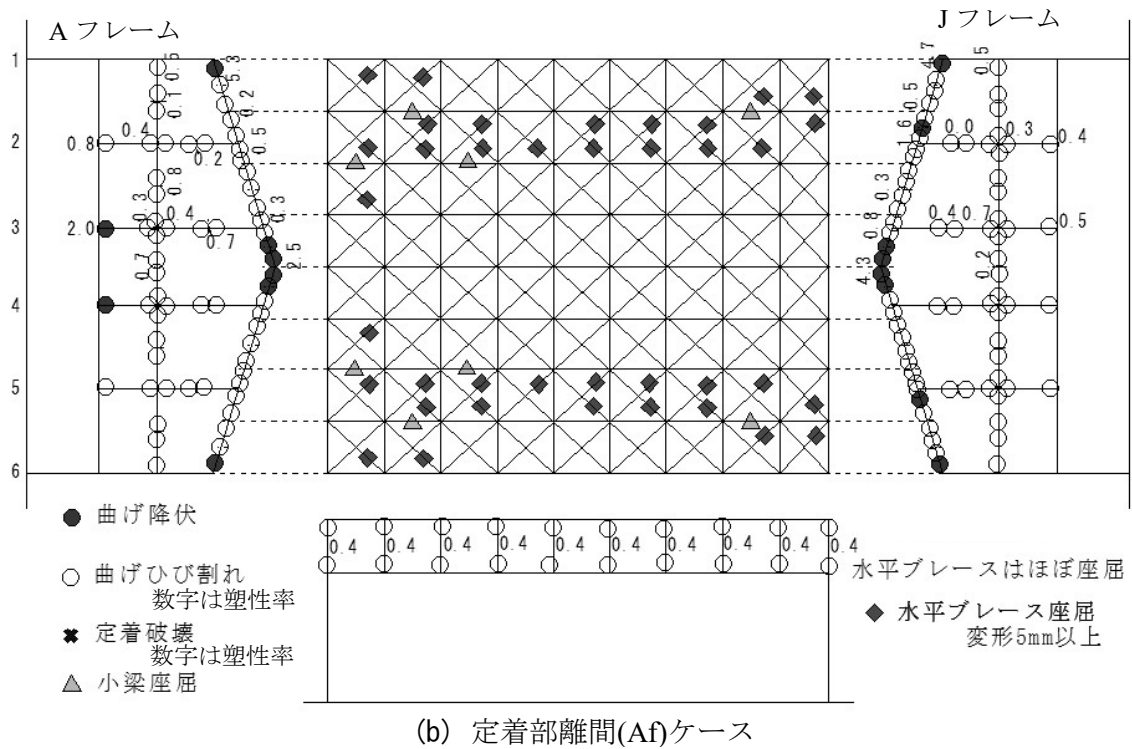


図 2.9 各ケースの破壊状況

図 2.10 に各ケースの J 通り棟部の構面外変位時刻歴を示す。ケース As では変位は小さく抑えられ、ケース Af では大きく振動する様子がわかる。ケース Ab では定着部が 4sec 前後で破壊し、RC 片持架構が大きく振動し最大変形量は 100mm を超えている。同図中に示すケース Ab での J 通り妻面壁と鉄骨フレームの相対変位は抜け出したアンカーの変形量(写真 3)と同様の値となっている。

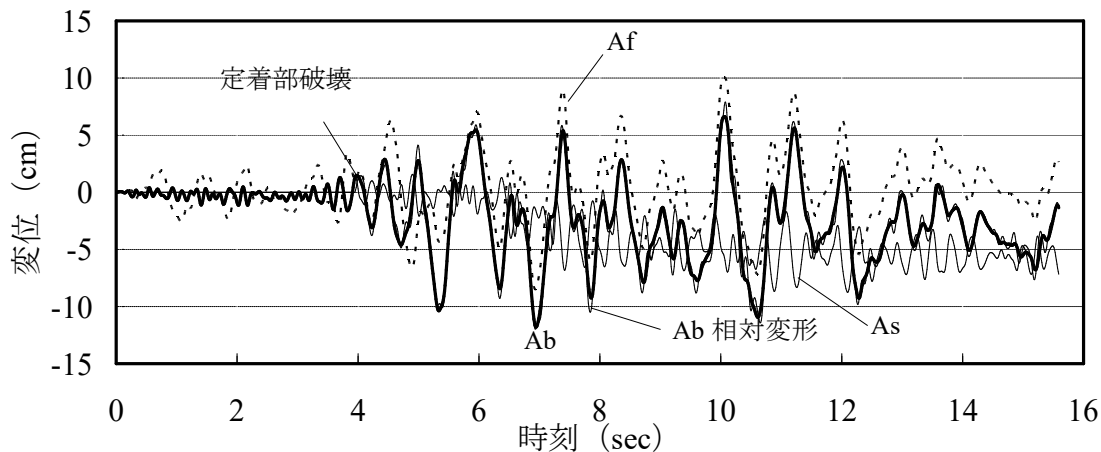
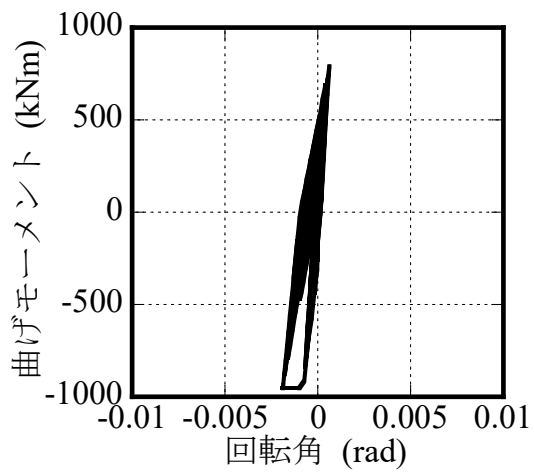


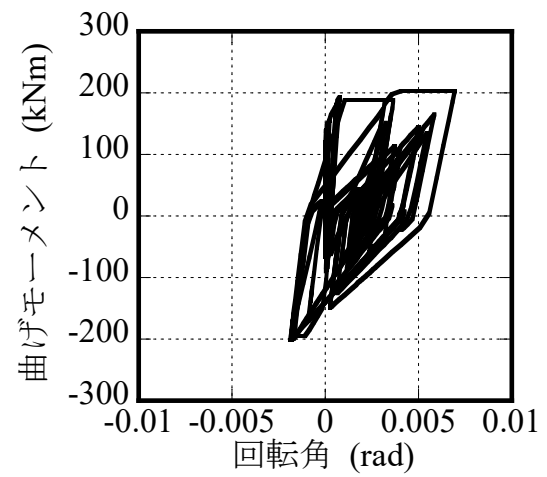
図 2.10 各ケースにおける J 妻面架構棟部の変位応答時刻歴

図 2.11(a)~(d)にケース Ab における各部材要素の荷重－変形関係を示す。図 2.11(a)に A.3 通り柱 C8 の 2FL 柱脚の履歴を示す。材端バネは曲げ降伏モーメント($M_y=830\text{kNm}$)に達し、Takeda モデルの履歴特性を示す(塑性率 2.5)。図 2.11(b)に A 通り 1, 2 間の RC 梁で桁フレームに剛接している梁の履歴を示す。材端バネは曲げ降伏し大きく回転している(塑性率 6.8, $M_c=136\text{kNm}$, $M_y=185\text{kNm}$)。RG8 梁は構面外方向には、引っ張り鉄筋が 2D-25 しかなく剛性、耐力共に低くあまり剛性には寄与していない。図 2.11(c)に A, B 通り間・2,3 通り間の S 小梁の履歴を示す。同部材は座屈荷重 ($f_c=141\text{kN}$) に達するが、引張降伏はしていない。図 2-11(d)に A, B 通り間・1,2 通り間のブレースの履歴を示す。座屈荷重($f_c=14\text{kN}$)を超え最大軸変形は 1.3cm に達するが、引っ張り降伏はしていない。

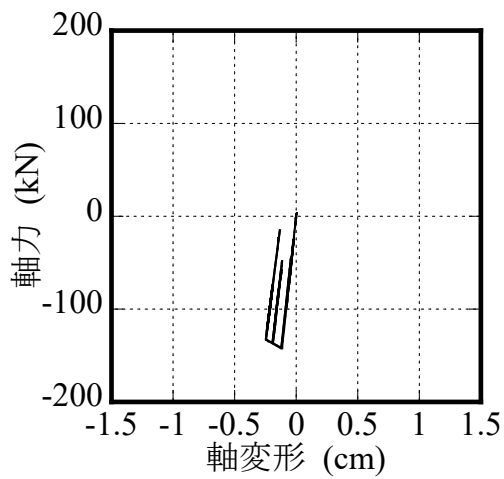
以上、得られた結果はいずれも概ね実際の被害状況を再現しており、解析モデルは妥当と判断される。



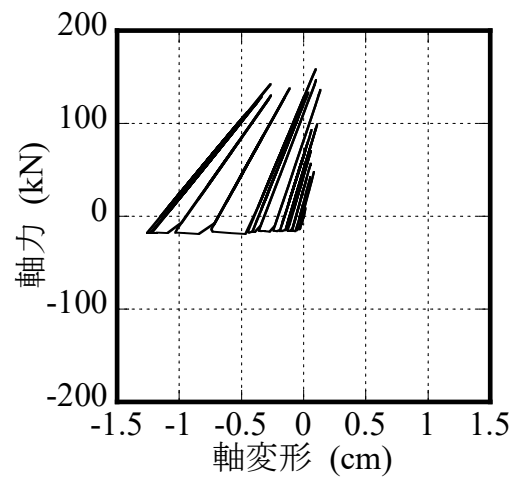
(a) A3 通り C8 RC 柱



(b) A 通り 1, 2 間 RC 梁



(c) A, B 通り 2, 3 間 S 小梁



(d) A, B 通り 1, 2 間 S ブレース

図 2.11 Ab ケースにおける各部材の曲げモーメント-回転角，軸力-軸変形関係

2.3 RC片持架構の応答特性

前章において設定した解析モデルを用いて、様々な異なる条件下におけるRC片持架構の応答特性を分析する。

2.3.1 地震波特性の影響

まず前章と同じモデルにおいて、JMA-Kobe波に対する応答解析を行う。図2.12(a), (b)にJフレームの妻面棟部の面外方向の加速度、変位の比較を示す。

最大応答加速度は、AsではTohoku-Mito波がJMA-Kobeより大きな応答を示している。Afではどちらの場合も900galから1500gal程度の応答となっており、Asに比べ差が少ない。最大応答変位は、AfはTohoku-Mitoで9cmに対してJMA-Kobeでは39cmと大きくM2FLからの変形角で1/25となっている。Asでは5cm以下とTohoku-Mito波以下となっている。定着部が破壊するAbでは、加速度は定着部で大きく、変形も52cmと2FLからの変形角で1/19となっている。Afでの差は主に図2.6に示すスペクトルの差に起因していると考えられる。

図2.13(a)にAbの部材破壊状況を示す。妻面壁は特にJフレームで屋根部のRC梁がほぼ曲げ降伏しており塑性率も大きい。RC柱脚においてもAフレームでは2FL・C8で14、JフレームではM2FL・C8で14と大きな損傷が発生している。図2.13(b)にJ通り棟部の構面外変位時刻歴を示す。定着破壊後に大きな振幅となり内側に52cmの最大変形を示し、残留変形も20cm程度発生している。これらのことから定着部が破壊した場合、Jフレームは大きく損傷する可能性が高い。

以上より、検討建物のような鉄筋コンクリート架構で支持された体育館では妻面RC片持架構の振動対策が重要であり、定着部破壊を防止するには定着部を強固にする必要がある。ただしAsにおいてRC片持架構の応答により水平ブレースの座屈や引張降伏、小梁の座屈変形など鉄骨屋根面の損傷が見られたことから屋根面の補強が共に必要となる。RC片持架構の影響を受けないAfでは屋根面の損傷はあまり見られないが、定着部の相対変位は過大となることが想定される。

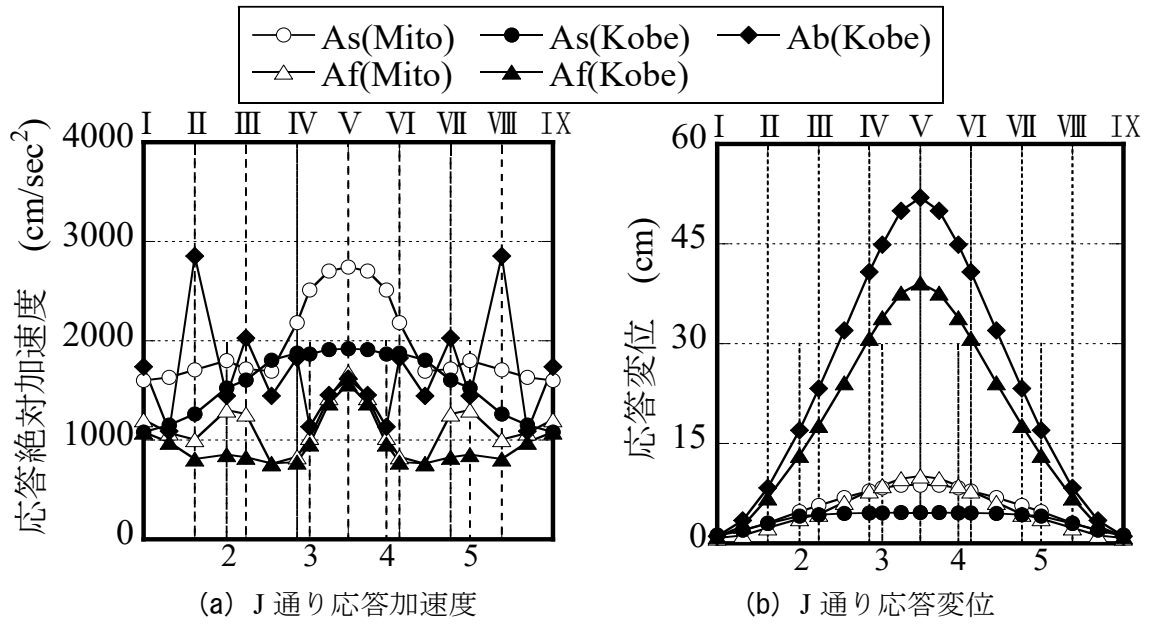


図 2.12 妻面架構の構面外応答分布

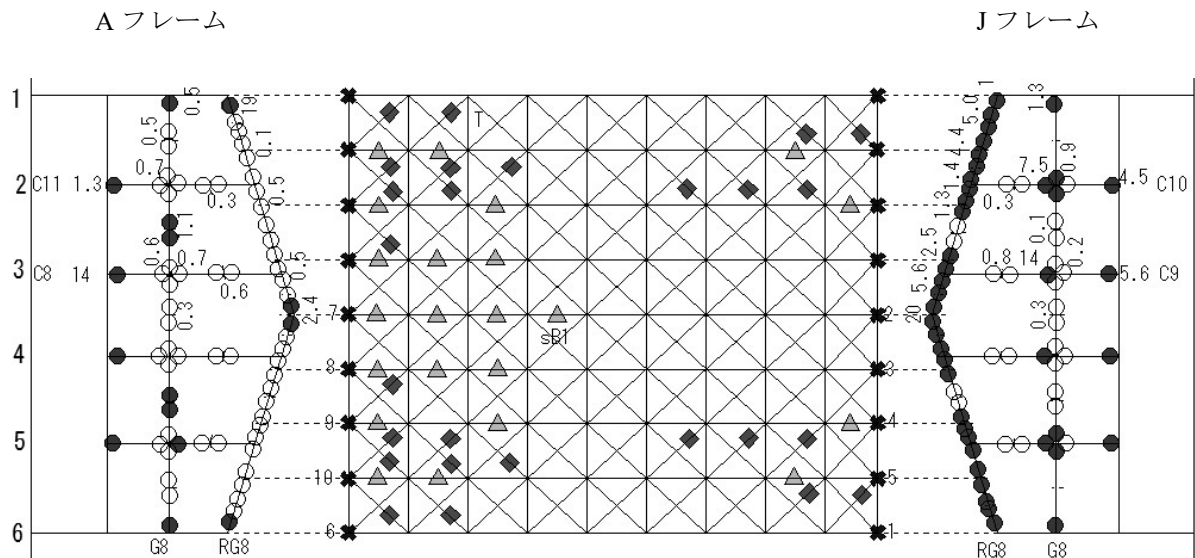


図 2.13(a) 定着部破壊(Ab)ケースの部材破壊状況

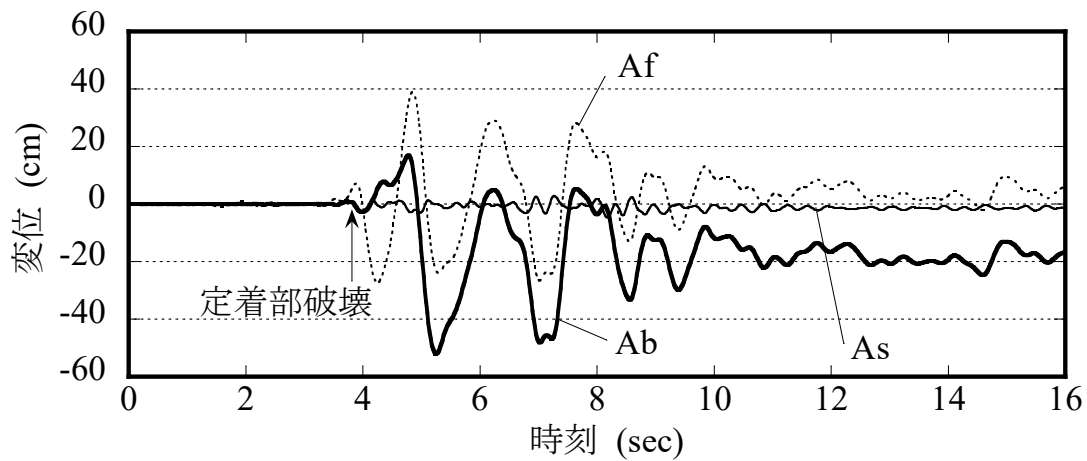


図 2.13(b) JMA-Kobe 波による J 妻面架構棟部の変位応答時刻歴

そこで、以降被害の大きかった JMA-Kobe 波を用いて As を標準とした妻面壁重量および屋根剛性をパラメータとした定着部必要耐力の検討、および Af を標準として定着部を解放した場合の相対変位量の検討を行う。

検討ケースを図 2.14 に示す。Rk は屋根ブレースの断面積をパラメータとしたもので、Wm は A フレームの妻面壁の重量をパラメータとしたものである。

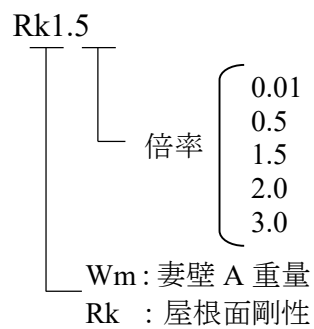


図 2.14 検討ケース

2.3.2 定着部反力への妻面壁重量の影響

図 2.15(a)は 2 章の検討モデル As の A フレーム妻面壁の重量を規準に A フレーム妻面壁の重量比を $W_m=0.01, 0.5, 1.5, 2.0$ と変化させた場合を示す。なお、J フレームの重量は変化させていない。

A フレームでは重量の増加に従い、定着部の反力が増加している。 $W_m=0.01$ では桁部分を除き定着部反力は零に近い。

一方、J フレームでは、定着部の反力には大きな変化は見られない (図 2.15(b))。このことは、壁面重量が当該部分の定着部反力に主に影響することを示している。

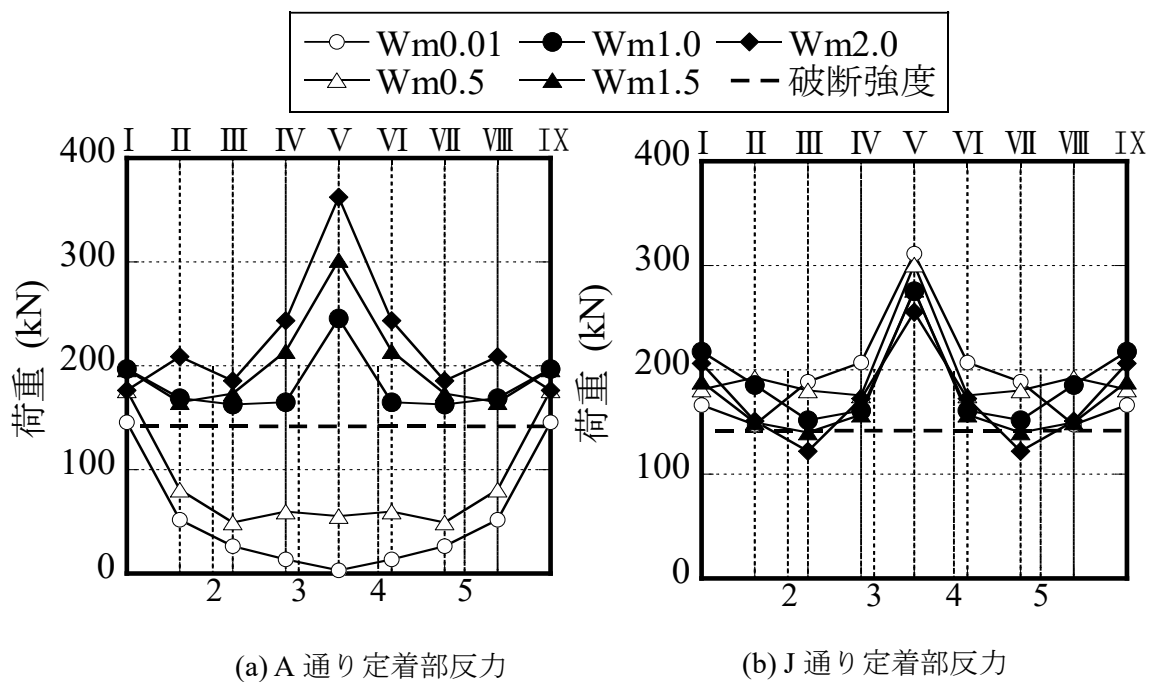


図 2.15 妻壁重量が定着部反力に及ぼす影響

2.3.3 定着部反力への屋根面剛性の影響

図 2.16 は 2 章の検討モデル As の屋根剛性を規準に屋根面ブレースの断面積および断面 2 次モーメントをそれぞれ同じ比率で増減した場合の J 通りの反力を示す。屋根面剛性比 $R_k=2.0\sim 3.0$ と剛性が増加するに従い定着部反力は減少し一定の値に近づく傾向が見られる。 $R_k=0.5$ では反力分布が他と異なり、屋根面剛性が小さい場合には応答性状が複雑に変化している。

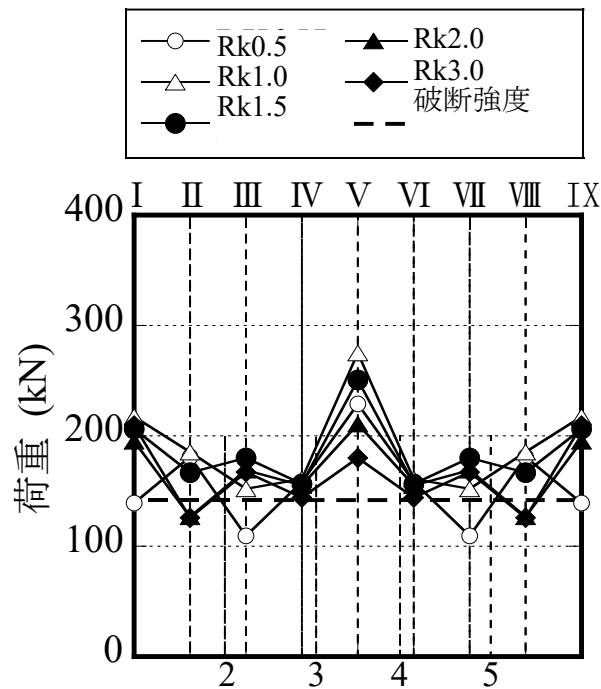


図 2.16 屋根剛性が定着部に及ぼす影響

2.3.4 屋根面加速度の評価

前節までの検討で屋根面剛性が応答に深く関係することが判明した。そこで本節では、As モデルに対する屋根面剛性比 R_k による妻面棟部の最大加速度を評価する。図 2.17 に結果を示す。□が A フレーム、△が J フレームを示す。屋根面剛性比 R_k が増加するほど棟部の加速度は減少し屋根面が一体で応答するようになり、 $R_k=4.0$ で 1300gal 程度に低減される。一方、屋根面剛性が低くなると棟部の加速度は大きくなり、 $R_k=1.1$ 付近で 2300gal と最大になり、屋根面の一体性が崩れて棟部がより大きな応答を示す。その後さらに剛性が低くなると急速に加速度は減少し $R_k=0.5$ では 1800gal 程度となる。

これに対し、柏井らのモデル²⁻⁵⁾ を利用し Ai 分布を用いた屋根面各部の加速度の評価を試みる。屋根面は、図 2-18 に示すように剛性が低下するに従い剛床 ($R_k=4$) から徐々に分離して多質点となるものと仮定し Ai 分布を適用して屋根面の加速度を算出する。JMA-Kobe 波に対する比較のため $C_0=1.0$ で検討を行い、応答解析結果が良く説明できる境界となる屋根面剛性を特定する。なお設計用せん断力算定用の質量は図 2.2(a)の I, II・・・通りごとに桁方向に足し合わせて求める。

屋根面に 1G の水平力をかけた場合の小梁間の変形角を水平ブレース層間変形角と定義する。図 2.19 に屋根面剛性比と屋根面各列の水平ブレース層間変形角の関係を示す。屋根面質量が分離する変形角を境界変形角と定義する。境界変形角の詳細については付録 3 に示す。

変形角が境界変形角以下の領域については一つの質点としてモデル化し、境界変形角以上の領域については、I 通り、II 通りなどの構面毎に別々の質点としてモデル化する。境界変形角を $1/1200$ とすると屋根部は $R_k=2.0$ 以上で 1 質点、 $R_k=1.5$ で 3 質点、 $R_k=1.0$ で 4 質点となる。各モデルに Ai 分布を適用して算定した棟部の加速度を図 2.17 の図中に●で示す。応答解析により得られた屋根面の加速度を上記モデルで近似できることがわかる。

境界変形角を $1/600$ 、 $1/1800$ とした場合の結果を図 2.17 中に併せて示す。 $1/600$ の場合は $R_k=1.0$ 以上で 1 質点となるため加速度が小さくなり、また $1/1800$ の場合は、 $R_k=2.0$ で 3 質点となり Ai 分布による加速度が大きくなりすぎ応答解析の加速度をうまく再現できない。これらのことから、今回のケースでは 1G で変形角 $1/1200$ 程度を境界変形角とすることが妥当と考えられる。付録 3 に境界変形角の考え方について、付録 4 に Ai

分布による加速度の算出例を示す。

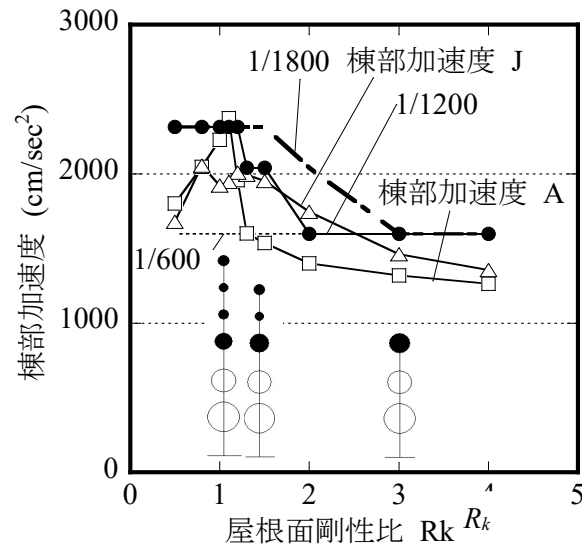


図 2.17 屋根面剛性比-棟部加速度関係

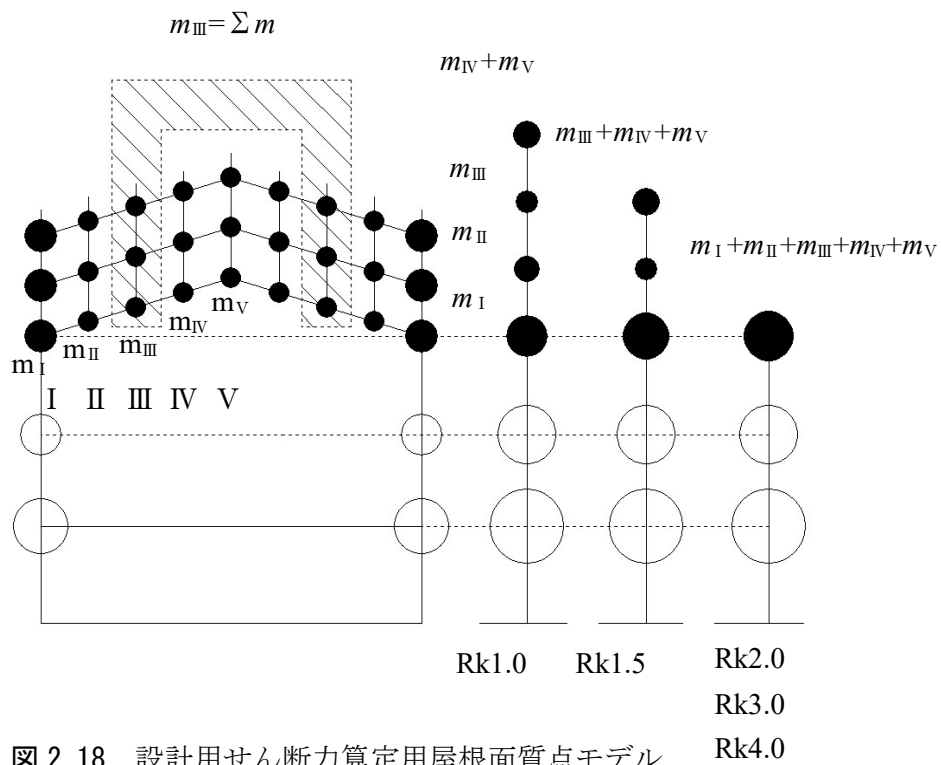


図 2.18 設計用せん断力算定用屋根面質点モデル

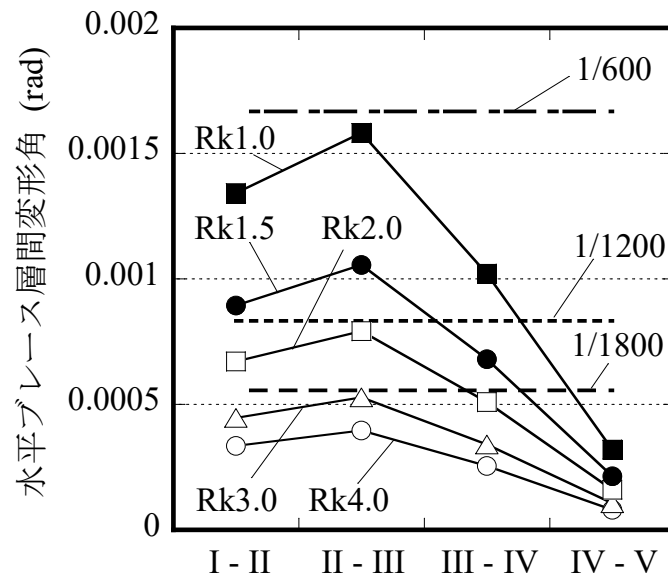


図 2.19 屋根面剛性比-水平ブレース層間変形角関係

2.3.5 定着部反力の評価

前節で求めた A_i 分布による加速度を用い定着部反力を算定する。

図 2.20 は横軸に A 通り妻面壁の質量に棟部の最大加速度を乗じたもの、縦軸を定着部反力としたものである。各ケースとも概ね原点を通る直線上に分布している。このことは、定着部に作用する反力が妻面壁の重量と棟部の加速度の積に比例することを示している。

以上の結果から図 2.21 に示すような、定着部反力評価モデルによる評価を試みる。反力 R_d は同図中式(1)より妻面壁の柱脚廻りのモーメントの釣合いから算出する。 R_d は棟部で最大となる。

図 2.22 に解析値と算定値の比較を示す。解析値/算定値は Rk シリーズ(図中○)では 0.77~0.99 となっている。Wm シリーズ(図△)では 0.48~0.92 となる。 $W_m=2.0$ は解析値/算定値が $363/551=0.66$ となるが妻面壁の重量を 2 倍としたモデルであり現実の体育館からはややかけ離れたモデルといえる。全般的に提案評価方法は安全側で解析値と整合している。

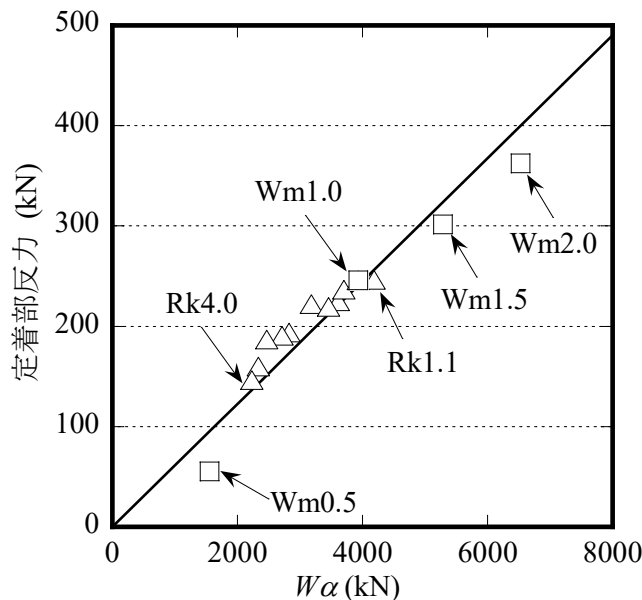
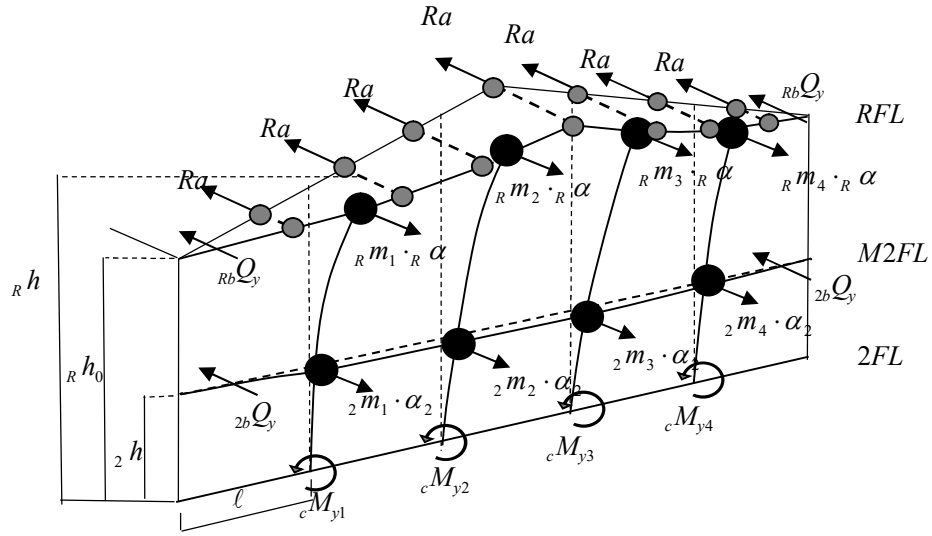


図 2.20 定着部反力-妻壁質量(W)×棟部加速度(α)関係



$$Ra = (\sum_i m_i \cdot \alpha \cdot h + \sum_i m_i \cdot \alpha \cdot h - 2_{Rb} Q_y \cdot h_0 - 2_{2b} Q_y \cdot h - \sum_i c M_{yi}) / (n \cdot h) \quad (2-1)$$

Ra : 定着部最大反力 (kN)

m_i : 屋根部 i 番目の質点質量 (kg)

m_i : $M2$ 階 i 番目の質点質量 (kg)

α : 屋根棟部の加速度 (m/s^2)

α : $M2$ 階の加速度 (m/s^2)

h : 屋根部質量の重心高さ (m)

h : $M2$ 階の高さ (m)

n : 屋根部支点数

$c M_{yi}$: 柱脚の降伏モーメント (kNm)

$_{Rb} Q_y$: 屋根部梁のせん断力 $=_{Rb} M_y / \ell$

$_{2b} Q_y$: 2 階部梁のせん断力 $=_{2b} M_y / \ell$

図 2.21 定着部反力評価モデル

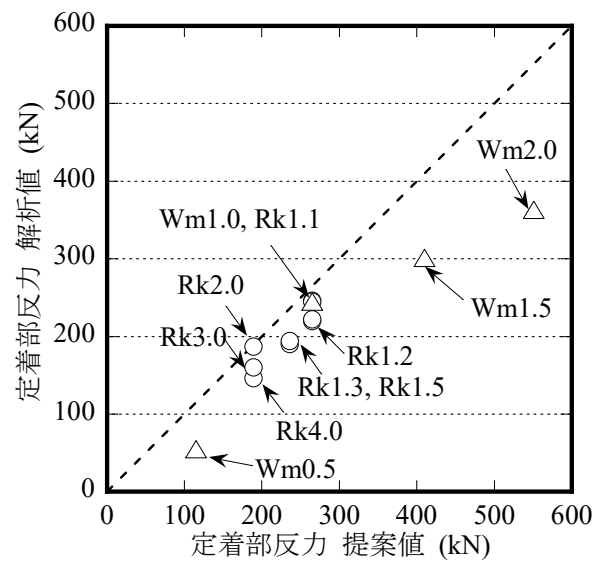


図 2.22 定着部反力の解析値と提案評価方法との比較

2.3.6 RC片持架構の変形評価

最後に、RC 妻面壁と鉄骨屋根面との定着部を滑り支承とする場合など、RC 片持架構を独立して振動させた場合の変形を評価する簡易手法を考える。図 2.23 に RC 片持架構評価モデルを示す。柱と梁からなる 2 質点系を想定し、 m_1 、 m_2 を当該柱が負担する中間部及び上部の質量としてモデル化する。最大変形は棟部に最も近い柱の上部から算定する。(2)～(7)にひび割れ後剛性マトリックス及び固有周期の算出方法を示す。柱、梁の剛性低下率 α は $1/3$ とする。表 2.3 に提案方法で算出した J 通り妻面壁 A、B 点の変形を示す。①は提案モデルを用い A_i 分布を適用して $C_0=1.0$ で水平力を求め(3)式の剛性から算定した変形量であり、②は提案モデルに JMA-Kobe 波の変位応答スペクトルで $h=5\%$ として 1 次モードのみを用いて算定した変形量である。A、B 点の変形はそれぞれ A_i 分布によるものは 39cm, 14cm, 応答スペクトルによるものは 41cm, 20cm といずれも JMA-kobe の Af モデルによる応答解析値と同程度となった。応答スペクトルによるものは 2 次モードを用いなくても十分良い近似となっている。本検討事例では、剛性低下率を $1/3$ とし A_i 分布より求めた頂部変形が時刻歴応答解析の値と同程度となったが、これは JMA-Kobe 波の加速度応答スペクトル値がひび割れ後固有周期の周辺で $C_0=1.0$ に対応する加速度となるためと考えられる。

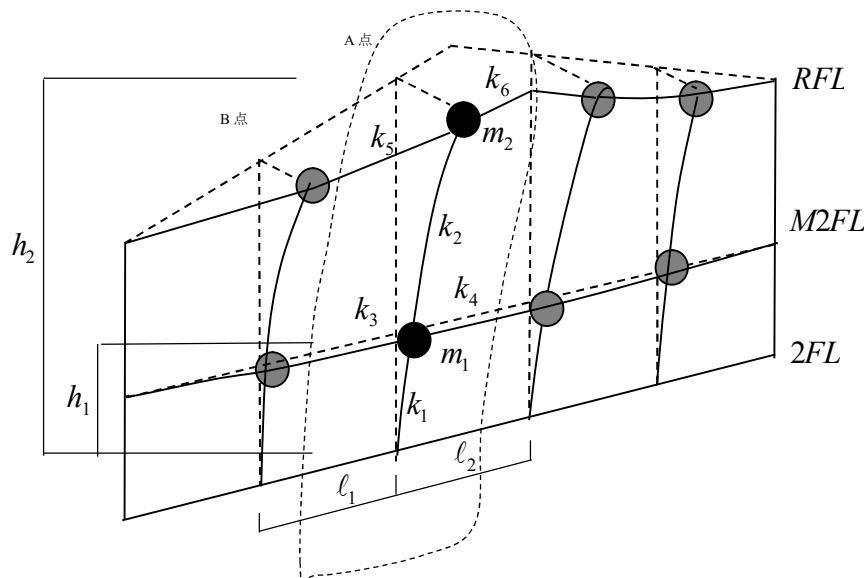


図 2.23 RC 片持架構変形評価モデル

$$\begin{vmatrix} k_1+k_2+k_3+k_4-\omega^2 m_1 & -k_2 \\ -k_2 & k_2+k_5+k_6-\omega^2 m_2 \end{vmatrix} = 0 \quad (2-4)$$

$$\text{柱} \quad k_{1,2} = \frac{3EI}{h^3} \alpha \quad (2-5)$$

$$\text{梁} \quad k_{3,5} = \frac{3EI}{\ell^3} \alpha \quad (2-6)$$

$$k_{4,6} = 0 \quad (2-7)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2-8)$$

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{pmatrix} \quad (2-9)$$

$$K = \begin{pmatrix} k_1+k_2+k_3+k_4 & -k_2 \\ -k_2 & k_2+k_5+k_6 \end{pmatrix} \quad (2-10)$$

α : 柱, 梁剛性低下率

m : 質量(kg)

T : ひび割れ後固有周期(s)

表 2.3 J 通り妻壁の振動特性と変形評価

位置	ひび割れ後固有周期 $T(s)$	変形(cm)		
		応答解析	提案モデル	
			① Ai分布	② JMA-Kobe
A	1.31	33.9	39.1	40.9
B	0.63	13.3	13.6	19.6

以上の検討は今回対象とした体育館架構に基づいて行われている。上記の応答評価手法を一般化するためには、架構形式の影響、RC 部材の剛性低下率・減衰の評価を含めたより詳細な検討は第 3 章で行う。

2.4 結

東日本大震災で被害を受けた RC 片持架構を有する鉄骨造屋根体育館（R 型体育館）について、RC 片持架構の面外変形を考慮した時刻歴応答解析を行い、RC 片持架構が架構に与える影響を調べ、実際の被害と比較検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 東北地方太平洋沖地震において対象建築物近傍で観測された地震波（Tohoku-Mito 波）による時刻歴応答解析で定着部の破壊、妻面柱の面外曲げひび割れ及び水平ブレースの被害を再現することができた。
- 2) RC 片持架構を有する R 型体育館では RC 梁と鉄骨造屋根面の定着部の破壊は主に RC 片持架構の面外振動により説明できることを確認した。妻面壁が大きく面外変形することが、屋根ブレースの変形、天井の落下など、実際に発生した被害の主要因となり得ると考えられる。
- 3) JMA-Kobe 波による解析では定着の無い場合（固有周期 0.63sec）に RC 片持架構が最大 39cm（変形角 1/25）と大きな応答を示すことが確認された。この場合、梁・柱などに今回の地震を上回る大きな被害が生ずる可能性がある。
- 4) 屋根面各列の応答加速度については、水平ブレースの剛性を評価し、質点モデルとする方法により良い近似を得た。一体的に応答するとみなせる水平ブレース層間剛性の境界値は今回の検討例では概ね 1G の水平加速度に対し 1200 分の 1 となった。水平ブレース層間剛性がこれより大きい場合には屋根面は一体的に応答し、応答加速度及び定着部反力が小さくなるなど耐震性が向上する。
- 5) RC 片持架構と屋根面の定着反力は妻面壁の重量と棟部の最大応答加速度に比例することを確認し、 A_i 分布に基づく簡易な評価方法を提案した。定着反力の簡易算定値は解析値と良い一致を示した。
- 6) RC 片持架構が独立した場合に対し、妻面壁の一部を 2 質点に置き換えた簡易モデルを提案した。柱、梁のひび割れ後の剛性を考慮した固有周期を求め、 A_i 分布又は変位応答スペクトルを適用することにより妻面壁柱上部の変形が適切に評価できることを確認した。

なお、本研究では応答加速度の算出にあたり A_i 分布の適用を前提に境界変形角を定義し、屋根面の一体性の観点より評価を行った。応答加速度に影響する要因としては固

有周期に対する地震波の加速度応答スペクトルの特性の他、妻壁重量、屋根面重量、屋根面剛性、スパン長、桁行長、層数などが考えられ、これらの詳細の検討については第3章で行う。

第 2 章の参考文献

- 2-1) Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557-2563, 1970.12
- 2-2) 柴田道生・中村 武・若林 實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 1 定式化関数の誘導-, 日本建築学会論文報告集, 第 316 号, pp.18-23, 1982.6
- 2-3) 柴田道生・若林 實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 2 応答解析への適用-, 日本建築学会論文報告集, 第 320 号, pp.29-34, 1982.10
- 2-4) 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 年改訂版 p.12
- 2-5) 柏井恭平・中澤祥二・加藤史郎・大家貴徳：弾塑性地震応答解析に基づく体育館の耐震補強時の靱性指標評価の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, 構造 I, pp.779-780, 2010.9

第 3 章 鉄骨屋根体育館における RC 片持架構の応答評価

第 3 章で使用する記号

(図 3.5 解析パラメータ 関係)

k_W : 躯体剛性比 ($=H/(1200\delta_W)$) 式(3.1)

δ_W : 1G の水平加速度時の RC 躯体最上部の桁方向水平変位 (mm)

H : RC 躯体部の高さ(m)

k_R : 屋根面剛性比 ($=L_W/(1200\delta_R)$) 式(3.2)

δ_R : 1G の水平加速度時の鉄骨屋根棟部の桁方向水平変位 (mm)

L_W : 鉄骨屋根部のスパン長 W の 1/2 (m)

(図 3.7 簡易質点系モデル 関係)

M_1 : RC 躯体部 1 層の質量 (両 RC 桁架構 1 層, 2 階床スラブ, RC 妻壁の下部の和, R1 タイプでは 0 とする(kg))

M_2 : RC 躯体部 2 層の質量 (両 RC 桁架構 2 層の和 (kg))

M_3 : RC 躯体部 3 層の質量 (両 RC 桁架構 3 層の和 (kg))

M_W : RC 妻壁質量 (RC 片持架構の上部 1/2 の部分の質量の合計 $\Sigma(M_{W4} \sim M_{W7})$ (kg))

$M_{W4 \sim 7}$: RC 妻壁質量 (屋根面を桁方向に小梁間を層としてみた場合の, RC 片持架構の上部 1/2 の部分の質量, 棟を対称軸とした両側の和 (kg))

M_R : 鉄骨屋根面質量($\Sigma(M_4 \sim M_7)$ (kg))

$M_{4 \sim 7}$: 鉄骨屋根面質量 (屋根面を桁方向に小梁間を層としてみた場合の質量, 棟を対称軸とした両側の和 (kg))

K_1 : RC 躯体部 1 層の剛性 (両 RC 桁架構 1 層, RC 片持架構の下部の和 (kN/mm))

K_2 : RC 躯体部 2 層の剛性 (両 RC 桁架構 2 層の和 , R1 タイプでは 0 とする(kN/mm))

K_3 : RC 躯体部 3 層の剛性 (両 RC 桁架構 3 層の和 (kN/mm))

K_W : RC 妻壁剛性 (RC 片持架構の剛性の合計 $\Sigma(M_{W4} \sim M_{W7})$ (kN/mm))

$K_{W4 \sim 7}$: RC 妻壁剛性 (屋根面を桁方向に小梁間を層としてみた場合の, RC 片持架構の剛性, 棟を対称軸とした両側の和 (kN/mm))

K_R : 鉄骨屋根面剛性($\Sigma(K_4 \sim K_7)$ (kN/mm))

$K_{4 \sim 7}$: 鉄骨屋根面剛性 (屋根面を桁方向に小梁間を層としてみた場合の剛性, 棟を対称軸とした両側の和 (kN/mm))

M_{Req} : 屋根部有効質量(屋根部のみからなる多質点モデルで $C_0=1$ で A_i 分布時の変位から求めた等価な 1 質点にモデル (屋根及び妻壁) の有効質量 (kg)) 式(3.9)

T_{Req} : 屋根部固有周期 (屋根部のみからなる多質点モデルで $C_0=1$ で A_i 分布時の変位から求めた等価な 1 質点にモデル (屋根及び妻壁) の固有周期(s)) 式(3.10)

K_{Req} : 屋根部等価剛性 (屋根部のみからなる多質点モデルで $C_0=1$ で A_i 分布時の変位から求めた等価な 1 質点にモデル (屋根及び妻壁) の剛性 (kN/mm)) 式(3.11)

M_{eq} : 有効質量(屋根部を剛体とし $C_0=1$ で A_i 分布時の変位から求めた建物全体からなる等価な 1 質点モデルの有効質量 (kg)) 式(3.12)

T_{eq} : 等価固有周期 (屋根部を剛体とし $C_0=1$ で A_i 分布時の変位から求めた建物全体からなる等価な 1 質点モデルの固有周期 (s)) 式(3.13)

K_{eq} : 等価剛性 (屋根部を剛体とし $C_0=1$ で A_i 分布時の変位から求めた建物全体からなる等価な 1 質点モデルの剛性 (kN/mm)) 式(3.14)

R_T : 周期比 (建物全体の等価固有周期と屋根部の等価固有周期との比) 式(3.8)

R_M : 質量比 (建物全体の有効質量と屋根部の有効質量との比) 式(3.7)

f_W : 屋根部桁方向増幅係数 式(3.26)

RC 妻壁を有する屋根面の桁方向の応答加速度は図 3.11 のように妻部で最大となることから妻部加速度と屋根面平均加速度に対する比

f_R : RC 片持架構棟部増幅係数 式(3.15)

屋根面棟部の支持部からの応答増幅率

F_R : 棟部応答増幅率 式(3.3)

2 質点系の上部の刺激関数を F として, f_W, f_R で補正したもの

F_G : 有効質量高さ応答増幅率式 (3.4)

2 質点系の上部の刺激関数を F として, f_W で補正したもの

S_a : 等価 1 質点系の最大応答加速度 (m/s^2)

図 3.6 に示す加速度応答スペクトルにおいて固有周期に対応する加速度。

A_{Rmax} : 棟部最大加速度(m/s^2) 式(3.4)

A_{Gmax} : 有効質量高さ最大加速度(m/s^2) 式(3.6)

T_1 : 2 質点モデルの 1 次固有周期 (s)

(図 3.12 屋根部桁方向振動モデル 関係)

R_{MW} : 屋根部の RC 片持架構に対する質量比 (屋根面有効質量/2 を妻壁有効質量で除したもの) 式(3.23)

R_{TW} : 屋根部の RC 片持架構に対する固有周期比 (屋根部固有周期を妻壁固有周期で除したもの) 式(3.24)

K_S : 鉄骨小梁等屋根面剛性

K_W : RC 片持架構柱の面外剛性 (K_S に比べ小さく無視できる)

R_a : 支承部最大反力 (kN)

M_{wi} : RC 片持架構柱 i 番目の質点の質量 (t)

cM_{yi} : RC 片持架構柱 i 番目の柱脚の降伏モーメント(kNm)

RbQ_y : RC 梁のせん断力(kN)

RbM_y : RC 梁の降伏モーメント(kN)

RH : 支承部平均高さ(m)

cH_i : M_{wi} の有効高さ(m)

RH_0 : 隅柱高さ(m)

3.1 序

第2章では、東北地方太平洋沖地震において、実際に被災した鉄骨置屋根体育館を模擬した数値解析モデルを構築し、RC 片持架構の構面外地震応答、及び屋根面ブレースとの支承部に生じる応力・変形を時刻歴応答解析により分析し、実際の被害状況との比較を行った。その結果、鉄骨置屋根体育館では RC 片持架構と鉄骨屋根面の支承部の破壊は主に RC 片持架構の構面外振動により説明できることを示した。しかしながらこれらは特定建物についての検討であり、規模や平面形状の異なるより広い範囲での分析が必要である。

そこで本章では、第2章で設定した鉄骨置屋根体育館を図 3.1 に示すように標準化した R 型体育館を想定し、様々な規模や平面形状に対応させ、建物の幅を 24m～48m、奥行きを 24m～72m、RC 躯体部層数を 1 層及び 2 層と変化させた数値解析モデルを構築し、これらに対して屋根面ブレースによる剛性、躯体剛性、屋根小梁の座屈の有無などをパラメータとして変化させた解析を行い RC 妻壁等の応答加速度及び RC 妻壁と鉄骨屋根支承部反力等についての詳細な検討を行う。

また、RC 片持架構、側面、屋根架構を単純な振動モデルで表現することで、同種の体育館の地震時の挙動を明らかにし、鉄骨置屋根体育館に適用できる RC 片持架構の棟部加速度評価式、重心部加速度評価式及び支承部反力評価式等を策定し、耐震設計・補強設計を行うための簡便な手法の提案を試みる。

なお、評価式は固有値解析をベースとすることとし 2 質点系の刺激関数について簡易で精度のよい近似式（付録 5 参照）を導く。

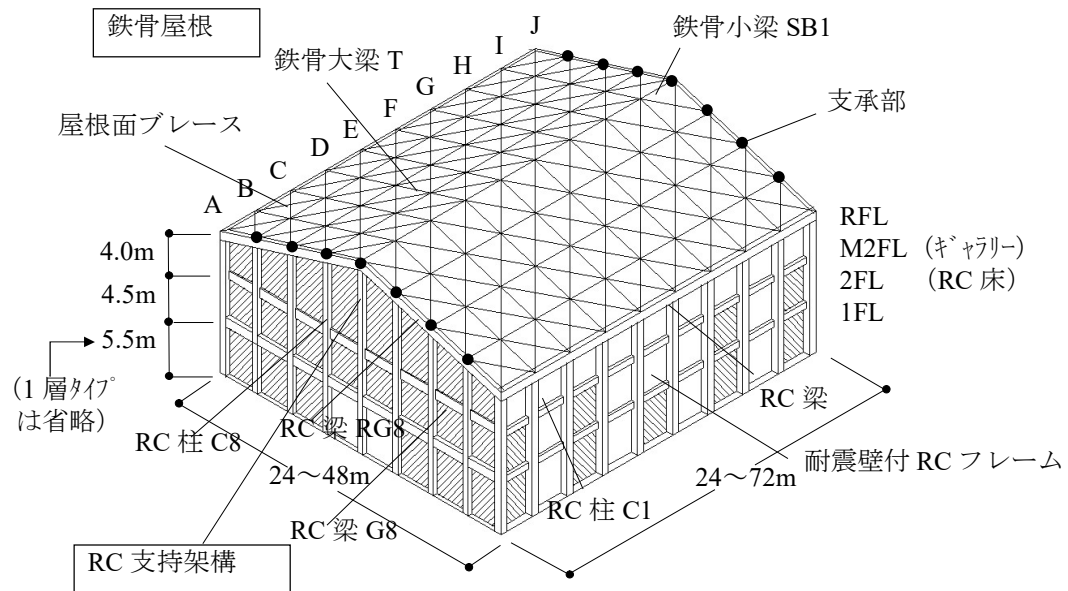


図 3.1 検討対象学校体育館

3.2 検討モデルの設定

屋根面加速度及び支承部反力を評価するため、立体モデルを用いた時刻歴応答解析で屋根面の加速度を求め、それを2質点モデルにより評価する。まず立体解析モデルについて以下に述べる。

3.2.1 解析モデルの種類

様々な規模の鉄骨置屋根体育館に対応するため、検討モデルは図3.2のモデルを基準にスパン長 W 、桁行長 L 、躯体部層数を変化させる。スパン長は24m, 32m, 48mとし、桁行長は24m, 36m, 48m, 及び72mとする。躯体部層数は競技場の下にRC床付架構が1層あるR2タイプと、下層階の無いR1タイプとし、棟部での高さはR2タイプでは19m, R1タイプでは高さを13.5mで統一する。各モデルの一覧を図3.3に、検討モデル名称を図3.4に示す。各モデルの標準タイプの解析モデル諸元を表3.1に、解析モデル部材諸元を表3.2に示す。さらに表3.3に示すように、各モデルについて躯体剛性比 k_W 、屋根面剛性比 k_R をパラメータとして変化させる。躯体剛性比 k_W は図3.5で1Gの水平加速度時の変形を δ_W として式(3.1)で、屋根面剛性比 k_R も同様に棟部変形を δ_R として式(3.2)で定義する。

$$k_W = \frac{H/\delta_W}{1200} \quad (3.1)$$

$$k_R = \frac{L_W/\delta_R}{1200} \quad (3.2)$$

設定時の屋根面剛性は水平ブレースのみ（形鋼のため圧縮側剛性も考慮）を考慮し、各ブレース間の変形が一定となるブレース配置を標準とする。屋根面平均重量及び妻壁平均重量を表3.4に示す。表3.5に標準タイプのRC片持壁棟柱(H=13.5m)の耐震指標及び桁フレーム側の水平ブレース引張応力の検定値を示す。

応答解析に用いる地震波は、兵庫県南部地震におけるJMA-Kobe波の位相を用い、建築基準法告示に従い作成したレベル2地震波（第2種地盤相当(図3.6)）とする。

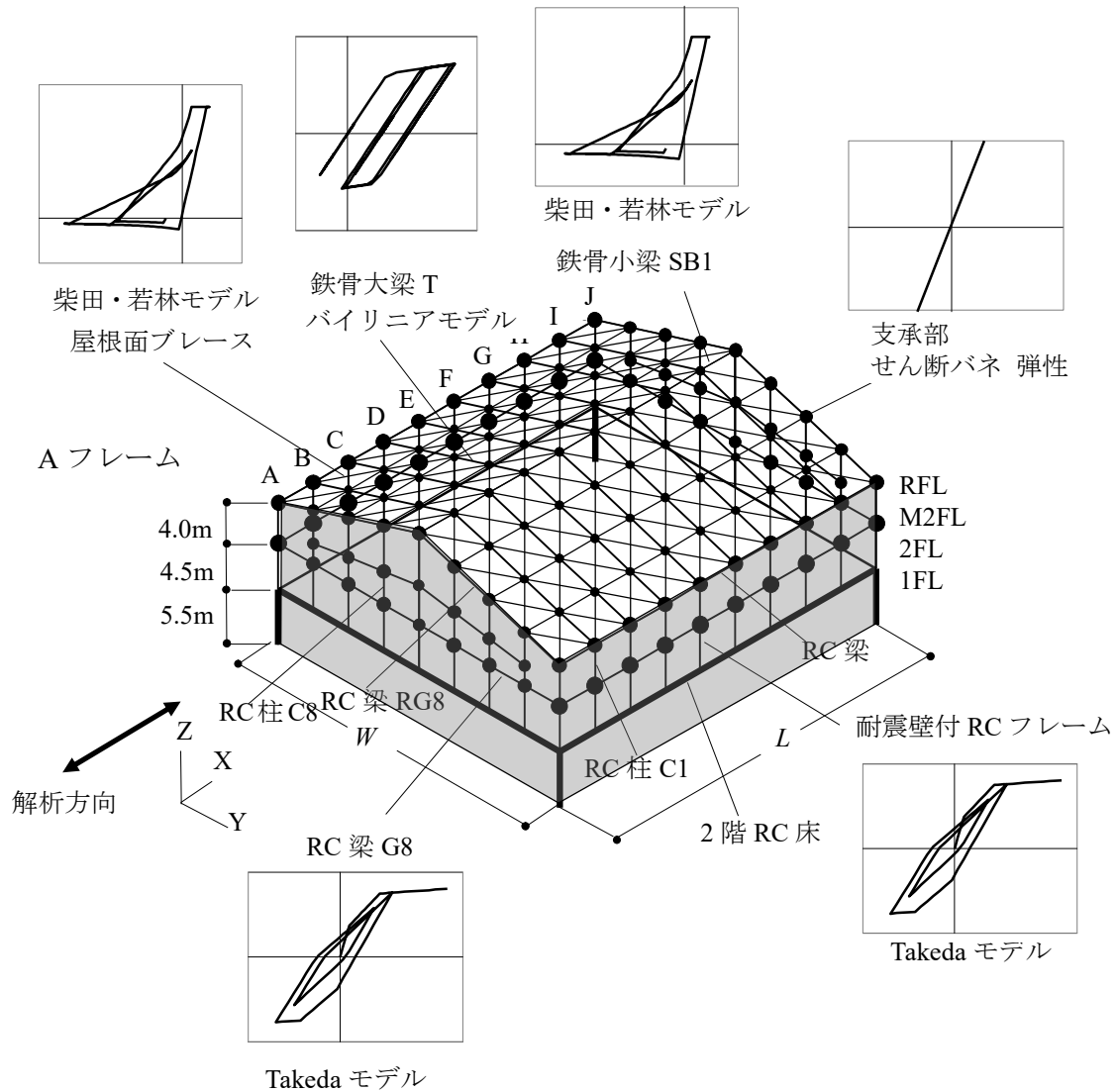


図 3.2 数値解析モデル図 (R2W32L36 の場合)

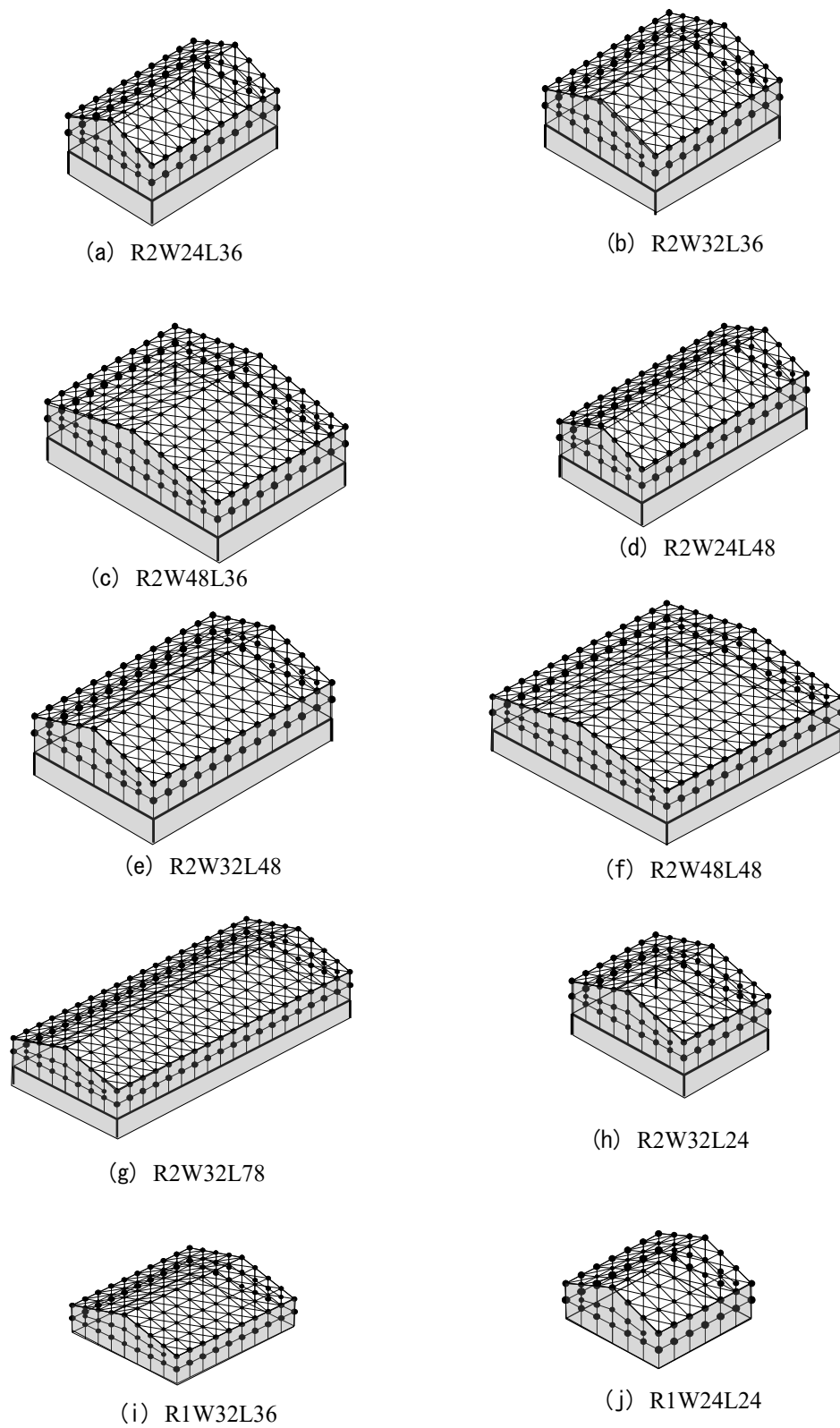


図 3.3 解析モデル一覧

R2 W32 L36

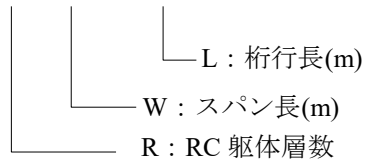


図 3.4 検討モデル

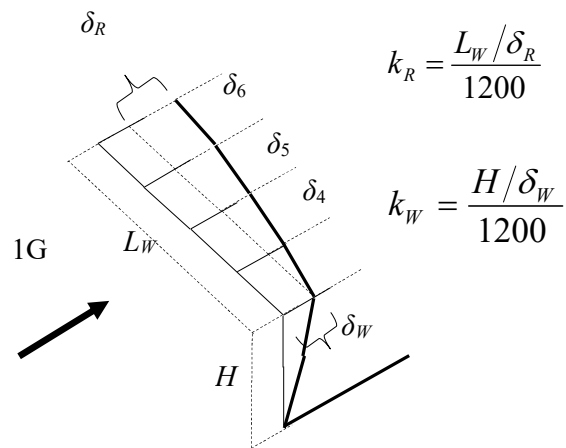


図 3.5 解析パラメータ k_R, k_W

表 3.1 解析モデル諸元

		a) R2W24L36 ($k_W=0.85$ $k_R=1.15$)				b) R2W32L36 ($k_W=0.82$ $k_R=1.22$)				c) R2W48L36 ($k_W=0.78$ $k_R=1.27$)				d) R2W24L48 ($k_W=0.88$ $k_R=1.21$)				e) R2W32L48 ($k_W=0.86$ $k_R=1.28$)			
		質量(kg)	剛性 K_f (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_f (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_f (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_f (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_f (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角
屋根面 +妻壁	9									55,000	198	3.1	1,500								
	8									109,400	597	9.4	1,520								
	7					55,400				105,800	987	15.6	1,520					61,800	220	2.7	1,520
	6	56,200	174	3	1,360	109,000	560 (559)	9.2 (9.2)	1440 (1433)	102,200	1,370	21.6	1,530	62,800	204	2.7	1,440	121,800	658	8.1	1,530
	5	109,000	515	8.9	1,380	103,600	918 (559)	15.1 (9.2)	1470 (892)	98,600	1,740	27.5	1,540	122,200	606	7.9	1,450	116,400	1,080	13.3	1,540
	4	101,800	840	14.6	1,390	98,200	1260 (914)	20.8 (15.1)	1480 (1068)	95,000	2,100	33.2	1,540	115,000	992	12.9	1,460	111,000	1,490	18.4	1,550
RC躯体	3	234,000	648		530	232,000	746		509	232,000	942		482	304,000	828		560	302,000	944		540
	2	352,000	3,040		1,630	352,000	3290		1,590	352,000	3,790		1,510	460,000	3,870		1,670	460,000	4,160		1,630
	1	1,214,000	5,820		1,580	1,518,000	6,840		1,560	2,128,000	8,900		1,520	1,538,000	7,480		1,610	1,912,000	8,750		1,590
屋根面 +妻壁	f) R2W48L48 ($k_W=0.82$ $k_R=1.34$)																				
	9	61,200	232	2.8	1,580																
	8	121,800	700	8.3	1,600																
	7	118,200	1160	13.8	1,600	74,600	285	2.3	1,630	49,000	154	3.8	1,350	55,400	187	3.1	1,440				
	6	114,600	1600	19.1	1,610	147,200	853	7	1,650	96,000	462	11.4	1,360	109,000	560	9.2	1,460	49,600	143	3.7	1,280
	5	111,000	2050	24.3	1,620	141,800	1,400	11.6	1,660	90,800	755	18.6	1,370	103,600	918	15.1	1,470	95,800	423	11	1,290
RC躯体	4	111,400	2470	29.4	1,630	136,400	1,950	16	1,670	85,400	1,040	25.6	1,380	98,200	1,260	20.8	1,480	88,600	687	17.9	1,300
	3	302,000	1180		514	443,000	1,340		579	162,000	546		461								
	2	458,000	4760		1,570	672,000	5,920		1,680	246,000	2,400		1,510	232,000	746		509	163,000	329		338
	1	2,664,000	11,300		1,560	2,702,000	12,600		1,630	1,124,000	4,940		1,500	352,000	3,280		1,590	246,000	1540		1,100

※b)の()内は屋根面ブレースが外周 2L, 内部 1L を示す。ブレース断面面積は 1 区画内の引張ブレースの断面面積を示す。

表 3.2 解析モデル部材諸元

	使用部材	解析モデル									履歴
	部材断面 (mm)	細長比 λ	断面積 A (cm ²)	断面2次モー メント I (cm ⁴)	降伏 応力度 (N/mm ²)	ヤング率 E (N/mm ²)	ひび割れ時 モーメント M_c (KNm)	降伏モー メント M_y (KNm)	ひび割れ 後剛性低 減率	要素の種類	
RC柱(妻壁M2F) C10	650×400		2600	1139700	コンクリート	19710	104.8	257.9	0.29	梁要素	Takeda モデル
RC柱(妻壁2F) C10	650×400		2600	1193700	20.6 (圧縮強度)		130.3	367.6	0.37	梁要素	
RC柱(桁B-I,M2F) C1	900×700		6300	3355900	鉄筋 344 (SD295)		264.1	780	0.32	せん断バネ	
RC柱(桁A,J,M2F) C2	900×700		6300	3070800			238.3	468.7	0.23	せん断バネ	
RC梁(妻 RF) G8	750×620		4650	1698600			136.2	188.5	0.15	梁要素	
RC梁(妻 2F) G8	750×350		2625	312900		44.5	94.9	0.2	梁要素		
鉄骨大梁 T	H-700×300×13×24	61.1	231.5	10800	258	205000	座屈荷重	169.44	引張降伏	梁要素	バイリニア
鉄骨小梁 sB1	H-200×100×5.5×8	195	26.67	134	(SS400)		141.5		688	トラス要素	柴田・若 林モデル
水平ブレース	L-65×65×6	444	7.527	12.2			7.02		194		

(b) スパン長 W と桁柱剛性の設定

スパン長 W(m)	C1柱の剛性 (kN/mm)	層の剛性 (kN/mm)	上部質量の和 (kg)
24	0.87	650	435
32	1	746	499
48	1.26	943	631

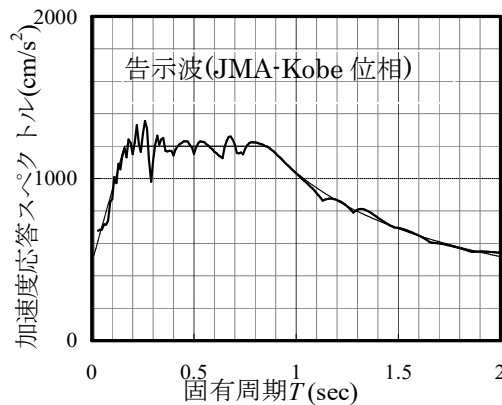


図 3.6 採用地震波(h=0.05)

 表 3.3 解析パラメータ k_R, k_W (R2W32L36 の場合)

比率	0.3	0.5	0.7	0.9	1	1.1	1.3	1.5	1.7	2	3	5
k_R	0.37	0.61	0.85	1.1	1.22	1.34	1.59	1.83	2.07	2.44	3.66	6.1

比率	0.5	0.75	1	2	3
k_W	0.41	0.62	0.82	1.64	2.46

※網掛けは標準タイプを示す。

3.2.2 解析モデルの概要

第 2 章³⁻¹⁾と同様, 鉄骨置屋根体育館の RC 片持壁付架構とブレース付き屋根面架構を模擬した数値解析モデルを構築する (図 3.2)。

妻面架構は梁・柱を曲げ要素で構成し, その交点に節点を設ける。

M2FL と RFL の間には耐震壁を模擬するため柱の中央に壁重量を含んだ質点を配置し, 壁を等価な曲げ要素としてモデル化する。柱は 2FL から剛接で自立した RC 片持柱とし, 梁は桁フレームに剛接とする。屋根架構には梁間方向に H-700×300 の鉄骨大梁を山形に配置し, 間に鉄骨造の小梁, 水平ブレースを配置する。質点は大梁と小梁の交点に配置する。小梁は座屈しないように大きな断面及び断面 2 次モーメントとし(H-200×100×5.5×8 の 1.5 倍), 水平ブレースは屋根面剛性比 k_R に応じて L-65×65 の断面積及び断面 2 次モーメントに係数をかけ各ブレース間変形が同一となるような断面とする (表 3.1)。桁方向 1F, 2F は耐震壁付 RC ラーメン架構で壁厚 150mm の耐震壁が標準タイプ

では 1F で片側 4 枚, 2F で片側 3 枚程度の剛性とした。剛性を表 1 の K_1, K_2, K_3 に示す。

構成部材のモデル化と履歴特性について述べる。妻面 A, J 通りの RC 柱, 梁は, 「梁要素」とし, 柱は軸力を考慮し, 梁は軸力を考慮しないひび割れモーメント及び降伏モーメントを持つ材端非線形ばねを導入し, 履歴特性は Takeda モデル³⁻²⁾とする。屋根面の水平ブレース及び鉄骨小梁はトラス要素とし, 座屈履歴特性を柴田・若林モデル^{3-3), 3-4)}で表現する。鉄骨大梁は材端非線形バネを有する梁要素とし水平方向振動の履歴特性として弱軸廻りの降伏モーメントを持つバイリニアとする。なお, 屋根の面内剛性は屋根面ブレースが支配的であると考え大梁の弱軸曲げ耐力に対する鉛直荷重の影響は考慮しない。桁方向 M2F の RC 柱, 1F, 2F の耐震壁付きの RC フレームは x 方向の自由度を持つせん断バネ要素とし Takeda モデルの履歴特性とする。

時刻歴応答解析はニューマーク β 法とし, 時間刻みは 0.001sec とする。減衰定数は初期剛性比例型のレイリー減衰を採用し 1 次, 2 次共に 0.03 とする。

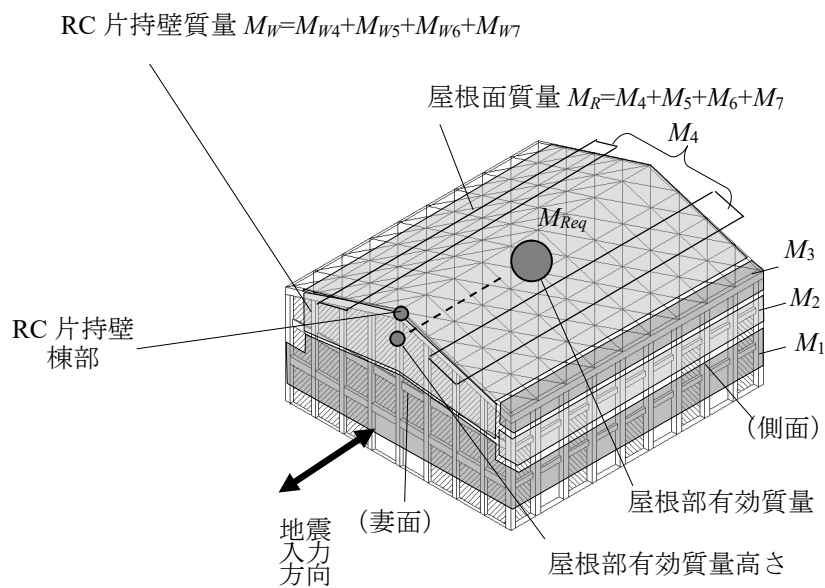
3.3 応答加速度の評価

竹内ら^{3-5) ~ 3-8)}は, 支持架構付ラチスドーム等の屋根部の応答加速度について, 系を簡易質点系モデルに置換し, 固有周期比 $R_T = T_{eq}/T_R$ (T_{eq} : 1 質点モデルの固有周期, T_R : 屋根部の代表 1 次固有周期) の関数とし, 1 質点モデルの応答加速度 A_{eq} に対する屋根架構の最大水平・鉛直応答加速度 A_{Hmax}, A_{Vmax} の応答増幅率 F_H, F_V の評価式を提案している。この分析では $R_T=1$ 近傍で屋根架構の振動が全体系の振動と共振し増幅するとしている。

今回対象としている RC 片持架構を有する鉄骨屋根体育館では, 鉄骨屋根を支持する RC 妻壁が片持ち架構となり剛床とならないことから, 支持架構付ラチスドーム等の屋根架構とは応答性状が異なることが予想される。そこで屋根面の応答加速度を表す関数を求め, それを用いて時刻歴応答解析の結果を分析し, 静的な簡易計算で RC 片持架構棟部及び重心部の加速度を求める方法を検討する。

3.3.1 2 質点モデルの構築

妻壁部 RC 片持架構の加速度を評価するため、等価な 2 質点モデルを構築する。初めに、図 3.7(a)の質量配分に従い振動特性を考慮して図 3.7(b)の多質点モデルを作成する。多質点モデルでは RC 躯体部質量を M_1, M_2, M_3 、鉄骨屋根部質量は棟部と対称な各列の和を $M_4 \sim M_7$ とし $M_R = \sum M_i$ とする(図 3.8)。妻壁質量は屋根面と同位相で振動する RC 片持架構上部 1/2 の範囲の $M_{W4} \sim M_{W7}$ とし $M_W = \sum M_{Wi}$ とする。多質点モデルからさらに妻壁と屋根からなる屋根部と RC 躯体部の 2 質点モデル(c)を構築する。



(a) 質量配分図

図 3.7 簡易質点系モデル化(R2W32L36 の場合)

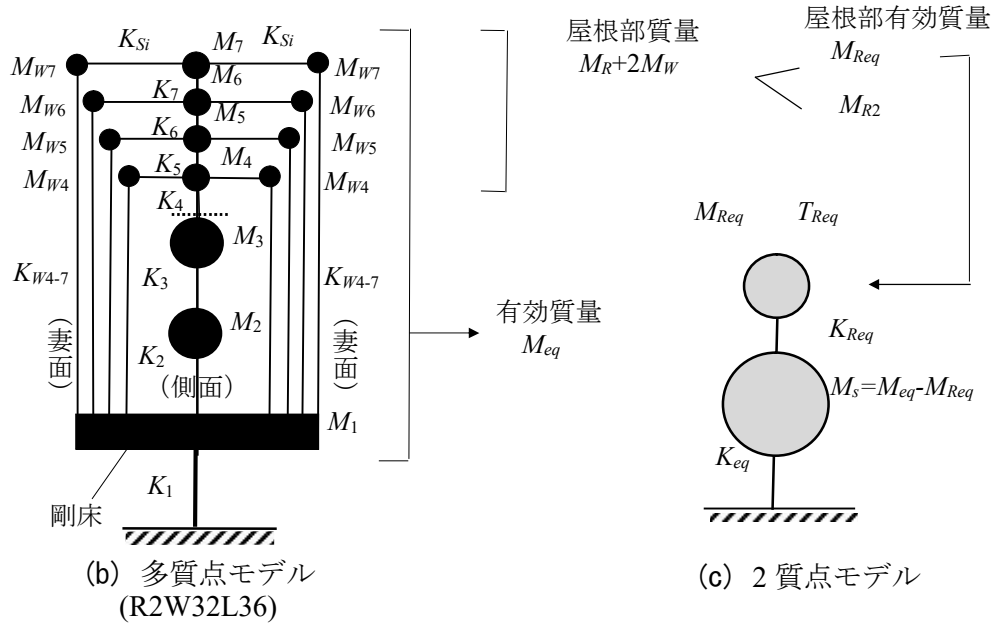
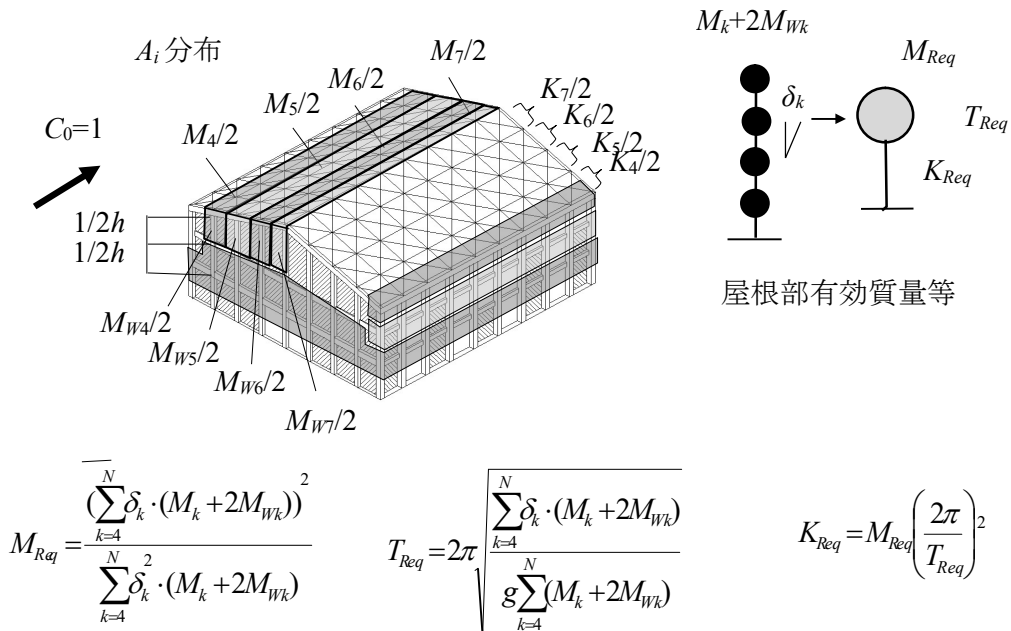
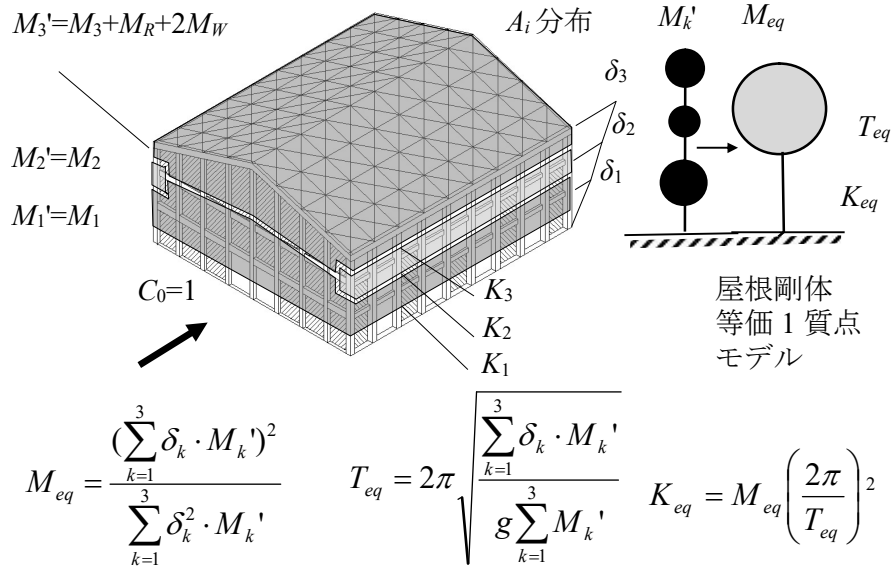


図 3.7 簡易質点系モデル化(R2W32L36 の場合)


 図 3.8 屋根部有効質量 M_{Req} の算出(R2W32L36 の場合)


 図 3.9 有効質量 M_{eq} の算出(R2W32L36 の場合)

3.3.2 加速度評価式

RC 片持架構棟部(図 3.7(a))の水平応答増幅率 F_R (以下,「棟部応答増幅率」という)は式(3-3), 加速度 (以下,「棟部最大加速度」という)は式(3.4)で評価する。

$$F_R = 1 + f_w \cdot f_R \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (3.3)$$

$$A_{R\max} = F_R \cdot S_a \quad (3.4)$$

また, RC 片持架構における屋根部有効質量高さの水平応答増幅率 F_G (以下,「有効質量高さ応答増幅率」という)は式(3.5), 加速度 (以下,「有効質量高さ最大加速度」という)は式(3.6)により評価する。なお, R_M は質量比で式(3.7)より, R_T は周期比で式(3.8)から求める。

$$F_G = 1 + f_w \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (3.5)$$

$$A_{G\max} = F_G \cdot S_a \quad (3.6)$$

$$R_M = \frac{M_{eq}}{M_{Req}} \quad (3.7)$$

$$R_T = \frac{T_{eq}}{T_{Req}} \quad (3.8)$$

ここに、 M_{Req} は屋根部有効質量(式(3.9))、 T_{Req} は屋根部固有周期(式(3.10))、 K_{Req} は屋根部等価剛性(式(3.11))とし、図 3.8 に示すように屋根部のみを等価な 1 質点に置換しモデル化したものである。 δ_k は地上からの変形で Ai 分布を適用し求める。

$$M_{Req} = \frac{\left(\sum_{k=4}^N \delta_k \cdot (M_k + 2M_{wk}) \right)^2}{\sum_{k=4}^N \delta_k^2 \cdot (M_k + 2M_{wk})} \quad (3.9)$$

$$T_{Req} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=4}^N \delta_k \cdot (M_k + 2M_{wk})}{g \sum_{k=4}^N (M_k + 2M_{wk})}} \quad (3.10)$$

$$K_{Req} = M_{Req} \left(\frac{2\pi}{T_{Req}} \right)^2 \quad (3.11)$$

M_{eq} は有効質量(式(3.12))、 T_{eq} は等価固有周期(式(3.13))、 K_{eq} は等価剛性(式(3.14))で図 3.9 に示すように屋根部を剛体とし全体を等価 1 質点に置換したものである。 δ_k は地上からの変形で Ai 分布を適用し求める。

$$M_{eq} = \frac{\left(\sum_{k=1}^3 \delta_k \cdot M'_k \right)^2}{\sum_{k=1}^3 \delta_k^2 \cdot M'_k} \quad (3.12)$$

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^3 \delta_k \cdot M'_k}{g \sum_{k=1}^3 M'_k}} \quad (3.13)$$

$$K_{eq} = M_{eq} \left(\frac{2\pi}{T_{eq}} \right)^2 \quad (3.14)$$

式(3.3)の f_R はブレースの屋根面剛性分布による RC 片持架構棟部増幅係数で式(3.15)で求める。 f_W は屋根部桁方向増幅係数で式(3.16)で求める。 R_{MW} は RC 片持架構質量比で式(3.17)で求める。 S_a は等価 1 質点系(図 3.9)の最大応答加速度で、設計用スペクトルから式(3.18)の 2 質点系の 1 次固有周期 T_1 に対応する値を求める。

$$f_R = \frac{\sum_{k=4}^N \delta_k \cdot (M_k + 2M_{Wk})}{\sum_{k=4}^N \delta_k^2 \cdot (M_k + 2M_{Wk})} \cdot \delta_R \quad (3.15)$$

$$f_W = 1 + \frac{R_{MW} - 1}{2(\sqrt{R_{MW}} + 1)} \quad (3.16)$$

$$R_{MW} = \frac{M_{Req} / 2}{M_{Weq}} \quad (3.17)$$

$$T_1 \approx \sqrt{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}}} \cdot T_{Req} \quad (3.18)$$

以下、式(3.3)～(3.18)で用いた評価式の誘導過程について説明する。

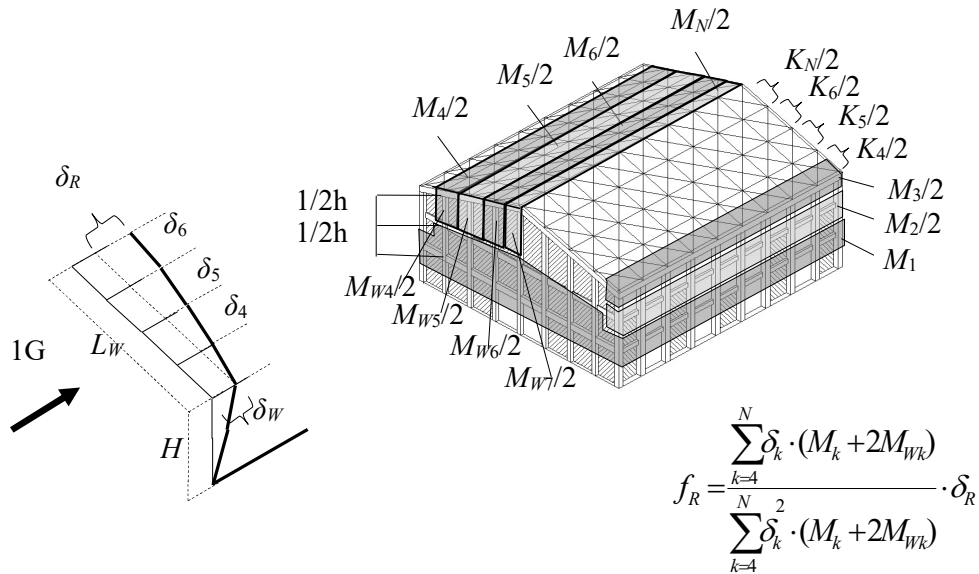
3.3.3 2 質点モデルにおける水平応答増幅率 F

図 3.7(c)の 2 質点系の上部質点の水平応答増幅率 F は付録 5 に示すように、モード計算を応用して近似的に式(3.19)で表わすことができる。

$$F = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (3.19)$$

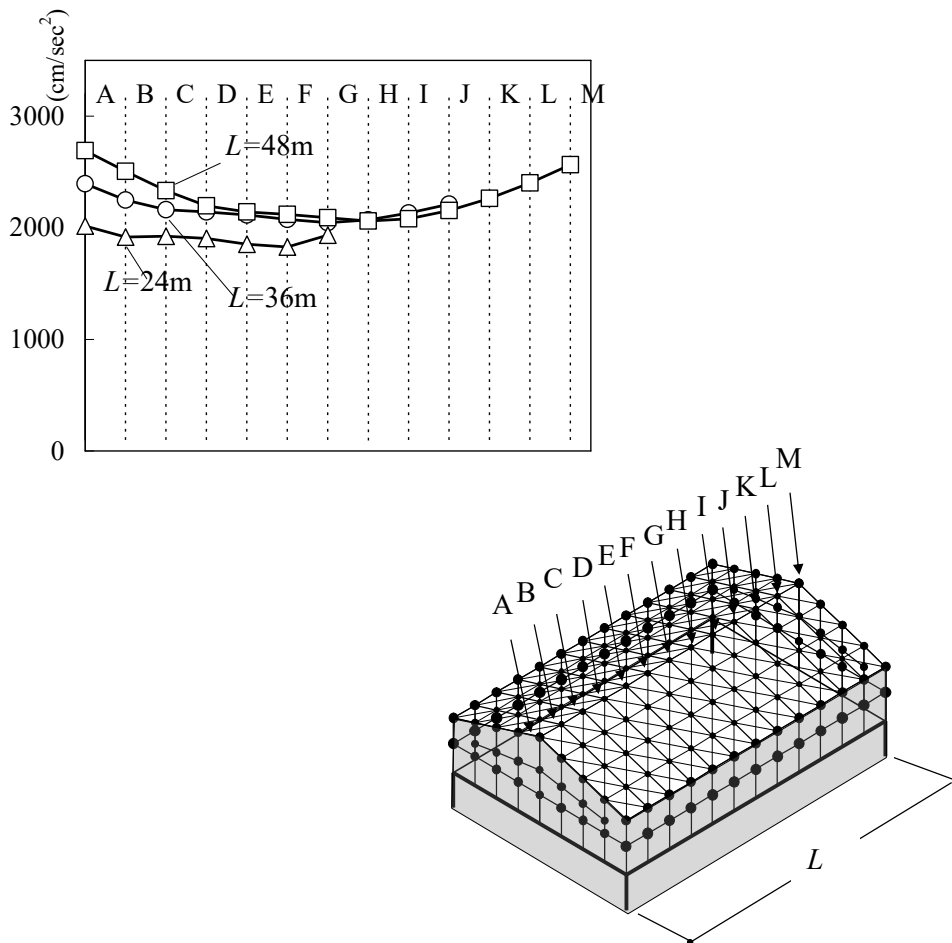
3.3.4 RC片持架構棟部増幅係数 f_R

式(3.9)の F は、2質点モデルの水平応答増幅率であり、屋根部を有効質量により1質点とした場合の水平応答倍率である。式(3.15)に示す f_R は桁フレーム上部を基準として、屋根部各列を多質点系と考えた場合の1次モードの刺激係数と棟部の変位の積であり、桁フレーム上部を基準とした屋根面水平応答の増幅係数である。桁フレーム上部の応答加速度は時刻歴応答解析ではR1, R2シリーズ共に9~11m/sec²程度で、最大加速度が12m/sec²の入力地震波に対して水平応答増幅率は0.8~0.9となることから定式化においては、桁フレーム上部の水平応答増幅率を1と見なして第2項に f_R を乗じる。なお、 f_R は屋根面各ブレース間変形角が同一となるブレース配置（標準ブレース配置）の場合1.45程度、外周2L-65×65、内部L-65×65配置の場合1.25程度となる。


 図3.10 RC片持架構棟部増幅係数 f_R の評価

3.3.5 屋根部桁方向増幅係数 f_w

図 3.11 に時刻歴応答解析より得られた屋根面棟部の桁行方向の応答加速度分布を示す。応答加速度は桁行方向で一様ではなく、妻壁部で最大となり中央で小さくなる。また $L=24\text{m}$, 36m , 48m を比較すると桁行長 L が大きくなるにつれて差が大きくなる傾向がある。これは RC 片持壁が 2 階床から片持架構として振動し屋根面に影響を及ぼすためと考えられる。これを説明するため、図 3.12 に示す屋根部桁方向振動モデルを設定する。(a)に示すように屋根面と RC 片持壁を質点に置換する。これをモデル化したものが(b)の屋根部桁方向 3 質点モデルである。3 質点モデルは、妻壁柱の桁方向剛性 K_w が屋根面の桁方向剛性 K_s より十分小さい場合に(c)の屋根部桁方向 2 質点モデルに近似できる。なお、時刻歴応答解析の結果では左右の妻壁の最大加速度は水平ブレースなど非線形部材があり一致していないが、最大加速度は左右の妻壁がほぼ同位相の場合であることから屋根面の質量を 1/2 とし片面をモデル化する。

図 3.11 桁長 L による棟部加速度分布の比較

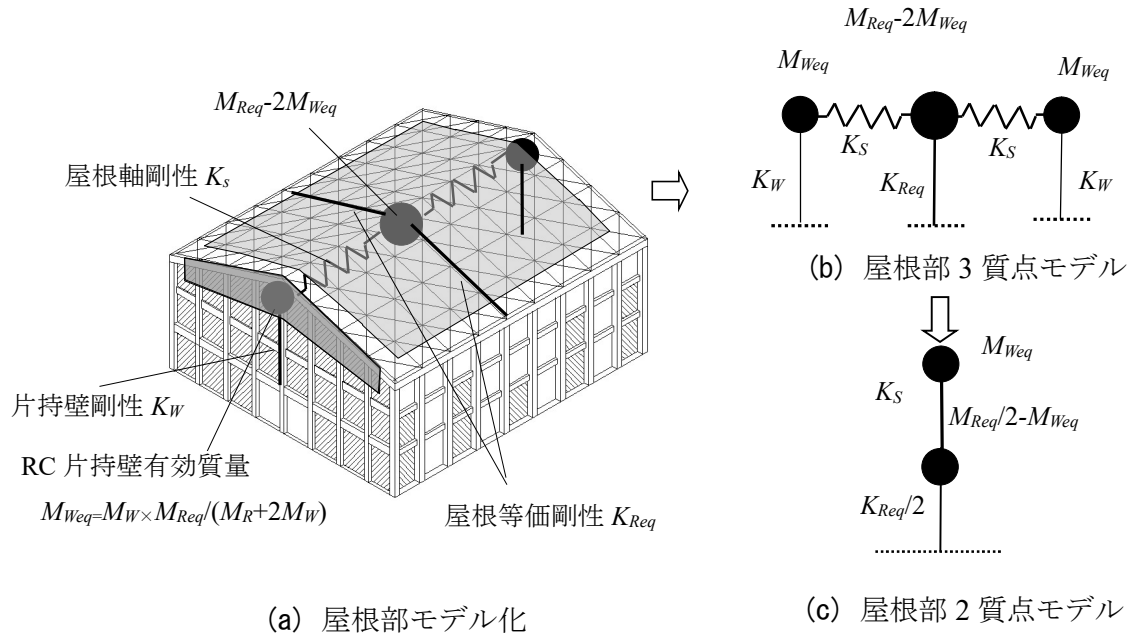


図 3.12 屋根部桁方向振動モデル

2 質点モデルについて、3.3 項で検討した結果を適用し、式(3.19)で R_M を R_{MW} に、 R_T を R_{TW} に置き換えると、屋根部桁方向増幅係数 $f_W(R_{MW}, R_{TW})$ は式(3.25)で表される。ここで K_S は主に小梁の軸剛性と考えられるが、屋根ブレース剛性も関与しており、 R_{TW} (式(3.24))は単純には求められない。そこで、安全側の評価として式(3.25)の最大値 (式(3.26))を採用する。

$$T_W = 2\pi \sqrt{\frac{M_{Weq}}{K_S}} \quad (3.20)$$

$$M_{Weq} = M_W \cdot \frac{M_{Req}}{M_R + 2M_W} \quad (3.21)$$

$$T_{Req} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{Req}}{K_{Req}}} \quad (3.22)$$

$$R_{MW} = \frac{M_{Req} / 2}{M_{Weq}} \quad (3.23)$$

$$R_{TW} = \frac{T_{Req}}{T_W} = \sqrt{\frac{K_S \cdot M_{Req}}{K_{Req} \cdot M_{Weq}}} \quad (3.24)$$

$$f_W(R_{MW}, R_{TW}) = 1 + \frac{R_{MW} - 1}{\sqrt{R_{MW}} \cdot \left(R_{TW}^3 + \frac{1}{R_{TW}^3} \right) + 2} \quad (3.25)$$

$$f_W = 1 + \frac{R_{MW} - 1}{2(\sqrt{R_{MW}} + 1)} \quad (3.26)$$

ここに

f_W : 屋根部桁方向増幅係数

R_{MW} : 屋根部の RC 片持架構に対する質量比

R_{TW} : 屋根部の RC 片持架構に対する固有周期比

K_S : 鉄骨小梁等屋根面剛性

K_{Req} : 屋根部等価剛性

K_W : RC 片持架構柱の面外剛性(K_S に比べ小さく無視できる)

M_{Weq} : RC 片持架構有効質量

M_{Req} : 屋根部有効質量

である。

なお、図 3.12(b)において K_W が K_{Req} に比べ小さい場合、妻壁部の応答が屋根部より大きくなり、図 3.12(c)に示す妻壁質量が屋根面質量に上位で接続する 2 質点モデルで近似することができる。一方、妻壁剛性 K_W が K_{Req} より大きい場合は逆に屋根面質量が妻壁質量に接続するモデルとなり屋根面の応答が妻壁より大きくなる。

今回設定した標準モデルでは $K_W=8\text{kN/mm}$ 、 $K_{Req}=191\text{kN/mm}$ と K_W が K_{Req} に比べ小さい場合に該当する。

表 3.6 に $L=24\text{m}$, 36m , 48m , 72m とした場合の f_W を示す。解析結果は棟の妻部 (A 位置) の加速度を屋根面棟部の加速度の平均 (A~J 位置等の平均) で除したものを示す。式(3.26)による f_W の評価は桁行長 $L=24\text{m}$, $R_{MW}=1.4$ で 1.09 程度、 $L=48\text{m}$, $R_{MW}=1.77$ で 1.17 程度であり時刻歴応答解析と良い一致を示す。

表 3.6 屋根部桁方向増幅係数 (f_W , L 関係)

		R2W32L24	R2W32L36	R2W32L48	R2W32L72
桁行長	L (m)	24	36	48	72
屋根部質量	$M_R + 2M_W$ (kg)	321,400	366,200	410,800	500,200
妻壁質量	M_W (kg)	116,000	116,000	116,000	116,000
屋根部有効質量	M_{Req} (kg)	255,400	291,000	326,400	398,000
RC片持壁有効質量	M_{Weq} (kg)	92,200	92,200	92,200	92,300
RC片持壁質量比	R_{MW}	1.39	1.58	1.77	2.16
屋根部桁方向増幅 係数	f_W	式(26)	1.09	1.13	1.17
		解析結果	1.06	1.11	1.18

3.4 応答解析結果と提案評価式の比較

図 3.13 に各モデルにおける棟部応答増幅率の応答解析と提案値の比較を示す。また表 3.7 に、提案評価式による算定値、解析結果及び解析結果と算定値の比を示す。

(A) R2W32L36 (標準ブレース配置)

図 3.13(A)は R2W32L36 の標準ブレース配置について躯体剛性比 k_W 毎に、屋根面剛性比 k_R を変化させた場合の解析結果●と提案式による値を破線で示す。縦軸は棟部応答増幅率 $F_R=A_{max}/S_a$ (棟部加速度/1 質点モデルの応答加速度)、横軸は R_T^2 とする。提案式は $R_M=5.15$, $f_W=1.13$, $f_R=1.44$ となり $R_T=1$ で最大応答増幅率 $F_{Rmax}=2.03$ となる。(Aa)の $k_W=0.41$ では R_T^2 が小さい範囲で解析値が提案値より大きい、全体的に解析値と提案式はピークも含め良く対応している。

(B) R2W32L36 (外周 2L-65×65, 内部 L-65×65 配置)

図 3.13(B)は R2W32L36 の外周 2L-65×65, 内部 L-65×65 とした場合を示す。実在する体育館で採用されていたブレース配置であり、表 3.2 b)の ()内に示すように、棟両側列の剛性が他の列に比べ相対的に高く棟部とその周辺が一体的に振動することから f_R が標準配置より小さい。 $f_W=1.13$, $f_R=1.25$, $R_M=4.76$, $R_T=1$ で $F_{Rmax}=1.83$ と標準ブレース配置に比べ応答は小さい。解析値は提案式よりやや小さめの値を与える。

(C) R2W32L48 (桁行長 48m の場合)

図 3.13(C)は桁行長が 48m の場合を示す。標準タイプに比べ桁行長 L が長く躯体部に対し妻壁の上半分を含んだ屋根部の質量が相対的に小さくなり R_M が 5.8 と増大すること及び妻壁質量が屋根面質量に比べ相対的に小さくなることによる R_{MW} の増加による f_W の増大 ($f_W=1.17$) のため、提案式は $R_T=1$ で $F_{Rmax}=2.18$ と標準タイプに比べ応答が大きい。 R_T , k_W の小さな場合を除き解析値と良く対応している。

(D) R2W32L24 (桁行長 24m の場合)

図 3.13(D)は桁行長が 24m の場合を示す。標準タイプに比べ桁行長 L が短くなり躯体部に対して屋根部の質量が相対的に大きくなり R_M が 4.3 と減少すること、及び妻壁質量が屋根面質量に比べ相対的に大きくなることによる R_{MW} の減少による f_W の減少 ($f_W=1.09$) のため、提案式は $R_T=1$ で $F_{Rmax}=1.86$ と標準タイプに比べ応答が小さい。本ケースも R_T , k_W の小さな場合を除き解析値と良く対応している。

(E) R2W48L36 (スパン長 48m の場合)

図 3.13(E)はスパン長が 48m の場合を示す。標準タイプに比べスパン長 W が長くなり躯体部に対して屋根部の質量が相対的に大きくなることから R_M が 4.4 と減少する。一方屋根面列数が増加するため f_R がやや大きくなる ($f_R=1.46$) が, 提案式は $R_T=1$ で $F_{Rmax}=1.91$ となり R_T , k_W の小さな場合を除き解析値と良く対応している。

(F) R1W32L36 (R1:1 層構造の場合)

図 3.13(F)に 1 層構造の場合を示す。R1 タイプで標準タイプが 2 層構造であるのに比べ躯体部に対する屋根部の質量が相対的に大きくなることから R_M が 2.6 と減少するため, 提案式は $R_T=1$ で $F_{Rmax}=1.5$ と R2 タイプに比べ応答が小さく解析値と良く対応している。以上から各ケースについて提案式は解析値と概ね対応することが確認できた。なお, R_T 及び k_W の小さな場合に解析値が提案式より大きくなる傾向は 2 次モードの影響により説明できる (付録 6 参照)。さらに実務的に使用されている A_i 分布の表記法に換算した加速度簡易評価式を付録 7 に示す。

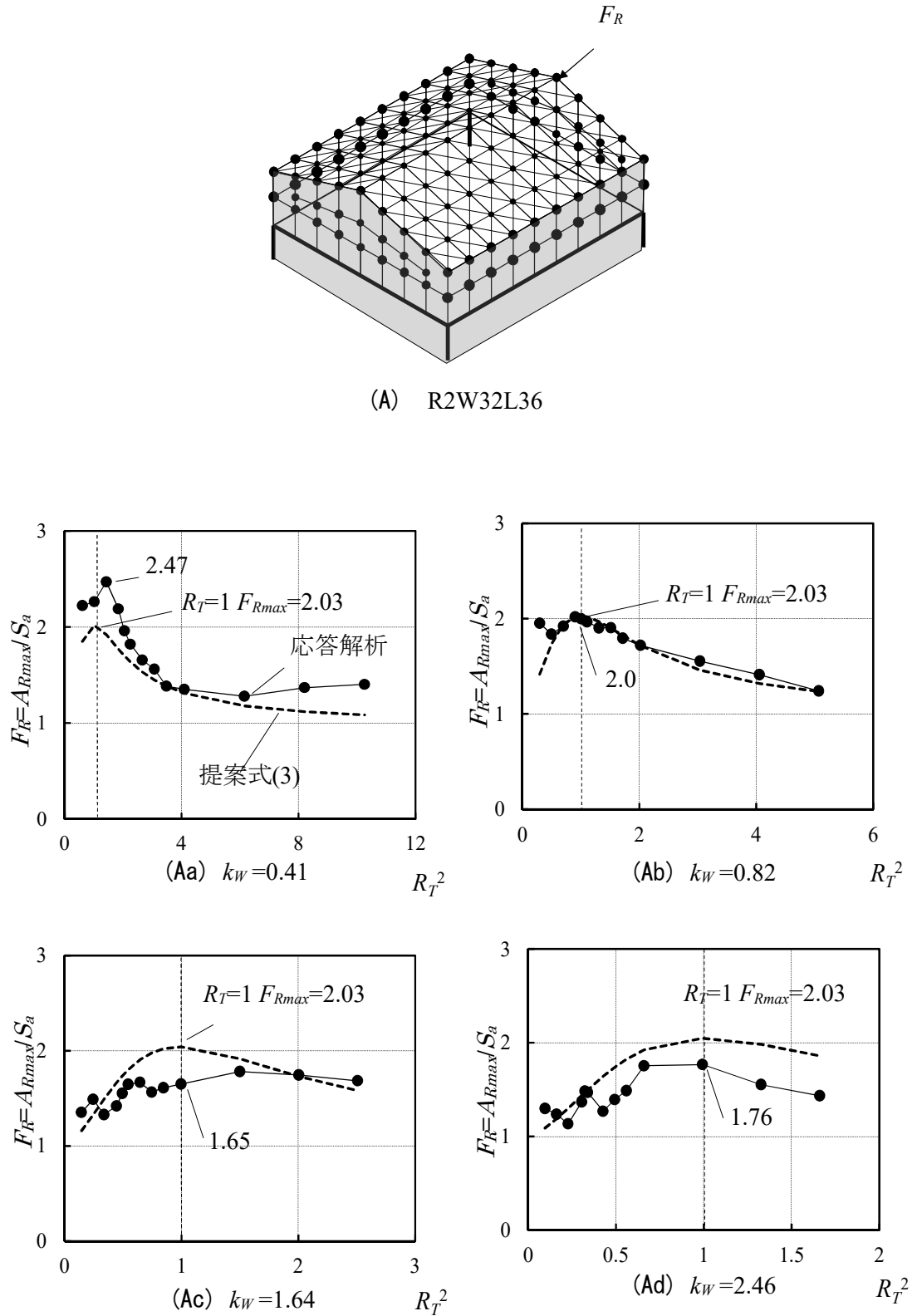
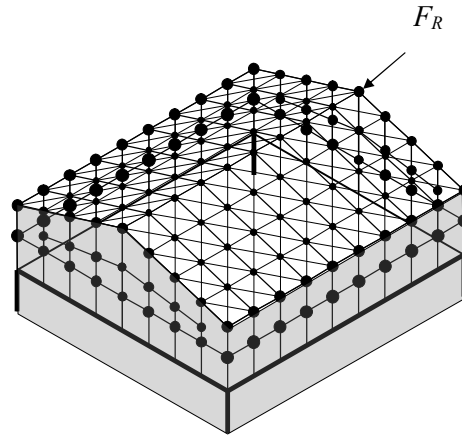


図 3.13 棟部応答増幅率の応答解析値と提案値の比較



(B) R2W32L36
(外 2L 内 L)

$$F_R = A_{Rmax}/S_a$$

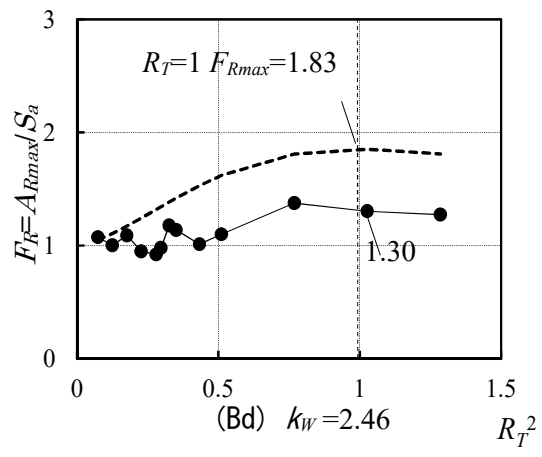
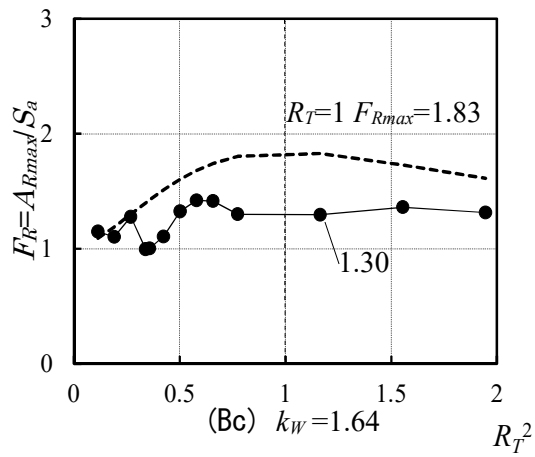
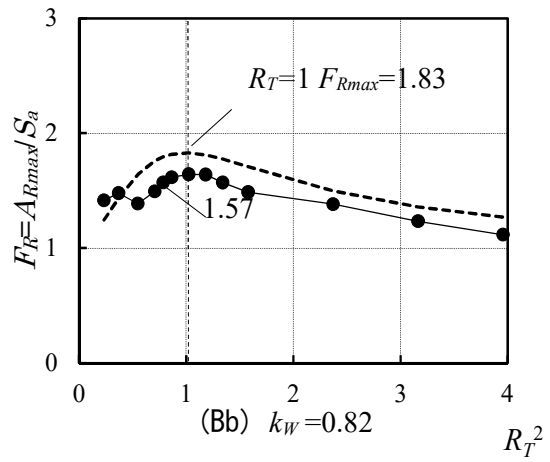
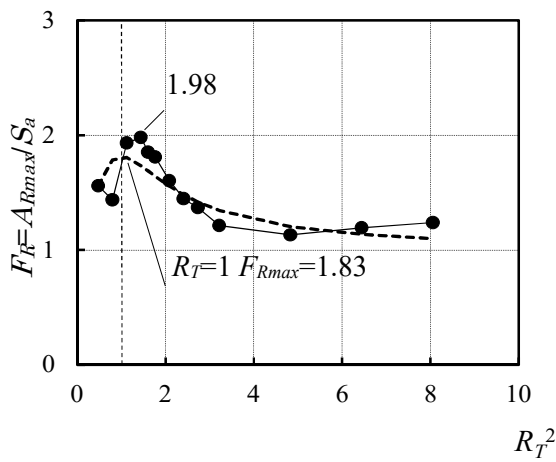
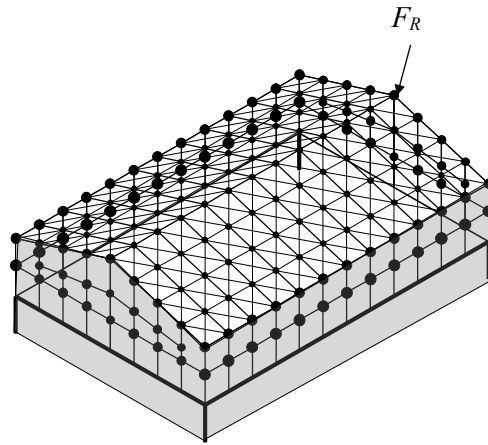


図 3.13 棟部応答増幅率の応答解析値と提案値の比較



(C) R2W32L48

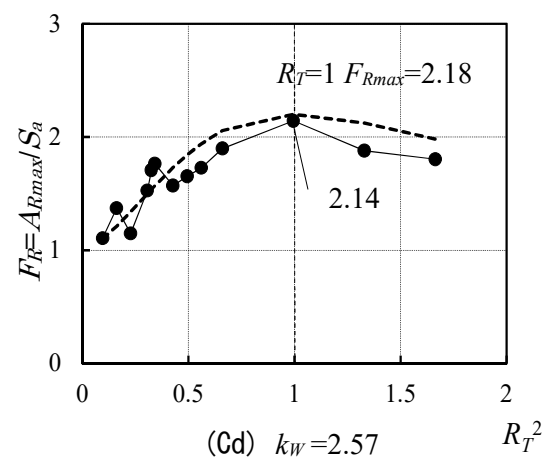
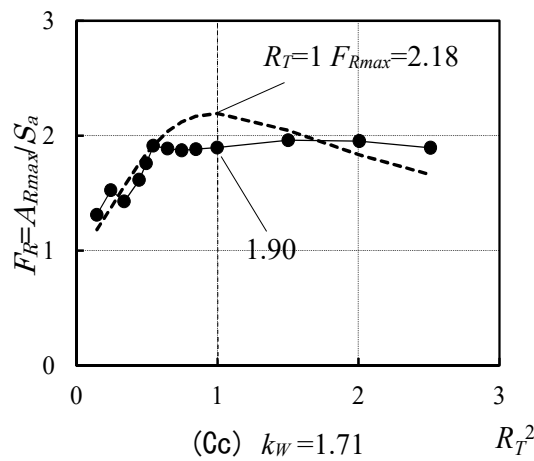
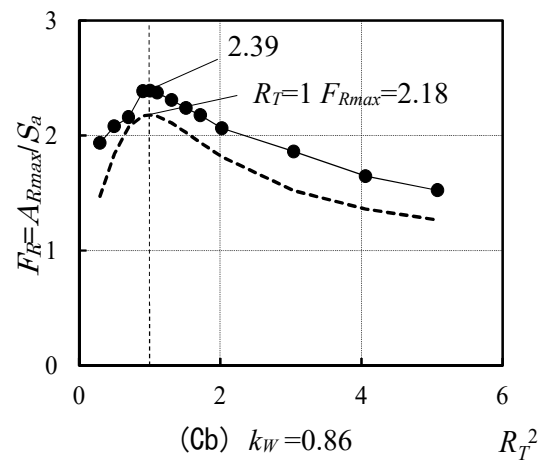
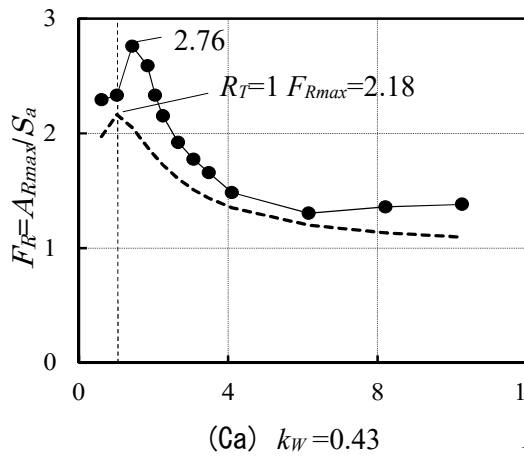
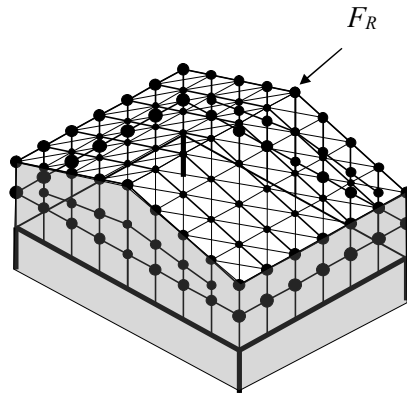


図 3.13 棟部応答増幅率の応答解析値と提案値の比較



(D) R2W32L24

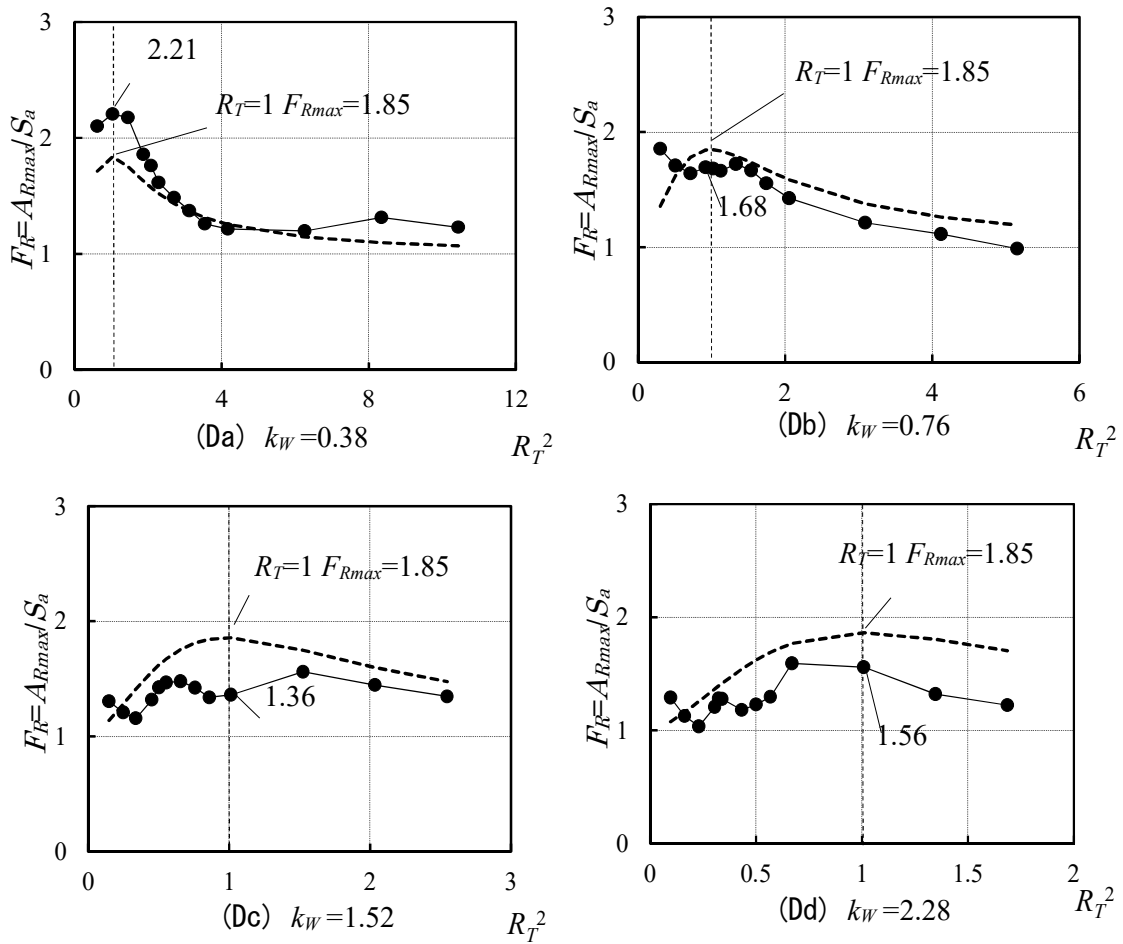
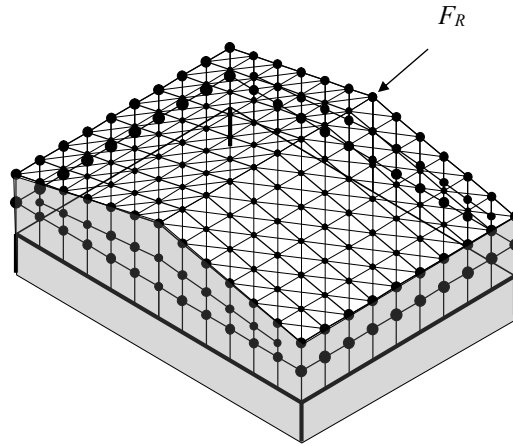


図 3.13 棟部応答増幅率の応答解析値と提案値の比較



(E) R2W48L36

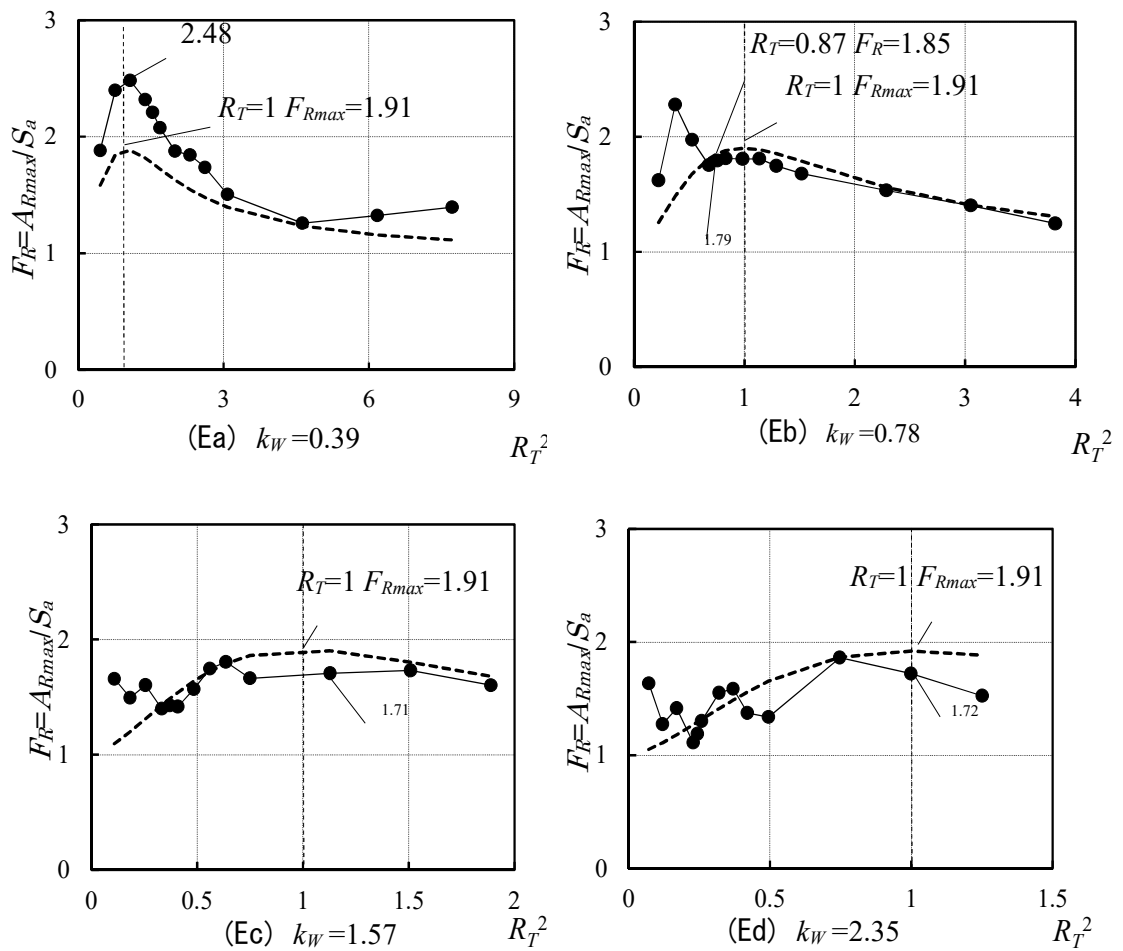
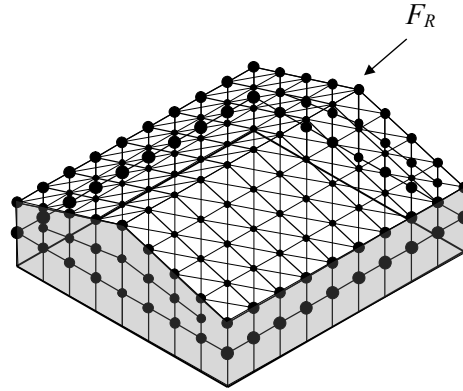


図 3.13 棟部応答増幅率の応答解析値と提案値の比較



(F) R1W32L36

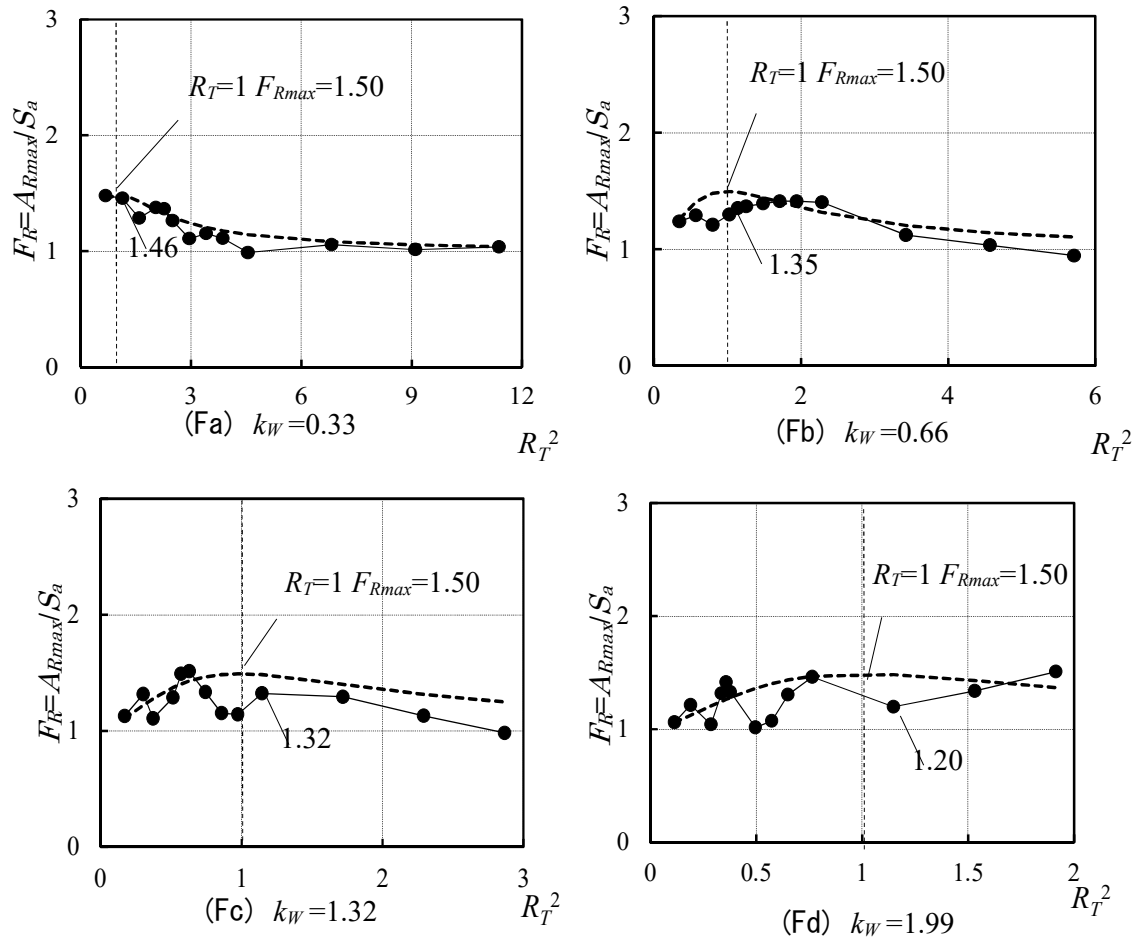


図 3.13 棟部応答増幅率の応答解析値と提案値の比較

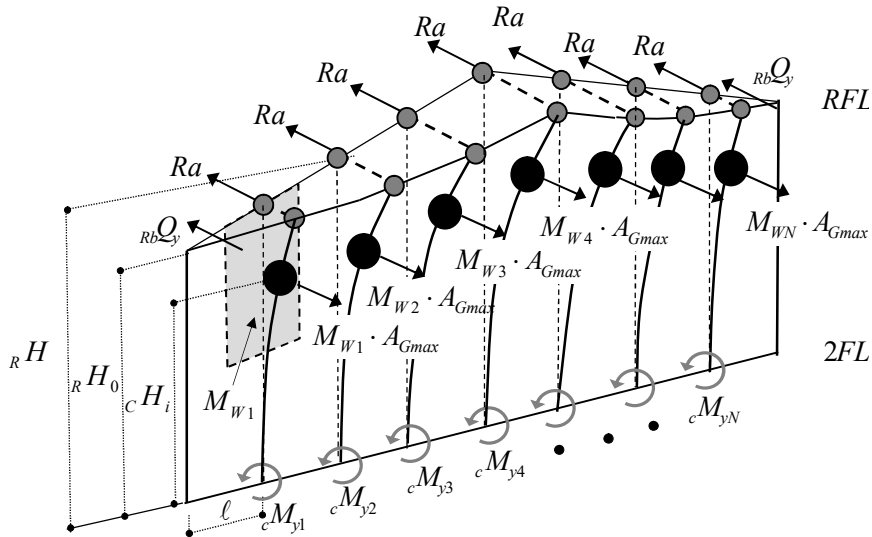
表 3.7 解析結果と提案式による評価値一覧

ケース	提案式による評価値								解析結果	解析結果/評価値
	k_R	k_W	R_M	R_T	R_{MW}	f_W	f_R	F_R	F_{Rmax}	A_{Rmax}/S_a
Ab	1.22	0.82	5.15	1	1.58	1.13	1.44	2.03	2.03	2
Bb	1.12	0.82	4.76	0.89	1.58	1.13	1.25	1.79	1.83	1.57
Cb	1.28	0.86	5.78	1	1.77	1.17	1.44	2.18	2.18	2.39
Db	1.14	0.76	4.34	1.01	1.39	1.09	1.44	1.85	1.85	1.68
Eb	1.27	0.78	4.4	0.87	1.57	1.13	1.46	1.85	1.91	1.79
Fb	1.22	0.66	2.59	1.07	1.58	1.13	1.44	1.49	1.5	1.35

3.5 支承部反力等の評価

図 3.14 に支承部反力評価モデルを示す。3.3.2 節式(3-6)で求めた有効質量高さ最大加速度を用いて前論文³⁾で提案した評価式と同様の考えに基づき式(3-34)により支承部反力を評価する。 M_{wi} は RC 片持架構上部 1/2 の範囲の梁、柱、壁とし、合力の作用点は各重心位置とする。

$$Ra = (\sum_i M_{wi} \cdot A_{Gmax} \cdot {}_cH_i - 2 {}_{Rb}Q_y \cdot {}_RH_0 - \sum_i {}_cM_{yi}) / (n \cdot {}_RH) \quad (3-34)$$



Ra : 最大支承部反力(kN)
 M_{wi} : RC 片持壁柱 i 番目の質点質量(t)
 A_{Gmax} : $=F_G \cdot S_a$ 有効質量高さ
 最大加速度(m/s^2)
 S_a : 1 質点モデルの応答加速度(m/s^2)
 ${}_cM_{yi}$: 柱脚の降伏モーメント(kNm)
 ${}_{Rb}Q_y$: RC 梁のせん断力= ${}_{Rb}M_y/\ell$ (kN)
 ${}_{Rb}M_y$: RC 梁の降伏モーメント(kNm)

${}_RH$: 支承部平均高さ(m)
 ${}_cH_i$: M_{wi} の有効質量高さ(m)
 ${}_RH_0$: 隅柱高さ(m)
 n : 支承数

図 3.14 支承部反力評価モデル

図 3.15 に支承部反力が最大となる時刻の応答加速度 R_a を示す。棟部では最大時加速度 24.0m/s^2 に対し R_a は 23.9m/s^2 とほぼ同じとなっているが、M2 階妻壁部では最大時加速度 15.0m/s^2 に対して応答加速度 M_{2a} は 6.7m/s^2 と小さい。壁面は様々なモードで振動しており高次振動モードの影響も見られるが、支承部反力 R_a の評価については、柱・梁が曲げ降伏した時点の RC 片持架構柱脚廻りのモーメントのつり合いから求める。なお、式(3.34)の適用に当たっては解析値/提案値について棟部最大加速度を使用する場合より相関関係の高い有効質量高さ最大加速度(式(3.6))を使用する（標準偏差：式(3.4) $\sigma=0.21$, 式(3.6) $\sigma=0.17$ ）。

図 3.16 に各ケースの解析値と評価値の比較を示す。解析値は図 3.2 に示す支承部せん断バネの最大応答値を示す。太実線は提案式の 1.2 倍を示す。破線丸に示す範囲外となるのは、各モデルで躯体剛性比が標準の 1/2 で屋根面剛性比が標準の 3～5 倍のケースであり、通常の R 型体育館においては提案式の 1.2 倍でほぼ安全側で評価できる。R2W32L36 について、妻壁の重量を 0.5, 1.0, 1.5 倍とした場合の支承部反力について解析値と評価値の比較を図 3.17 に示す。M15 は標準の 1.5 倍の壁重量を示す。妻壁重量にほぼ比例して支承部反力は大きくなる。太実線は提案式の 1.2 倍を示す。範囲外となるのは壁重量が 0.5 倍で屋根面剛性比が標準の 3～5 倍となる特殊なケースとなる。通常の R 型体育館においては妻壁重量が変化する場合にも提案式の 1.2 倍でほぼ安全側で評価できると考えられる。

図 3.18 に小梁軸力と支承部反力評価式の関係を示す。RC 片持架構が内側に振動し鉄骨屋根面に寄りかかる場合、水平ブレースでは圧縮力に抵抗できないため一時的に小梁に大きな力が作用することから、座屈を防止するため小梁に作用する力を評価する必要がある。太実線は支承部反力評価式の 1.6 倍を示す。丸で示す範囲外となるのはブレース配置が外周 2L-65×65, 内部 L-65×65 配置の場合等で屋根面剛性比が標準の 0.3, 0.5 倍のケースであり、応答解析ではブレースが引張降伏している。従って通常のブレース量が確保されている範囲では提案式の 1.6 倍でほぼ安全側で評価できると考えられる。

以上をまとめて、図 3.19 に棟部最大加速度、支承部反力及び屋根面小梁軸力算定のフローを示す。

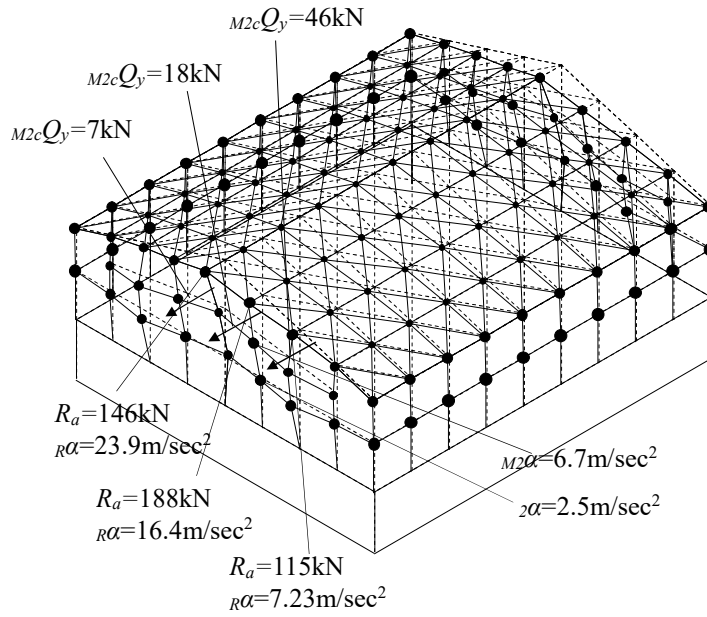


図 3.15 支承部反力最大時の応答 (R2W32L36 $k_W=0.82$ $R_T=1$)

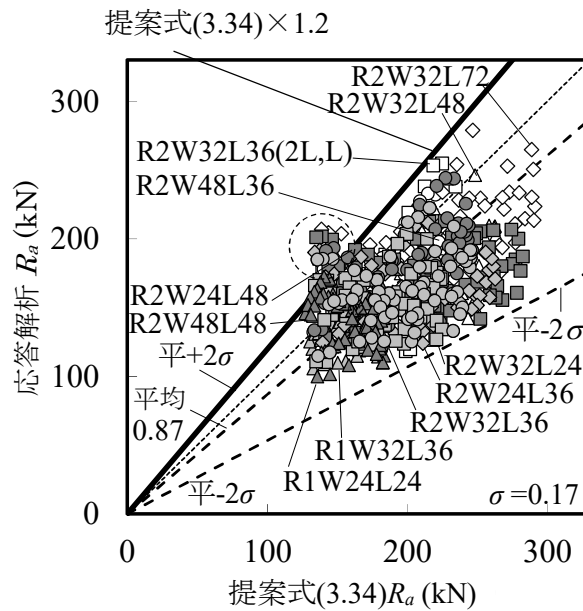


図 3.16 支承部反力の提案式との比較

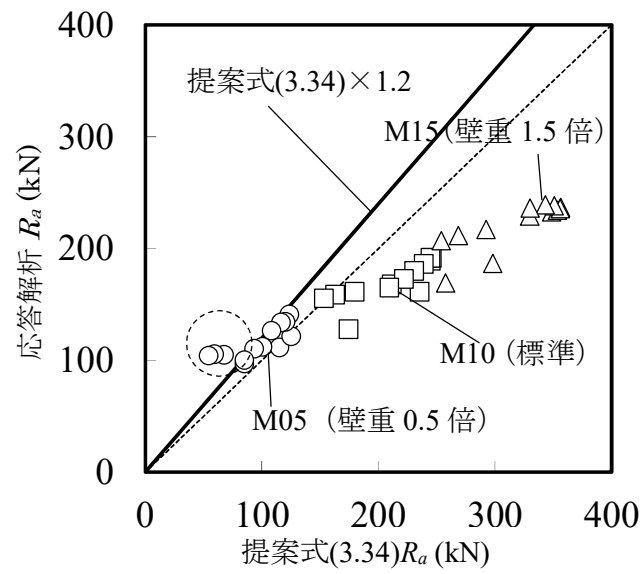


図 3.17 支承部反力に対する妻壁重量の影響
(R2W32L36)

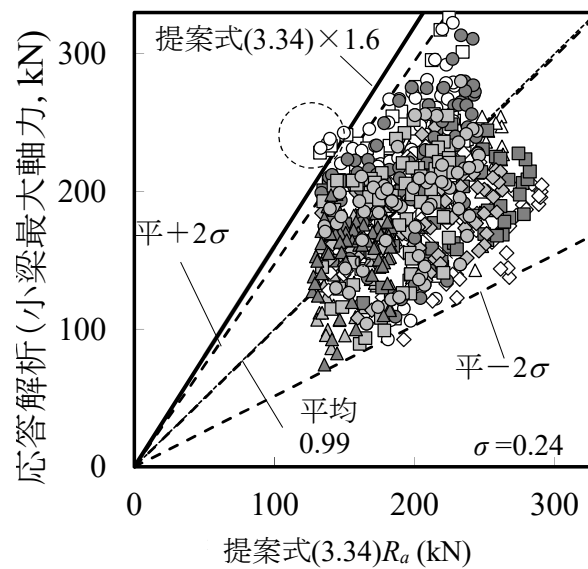


図 3.18 小梁軸力と提案式の比較

3.6 結

RC 片持架構を有する鉄骨造置屋根体育館について、建物の幅、長さ、躯体部層数を变化させたモデルを設定し時刻歴応答解析を行った。さらに 2 質点モデルを用いて RC 片持架構の応答評価式の誘導、提案を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 時刻歴応答解析の結果、RC 片持架構棟部の最大応答加速度は妻壁を含む屋根部と等価 1 質点系の固有周期比 $R_T=T_{eq}/T_{Req}$ が 1 付近で最大となり、固有周期比が 1 より増加、又は減少するに従い小さくなる。同じ屋根面剛性比 k_R の場合でも屋根面ブレース配置が標準の場合にくらべて、外周 2L、内部 L とした場合のほうが応答加速度は小さくなるなど屋根面ブレース配置の影響をうける。同じスパン長の場合は桁行長が増加すると最大応答加速度は大きくなる。躯体部が 1 層構造の場合は 2 層構造の場合に比べ最大応答加速度は小さい。
- 2) 2 質点モデルのモード解析を応用し上部質点の水平応答増幅率 F について質量比 R_M と固有周期比 R_T をパラメータとする簡易な評価式を導いた。評価式はモード解析と良い一致を示し、水平応答増幅率は固有周期比 R_T が 1 で最大となり、質量比 R_M が増加するほど大きくなる。
- 3) 桁行長が長くなると RC 片持架構棟部の応答加速度が増加するのは、主に桁方向振動時に RC 片持架構の質量が屋根部に比べ相対的に小さくなるためである。屋根部桁方向増幅係数 f_W は RC 片持架構と屋根の 2 質点モデルを用い、屋根部有効質量と RC 片持架構有効質量の比 R_{MW} で表現できる。
- 4) 2 質点モデルに屋根部桁方向増幅係数 f_W 、RC 片持架構棟部増幅係数 f_R を組み合わせて、棟部応答増幅率 F_R 、棟部最大加速度 A_{Rmax} の実用的な評価法を提案し解析結果と良く適合することを確認した。本評価式で 1) で示した応答特性が合理的に説明できる。
- 5) 有効質量高さ応答増幅率 F_G による応答加速度 A_{Gmax} を用いて、支承部反力の評価式を提案した。支承部反力は評価式の 1.2 倍でほぼ安全側の評価ができる。
- 6) RC 片持架構を有する鉄骨造置屋根体育館では RC 片持架構が地震時に鉄骨屋根圧縮側に応答することにより屋根面小梁に大きな軸力が作用する。屋根面鉄骨小梁の最大軸力は、支承部反力評価式の 1.6 倍でほぼ安全側の評価ができる。

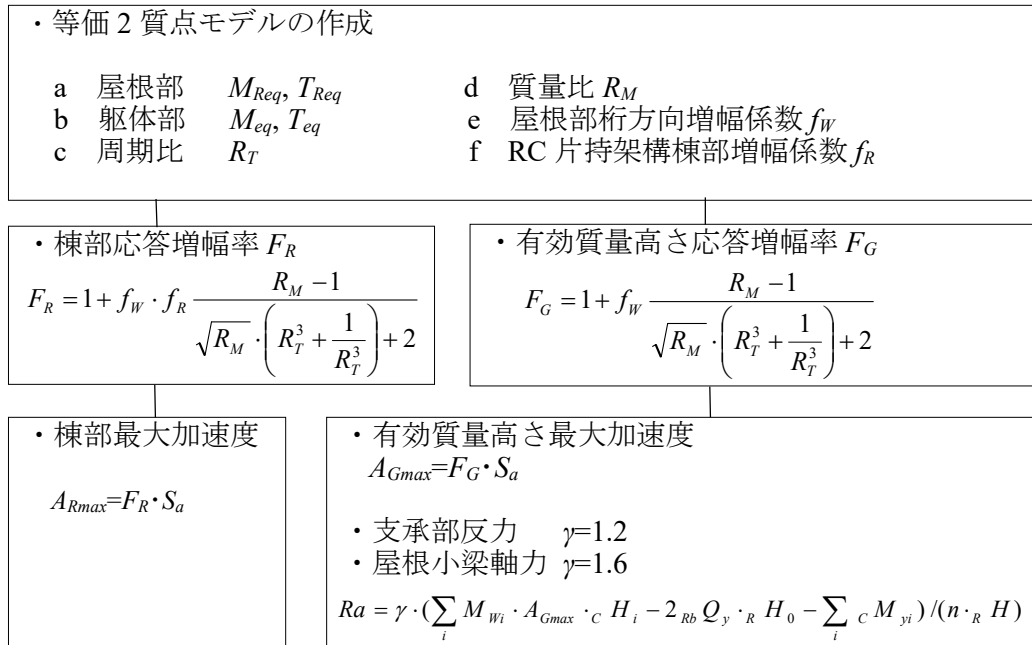


図 3.19 フローチャート

第 3 章の参考文献

- 3-1) 成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: RC 妻面架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能,
日本建築学会構造系論文集 第 78 巻, 第 693 号, pp.1895-1904, 2013.11
- 3-2) Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated
earthquakes, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557-2563,
1970.12
- 3-3) 柴田道生・中村 武・若林 實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 1 定式化関数
の誘導-, 日本建築学会論文報告集, 第 316 号, pp.18-23, 1982.6
- 3-4) 柴田道生・若林 實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 2 応答解析への適用-,
日本建築学会論文報告集, 第 320 号, pp.29-34, 1982.10
- 3-5) 竹内 徹, 小河 利行, 中川 美香, 熊谷 知彦: 応答スペクトル法による中規模ラチス
ドームの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集 第 78 巻, 第 579 号, pp.71-78
2004.5
- 3-6) 竹内 徹, 小河 利行, 中間 明子, 熊谷 知彦: 弾性架構で支持されたラチスドームの
地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集 第 596 号, pp.49-56 2005.10
- 3-7) 竹内 徹, 熊谷 知彦, 調 浩朗, 小河 利行: 多層架構で支持されたラチスシェル構造
の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集 第 619 号, pp.97-104 2007.9
- 3-8) 竹内 徹, 熊谷 知彦, 岡山 俊介, 小河 利行: ライズの高い支持架構付きラチスドー
ムの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集 第 73 巻, 第 629 号, pp.1119-1126
2008.10

第 4 章 エネルギー吸収型支承を用いた RC 片持架構の応答制御

第 4 章で使用する記号

(図 4.4 関係)

A_f : 妻壁と鉄骨屋根間がローラー支承のモデル (未改修モデル)

A_s : 実在体育館の場合で妻壁と鉄骨屋根間が固定支承のモデル (未改修モデル)

RP : 支承部に弾塑性ダンパーを設置した改修モデル

RV : 支承部に粘性ダンパーを設置した改修モデル

RE : 支承部に弾性ダンパーを設置した改修モデル

K_d : 弾塑性ダンパーの初期剛性(kN/mm)

F_y : 弾塑性ダンパーの降伏耐力(kN)

C_d : 支承部粘性ダンパーの粘性係数(kN/s・m)

${}_i h_{eq}'$: 付加等価減衰定数

${}_i W$: 弾性歪エネルギー

h_{eq} : 等価減衰定数 式(4.1)

D_h : 減衰効果係数

u_{eq} : 代表変位 式(4.3)

M_w : 有効質量 式(4.4)

k_{eq} : 等価剛性 式(4.5)

m_i : 支承列質量

m_0 : 代表変位間の 2FLM2FL 質量

u_i : 最大応答変位

T_0 : 固有周期

(図 4.29 関係)

h_0' : 修正初期減衰定数 式(4.6)

μ_{weq} : A_f モデル代表最大塑性率

K'_a : 付加系等価剛性

K'_w : 片持構面等価剛性

γ : 二次剛性比

h_0 : 減衰定数(0.03)

4.1 序

第3章^{4.1)}において様々な規模の体育館における RC 片持架構の構面外応答を片持架構および鉄骨屋根－RC 下部構造の等価 2 質点モデルで評価できることを示し、妻壁の構面外応答加速度及び RC 片持架構と鉄骨屋根面の定着部反力について評価方法を提案し、応答加速度及び定着部反力を概ね評価できることを示した。

現行の体育館の耐震診断・改修規定^{4.2)-4.3)}では、支承部や支持躯体を強化する補強・改修が主流となっているが、強度型の改修法は支承部に RC 片持架構の応答に耐え得るだけの耐力増加が必要となり、さらに反力を伝達するために屋根ブレースの全面補強も必要になる。体育館等の大空間施設は、震災時に地域の避難拠点として継続的に利用されるため、構造部材の健全性のみならず天井や照明等の非構造部材の十分な安全性も確保できる耐震改修が望ましい。

上記の課題に対し近年実用化された制振部材を用いた体育館の耐震改修に関する研究も広く行われている。山下・岡本ら^{4.4)-4.5)}はダイヤモンドトラス体育館の鉛直ブレースに摩擦ダンパーを用いた耐震改修法を検討している。竹内・小河ら^{4.6)-4.7)}は、支持架構に様々な制振ブレースを付加した場合の屋根部応答に対する影響を検証している。大家・加藤ら^{4.8)}は、屋根支承を対象に支持架構の構面内方向に弾塑性ダンパーを配置する耐震改修法を検討している。しかしながら、妻面 RC 片持架構の構面外応答制御に関する研究は殆ど行われていない。

そこで、本章では、立体解析モデルの時刻歴応答解析により図 4.1 に示す RC 架構に支持された鉄骨屋根体育館の妻面屋根支承部に、弾塑性ダンパー及び粘性ダンパー等のエネルギー吸収部材を用いて RC 片持架構の構面外応答制御を試み、その有効性を検証する。

さらに等価一質点系の簡易縮約モデルを用いた応答低減効果の分析を行い、最適な支承性能を簡便に求めるために等価線形化法の適用を試み、立体解析結果との比較から評価精度を検証する。

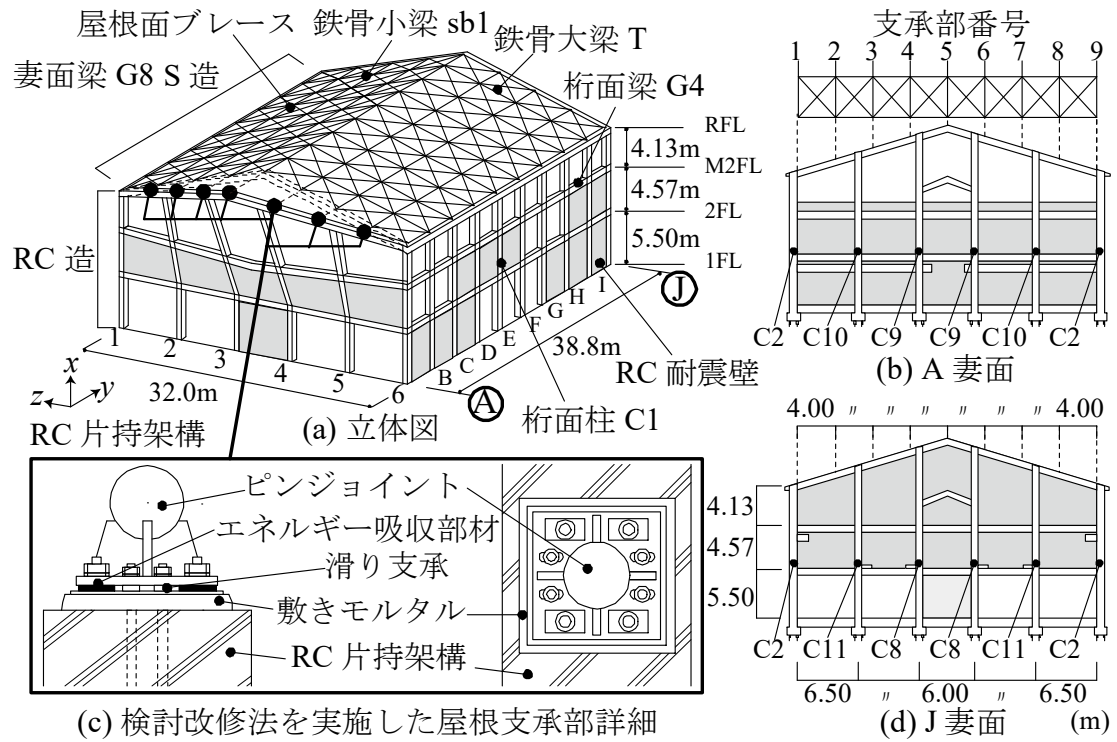


図 4.1 対象架構

4.2 被災体育館の立体モデルと未改修状態の応答

4.2.1 立体モデルの設定

検討対象とする架構は2章と同じく、図4.1に示す実在する被災体育館を模擬したモデルとする。検討建物は地上2階、屋根S造・下部RC造で構成されており、文献4-9)におけるR2型の体育館に分類される。1FはRCの壁付ラーメン構造、2Fは32.0m×38.8mの2層に亘るアリーナである。A、J妻面は2FLから壁付のRC片持架構となっており、東北地方太平洋沖地震ではRC片持架構の構面外応答を主原因として妻面支承部と屋根面ブレースに被害が生じた。なお、被災体育館の支承部はアンカーボルト4-16φでRC梁に定着され、アンカーボルトのネジ部有効断面積を考慮した支承部耐力は141kNである。本研究では支承部を図4.1(c)に示すように改修することを想定する。

なお、本章以外では付録に示すx方向（桁方向）のみの立体解析による時刻歴応答解析を用いている。本章では付録による立体解析の妥当性を検証する目的も含めて、部材をファイバー要素とした3次元の立体解析を用いた。

解析は図4.2に示す幾何非線形性を考慮した立体モデルを構築する。表4.1に使用部材諸元を示す。構成部材は断面積Aと断面2次モーメントIが等価な部材に置換し、ファイバー要素としてモデル化し、RC耐震壁はせん断変形が等価なブレースに置換する。2FLの節点は回転を全方向で拘束して剛床とする。A、J妻面とS造屋根架構の構成部材は弾塑性の履歴モデルを設定する。RC片持架構の構成部材はひび割れを考慮した割線剛性によるバイリニアの履歴特性を設定する。図4.3にRC片持架構構成部材の履歴モデル検討過程を示す。

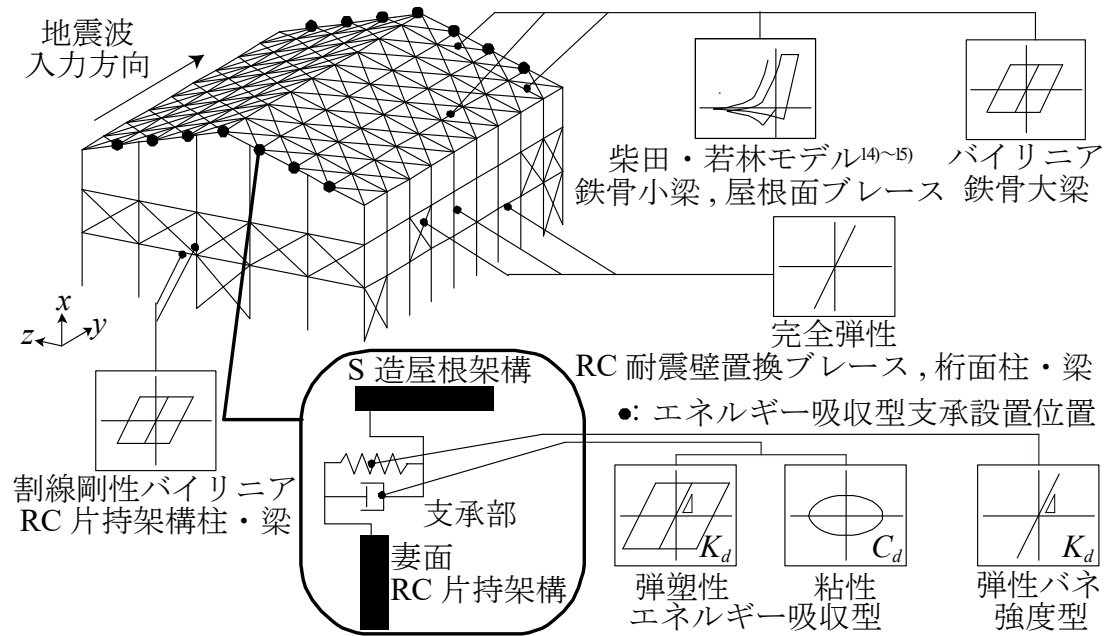


図 4.2 立体モデル

表 4.1 使用部材諸元

部材名	部材断面 (mm)	断面積 $A(\text{cm}^2)$	断面 2次モーメント $I(\text{cm}^4)$	ヤング率 $E(\text{N/mm}^2)$	降伏 応力度 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	剛性 低下率 α
RC柱C11(M2F)	650×500	3250	887900	2.05×10^4	4.23	0.53
RC柱C11(2F)	650×500	3250	887900		3.88	0.62
RC柱C8(M2F)	650×500	3250	887900		4.23	0.53
RC柱C8(2F,1F)	650×800	5200	3548000		4.68	0.61
RC柱C10(M2F)	650×650	4225	1806000		5.37	0.56
RC柱C10(2F,1F)	650×650	4225	1806000		5.06	0.69
RC柱C9(M2F)	650×400	2600	465300		3.09	0.6
RC柱C9(2F,1F)	650×700	4550	2522000		4.11	0.82
RC梁G8(RFL)	750×620	4650	1489600		1.33	0.23
RC梁G8(M2FL)	750×350	2625	300900		2.36	0.27
RC柱C1	900×700	6300	3236600		完全弾性	
RC柱C2	900×700	6300	2952000			
RC梁G4	750×350	2625	290120			
鉄骨大梁T	H-700×300×13×24	231.5	10800	2.05×10^5	258 (SS400)	細長比 λ
鉄骨小梁sb1	H-200×100×5.5×8	26.67	134			195
屋根面ブレース (外周)	2L-65×65×6	15.05	24.4			444
屋根面ブレース (内周)	L-65×65×6	7.527	12.2			444

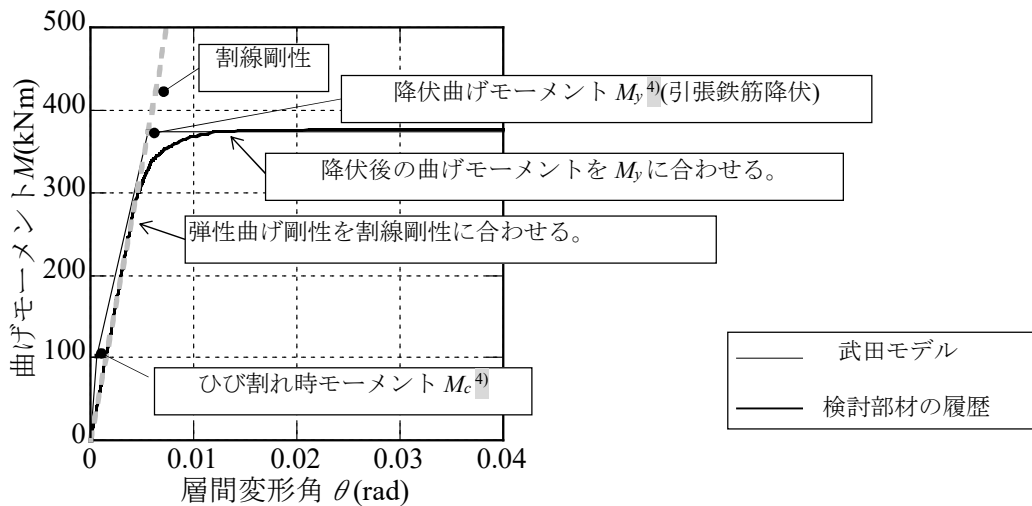


図 4.3 RC 片持架構構成部材の履歴モデル検討過程

立体モデルの定義を述べる。支承部を固定(ピン)・離間(ピンローラー)と設定した場合を未改修モデルと定義し、改修型支承を設置した場合を改修モデルと定義する。図 4.4 にモデルの名称分類を示す。

支承部のモデル化について述べる。支承部は 2 方向せん断力の相互作用を考慮した MSS 要素⁴⁻¹²⁾を用い、剛性・降伏耐力・付加減衰の設定により全支承タイプをモデル化する。未改修モデルの支承部固定・離間(As, Af)は、支承部の剛性・降伏耐力に極大値または極小値を与えて設定する。改修モデルのエネルギー吸収型支承は、弾塑性(RP)・粘性(RV)の履歴を有する支承を検討対象とする。また、比較のため弾性バネ支承(RE)も検討する。表 4.2 に改修型支承部諸元を示す。各パラメータは支承部離間の設定から徐々に増加する値として設定し、改修型支承設置前後の応答低減効果を分析する。弾塑性型支承の降伏耐力 Q_y は支承部耐力以下に設定する。

時刻歴応答解析には Newmark β 法を用い、減衰係数は初期剛性比例の Reyleigh 型とし、初期構造減衰 h_0 は 1 次, 2 次モードで $h_0=0.03$ とする。入力地震動は直下型地震の例として、第 2 章で大きな応答を示した兵庫県南部地震の観測波(JMA-Kobe NS, 刻み 0.02 sec)を採用する。ただし、4.4 章の応答評価においては、レベル 2 の水平動基準化スペクトル⁴⁻¹³⁾に対して、振動特性を調整した告示波(JMA-Kobe NS, 刻み 0.02sec)を用いる。図 4.5 に入力地震動の加速度スペクトルを示す。

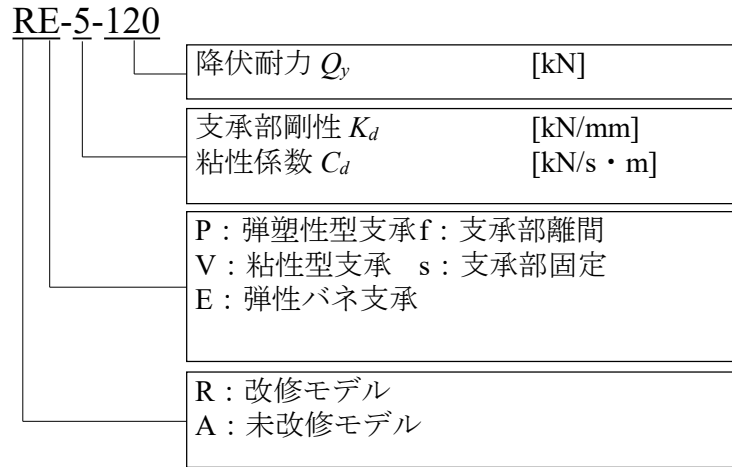


図 4.4 立体モデルの名称分類

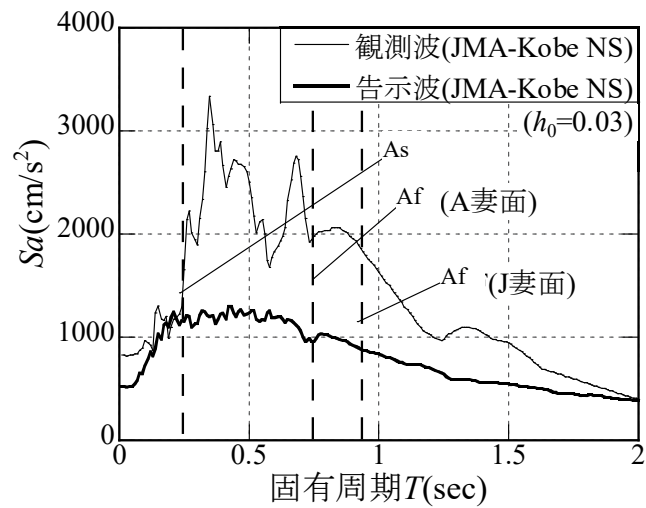


図 4.5 入力地震動の加速度スペクトル

4.2.2 未改修モデルの応答と解析方法の違いによる結果の比較

まず、未改修モデルの応答を確認する。図 4.6～4.8 に RC 片持架構の応答値を示す。図 4.6 に示すように、支承部を固定した場合の最大応答加速度は、棟支承部(図 4.1 右上 5 番)で 2.5~3.0G 程度となる。支承部が離間した場合の最大応答加速度は 1.5G 程度までに低減されるものの、図 4.7 に示すように、最大応答変位は棟支承部で 300mm を超える。また、図 4.8 に示すように、支承部固定時の最大反力は支承部耐力 144kN を超えている。図 4.9 に鉄骨屋根架構の破壊状況を示す。支承部固定は妻面壁付近で多くの屋根小梁が座屈し、屋根面ブレースは全面的にたわみを経験する。以上に示す未改修モデルの応答は実際の被害 1)~4)と対応しており、未改修状態の検討建物は耐震性能が不足している。

立体モデルの固有振動特性を分析する。表 4.3 に固有周期の比較を長周期順に示す。図 4.10 に卓越固有モードと有効質量比を示す。支承部固定(As)では立体モデルの固有周期は 2 章の解析結果と同程度であり、卓越モードは建物全体が倒れこむモードや、屋根面応答が励起されるモードが含まれる。支承部離間(Af)では固有周期は長周期化し、卓越固有モードは建物全体や屋根面が振動するモードに加えて、RC 片持架構応答が励起される複数のモードが含まれる。1 次、2 次モードは RC 片持架構が全体で構面外倒れるモードである。

なお、2 章のモデルでは、妻壁のコンクリート柱は武田モデルとし初期剛性を用いているのに対して、ファイバーモデルでは図 4.3 に示すように、ひび割れ後の剛性としており、固有周期は支承部離間タイプ Af では剛性低減率 $\sqrt{\alpha} \cong 0.7$ 程度大きくなっている。

図 4.11, 4.12 に 2 章の解析モデルとファイバーモデルの離間タイプの応答加速度及び応答変位の比較を示す。

灰色が 2 章の解析モデルの結果、白がファイバーモデルの結果を示す。(a)の Tohku-Mito 波では、10cm 程度でファイバーモデルで J フレームの変位がやや大きい。(b)の JMA-Kobe NS では、32~36cm 程度でやや 2 章の解析によるものが大きい。いずれも良い一致を示している。応答加速度もほぼ同様な結果となっている。黒印は妻壁を弾性とした場合を示すが、応答変位は塑性と同様であるが応答加速度は塑性の場合より大きくなっている。(図 4.11(a))このことについては 6 章でも検討する。

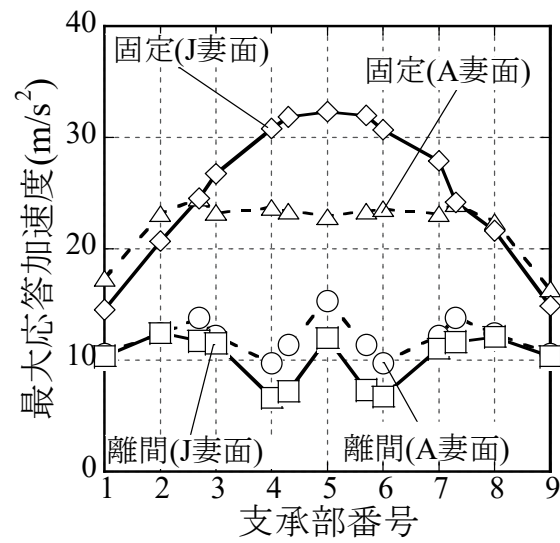


図 4.6 支承部節点の応答加速度

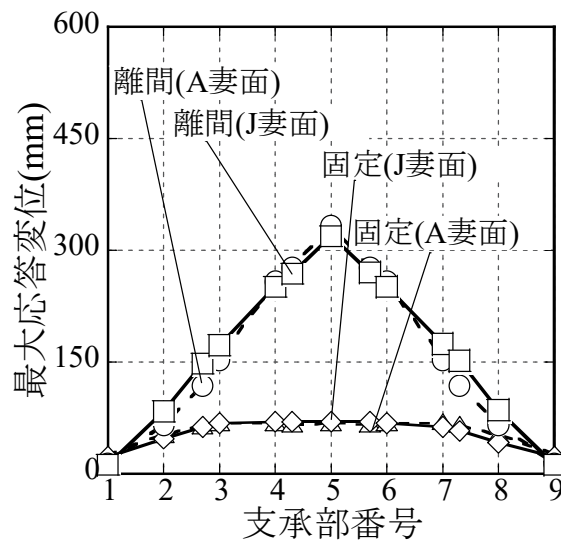


図 4.7 支承部節点の応答変位

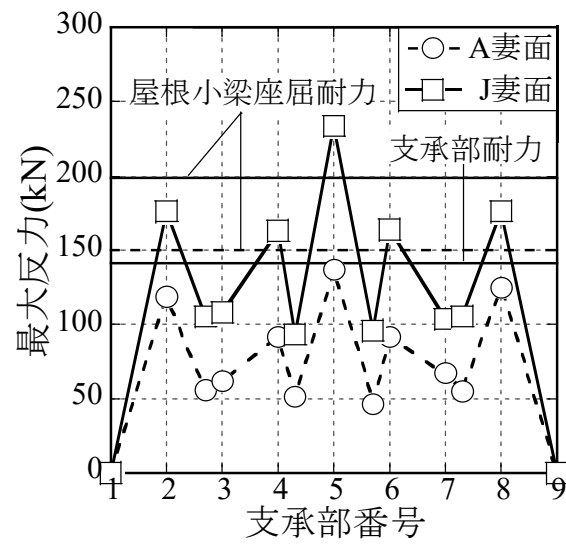
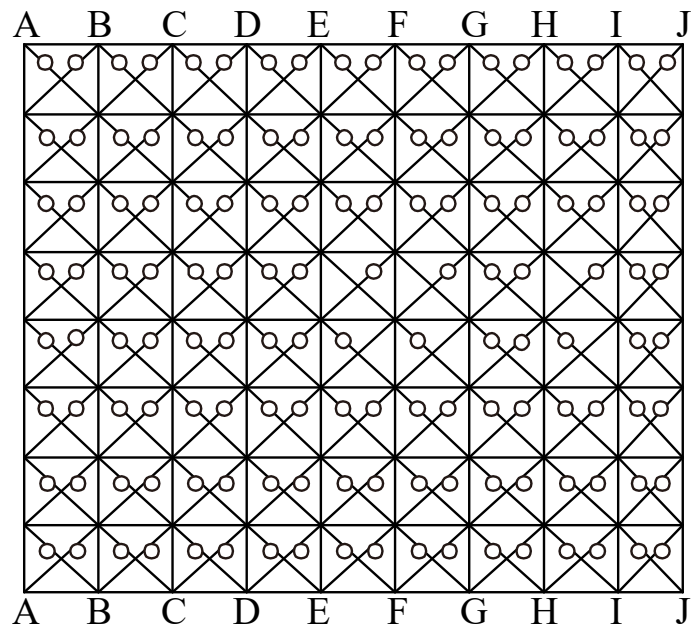
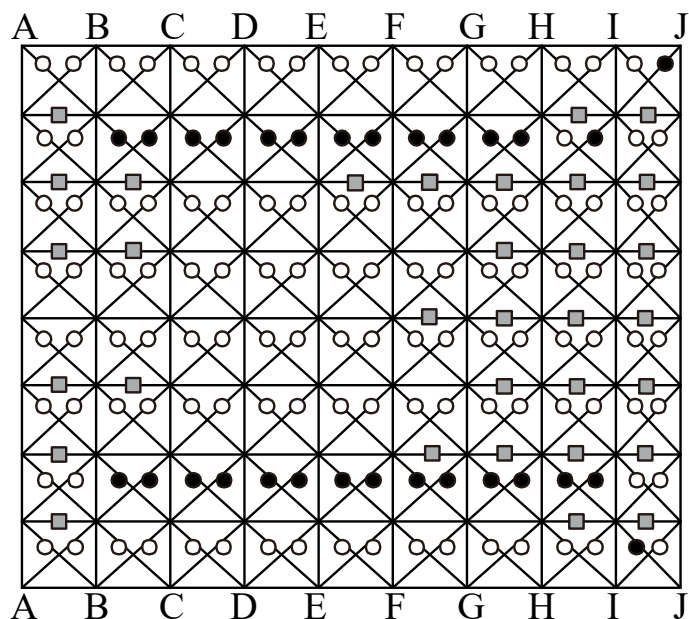


図 4.8 支承部反力(As)

○…たわみを経験 ■…座屈を経験 ●…座屈後引張降伏を経験



(b) Af(支承部離間)

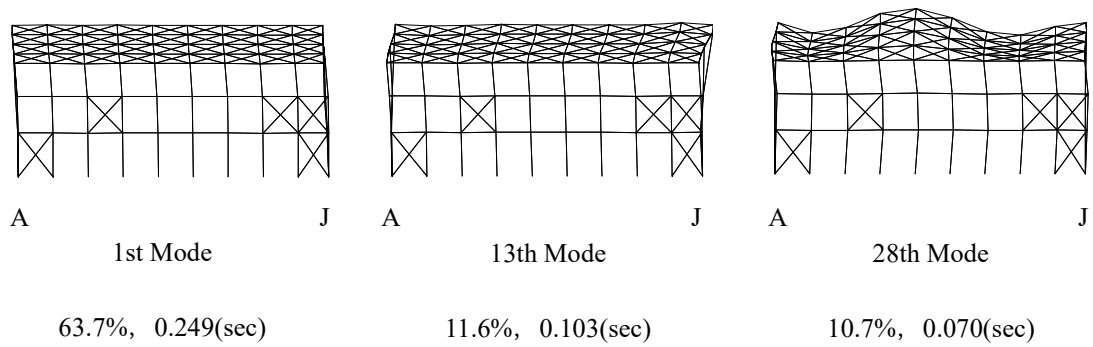


(a) As(支承部固定)

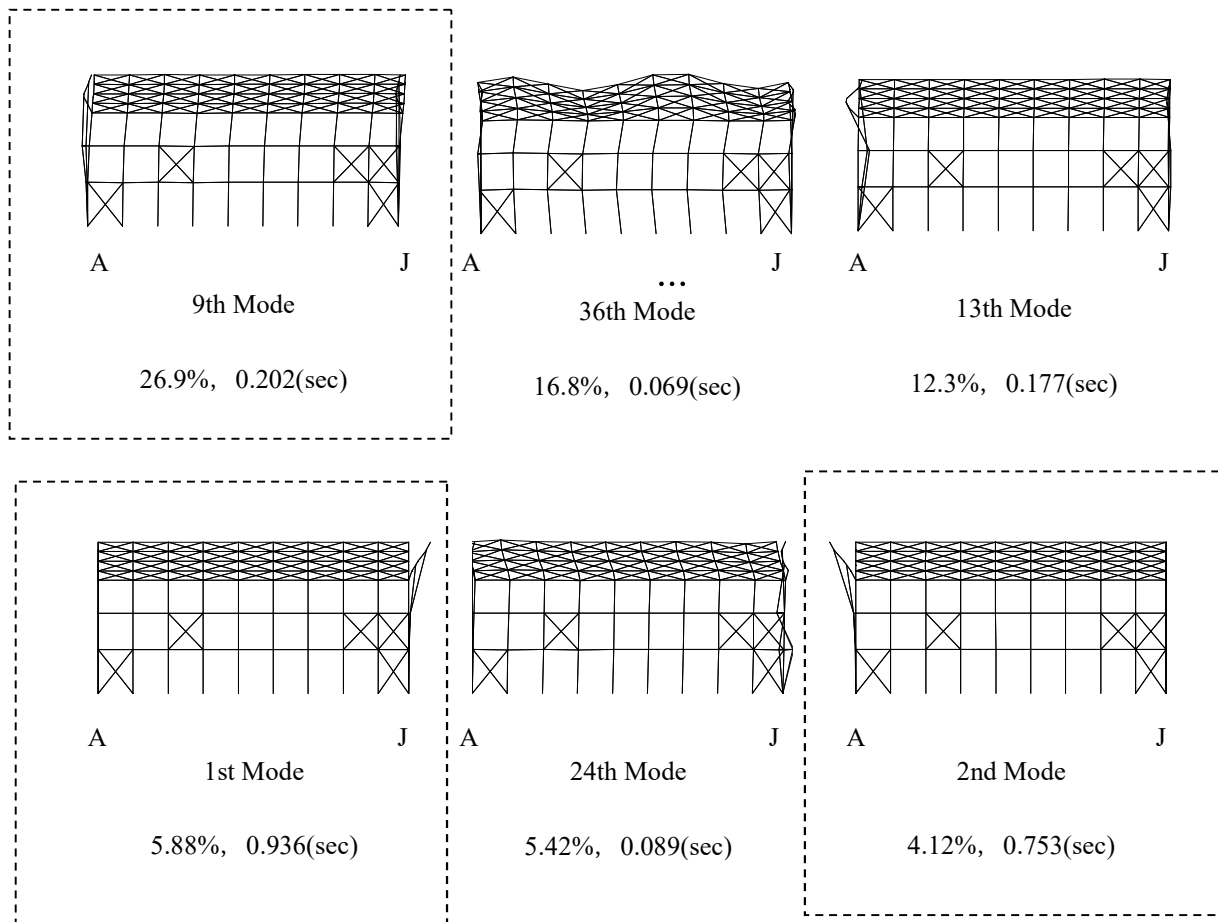
図 4.9 鉄骨屋根架構破壊状況

表 4.3 固有周期の比較(sec)

Mode	As (支承部固定)	
	2 章解析モデル	立体モデル
1st	0.248	0.249
2nd	0.199	0.228
3rd	0.176	0.207
Mode	Af (支承部離間)	
	2 章解析モデル	立体モデル
1st	0.627	0.936
2nd	0.525	0.753
3rd	0.220	0.434



(a) As (支承部固定)



(b) Af (支承部離間)

図 4.10 卓越固有モードと有効質量比(桁行方向)

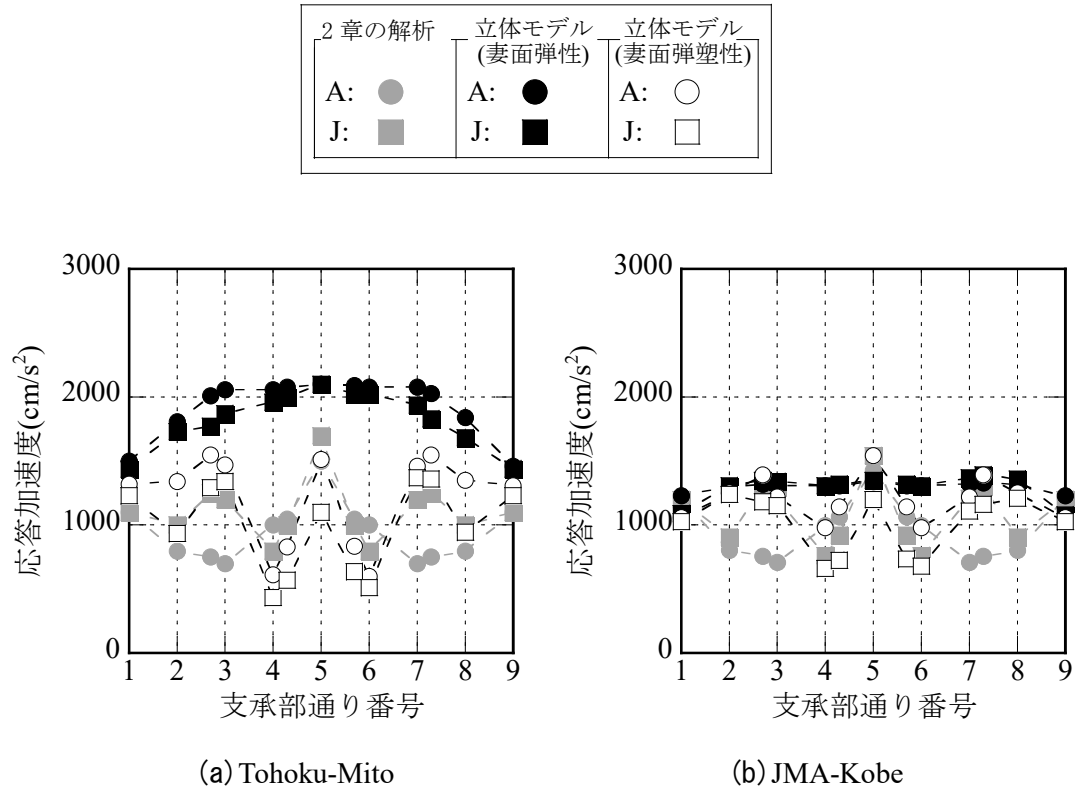


図 4.11 妻構面応答加速度(支承部離間モデル)

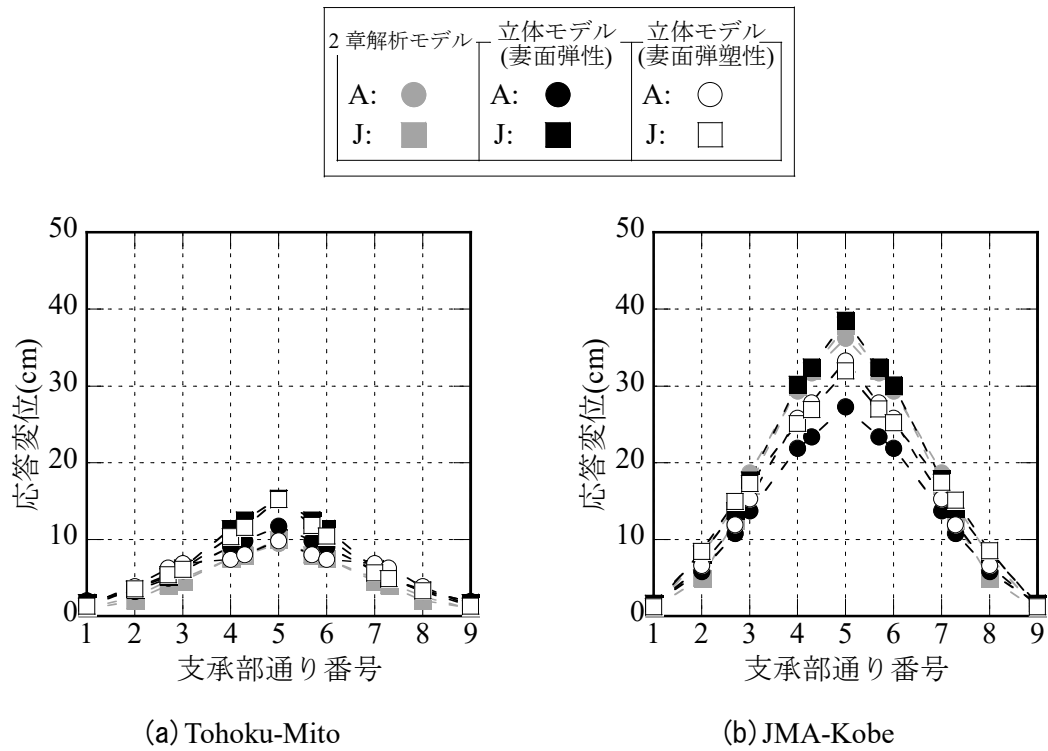


図 4.12 妻構面応答変位(支承部離間モデル)

4.3 改修モデルの応答

次に改修モデルの応答を分析する。以下の検討では、応答変位が最大となる棟支承部節点(5番)を比較・分析の対象とする。

4.3.1 弾性バネ支承を設置したREモデルの応答低減効果

まず弾性バネ支承を用いた強度型改修の応答低減効果を分析する。図4.11および4.12にREモデルの応答値を示す。図4.11に示すように、RC片持架構の最大応答変位は支承部剛性 K_d の増加に従ってAf(支承部離間)からAs(支承部固定)と同程度まで低減される傾向にある。しかし、最大応答加速度は支承部固定Asと同程度となり、一部のモデルでは急激な上昇が見られる。これは周期変動によるスペクトルの影響が原因と考えられる。図4.12に示すように、支承部の最大相対変位は K_d の増加に従って低減される傾向にある。しかし、最大反力は原設計の支承部耐力や屋根小梁耐力を超える。表4.4に全支承部の最大反力を示す。各REモデルの最大反力はAsと同程度以上となっており、十分な反力抑制効果は得られていない。

参考図1(a),(b)に2章の解析モデルによる結果を示す。図4.11,4.12と同様な結果となっているおり、弾性バネ支承を用いた改修では、ルーズホールとした離間モデルAfにくらべて高い変位低減効果は得られるが、支承部反力は低減できないことが確認出来た。

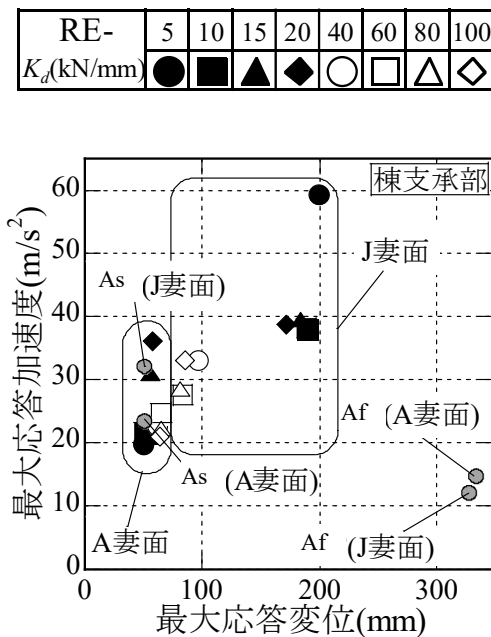


図 4.11 RC 片持架構応答

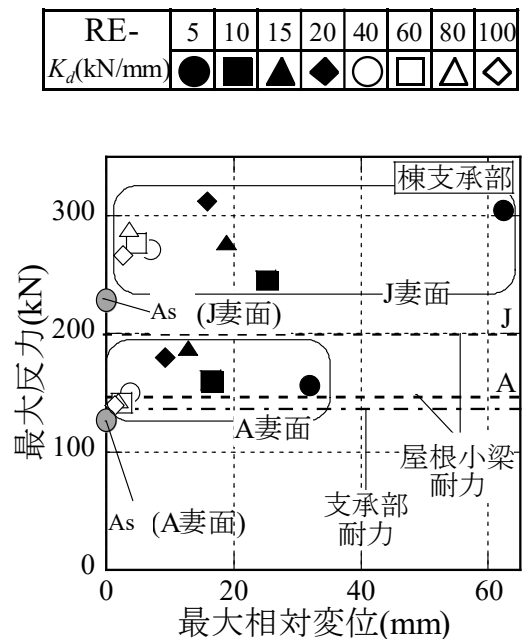
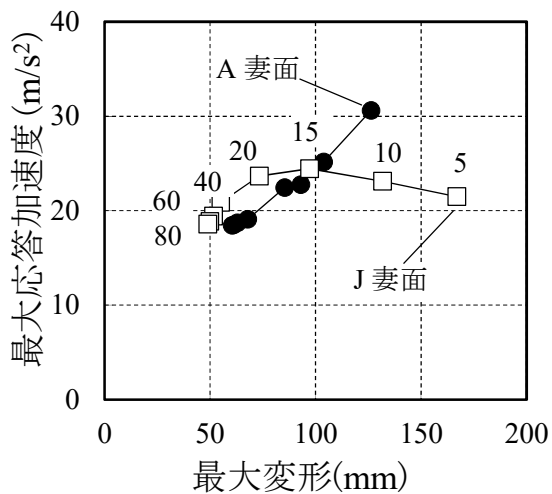


図 4.12 支承部応答

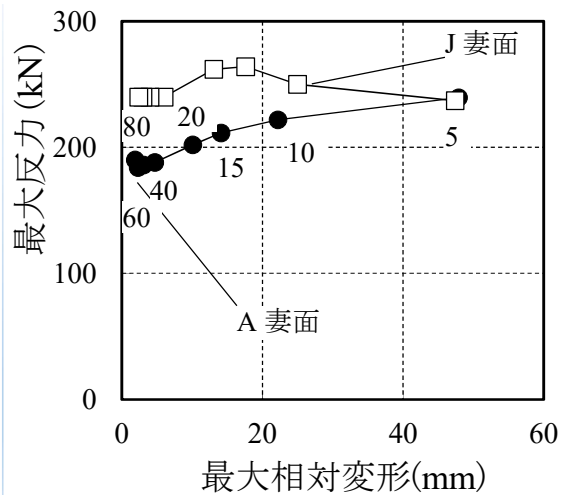
表 4.4 全支承部の最大反力一覧(kN)

単位: kN	A妻面							J妻面						
	2番	3番	4番	5番	6番	7番	8番	2番	3番	4番	5番	6番	7番	8番
RE-5	66	98	128	157	130	96	58	141	222	265	306	271	226	140
RE-10	86	100	110	161	128	100	81	156	213	224	246	216	216	164
RE-15	97	101	145	188	148	104	109	195	239	237	278	241	237	190
RE-20	112	107	140	180	147	106	101	179	211	273	312	243	229	198
RE-40	123	110	136	151	137	110	124	214	199	221	272	217	200	213
RE-60	125	117	128	142	126	103	122	235	212	208	277	210	204	230
RE-80	125	100	114	144	116	101	131	232	197	210	289	209	200	232
RE-100	130	93	109	140	110	96	130	235	210	205	267	212	188	230
NS	119	62	92	137	92	67	124	176	109	164	234	164	103	177

As



(a) 片持架構応答



(b) 支承部反力

参考図1 支承部応答(2章解析モデル)

4.3.2 弾塑性型支承を設置した RP モデルの応答低減効果

弾塑性型支承を設置した RP モデルの応答低減効果を分析する。図 4.13 に RC 片持架構の応答を示す。RC 片持架構は支承部初期剛性 K_d の増加に従って最大応答変位が低減される傾向にある。降伏耐力 Q_y が高い場合も最大応答変位は低減されるが、 Q_y の増加に従って RC 片持架構の支承部節点が受ける最大応答加速度は、支承設置前の応答に相当する A_f (支承部離間) から大幅に上昇する傾向にある。図 4.14 に支承部の応答を示す。支承部の最大相対変位は K_d の増加に従って低減される傾向にあるが剛性が大きくなるとほぼ一定の値に近づく。なお、参考図 2 に 2 章のモデルで解析した結果を示すが、ほぼ同様となっている。このことは解析モデルがいずれも適切であることを示すと考えられる。また Q_y が増加した場合の相対変位は今回の解析では J 妻面では最小変位が $Q_y=60 \sim 90\text{kN}$ で 80mm であるが、2 章のモデルでは Q_y が大きくなるに従い減少している。これは妻壁のモデル化の違い及び免震支承のモデル化の違いによるものと考えられる。本章では支承は MSS モデルで、2 章による解析では 1 方向弾塑性履歴としている。

弾塑性型支承は最大反力と Q_y が一致するため反力制御の点で信頼性が高く、屋根面への妻壁の影響が明確にできる利点がある、特にブレース構造の屋根面では RC 妻壁が屋根面に寄りかかる方向の振動では、小梁の座屈が問題となることが 3.5 節で示されており、小梁の座屈の制御に有効と考えられる。

図 4.15 に鉄骨屋根架構の破壊状況を示す。破壊状況は全体的に A_s (支承部固定) より改善する傾向にあるが、 K_d の増加に従って妻面壁付近の鉄骨屋根小梁の座屈状況は悪化する傾向にあり、高い Q_y では A_s と同程度となる。結果的に弾塑性型支承は支承部剛性 K_d が高く、降伏耐力 Q_y が限定的な範囲の性能を有する支承を選択すれば、支承部反力を屋根小梁座屈耐力以下に抑え、支承部相対変位を $50 \sim 80\text{mm}$ 程度に納める設計が可能となる。

支承の応答について分析する。図 4.16 に支承部履歴を示す。同図は解析パラメータの低耐力と高耐力に相当する $Q_y=10, 120\text{kN}$ の結果を 2 番, 3 番, 棟支承部を代表に示している。全般的に弾塑性型支承は、軒から棟に向かって履歴エネルギー吸収性能が高い傾向にある。これは図 4.10(b) に示すように、RC 片持架構の振動は変形が棟に向かって大きくなるモードが卓越しているためである。一方、低耐力 $Q_y=10\text{kN}$ では支承列全体でエネルギーを吸収しているものの、高耐力 $Q_y=120\text{kN}$ では主に棟支承部のみがエ

エネルギーを吸収しており、軒に近い支承は弾性範囲に留まる。 Q_y 性能による各支承の塑性化状況は図 4.13 に示す支承部節点の応答加速度上昇に影響を及ぼしていると考えられる。

図 4.17 に支承列の変位関係を示す。横軸は Q_y を示す。支承部変位は妻面と屋根の相対変位を表している。 $Q_y < 60\text{kN}$ の範囲では屋根面は 10～20mm 程度の変計で妻面が大きな変形をしており、支承部は塑性率が大きくなり相対変位は妻面の変形とほぼ等しい。一方、 $Q_y > 90\text{kN}$ では屋根面は 20～40mm の変形となり、妻面の変形に近くなり、支承部の相対変位は小さくなる。これは弾塑性支承の耐力が大きくなり塑性率が小さくなること、さらには桁構面に近い支承部では塑性化しない支承も存在するためである。

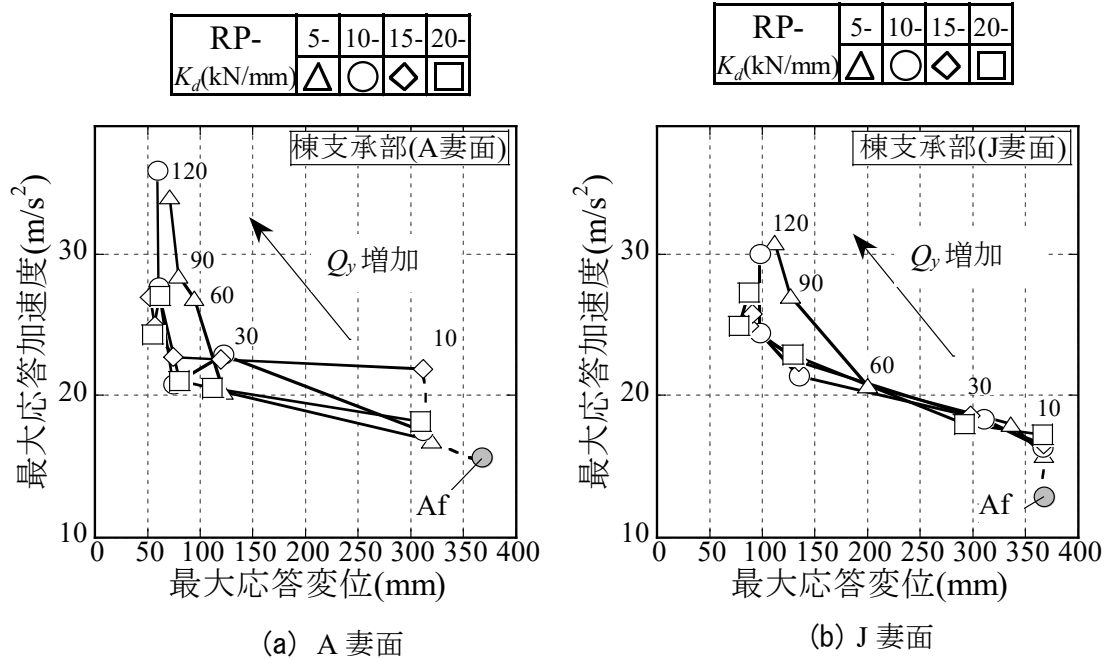


図 4.13 RC 片持架構応答

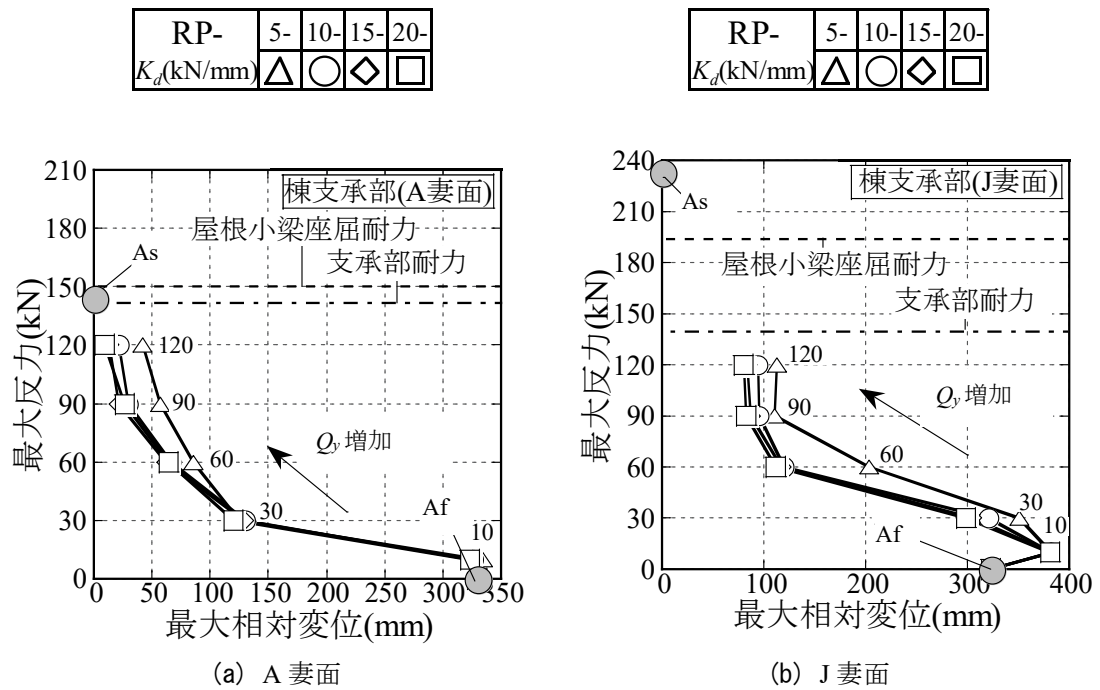
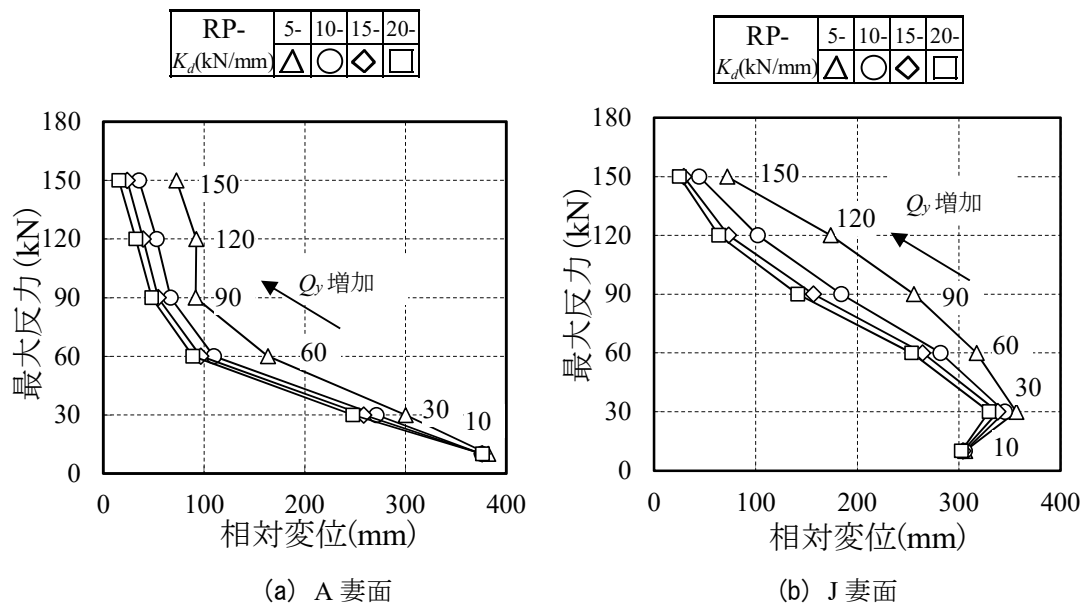
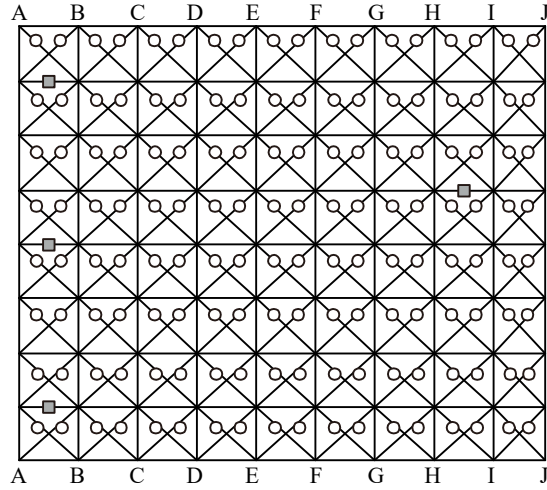


図 4.14 支承部応答

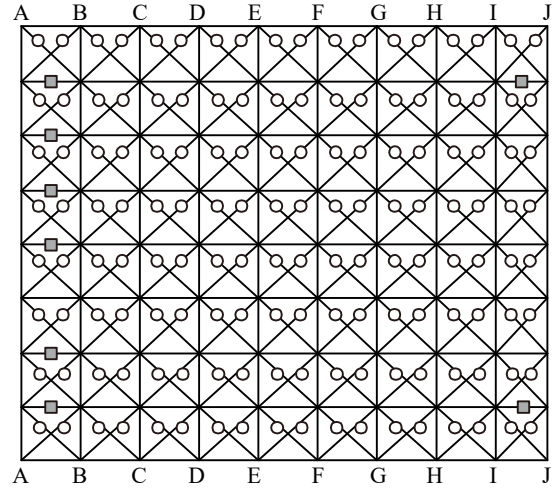


参考図 2 支承部応答(2章解析モデル)

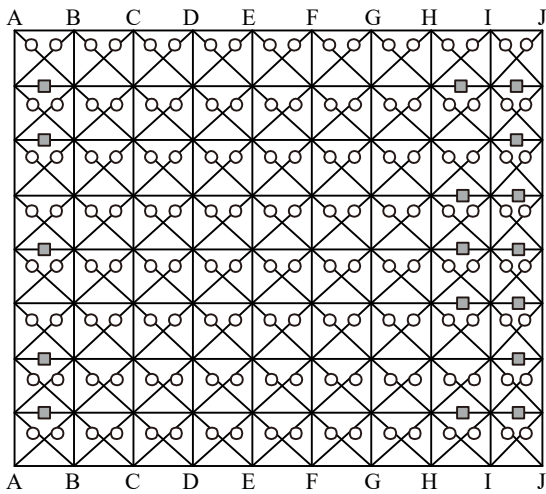
○…たわみを経験 ■…座屈を経験 ●…座屈後引張降伏を経験



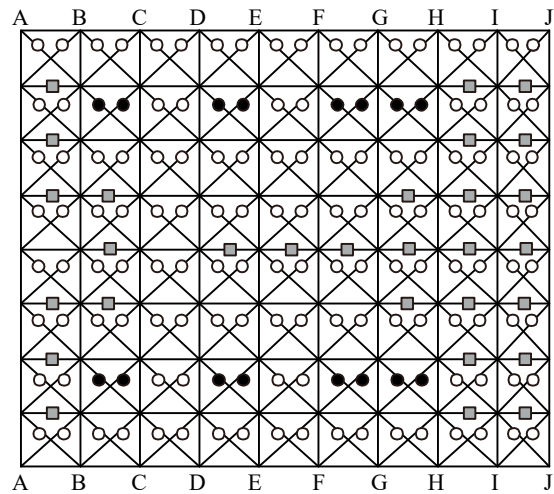
(a) RP-10-10



(b) RP-15-10

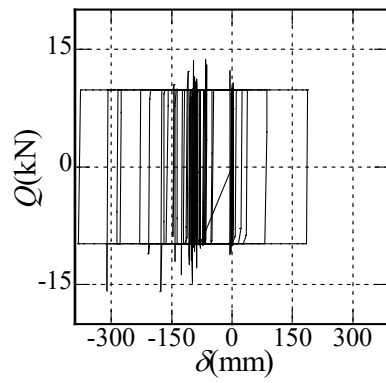


(c) RP-20-10, RP-20-30

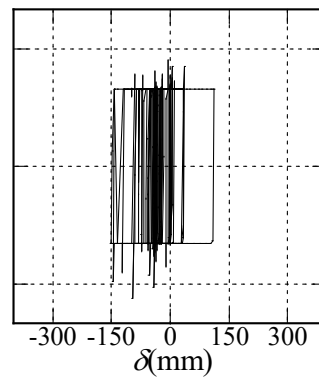


(d) RP-5-120

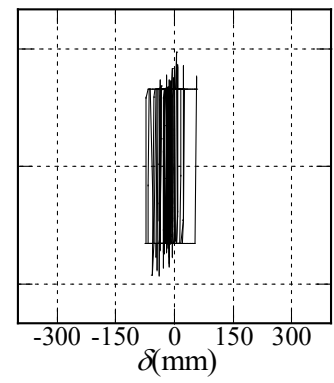
図 4.15 鉄骨屋根架構の破壊状況



(1) 棟支承部

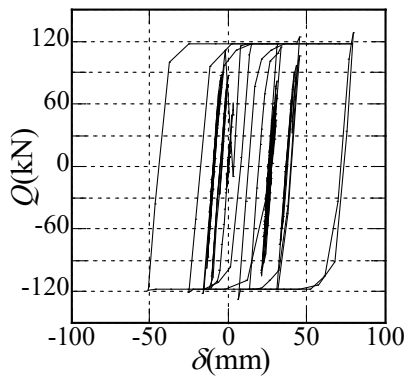


(2) 3 番支承部

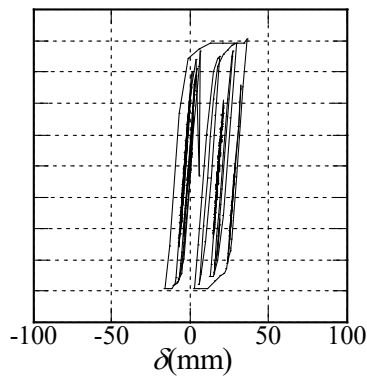


(3) 2 番支承部

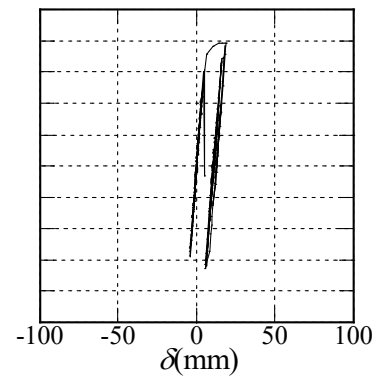
(a) RP-20-10(低耐力)



(1) 棟支承部



(2) 3 番支承部



(3) 2 番支承部

(b) RP-20-120(高耐力)

図 4.16 支承部履歴(J 妻構面)

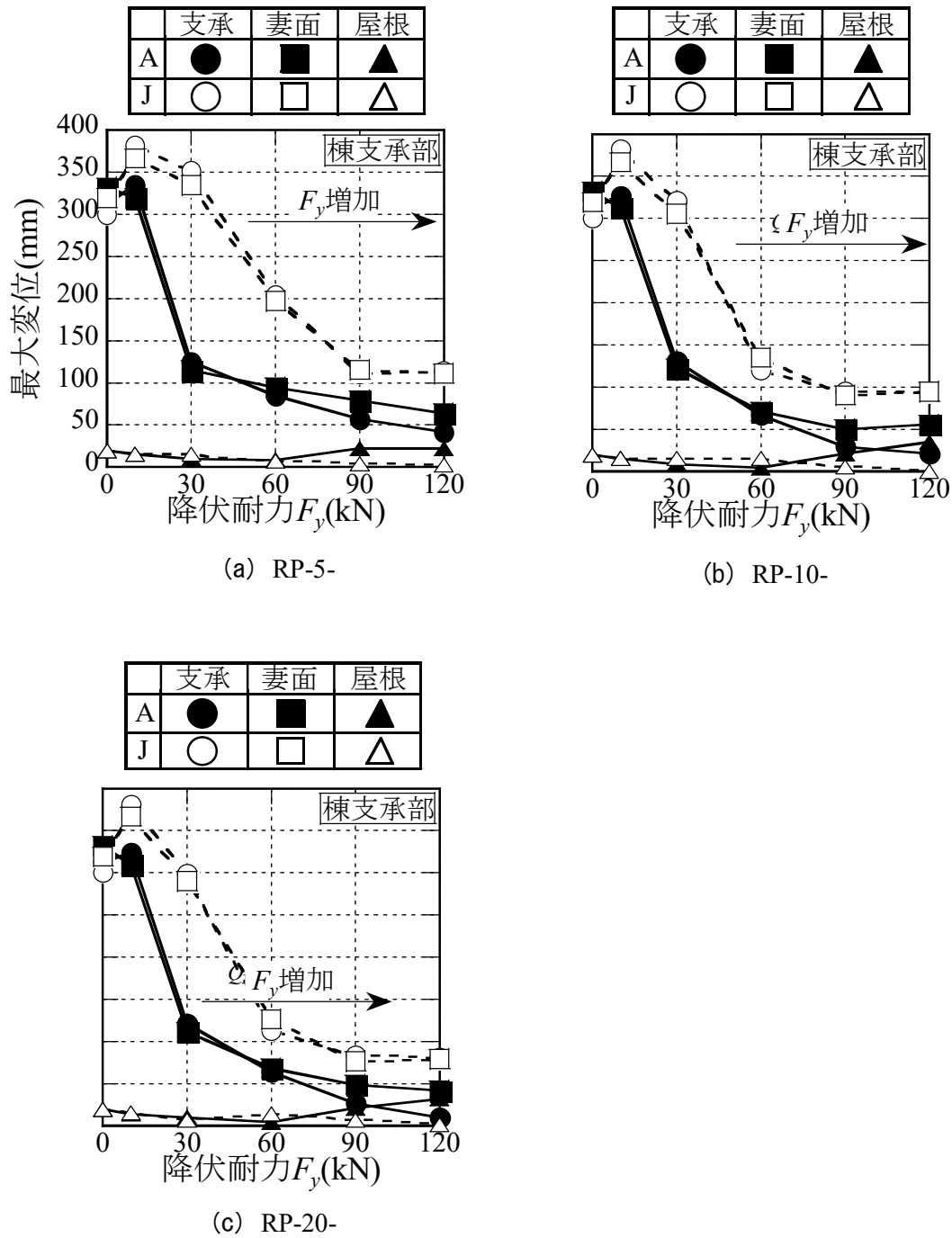


図 4.17 支承列の変位関係

4.3.3 粘性型支承を設置した RV モデルの応答低減効果

粘性型支承を設置した RV モデルの応答低減効果を分析する。図 4.18 に RC 片持架構の応答値を示す。RC 片持架構の最大応答変位と最大応答加速度は粘性係数 C_d の増加に従って Af (支承部離間) からある程度まで一律に低減される傾向にある。A 妻面では $C_d=121\text{kN/s} \cdot \text{m}$ 、J 妻面では $C_d=169\text{kN/s} \cdot \text{m}$ 相当の性能を有する粘性型支承を設置したとき応答加速度の低減効果は頭打ちとなる。さらに C_d を増加させた場合、応答変位の低減効果は鈍り、応答加速度は次第に上昇する傾向にある。なお、参考図 3 に 2 章のモデルで解析した結果を示す。解析結果は弾塑性支承の場合と同様にほぼ一致している。

図 4.19 に支承部応答値を示す。支承部は C_d の増加に伴い RC 片持架構応答と同様に相対変位が低減される。一方、図 4.18 に示す加速度低減効果の最適 C_d 以上に付加減衰を与えた場合も、相対変位はさらに低減される傾向にある。支承部反力は最大相対変位の低減と同時に増大する傾向にあるが、反力増大の傾向は図 4.14 に示す弾塑性型支承の場合に比べると緩やかである。図 4.19(b) に示すように、J 妻面では低い C_d を与えたモデルにおいて変位低減に揺り戻しがある。

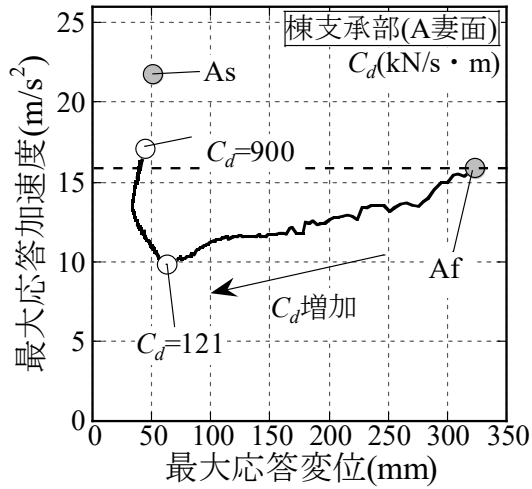
図 4.20 に鉄骨屋根架構の破壊状況を示す。破壊状況は支承部反力の増大に比例して悪化するものの、As (支承部固定) から十分に改善しており、Af と同程度の破壊状況に低減されている。

図 4.21 に応答変位時刻歴を示す。振動特性は C_d 値に依らず一定の傾向を示し、応答変位は As と比較して小さく、RFLG8 梁の塑性変形は殆ど無いと判断される。図 4.22~4.23 に RC 片持架構の応答値を示す。応答加速度は上記の最適 C_d 以上の付加減衰を与えた場合も十分に低減され、応答変位は 50mm 以下に納まる。

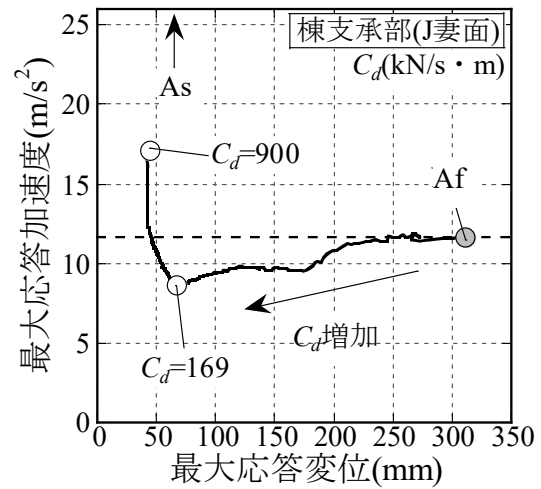
結果的に検討建物では、支承部最大反力を A 通り屋根小梁座屈耐力以下に抑え、応答加速度を 15m/s^2 、支承部相対変位を 2mm 以下に納められる $C_d=900\text{kN/s} \cdot \text{m}$ 相当の粘性型支承を採用する設計が最適となる。

支承の応答を分析する。図 4.24 に支承部履歴を示す。粘性型支承は図 4.16 に示す弾塑性型支承と比べて、粘性係数 C_d に依らず支承列全体でエネルギー吸収を示す履歴ループをなす。図 4.25 に支承列の変位関係を示す。横軸は C_d を示す。RV モデルは低 Q_y の RP モデルと同様、屋根面は殆ど変形せず、粘性型支承は妻面の単独振動によりエネルギーを吸収している。また、高い C_d を与える場合においても、支承と妻面の応答は

同期している。

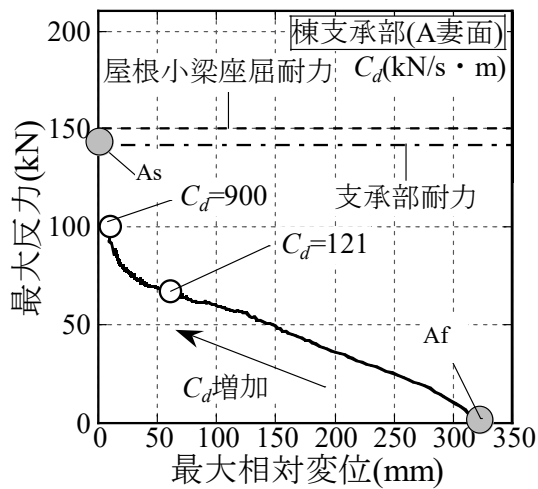


(a) A 妻面

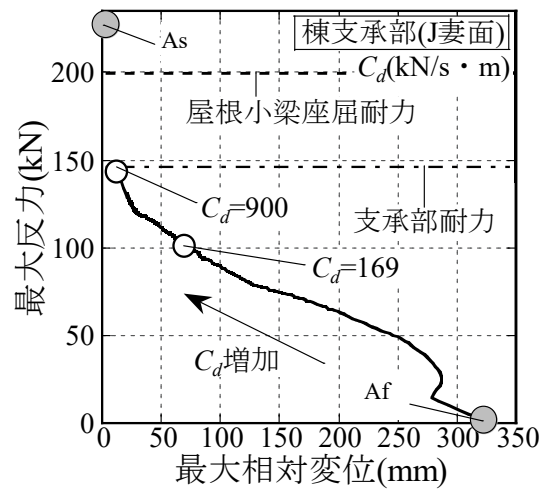


(b) J 妻面

図 4.18 RC 片持架構応答

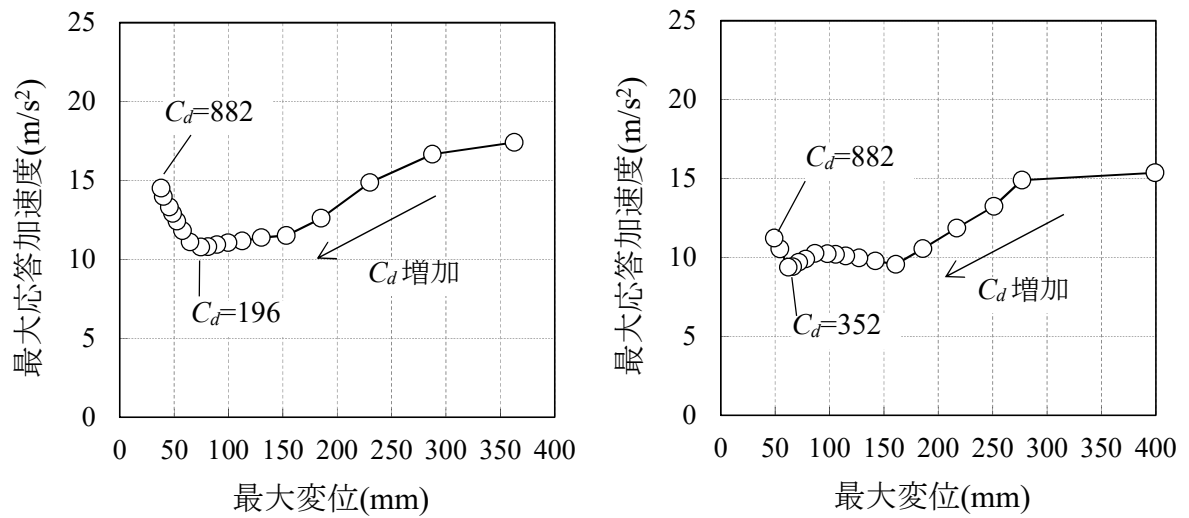


(a) A 妻面



(b) J 妻面

図 4.19 支承部応答



参考図3 支承部応答(2章解析モデル)

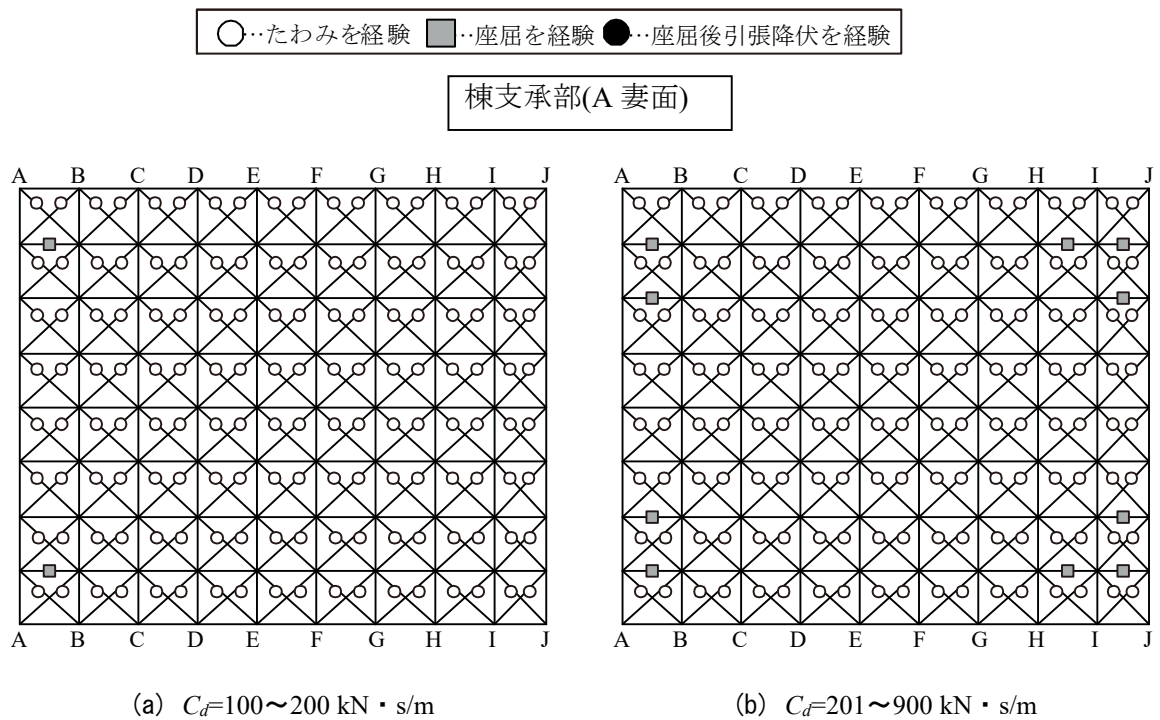


図4.20 鉄骨屋根架構の破壊状況

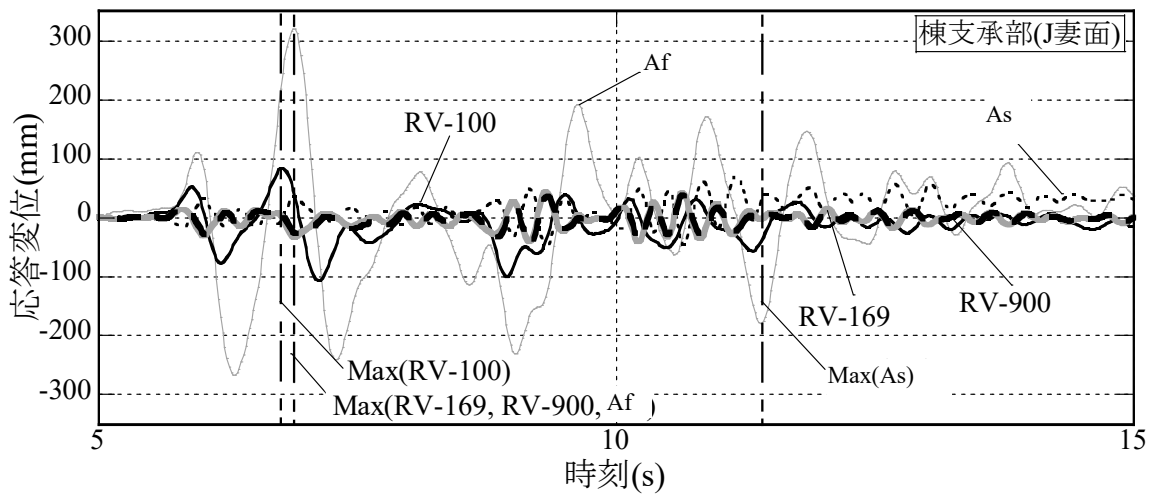


図 4.21 応答変位時刻歴

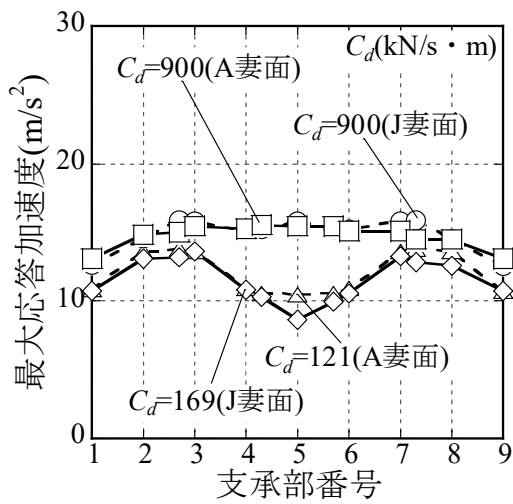


図 4.22 支承部節点の応答加速度

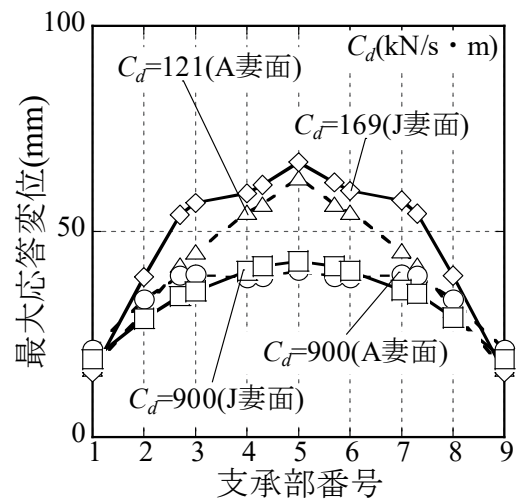


図 4.23 支承部節点の応答変位

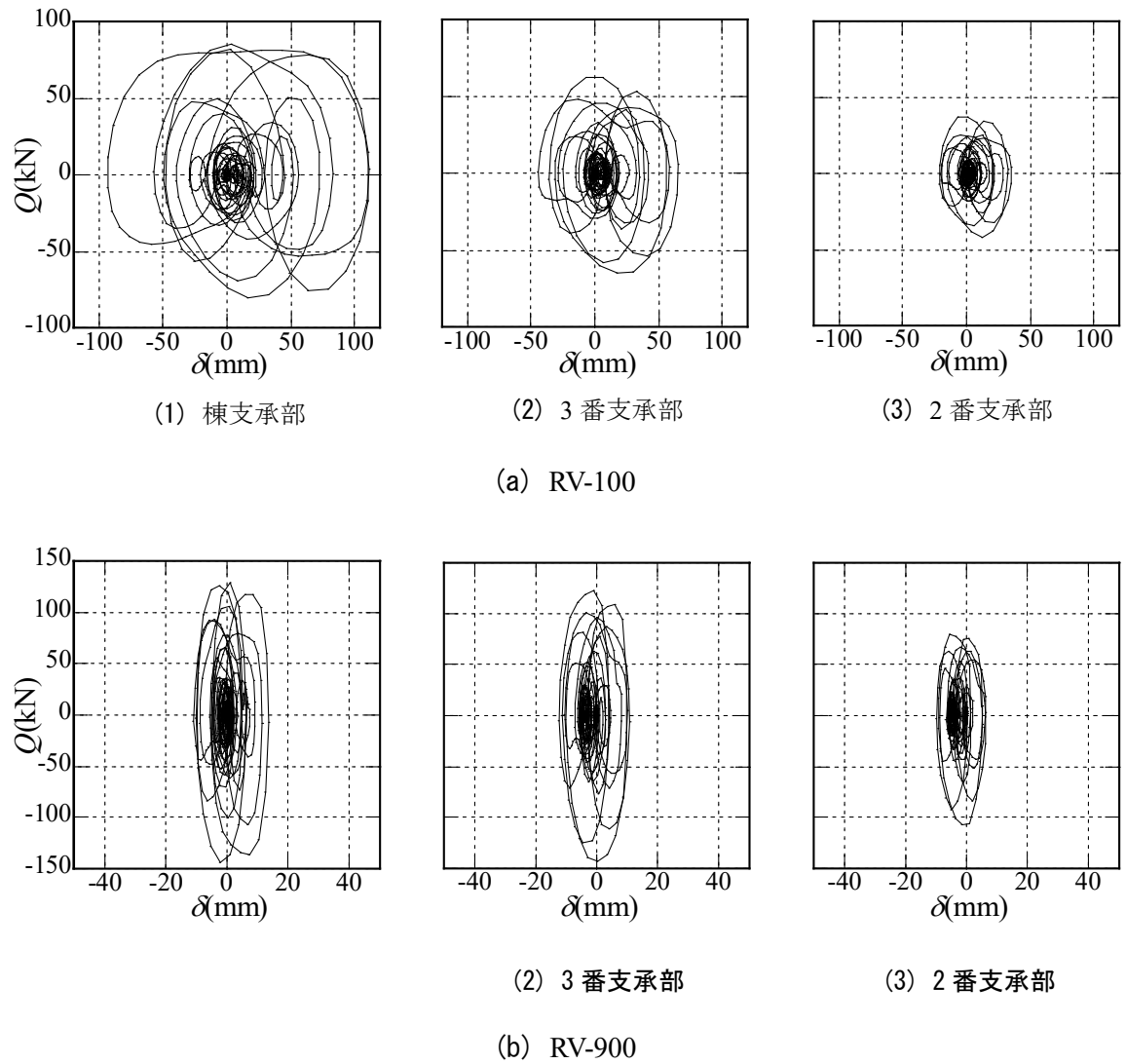


図 4.24 支承部履歴(J 妻構面)

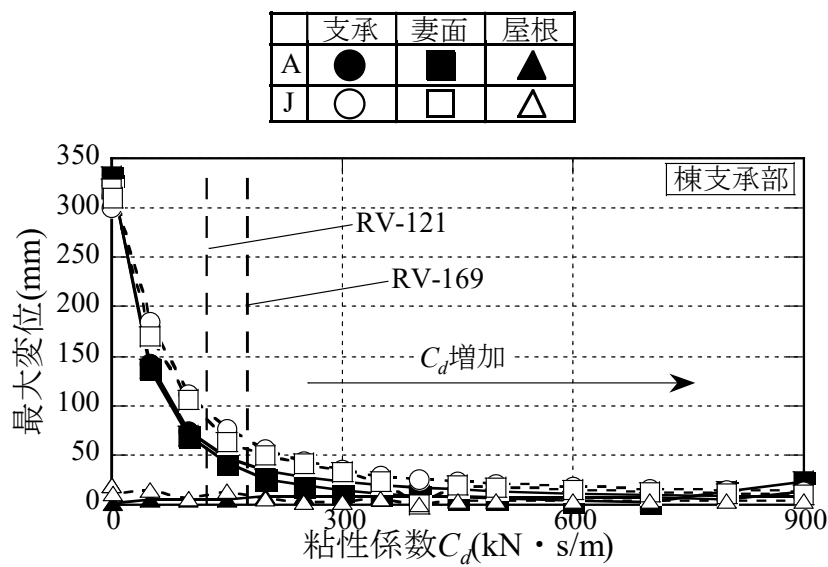


図 4.25 支承列の変位関係

4.4 等価一質点モデルによる応答低減効果の評価

前章の結果からエネルギー吸収型支承を用いた改修法は、RC 片持架構と支承部に対してある程度の応答低減効果を得られることが分かった。本章では RC 片持架構を等価一質点系に模擬置換したモデルの応答低減効果の分析を行い、最適な支承性能を簡便に求めるための等価線形化法による応答評価手法を試みる。なお、誘導の詳細は付録 8 に示す。

4.4.1 等価一質点系のモデル化と簡易応答評価の手順

図 4.26 にモデル縮約のフローを示す。提案手法では、初めに妻構面と屋根構面を支承部毎に有効質量を持つ多層骨組と見なす。次にパッシブ制振構造の応答評価法⁴⁻¹⁴⁾に従い各支承部の付加等価減衰定数 ${}_i h_{eq}'$ を算定する。続いて文献 4-15) で提案される手法を用いて等価一質点系の等価減衰定数 h_{eq} を(4.1)式を用いて算定する。最後に等価線形化法を用いて h_{eq} に相当する減衰効果係数 D_h ⁴⁻⁶⁾ を(4.2)式から求め、RC 片持架構の応答低減効果の評価する。また、今回は片持構面の塑性化を考慮し、修正初期減衰定数 h_0' として応答評価に反映させる。

$$h_{eq} = h_0' + \frac{\sum_{i=2}^8 {}_i h_{eq}' \cdot {}_i W}{\sum_{i=2}^8 {}_i W} \quad (4.1)$$

$$D_h = \sqrt{\frac{1 + \alpha h_0'}{1 + \alpha h_{eq}}} \quad (\text{観測波: } \alpha=25, \text{ 人工地震波 : } \alpha=75) \quad (4.2)$$

[h_{eq} : 等価減衰定数, h_0' : 修正初期減衰定数, α : 地震波に依る係数
 ${}_i h_{eq}'$: 付加等価減衰定数, ${}_i W$: 弾性歪エネルギー, D_h : 減衰効果係数]

図 4.27(a)に示すように、各支承部は片持構面(主架構)と支承+屋根構面(付加系)の並列型と仮定する。これは 4.3 章図 4.17, 図 4.25 に示すように、支承列の妻面の変位と支承

の相対変位が同程度であることに由来する。図 4.27(b)に屋根の質量を考慮した二質点系モデルを示す。図 4.27(c)に剛性検討用の構面分離モデルを、図 4.28 に同モデル荷重-変形関係を示す。表 4.5 にモデル諸元の一覧を示す。質量は各構面の総質量を示す。図 4.28 に示すように、屋根構面は片持構面と比べて十分硬いため、提案手法の屋根構面は弾性剛性のみを考慮し、等価一質点系は片持構面質量のみを用いてモデル化する。各支承部は各構面剛性を均等に分担する。一方、表 4.5 に示すように、等価一質点系・構面分離モデルの固有周期と、立体モデルの該当固有周期(4.2 章図 4.10 参照)は対応関係にあり、各構面はそれぞれ分離してモデル化出来る。

片持構面諸元の評価を述べる。図 4.7 に示すように、支承列の最大変位は軒から棟に向かって大きくなるため、片持構面は支承列代表変位と片持構面固有周期を基に、有効質量 M_w ・等価剛性 K_w を再計算する。代表変位は(4.3)式より求める。有効質量は代表変位に対応する等価質量に 2FL・M2FL 質量の一部を負担させ(4.4)式より算定する。等価剛性は有効質量と表 4.5 に示す固有周期から(4.5)式より算定する。

$$u_{eq} = \sqrt{\frac{\sum_{i=2}^8 m_i u_i^2}{\sum_{i=2}^8 m_i}} \quad (4.3)$$

$$M_w = \frac{\left(\sum_{i=2}^8 m_i u_i \right)^2}{\sum_{i=2}^8 m_i u_i^2} + m_0 \quad (4.4)$$

$$k_{eq} = \left(\frac{2\pi}{T_0} \right)^2 m_{eq} \quad (4.5)$$

ここに、 u_{eq} ：代表変位、 M_w ：有効質量、 k_{eq} ：等価剛性、 m_i ：支承列質量、 m_0 ：代表変位間の 2FLM2FL 質量、 u_i ：最大応答変位、 T_0 ：固有周期

修正初期減衰定数 h_0' の評価を述べる。提案手法では文献 4-17)で紹介されている弾塑性応答の減衰定数評価式を基に、図 4.29 に示す屋根構面付加後の片持構面単独の復元

力特性から、(4.6)式を用いて片持構面の塑性化を評価する。図 4.30 に h_0' の評価値を示す。

$$h_0' = \left[1 + \frac{K_a'}{(1-\gamma)K_w'} \right]^{-1} \left\{ 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_{weq}}} \right) \right\} + h_0 \quad (4.6)$$

ここに、 K_a' ：付加系等価剛性、 K_w' ：片持構面等価剛性、 γ ：二次剛性比、
 μ_{weq} ：Af モデル代表最大塑性率、 h_0 ：初期構造減衰(=0.03)

系全体の等価減衰定数 h_{eq} の評価について述べる。弾塑性型支承を含む RP モデルでは、片持構面の Af モデル支承部最大塑性率 μ を用いてダンパー等価剛性 K_d' を算定し、次に各支承部の履歴吸収エネルギー E 、弾性歪エネルギー W 、および系全体の等価剛性 K' を算定し、最後に(4.1)、(4.6)式から h_{eq} を導出する。粘性型支承を含む RV モデルでは、粘性係数 C_d と表 4.5 に示す 1 次固有周期 T_0 より算定できる損失剛性 $K_d'' (=2\pi C_d/T_0)$ を K_d' として用い同様に h_{eq} を導出する。

エネルギー吸収型支承に代わり弾性バネ支承を設置したモデルを用いて等価一質点系の妥当性を検証する。検証は支承列の最大変位と固有周期を比較する。また、検証では図 27(b)に示す屋根構面質量を考慮した二質点系モデルの評価も行う。図 31 に検証結果を示す。等価一質点系評価は立体解析結果と概ね対応関係にあり妥当と判断できる。また、二質点系と等価一質点系の評価精度の差は小さいため、今回はより簡便な等価一質点系を用いて応答評価を行う。

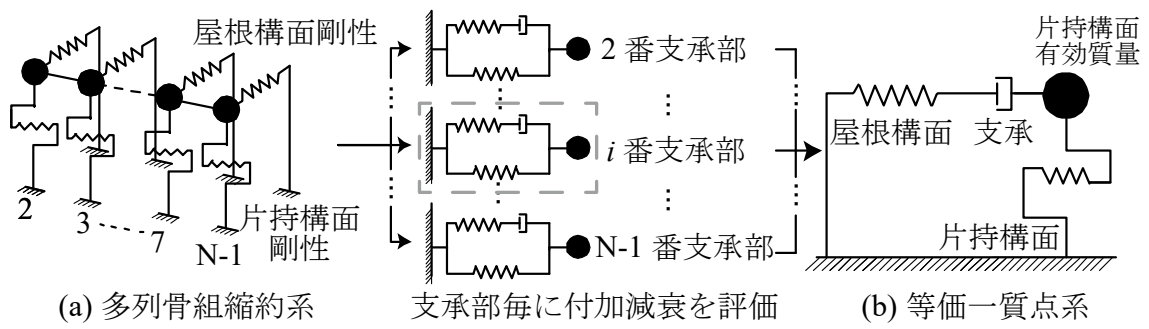


図 4.26 モデル縮約のフロー

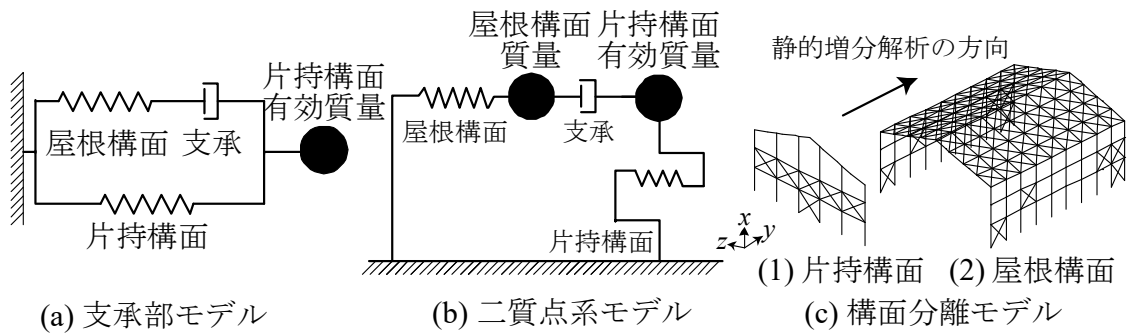


図 4.27 検討用モデル

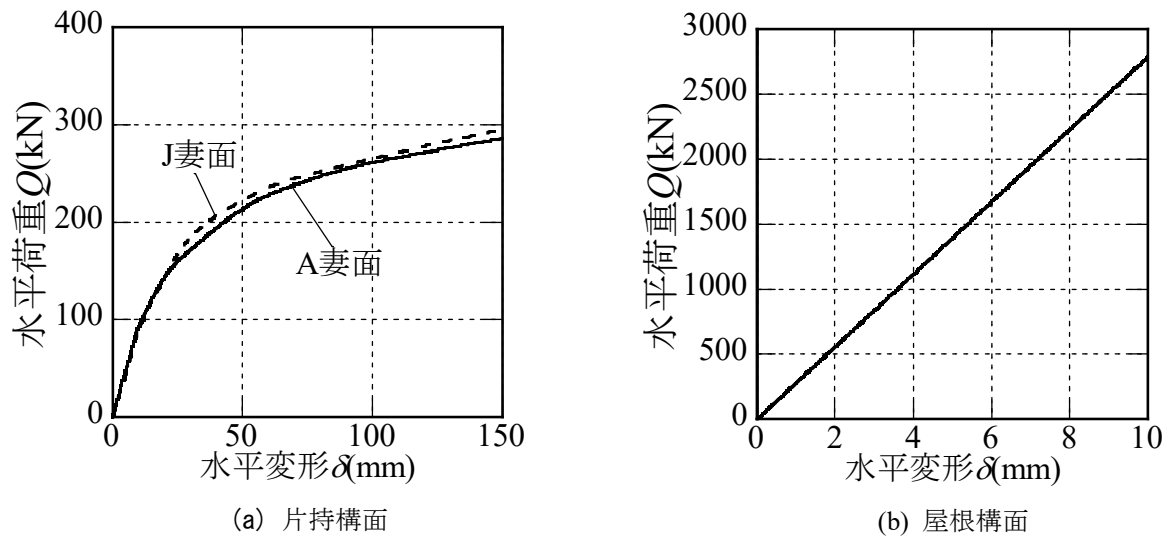


図 4.28 構面分離モデルの荷重-変形関係

表 4.5 モデル諸元一覧

	等価一質点系			構面分離モデル	立体モデル
	質量 $M(\text{kN} \times 10^3)$	等価剛性 $K(\text{kN/m} \times 10^3)$	固有周期 $T_0(\text{s})$	1次固有周期 $T(\text{s})$	該当固有周期 $T(\text{s})$
屋根構面	2.79	274	0.202	0.208	0.202(9th)
A妻面	1.38	9.58	0.762	0.733	0.753(2nd)
J妻面	1.77	8.59	0.911	0.917	0.936(1st)

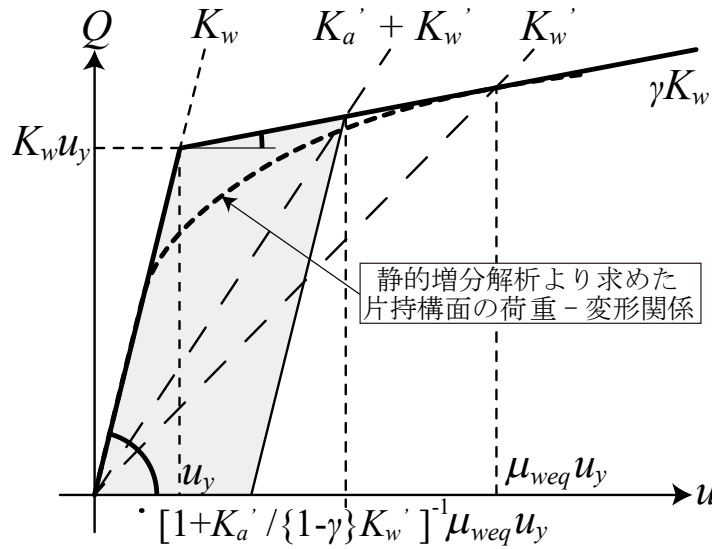


図 4.29 片持構面復元力特性

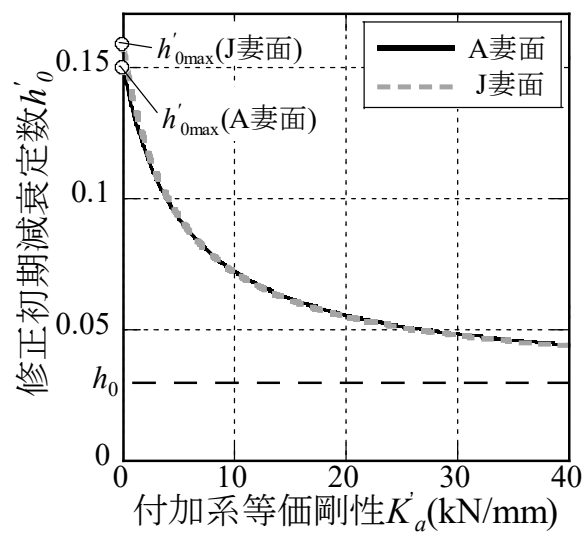


図 4.30 修正初期減衰定数 h_0' 評価値

4.4.2 立体解析結果と等価一質点系評価の比較

立体解析結果と等価一質点系評価の比較、および改修モデルの応答分析を行う。本章では入力地震動に告示波(JMA-Kobe NS)を用い、立体モデルの屋根構面は弾性とし、立体解析結果の変位は(4.1)式で代表する。RC 片持架構(主架構)の応答は 4.4.1 節で紹介した評価法に倣い、Af モデル(改修型支承設置前)の応答値を用いて応答変位・加速度を無次元化した低減率として評価を行う。

弾塑性型支承を含む RP モデルの応答評価を行う。図 4.32~4.34 に等価一質点系モデルによる応答評価結果を示す。表 4.6 に告示波を入力した RP モデル支承最大塑性率を示す。図 4.32 では全支承が塑性化すると仮定した評価(黒印)と、表 4.6 に示す支承列塑性化範囲を考慮した評価(白印)を比較している。同表は非塑性化状態の支承を灰色で示している。同図に示すように、支承列塑性化範囲を考慮した評価は加速度低減率 R_a がやや上昇する。これは支承列に塑性化しない支承が含まれると、吸収エネルギー量が低減するとともに、システム(主架構+付加系)の等価剛性が大きくなり、等価周期が短周期化するためである。このように、4.3 章で述べた RP モデルにおける応答加速度上昇は、支承列の塑性化範囲が 1 つの要因であることが確認できる。図 4.33~図 4.34 に支承列塑性化範囲を考慮した等価一質点系評価を立体解析モデルと比較して示す。図 4.33 に示すように、RC 片持架構の応答評価は立体解析結果と概ね対応関係にある。図 4.34 に示すように、支承部応答は最大相対変位をやや過大評価する傾向にあるものの、等価一質点系は立体解析結果の変位を安全側で評価出来ている。次に粘性型支承を含む RV モデルの応答評価を行う。図 4.35~図 4.36 に等価一質点系モデル応答評価と立体解析結果の比較を示す。図 4.35 に示すように、RC 片持架構の応答は変位低減率 R_d をやや過大評価する傾向にあるものの、等価一質点系は立体解析結果を安全側で評価出来ている。また、最大加速度応答低減効果を与える $C_d=141, 161\text{kN} \cdot \text{s/m}$ を比較すると、等価一質点系評価と立体解析結果は概ね良い対応を示している。図 4.36 に示すように、支承部応答も最大相対変位をやや過大評価する傾向にあるものの、最大反力の評価値は立体解析結果と概ね対応している。

以上のように、本章で提案した等価一質点系評価は総じて立体解析結果の変位をやや過大評価する傾向にある。簡易応答評価の精度向上には屋根構面と各片持構面間の共振現象など相互作用を考慮した縮約モデルが必要であると考えられ第 5 章で検討するが

今回検討した簡易応答評価法は、必要な支承性能の範囲を設定する上で有効に用いることが出来る。

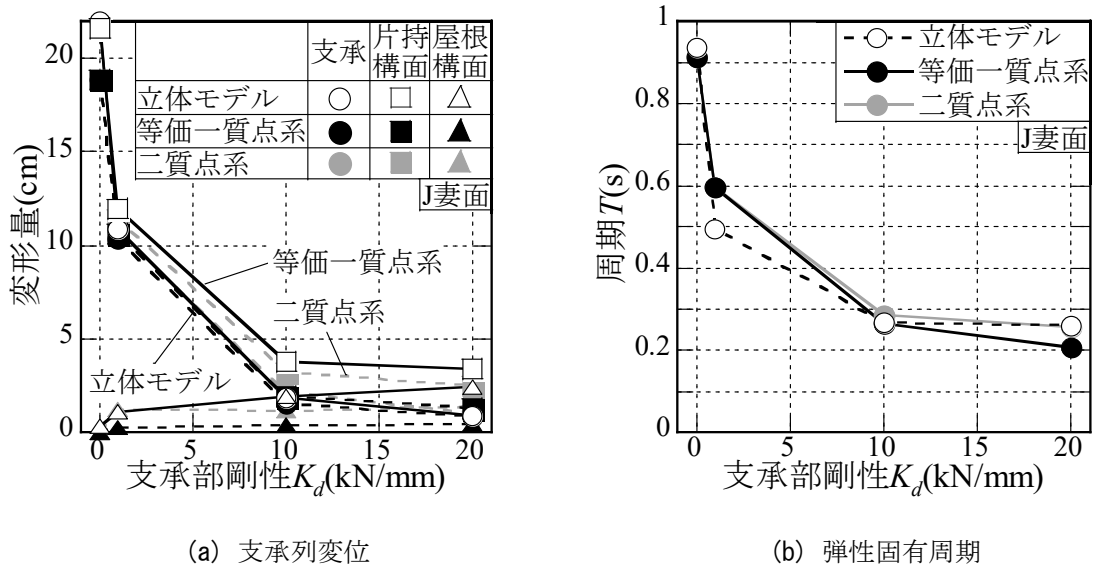


図 4.31 弾性バネ支承設置モデルを用いた妥当性検証結果

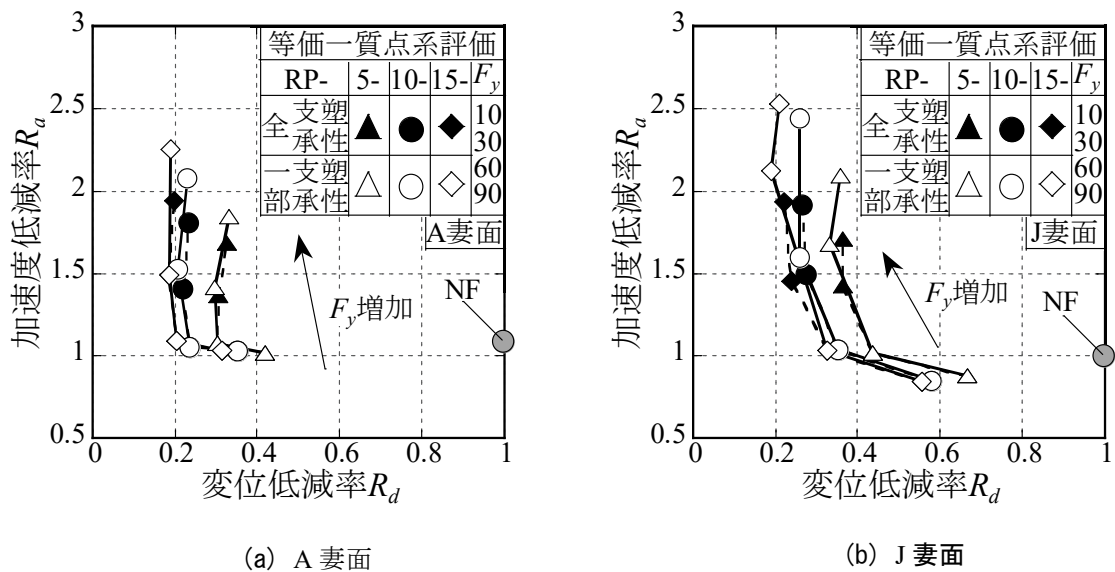


図 4.32 支承列塑性化範囲による等価一質点系評価の比較(RP モデル)

表 4.6 RP モデル支承最大塑性率(告示波入力)

RP-		A妻面(灰色は非塑性化)				J妻面(灰色は非塑性化)			
$K_d(\text{kN/mm})$	$F_y(\text{kN})$	2番	3番	4番	5番	2番	3番	4番	5番
5-	10	16.7	34.4	46.5	55.3	18.0	40.4	65.8	85.5
	30	1.75	3.40	5.49	7.87	3.43	6.72	12.2	15.9
	60	0.87	1.51	1.73	2.84	0.96	1.88	3.58	5.74
	90	0.62	0.95	1.18	1.38	0.67	1.24	2.06	3.10
10-	10	25.3	52.5	70.5	83.8	24.7	61.6	109.1	142
	30	3.36	6.60	8.69	10.80	4.67	8.50	16.4	21.1
	60	1.08	1.76	1.84	2.45	1.56	2.61	4.86	7.36
	90	0.55	0.86	1.01	1.23	0.87	1.74	2.99	4.07
15-	10	21.5	44.3	59.2	70.7	29.4	67.3	106.5	136
	30	3.49	6.53	8.28	10.7	5.16	9.66	15.8	19.8
	60	1.27	1.79	1.87	2.75	2.04	3.67	6.28	9.15
	90	0.65	0.88	1.03	1.36	1.10	2.15	3.67	4.95

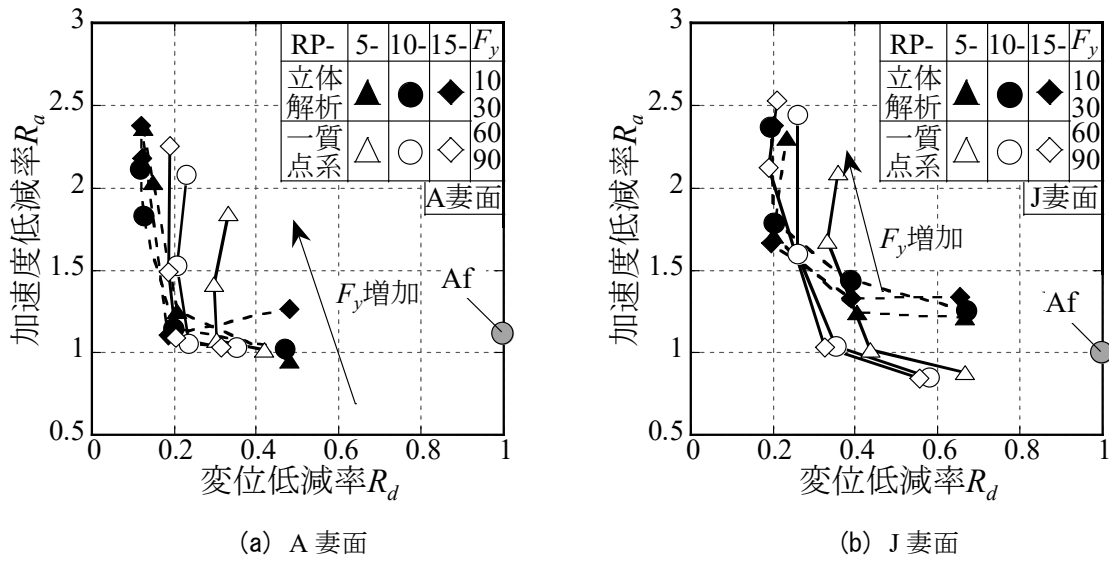


図 4.33 RC 片持架構応答低減率(RP モデル, 塑性化範囲考慮)

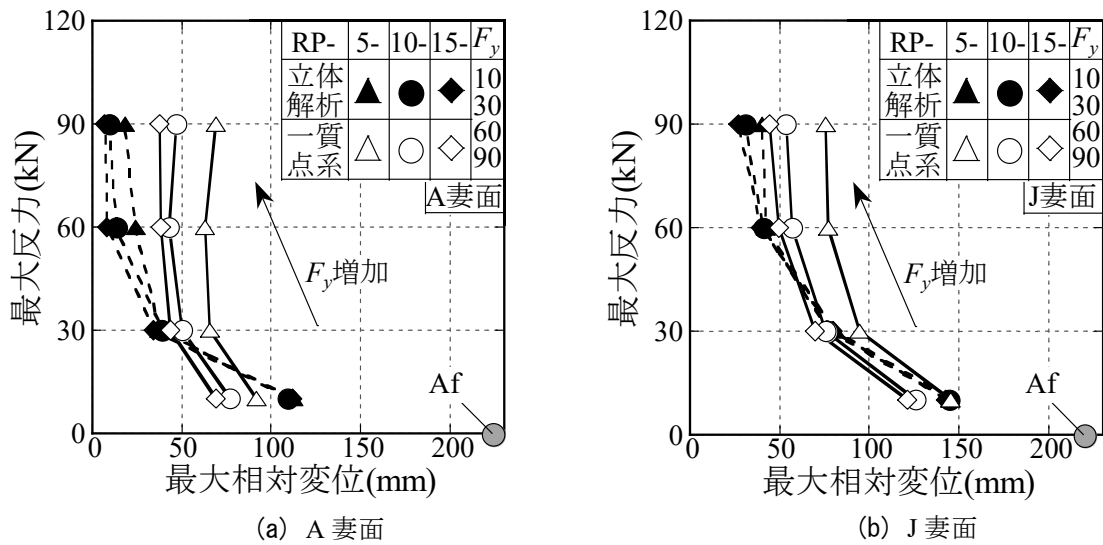


図 4.34 支承部応答(RP モデル, 塑性化範囲考慮)

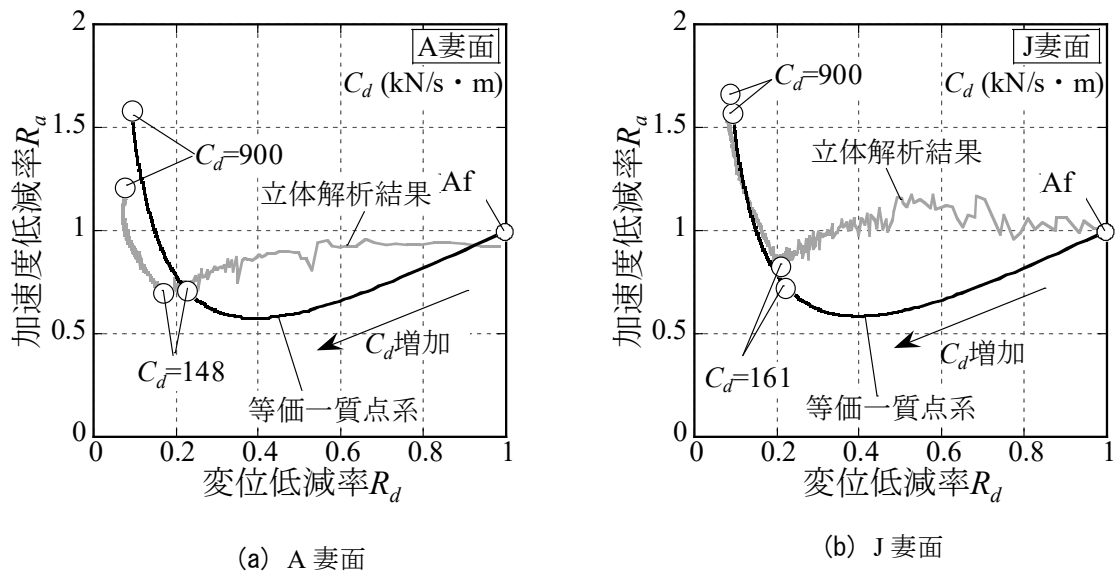


図 4.35 RC 片持架構応答低減率(RV モデル)

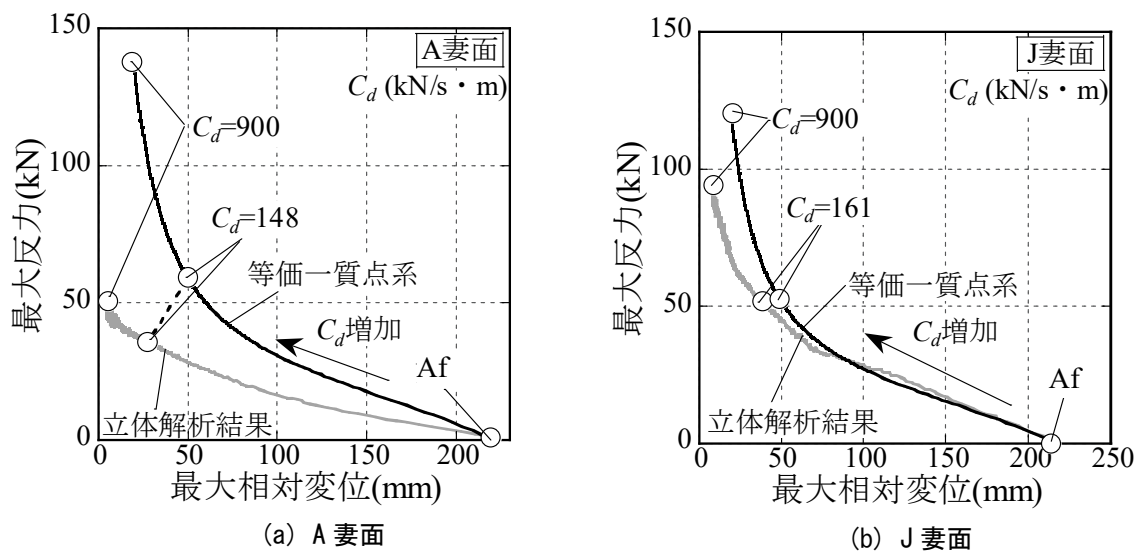


図 4.36 支承部応答(RV モデル)

4.5 結

本章では、RC 片持架構により支持された鉄骨置屋根体育館の屋根支承部にエネルギー吸収部材を導入することで、RC 片持架構の構面外応答制御を行う手法を提案し、その応答低減効果の分析を行った。

以下に本研究で得られた主な知見を示す。

- 1) 鉄骨置屋根体育館の RC 片持架構支承部に弾塑性型・粘性型の履歴を有するエネルギー吸収型支承を設置する改修法は、支承部反力を原設計の支承部耐力 141kN に抑えながら、RC 片持架構の構面外応答変位と支承部最大相対変位を 50～80mm 程度以下に抑える設計が可能であり、RC 片持架構と支承部に対して応答低減効果を期待できることが確認された。
- 2) 弾塑性型の履歴を有するエネルギー吸収型支承を設置する改修は、支承部初期剛性 K_d が高く、支承部降伏耐力 Q_y が限定的な範囲の性能を有する支承を用いると、支承部相対変位を 50～80mm 以下程度、RC 片持架構の最大応答加速度を 20m/s^2 程度に抑えられる。
- 3) 粘性型の履歴を有するエネルギー吸収型支承を設置する改修は、粘性係数 C_d の増加に従って、RC 片持架構の構面外応答変位・応答加速度、支承部の相対変位はある程度まで一律に低減される。このとき支承部反力も同時に増大するが、増大の傾向は弾塑性型支承より小さく、反力の増大を抑えながら RC 片持架構の構面外応答変位を 50mm 以下程度、応答加速度を 15m/s^2 以下程度、支承部最大相対変位を 20mm 以下程度に納める設計が可能である。
- 4) 等価一質点系簡易モデルを用いた等価線形化法による RC 片持架構の簡易応答評価法を提案し、エネルギー吸収型支承を設置する改修法による応答低減効果を概ね評価出来ることを示した。弾塑性型支承を含む等価一質点系評価は、支承列の塑性化範囲を考慮した評価が立体解析結果との対応が良く、立体解析結果の変位をやや過大評価する傾向にあるものの、安全側の評価が可能である。粘性型支承を含む等価一質点系評価も立体解析結果の変位をやや過大評価する傾向にあるものの、安全側の評価が可能であり、エネルギー吸収型支承の性能範囲を特定する上で有効であると考えられる。

なお、本章では部材をファイバー要素とした3次元の立体解析を用いた。本章以外では付録に示す x 方向(桁方向)のみの立体解析による時刻歴応答解析を用いているが、この2種類の解析結果はほぼ等しく、解析手法がいずれも妥当であることを確認した。

第4章の参考文献

- 4-1) 成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: RC 妻面架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第693号, pp1895-1904, 2013.11
- 4-2) (社)日本建築防災協会: 鉄骨学校体育館の耐震診断・改修基準
- 4-3) 日本建築学会シェル・空間構造耐震性能評価小委員会: 学校体育館等耐震性能設計ガイドライン(案), 2008.3
- 4-4) 山下哲郎, 岡本哲美, 安田勝範, 玉松健一郎: 摩擦ダンパーを用いたダイヤモンド体育館の制震補強: その1.概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp809-810, 2003
- 4-5) 山下哲郎, 岡本哲美, 大家貴徳: 摩擦ダンパーを用いたダイヤモンド体育館の制震補強: その2 限界耐力計算の適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp857-858, 2004
- 4-6) 竹内徹, 堤友紀, 熊谷知彦, 小川利行: 制振部材を用いた鉄骨造学校体育館の耐震改修および屋根部の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第656号, PP.1891-1900, 2010.10
- 4-7) 竹内徹, 湯澤優登, 熊谷知彦, 小川利行: 制振部材を用いた鉄骨造体育館における屋根面架構の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第669号, PP.1989-1995, 2011.11
- 4-8) 大家貴徳, 加藤史郎, 岡本哲美, 高山秀勝: エネルギー吸収機構付支承を有する空間構造物の地震応答特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp851-852, 2001
- 4-9) 文部科学省: 屋内運動場等の耐震性能診断基準, (社)文教施設協会, 2006.9
- 4-10) 柴田道生, 中村武, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化: その1 定式化関数の誘導, 日本建築学会論文報告集, 第316巻, pp.18-24, 1982.6
- 4-11) 柴田道生, 中村武, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化: その2 応答解析への

- 適用，日本建築学会論文報告集，第320巻，pp.29-35，1982.10
- 4-12) 和田章，木下雅彦：MSSモデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析(その1，2)，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，pp.312-316，1985.10
- 4-13) 建設省建築研究所：建築研究資料第83号設計用入力地震動作成手法，1994.11
- 4-14) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，第571号，pp.53-62，2003.9
- 4-15) 一般社団法人日本免震構造協会：パッシブ制振構造 設計・施工マニュアル，第三版，2013.11
- 4-16) 竹内徹，市川康，中島秀雄，笠井和彦：ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測 日本建築学会構造系論文集，第583号，pp.115-122，2004.9
- 4-17) 柴田明徳：最新建築学シリーズ 最新耐震構造解析 第二版，森北出版，2003.5

第 5 章 摩擦ダンパーを用いた鉄骨屋根支承の 動的載荷実験および応答評価

第 5 章で使用する記号

Q_{dy} : 支承部すべり耐力 (kN) 式(5.1)

N_L : 鉛直軸力 (kN)

N_b : 摩擦パッドにかかるボルト軸力 (kN)

μ : 摩擦ダンパーの摩擦係数 (0.5)

μ_{PTEE} : PTEE の摩擦係数 (0.15)

K_d : 摩擦ダンパーの初期剛性 (kN/mm)

k_w : 躯体剛性比 (桁行方向の躯体部の剛性を標準タイプのもので除したもの。0.3, 0.5, 1.0, 2.0 について検討している)

m_w : 妻壁重量比 (妻壁上部 1/2 の部分の質量を標準タイプのもので除したもの。0.5, 1.0, 1.5, 2.0 について検討している)

u_{max} : 支承部最大相対変位 (mm)

A_{max} : 妻壁棟部加速度 (m/s^2)

(図 5.23 関係)

M_1 : 1 層の質量 R2 タイプでは 2 階の床スラブを含む (kg)

M_2 : 2 層の質量 R2 タイプでは M2 階のギャラリーを含む (kg)

M_3 : 3 層の質量 R2 タイプでは桁上部の質量 (kg)

M_4 : 鉄骨屋根の層質量 R2W32 タイプでは最も桁フレームに近い層の質量 (kg)
両側の部分を加えたものとする。

M_5 : 鉄骨屋根の層質量 R2W32 タイプでは桁フレームから 2 番目の層の質量 (kg)
両側の部分を加えたものとする。

M_6 : 鉄骨屋根の層質量 R2W32 タイプでは桁フレームから 3 番目の層の質量 (kg)
両側の部分を加えたものとする。

M_7 : 鉄骨屋根の層質量 R2W32 タイプでは棟部の層の質量 (kg)

M_{w4} : 妻壁の上部 1/2 の層質量 R2W32 タイプでは最も桁フレームに近い層の質量 (kg)
両側の部分を加えたものとする。

M_{w5} : 妻壁の上部 1/2 の層質量 R2W32 タイプでは桁フレームから 2 番目の層の質量 (kg)
両側の部分を加えたものとする。

M_{w6} : 妻壁の上部 1/2 の層質量 R2W32 タイプでは桁フレームから 3 番目の層の質量 (kg) 両側の部分を加えたものとする。

M_{w7} : 妻壁の上部 1/2 の層質量 R2W32 タイプでは棟部の層の質量 (kg)。

K_1 : RC 躯体部第 1 層の剛性 (kN/mm)

K_2 : RC 躯体部第 2 層の剛性 (kN/mm)

K_3 : RC 躯体部第 3 層の剛性 (kN/mm)

K_4 : 屋根面ブレース第 4 層の剛性 (kN/mm)

K_5 : 屋根面ブレース第 5 層の剛性 (kN/mm)

K_6 : 屋根面ブレース第 6 層の剛性 (kN/mm)

K_7 : 屋根面ブレース第 7 層の剛性 (kN/mm)

K_{wi} : i 番目の妻壁柱の桁方向剛性 (kN/mm)

M_{all} : 建物全体質量 (kg)

M_W : 妻壁上部 1/2 の部分の質量 $\sum M_{wi}$ (kg)

M_L : 全体質量 1/2 の部分の質量から妻壁質量 M_W を減じたもの (kg) 式(5.6)

K_W : RC 片持架構となる妻壁の面外剛性 (kN/mm) (図 5.24 関係)

K_B : 梁ひび割れ後の面外剛性 (kN/mm) 式(5.9)

δ_1 : 1 番目の柱の支承部変形 (mm) 式(5.10)

δ_i : i 番目の柱の支承部変形 (mm) 式(5.11)

r_u : 応答比 (棟部の変形 δ_n を平均変形 δ で除した値) 式(5.12)

$\bar{\delta}$: 妻壁支承部の平均の変形 (mm) 式(5.13)

u_m : 支承部相対変位 (mm) 式(5.17)

A_{max} : 支承部最大加速度 (m/s^2) 式(5.16)

A_m : 支承部加速度 (m/s^2) 式(5.18)

A : 摩擦ダンパー楕円履歴の係数 式(5.21)

C : 摩擦ダンパー楕円履歴の係数 式(5.22)

S : 摩擦ダンパー楕円履歴の係数 式(5.23)

cK : 楕円履歴の等価剛性 (複素剛性) 式(5.24)

M : 層間変形座標における質量マトリックス 式(5.25)

λ_i : i 次モードの複素固有値 式(5.27)

ω_i : 複素解析における i 次モードの固有円振動数 式(5.28)

h'_i : 複素解析で楕円履歴履歴とした場合の i 次モードの減衰定数 式(5.29)

h_{eqi} : i 次モードの減衰定数 式(5.30)

D_{hi} : i 次モードの減衰効果係数 式(5.31)

5.1 序

第4章でRC架構に支持された鉄骨屋根体育館の妻面屋根支承部に弾塑性や粘性の履歴を有するエネルギー吸収部材を導入することでRC片持架構の構面外応答制御を試み、その有効性を数値的に検証した⁵⁻¹⁾。その結果、ある程度以上の初期剛性と一定の範囲の耐力を持つ弾塑性ダンパーを支承部に導入すれば、RC片持架構の応答を低減させ、支承部の反力および相対変位を許容範囲に制御することが可能であることを示した。

本章ではさらに、摩擦ダンパーを組込んだ鉄骨屋根用支承部を実際に製作し、動的载荷実験を実施してその履歴特性を確認するとともに、得られた性能がRC片持架構にどの程度の応答制御効果を発揮するかを第2章の实在体育館の立体解析モデルを用いた時刻歴応答解析により検証を行う。併せて妻壁と躯体の等価2質点モデルを用いた摩擦ダンパー支承の応答低減評価手法の検討を行う。

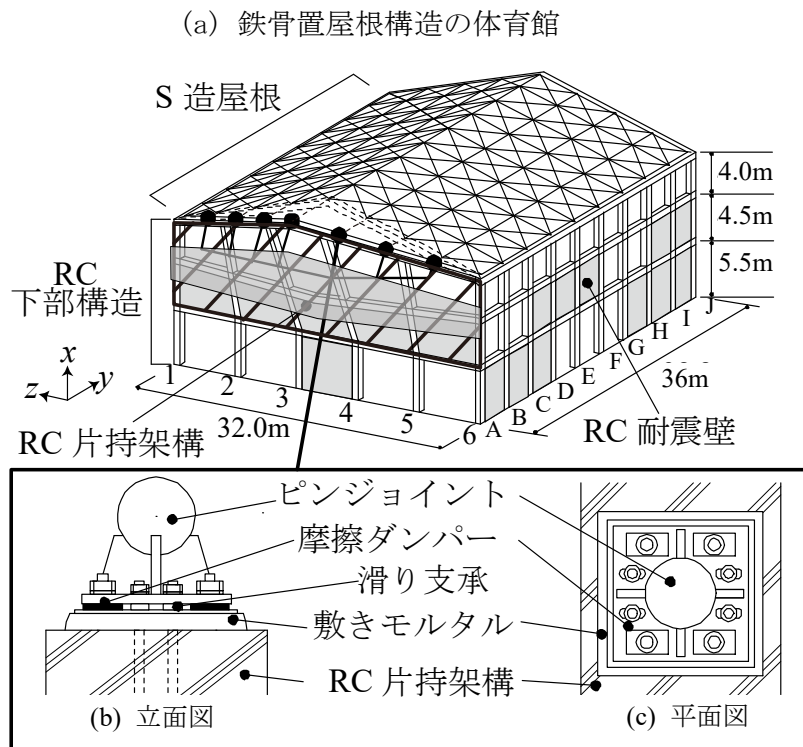


図 5.1 鉄骨屋根用摩擦ダンパー支承の概念

5.2 摩擦ダンパー要素の载荷実験

支承部に組込む摩擦ダンパーおよびすべり材の要素実験をまず行う。要素実験は図 5.2 に示すセットアップにて実施し、摩擦機構の基本的特性を把握する。写真 5.1 にセットアップ状況を示す。

5.2.1 試験体概要

図 5.3 に 3 種類の試験体を示す。摩擦材は SUS プレートに対し摺動するが、Type-A は中板に摩擦材が貼付され、支圧を与えるボルトが摩擦材に対し移動する。これに対し Type-B は皿ばねを追加し、外板に摩擦材を貼付することでボルトが摩擦材と同位置にある機構である。Type-C は外板に PTFE を貼付した機構で、PTFE の摩擦力とその特性を確認する。初期ボルト軸力は 65kN とする。

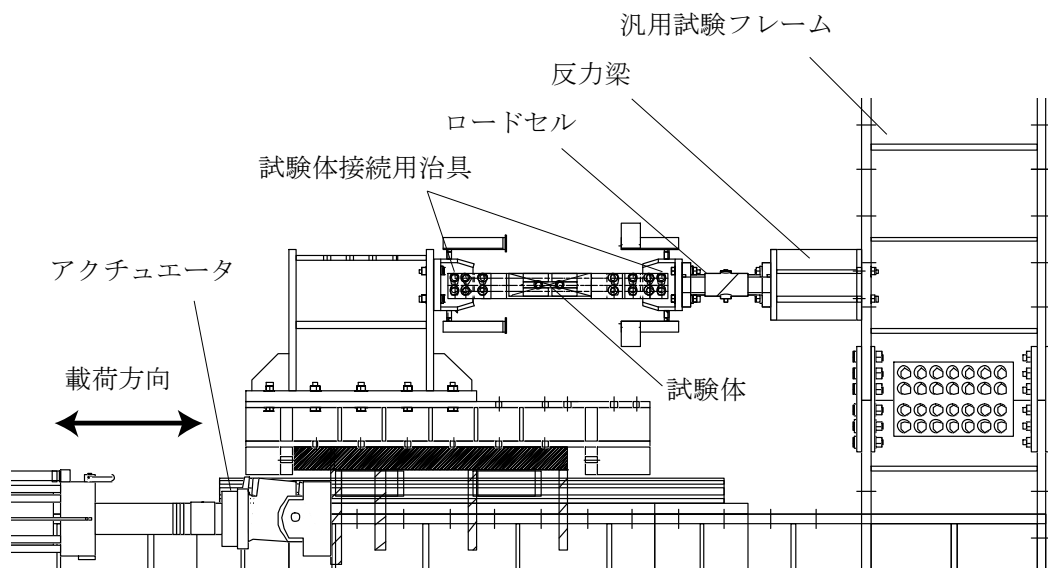


図 5.2 セットアップ図

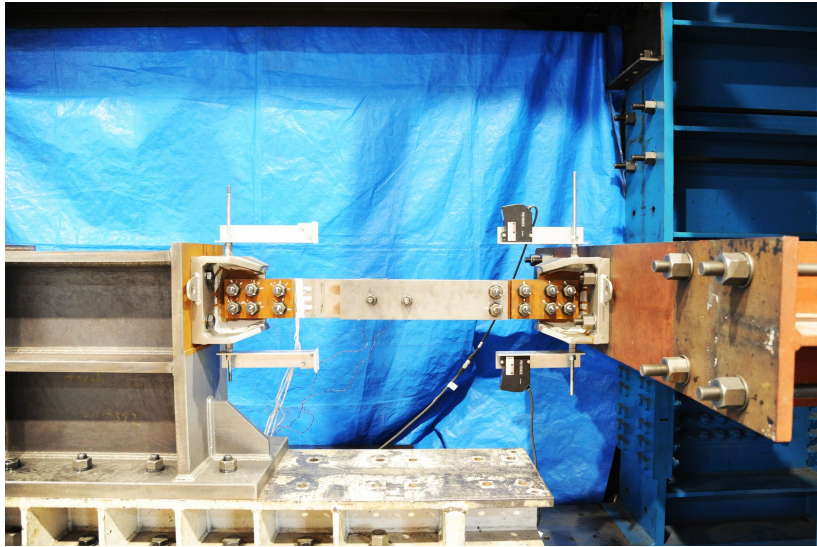


写真 5.1 要素実験のセットアップ状況

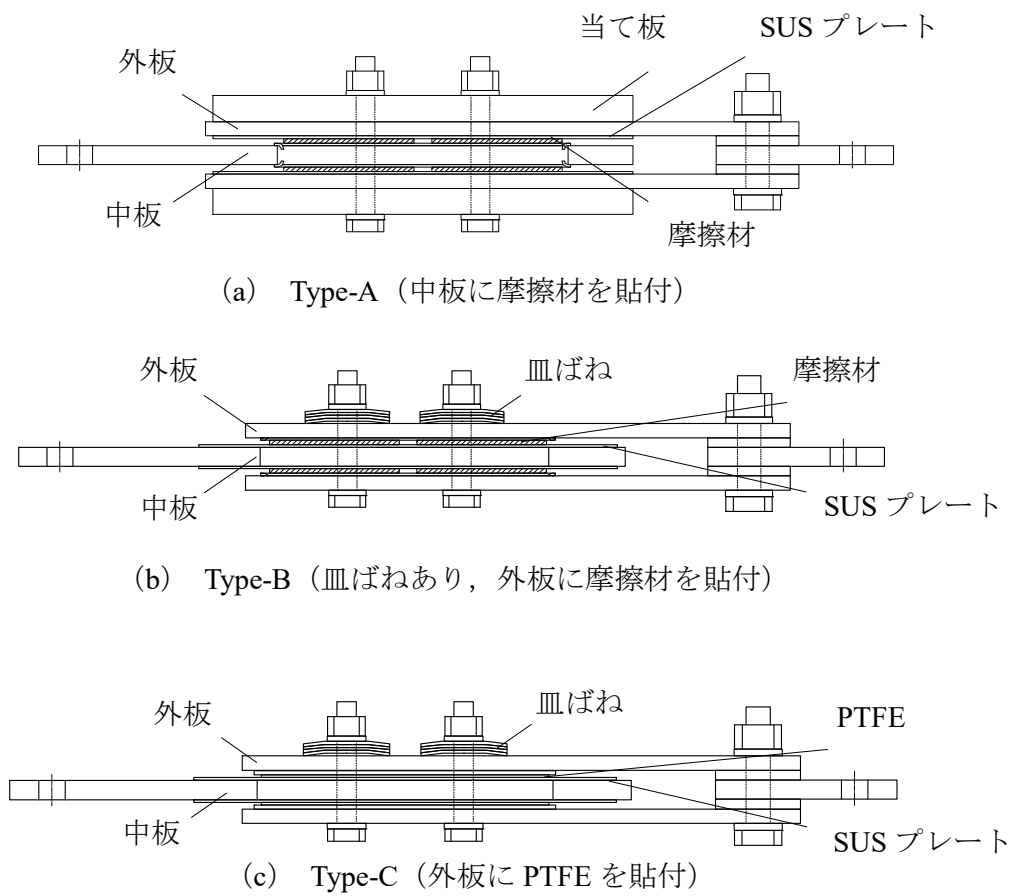


図 5.3 要素実験の試験体図

5.2.2 載荷計画

試験体の両端を治具を介して汎用試験フレームに取付け、加力台の水平変位を制御することで載荷する。表 5.1 に示すプログラムのように振動数と振幅を変化させた正弦波の繰返し載荷とする。

5.2.3 実験結果

図 5.4~図 5.6 に一例として、片振幅 40mm の実験における変位の履歴と摩擦係数を示す。各図 (a) が準静的、(b) が振動数 0.3Hz の結果である。ただし、摩擦係数は摩擦力をボルト軸力とせん断断面数 (2 面) で除して算出している。図 5.4 と図 5.5 を比較すると、Type-A ではボルト軸力の変動に伴うすべり耐力の増減が微小ながら見られる。摩擦係数は、実験によりばらつきがあるものの、概ね摩擦材で 0.5~0.6、PTFE で 0.15 程度と評価される。

表 5.1 要素実験の載荷プログラム

片振幅 (mm)	振動数 (Hz)	サイクル数
5/20/40	(準静的)	4
20/40	0.05	
5/20/40	0.3	

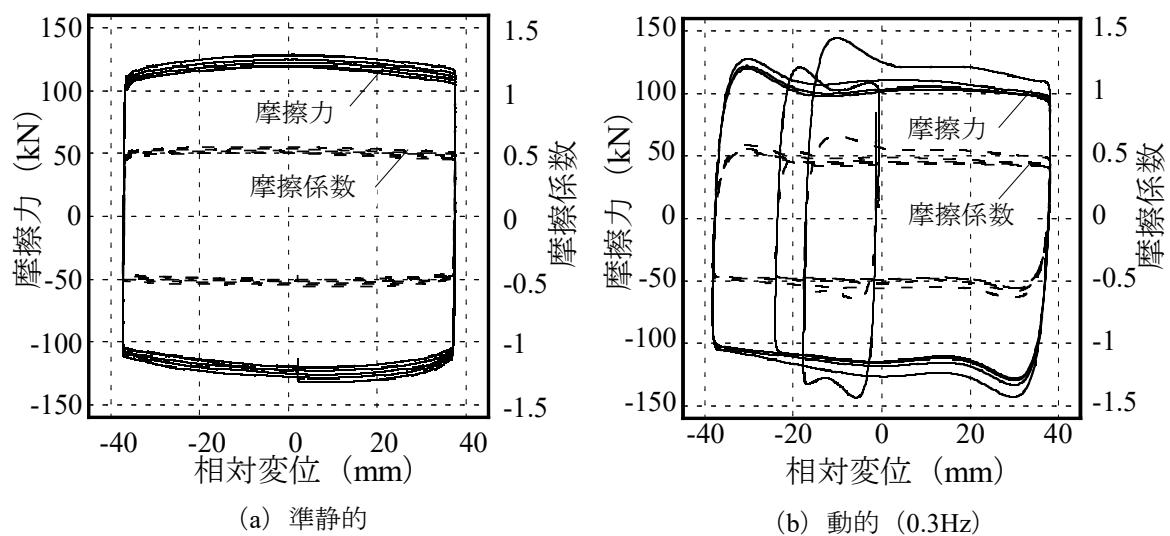


図 5.4 Type-A の摩擦力、摩擦係数－変位関係

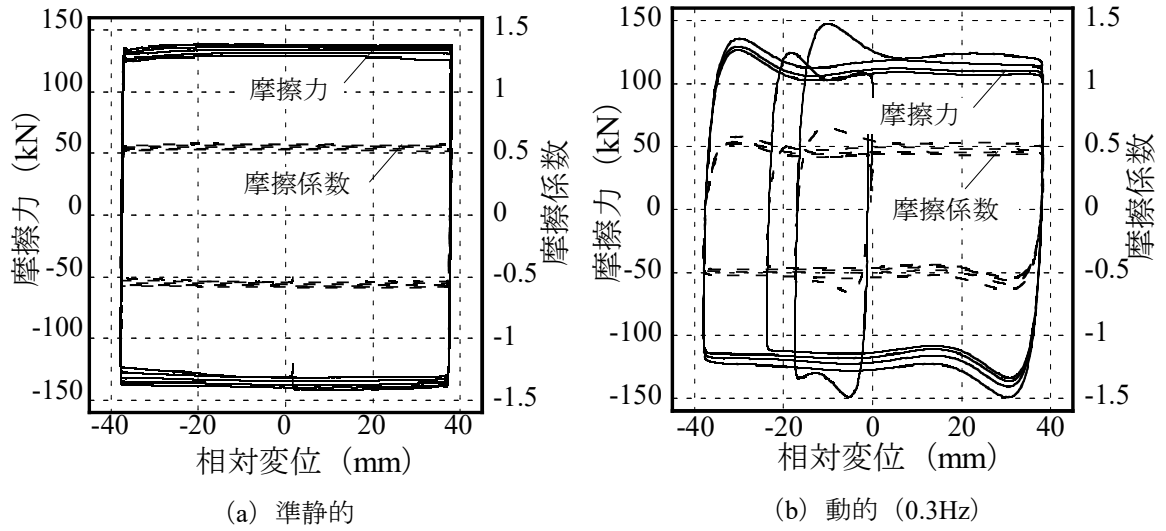


図 5.5 Type-B の摩擦力，摩擦係数－変位関係

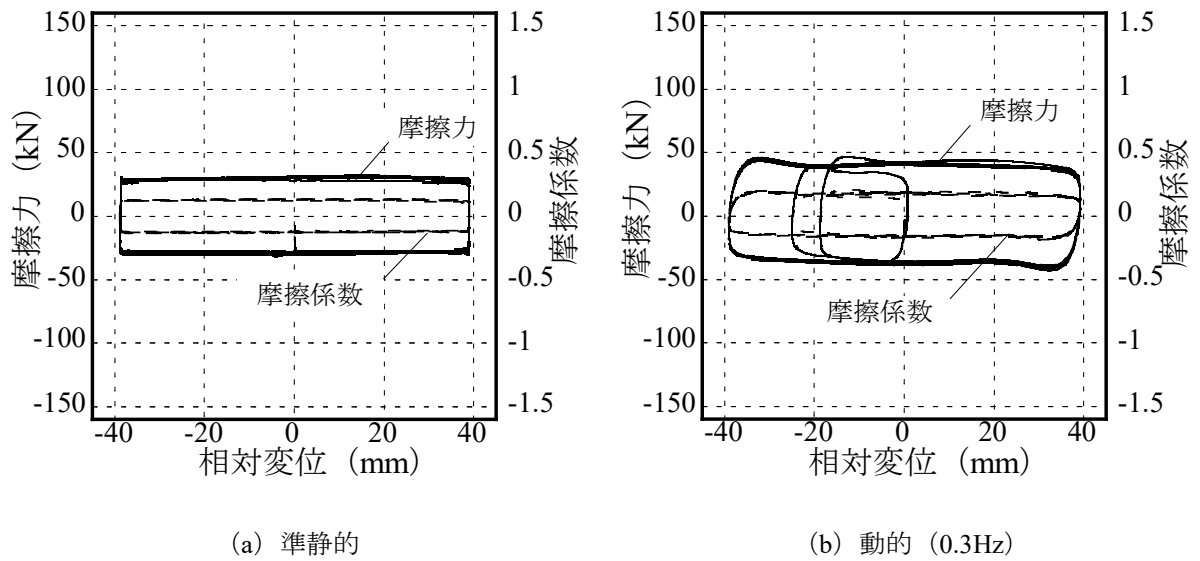


図 5.6 Type-C の摩擦力，摩擦係数－変位関係

5.3 摩擦ダンパー支承の載荷実験

前章の要素実験で基本特性を確認した摩擦材と PTFE を組み合わせた縮小率 0.8 の鉄骨屋根用エネルギー吸収型支承について動的載荷実験を行い、その履歴性状や各種依存性を確認する。

5.3.1 試験体概要

エネルギー吸収型支承の構成を図 5.7 に示す。ベースプレートに摩擦材、敷プレートに SUS プレート貼付して摩擦力を低減させた上で $\pm 50\text{mm}$ のルーズホールを設け、アンカーボルトを介して RC 基礎に定着する。さらにその両側に可動方向にのみ変位が連動する摩擦機構を挿入し、皿ばねで摩擦機構のボルト軸力を一定に保つ事で、支承部に加わる鉛直荷重変動に依存しないダンパーを構成する。写真 5.2(a), (b), (c)に試験体写真を示す。

5.3.2 載荷計画

図 5.8 に実験のセットアップを示す。試験体は治具を介して汎用試験フレームに固定し、加力台の水平変位を制御することで載荷する。支承部に常時作用する鉛直荷重として 70kN の鉛直荷重を、PC 鋼棒を介して試験体頂部に加える。PC 鋼棒端部には皿ばねを設置し、試験体の水平移動による PC 鋼棒の軸力変動を緩和させる。鉄骨置屋根体育館での設計すべり荷重を 90kN に想定し、0.82 倍となる 58kN をすべり耐力の目標とする。摩擦ダンパー要素実験から得られた摩擦係数は 0.5~0.6 程度であることから、PTFE の影響も考慮し、摩擦機構のボルト軸力を 50kN で管理する。その後、ボルト軸力の変化が摩擦力に与える影響を確認するために軸力を 20kN に低減した実験を別途行う。支承部に加わる水平力は反力梁との間に設けたロードセルにより計測する。写真 5.3 にセットアップ状況を示す。

初めに繰返し載荷実験として、表 5.2 に示すような振動数と変位振幅を変化させた正弦波入力による低振動数の準静的と、0.5Hz の動的な載荷を行い、支承部の挙動を確認する。文献 8)から、鉄骨置屋根体育館に弾塑性バイリニア型のエネルギー吸収型支承を挿入した場合、支承部相対変位は概ね $\pm 50\text{mm}$ に制御できることが確認されていることから、本実験では最大片振幅 40mm までの載荷を行う。

繰返し載荷実験後に、ルーズホール長を超えた過大変形を与えて支承部の終局状態を確認する。図 5.9 に載荷履歴を示す。山田らの実験⁵⁻²⁾を参考に、繰返し載荷実験でのすべり耐力から始め、その後荷重振幅増分を 30kN として、各荷重振幅で 2 サイクルずつの漸増荷重振幅載荷を行い、RC 部の破壊に至った時点で実験を終了する。2 体ある試験体のうち 1 体目は鉄骨置屋根支承を想定し、摩擦機構のボルト軸力を 20kN に、支承部に作用する鉛直荷重を 70kN に管理して実験を行う。2 体目は比較のため、摩擦機構のボルトと鉛直荷重をともに 0kN に解放して実験を行う。

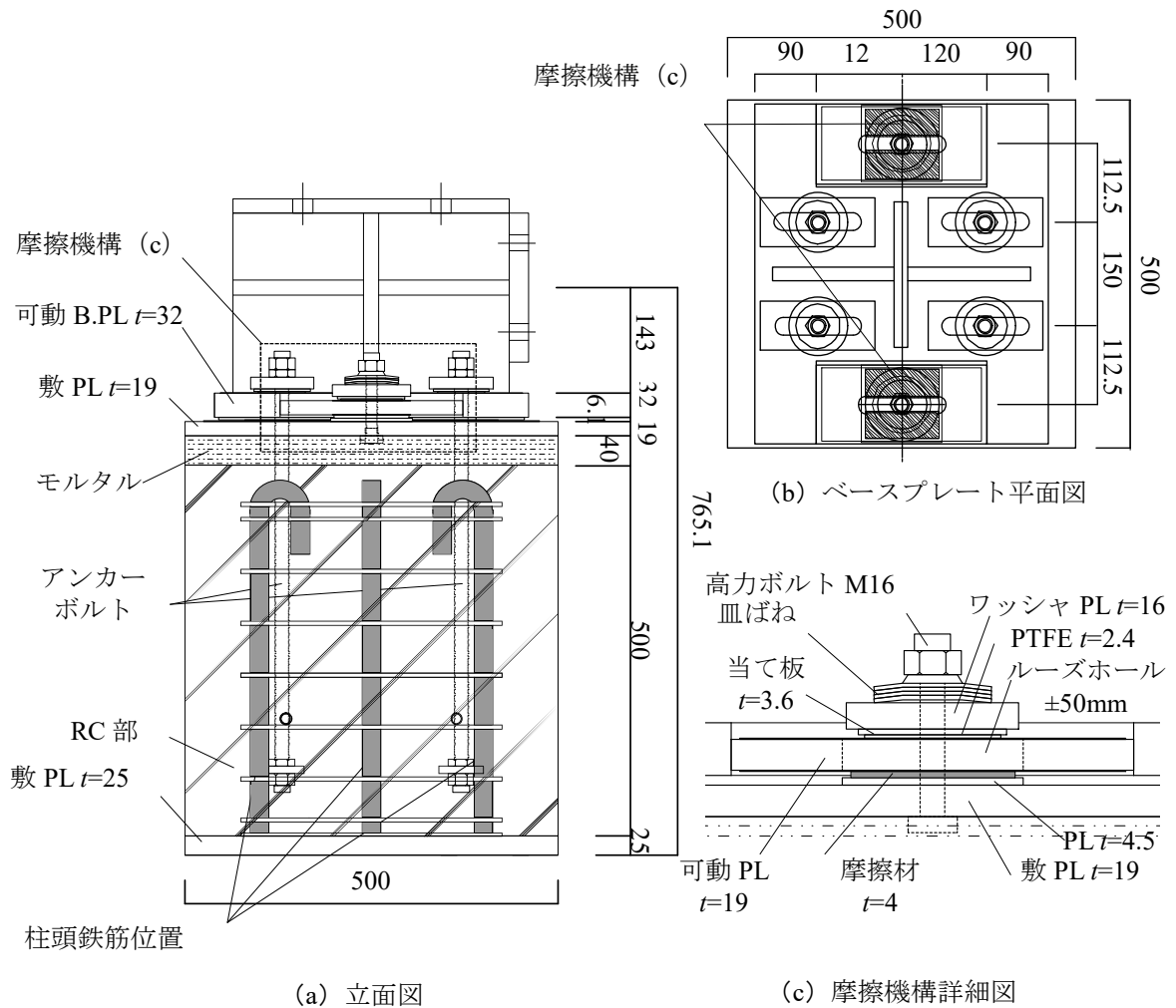


図 5.7 支承実験 試験体図

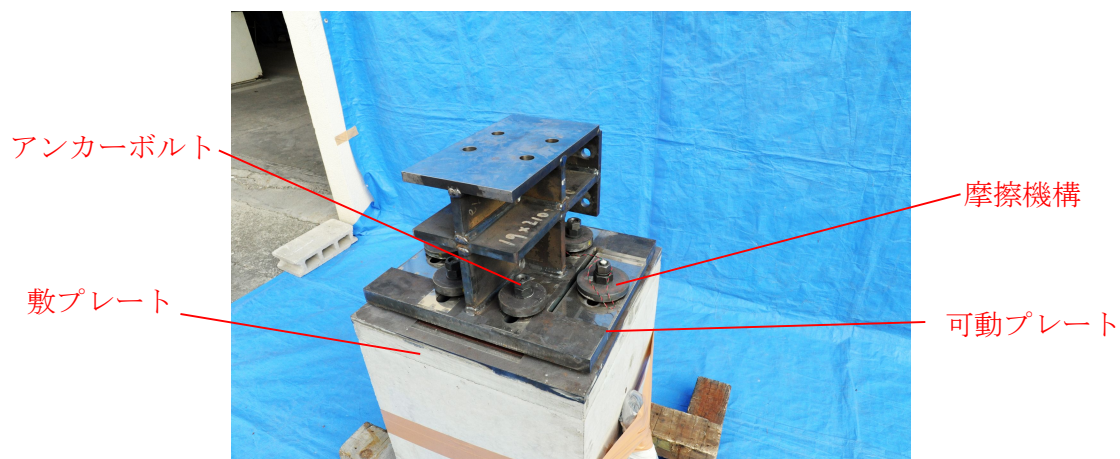


写真 5.2(a) 支承実験 試験体



写真 5.2(b) 支承実験 試験体(支承部)



写真 5.2(c) 支承実験 試験体(全体)

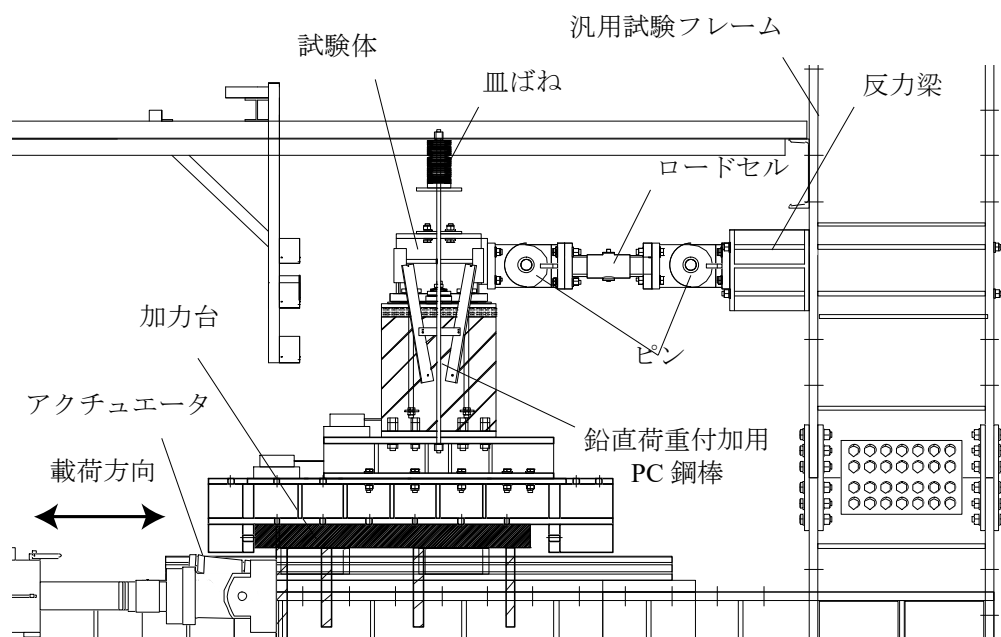


図 5.8 支承実験のセットアップ図

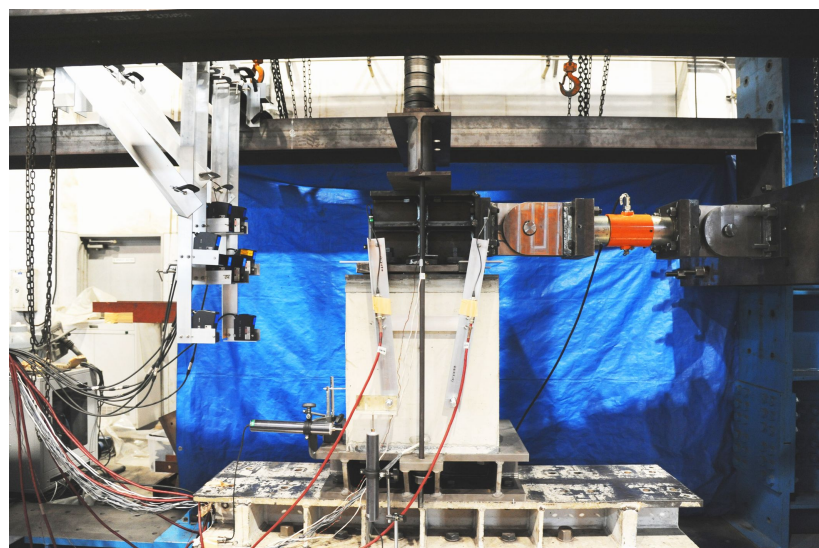


写真 5.3 支承実験のセットアップ状況

表 5.2 支承実験の載荷プログラム

鉛直荷重
支持部

片振幅 (mm)	振動数 (Hz)	サイクル数
10/20/30/40	(準静的)	4
10/20/30/40	0.5	10

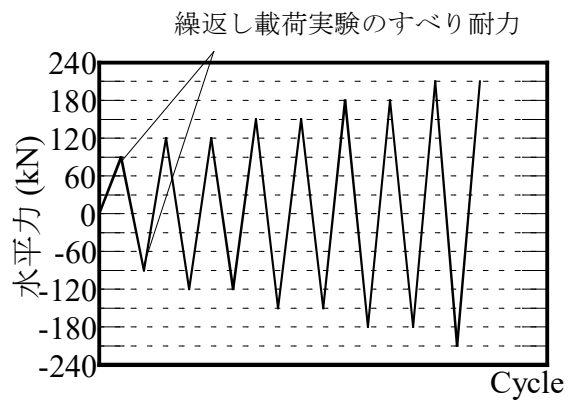


図 5.9 載荷履歴 (漸増荷重振幅)

5.4 実験結果

5.4.1 繰返し載荷実験

図 5.10 に準静的実験の摩擦力，摩擦係数-ベースプレートと敷プレートの水平相対変位 (B.PL 水平相対変位) 関係を示す。同図 (a) が片振幅 10mm，(b) が片振幅 20mm，(c) が片振幅 40mm の結果である。なお，摩擦係数は，水平荷重から後述する方法で算出した PTFE の摩擦力を減じ，摩擦機構のボルト軸力で除することで PTFE の摩擦力とボルト軸力の変動を考慮して算出している。図 5.11 に準静的，片振幅 40mm の実験の PTFE 分を減じた摩擦力とボルト軸力の時刻歴を示す。図 5.12 (a) に振動数 0.5Hz，片振幅 40mm の実験の摩擦力，摩擦係数-相対変位関係を，同図 (b) に PTFE 分を除いた摩擦力とボルト軸力の時刻歴を示す。図 5.13 に摩擦機構のボルト軸力を 0kN とすることで計測した PTFE のみによる摩擦力-相対変位関係を，(a) に準静的実験，(b) 振動数 0.5Hz の実験結果として示す。図 5.11，図 5.12 (b) は計測された摩擦力から図 5.13 (a)，(b) で評価された鉛直荷重支持部および摩擦機構上部の PTFE 分の摩擦力を減じたものである。図 5.10 (a) ~ (c) に示すように準静的実験では履歴ループは四角形に近い形状となり，図 5.11 に示すボルト軸力も安定している。しかし，図 5.12 (a) に示すように振動数が大きくなると履歴ループが丸みを帯び，摩擦係数と同図 (b) に示すボルト軸力もやや不安定となる。小振幅の準静的載荷では目標値と同等となる一方，より大振幅，動的載荷では PTFE の摩擦力により目標値に比べ大きめの 80kN 程度の耐力を示した。

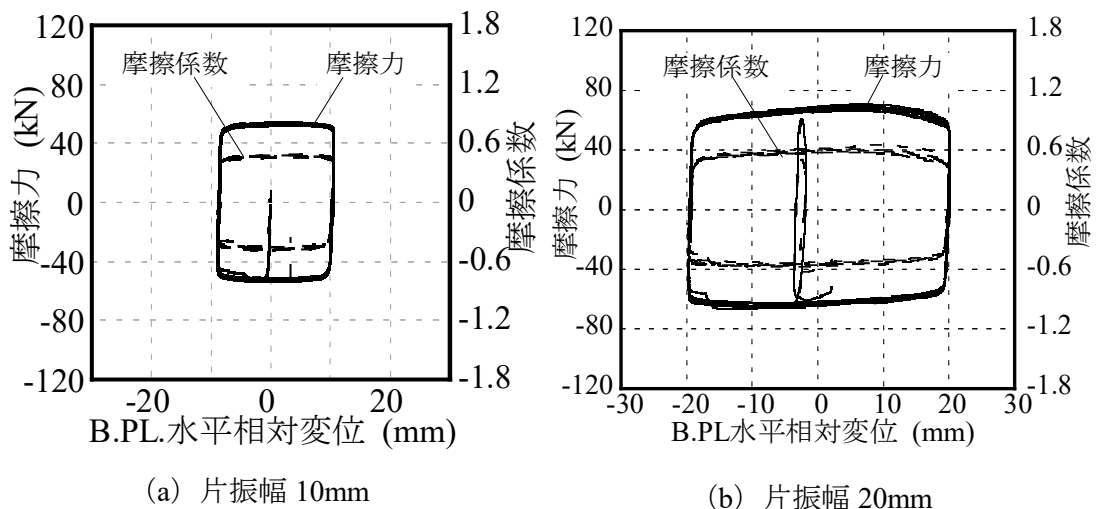


図 5.10 準静的試験の摩擦力，摩擦係数-相対変位関係

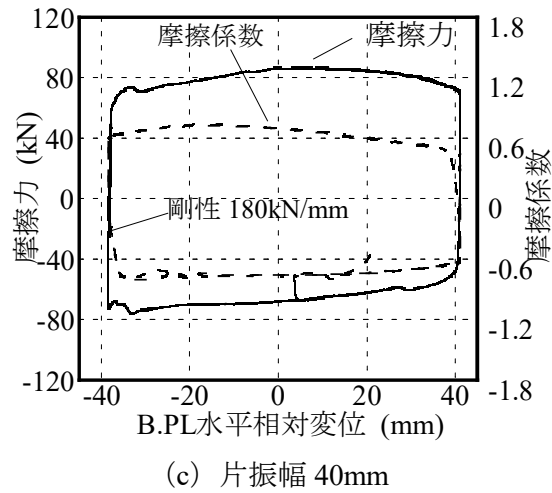


図 5.10 準静的試験の摩擦係数，摩擦係数—相対変位関係

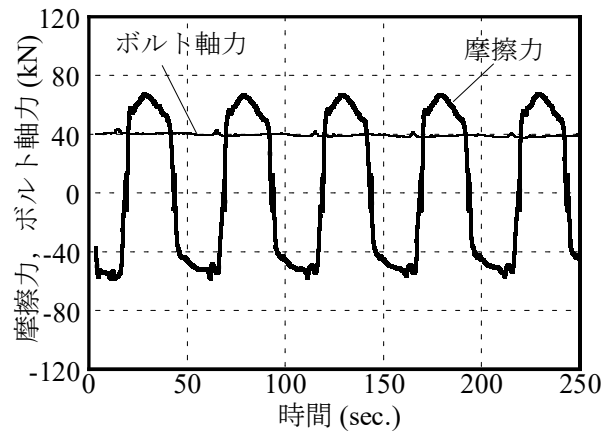
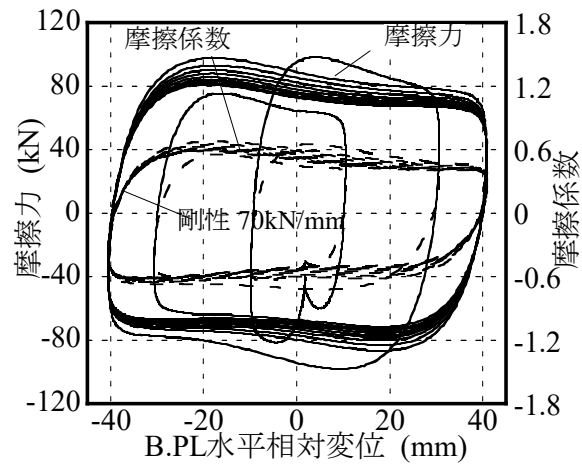
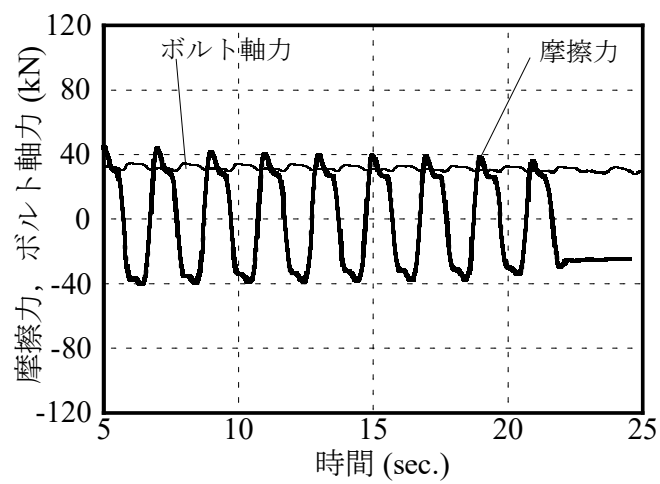


図 5.11 摩擦係数，ボルト軸力の時刻歴
(準静的，片振幅 40mm)



(a) 摩擦力，摩擦係数－相対変位関係



(b) 摩擦力，ボルト軸力の時刻歴

図 5.12 動的 (0.5Hz) ，片振幅 40mm の実験の結果

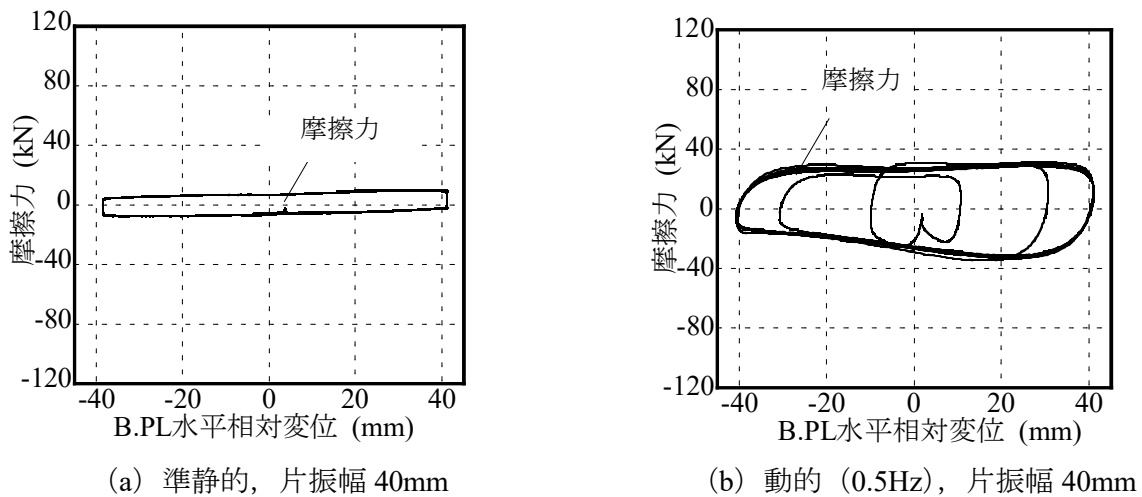


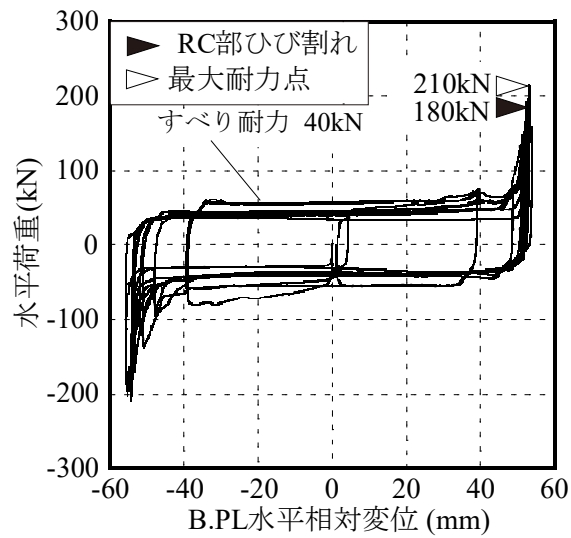
図 5.13 PTFE の摩擦力－相対変位関係

5.4.2 過大変形実験

繰返し載荷実験でのすべり耐力が 80kN 程度であったため、本実験では $\pm 90\text{kN}$ で1サイクルの繰返し載荷から始める。

図 5.14 に摩擦機構のボルト軸力 20kN、鉛直荷重 70kN における実験結果を、図 5.15 に摩擦機構のボルト軸力と鉛直荷重ともに 0kN における実験結果をそれぞれ示す。各図 (a) に水平荷重とベースプレート (B.PL) 水平相対変位の関係を示す。グラフ中の▶は RC 部分のひび割れを確認した点を、▷は最大耐力点を示す。なお、文献 5-3)による RC 部破壊耐力は 107.5kN である。

図 5.14 に示す 1 体目では 180kN の加力時に摩擦機構のボルトの下範囲の RC 部にひび割れが確認され、その後最大耐力は 210kN に達した。図 5.15 に示す 2 体目では 150kN の加力時に 1 体目と同様に RC 部にひび割れが確認され、その後最大耐力は 180kN となった。また、図 5.14 (a) に示す 1 体目でのすべり耐力（摩擦材と PTFE を合わせたもの）が 40kN 程度、図 5.15 (a) に示す 2 体目のすべり耐力（PTFE のみによるもの）が 10kN 程度であり、最大耐力には摩擦材耐力相当の差が生じた。



(a) 摩擦力－相対変位関係

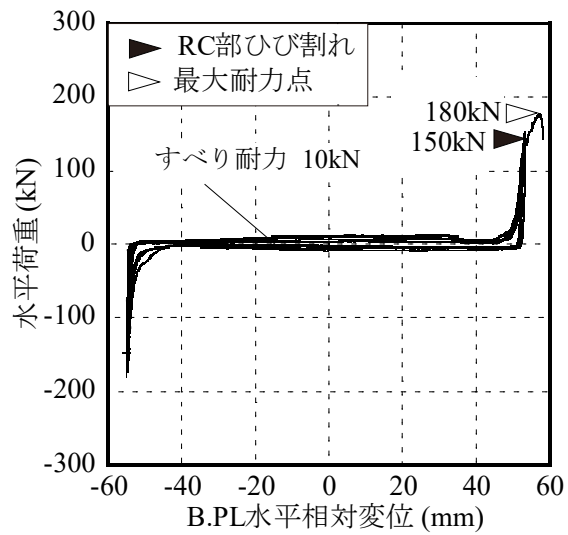


(b) RC 部ひび割れの様子 (180kN 加力時)



(c) 終局状態

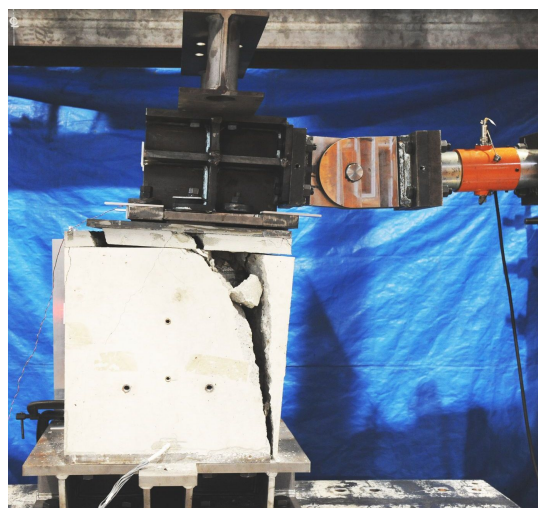
図 5.14 過大変形実験結果 (ボルト軸力 20kN, 鉛直軸力 70kN)



(a) 摩擦力－相対変位関係



(b) RC 部ひび割れの様子
(150kN 加力時)

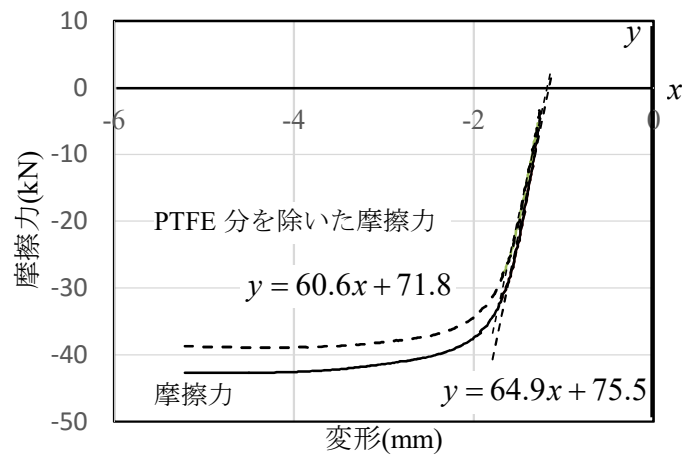


(c) 終局状態

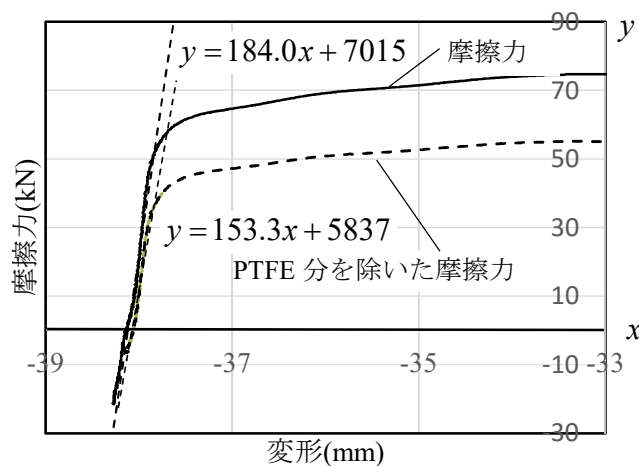
図 5.15 過大変形実験結果 (ボルト軸力 0kN, 鉛直軸力 0kN)

5.4.3 支承部の初期剛性とボルト軸力、載荷速度との関係

図 5.17 にボルト軸力、載荷速度と、初期剛性との関係を示す。(a)は 0.05Hz でボルト軸力 20kN の場合を示す。実線は全体のすべり耐力で破線は PTFE の摩擦力を除いたものを示す。支承部の初期剛性は約 65kN/mm 程度で PTFE の摩擦力を除いたものでは 60kN/mm 程度となっている。(b)は 0.05Hz でボルト軸力を 50kN とした場合で、支承部の初期剛性は 180kN/mm, PTFE の摩擦力を除いたものでは 154kN/mm 程度となっている。PTFE の摩擦力を除いた場合で、約 2.6 倍、支承部全体で 2.8 倍となっておりボルト軸力と概ね比例関係にある。(c)は 0.5Hz でボルト軸力を 50kN とした場合で、支承部の初期剛性は 70kN/mm, PTFE の摩擦力を除いたものでは 32kN/mm 程度となっている。



(a) ボルト軸力 20×2kN, 鉛直軸力 70kN, 静的 0.05Hz



(b) ボルト軸力 50×2kN, 鉛直軸力 70kN, 静的 0.05Hz

図 5.16 初期剛性とボルト軸力・振動数関係

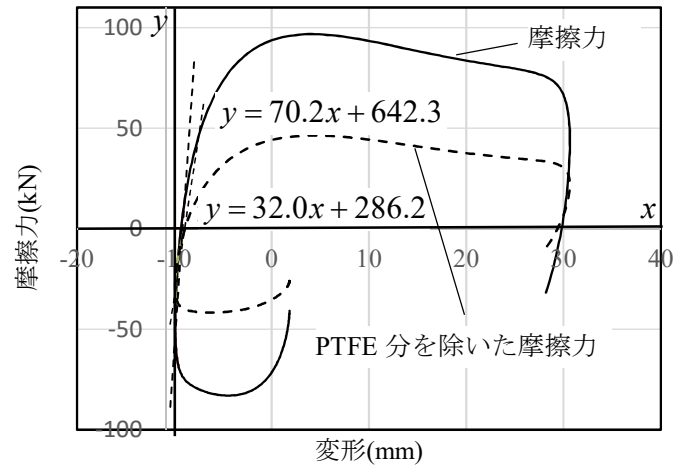

 (c) ボルト軸力 $50 \times 2 \text{ kN}$, 鉛直軸力 70 kN , 動的 0.5 Hz

図 5.16 初期剛性とボルト軸力・振動数関係

5.4.4 ボルト軸力、鉛直荷重と支承部すべり耐力の関係

今回作成した支承部のすべり耐力 Q_{dyi} の算定式を式(5.1)に示す。ここで、 N_L は鉛直軸力(kN), N_b は摩擦パッドにかかるボルト軸力の総和(kN), μ は摩擦ダンパーの摩擦係数(0.5), μ_{PTFE} は PTFE の摩擦係数(0.15)とする。

$$Q_{dyi} = (N_L + N_b) \cdot \mu_{PTFE} + N_b \cdot \mu \quad (5.1)$$

図 5.16 (a), (b)に示す場合について計算例を示す。鉛直軸力 $N_L=70 \text{ kN}$ は共通とし、ボルト軸力を(a)では 40 kN , (b)では 100 kN としている。

(a)の場合 N_b : ボルト軸力($40 \text{ kN}=20 \text{ kN} \times 2$)

$$Q_{dyi} = (70 + 40) \times 0.15 + 40 \times 0.5 = 36.5 \text{ kN} \quad (5.2)$$

(b)の場合 N_b : ボルト軸力($100 \text{ kN}=50 \text{ kN} \times 2$)

$$Q_{dyi} = (70 + 100) \times 0.15 + 100 \times 0.5 = 75.5 \text{ kN} \quad (5.3)$$

となり実験結果(a) 40 kN , (b) 80 kN と概ね一致している。

5.5 摩擦ダンパー支承による応答低減効果の検証

本章では、摩擦ダンパー支承の載荷実験結果をもとに支承部のモデル化を行い、実在する被災体育館に同支承を設置した場合の応答低減効果を解析的に検証する。

5.5.1 支承部解析モデル

図 5.16 に実験で得られた図 5.12(a)の支承の履歴およびこれをバイリニア履歴に置き換えた例を示す。実験で製作した支承部は 0.8 倍のスケールモデルであることから、実寸ではすべり耐力は $70/0.82=109\text{kN}$ となる。実験結果から初期剛性はすべり耐力と概ね比例関係(静的載荷で $Q_{dy}=80\text{kN}$, $k_d=180\text{kN/mm}$ (図 5.10(c)), $Q_{dy}=40\text{kN}$, $k_d=70\text{kN/mm}$) にあり動的載荷ではその 4 割程度 (図 5.12(a)) となる。そこで動的載荷による低減及びスケール効果を考慮し 100kN/mm とする。

一方、過大変形実験から RC 部ひび割れ発生時耐力は鉛直軸力がない場合でも $150/0.8^2=234\text{kN}$ となる。ダンパーすべり耐力 Q_{dyi} はひび割れ耐力以下の条件で、ボルト軸力により調整できることから、解析ではバイリニア型履歴モデルとし、 Q_{dyi} は 5, 10, 20, 30, 50, 80, 100, 110, 130, 150kN と変化させる。なお、ルーズホール長を超えた場合の接触については考慮しない。

5.5.2 解析概要

図 5.17 に検討架構の立体モデルを示す。検討架構は、第 3 章で用いた 2011 年東北地方太平洋沖地震において被害を受けた R2 型の体育館を模擬したモデルであり、2 層の RC 下部構造に鉄骨屋根が支承部を介して設置されている。RC 造妻壁が 2F から片持壁となっており、桁方向の地震動により面外方向に振動する。2~8 の支承に同一のダンパーを設置する。

応答低減効果の確認にあたりスパン長を 32, 48m, 桁行長を 36, 48m と変化させた規模の異なる体育館の検討を行う。検討モデル表記法を図 18 に示す。また R2W32L36 について妻壁重量を標準タイプの 0.5, 1, 1.5, 2 倍に変化させ、さらに、躯体剛性の変化をみるため躯体部剛性を標準タイプの 0.3, 0.5, 1.0, 2 倍と変化させる。妻壁重量比を m_w , 躯体剛性比を k_w とする。表 3 に標準タイプの解析モデル諸元, 表 4 に部材諸元を示す。層間変形角は桁行方向に係数 0.98 の応答せん断力が作用した時の変形を示す。入力地

震波は 1995 年兵庫県南部地震における JMA-Kobe 波の位相を用い、建築基準法告示に従い作成したレベル 2 地震波（第 2 種地盤相当(図 19)）とする。レイリー減衰には摩擦ダンパーを外したモデルの 1 次, 2 次モードを採用し減衰定数は 0.03 とする。

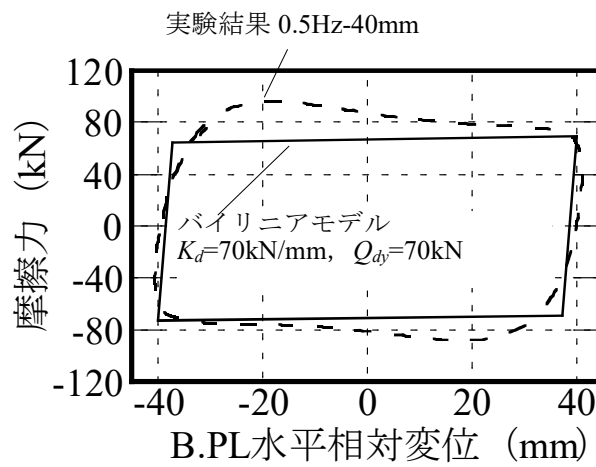


図 5.16 実験結果と解析モデルの履歴ループ例

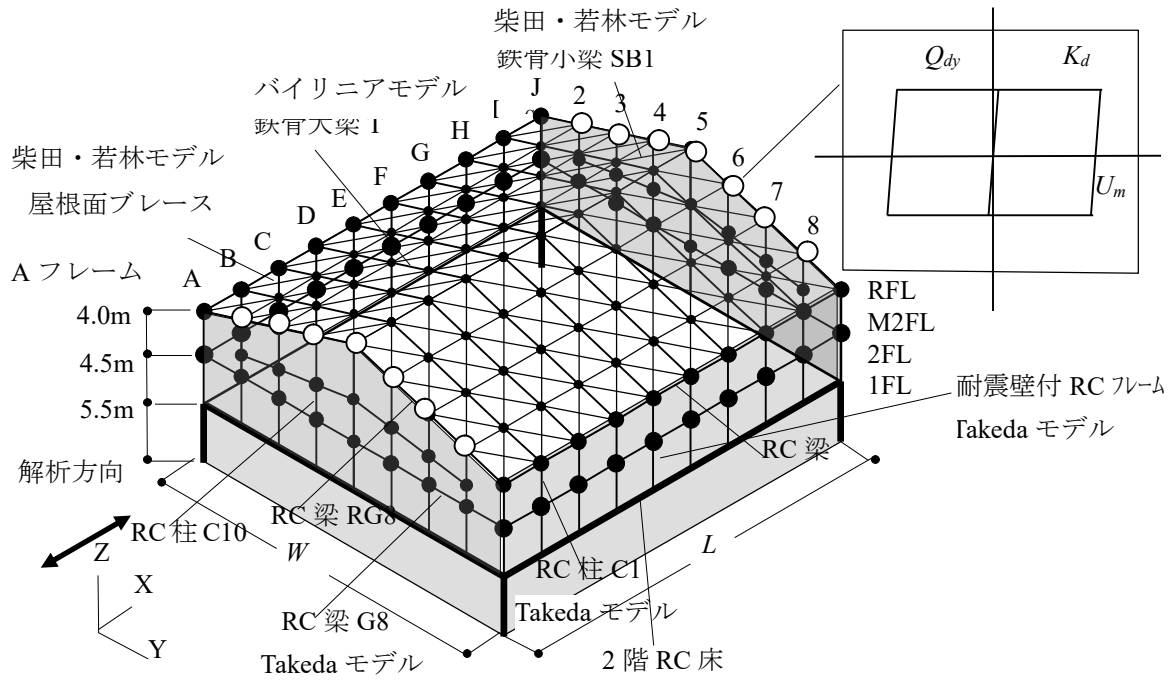


図 5.17 数値解析モデル図 (R2W32L36)

R2W32L36

└ L : 桁行長(m)
└ W : スパン長(m)
└ R : RC 躯体層数

図 5.18 検討モデル

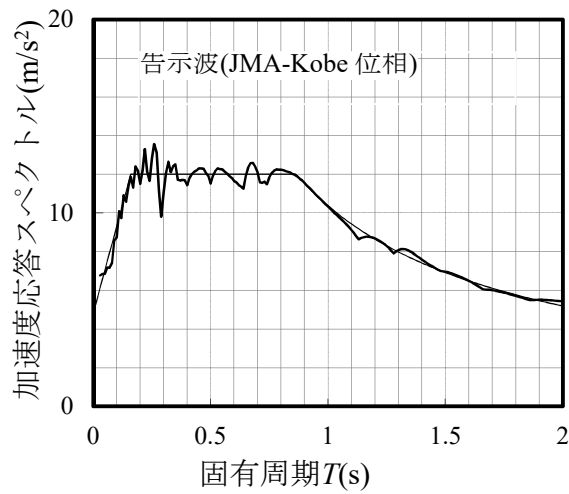


図 5.19 採用地震波($h=0.05$)

表 5.3 解析モデル諸元

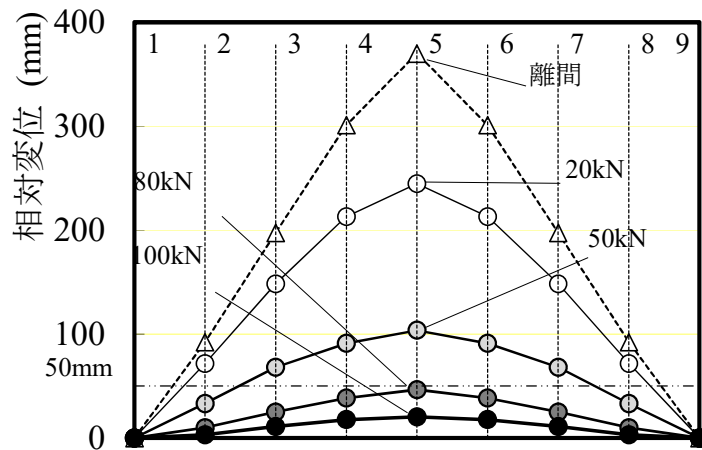
	a) R2W32L36 ($k_W=1$)			b) R2W48L48 ($k_W=1$)			c) R1W32L36 ($k_W=1$)		
	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	1/層間変 形角
屋根面 +妻壁	9			61,200	232	1,580			
	8			121,800	700	1,600			
	7	55,400	1,440	118,200	1160	1,600	55,400	187	1,440
	6	109,000	560	114,600	1600	1,610	109,000	560	1,460
	5	103,600	918	111,000	2050	1,620	103,600	918	1,470
RC躯体	4	98,200	1260	111,400	2470	1,630	98,200	1,260	1,480
	3	232,000	746	302,000	1180	514			
	2	352,000	3290	458,000	4760	1,570	232,000	746	509
	1	1,518,000	6,840	2,664,000	11300	1,560	352,000	3,280	1,590

表 5.4 部材諸元

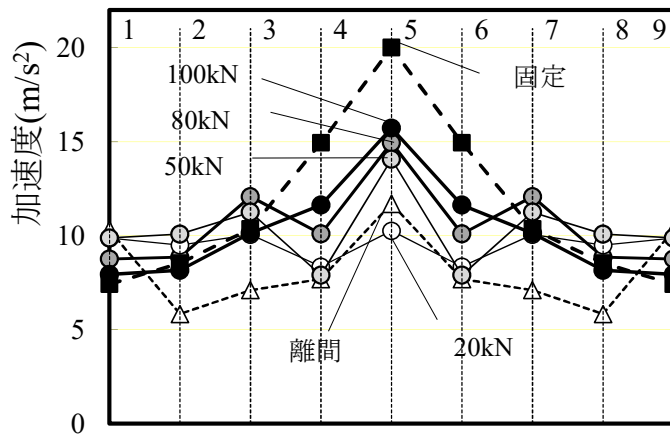
	使用部材	解析モデル			降伏 応力度 (N/mm ²)	ヤング率 E (N/mm ²)	ひび割れ時 モーメント M _c (KNm)	降伏モー メント M _y (KNm)	ひび割れ 後剛性低 減率
	部材断面 (mm)	細長比 λ	断面積 A (cm ²)	断面2次モー メント I (cm ⁴)					
RC柱(妻壁M2F) C10	650×400		2600	1139700	コンクリート	19710	104.8	257.9	0.29
RC柱(妻壁2F) C10	650×400		2600	1193700	20.6		130.3	367.6	0.37
RC柱(桁B-I,M2F) C1	900×700		6300	3355900	(圧縮強度)		264.1	780	0.32
RC柱(桁A,J,M2F) C2	900×700		6300	3070800	鉄筋		238.3	468.7	0.23
RC梁(妻 RF) G8	750×620		4650	1698600	344		136.2	188.5	0.15
RC梁(妻 2F) G8	750×350		2625	312900	(SD295)	44.5	94.9	0.2	
鉄骨大梁 T	H-700×300×13×24	61.1	231.5	10800	258 (SS400)	205000	座屈荷重	169.44	引張降伏
鉄骨小梁 sB1	H-200×100×5.5×8	195	26.67	134			141.5		688
水平ブレース	L-65×65×6	444	7.527	12.2			7.02		194

5.5.3 数値解析による応答低減効果の評価

図 5.20 に R2W32L36 の場合の摩擦ダンパーによる解析結果を示す。(a) は支承部相対変位を示す。支承部をローラーとした離間モデルでは棟部 5 で 370mm であったものがダンパーすべり耐力が 20, 50, 80, 100kN と増大すると 240, 100, 50, 20mm と減少する。(b) は棟部加速度を示す。加速度はダンパーすべり耐力が増加するに従い増加し、離間モデルの 12m/s^2 から固定モデル 20m/s^2 に近づくが 80kN では 15m/s^2 と固定モデルの 75% である。図 5.21 (a)～(d) に各支承のダンパーすべり耐力-すべり変形関係を示す。履歴エネルギー吸収量は中央部の支承 5 で最大となる。以上から R2W32L36 の標準タイプの場合、すべり耐力 $Q_{dy}=80\text{kN}$ 以上の摩擦ダンパーを 2～8 の支承に用いれば、レベル 2 地震波では支承部変形を 50mm 以内に収めることが可能であり、今回設計した支承で対応できる変形レベルとなる。



(a) 支承部相対変位の低減



(b) 支承部加速度の低減

図 5.20 応答低減効果(R2W32L36)

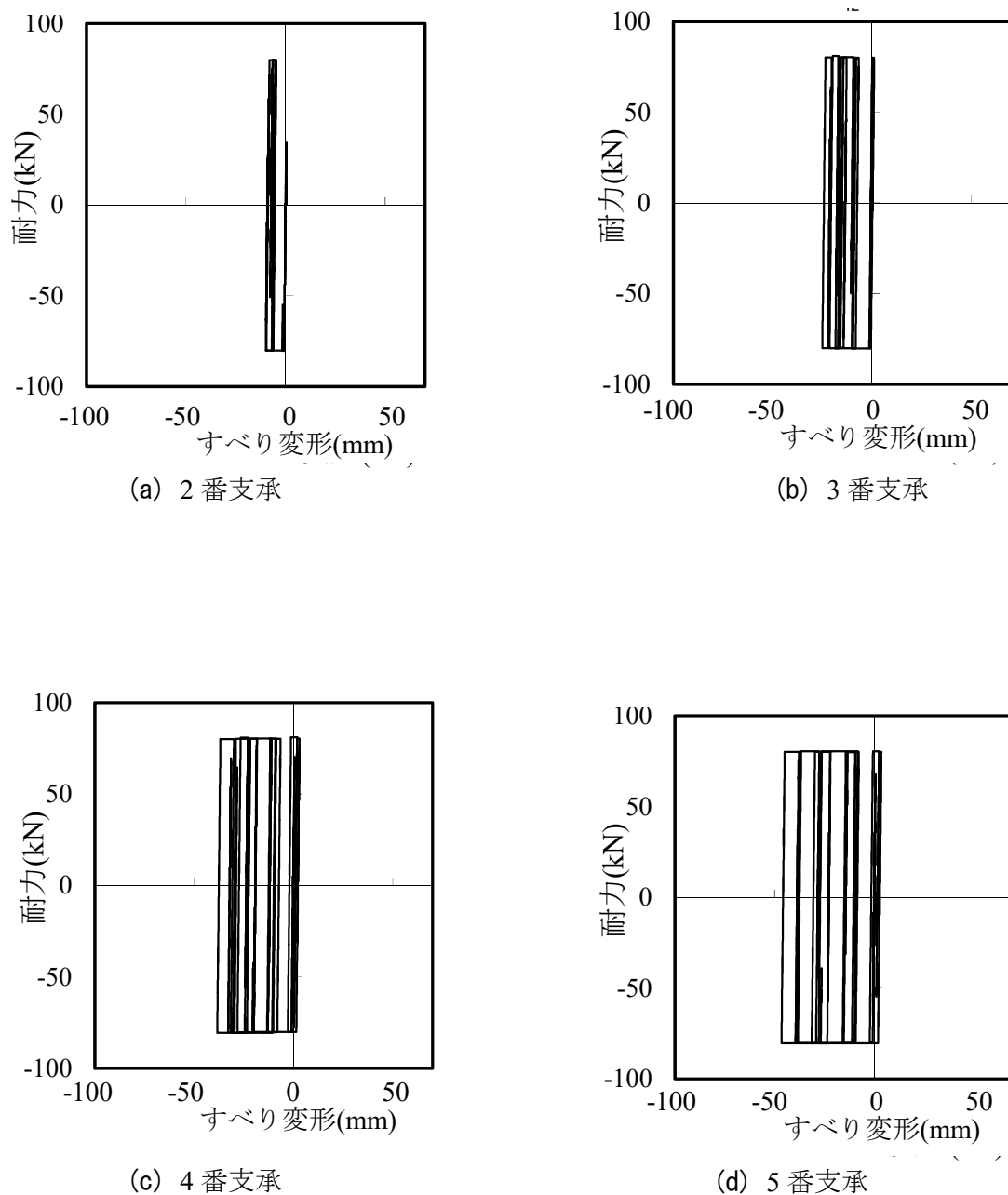
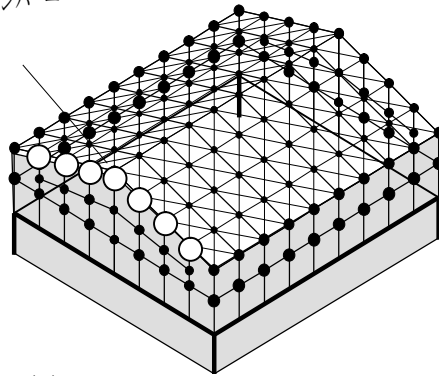


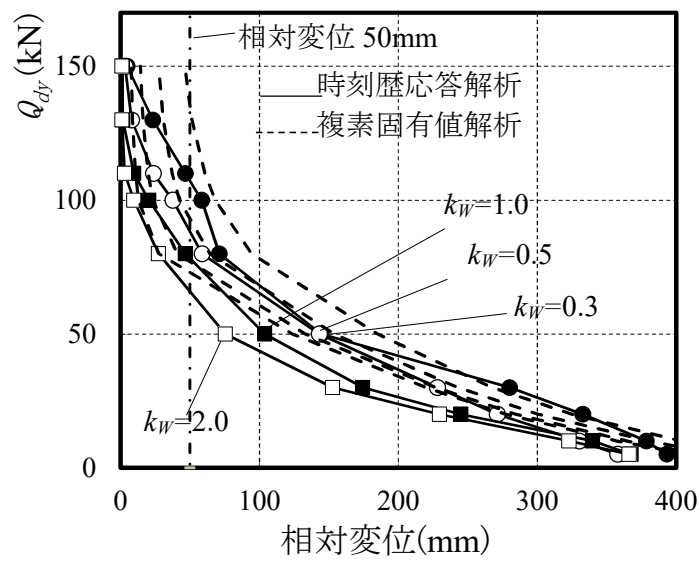
図 5.21 摩擦ダンパー履歴($Q_{dy}=80\text{kN}$)

図 5.22 に規模等を変えた場合の棟部ダンパーすべり耐力と変形等の解析結果を示す。図中の破線については 5.5.2 節で後述する。(1)は R2W32L36 の結果を示す。(a1)で支承最大相対変位は Q_{dyi} 及び躯体剛性比 k_W の増加に伴い低減する。(b1)で図中の数字は $k_W=0.3$ の場合のダンパーすべり耐力を示す。すべり耐力が大きくなると棟部加速度も増加する。(2)は規模の影響を調べるためスパン長 48m, 桁行長 48m としたモデルである。本モデルでは R2W32L36 よりやや相対変位が大きくなる。(3)は平屋の R1 型の体育館で階数の影響を見るものである。相対変位は小さく、躯体剛性が小さくても $Q_{dyi}=80\text{kN}$ で 50mm 以下となる。(4)は妻壁重量の影響を分析したものである。壁重量の影響は大きく支承部相対変位が 50mm 以下となるのは 0.5 倍では 50kN だが、標準で 80kN, 1.5 倍で 130kN, 2 倍では 150kN 以上のダンパーすべり耐力が必要となる。

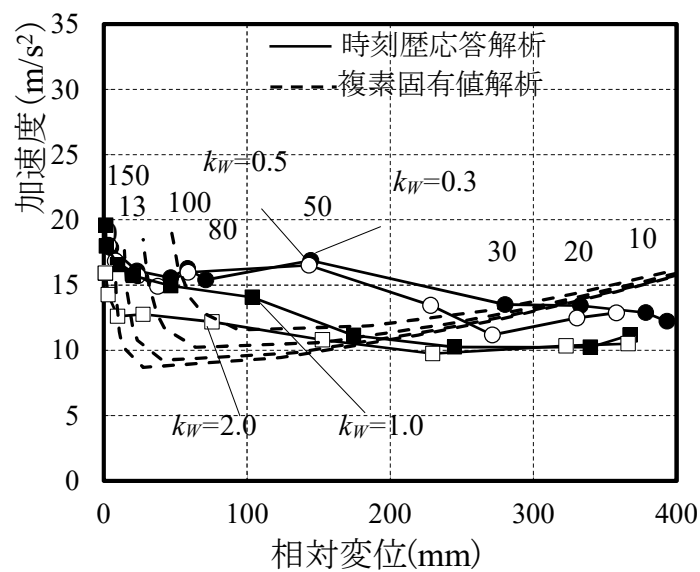
棟部ダンパー



(1) R2W32L36



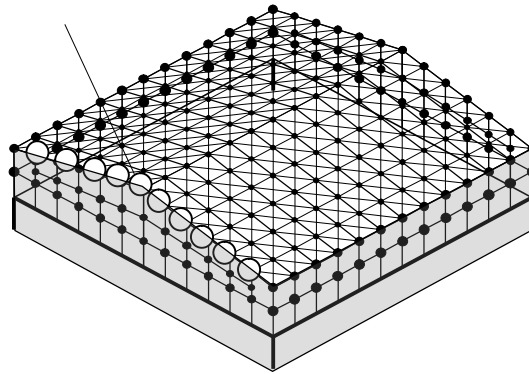
(a1) 躯体剛性比 k_w の影響



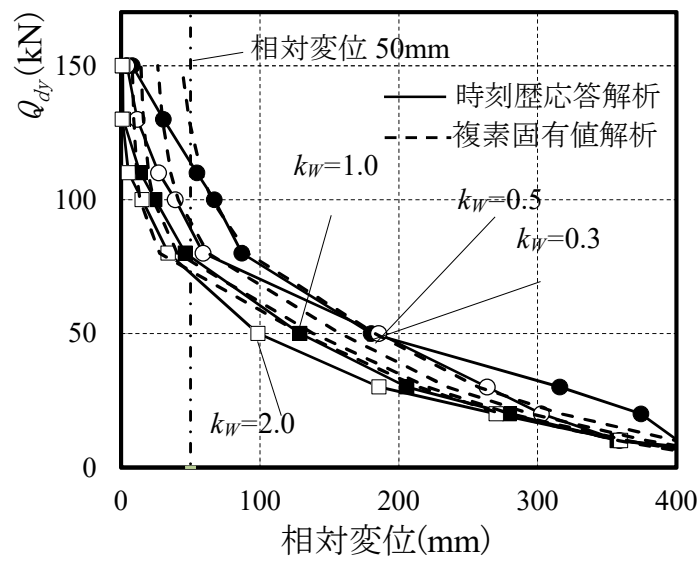
(b1) 躯体剛性比 k_w の影響

図 5.22 棟部ダンパーのすべり耐力 Q_{dy} と支承部最大相対変位 u_{max} 及び妻壁棟部加速度 A_{max}

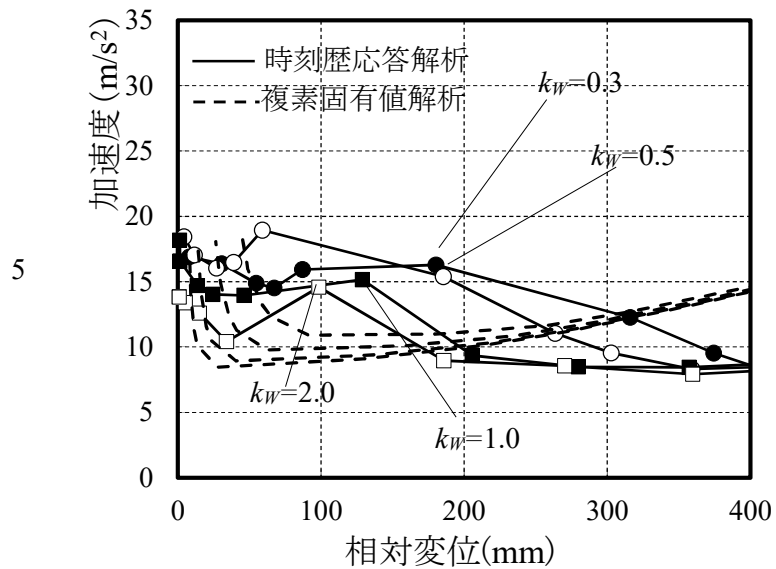
棟部ダンパー



(2) R2W48L48



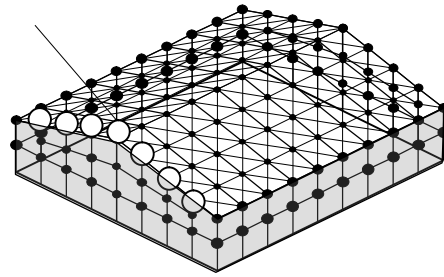
(a2) 躯体剛性比 k_W の影響



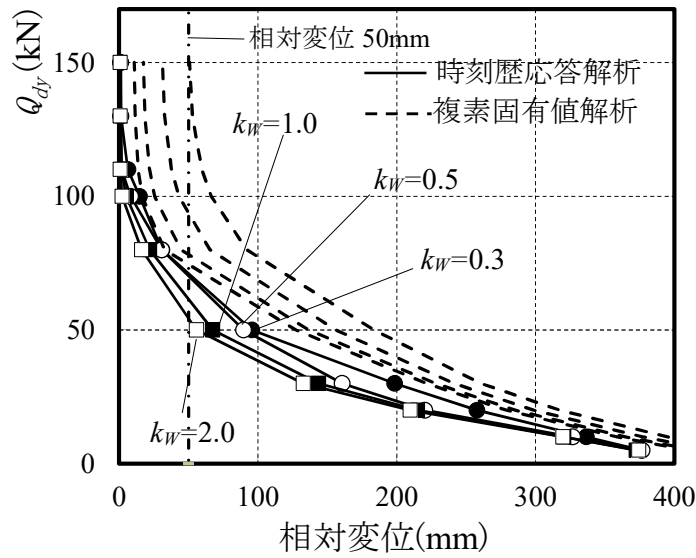
(b2) 躯体剛性比 k_W の影響

図 5.22 棟部ダンパーのすべり耐力 Q_{dy} と支承部最大相対変位 u_{max} 及び妻壁棟部加速度 A_{max}

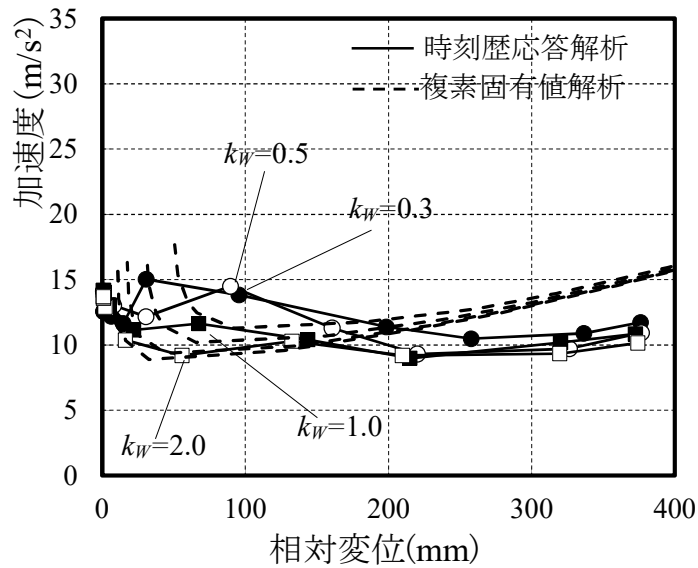
棟部ダンパー



(3) R1W32L36

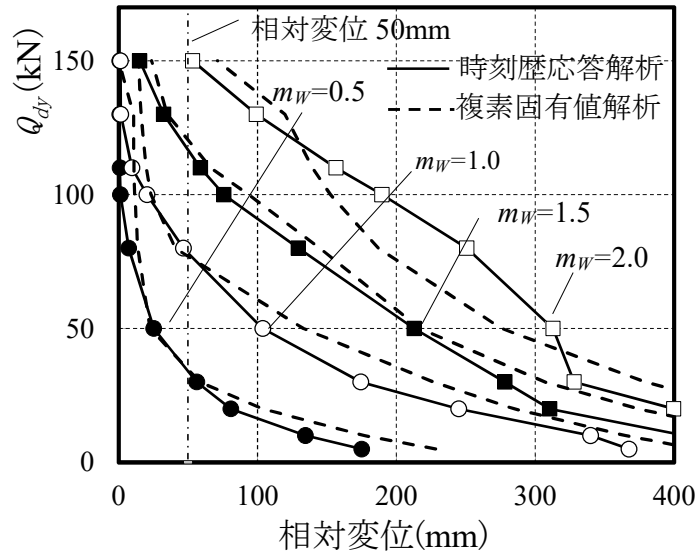
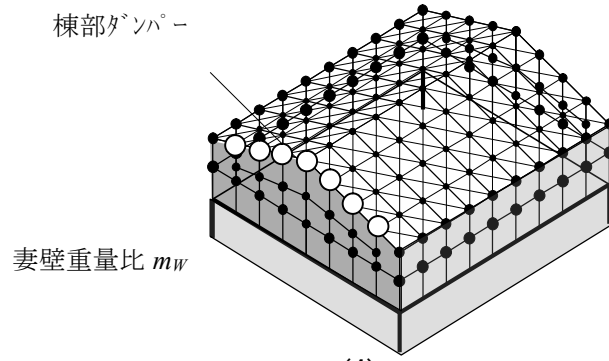


(a3) 躯体剛性比 k_W の影響

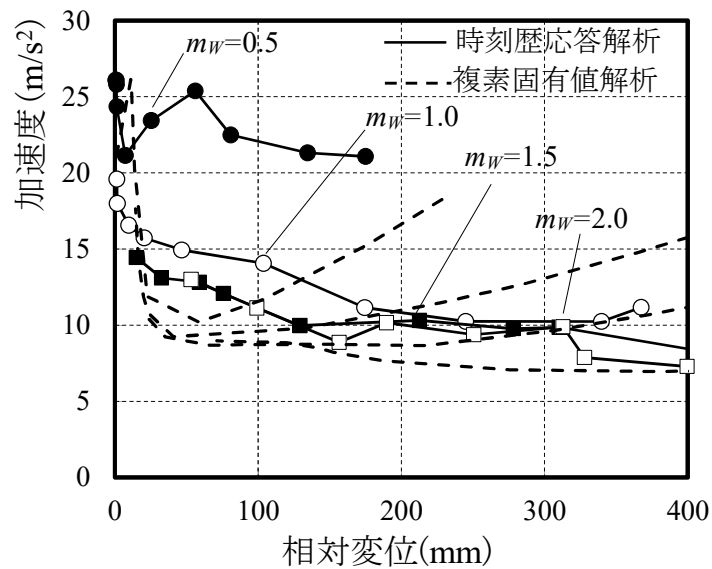


(b3) 躯体剛性比 k_W の影響

図 5.22 棟部ダンパーのすべり耐力 Q_{dy} と支承部最大相対変位 u_{max} 及び妻壁棟部加速度 A_{max}



(a4) 妻壁重量比 m_w の影響



(b4) 妻壁重量比 m_w の影響

図 5.22 棟部ダンパーのすべり耐力 Q_{dy} と支承部最大相対変位 u_{max} 及び妻壁棟部加速度 A_{max}

5.6 摩擦ダンパー応答低減評価法の誘導

最後に、時刻歴応答解析の試行錯誤によらず系を簡略化した 2 質点モデルを用いてダンパーの応答低減性能の評価手法を検討する。

5.6.1 縮約 2 質点系による応答評価

架構の縮約質点系を図 5.23 に示す。(a)は質量配分、(b)は系を多質点モデルで表現したものである。はじめに妻壁と屋根の支承部を剛とした(c)の定着剛多質点モデルから式(5.4)により等価固有周期 T_{eq} (s)を求める。 δ_k は地上からの変形(m)であり A_i 分布を適用して求める。次に(d)に示す妻壁 A, J とそれ以外の部分に分けた 3 質点モデルを構築する。剛性 K_{eq} は式(5.5)で求める。全体質量を M_{all} 、両妻壁質量をそれぞれ M_w 、妻壁以外の質量を $M_{all}-2M_w$ とする。この 3 質点モデルを 2 分割し M_w と M_L からなる等価な 2 質点モデル(e)とする。間にはダンパーが N 基分設置されているものとする。ダンパー履歴特性はすべり耐力 Q_{dyi} の完全剛塑性履歴とする。この 2 質点モデルの応答を評価することで妻壁重心位置でのダンパー変形及び加速度が求まり、それを増幅して棟部の最大応答とする。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^3 \delta_k \cdot (M_k) + \sum_{k=4}^N \delta_k \cdot (M_k + 2M_{wk})}{g \left(\sum_{k=1}^3 (M_k) + \sum_{k=4}^N (M_k + 2M_{wk}) \right)}} \quad (5.4)$$

$$K_{eq} = M_{all} \left(\frac{2\pi}{T_{eq}} \right)^2 \quad (5.5)$$

$$M_L = \frac{M_{all}}{2} - M_w \quad (5.6)$$

$$K_L = \frac{K_{eq}}{2} \quad (5.7)$$

ただし、質量は図 5.1 (a)の質量配分に従い、 $M_1 \sim M_3$ は RC 躯体部の質量(kg)とし $M_4 \sim M_7$ は鉄骨屋根部質量(kg)で棟を挟んで対称な各列の和をとる。 $M_{w4} \sim M_{w7}$ (kg)は 2 階床から片持ち壁となる妻壁の質量のうち、各妻壁柱が負担する範囲の上部半分の質量とす

る。また剛性 $K_1 \sim K_3$ (N/m) は RC 架構のひび割れ後の剛性とし、 $K_4 \sim K_7$ (N/m) はブレース
 屋根構面のせん断剛性で棟を挟んで対称な各列の和を示す。 Q_{dyi} は支承 1 基あたりの摩
 擦ダンパーすべり耐力(N), M_W は片側妻壁の上半分の質量(kg), M_L は妻壁以外の質量(kg)
 の 1/2, K_L は 2 質点モデルの剛性(= $K_{eq}/2$) (N/m), N は片側の妻壁のダンパー設置数, g は重
 力加速度(9.8m/s^2)である。

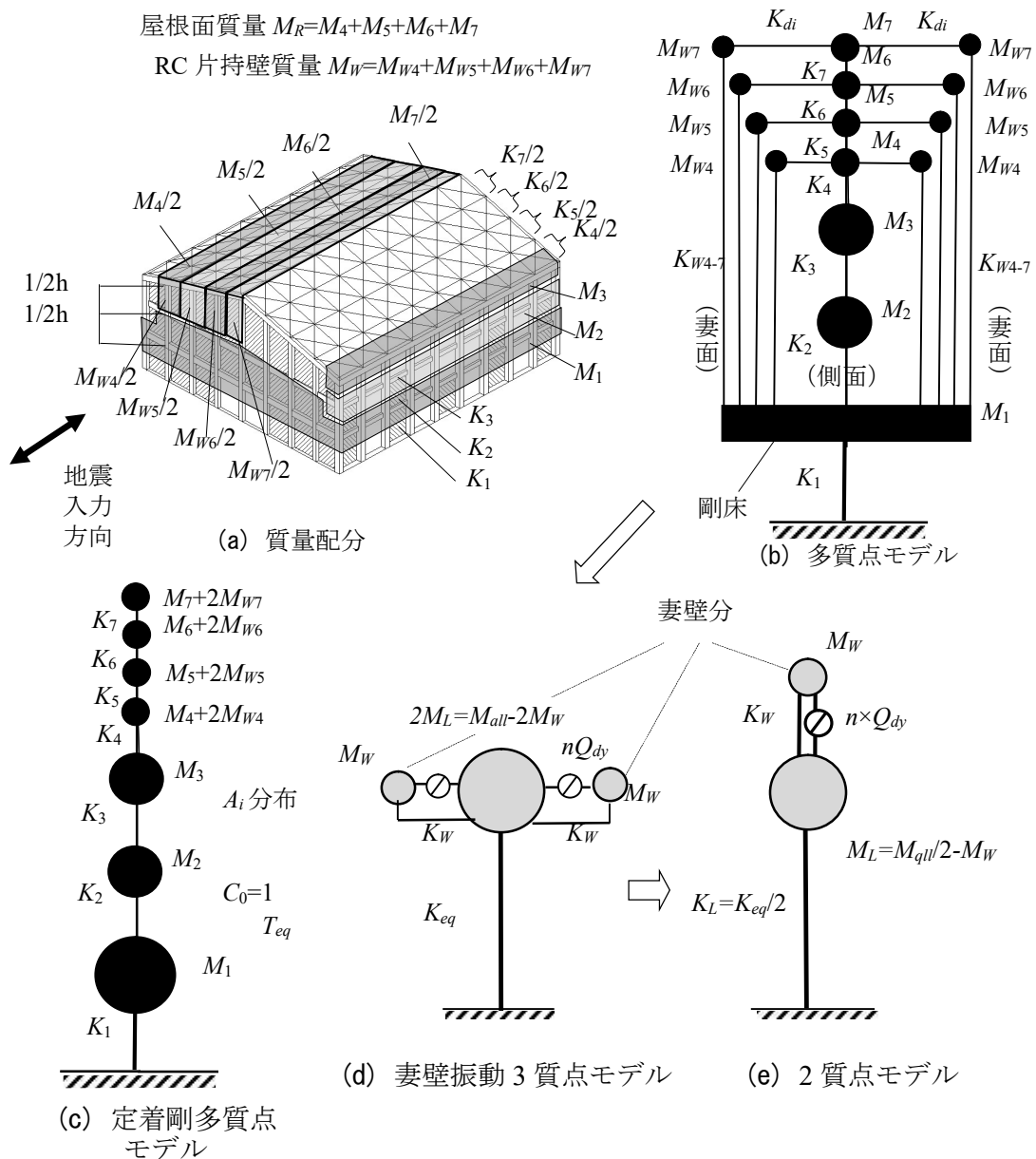


図 5.223 RC 壁付き体育館架構の振動モデル

妻壁の剛性 K_W は 2F からの片持ち架構と考え、図 24 に基づき式(5.14)で求める。変形評価には柱・梁共にひび割れ後の剛性 K_{wi} , K_B を用いる(式(5.8), (5.9))。平均変形 $\bar{\delta}$ は妻壁柱ごとに $0.75H$ 部の変形 δ_i (式(5.10), (5.11))を平均し式(5.13)で求める。 δ_1 は梁の剛性 (式(5.9))を考慮し式(5.10)で求める。R2W32L36 の場合を表 5.5 に示す。平均変形 $\bar{\delta}$ と棟部の変形の応答比 r_u は式(5.12)となり、本例では $144.3\text{mm}/91\text{mm}=1.58$ となる。

$$K_{wi} = \frac{3EI_C}{(0.75H_i)^3} \quad (5.8)$$

$$K_B = \frac{3EI_B}{l^3} \quad (5.9)$$

$$\delta_1 = \frac{Q_1 + Q_B}{K_B + K_{W1}} \quad (5.10)$$

$$\delta_i = \frac{Q_i}{K_{wi}} \quad (5.11)$$

$$r_u = \frac{\delta_n}{\bar{\delta}} \quad (5.12)$$

$$\bar{\delta} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} 2\delta_i + \delta_n}{2n-1} \quad (5.13)$$

$$K_W = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} 2Q_i + Q_n + 2Q_B}{\bar{\delta}} \quad (5.14)$$

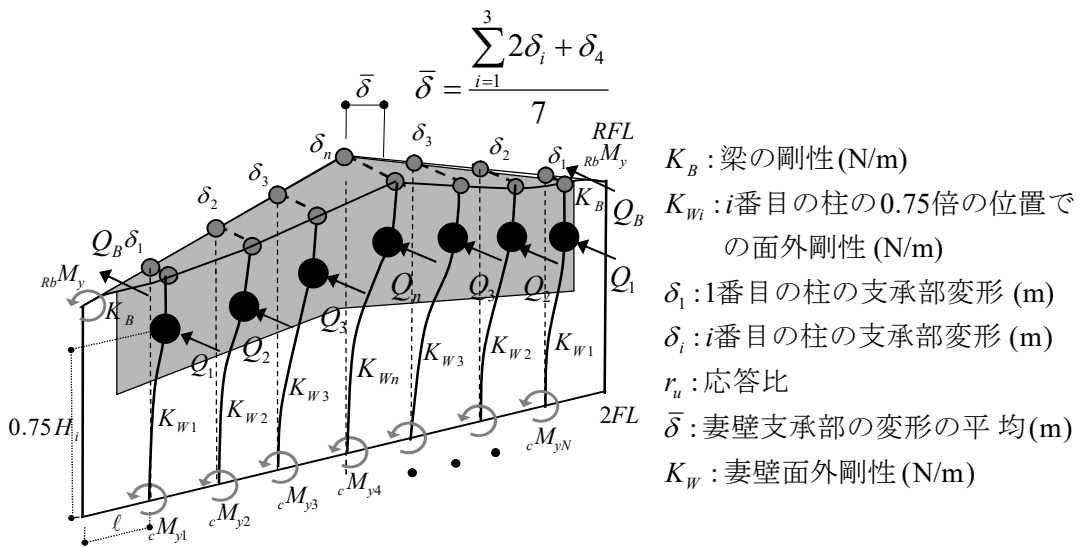


図 5.24 妻壁剛性の算出

表 5.5 妻壁平均剛性 K_W , 平均変形 $\bar{\delta}$ の算出例(R2W32L36)

RC柱	断面	$I\text{ (cm}^4\text{)}$	低減	$E_c\text{ (N/mm}^2\text{)}$	$0.75H_i\text{ (m)}$	$K_{wi}\text{ (kN/mm)}$	${}_cM_{yi}\text{ (kNm)}$	$Q_i\text{ (kN)}$	$\delta_i\text{ (mm)}$	
1	400*650	1,193,700	0.37	19,710	7.31	0.67	367.6	50.3	<div></div>	
2	400*650	1,193,700	0.37	19,710	8.25	0.47	367.6	44.6		
3	400*650	1,193,700	0.37	19,710	9.19	0.34	367.6	40.0		
4	400*650	1,193,700	0.37	19,710	10.13	0.25	367.6	36.3		
RC梁	断面	$I\text{ (cm}^4\text{)}$	低減	$E_c\text{ (N/mm}^2\text{)}$	$l\text{ (m)}$	$K_B\text{ (kN/mm)}$	${}_{RB}M_{yi}\text{ (kNm)}$	$Q_B\text{ (kN)}$	$\delta_i\text{ (mm)}$	
RG8	750*620	1,698,600	0.15	19,710	4.00	2.35	188.5	47.1	<div></div>	
RC梁+柱1						$K_B+K_{W1}=$	3.02	$Q_1+Q_B=$	97.4	$\delta_1=$ 32.2
壁平均						$K_W=$	4.39	$\sum 2Q_i+Q_n+2Q_B=$	400.2	$\bar{\delta}=$ 91.1

なお、上式の各記号は、図 5.24 中に示している。以上作成した縮約 2 質点モデルに対し、次節の手法によりダンパー要求性能評価を行う。

5.6.2 複素固有値解析による応答評価

提案した 2 質点モデルは任意の付加減衰により非比例減衰を形成する。そこで文献 5-4)を参考に、図 5.22(e)の非比例減衰 2 質点系の応答評価を楕円履歴を用いた複素固有値解析により評価する。楕円履歴の詳細な誘導は付録 9 に示す。ダンパーすべり耐力を Q_{dy} とするとき、棟部の最大ダンパー変形量 u_{max} 、及び最大加速度 A_{max} は応答比 r_u を考慮して式(5.15)～(5.18)で求める。

$$u_{max} = r_u \cdot u_m \quad (5.15)$$

$$A_{max} = r_u \cdot A_m \quad (5.16)$$

$$u_m = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^2 \left(|\beta_i \cdot \phi_2| \frac{S_a}{\omega_i^2} D_{hi} \right)^2}}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}}} \quad (5.17)$$

$$A_m = \sqrt{\sum_{i=1}^2 (|\beta_i \cdot (1 + \phi_2)| S_a D_{hi})^2} \quad (5.18)$$

楕円履歴を式(5.19), (5.20)で表すと係数 A, C, S は式(5.21), (5.22), (5.23)となる。複素剛性は式(5.24)となり、2 質点に適用すると式(5.26)から複素固有値 λ_i が式(5.27)で求められる。実の固有円振動数及び減衰定数は式(5.28), (5.29)となる。下部を 1 とした時の振動モードは式(5.32), 刺激係数は式(5.33)となる。ダンパー変形量 u_m は SRSS により式(5.17)で求める。

$$Q(\omega t) = C \cos(\omega t) - S \sin(\omega t) \quad (5.19)$$

$$x = x_{\max} \cos(\omega t) = A \cos(\omega t) \quad (5.20)$$

$$A = u_m \sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 \left(\frac{4}{\pi} \right)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}} \quad (5.21)$$

$$C = \frac{(Q_{dy} + K_W u_m)}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 \left(\frac{4}{\pi} \right)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}}} \quad (5.22)$$

$$S = \frac{Q_{dy} \frac{4}{\pi}}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 \left(\frac{4}{\pi} \right)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}}} \quad (5.23)$$

$${}_c K = \frac{C + iS}{A} \quad (5.24)$$

$$M = \begin{bmatrix} M_W & M_W \\ M_W & M_W + M_L \end{bmatrix} \quad (5.25)$$

$$\begin{vmatrix} \lambda^2 M_W + {}_c K & \lambda^2 M_W \\ \lambda^2 M_W & \lambda^2 (M_W + M_L) + K_L \end{vmatrix} = 0 \quad (5.26)$$

$$\lambda_i = \lambda_{Ri} + \lambda_{Li} i \quad (5.27)$$

$$\omega_i = \sqrt{\lambda_{Ri}^2 + \lambda_{Li}^2} \quad (5.28)$$

$$h_i' = -\frac{\lambda_{Ri}}{\omega_i} \quad (5.29)$$

$$h_{eqi} = h_0 + h_i' \quad (5.30)$$

$$D_{hi} = \sqrt{\frac{1 + ah_0}{1 + a \cdot h_{eqi}}} \quad (5.31)$$

$$\begin{Bmatrix} {}_i\phi_2 \\ {}_i\phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\lambda_i^2 M_w}{\lambda_i^2 M_w + {}_cK} \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (5.32)$$

$$\beta_i = \frac{\begin{Bmatrix} {}_i\phi_2 & {}_i\phi_1 \end{Bmatrix} M \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} {}_i\phi_2 & {}_i\phi_1 \end{Bmatrix} M \begin{Bmatrix} {}_i\phi_2 \\ {}_i\phi_1 \end{Bmatrix}} \quad (5.33)$$

ただし、 u_{max} は支承部最大相対変位（ダンパー最大すべり変形）(m)、 u_m は 支承部相対変位（ダンパーすべり変形）(m)、 A_{max} は妻壁支承部最大加速度(m/s²)、 A_m は妻壁支承部加速度(m/s²)、 ${}_cK$ は楕円履歴の複素剛性、 λ_i は2質点系の複素固有値、 ω_i は*i*次モードの実固有円振動数、 h_i は楕円履歴の*i*次モードの減衰定数、 h_0 は構造減衰定数、 D_{hi} は*i*次モードの応答低減効果係数、 β_i は*i*次モードの刺激係数である。

はじめに、必要ダンパーすべり耐力 Q_{dy} ($=N \times Q_{dyi}$)を決め、ダンパー変形量 u_m を仮定して式(5.17) から式(5.33) について u_m が安定するまで繰り返し計算を行い、設定したダンパー量に対する応答を求める。表 5.6 に $Q_{dyi}=80\text{kN}$ に対する算出例を示す。 u_{max} は 41mm となる。評価に当たり構造減衰定数 h_0 は 0.03、応答加速度 S_a は 13m/s²とした。

提案した複素固有値解析による結果を図 5.22 に破線で示す。相対変位 50mm 程度が支承部の設計クライテリアと考えられるが、その近傍で複素固有値解析による必要ダンパーすべり耐力は時刻歴応答解析結果と良く対応している。その精度は 4.4 節⁵⁻¹⁾で提案した一質点モデル評価より改善されている。ただし上記手法は実用にはまだ煩雑であるため、簡便かつ精度の高いダンパー設計法の検討を 6 章で検討する。

表 5.6 ダンパーすべり耐力 $Q_{dy}=80\text{kN}$ の評価例(R2W32L36)

R2W32L36	$7Q_{dy}$ (kN)	A (m)	C (kN)	S (kN)	λ_1	λ_2	ω_1	ω_2
	560	0.0376	462	490	-4.82+11.4i	-0.2+34i	12.4	34
	h_1'	h_2'	D_{h1}	D_{h2}	u_m (m)	u_{max} (m)	A_m (m/s ²)	A_{max} (m/s ²)
	0.39	0.006	0.39	0.96	0.026	0.041	5.85	9.24

5.7 結

体育館における RC 片持ち架構の応答制御を行うための摩擦ダンパー支承部を実際に製作して動的載荷実験を行い、得られた履歴特性を用いて R 型体育館の時刻歴応答解析を行い、摩擦ダンパー支承による応答低減効果を調べた。さらに建物の幅、長さ、躯体部層数を変化させたモデルに対する必要ダンパー量を調査し、2 質点モデルを用いて応答評価手法の誘導、提案を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 摩擦ダンパー要素実験により得られた履歴特性は準静的及び振動数 0.3Hz 以下でほぼ四角形に近いループとなり、摩擦係数は 0.5 から 0.6 であった。
- 2) 摩擦ダンパー支承の載荷実験により得られた履歴特性は準静的な加力では四角形に近いループとなるが、0.5Hz の動的加力ではやや丸みを帯びる。ルーズホールの範囲で繰返し変形下すれば、安定したループが得られることを確認した。
- 3) 支承部の可動範囲を超えた場合の破壊形式は RC 部の破壊となりひび割れ耐力が実大で約 230kN 以上となることを確認した。
- 4) 実験から得られた摩擦ダンパーの履歴特性をモデル化した支承部を妻面に配置した片持壁を有する R2 型体育館の時刻歴応答解析の結果、製作した摩擦ダンパー支承による応答低減効果を確認した。
- 5) 躯体剛性、壁重量を変化させた R 型体育館の妻壁の変形制御に必要な摩擦ダンパー量は階数または重量の増大とともに増加し、躯体剛性の増大とともに減少する。製作した支承部で適切なダンパーすべり耐力を設定すれば、妻壁重量が極端に大きい場合を除き相対変位を支承部の許容変位内に抑えることが可能である。なお、ダンパーすべり耐力の設定にあたっては PTFE 摩擦力のばらつきを適切に評価する必要がある。
- 6) 剛塑性履歴を近似した楕円履歴を提案し、剛塑性ダンパーを有する非比例減衰 2 質点系を線形複素剛性に近似した複素固有値解析による応答評価手法により、時刻歴応答解析の結果と概ね合致することを確認した。

なお、今回支承部の相対変位は図 5.19 に示す告示波に対応しており、応答レベルは $h=0.05$ で $S_a=12\text{m/s}^2$ 程度である。JMA-Kobe 原波など入力の大い地震では応答変位が加速度に比例して大きくなることに留意する必要がある。

第 5 章の参考文献

- 5-1) 成田和彦, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内 徹: エネルギー吸収型支承を用いた体育館 RC 片持架構の応答制御, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 707 号,, pp.157.167, 2015.1
- 5-2) 山田 哲, 島田侑子, 戸松一輝, 白井佑樹, 松本由香, 長谷川隆, 向井智久, 竹内 徹: 繰返し荷重を受ける鉄骨置き屋根定着部の実験 鉄骨置き屋根定着研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 705 号, pp.1687.1697, 2014.11
- 5-3) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 5-4) 石丸辰治: 応答性能に基づく「対震設計」入門, 彰国社

第 6 章 RC 片持架構を有する鉄骨屋根体育館支承部の 応答評価および設計法

第 6 章で使用する記号

(図 6.4 質量配分 関係)

M_R : 屋根面全体質量 (kg)

$$M_R = M_4 + M_5 + M_6 + M_7$$

M_1 : 1 層の質量 R2 タイプでは 2 階の床スラブを含む (kg)

M_2 : 2 層の質量 R2 タイプでは M2 階のギャラリーを含む (kg)

M_3 : 3 層の質量 R2 タイプでは桁上部の質量 (kg)

M_4 : 鉄骨屋根の層質量 R2W32 タイプでは最も桁フレームに近い層の質量 (kg)

両側の部分を加えたものとする。

M_5 : 鉄骨屋根の層質量 R2W32 タイプでは桁フレームから 2 番目の層の質量 (kg)

両側の部分を加えたものとする。

M_6 : 鉄骨屋根の層質量 R2W32 タイプでは桁フレームから 3 番目の層の質量 (kg)

両側の部分を加えたものとする。

M_7 : 鉄骨屋根の層質量 R2W32 タイプでは棟部の層の質量 (kg)

M_{W4} : 妻壁の上部 1/2 の層質量 R2W32 タイプでは最も桁フレームに近い層の質量 (kg)

両側の部分を加えたものとする。

M_{W5} : 妻壁の上部 1/2 の層質量 R2W32 タイプでは桁フレームから 2 番目の層の質量 (kg) 両側の部分を加えたものとする。

M_{W6} : 妻壁の上部 1/2 の層質量 R2W32 タイプでは桁フレームから 3 番目の層の質量 (kg) 両側の部分を加えたものとする。

M_{W7} : 妻壁の上部 1/2 の層質量 R2W32 タイプでは棟部の層の質量 (kg)。

K_1 : RC 躯体部第 1 層の剛性 (kN/mm)

K_2 : RC 躯体部第 2 層の剛性 (kN/mm)

K_3 : RC 躯体部第 3 層の剛性 (kN/mm)

K_4 : 屋根面ブレース第 4 層の剛性 (kN/mm)

K_5 : 屋根面ブレース第 5 層の剛性 (kN/mm)

K_6 : 屋根面ブレース第 6 層の剛性 (kN/mm)

K_7 : 屋根面ブレース第 7 層の剛性 (kN/mm)

K_{wi} : i 番目の妻壁柱の桁方向剛性 (kN/mm)

k_w : 躯体剛性比で標準タイプの剛性に対する比

0.5, 0.75, 1, 2 と変化させる

k_R : 屋根面剛性比で標準タイプの屋根ブレース剛性に対する比

なお、屋根ブレースは L 型鋼のため本章では屋根面加速度評価の際、圧縮側剛性も考慮する。

0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1, 1.1, 1.3, 1.5, 1.7, 2, 3, 4, 5 と変化させる

(図 6.5 妻壁のモデル化関係)

H_i : i 位置の妻壁柱の高さ (m)

I_i : i 位置の RC 妻壁柱の断面 2 次モーメント。ひび割れ後の剛性低下率を乗じたものとする。

I_b : RC 梁 (RG) の断面 2 次モーメント。ひび割れ後の剛性低下率を乗じたものとする。

δ_i : RC 梁が単位等分布水平荷重を受けた場合の i 位置の変形 式 (6.5)

RC 梁は等分布水平荷重時の変形を仮定する。

P_i : i 位置の柱の負担水平力 式(6.6)

R_i : i 位置の柱の負担する幅の単位荷重 式(6.7)

支承部に柱があるときは支承の数を n として L/n

δ_{Ri} : RC 壁柱の柱頭に R_i の水平荷重を受けた場合の柱頭の変形 式(6.2)

δ_{Pi} : RC 壁柱の $0.75H_i$ の位置に P_i の水平荷重を受けた場合の柱頭の変形式(6.3)

$0.25H_i$ の部分の変形は直線

$\bar{\delta}$: RC 片持架構の重心位置の代表変位 式(6.8)

K_w : 固有周期 T_w と妻壁質量に対応する剛性 式(6.8)

K_{weq} : 妻壁有効質量の剛性 式(6.9)

P_i が作用する位置の変形と代表変位が等しいものとして K_{weq} を求める。

T_w : 妻壁有効質量の固有周期 式(6.7)

γ_u : 応答比 最大変形を代表変位で除した値 式(6.10)

妻壁棟部の変形、加速度を求める際、妻壁重心部変形、加速度に応答比 γ_u を乗じる

Q_y : 妻壁の降伏せん断耐力(kN) 式(6.13)

Q_{cyi} : 妻壁柱の降伏せん断耐力(kN) 式(6.14)

i 番目の妻壁柱の高さ H_i の 0.75 倍の位置に片持ち壁の質量が集中した場合の柱の降伏せん断力

Q_{by} : 妻壁上部の RC 梁が等分布荷重を受けると仮定した場合に、剛接端部が降伏モーメントに達したときの降伏せん断耐力(kN) 式(6.15)

妻壁柱の高さ H_i の 0.75 倍の位置に RC 片持架構の質量が集中した場合の柱の降伏せん断力

(表 6.4 RC RC 片持架構重心加速度の評価手法関係)

A_{Gmax} : 有効質量高さ最大加速度(m/s²) 式(6.16)

F_{GAi} : 有効質量高さ応答増幅率 (簡易評価式) 式(6.17)

F_{Gmax} : F'_{Gmax} と F_{M3} の比 式(6.18)

F'_{Gmax} : 有効質量高さ応答増幅率の最大値 式(6.19)

F_{M3} : 屋根面を剛とした桁上部の応答増幅率の最大値 式(6.20)

R_{M3} : 屋根面を剛とした場合の全体質量と $M_3+M_R+2M_W$ の質量比式 (6.21)

R'_M : 全体質量と M_R+2M_W の質量比式 (6.22)

R_T : 周期比 近似的に屋根面 (妻壁上部 1/2 含む) に 1G の慣性力が作用した場合の躯体上部変形 δ_W と屋根面変形 δ_R の比の平方根 式(6.23)

T_{Req} : 屋根面の等価固有周期 式(6.24)

A_3 : 屋根面を剛とした場合の屋根面の A_i 式(6.25)

M_T : 屋根面質量を R_{Si} が 200 以下で分離するとした場合の分離質量 式(6.26)

R_{Si} : 屋根面 i 層の層間変形角の逆数

(表 6.4 (2) (a) 固定支承部反力の評価手法関係)

R_a : 最大支承部反力 (kN) 式(6.28)

$_RH$: 支承部平均高さ(m)

$_cH_i$: M_{Wi} の有効質量高さ(m)

$_RH_0$: 隅柱高さ(m)

$_cM_{yi}$: 壁柱柱脚の降伏モーメント(kNm)

$_{Rb}Q_y$: RC 梁の水平方向の曲げ降伏時に梁に働くせん断力 $_{Rb}M_y/l$ (kN)

$_{Rb}M_y$: RC 梁の水平方向の降伏時曲げモーメント(kNm)

M_{wi} : RC 片持ち壁柱 i 番目の質点の質量 (kg)

n : 支承の数

(表 6.4 (2) (b) 固定支承部反力の評価手法関係)

δ_R : RC 片持架構の柱頭に nR の水平荷重を受けた場合の柱頭の変形 式(6.32)

δ_P : RC 片持架構の 0.75_RH の位置に P の水平荷重を受けた場合の柱頭の変形 式(6.31)

P : RC 片持架構の負担水平力 式(6.30)

I_{eq} : RC 片持架構の等価断面 2 次モーメント 式(6.33)

M_{Rall} : 屋根部の総質量で屋根重量と片持ち壁重量の和 式(6.37)

K_{Rall} : 屋根部の等価固有周期 T_{Req} と M_{Rall} から求める。式(6.38)

T_{Req} : 屋根部の等価固有周期 式(3.24)

K_R : 両妻壁は同一位相 (体育館の 1 次モード) で振動することから片面のみを考え
1/2 とする。式(6.39)

(表 6.4 (2) (c) 固定支承部反力の評価手法関係)

R_a : 最大支承部反力 (kN) 式(6.40)

$_{Rm_i}$: 屋根部 i 番目の質点の質量 (kg)

$_{2m_i}$: M2 階 i 番目の質点の質量 (kg)

A_{Gmax} : 屋根棟部の加速度 (m/s^2)

$_{2\alpha}$: M2 階の加速度 (m/s^2) = $0.5g$

$_{RH}$: 屋根部質点の重心高さ(m)

$_{2H}$: M2 階柱の高さ (m)

$_{RH_0}$: 隅柱高さ(m)

$_{cM_{yi}}$: 壁柱柱脚の降伏モーメント(kNm)

$_{Rb}Q_y$: RC 梁が水平方向の曲げ降伏時に梁に働くせん断力 $_{Rb}M_y/l$ (kN)

$_{Rb}M_y$: RC 梁の水平方向の降伏時曲げモーメント(kNm)

$_{2b}Q_y$: M2 階梁が水平方向の曲げ降伏時に梁に働くせん断力 $_{2b}M_y/l$ (kN)

$_{2b}M_y$: M2 梁の水平方向の降伏時曲げモーメント(kNm)

n : 屋根部支承の数

(表 6.6 (a)(b) 妻壁ローラー支承部変位の評価手法関係)

S_a : 加速度応答スペクトル(m/s^2)で式(6.41)による。第 2 種地盤でレベル 2 の地震力を想定。ローラー支承の場合は妻壁が RC 片持架構となるため固有周期が 1 秒程度で速度一定領域になる場合が多い。

(表 6.6 (c) 妻壁ローラー支承部変位の評価手法関係)

A_1 : 妻壁上部 1/2 を 1 質点 M_w としたときの A_i で 1.0 となる。

(表 6.6 (d) 妻壁ローラー支承部変位の評価手法関係)

A_3 : 建物全体から A_i を求める通常の上部のせんだん力係数 A_i を示す。最上部質点は屋根面を剛として、 $M_3+M_R+2M_w$ となる。

(式(6.49)関係)

K_w : 妻壁の剛性で式(6.9)による。柱梁はひび割れ後の剛性により求める。(kN/mm)

ω : 妻壁の固有円振動数。 $\omega = \sqrt{K_w/M_w}$

M_w : 妻壁の RC 片持架構部分の上部 1/2 の質量の合計(kg)

u_m : 妻壁平均変位(m)

r_u : 応答比式(6.10)片持ち架構支承部の最大変位と平均変位の比

(式(6.52)関係)

h_{eq}' : RC 片持架構の履歴をバイリニアとしたときの履歴による減衰定数を平均減衰法により求めたもの

D_h : 減衰効果係数

K_w' : 塑性率 μ 時の等価剛性 $K_w' = K_w/\mu$ (kN/mm)

(表 6.8(1) 摩擦ダンパー付妻壁振動系関係)

T_{eq} : 妻壁を含む建物全体の 1 次モードの固有周期(s)

δ_i : i 番目の妻壁柱の上部の変形で単位等分布荷重を仮定して求める。式(6.60)

$\bar{\delta}$: 妻壁 RC 片持架構部の平均変位で式(6.61)により求める。

K_{eq} : 妻壁を含む建物全体の剛性 (kN/mm)

M_{all} : 建物全体の質量(kg)

M_L : 妻壁が建物と共振する 2 質点モデル (図 6.10(3)) で妻壁以外の建物質量の 1/2

n : ダンパーを設置する妻面の支承部の数

Q_{dy} : 摩擦ダンパーのすべり耐力 (支承部には同じ耐力の摩擦ダンパーを n 基設置する) (kN)

K_W : 妻壁の剛性で式(6.9)による。柱梁はひび割れ後の剛性により求める。(kN/mm)

(表 6.8(2) 支承部変位評価法 (A) 関係)

A : 摩擦ダンパーの履歴を楕円履歴に近似した場合の変位軸の係数式(6.66)

C : 摩擦ダンパーの履歴を楕円履歴に近似した場合の係数式(6.67)

S : 摩擦ダンパーの履歴を楕円履歴に近似した場合の係数式(6.68)

cK : 楕円履歴の等価剛性 (複素剛性) 式(6.69)

ω_i : 複素解析における i 次モードの固有円振動数式(6.72)

h_{eqi} : 複素解析で履歴減衰を i 次モードの減衰定数(6.73)

(表 6.8(2) 支承部変位評価法 (B) 関係)

α : 2 次方程式の解式(6.76)で、式(6.75)から必要ダンパー耐力が求められる

A_1 : 2 次方程式の係数式(6.77)

A_2 : 2 次方程式の係数式(6.78)

A_3 : 2 次方程式の係数式(6.79)

C_1 : 構造減衰係数による係数式(6.80)

C_2 : 下部質点による共振の影響を含む係数式(6.81)

C_3 : 下部質点による共振の影響及び周期を含む係数式(6.82)

F_{WLmax} : 上部質点と下部質点の水平応答倍率の差 式(6.83)

T_0 : 妻壁を RC 片持架構とした場合の固有周期式(6.87)

T_L : 屋根面が剛とした場合に建物を 1 質点とした場合の固有周期式(6.87)

R_M : 妻壁質量に対する全体質量の質量比式(6.88)

(表 6.8(2) 支承部変位評価法 (C) 関係)

α : 1 次方程式の解式(6.90)で、式(6.93)から必要ダンパー耐力が求められる

u_0 : ダンパーがない場合の妻壁 RC 片持架構の変位(m)式(6.91)

6. 1 序

本研究では、第 2 章⁶⁻¹⁾で支承部損壊の主原因のひとつに鉄骨屋根を支持する片持ち RC 壁付き架構の構面外応答があることを指摘し、過去の被害事例をこの仮定に基づき解析的に説明するとともに、第 3 章⁶⁻²⁾では様々な規模の体育館における支承部反力の評価手法の提案を行ってきた。また、第 4 章⁶⁻³⁾及び第 5 章⁶⁻⁴⁾では支承部に生ずる反力および相対変位を RC 壁付き架構の構面外応答低減により効果的に抑える手法の一つとして、摩擦ダンパー等のエネルギー吸収機構を組み込んだ支承部の提案を行い、試作実験を実施するとともにその応答低減効果評価手法の提案を行った。

そこで本章では、以上の知見を総合し、固定支承部またはローラー支承部における反力および相対変位を簡便に評価するための手法、並びに要求性能に対するエネルギー吸収型支承部の設計法の検討を行う。検討においてはより精緻な評価法と現行設計規準と親和性の高い評価法を時刻歴応答解析結果と比較しながら、その精度について論ずる。

6. 2 検討建築物

本章では、第 3 章で用いた様々な規模・階数の R 型体育館（図 6.1）を用いて、各評価式の精度について検討を行う。

2011 年東北地方太平洋沖地震において被害を受けた R 型⁶⁻⁵⁾の体育館であり、2 層の RC 下部構造に鉄骨屋根が支承部を介して設置されている。RC 造妻壁が 2F から片持壁となっており、桁方向の地震動により面外方向に振動して支承部が側方破壊した。部材諸元を表 6.1 に示す。評価にあたりスパン長 W 、桁行長 L 、層数を変えた規模の異なる体育館の検討を行う。躯体部剛性は標準タイプを基にスパン長及び桁行長に応じて割増す。表 6.2 にスパン長と C1 柱剛性の関係を示す。検討モデル表記法を図 6.2 に、R2W32L34 のモデル諸元の例を表 6.2 に示す。

評価手法との比較には 3 章で採用した立体モデルの時刻歴応答解析を用い、RC 柱は武田モデル⁶⁻⁵⁾、鉄骨 L 型ブレースは柴田・若林モデル⁶⁻⁶⁾とする。入力地震波は 1995 年兵庫県南部地震における JMA.Kobe 波の位相を用い、建築基準法告示に従い作成したレベル 2 地震波（第 2 種地盤相当(図 6.3)）に規準化し、減衰はレイリー減衰とし減衰定数は 0.03 とする。

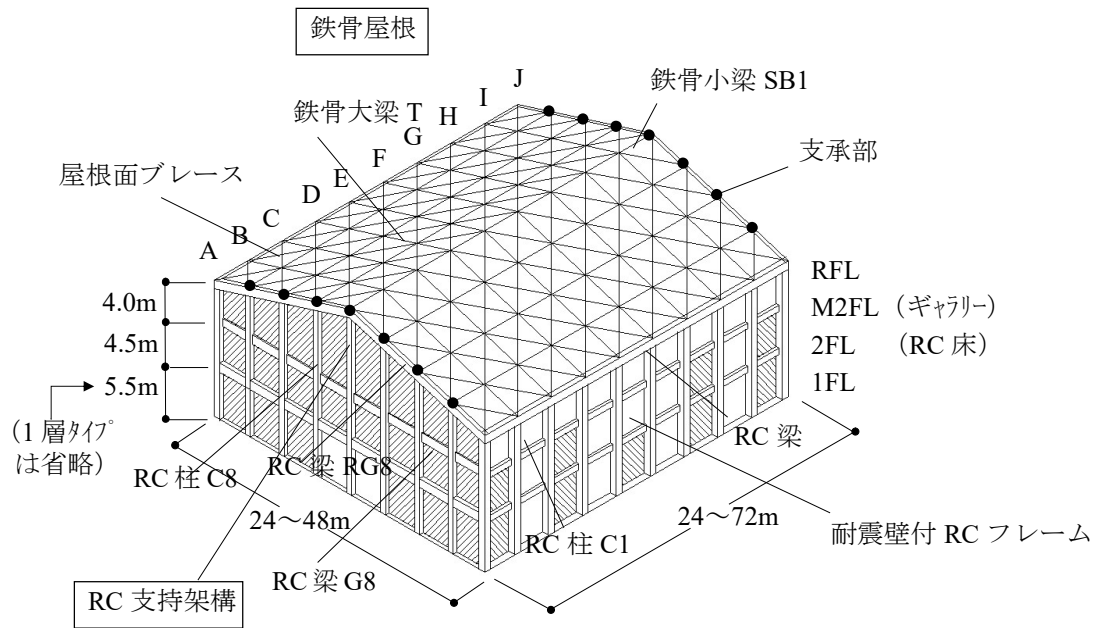


図 6.1 検討対象体育館

R2W32L36

└ L : 桁行長(m)
└ W : スパン長(m)
└ R : RC 躯体層数

図 6.2 検討モデル

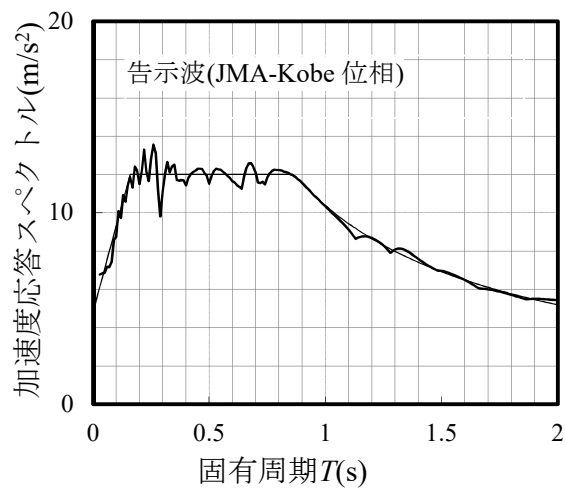


図 6.3 採用地震波($h=0.05$)

表 6.1 部材諸元

	使用部材 部材断面 (mm)	解析モデル		降伏 応力度 (N/mm^2)	ヤング率 E (N/mm^2)	ひび割れ時 モーメント M_c (kNm)	降伏モー メント M_y (kNm)	ひび割れ 後剛性低 減率
		細長比 λ	断面2次モー メント I (cm^4)					
RC柱(妻壁M2F) C10	650×400		2600	1139700	コンクリート	104.8	257.9	0.29
	RC柱(妻壁2F) C10		2600	1193700	20.6	130.3	367.6	0.37
	RC柱(桁B-J,M2F) C1		6300	3355900	(圧縮強度)	264.1	780	0.32
	RC柱(桁A-J,M2F) C2		6300	3070800	鉄筋	238.3	468.7	0.23
	RC梁(妻 RF) G8		4650	1698600	344	136.2	188.5	0.15
RC梁(妻 2F) G8	750×620		2625	312900	(SD295)	44.5	94.9	0.2
	750×350							
	鉄骨大梁 T	H-700×300×13×24	61.1	231.5	10800	座屈荷重	169.44	引張降伏
	鉄骨小梁 sB1	H-200×100×5.5×8	195	26.67	134	141.5		688
水平ブレース	L-65×65×6	444	7.527	12.2	205000	7.02		194

表 6.2 検討モデル諸元

		a) R2W24L36 ($k_W=0.85 k_R=1.15$)				b) R2W32L36 ($k_W=0.82 k_R=1.22$)				c) R2W48L36 ($k_W=0.78 k_R=1.27$)				d) R2W24L48 ($k_W=0.88 k_R=1.21$)				e) R2W32L48 ($k_W=0.86 k_R=1.28$)			
		質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断 面積(cm^2)	1/層間変 形角
屋根面 +妻壁	9																				
	8																				
	7																				
	6	56,200	174	3	1,360	109,000	560(559)	9.2(9.2)	1460(1453)	102,200	1,370	21.6	1,530	62,800	204	2.7	1,440	121,800	658	8.1	1,530
	5	109,000	515	8.9	1,380	103,600	918(559)	15.1(9.2)	1470(892)	98,600	1,740	27.5	1,540	122,200	606	7.9	1,450	116,400	1,080	13.3	1,540
RC駆 体	4	101,800	840	14.6	1,390	98,200	1260(914)	20.8(15.1)	1480(1068)	95,000	2,100	33.2	1,540	115,000	992	12.9	1,460	111,000	1,490	18.4	1,550
	3	234,000	648		530	232,000	746		509	232,000	942		482	304,000	828		560	302,000	944		540
	2	352,000	3,040		1,630	352,000	3,290		1,590	352,000	3,790		1,510	460,000	3,870		1,670	460,000	4,160		1,630
	1	1,214,000	5,820		1,580	1,518,000	6,840		1,560	2,128,000	8,900		1,520	1,538,000	7,480		1,610	1,912,000	8,750		1,590
屋根面 +妻壁	9	61,200	232	2.8	1,580																
	8	121,800	700	8.3	1,600																
	7	118,200	1,160	13.8	1,600																
	6	114,600	1,600	19.1	1,610	147,200	853	2.3	1,630	49,000	1,54	3.8	1,350	55,400	187	3.1	1,440	49,600	143	3.7	1,280
	5	111,000	2,050	24.3	1,620	141,800	1,400	11.6	1,660	90,800	755	18.6	1,370	103,600	918	15.1	1,470	95,800	423	11	1,290
RC駆 体	4	111,400	2,470	29.4	1,630	136,400	1,950	16	1,670	85,400	1,040	25.6	1,380	98,200	1,260	20.8	1,480	88,600	687	17.9	1,300
	3	302,000	1,180		514	443,000	1,340		579	162,000	546		461								
	2	458,000	4,760		1,570	672,000	5,920		1,680	246,000	2,400		1,510	232,000	746		509	163,000	329		338
1	2,664,000	11,300			1,560	2,702,000	12,600		1,630	1,124,000	4,940		1,500	352,000	3,280		1,590	246,000	1540		1,100

6.3 評価モデルの質量配分及び妻壁のモデル化

6.3.1 評価モデルの質量配分

図 6.4(a)に評価モデルの質量配分を示す。 M_1 は 1F 部分の質量、 M_2 はギャラリー部分の質量、 M_3 は桁壁上部の質量である。 $M_4 \sim M_7$ は屋根部各列の質量を示す。 $M_{W4} \sim M_{W7}$ は各列の妻壁質量とし 2FL から上の片持ち部分の 1/2 とする。 $K_1 \sim K_3$ は RC 躯体部の剛性、 $K_4 \sim K_7$ は屋根面ブレースの剛性を示し、標準タイプの剛性に対する比を躯体剛性比 k_W ($K_1 \sim K_3$ を k_W 倍)、屋根面剛性比 k_R ($K_4 \sim K_7$ を k_R 倍)とする。地震力の入力方向は図に示す桁方向とする。(b)は全体を多質点モデルで示したものである。

屋根面質量 $M_R = M_4 + M_5 + M_6 + M_7$

RC 片持壁質量 $M_W = M_{W4} + M_{W5} + M_{W6} + M_{W7}$

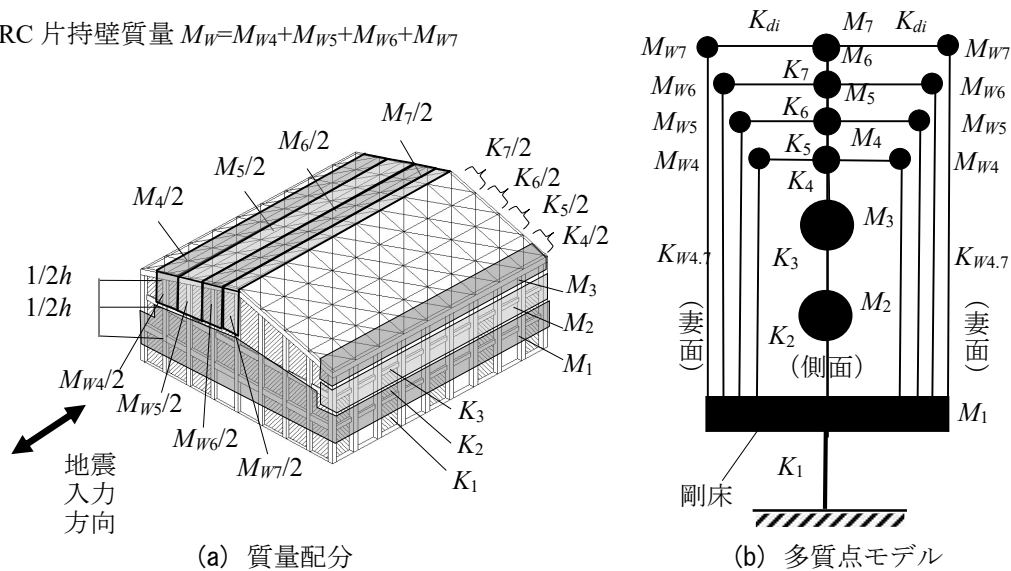


図 6.4 質量配分

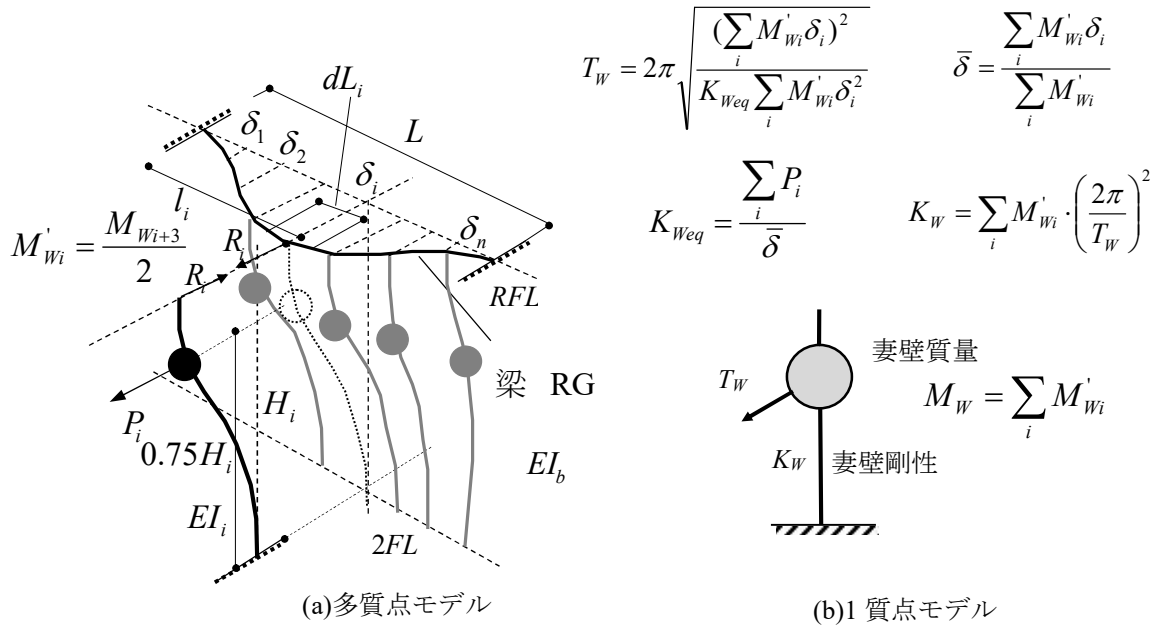
6.3.2 妻壁のモデル化

図 6.5 に妻壁が片持壁として振動する場合の多質点モデルから等価な 1 質点モデルの作成方法を示す。(a)は多質点モデルを示す。両側は RC 桁架構に剛接、下部は 2FL に剛接とする。妻壁上部の梁 RG に地震時に壁重量により面外方向に等分布荷重が作用した時の変形を仮定する。このとき 1N/m の単位荷重を受ける両端固定の梁の各柱位置 ℓ_i における変形 δ_i は式(6.1)となる。

各壁柱頂部に負担幅の反力 $R_i=L_i$ を作用させ梁と変形を合わせると $0.75H_i$ に作用する荷重 P_i は式(6.6)となる。代表変位 $\bar{\delta}$ を式(6.8)とし、支承部最大変位との比を応答比 r_u とし式(6.10)で定義する。等価固有周期 T_w は式(6.11)となり、妻壁の剛性 K_w は式(6.12)となる。

また、妻壁の降伏耐力 Q_v は壁柱のせん断力の合計に梁の降伏時せん断力を加えて式(6.13)で求める。この際に柱のせん断力は $0.75H_i$ に地震力が作用したものとして各柱脚の降伏モーメントから式(6.14)で求める。また梁のせん断力は等分布荷重時を仮定して端部が曲げ降伏した際のせん断力として式(6.15)で求める。表 6.3 に $W=24\text{m}$, 32m , 48m の場合の降伏耐力を示す。

表 6.3 に妻壁の評価例を示す。以下妻壁の変形、反力等は K_w を用いて求め、棟部の最大応答は応答比 r_u で増幅して求める。なお、RC 梁の剛性及び RC 妻壁柱の剛性はひび割れ後の剛性で評価する。実在体育館での計算例を付録 15 に示す。



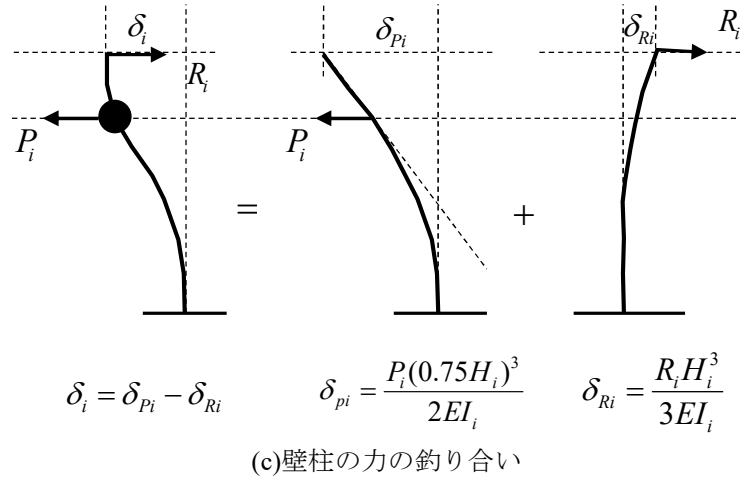

 図 6.5 妻壁のモデル化と剛性 K_W の評価

表 6.3 妻壁の評価

	R2W24L36	R2W32L36	R2W48L36
T_W (s)	0.84	1.11	1.34
K_W (kN/mm)	4.74	3.69	3.96
M_W (t)	84.1	116	180
r_u	1.52	1.58	1.64
Q_y (kN)	310	377	534

(片持架構の剛性 K_W 、固有周期 T_W 、応答比 r_u)

$$\delta_i = \frac{1}{12EI_b} \left(\frac{l_i^4}{2} - L_i l_i^3 + \frac{L_i^2}{2} l_i^2 \right) \quad (6.1)$$

$$\delta_{Ri} = \frac{R_i H_i^3}{3EI_i} \quad (6.2)$$

$$\delta_{pi} = \frac{P_i (0.75 H_i)^3}{3EI_i} + 0.25 H_i \frac{P_i (0.75 H_i)^2}{2EI_i} = \frac{P_i (0.75 H_i)^3}{2EI_i} \quad (6.3)$$

$$\delta_i = \delta_{pi} - \delta_{Ri} \quad (6.4)$$

$$\delta_i = \frac{P_i (0.75 H_i)^3}{2EI_i} - \frac{R_i H_i^3}{3EI_i} \quad (6.5)$$

$$P_i = \frac{2EI_i}{(0.75H_i)^3} \left(\delta_i + \frac{R_i H_i^3}{3EI_i} \right) = \frac{2EI_i}{(0.75H_i)^3} \delta_i + \frac{2}{3 \cdot 0.75^3} R_i \quad (6.6)$$

$$R_i = dL_i \times 1 \quad (6.7)$$

$$\bar{\delta} = \frac{\sum_i M'_{wi} \delta_i}{\sum_i M'_{wi}} \quad (6.8)$$

$$K_{Weq} = \frac{\sum_i P_i}{\bar{\delta}} \quad (6.9)$$

$$r_u = \frac{\delta_{\max}}{\bar{\delta}} \quad (6.10)$$

$$T_w = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_i M'_{wi} \delta_i)^2}{K_{Weq} \sum_i M'_{wi} \delta_i^2}} \quad (6.11)$$

$$K_w = \sum_i M'_{wi} \cdot \left(\frac{2\pi}{T_w} \right)^2 \quad (6.12)$$

(片持架構の降伏耐力 Q_y)

$$Q_y = \sum_i Q_{cvi} + 2Q_{by} \quad (6.13)$$

(柱曲げ降伏時せん断耐力)

$$Q_{cvi} = \frac{c M_{yi}}{0.75H_i} \quad (6.14)$$

(梁端部曲げ降伏時の等分布荷重を w とした時の、せん断耐力 Q_{by})

$${}_{Rb}M_y = \frac{wL^2}{12}$$

$$Q_{by} = \frac{wL}{2} = \frac{12 {}_{Rb}M_y}{L} \cdot \frac{1}{2} = \frac{6 {}_{Rb}M_y}{L} \quad (6.15)$$

6.4 固定支承部反力の評価手法

支承部が妻壁に固定されている場合の反力について表 6.4(3)に示す(A)～(D)の評価手法を比較する。(A)は第 3 章に基づき加速度の評価に増幅率 F_{GAt} 式 (6.17)を用い式 (6.16)で求める。反力 R_a は 2FL 廻りのモーメントの釣り合いから、柱脚耐力との差分より求める式(6.28)。(B)は増幅率 F_{GAt} を用い反力は RC 壁部の静的地震力 P を柱頭ピン、柱脚剛のモデルに加えて柱頭反力より求める(式 6.29)。(C)は従来の評価法であり屋根を 1 層と見た A_i 分布より求めた静的地震力 P を柱頭ピン、柱脚剛のモデルに加えて柱頭反力より求める。(D)は第 2 章で提案した加速度評価手法に基づき屋根構面列を層と評価した A_i 分布より求めた係数 A_T により式(6.26)から加速度を求める。反力 R_a は柱脚耐力との差分より求める。

表 6.4(1)に加速度の評価法を、表 6.4(2)に反力評価モデルを示す。

表 6.5 に標準タイプ R2W32L36 (2 層, スパン長 32m, 桁行長 36m) の場合の各評価例を示す。(C)では妻壁の共振による効果が評価できないため加速度は 13.82m/s^2 と小さく反力も 144kN と応答解析値 192kN に対して過小評価となっている。(A), (B), (D)では加速度の評価に共振の効果を取り入れているため反力も応答解析値と良い一致を示している。

図 6.6 に規模(スパン長 W ,桁行長 L), 階数(F), 躯体部剛性比(k_w), 屋根面剛性比(k_R)を変化させた場合の定着部最大反力の比較結果を示す。最大反力は主に棟部または棟部に近接した支承部で生じる。

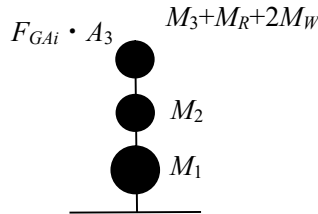
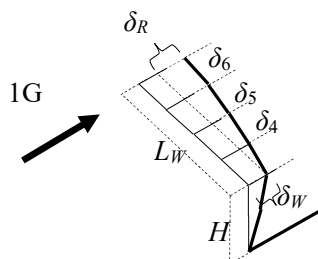
(D)の層 A_i による評価は、屋根構面列を層とし層間変形角から分離位置を評価し最上部質量を求め、 A_i 分布から加速度を求め、式(6.40) (2 章 : 式(2.1)) により評価したものである。評価に当たり 2 章では 1/1200 を分離の閾値としたが、L 型ブレースで圧縮時の剛性も評価することとし 1/2400 を閾値とし、棟部と近接する層は分離しないものとした。

固有周期は躯体剛性、屋根面剛性により 0.2s～0.4s と変化するためストドラ法により求める。

図 6.6(b)のモデル(表 6.2()に示す外周 2L,内部 L の屋根面ブレース配置)以外では、屋根面剛性が各層で同一としたため、一斉に分離する結果となっている。このため評価結果は分離点で大きく変化するが概ね解析結果を近似している。屋根を剛床とした通常の

A_i 分布から求めた(C)では屋根面剛性比によらず一定の値となり k_R が $0.7 \sim 1.5$ では応答解析より小さくなる場合がある。(A), (B)は妻壁上部半分の質量を $0.75H$ の位置に集中させ, 支承部を屋根架構にピンで接合したものに地震力 P を作用させた場合の支承部に生じる反力で評価するものであり, (A)は k_R が $0.7 \sim 1.5$ での反力を良く評価している。妻壁剛性 K_W /屋根面剛性 K_R が小さい場合は式(6.29)の第 3 項で近似できる。

表 6.4(1) RC 片持ち壁重心加速度の評価手法

RC 片持ち壁重心加速度の評価手法	
① F_{Gai} に よる加 速度評 価	$A_{Gmax} = F_{Gai} \cdot Z \cdot R_t \cdot A_3 \cdot C_0 \cdot g \quad (6.16)$
	$F_{Gai} = \begin{cases} 1 + (F_{Gmax} - 1) \cdot R_t^2 & 0 \leq R_t^2 < 1 \\ 1 + \frac{(1 - F_{Gmax})}{3} (R_t^2 - 4) & 1 \leq R_t^2 < 4 \\ 1 & R_t^2 \geq 4 \end{cases} \quad (6.17)$
	$F_{Gmax} = \frac{F'_{Gmax}}{F_{M3}} \quad (6.18)$
	$F'_{Gmax} = 1 + 1.2 \frac{R'_M - 1}{2(\sqrt{R'_M} + 1)} \quad (6.19)$
	$F_{M3} = 1 + \frac{R_{M3} - 1}{2(\sqrt{R_{M3}} + 1)} \quad (6.20)$
	$R_{M3} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_R + 2M_W}{M_3 + M_R + 2M_W} \quad (6.21)$
	$R'_M = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_R + 2M_W}{M_R + 2M_W} \quad (6.22)$
	$R_T = \frac{T_{eq}}{T_{Req}} \approx \sqrt{\frac{\delta_W}{\delta_R}} \quad (6.23)$
	$T_{Req} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=4}^N \delta_k \cdot (M_k + 2M_{Wk})}{g \sum_{k=4}^N (M_k + 2M_{Wk})}} \quad (6.24)$
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>$F_{Gai} \cdot A_3$</p> <p>$M_3 + M_R + 2M_W$</p> <p>M_2</p> <p>M_1</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>δ_R</p> <p>δ_6</p> <p>δ_5</p> <p>δ_4</p> <p>L_W</p> <p>δ_W</p> <p>H</p> <p>$1G$</p> </div> </div>	

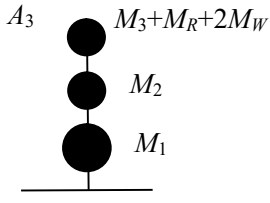
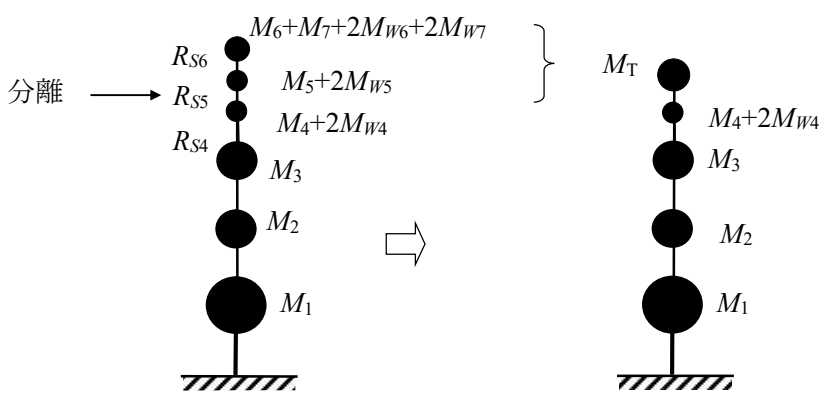
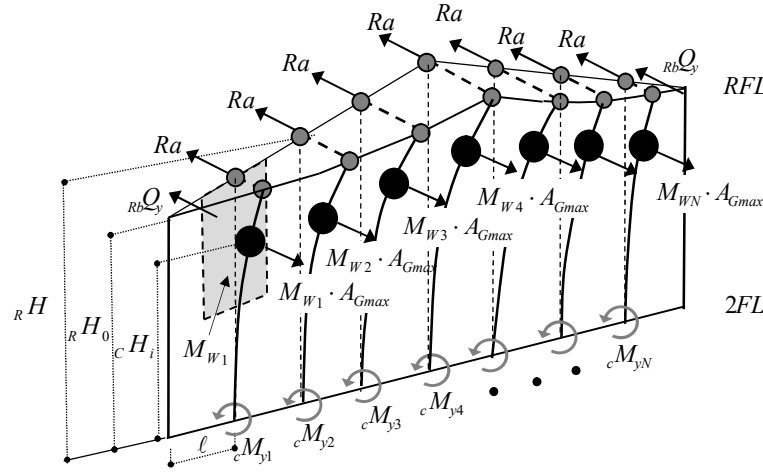
<p>②</p> <p>A_i による加速度評価</p>	$A_{Gmax} = Z \cdot R_t \cdot A_3 \cdot C_0 \cdot g \quad (6.25)$ <p>屋根面を剛として A_i を算定</p> 
<p>③</p> <p>層 A_i による加速度評価</p>	<p>2.3.4 節に従い、屋根面に 1G の水平力をかけた場合の小梁間の変形角を水平ブレース層間変形角とし屋根面質量が分離する変形角を境界変形角と定義する。変形角が境界変形角以下の領域については一つの質点としてモデル化し、境界変形角以上の領域については、I 通り、II 通りなどの構面毎に別々の質点としてモデル化する。なお、屋根面質量を R_{Si} が 2400 以下で分離させ A_T を算定する。</p> $A_{Gmax} = Z \cdot R_t \cdot A_T \cdot C_0 \cdot g \quad (6.26)$ $M_T = M_5 + M_6 + M_7 + 2M_{W5} + 2M_{W6} + 2M_{W7} \quad (6.27)$  <p>M_T : 屋根面質量を R_{Si} が 2400 以下で分離するとした場合の分離質量</p> <p>R_{Si} : 屋根面 i 層の層間変形角の逆数</p>

表 6.4(2) 固定支承部反力の評価手法

	固定支承部反力の評価手法
(a) 2FL 廻り モー メント 釣合	<p>3.5 節に従い妻壁は片持ち壁となる 2FL から上の 1/2 が振動すると考え、質点は各壁柱ごとに有効質量高さ cH_i に集中するものとする。各柱頭に反力 R_a が作用するとして 2FL 廻りのモーメントのつり合いから式(6.28)で求める。RC 梁の降伏モーメント $_{Rb}M_y$、RC 柱の柱脚の降伏モーメント $_cM_y$ を抵抗モーメントとして考慮する。</p> $R_a = \left(\sum_i M_{wi} \cdot A_{Gmax} \cdot cH_i - 2_{Rb}Q_y \cdot {}_RH_0 - \sum_i {}_cM_{yi} \right) / (n \cdot {}_RH) \quad (6.28)$
	 <p>R_a : 支承部反力 (kN) 式(6.20) 表 6.4(2) (a)</p> <p>${}_RH$: 支承部平均高さ(m)</p> <p>cH_i : M_{wi} の有効質量高さ(m)</p> <p>${}_RH_0$: 隅柱高さ(m)</p> <p>$_cM_{yi}$: 壁柱柱脚の降伏モーメント(kNm)</p> <p>$_{Rb}Q_y$: RC 梁の水平方向の曲げ降伏時に梁に働くせん断力 $_{Rb}M_y/l$ (kN)</p> <p>$_{Rb}M_y$: RC 梁の水平方向の降伏時曲げモーメント(kNm)</p> <p>M_{wi} : RC 片持ち壁柱 i 番目の質点の質量 (kg)</p> <p>n : 支承の数</p>

(b)
弾
性
の
力
の
釣
合

妻壁 M_W に地震による慣性力 P が高さ $0.75_R H$ に作用し、定着部には屋根面ブレースから反力 nR_a が $_R H$ に作用すると考える。妻壁の剛性は K_W 式(6.12)とし、屋根面剛性 K_{Rall} は屋根部の等価固有周期 T_{Req} と屋根部の質量 M_{Rall} から求める。さらに両妻壁は同一位相（体育館の 1 次モード）で振動することから屋根面剛性 K_R は片面のみを考え $1/2$ とする。

$$R_a = \frac{3P \cdot 0.75^3}{2n} \frac{1}{\left(1 + \frac{0.75^3 K_W}{K_R}\right)} \approx \frac{3P \cdot 0.75^3}{2n} \quad (6.29)$$

$$P = M_W A_{G\max} \quad (6.30)$$

$$\delta_P = \frac{P(0.75_R H)^3}{3EI_{eq}} + \frac{P(0.75_R H)^2}{2EI_{eq}} 0.25_R H \quad (6.31)$$

$$\delta_R = \frac{nR_a \cdot_R H^3}{3EI_{eq}} \quad (6.32)$$

$$EI_{eq} = \frac{K_W (0.75_R H)^3}{3} \quad (6.33)$$

$$\delta_P = \frac{P}{K_W} + \frac{P}{2K_W} \quad (6.34)$$

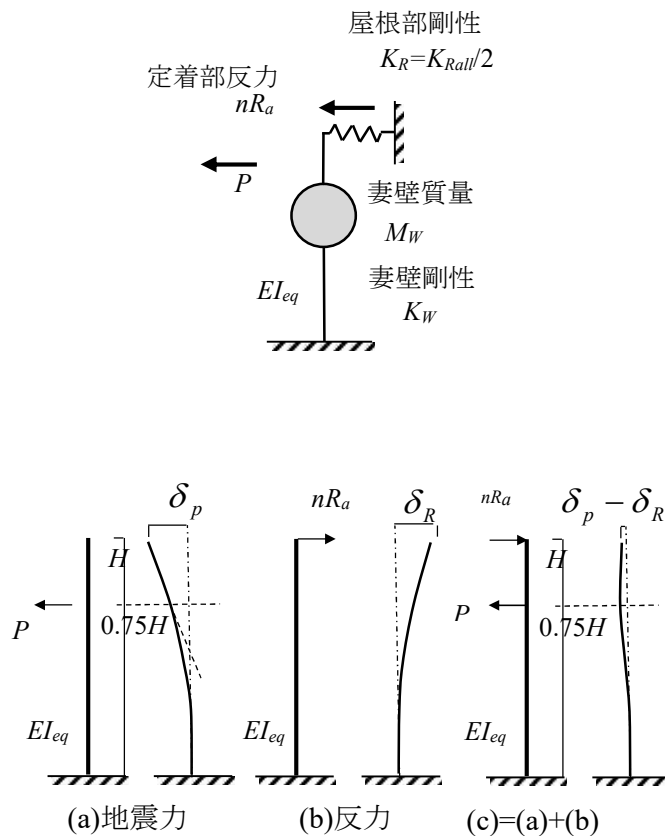
$$nR_a = K_R (\delta_P - \delta_R) \quad (6.35)$$

$$nR_a = K_R \left(\frac{3P}{2K_W} - \frac{nR_a}{K_W 0.75^3} \right) \quad (6.36)$$

$$M_{Rall} = \sum_{k=4}^N (M_k + 2M_{Wk}) \quad (6.37)$$

$$K_{Rall} = M_{Rall} \left(\frac{2\pi}{T_{Req}} \right)^2 \quad (6.38)$$

$$K_R = \frac{K_{Rall}}{2} \quad (6.39)$$



δ_R : 片持ち壁の柱頭に nR の水平荷重を受けた場合の柱頭の変形

δ_P : 片持ち壁の $0.75_R H$ の位置に P の水平荷重を受けた場合の柱頭の変形

P : 片持ち壁の負担水平力

I_{eq} : 片持ち壁の等価断面 2 次モーメント

M_{Rall} : 屋根部の総質量で屋根重量と片持ち壁重量の和

K_{Rall} : 屋根部の等価固有周期 T_{Req} と M_{Rall} から求める。

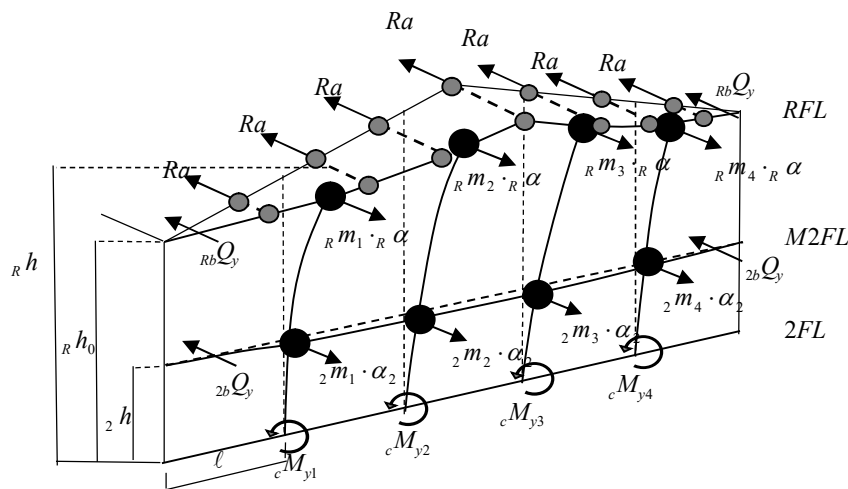
T_{Req} : 屋根部の等価固有周期

K_R : 両妻壁は同一位相（体育館の 1 次モ.ド）で振動することから片面のみを考え $1/2$ とする。

(c) 2FL 廻りモーメント釣合 中間層も考慮

2.3.6 節に従い妻壁は 2FL から上が片持ち壁となり振動すると考える、質点は各壁柱ごとに頂部及び M2FL 位置に質量が集中するものとする。各支承部に反力 R_a が作用するとして 2FL 廻りのモーメントの釣り合いから式(6.40)で求める。RC 梁の降伏時せん断力 ${}_{Rb}Q_y$ 、RC 柱の柱脚の降伏モーメント ${}_cM_{yi}$ を抵抗モーメントとして考慮する。屋根部質量には A_{Gmax} が作用し、M2 階質量には $0.5G$ が作用するものとする。

$$R_a = (\sum_i {}_R m_i \cdot A_{Gmax} \cdot {}_R h + \sum_i {}_2 m_i \cdot {}_2 \alpha \cdot {}_2 h - 2 {}_{Rb}Q_y \cdot {}_R h_0 - 2 {}_{2b}Q_y \cdot {}_2 h - \sum_i {}_c M_{yi}) / (n \cdot {}_R h) \quad (6.40)$$



R_a : 最大支承部反力 (kN) 式(6.31)

${}_R m_i$: 屋根部 i 番目の質点の質量 (kg)

${}_2 m_i$: M2 階 i 番目の質点の質量 (kg)

A_{Gmax} : 屋根棟部の加速度 (m/s^2)

${}_2 \alpha$: M2 階の加速度 (m/s^2) $= 0.5g$

${}_R H$: 屋根部質点の重心高さ (m)

${}_2 H$: M2 階柱の高さ (m)

${}_R H_0$: 隅柱高さ (m)

${}_c M_{yi}$: 壁柱柱脚の降伏モーメント (kNm)

${}_{Rb}Q_y$: RC 梁が水平方向の曲げ降伏時に梁に働くせん断力 ${}_{Rb}M_y/l$ (kN)

${}_{Rb}M_y$: RC 梁の水平方向の降伏時曲げモーメント (kNm)

${}_{2b}Q_y$: M2 階梁が水平方向の曲げ降伏時に梁に働くせん断力 ${}_{2b}M_y/l$ (kN)

${}_{2b}M_y$: M2 梁の水平方向の降伏時曲げモーメント (kNm)

n : 屋根部支承の数

表 6.4(3) 定着部反力評価検討ケース

検討ケース	RC 片持壁重心加速度評価手法	固定支障部反力評価手法
(A) 塑性	① F_{GAi} 簡易水平応答倍率	(a) モーメント釣合(3 章)
(B) 弾性	① F_{GAi} 簡易水平応答倍率	(b) 弾性釣合
(C) A_i	② 屋根面剛とした通常の A_i	(b) 弾性釣合
(D) 層 A_i	③ 屋根面を質点として分離して A_i 適用	(c) モーメント釣合(2 章)

表 6.5 固定支承部反力の評価例(R2W32L36) 応答解析 $R_a=192\text{kN}$

(A)塑性	$A_{Gmax}(\text{m/s}^2)$	F_{GAi}	A_3	R_T	R_M	F_{M3}	F'_{Gmax}	$M_1(\text{t})$	$M_2(\text{t})$
	17.54	1.27	1.41	1.11	6.74	1.52	1.96	1,518	352
	$M_3(\text{t})$	$M_{Wi}(\text{t})$	${}_CH_i$	${}_{Rb}Q_y$	${}_RH_0$	${}_CM_{y4}$	${}_RH$	Ω	$R_a(\text{kN})$
	233	15~18.2	8.4~11.2	47.1	8.5	368	11.4	7	203
(B)弾性	$A_{Gmax}(\text{m/s}^2)$	F_{GAi}	A_3	$M_R(\text{t})$	$M_W(\text{t})$	$K_R(\text{kN/mm})$	$K_W(\text{kN/mm})$	$P(\text{kN})$	$R_a(\text{kN})$
	17.54	1.27	1.41	134	116	241	3.69	2,035	183
(C) A_i	$A_{Gmax}(\text{m/s}^2)$	A_3	$M_3(\text{t})$	$M_R(\text{t})$	$M_W(\text{t})$	$K_R(\text{kN/mm})$	$K_W(\text{kN/mm})$	$P(\text{kN})$	$R_a(\text{kN})$
	13.82	1.41	233	134	116	241	3.69	1,604	144
(D)層 A_i	$A_{Gmax}(\text{m/s}^2)$	A_T	$M_T(\text{t})$	$T(\text{s})$	${}_2\alpha$	${}_2H(\text{m})$	${}_RH$	Ω	$R_a(\text{kN})$
	18.38	1.88	164	0.18	0.5	4.5	11.4	7	202

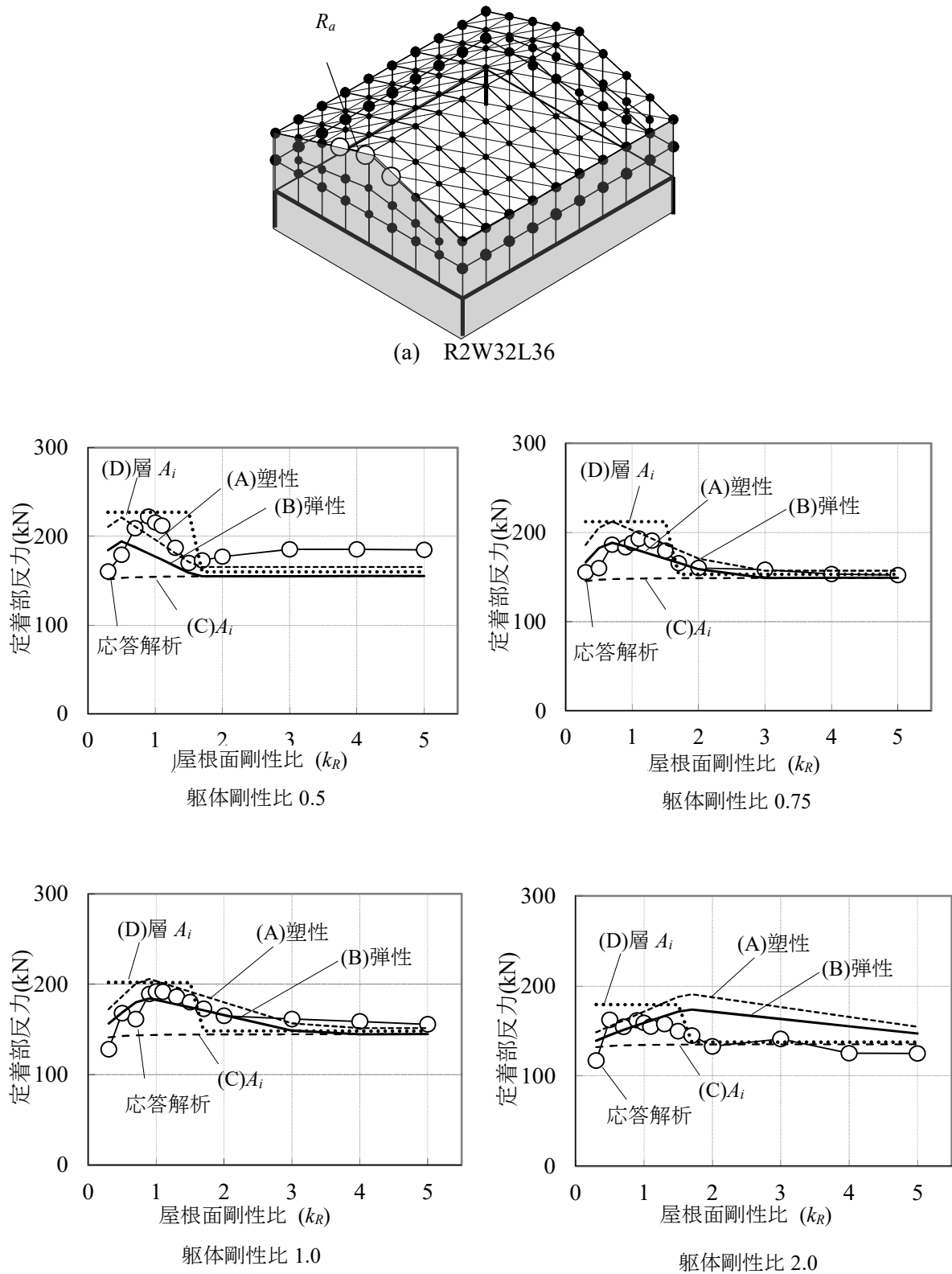
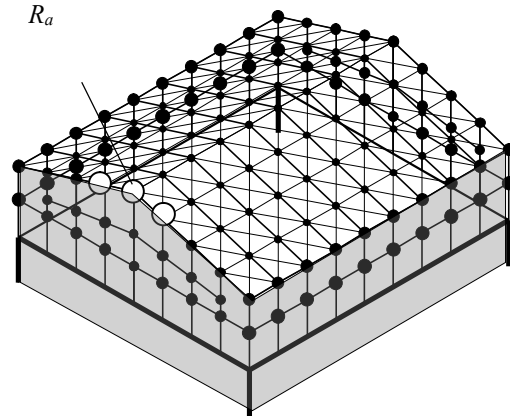


図 6.6 固定支承部反力の評価手法による精度比較



(b) R2W32L36
(外2L内L)

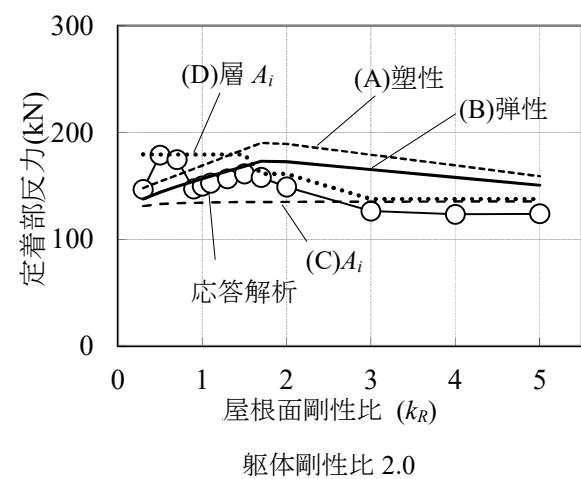
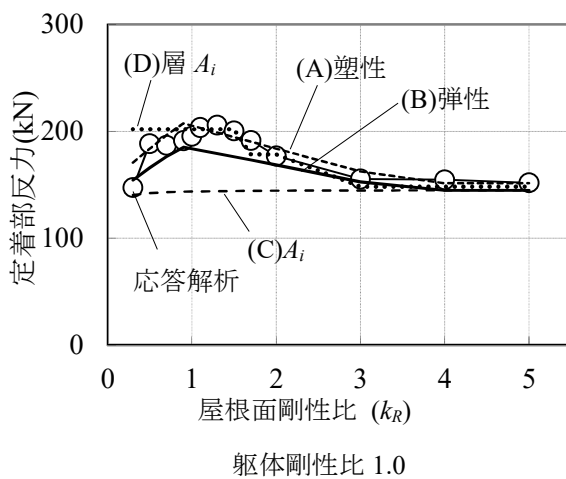
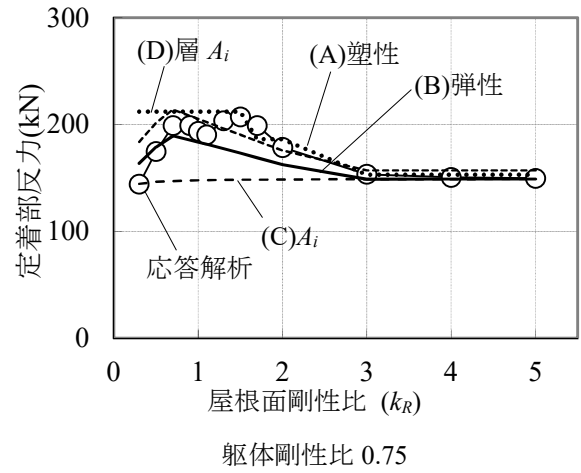
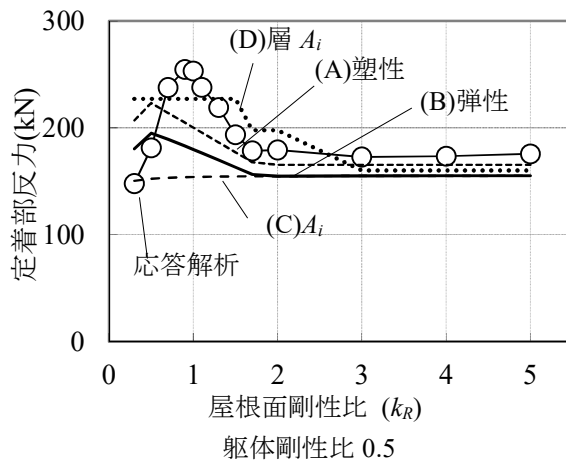
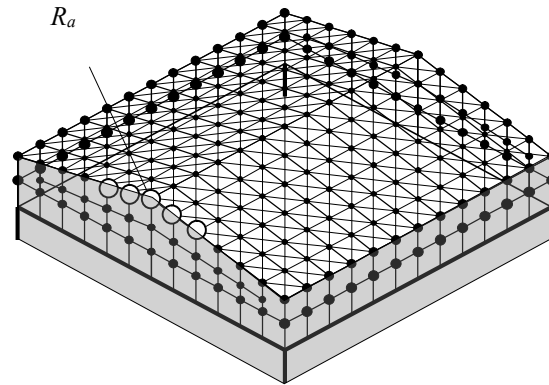


図 6.6 固定支承部反力の評価手法による精度比較



(c) R2W48L48

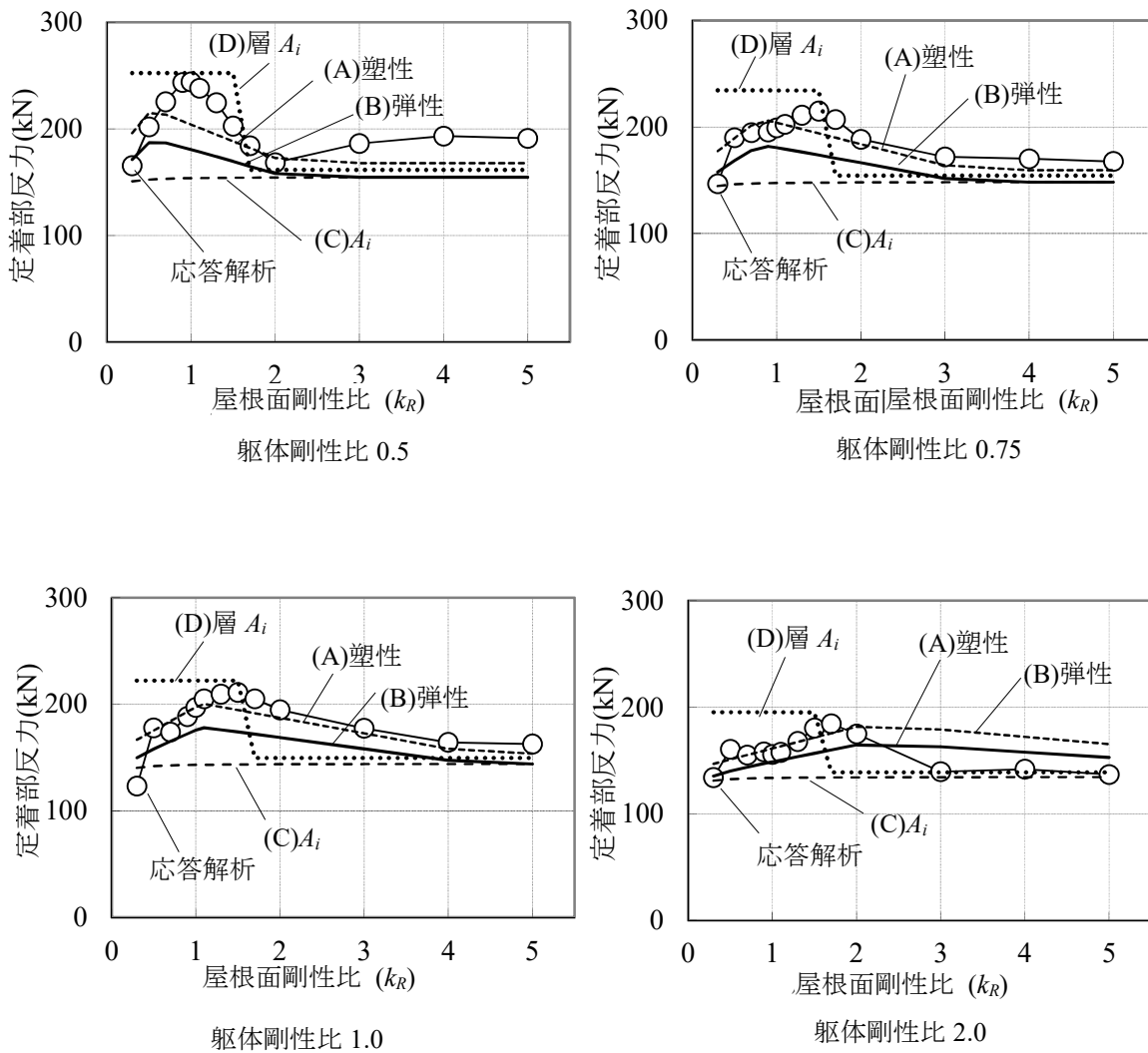
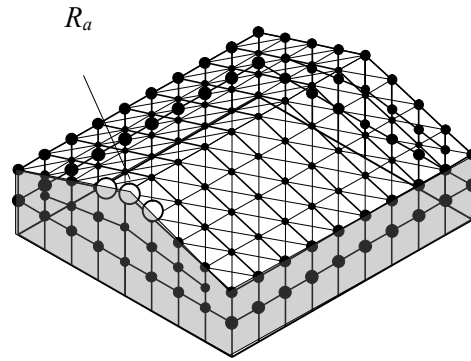


図 6.6 固定支承部反力の評価手法による精度比較



(d) R1W32L36

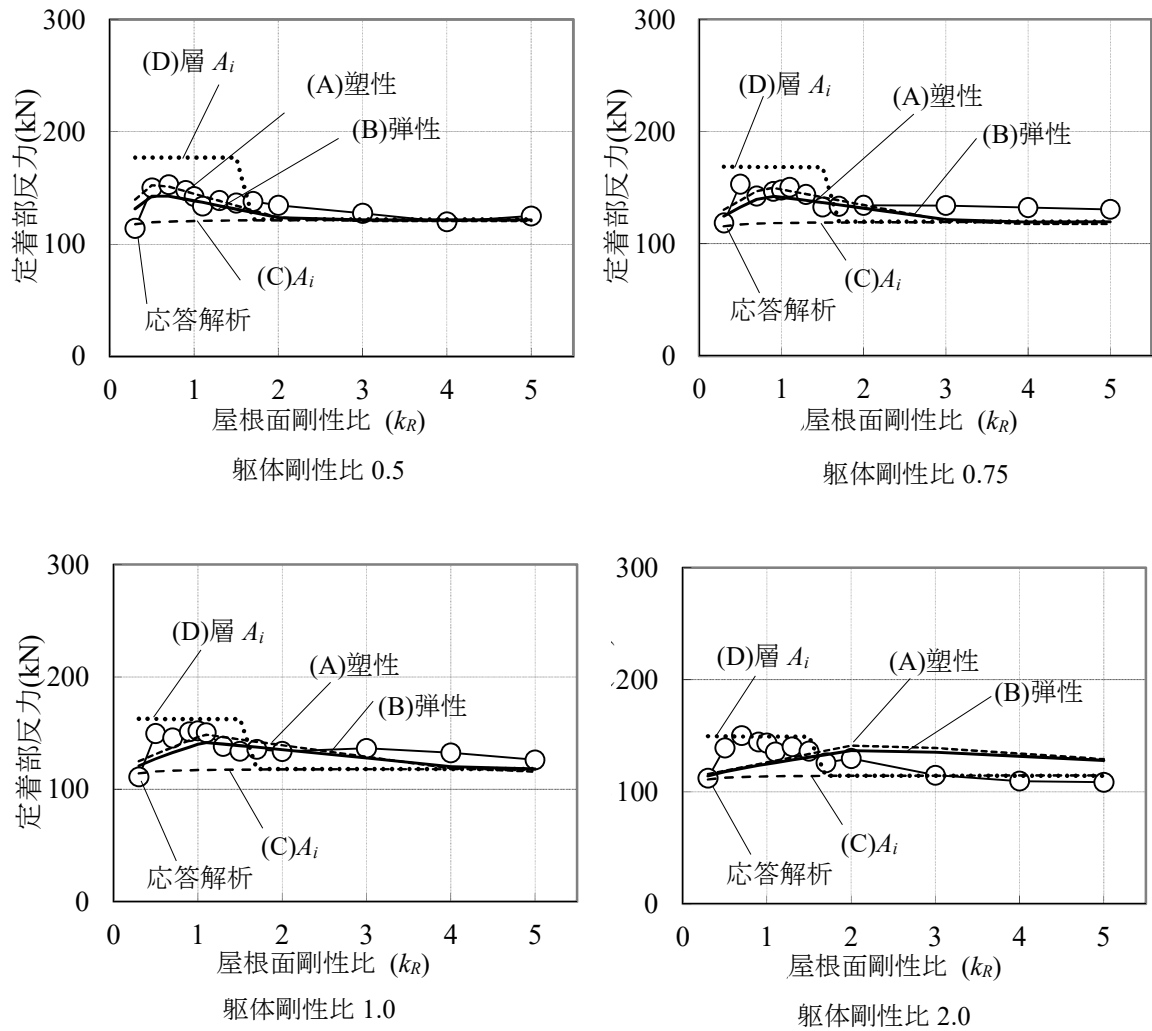


図 6.6 固定支承部反力の評価手法による精度比較

6.5 ローラー支承部相対変位の評価手法

RC 妻壁定着部が面外方向に自由に変形するローラー支承部の場合の変形の評価を行う。図 6.7 に桁行長が 36m でスパン長を 24m, 36m, 48m と変化させ躯体剛性比 k_w を 0.3 から 3 まで変化させた場合の時刻歴応答解析の結果を示す。

2 階床から片持壁となる妻壁の固有周期 T_w は柱、梁のひび割れ後の剛性を用いた場合 1 秒程度であるが 1 層の固有周期 T_s は $k_w=1$ で 0.1 秒程度、 $k_w=0.3, 3$ の場合でそれぞれ 0.18, 0.06 秒であり、周期比 $R_T=T_s/T_w$ が 0.2 以下となりほとんど共振しない（付録 5）ため 1 層タイプと 2 層タイプではほぼ同じ変位となることから妻壁部のみの 1 質点モデルで近似できる。

従って棟部変位は、妻壁のみの固有周期によることになるため、スパン長 W が 24m の場合は 380mm と小さく、48m では 580mm と大きくなる。

表 6.6 にローラー支承部相対変位の評価手法を示す。

(A) は妻壁を 1 質点と見なした応答スペクトル法による。なお、妻壁は弾性で剛性はひび割れ後の剛性 K_w とする。

(B) は妻壁を弾塑性履歴とした等価線形化法により収斂計算を行い精算する。この際妻壁は Q_y で降伏するバイリニアと仮定して減衰定数は式(6.53)を用いる。 μ は塑性率とする。

(C) は妻壁を 1 質点と見なし、せん断力係数 $C_0=1$ の静的地震力を作用させる。

(D) は屋根を 1 層と見た通常の A_i 分布より求めた静的地震力を作用させる。

表 6.7 に R2W32L36 の各手法の評価例を示す。(A), (B), (C) はほぼ等しく解析結果に近似している。(D) は 692mm と過大評価となるが、これは加速度を建物全体の A_i 分布より評価しているためである。図 6.8 (A), (B), (C) は横軸に妻壁柱及び梁の剛性を 1, 2, 3 倍とした場合の各手法の評価精度比較を示す。(A), (B), (C) は時刻歴応答解析と良い一致を示し、(D) はスパン長 24m 以外の場合では過大評価となる。(B) が妻壁の弾塑性履歴を考慮しているのに対して (A), (C) は弾性としているが、RC 片持壁のように固有周期が長く速度一定領域にある場合は、塑性化による剛性の低下と固有周期の増加及び減衰が相殺されるため妻壁を弾性と仮定した簡易評価でも良い精度が得られる。（付録 14 参照）

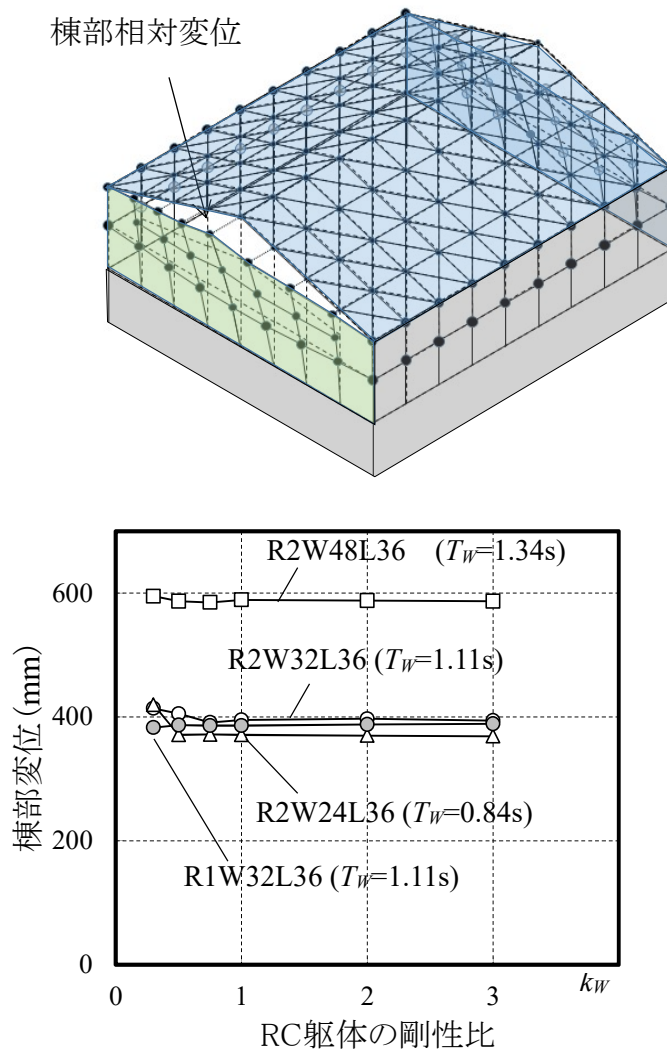


図 6.7 ローラー支承部変位のスパン長 W による影響

表 6.6 妻壁ローラー支承部変位の評価手法

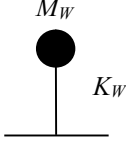
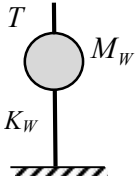
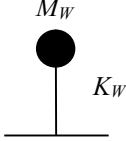
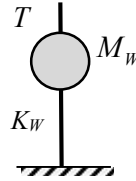
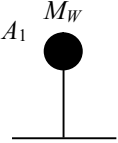
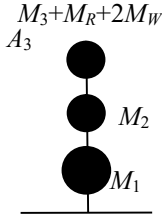
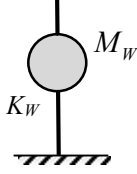
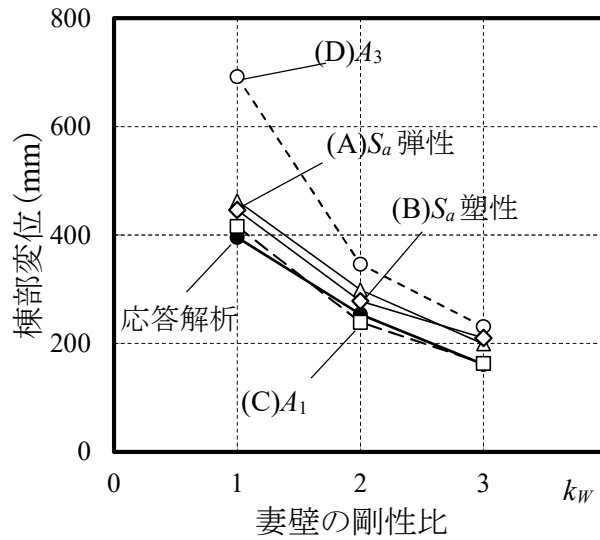
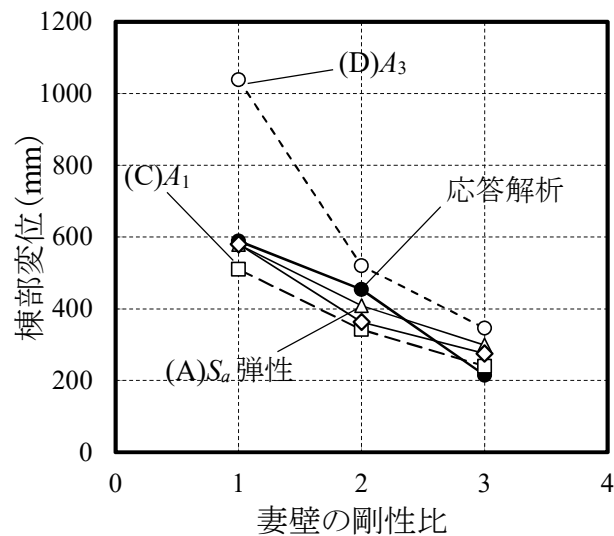
(A) 弾 性	加速度応答スペクトル $S_a = \begin{cases} 4.8 + 45T (T < 0.16) \\ 12 (0.16 < T < 0.864) \\ \frac{10.368}{T} (T > 0.864) \end{cases} \quad (6.41)$ 	(A) $u_m = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (6.49)$ $u_{\max} = r_u \cdot u_m \quad (6.50)$ $T = 2\pi\sqrt{M_W / K_W} \quad (6.51)$ 
(B) 塑 性		(B) $u_m = \frac{S_a}{\omega^2} D_h \quad (6.52)$ $h'_{eq} = 2((\mu - 1) - \ln(\mu)) / \pi(\mu - 1) \quad (6.53)$ $T' = 2\pi\sqrt{M_W / K'_W} \quad (6.54)$ $D_h = \sqrt{\frac{1 + 25 \cdot 0.05}{1 + 25(0.05 + h'_{eq})}} \quad (6.55)$ $K'_W = K_W / \mu \quad (6.56)$ 
(C)	加速度 A_1 $A_{G\max} = Z \cdot R_t \cdot A_1 \cdot C_0 \cdot g \quad (6.42)$ $P = M_W A_{G\max} \quad (6.43)$ $A_1 = 1.0 \quad (6.44)$ $C_0 = 1.0 \quad (6.45)$ 	(C) $u_m = \frac{P}{K_W} \quad (6.57)$ $u_{\max} = r_u \cdot u_m \quad (6.58)$
(D)	加速度 A_3 $A_{G\max} = Z \cdot R_t \cdot A_3 \cdot C_0 \cdot g \quad (6.46)$ $P = M_W A_{G\max} \quad (6.47)$ $C_0 = 1.0 \quad (6.48)$ 	

表 6.7 ローラー支承部変位の評価例(R2W32L36) 応答解析 $u_m r_u = 0.395\text{m}$

(A)妻壁を弾性で見なす		(B)塑性		(C)妻壁1質点		(D)建物3質点	
妻壁質量 M_W (t)	116	K'_W	1.43	妻壁質量 M_W	116	屋根剛質量 M_3	599
K_W (kN/mm)	3.69	T'_W (s)	1.79	A_1	1	全体質量	2,469
妻壁固有周期 T_W (s)	1.11	ω'	3.51	R_t	0.89	A_3	1.42
ω	5.64	S_a (m/s ²)	5.79	妻壁 T_W (s)	1.11	建物固有周期 T	0.18
S_a (m/s ²)	9.30	μ	2.59	地震力 P	970	地震力 P	1,612
μ	1.00	D_h	0.60	K_W (kN/mm)	3.69	K_W (kN/mm)	1.43
u_m (m)	0.293	u_m (m)	0.281	u_m (m)	0.263	u_m (m)	0.437
$u_m r_u$ (m)	0.463	$u_m r_u$ (m)	0.446	$u_m r_u$ (m)	0.416	$u_m r_u$ (m)	0.692



(a) R2W32L36(スパン長 32m)



(b) R2W48L36(スパン長 48m)

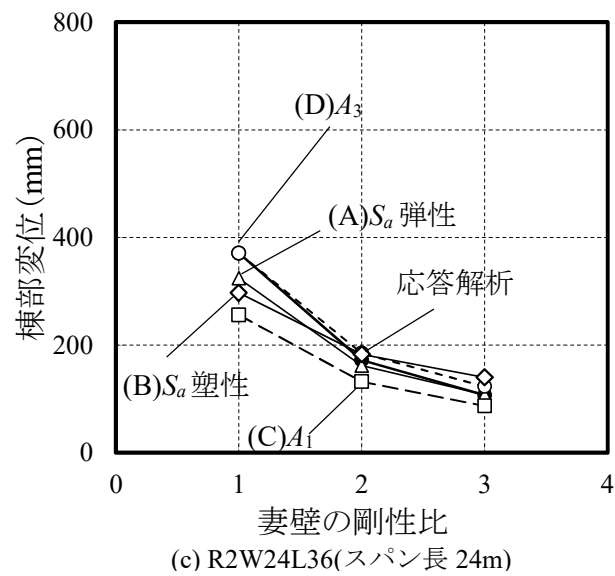


図 6.8 ローラー支承部変位の評価手法による精度比較

6.6 摩擦ダンパー支承部の設計手法

支承部に摩擦ダンパーを設置して、相対変位を制御するとともに屋根面に作用する反力を低減するためのダンパーすべり耐力と変形の評価を行う。図 6.9(a)～(c)に時刻歴応答解析の結果を示す。●は躯体剛性が 0.3 倍、○は 0.5 倍、■は標準、□は 2 倍を示す。同じダンパーすべり耐力では躯体剛性が増加するとダンパー相対変位は減少する。(d)は妻壁重量を標準の 0.5, 1, 1.5, 2 倍に変化させた場合で妻壁重量が増加すると、ダンパー相対変位は増加する。

表 6.8(1) は摩擦ダンパー付妻壁振動系の評価手法を示す。

①妻壁が支承部を通じて屋根面及び躯体部（併せて 1 質点と考える）と共振するモデルで、摩擦ダンパーの耐力が大きくなると共振の影響が表れる。

②は妻壁のみの 1 質点モデルで、屋根面及と躯体部が剛体と仮定したもので共振の影響を無視したモデルである。

表 6.8(2)は支承部変位評価法を示す。

(a)は剛塑性履歴の摩擦ダンパーを楕円履歴で近似して、さらに 2 質点系の共振を考慮した複素固有値解析による評価手法を示す。複素数の取り扱いや、変位 u_m についての収斂計算が必要である。

(b)は付録 11 の式(A11.21)～(A11.28)に示す 2 質点系の近似応答評価手法で 2 次方程式の解で求めることができ収斂計算が不要である。

(c)は付録 11 の式(A11.9)による 1 質点系の近似応答評価手法である。

表 6.8 (3)の(A), (B), (C)は評価モデルと支承部変位の組み合わせを示し、(A)は①と(a)の組み合わせ、(B)は①と(b)の組み合わせ、(C)は②と(c)の組み合わせを示す。

図 6.9(a),(b),(c)に R2W32L36,R2W48L48,R1W32L36 の時刻歴応答解析結果と併せて各評価手法による評価値を示す。左側は躯体剛性比 $k_H=1$ の場合、右側は $k_H=0.5, 1, 2, 3$ について示す。(A)は妻壁と躯体を 2 質点モデルとして、剛塑性履歴の摩擦ダンパーを楕円履歴で近似して共振を考慮した複素固有値による評価であり、解析結果と良く一致している。(B)は同様に 2 質点モデルを用い、非比例減衰の効果を考慮した近似評価式によるもので、共振も再現できており安全側で良い一致を示す。(C)は妻壁のみの 1 質点モデルのためダンパー耐力が大きくなった時点での共振の効果が評価できていない。

表 6.9 に目標変位を 50mm とした評価例を示す。(A), (B)では必要摩擦ダンパーが 7 基分でそれぞれ 490, 510kN と時刻歴応答解析によるダンパー耐力 560kN に近似している。(C)では 425kN と小さい。また、2 章で検討した実在高校体育館での摩擦ダンパー計算例を付録 15 に示す。

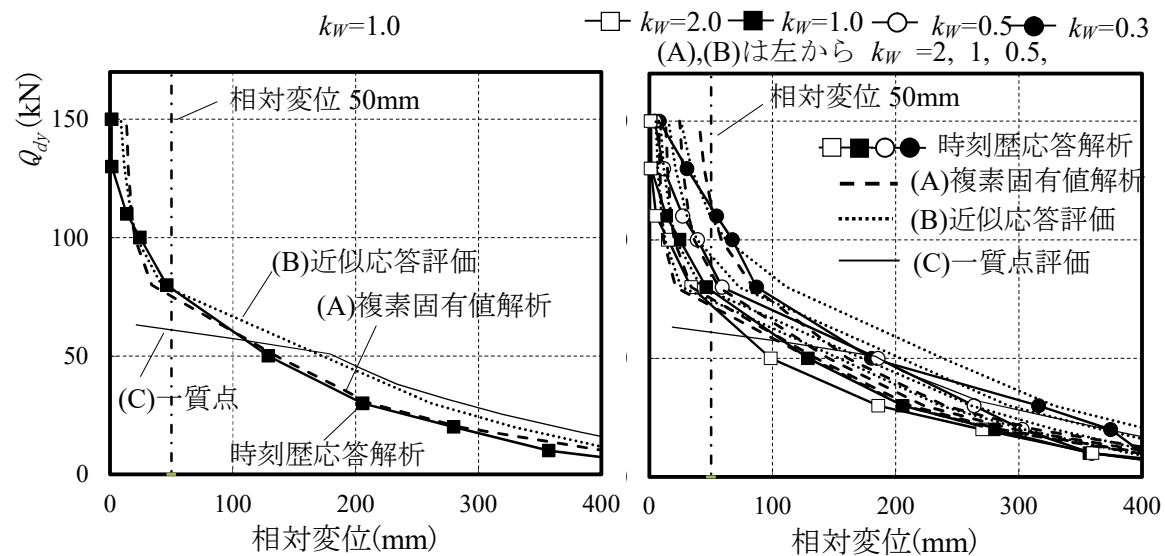
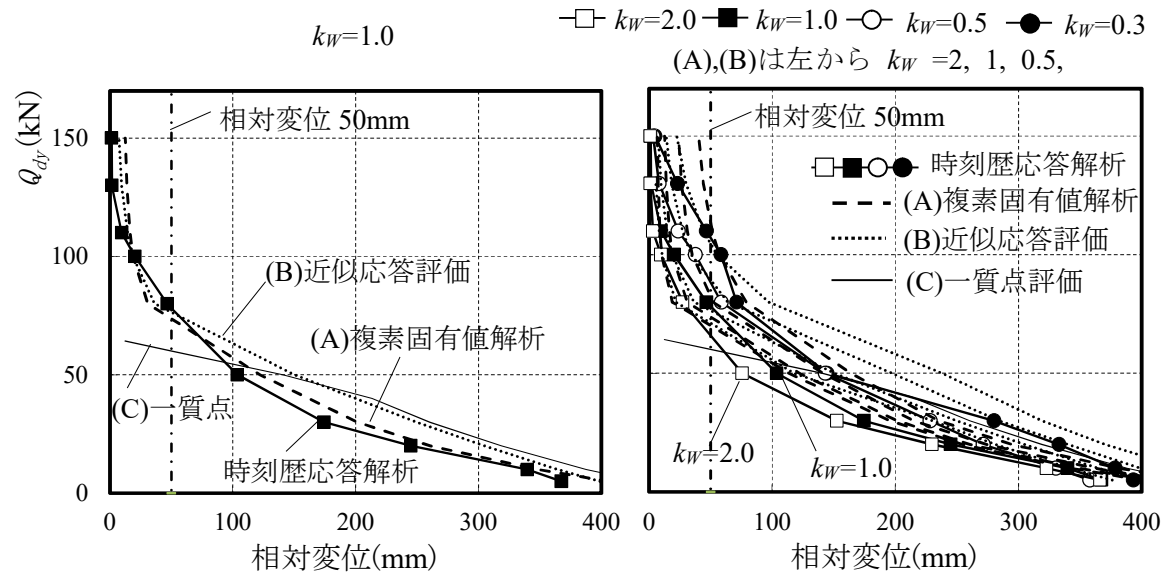


図 6.9 ダンパー支承部相対変位の評価手法による精度比較

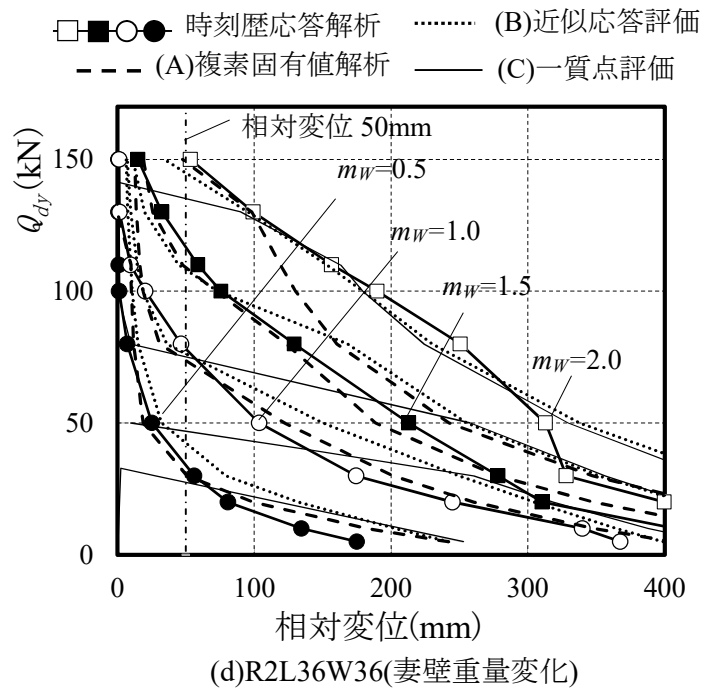
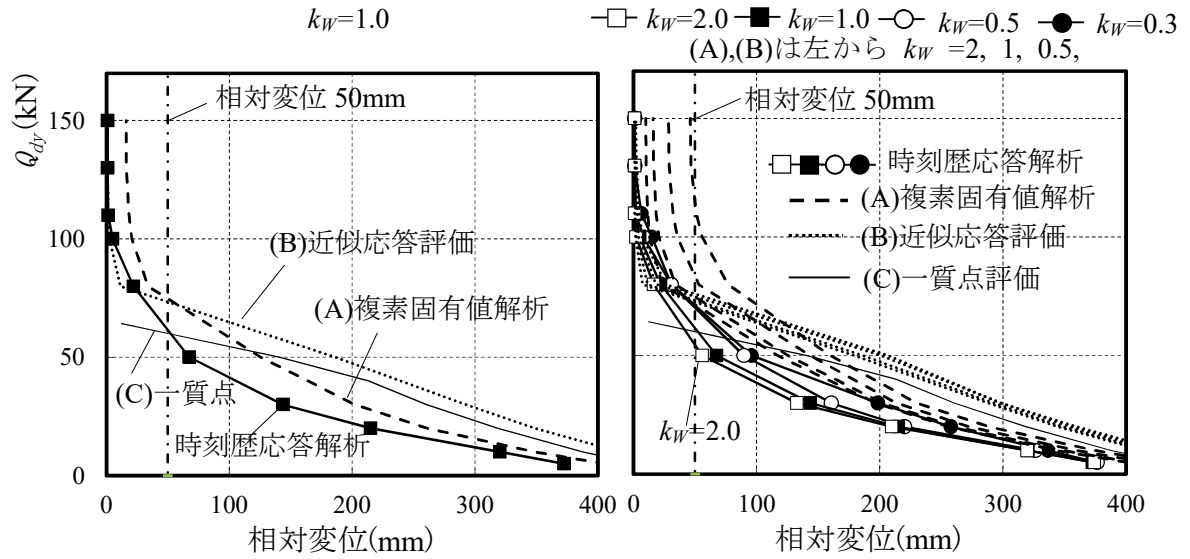


図 6.9 ダンパー支承部相対変位の評価手法による精度比較

表 6.8(1) 摩擦ダンパー付片持架構振動系の評価手法

	妻壁振動系のモデル化
① 二 質 点 モ デ ル	<p>5.6 節による縮約質点系で妻壁が支承部を通じて屋根面及び躯体部（併せて 1 質点と考える）と共振するモデル</p> <p>(1) 定着剛多質点モデル</p> <p>(2) 妻壁振動 3 質点モデル</p> <p>(3) 2 質点モデル</p>
	<p>図 6.10 妻壁振動 2 質点モデル</p> $T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^3 \delta_k \cdot (M_k) + \sum_{k=4}^{n+3} \delta_k \cdot (M_k + 2M_{Wk})}{g \cdot \left(\sum_{k=1}^3 (M_k) + \sum_{k=4}^{n+3} (M_k + 2M_{Wk}) \right)}} \quad (6.59)$ $\delta_i = \frac{1}{12EI_b} \left(\frac{l_i^4}{2} - Ll_i^3 + \frac{L^2}{2} l_i^2 \right) \quad (6.60)$ $\bar{\delta} = \frac{\sum_{i=1}^n M_{WDi} \delta_i}{\sum_{i=1}^n M_{WDi}} \quad (6.61)$ $r_u = \frac{u_{max}}{\bar{\delta}} \quad (6.62)$ $K_{eq} = M_{all} \left(\frac{2\pi}{T_{eq}} \right)^2 \quad (6.63)$ <p>l_i : 各ダンパーの位置 (m)</p> <p>M_{Wdi} : 各ダンパーが負担する妻壁質量 (kg)</p> <p>u_{max} : 棟部目標変位 (mm)</p> <p>n : 屋根部支承部のダンパー設置数</p>

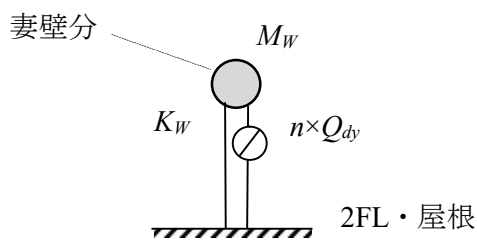
<p>② 一 質 点 モ デ ル</p>	<p>妻壁が 2FL から振動するモデルで屋根部，躯体部は剛体と考え，妻壁は剛体にダンパーを通じて接続している 1 質点モデルと考える。</p> <p>妻壁モデル</p>  <p>図 6.10 妻壁振動 1 質点モデル</p>
--	---

表 6.8 (2) 支承部変位評価法

	支承部変位評価法
	5.6.1 節による複素固有値解析による評価で 2 質点モデル①に対応する。 Q_{dy} に対して u_m を仮定し収斂計算を行い安定した解を u_m とする (付録 9 参照)
(a)	
複	$u_{max} = r_u \cdot u_m$ (6.64)
素	
固	$u_m = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^2 \left(\beta_i \cdot \phi_2 \frac{S_a}{\omega_i^2} D_{hi} \right)^2}}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}}}$ (6.65)
有	
値	
解	$A = u_m \sqrt{1 + \frac{(n \cdot Q_{dy})^2 (4/\pi)^2}{(n \cdot Q_{dy} + K_w u_m)^2}}$ (6.66)
析	
	$C = \frac{(n \cdot Q_{dy} + K_w u_m)}{\sqrt{1 + \frac{(n \cdot Q_{dy})^2 (4/\pi)^2}{(n \cdot Q_{dy} + K_w u_m)^2}}}$ (6.67)
	$S = \frac{n \cdot Q_{dy} 4/\pi}{\sqrt{1 + \frac{(n \cdot Q_{dy})^2 (4/\pi)^2}{(n \cdot Q_{dy} + K_w u_m)^2}}}$ (6.68)
	${}_c K = \frac{C + iS}{A}$ (6.69)
	$\begin{vmatrix} \lambda^2 M_w + {}_c K & \lambda^2 M_w \\ \lambda^2 M_w & \lambda^2 (M_w + M_L) + K_L \end{vmatrix} = 0$ (6.70)
	$D_{hi} = \frac{\sqrt{1 + a h_0}}{\sqrt{1 + a \cdot h_{eqi}}}$ (6.71)
	$\omega_i = \sqrt{\lambda_{Ri}^2 + \lambda_{hi}^2}$ (6.72)
	$h_{eqi} = h_0 + h_i'$ (6.73)

(b) 近 似 応 答 評 価 2 質 点 系	付録 11 に示す近似応答評価 (A11.21～A11.27) で 2 質点モデル②に対応する。 実固有値解析に複素解析の結果を適用して修正したものを基に簡易な近似評価を提案している。
	棟部目標変位 u_{max} を設定して 2 次方程式を解くことにより収斂計算なしに、必要ダンパー耐力 Q_{dy} が求められる。
	$u_m = \frac{u_{max}}{r_u} \quad (6.74)$
	$Q_{dy} = \frac{\alpha K_W u_m}{n} \quad (6.75)$
	$\alpha = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3}}{2A_1} \quad (6.76)$
	$A_1 = \left(C_1 \frac{u_m}{u_0} \right)^2 \quad (6.77)$
	$A_2 = \left(2C_1 \frac{u_m}{u_0} \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right) - C_3^2 \right) \quad (6.78)$
	$A_3 = \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right)^2 - C_3^2 \quad (6.79)$
	$C_1 = \frac{5.25}{1 + 25h_0} \quad (6.80)$
	$C_2 = \frac{1 - 0.3F_{WL \max}}{0.7} \quad (6.81)$
	$C_3 = \frac{(F_{WL \max} - 0.85) T_L}{0.7 T_0} \quad (6.82)$
	$F_{WL \max} = \frac{(R_M - 1)}{2\sqrt{R_M} + 2} + 0.5 \quad (6.83)$
	$u_0 = \frac{S_a}{\omega_0^2} \quad (6.84)$
	$\omega_0 = \sqrt{\frac{K_W}{M_W}} \quad (6.85)$
	$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{M_W + M_L}{K_L}} \quad (6.86)$
	$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_W}{K_W}} \quad (6.87)$
	$R_M = \frac{M_W + M_L}{M_W} \quad (6.88)$

(c) 近 似 応 答 評 価 一 質 点 系	<p>付録 11 に示す近似応答評価(A11.5～A11.9)で 1 質点モデル①に対応する。 棟部目標変位 u_{max} を設定して必要ダンパー耐力 Q_{dy} を求める(付録 10, A10.3)</p> $u_m = \frac{u_{max}}{r_u} \quad (6.89)$ $\alpha = \frac{u_0 - u_m}{3u_m} \quad (6.90)$ $u_0 = \frac{S_a}{\omega_0^2} \quad (6.91)$ $\omega_0 = \sqrt{\frac{K_W}{M_W}} \quad (6.92)$ $Q_{dy} = \frac{\alpha K_W u_m}{n} \quad (6.93)$ $\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{1 + 3\alpha} \quad (6.94)$
---	---

表 6.8(3) ダンパー支承要求性能評価検討ケース

検討ケース	妻壁振動系のモデル化	支承部変位評価法
(A) 複素固有値解析	① 2 質点系 (妻壁と屋根・躯体)	(a) 複素固有値解析
(B) 近似応答評価	① 2 質点系 (妻壁と屋根・躯体)	(a) 近似応答評価 (2 質点系)
(C) 一質点	② 1 質点系 (妻壁のみ)	(b) 近似応答評価 (1 質点系)

表 6.9 ダンパー支承要求性能評価例(R2W32L36) 応答解析 4.7cm 560kN

(A)複素 固有値解 析	u_{max} (m)	u_m (m)	A (m)	C (kN)	S (kN)	λ_1	λ_2	M_W (kg)	M_L (kg)
	0.047	0.03	0.0436	418	433	-4.20+10i	-0.15+33.9i	116,000	1,119,000
	K_W (kN/mm)	ω_1	ω_2	h_1'	h_2'	D_{h1}	D_{h2}	n	$7Q_{dyi}$ (kN)
	3.69	10.9	33.9	0.39	0.004	0.39	0.97	7	490
(B)近似応 答評価	u_{max} (m)	r_u	u_m (m)	R_M	M_W (kg)	M_L (kg)	F_{WLmax}	u_0 (m)	K_W (kN/mm)
	0.05	1.58	0.0316	10.6	116,000	1,119,000	1.63	0.377	3.69
	K_L (kN/mm)	T_0 (s)	T_L (s)	A_1	A_2	A_3	α	n	$7Q_{dyi}$ (kN)
	1,280	1.11	0.195	0.0632	-0.363	0.379	4.37	7	510
(C)一質 点	u_{max} (m)	r_u	u_m (m)	u_0 (m)	K_W (kN/mm)	α	M_W (kg)	n	$7Q_{dyi}$ (kN)
	0.05	1.58	0.0316	0.377	3.69	3.64	116,000	7	425

6.7 結

RC 片持架構を有する鉄骨屋根体育館における定着部反力，RC 片持妻壁の変位及び支承部摩擦ダンパーの要求性能の評価手法について，時刻歴応答解析との比較を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 定着部反力については屋根面を剛とした A_i 分布による加速度を用いたものでは時刻歴応答解析の値より小さくなる場合があり，屋根面の増幅を考慮した加速度で評価する必要がある。簡易には F_{Gai} と柱・梁の降伏耐力を用いた(A)で評価できる。
- 2) 支承部をローラーとした場合の妻壁の相対変位の評価では，妻壁が 2F の床から立ち上がる場合でも片持架構だけからなる 1 質点系として，応答スペクトル法または $C_0=1$, $A_i=1$ として評価を行うと時刻歴応答解析結果と良い一致を示す。簡易には妻壁剛性をひび割れ後の弾性剛性として(A)又は(C)で評価できる。
- 3) 支承部変位を要求性能とした場合の，摩擦ダンパー必要すべり耐力の評価では，妻壁が 2 階床から片持架構となる場合には，躯体部と 2 質点モデルとした評価を行う必要があり近似応答評価(B)で評価できる。さらに実務的な安全率を考慮した簡易評価手法を付録 16 に示す。

第 6 章の参考文献

- 6-1) 成田和彦, 竹内 徹, 松井良太 : RC 妻面架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp. 1895.1904, 2013.11
- 6-2) 成田和彦, 竹内徹, 松井良太. : 鉄骨屋根体育館における RC 片持壁付架構の応答評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 708, pp.273.283, 2015.2
- 6-3) 成田和彦, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹. : エネルギー吸収型支承を用いた体育館 RC 片持架構の応答制御, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 707, pp.157.165, 2015.1
- 6-4) 成田和彦, 寺澤友貴, 前原 航, 松岡祐一, 松井良太, 竹内 徹 : 摩擦ダンパーを用いた鉄骨屋根支承の動的載荷実験および応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 717 号, pp. 1717-1725, 2015.11
- 6-5) Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557.2563, 1970.12
- 6-6) 柴田道生・中村 武・若林 實 : 鉄骨筋違の履歴特性の定式化.その 1 定式化関数の誘導., 日本建築学会論文報告集, 第 316 号, pp.18.23, 1982.6
- 6-7) 日本建築学会関東支部 : 免震・制振構造の設計, 2005
- 6-8) 石丸辰治 : 応答性能に基づく「対震設計」入門, 彰国社, 2004.3

第 7 章 結論

本研究では、RC 片持架構上に鉄骨屋根が設置された R 型学校体育館において立体モデルの時刻歴応答解析をベースに、実際の被害との比較や簡易な 2 質点モデル等を用いた支承部反力の評価手法や支承部相対変位の評価手法、さらに、支承部に摩擦ダンパーを用いた妻壁の応答制御手法について実務での利用を前提に評価手法を提案した。

以下に、本研究で得られた結果を要約して示す。

1. RC 片持架構を有する実在鉄骨屋根体育館の耐震性能と被害状況

茨城県に実在する高校体育館を対象に忠実に模擬した立体モデルを作成し、2011 東北地方太平洋沖地震の際に検討対象体育館の近くで観測された地震波を用いて時刻歴応答解析を行い実際の被害を再現した。その結果、RC 梁と鉄骨造屋根面の定着部の破壊は主に妻面の RC 片持架構の面外振動により説明できることを確認した。妻面壁が大きく面外変形することが、屋根ブレースの変形、天井の落下など、実際に発生した被害の主要因となり得ることを確認した。

また、定着部反力は RC 片持架構の重量と最大応答加速度にほぼ比例することを明らかにした。

2. 鉄骨屋根体育館における RC 片持架構の応答性状について

RC 片持架構の応答に関し一般化した解を得るために、地震波に JMA-Kobe の位相を用い基準化した告示波を採用し、建物の階数、スパン長、桁行長などの規模や躯体部剛性、屋根面剛性を変化させた場合について検討を行った。その結果、RC 片持架構の最大応答加速度は妻面 RC 壁-屋根棟部と側面架構軒部を含む躯体部とからなる 2 質点系と考えたモデルにおいて固有周期比 $R_T=T_{eq}/T_{Req}$ が 1 付近で最大となり、反力も最大となることを確認した。さらに屋根面がブレース構造の場合には妻面の RC 片持架構が内側に振れる際に小梁が座屈する場合があること、小梁に作用する荷重は支承部に作用する反力より大きくなることを明らかにした。

3. 2 質点系における刺激関数の近似式の提案及び応答評価

2 質点系の固有値解析を応用し刺激関数について質量比 R_M と固有周期比 R_T をパラ

メータとする簡易な近似式を導いた。近似式を基に、RC片持架構の重心部最大応答加速度、棟部応答加速度の簡易な評価式を提案し、時刻歴応答解析と良く一致することを示した。

4. エネルギー吸収型支承を用いた体育館 RC 片持架構の応答制御の可能性について

支承部反力を増大させず、RC片持ち架構の応答変位を制御するため、支承部にエネルギー吸収型支承を導入し、妻壁と屋根面の相対変位に対しエネルギー吸収を行う手法を提案し、その効果について分析・検討を行った。

支承部を固定とする設計では、RC片持架構及び屋根面の応答加速度が大きくなり、支承部反力、小梁の部材断面、必要ブレース量が大きくなるため、耐震改修では、支承部の改修に加え、小梁及び屋根面ブレースの交換等が必要となるなど、補強工事が大がかりとなり費用もかかることになる。一方ルーズホールのみでは相対変位が大きくなり支承部及び周辺架構の損傷を回避できない。

粘性ダンパー及び弾塑性ダンパーを支承部に設置した立体解析モデルによる時刻歴応答解析を行ったところ、いずれを用いても支承部固定に比べ反力を抑えつつ相対変位を 50mm 程度まで抑えることが可能であることを明らかにした。

5. 摩擦ダンパーを用いた鉄骨屋根支承の動的載荷実験および応答評価

支承部に設置できる大きさ、製作コスト等を勘案し、摩擦ダンパーを用いたエネルギー吸収型支承を実際に制作して動的載荷実験を行い履歴特性を確認した。

履歴特性をモデル化した時刻歴応答解析の結果、この摩擦ダンパー支承を用いた場合、レベル2地震動に対しては、約 80kN 程度のすべり耐力で、相対変位が 50mm 程度の要求性能が可能となることを確認した。

躯体部と妻壁が共振する非比例減衰系の2質点モデルを複素固有値解析を用いて精度よく評価した。

6. RC 片持架構を有する鉄骨屋根体育館支承部の応答評価および設計法

前章までの知見を総合して実務での評価を前提に、R型体育館の支承部の 1) 反力、2) 相対変位、3) 摩擦ダンパーの要求性能の評価方法及びその精度を検討した。

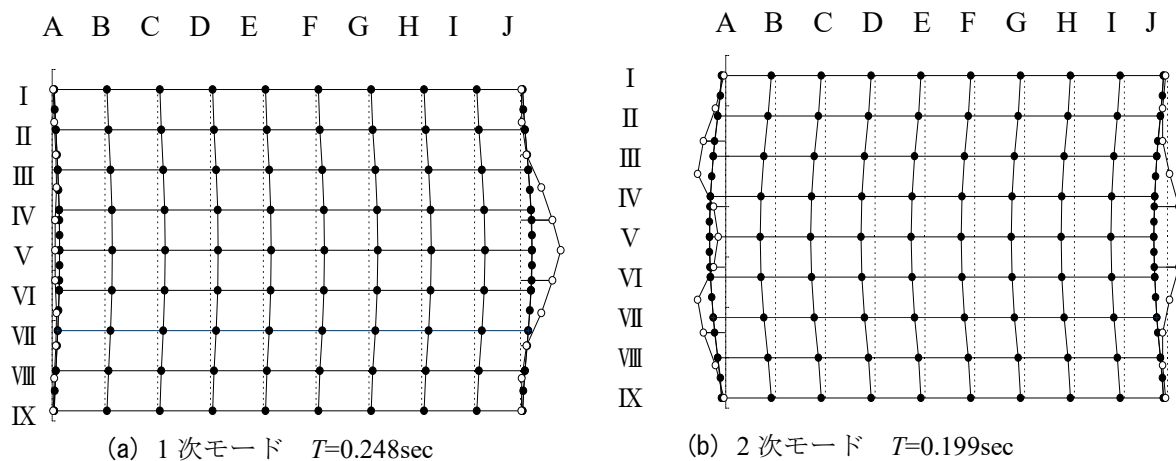
- 1) 定着部反力の評価手法を比較した。加速度には 2 質点系の RC 片持架構の重心部最大応答加速度を用い、RC 片持ち架構の柱脚廻りのモーメントの釣り合いから求めたものが良い適合を示した。従来から行われている屋根面を剛とした A_i 分布による加速度を用いたものでは時刻歴応答解析の値より小さくなる場合があり、屋根面の増幅を考慮した加速度で評価する必要がある。
- 2) 支承部を面外方向にルーズホールとした場合の相対変位の評価手法を比較した。ローラーとした場合の妻面の面外方向の変位は、妻壁を上半分の 1 質点とした簡易モデルで時刻歴応答解析と良い対応を示した。妻壁が 2 階床から立ち上がる場合でも、固有周期の違いから下層との共振は発生せず、1 層で検討してよく、片持架構だけからなる 1 質点系としてモデル化し、応答スペクトル法または $C_0=1, A_i=1$ として評価を行うと時刻歴応答解析結果と良い一致を示す。
- 3) 支承部に摩擦ダンパーを導入した場合について、時刻歴応答解析によらず簡易に精度よく、必要すべり耐力、相対変形、棟部加速度等のダンパー要求性能を評価する手法を比較した。躯体部と妻壁が共振する 2 質点モデルにより評価を行うと時刻歴応答解析結果と良い一致を示す。収斂計算によらず、2 次方程式を解くことで簡易に精度のよい結果が得られる近似応答評価手法を提案しその精度を確認した。さらに、実務的に簡易に安全側の結果が得られる評価手法も示した。

付 録

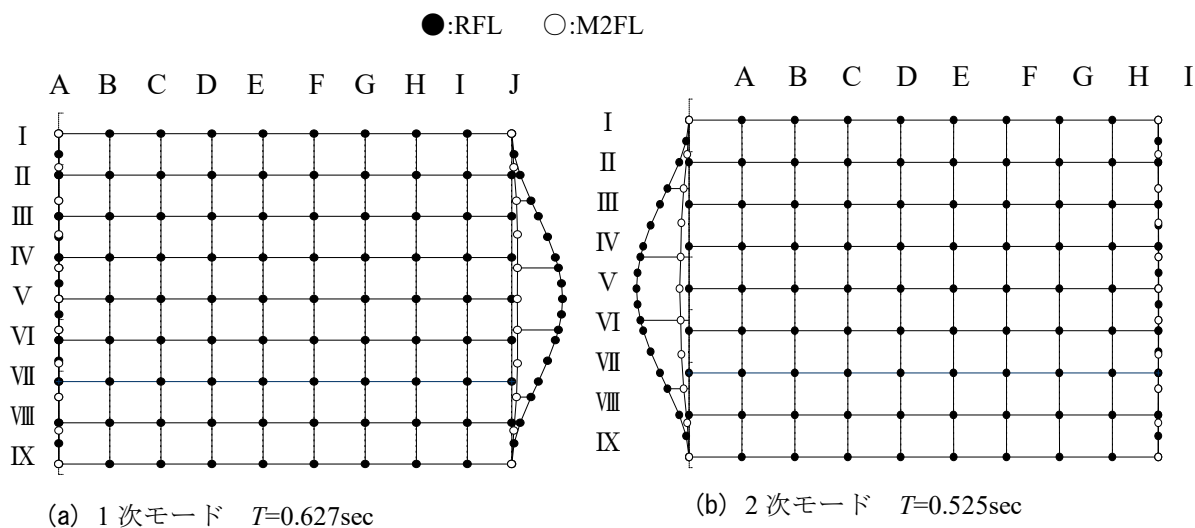
付録 1 振動モードについて

本文 2 章表 2.2 に示す As, Af の 1 次, 2 次モードについて付図 1.1, 1.2 に示す。Af では, 1 次モード $T=0.627\text{sec}$ は J 妻面が応答するモードとなり, 2 次モード $T=0.525\text{sec}$ は A 妻面が応答するモードとなる。

●:RFL ○:M2FL



付図 1.1 As の振動モード



付図 1.2 Af の振動モード

付録 2 建物の質量および質量分布

本文 2 章の解析に用いたモデルの屋根面等の質量を付表 2.1 に示す。ここで、屋根面において I～V は図 2(a) に示す各通りにおいて鉄骨屋根面の A～J 通りの質量の合計を示している。また各層の保有水平耐力を付表 2.2 に示す。

付表 2.1 屋根面等重量 (kN)

		A	屋根面	桁, 床等	J	計
RF	V	71	194		136	400
	IV	200	388		287	874
	III	112	388		202	701
	II	159	388		217	763
	I	215		1877	231	2324
M2F		918		5116	1118	7151
2F				13481		

付表 2.2 保有水平耐力

(a) X 方向 (検討方向)

	Σw_i	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
M2F	5,062	1.63	0.35	1.11	3,207	7,484	2.33
2F	12,213	1.30	0.4	1	6,346	14,929	2.35
1F	25,694	1.00	0.45	1	11,562	25,387	2.20

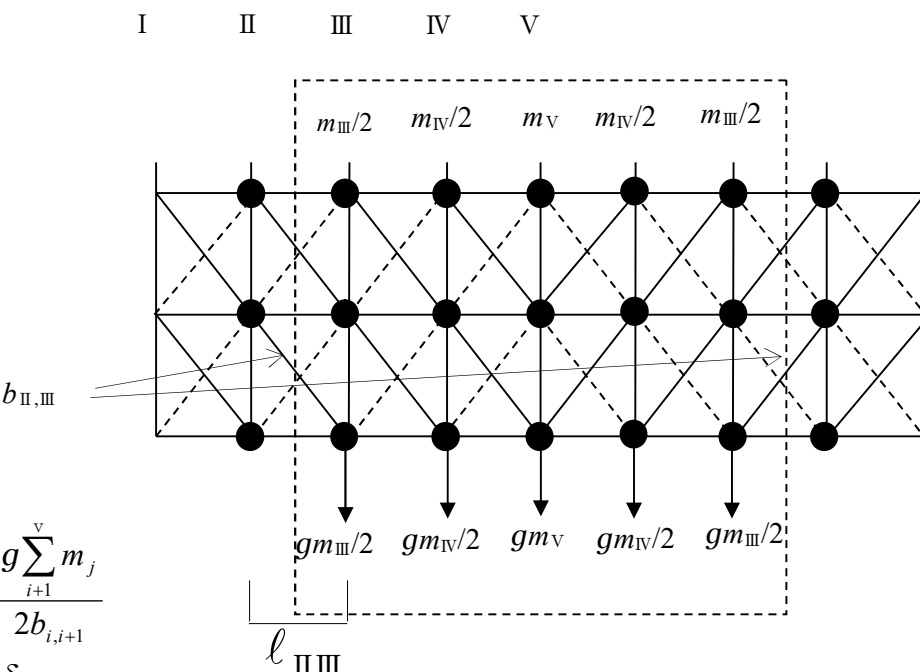
(b) Y 方向

	Σw_i	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
M2F	5,062	1.63	0.4	1.5	4,953	8,886	1.79
2F	12,213	1.30	0.55	1	8,726	17,725	2.03
1F	25,694	1.00	0.45	1.98	22,893	30,141	1.32

付録 3 境界変形角について

本文 2.3.4 節に示す境界変形角は、図 2.18 による Ai 分布の屋根面質点モデルを決定する上での屋根面剛性の閾値として定義し、変形角が境界変形角以下の領域については一つの質点としてモデル化し、境界変形角以上の領域については、I 通り、II 通りなどの構面毎に一つの質点としてモデル化している。

付図 3 で一例として II, III 間について考えると、下方に 1G の加速度がかかるものとして、II, III 間に作用する力は $g \times (m_{III} + m_{IV} + m_V)$ となる。ここで、 m_j は図 18 に従い棟の両側の質量の和、 b_{II} , b_{III} は II, III 間のブレース引張剛性である。こうして式 (付 1) より求めた θ_{II} , θ_{III} が小梁 II, III 間の変形角となる。今回は変形角 1/1200 を閾値として「境界変形角」とし Ai 分布を適用するモデル化の際に質点を分離することとしている。



$$\delta_{i,i+1} = \frac{g \sum_{j=i+1}^V m_j}{2b_{i,i+1}}$$

$$\theta_{i,i+1} = \frac{\delta_{i,i+1}}{\ell_{i,i+1}}$$

(付 1)

$$g = 9.8(m/s^2)$$

$b_{i,i+1}$: 桁面から $i, i+1$ 間のブレース引張剛性 の和 (N/m)

m_j : 桁面から j 番目の質量 (kg 図18に従い両側の和)

$\ell_{i,i+1}$: 桁面から $i, i+1$ 間の小梁間距離 (m)

$\theta_{i,i+1}$: 桁面から $i, i+1$ 間の変形角 (rad)

付図 3.1 水平ブレース層間変形角の求め方

付録 4 Ai 分布による加速度の算出

本文 2.3.4 節の屋根面加速度の評価において、Ai 分布の適用について境界変形角 1/1200 を適用してモデル化した場合の例を $R_k=1.0$ と $R_k=2.0$ について付図 4.1 に示す。a) $R_k=1.0$ ではIV,V間が分離しないため、IV Vの質量が 1 つになる。また、b) $R_k=2.0$ では I から V 全てが分離しないため I から V の質点が 1 つになる。Ai 分布による加速度の算出結果を付表 4.1 に示す。

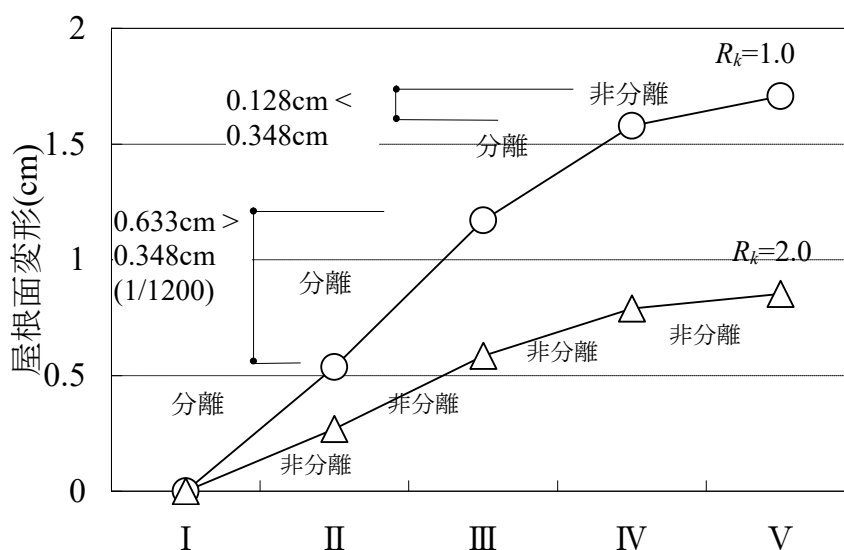
付表 4.1 Ai 分布モデル化と棟部加速度の関係

(a) $R_k=1.0$

階	$g m_i$ (kN)	w_i (kN)	Σw_i (kN)	A_i	R_t	C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)	α_i
RF	V	400							
	IV	874	1274	2.36	1	2.36	3009	3009	2.36
	III	701	701	2.08	1	2.08	4113	1104	1.57
	II	763	763	1.91	1	1.91	5221	1108	1.45
	I	2324	2324	1.63	1	1.63	8254	3033	1.31
M2F	7151	7151	12213	1.30	1	1.30	15866	7611	1.06
2F	13481	13481	25694	1.00	1	1.00	25694	9828	0.73

(b) $R_k=2.0$

階	$g m_i$ (kN)	w_i (kN)	Σw_i (kN)	A_i	R_t	C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)	α_i
RF	V	400							
	IV	874							
	III	701							
	II	763							
	I	2324	5062	1.63	1	1.63	8254	8254	1.63
M2F	7151	7151	12213	1.30	1	1.30	15866	7611	1.06
2F	13481	13481	25694	1.00	1	1.00	25694	9828	0.73



付図 4.1 1G での屋根面変形と分離状況

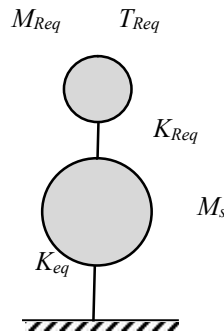
付録 5 2 質点系の刺激関数の近似式（水平応答増幅率 F ）

（本文 3.3.3 節関係）

1 1 次モードの刺激関数

2 質点系の固有値解析において各質点の水平応答増幅率は刺激関数として表されるが質量や剛性を含むやや複雑な形であり、簡便な形の近似式を求めることは工学的に有用と考える。そこで、質量比、周期比を用いた近似式を導く。

付図 5.1 に示す 2 質点モデルにおいて、式 (3.19) を導く。上部の質量を M_{Req} 、下部の質量を $M_S = M_{eq} - M_{Req}$ とし、周期比 R_T 及び質量比 R_{M1} を式(A5.1), (A5.2) で定義すると、1 次固有円振動数 ω_1 は式(A5.4)で表される⁷⁾。ここで ω_{Req} は T_{Req} に対応する固有円振動数 (式(A5.3)) とする。



付図 5.1 2 質点モデル

$$F = {}_1\beta \cdot {}_1\phi_2 = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{再掲 3.19})$$

$$R_T = \frac{T_{eq}}{T_{Req}} \quad (\text{A5.1})$$

$$R_{M1} = \frac{M_S}{M_{Req}} \quad (\text{A5.2})$$

$$\omega_{Req} = \sqrt{\frac{K_{Req}}{M_{Req}}} \quad (\text{A5.3})$$

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{R_{M1}(1 + R_T^2) - \sqrt{R_{M1}^2(1 + R_T^2)^2 - 4R_{M1}^3R_T^2/(1 + R_{M1})}}{2R_{M1}^2R_T^2/(1 + R_{M1})}} \omega_{Req} \quad (\text{A5.4})$$

このとき、下部質点 M_S の振幅を 1 とした場合の 1 次振動モードは式(A5.5)となり、刺激係数 ${}_1\beta$ は式(A5.6)となる。

$$\begin{pmatrix} {}_1\phi_1 \\ {}_1\phi_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{K_{Req}}{K_{Req} - \omega_1^2 M_{Req}} \end{pmatrix} \quad (A5.5)$$

$${}_1\beta = \frac{\sum {}_1\phi_i M_i}{\sum {}_1\phi_i^2 M_i} = \frac{M_S + \frac{K_{Req} M_{Req}}{K_{Req} - \omega_1^2 M_{Req}}}{M_S + \left(\frac{K_{Req}}{K_{Req} - \omega_1^2 M_{Req}} \right)^2 \cdot M_{Req}} = \frac{\frac{M_S}{M_{Req}} + \left(\frac{K_{Req}}{K_{Req} - \omega_1^2 M_{Req}} \right)}{\frac{M_S}{M_{Req}} + \left(\frac{K_{Req}}{K_{Req} - \omega_1^2 M_{Req}} \right)^2} \quad (A5.6)$$

ここで、 M_{Req} の振幅 ${}_1\phi_2$ を B とおくと刺激係数 ${}_1\beta$ は式(A5.7)となる。

$${}_1\beta = \frac{R_{M1} + B}{R_{M1} + B^2} \quad (A5.7)$$

B は式(A5.9)の C を用いて式(A5.10)で表される。

$$B = \frac{K_{Req}}{K_{Req} - \omega_1^2 M_{Req}} = \frac{\frac{K_{Req}}{K_{eq}}}{\frac{K_{Req}}{K_{eq}} - \omega_1^2 \frac{M_{Req}}{K_{eq}}} = \frac{\frac{K_{Req}}{K_{eq}}}{\frac{K_{Req}}{K_{eq}} - \omega_1^2 \frac{K_{Req}}{K_{eq}} \cdot \frac{M_{Req}}{K_{Req}}} = \frac{1}{1 - \frac{\omega_1^2}{\omega_{Req}^2}} \quad (A5.8)$$

$$\frac{\omega_1^2}{\omega_{Req}^2} = C \quad (A5.9)$$

$$B = \frac{1}{1 - C} = 1 + \frac{C}{1 - C} \quad (A5.10)$$

上部質点の 1 次モードの応答増幅率を F' とおくと F' は ${}_1\beta$ に M_{Req} の振幅 B を乗じて、式(A5.11)で表わされる。

$$F' = {}_1\beta \cdot {}_1\phi_2 = \frac{R_{M1} + B}{R_{M1} + B^2} B = 1 + \frac{R_{M1}(B - 1)}{R_{M1} + B^2} = 1 + \frac{R_{M1} \left(\frac{C}{1 - C} \right)}{R_{M1} + \left(1 + \frac{C}{1 - C} \right)^2}$$

$$=1+\frac{R_{M1}}{\frac{R_{M1}}{\left(\frac{C}{1-C}\right)}+\frac{1+\left(\frac{C}{1-C}\right)^2+\frac{2C}{1-C}}{\left(\frac{C}{1-C}\right)}} \quad (\text{A5.11})$$

ここで $X=\frac{1-C}{C}$ (A5.12) とおくと式(A5.11)は式(A5.13)となる。

$$F'_{=1}\beta_{\cdot 1}\phi_2=1+\frac{R_{M1}}{X(R_{M1}+1)+\frac{1}{X}+2} \quad (\text{A5.13})$$

$$F' \text{が最大となる } X \text{ は } X_{max}=\frac{1}{\sqrt{R_{M1}+1}} \quad (\text{A5.14})$$

$$\text{で最大値は } F'_{max}=1+\frac{R_{M1}}{2(\sqrt{R_{M1}+1}+1)} \quad (\text{A5.15})$$

となる。

この時の R_T は $C=C_{max}$ とおくと式(A5.12), (A5.14), (A5.4)から式(A5.16)に示す R_T についての方程式が得られる。これを解くと $R_T=1$ が求まる。以下に過程を示す。

$$C_{max}=\frac{1}{X_{h2max}+1}=\frac{\sqrt{R_{M1}+1}}{1+\sqrt{R_{M1}+1}}=\frac{(1+R_T^2)-\sqrt{(1+R_T^2)^2-\frac{4R_{M1}R_T^2}{1+R_{M1}}}}{\frac{2R_{M1}R_T^2}{1+R_{M1}}} \quad (\text{A5.16})$$

$d=1+R_{M1}$ とおき整理すると

$$(1+R_T^2)-\frac{2R_{M1}R_T^2}{d}\cdot\frac{\sqrt{d}}{1+\sqrt{d}}=\sqrt{(1+R_T^2)^2-\frac{4R_{M1}R_T^2}{d}} \quad (\text{A5.17})$$

両辺を 2 乗して整理すると

$$\frac{R_{M1}R_T^2}{d(1+\sqrt{d})^2}-\frac{(1+R_T^2)}{\sqrt{d}(1+\sqrt{d})}=-\frac{1}{d} \quad (\text{A5.18})$$

$$(1+\sqrt{d})(R_T^2-1)=0 \quad (\text{A5.19})$$

$$R_T = 1 \quad (\text{A5.20})$$

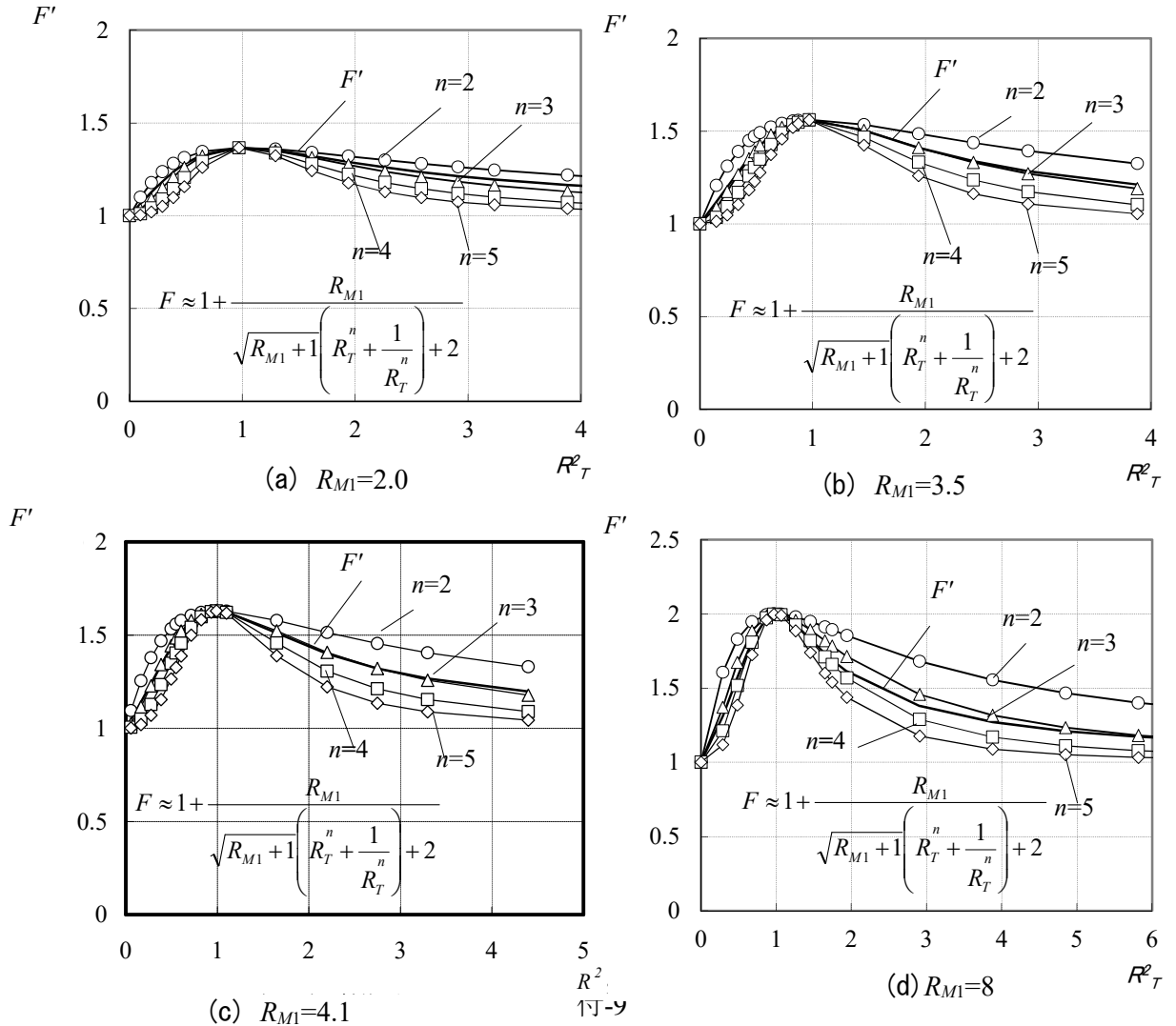
式(A5.20)から F' が最大となる周期比は $R_T=1$ となり質量比 R_{M1} によらないことがわかる。また、式(A5.13)で F' は $X=0, X=\infty$ で 1 となるが、 $X \rightarrow 0$ は、 $C \rightarrow 1, \omega_1/\omega_{Req} \rightarrow 1, K_{eq} \rightarrow \infty$ を表し上部 1 質点の状態を示し、また、 $X \rightarrow \infty$ は、 $C \rightarrow 0, \omega_1/\omega_{Req} \rightarrow 0, \omega_{Req} \rightarrow \infty, K_{Req} \rightarrow \infty$ を表し上部質点と下部質点が一体となり 1 質点の状態を示す。

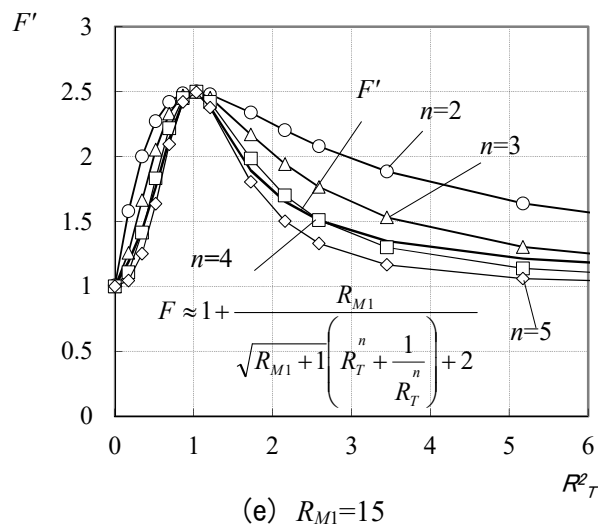
次に F' を R_T の簡単な関数で表すことを試みる。付図 1 に F' と R_T との関係を示す。 F' は C の関数であり、 C は式(A5.4)右辺の根号内で表される複雑な関数である。

式(A5.13)で X を式(A5.21)と Y で表すと式(A5.22)となる。

$$X = \frac{Y}{\sqrt{R_{M1} + 1}} \quad (\text{A5.21})$$

$$F' = 1 + \frac{R_{M1}}{\sqrt{R_{M1} + 1} \left(Y + \frac{1}{Y} \right) + 2} \quad (\text{A5.22})$$

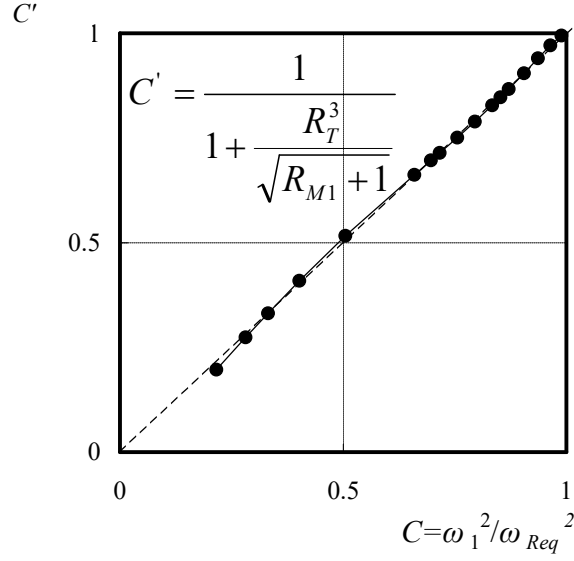


付図 5.2 F - R_T 関係

このとき、 F' は $R_T=1$ で最大となること、及び式(A5.22)では分母に $Y+1/Y$ が有ることから $Y=1$ で最大となる。従って Y は $R_T=1$ で 1 となる必要がある。そのような関数の中で調整のための変数を 1 つ含むものとして $Y=R_{Tn}$ を選定する。 $Y=R_{Tn}$ と仮定して n が整数で精解と最も良く対応する n を付図 5.1 から求める。

付図 5.1 に $R_{M1}=2, 3.5, 4.1, 8, 15$ の場合について $n=2, 3, 4, 5$ とした場合の F' との適合状況の例を示す。 R_{M1} をパラメータに検討すると $R_{M1}=2$ では $n=2\sim3$ の間, $R_{M1}=3.5$ では $n=3$, $R_{M1}=4.1$ では $n=3$, $R_{M1}=8$ では $n=3\sim4$, $R_{M1}=15$ では $n=4$ となる。RC 片持壁を有する鉄骨屋根体育館では $R_{M1}=3\sim5$ 程度であることから $n=3$ とする。この時 F' は式(A5.23)で近似される。

また、 $\omega_1^2/\omega_{Req}^2$ は式(A5.25)の C' で近似される。付図 2 に $R_{M1}=4.1$ の場合の $\omega_1^2/\omega_{Req}^2$ と C' との関係を示す。両者はよい一致を示していることから以降(A5.25)の C' を用いて F を評価する。

付図 5.3 C' - C 関係($R_{M1}=4.1$)

$$F' \approx F = 1 + \frac{R_{M1}}{\sqrt{R_{M1} + 1} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A5.23})$$

$$Y = \sqrt{R_{M1} + 1} \cdot X \approx R_T^3 = \sqrt{R_{M1} + 1} \cdot \frac{1 - C'}{C'} \quad (\text{A5.24})$$

$$C = \frac{\omega_1^2}{\omega_{Req}^2} \approx C' = \frac{1}{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_{M1} + 1}}} \quad (\text{A5.25})$$

式(A5.23)において, $R_{M1}+1$ を既往の研究に合わせて R_M と表記すると式(A5.27)となる。

$$R_M = \frac{M_{eq}}{M_{Req}} = R_{M1} + 1 \quad (\text{A5.26})$$

$$F = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A5.27})$$

以上の過程により F が R_T と R_M で表現された。

次に下部質点の刺激関数 ${}_1\beta_1 \cdot \phi_1$ の近似式を求める。

$$F' = {}_1\beta_1 \phi_1 = \frac{R_{M1} + B}{R_{M1} + B^2} = 1 - \frac{B \cdot (B-1)}{R_{M1} + B^2} = 1 - \frac{\left(1 + \frac{C}{1-C}\right) \left(\frac{C}{1-C}\right)}{R_{M1} + \left(1 + \frac{C}{1-C}\right)^2} \quad (\text{A5.28})$$

ここで $X = \frac{1-C}{C}$ とおくと式(A5.11)は式(A5.13)となる。

$$F' = {}_1\beta_1 \phi_1 = 1 - \frac{1 + \frac{1}{X}}{X(R_{M1} + 1) + \frac{1}{X} + 2} \quad (\text{A5.29})$$

式(A5.28)で X を式(A5.31)と Y で表すと式(A5.32)となる。

$$X = \frac{Y}{\sqrt{R_{M1} + 1}} \quad (\text{A5.31})$$

$$F' = 1 - \frac{1 + \frac{\sqrt{R_{M1} + 1}}{Y}}{\sqrt{R_{M1} + 1} \left(Y + \frac{1}{Y} \right) + 2} \quad (\text{A5.32})$$

上部と同様に、式(A5.33)とおくと F' は式(A5.34)となる。

$$Y \approx R_T^3 \quad (\text{A5.33})$$

$$F' = 1 - \frac{1 + \frac{\sqrt{R_{M1} + 1}}{R_T^3}}{\sqrt{R_{M1} + 1} \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A5.34})$$

R_{M1} を R_M に置き換えると式(A5.36)となる。

$$R_M = \frac{M_{eq}}{M_{Req}} = R_{M1} + 1 \quad (\text{A5.35})$$

$$F' = {}_1\beta_1 \phi_1 = 1 - \frac{1 + \frac{\sqrt{R_M}}{R_T^3}}{\sqrt{R_M} \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A5.36})$$

以上で下部質点の 1 次モードの刺激関数が近似できた。

2 2 次モードの刺激関数の近似式

2 質点系では式(A5.37), (A5.38)が成立する。ここで ${}_1\beta$ は 1 次モードの刺激係数, ${}_2\beta$ は 2 次モードの刺激係数, ${}_2\phi_2$ は 2 次モードの上部質点の振幅を表す。 ${}_2\phi_1$ は 2 次モードの下部質点の振幅を表す。

$${}_1\beta \cdot {}_2\phi_2 + {}_2\beta \cdot {}_2\phi_1 \quad (\text{A5.37})$$

$${}_1\beta \cdot {}_1\phi_1 + {}_2\beta \cdot {}_2\phi_2 \quad (\text{A5.38})$$

従って, 2 次モードの上部質点の刺激関数の近似式は(A5.39)となる。

$$F_2 = {}_2\beta \cdot {}_2\phi_2 = {}_1\beta \cdot {}_1\phi_1 = -\frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3}\right) + 2} \quad (\text{A5.39})$$

同様に 2 次モードの下部質点の刺激関数の近似式は(A5.40)となる。

$$F_2' = {}_2\beta \cdot {}_2\phi_1 = {}_1\beta \cdot {}_1\phi_1 = \frac{1 + \frac{\sqrt{R_M}}{R_T^3}}{\sqrt{R_M} \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3}\right) + 2} \quad (\text{A5.40})$$

また, 1 次の固有周期は式(A5.25)から式(A5.43)で表される。

$$\frac{\omega_1^2}{\omega_{Req}^2} \approx \frac{1}{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}}} \quad (\text{A5.41})$$

$$\omega_1 \approx \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}}}} \omega_{Req} \quad (\text{A5.42})$$

$$T_1 \approx \sqrt{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}}} \cdot T_{Req} \quad (\text{A5.43})$$

2 次モードの固有周期は以下のように求められる。2 質点モデルの 1 次及び 2 次の固有円振動数の 2 乗 ω_1^2, ω_2^2 は式(A5.44)の解であり根と係数の関係から式(A5.45)となる。

$$\lambda^2 - \lambda \left(\frac{K_{Req}}{M_{Req}} + \frac{K_{eq} + K_{Req}}{M_S} \right) + \frac{K_{eq}}{M_S} \cdot \frac{K_{Req}}{M_{Req}} = 0 \quad (\text{A5.44})$$

$$\omega_1^2 \cdot \omega_2^2 = \frac{K_{eq}}{M_S} \cdot \frac{K_{Req}}{M_{Req}} = \frac{\omega_{Req}^2 \cdot R_M}{R_T^2 (R_M - 1)} \omega_{Req}^2 \quad (\text{A5.45})$$

$$\left(\frac{T_{Req}}{T_1} \right)^2 \left(\frac{T_{Req}}{T_2} \right)^2 = \frac{R_M}{R_T^2 (R_M - 1)} \quad (\text{A5.46})$$

$$T_2 = \sqrt{\frac{R_T^2 (R_M - 1)}{R_M}} \cdot \frac{T_{Req}^2}{T_1} \quad (\text{A5.47})$$

以上で 2 質点系の刺激関数及び固有周期がすべて R_M と R_T を陽に含む関数で近似出来た。改めて以下に示す。付図 2.1.4 に $R_M=5.1$ の場合の固有値解析による刺激関数と近似式の比較を示す。破線は近似式、実線は固有値解析の結果を示すがよく一致している。

$${}_1\beta_1 \phi_2 = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A5.48})$$

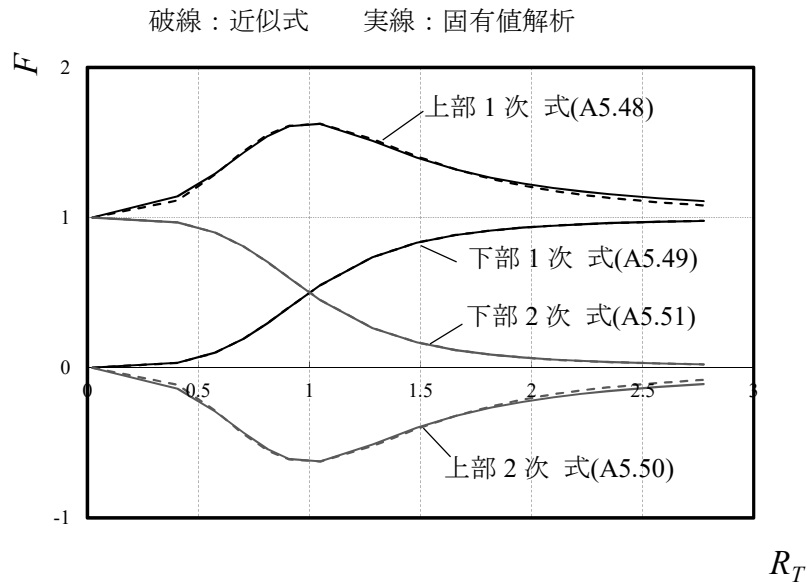
$${}_1\beta_1 \phi_1 = 1 - \frac{1 + \frac{\sqrt{R_M}}{R_T^3}}{\sqrt{R_M} \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A5.49})$$

$${}_2\beta_2 \phi_2 = - \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A5.50})$$

$${}_2\beta_2\phi_1 = \frac{1 + \frac{\sqrt{R_M}}{R_T^3}}{\sqrt{R_M}\left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3}\right) + 2} \quad (\text{A5.51})$$

$$T_1 \approx \sqrt{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}}} \cdot T_{Req} \quad (\text{A5.52})$$

$$T_2 = \sqrt{\frac{R_T^2(R_M - 1)}{R_M}} \cdot \frac{T_{Req}^2}{T_1} \quad (\text{A5.53})$$



付図 5.4 刺激関数の近似式の精度($R_M=5.1$)

付録 6 2 次モードを考慮した棟部加速度評価式 (本文 3.4 節関係)

棟部加速度評価式 F の誘導において、本文では 3.3 章式(3-19)に示すように 1 次モードのみを用いている。これは、通常の躯体剛性、屋根面剛性の場合 2 次モードの影響が小さいこと、及び提案式が複雑になるためである。しかし、図 3-13 (Aa), (Ca), (Da)などで極大となる $R_T=1$ における F_{Rmax} が解析値より小さい傾向が見られることから 2 次モードの影響を評価する。

2 質点モデルの 2 次モードの上部質点の振幅 F_2 は式(A6.5)で表される。

$$F = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A6.1})$$

2 質点系では式(A6.2)が成立する。ここで ${}_2\beta$ は 2 次モードの刺激係数、 ${}_2\phi_2$ は 2 次モードの上部質点の振幅を表す。

$$1 = {}_1\beta \cdot {}_1\phi_2 + {}_2\beta \cdot {}_2\phi_2 \quad (\text{A6.2})$$

$$F = {}_1\beta \cdot {}_1\phi_2 \quad (\text{A6.3})$$

$$F_2 = {}_2\beta \cdot {}_2\phi_2 \quad (\text{A6.4})$$

$$F_2 = 1 - F = - \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A6.5})$$

したがって f_w と f_R を考慮すると 2 次モードの片持壁棟部の水平応答倍率 F_{R2} は式(A6.6)となる。

$$F_{R2} = -f_w \cdot f_R \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{A6.6})$$

SRSS を適用すると棟部応答加速度は式(A6.7)で表される。

$$A_{Rmax} = \sqrt{(F_R \cdot S_a)^2 + (F_{R2} \cdot {}_2S_a)^2} \quad (\text{A6.7})$$

ここで ${}_2S_a$ は T_2 に対応する等価 1 質点系の応答加速度を示す。なお、2 次の固有周期 T_2 は以下により式(A6.11)で近似できる。

2 質点モデルの 1 次及び 2 次の固有円振動数の 2 乗 ω_1^2, ω_2^2 は式(A6.8)の解であり根と係数の関係から式(A6.9)となる。

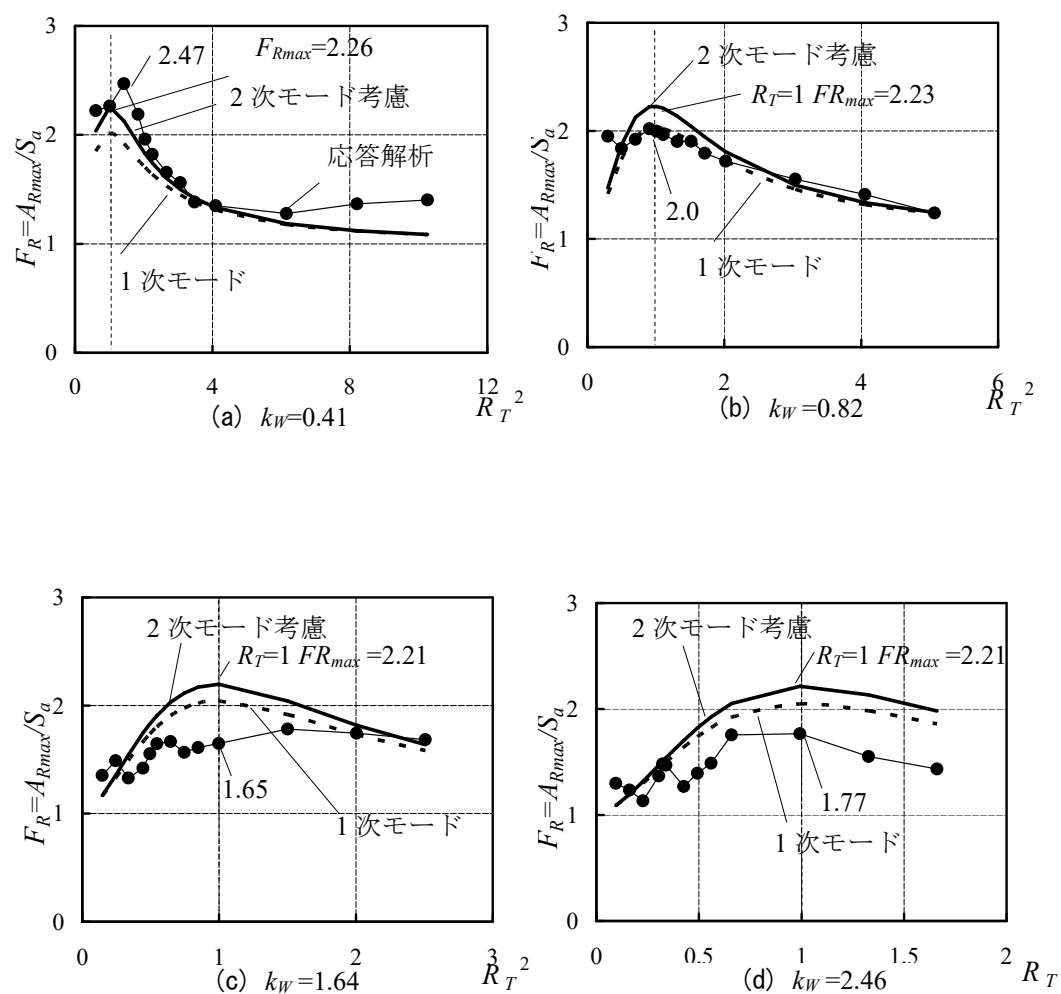
$$\lambda^2 - \lambda \left(\frac{K_{Req}}{M_{Req}} + \frac{K_{eq} + K_{Req}}{M_S} \right) + \frac{K_{eq}}{M_S} \cdot \frac{K_{Req}}{M_{Req}} = 0 \quad (\text{A6.8})$$

$$\omega_1^2 \cdot \omega_2^2 = \frac{K_{eq}}{M_S} \cdot \frac{K_{Req}}{M_{Req}} = \frac{\omega_{Req}^2 \cdot R_M}{R_T^2 (R_M - 1)} \omega_{Req}^2 \quad (\text{A6.9})$$

$$\left(\frac{T_{Req}}{T_1} \right)^2 \left(\frac{T_{Req}}{T_2} \right)^2 = \frac{R_M}{R_T^2 (R_M - 1)} \quad (\text{A6.10})$$

$$T_2 = \sqrt{\frac{R_T^2 (R_M - 1)}{R_M}} \cdot \frac{T_{Req}}{T_1} \quad (\text{A6.11})$$

付図 6.1 に R2W32L36 の場合について式(A6.7)による棟部水平応答増幅率と応答解析の結果を示す。1 次モードのみによる図 3-13(Aa)に比べ、(a)では R_T が 1 近傍で 2.05 から 2.26 と大きくなり、応答解析値 2.47 に良い対応を示している。これは特に躯体剛性比 K_W の小さいケースでは屋根面剛性が小さくなると 2 次固有周期 T_2 が増加し、加速度応答が大きくなり 2 次モードの影響が大きくなるためと考えられる。このことは他のケースでも同様であり、躯体剛性比 K_W が小さく R_T が 1 に近い範囲で応答が増加する主要因が 2 次モードの影響であることが推測される。一方、躯体剛性比 K_W が増加すると 1 次モードのみによる方が解析結果と適合性が良い。

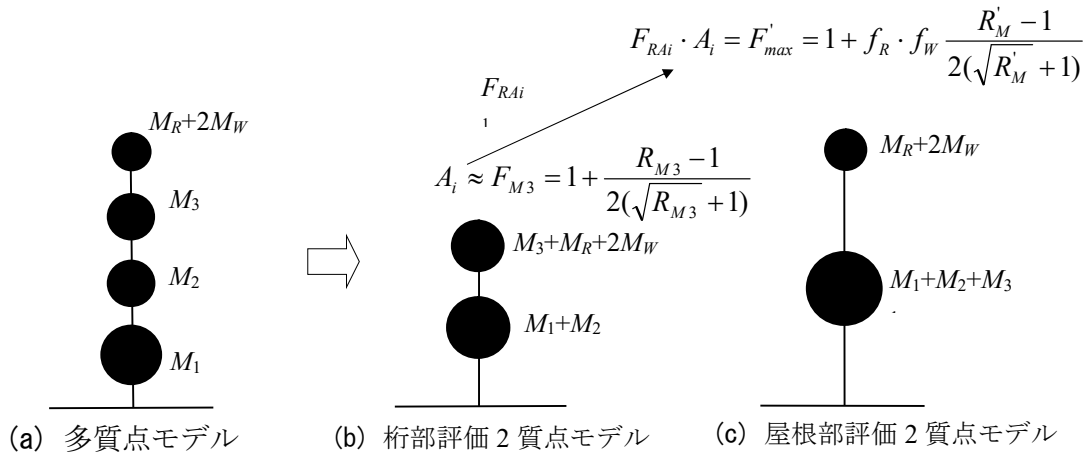


付図 6.1 2 次モードを考慮した RC 片持壁棟部水平応答増幅率(R2W32L36)

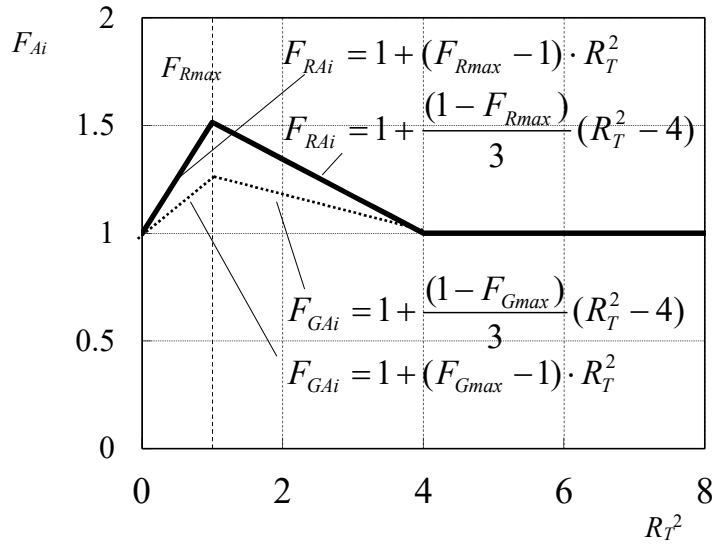
付録 7 A_i 分布を用いた加速度簡易評価式 (本文 3.4 節関係)

3.3 節で提案した式(3.3)は水平応答増幅率に等価 1 質点系の応答加速度を乗じて RC 片持壁棟部の加速度を評価している。提案式は様々な規模について時刻歴応答解析の結果をよく近似しているが、併せて鉄骨屋根部を剛床とし、最上層（鉄骨屋根支持部）の A_i に棟部増幅係数 F_{RAi} 及び有効質量高さ増幅係数 F_{GAi} を乗じることにより棟部最大加速度 A_{Rmax} 、有効質量高さ最大加速度 A_{Gmax} を評価する方法も検討する。なお、定着部反力、小梁軸力算出には有効質量高さ最大加速度を用いる。

鉄骨屋根部を剛床とした 2 質点モデルは付図 7.1(b)となり、質量比を R_{M3} (式(A7.5))とすると桁部の水平応答増幅率 $F_{M3}(=A_3)$ は式(A7.6)となる。また、質量比を R'_M (式(A7.7))とすると棟部応答増幅率 F'_{Rmax} は式(A7.8)となる(付図 7.1 (c))。なお、3.3 章では R_M の評価に有効質量を用いているが、ここでは簡略化し質量を単純和としている。このとき桁部を基準とした棟部最大増幅係数 F_{Rmax} を式(A7.10)とする。 $R_{T2}=1$ で最大、 $R_{T2}=0$ で 1、 $R_{T2} \geq 4$ で 1 として直線で補間すると式(A7.11)が得られる。付図 7.2 に R2W32L36 の例を示す。同様に有効質量高さ増幅係数 F_{GAi} は式(A7.12)となる。なお、 R_T は図 3-5 の δ_R, δ_W を用いて式(A7.12)で近似できる。



付図 7.1 桁部及び屋根部水平応答増幅率の評価



付図 7.2 屋根部増幅係数 (R2W32L36)

付表 7.1 屋根部最大増幅係数

ケース	f_R	f_W	F_{Rmax}	F_{Gmax}	A_i
R2W32L36	1.44	1.13	1.51	1.25	1.41
R2W32L48	1.44	1.17	1.6	1.31	1.42
R2W32L24	1.44	1.09	1.42	1.19	1.4
R2W48L36	1.46	1.13	1.43	1.18	1.41
R1W32L36	1.44	1.13	1.32	1.19	1.15

(標準タイプの例)

$$A_{Rmax} = F_{RAi} \cdot Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot g \quad (A7.1)$$

$$A_{Gmax} = F_{GAi} \cdot Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot g \quad (A7.2)$$

$$F_{RAi} = \begin{cases} 1 + (F_{Rmax} - 1) \cdot R_t^2 & 0 \leq R_t^2 < 1 \\ 1 + \frac{(1 - F_{Rmax})}{3} (R_t^2 - 4) & 1 \leq R_t^2 < 4 \\ 1 & R_t^2 \geq 4 \end{cases} \quad (A7.3)$$

$$F_{GAi} = \begin{cases} 1 + (F_{Gmax} - 1) \cdot R_t^2 & 0 \leq R_t^2 < 1 \\ 1 + \frac{(1 - F_{Gmax})}{3} (R_t^2 - 4) & 1 \leq R_t^2 < 4 \\ 1 & R_t^2 \geq 4 \end{cases} \quad (A7.4)$$

$$R_{M3} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_R + 2M_W}{M_3 + M_R + 2M_W} \quad (\text{A7.5})$$

$$F_{M3} = 1 + \frac{R_{M3} - 1}{2(\sqrt{R_{M3}} + 1)} \approx A_3 \quad (\text{A7.6})$$

$$R'_M = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_R + 2M_W}{M_R + 2M_W} \quad (\text{A7.7})$$

$$F'_{Rmax} = 1 + f_R \cdot f_W \frac{R'_M - 1}{2(\sqrt{R'_M} + 1)} \quad (\text{A7.8})$$

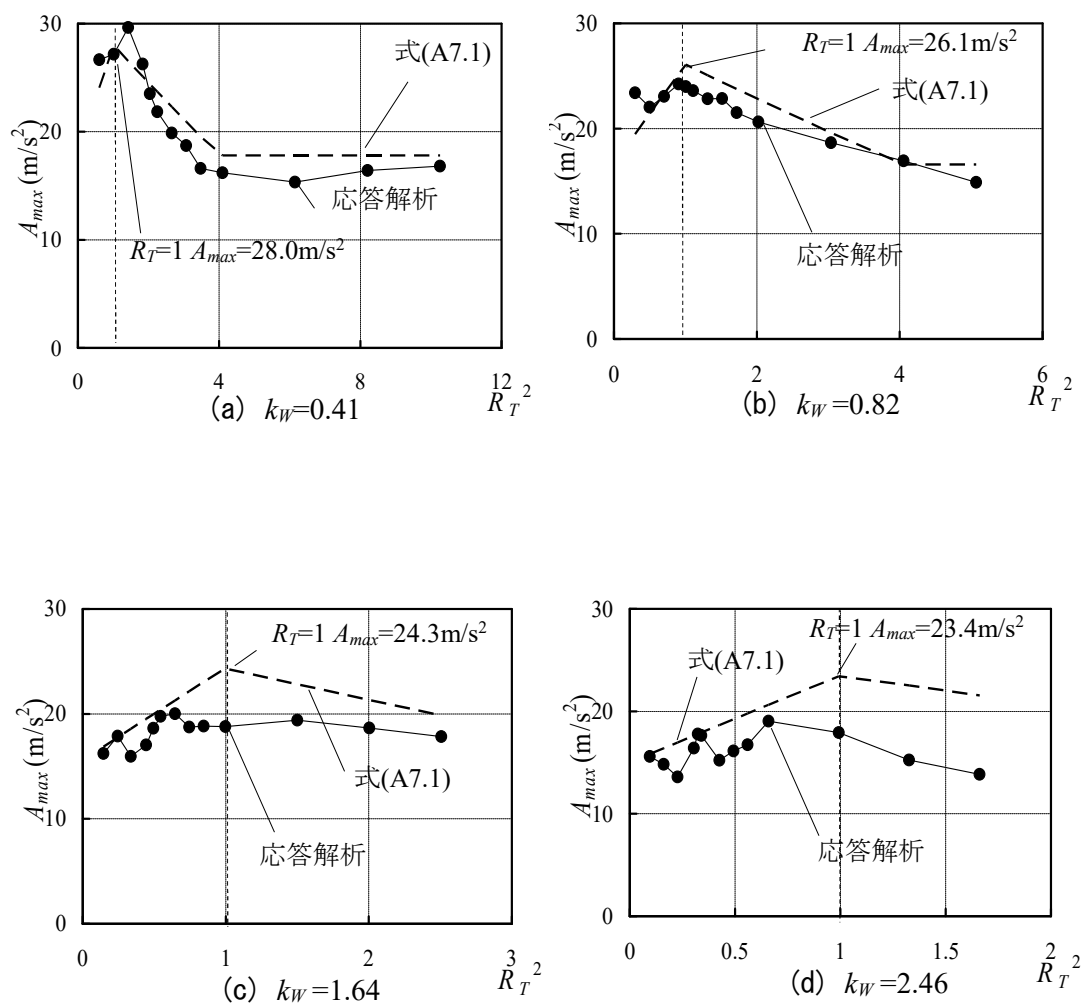
$$F'_{Gmax} = 1 + f_W \frac{R'_M - 1}{2(\sqrt{R'_M} + 1)} \quad (\text{A7.9})$$

$$F_{Rmax} = \frac{F'_{Rmax}}{F_{M3}} \quad (\text{A7.10})$$

$$F_{Gmax} = \frac{F'_{Gmax}}{F_{M3}} \quad (\text{A7.11})$$

$$R_T = \frac{T_{eq}}{T_{Req}} \approx \sqrt{\frac{\delta_W}{\delta_R}} \quad (\text{A7.12})$$

付図 7.3 に R2W32L36 の場合について式(A7.1)で $C_0=1.2$ (応答解析で用いた第 2 種地盤の応答スペクトルと対応)とした場合の棟部加速度と応答解析の結果を示す。(d)躯体剛性比 $k_W=2.46$ では A_i による評価が大きめとなっているが、これは固有周期が 0.16 以下の短周期の場合の応答加速度スペクトルの減少が A_i では再現できないためである。一般的に式(A7.1)は解析結果と概ね良い対応を示している。



付図 7.3 A_i 分布を用いた RC 片持壁棟部加速度の評価(R2W32L36)

付録 8 エネルギー吸収支承による RC 片持架構の応答低減効果 (本文 4.4 節関係)

1 等価線形化法による応答低減効果の評価

減衰定数 h , 固有周期 T とすると式(A8.1)に示す関係がある。

$$S_d(T, h) = \frac{T}{2\pi} S_{pv}(T, h) = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{pa}(T, h) \quad (\text{A8.1})$$

ここで, $S_d(T, h)$: 変位応答スペクトル

$S_{pv}(T, h)$: 擬似速度応答スペクトル

$S_{pa}(T, h)$: 擬似加速度応答スペクトル

エネルギー吸収部材付加後の等価減衰定数 h_{eq} , 等価周期 T_{eq} とすると変位, 擬似加速度の応答低減率 R_d , R_{pa} は, 主架構のみの減衰定数 h_0 , 固有周期 T_f から式(A8.2) (A8.3) で表される。

$$R_d = \frac{S_d(T_{eq}, h_{eq})}{S_d(T_f, h_0)} = D_h \frac{T_{eq}}{T_f} \frac{S_{pv}(T_{eq}, h_{eq})}{S_{pv}(T_f, h_0)} \quad (\text{A8.2})$$

$$R_{pa} = \frac{S_{pa}(T_{eq}, h_{eq})}{S_{pa}(T_f, h_0)} = D_h \frac{T_f}{T_{eq}} \frac{S_{pv}(T_{eq}, h_{eq})}{S_{pv}(T_f, h_0)} \quad (\text{A8.3})$$

ここに, R_d : 変位応答低減率

R_{pa} : 擬似加速度応答低減率

D_h : 減衰効果係数

加速度低減率 R_a は, 粘性履歴機構の場合は, 擬似加速度低減率 R_{pa} に粘性力の寄与と変形・力の位相差を加味して修正した値として評価される。塑性履歴機構の場合は, 変形と力に位相差が生じないため, $R_a = R_{pa}$ となる。

減衰効果係数 D_h は, 式(A8.4) とする。

$$D_h = \sqrt{\frac{1 + \alpha h_0}{1 + \alpha h_{eq}}} \quad (\text{A8.4})$$

ここで, BCJ-L2 等の人工地震波では $\alpha=75$, 観測地震波では $\alpha=25$ である。

2 等価減衰定数の評価方法

等価減衰定数 h_{eq} は, 初期減衰定数 h_0 にエネルギー吸収部材と主架構の歪エネルギー

から算定される付加等価減衰定数 h'_{eq} を加算することで評価される。ただし、本提案手法では RC 片持架構となる妻構面の弾塑性を考慮し、 h_0 に代わり後述する修正初期減衰定数 h'_0 を用いて h_{eq} を評価する。

妻構面の応答は、付図 8.1 に示すように、妻構面を支承部毎にエネルギー吸収部材が配置された多層骨組であると考え、 A_i 分布に基づく水平力を用いて各支承部の変形およびエネルギー吸収部材の吸収エネルギーを仮定し、主架構とエネルギー吸収部材付加系の剛性比から、各支承部の付加等価減衰定数 ${}_i h'_{eq}$ を算定する。この得られた ${}_i h'_{eq}$ を式 (A8.5) に示すように、各支承部の弾性歪エネルギー ${}_i W$ から重みづけして合成し、等価一質点系の付加等価減衰定数 h'_{eq} を評価する。

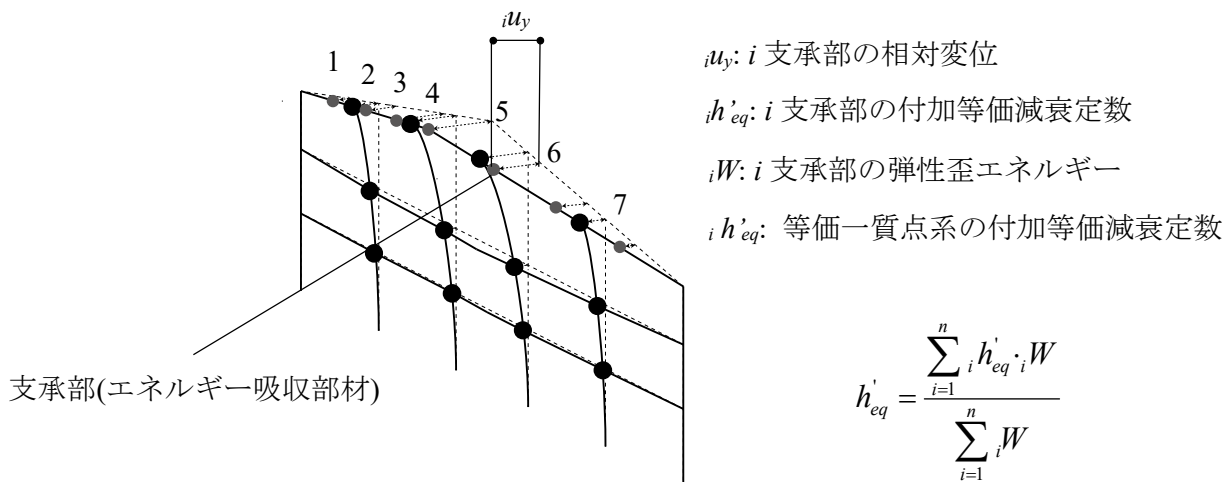
$$h'_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n {}_i h'_{eq} \cdot {}_i W}{\sum_{i=1}^n {}_i W} \quad (\text{A8.5})$$

ここに、 h'_{eq} : 等価一質点系の付加等価減衰定数

${}_i h'_{eq}$: i 支承部の付加等価減衰定数

${}_i W$: i 支承部の弾性歪エネルギー

上記手法は構造物全体が前倒しになる 1 次モードを適用範囲としており、立体モデル RC 片持架構の卓越振動モードと対応している。



付図 8.1 妻構面の変形モード

3 妻構面弾塑性を考慮した修正初期減衰定数 h'_0 の評価

パッシブ制振構造の応答評価法は、主架構を弾性と想定しており、本研究のような妻構面の塑性化を考慮した場合は不具合が生じる。そこで提案評価法では、文献 4-20)を参照して後述する妻構面弾塑性を考慮した修正初期減衰定数 h'_0 を用いて等価減衰定数 h_{eq} の評価に反映させる。

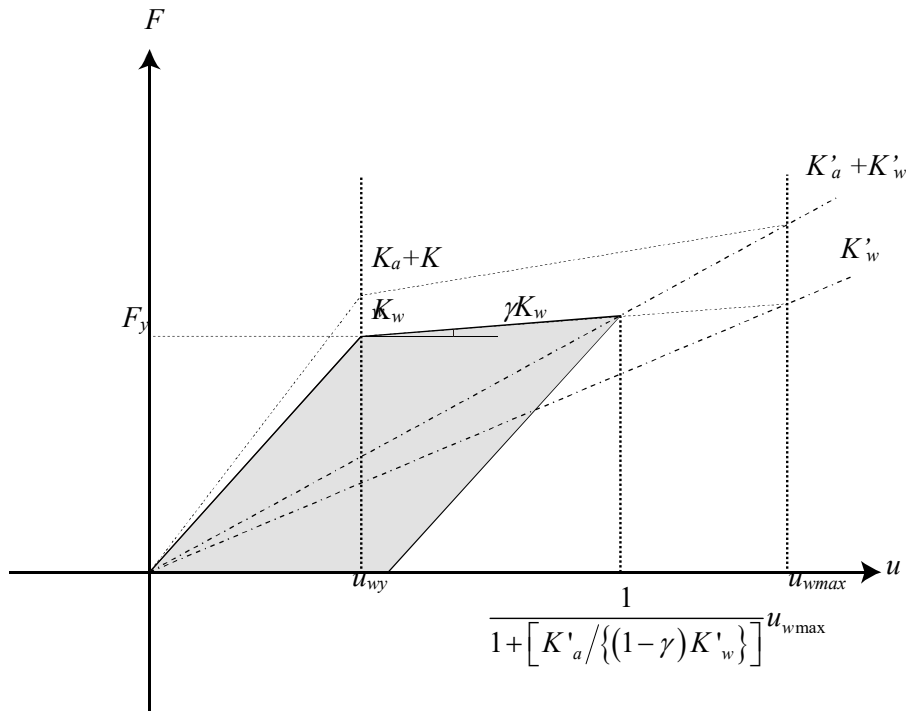
$$h'_0 = \left[1 + K'_a / \{ (1 - \gamma) K'_w \} \right]^{-1} \left\{ 0.2 (1 - 1 / \sqrt{\mu_{fmax}}) \right\} + h_0 \quad (\text{A8.6})$$

ここに、 γ : 妻構面二次剛性比

K'_w : 妻構面等価剛性

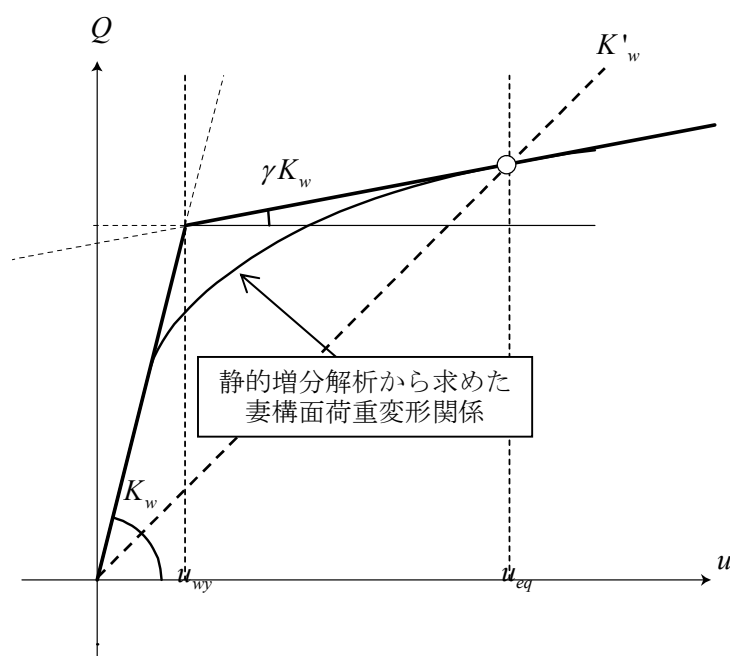
K'_a : 付加系(支承+屋根面)の等価剛性

μ_{fmax} : 支承付加前の最大有効塑性率



[K_w : 弾性剛性, K'_w : 等価剛性, γ : 二次剛性比, u_{wy} : 降伏変形, u_{wmax} : 最大変形, K_a : 付加系剛性, K'_a : 付加系貯蔵剛性]

付図 8.2 支承付加前後の妻構面変形関係



[K_w : 弾性剛性, K'_w : 等価剛性, γ : 二次剛性比, u_{wy} : 降伏変形, u_{eq} : 代表変形]

付図 8.3 復元力特性の検討例

付表 8.1

妻構面の降伏変形・最大塑性率・二次剛性比・最大減衰の検討結果

	二次剛性比 γ	降伏変形 $u_{wy}(\text{cm})$	最大塑性率 μ_{wmax}	最大減衰 h_0
A通り妻構面	0.06	2.22	6.30	0.150
J通り妻構面	0.05	2.28	7.73	0.158

4 応答低減の評価(弾塑性型支承を含む場合)

付図 8.4 に示すように、 i 通り支承部の縮約系から弾塑性型支承を挿入した場合の応答低減効果を評価する。付図 8.5 に支承部単独の系と支承部と他部材によって構成される系の履歴を示す。

弾塑性型支承単独の場合の貯蔵剛性 ${}_iK'_d$ 、損失剛性 ${}_iK''_d$ 、最大塑性率 ${}_i\mu_d$ 、吸収エネルギー ${}_iE_d$ は以下の式で表される。

$${}_iK'_d = \frac{1}{{}_i\mu_d} {}_iK_d \quad (\text{A8.7})$$

$${}_iK''_d = {}_iK'_d \quad (\text{A8.8})$$

$${}_i\mu_d = \frac{{}_i u_{d\max}}{{}_i u_{dy}} \quad (\text{A8.9})$$

$${}_iE_d = 4({}_i\mu_d - 1) {}_iK_d {}_i u_{dy}^2 \quad (\text{A8.10})$$

ここに、 ${}_i u_{dy}$ ：支承部降伏変位

${}_i u_{d\max}$ ：支承部最大変形

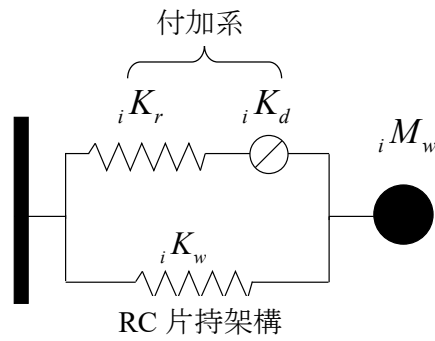
このとき ${}_i u_{d\max}$ は、次式で求まる貯蔵剛性 ${}_iK'_d$ を支承部に与えた立体モデル最大変形量とする。

$${}_iK_d = \frac{1}{{}_i\mu'_d} {}_iK'_d \quad (\text{A8.11})$$

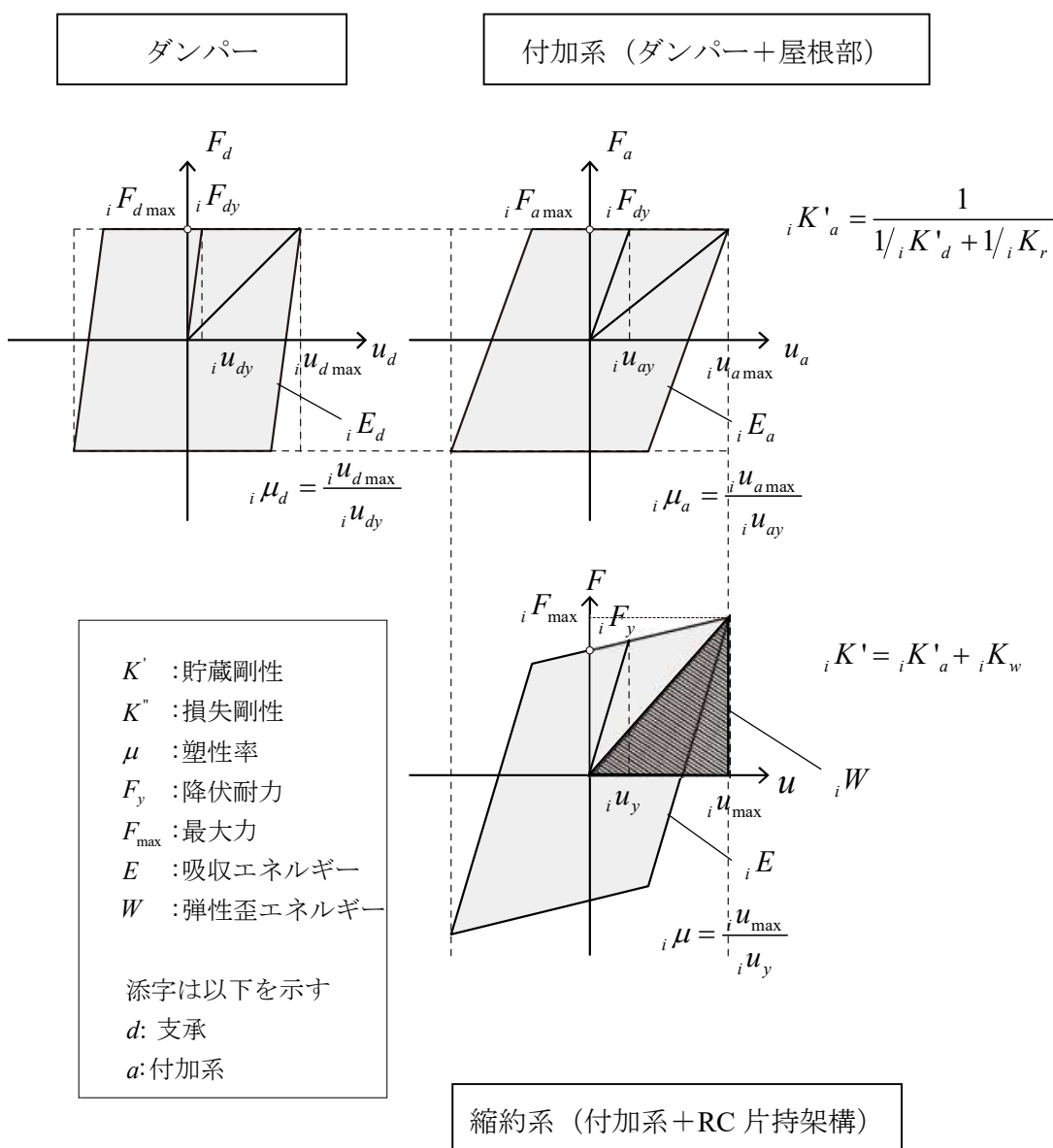
ここに、 ${}_i\mu'_d = \frac{{}_i u'_{d\max}}{u_{f\max}}$

$u_{f\max}$ ：支承部離間モデル最大変形

$u'_{d\max}$ ： ${}_iK'_d$ を与えた弾性バネ支承挿入モデル最大変形



付図 8.4 i 通り支承部縮約系
(弾塑性型支承を含む場合)



付図 8.5 各系における履歴モデル

付加系においてはダンパーが屋根面に直列に結合する。付加系の弾性剛性 ${}_iK_a$ 、貯蔵剛性 ${}_iK'_a$ 、最大塑性率 ${}_i\mu_a$ 、最大変形 ${}_iu_{a\max}$ 、吸収エネルギー ${}_iE_a$ は以下の式で表される。

$${}_iK_a = \frac{1}{1/{}_iK_d + 1/{}_iK_r} = \frac{({}_iK_d / {}_iK_r)}{1 + ({}_iK_d / {}_iK_r)} {}_iK_r \quad (\text{A8.12})$$

$${}_iK'_a = \frac{1}{1/{}_iK'_d + 1/{}_iK_r} = \frac{({}_iK_d / {}_iK_r)}{{}_i\mu_d + ({}_iK_d / {}_iK_r)} {}_iK_r \quad (\text{A8.13})$$

$${}_i\mu_a = \frac{{}_iK_a}{{}_iK'_a} = \frac{{}_i\mu_d + ({}_iK_d / {}_iK_r)}{1 + ({}_iK_d / {}_iK_r)} \quad (\text{A8.14})$$

$${}_iu_{a\max} = {}_iu_{d\max} + \left(\frac{{}_iK_d}{{}_iK_r} \right) {}_iu_{dy} = \left\{ {}_i\mu_d + \left(\frac{{}_iK_d}{{}_iK_r} \right) \right\} {}_iu_{dy} \quad (\text{A8.15})$$

$${}_iE_a = {}_iE_d \quad (\text{A8.16})$$

付加系は RC 片持架構に並列結合され縮約系を構成する。縮約系の弾性剛性 ${}_iK$ 、貯蔵剛性 ${}_iK'$ 、最大塑性率 ${}_i\mu$ 、最大変形 ${}_iu_{\max}$ 、吸収エネルギー ${}_iE$ は下式で表される。

$${}_iK = {}_iK_a + {}_iK_w \quad (\text{A8.17})$$

$${}_iK' = {}_iK'_a + {}_iK_w = \frac{{}_i\mu_d + {}_iK_d / {}_iK_w + {}_iK_d / {}_iK_r}{{}_i\mu_d + {}_iK_d / {}_iK_r} {}_iK_w \quad (\text{A8.18})$$

$${}_i\mu = {}_i\mu_a \quad (\text{A8.19})$$

$${}_iu_{\max} = {}_iu_{a\max} \quad (\text{A8.20})$$

$${}_iE = {}_iE_d \quad (\text{A8.21})$$

文献 4-19) から、 i 通り支承部の縮約系において、最大塑性時の弾性歪エネルギー ${}_iW({}_i\mu_d)$ および付加等価減衰定数 ${}_ih'_{eq}({}_i\mu)$ は次式で評価される。

$${}_iW({}_i\mu_d) = \left\{ {}_i\mu_d + ({}_iK_d / {}_iK_r) \right\} \left[{}_i\mu_d + ({}_iK_d / {}_iK_r) \left\{ 1 + ({}_iK_r / {}_iK_w) \right\} \right] \frac{{}_iK_w {}_iu_{dy}^2}{2} \quad (\text{A8.22})$$

$${}_ih'_{eq}({}_i\mu) = \frac{2({}_iK_a / {}_iK_w)({}_i\mu - 1)}{{}_i\mu\pi \{ ({}_iK_a / {}_iK_w) + {}_i\mu \}} \quad (\text{A8.23})$$

しかし、塑性履歴機構の場合、ランダムな地震応答では塑性率は $0 \sim {}_i\mu$ の範囲で変化する。そこで ${}_ih'_{eq}$ 、 ${}_iW$ はそれぞれ $0 \sim {}_i\mu$ 、 $0 \sim {}_i\mu_d$ の平均値とする。次式に ${}_ih'_{eq}$ 、 ${}_iW$ を示す。

$${}_iW = \frac{1}{{}_i\mu_d} \int_0^{{}_i\mu_d} {}_iW({}_i\mu') d{}_i\mu'$$

$$= \left[\frac{1}{3} {}_i\mu_d^2 + \left(\frac{{}_iK_d}{{}_iK_r} \right) \left\{ 2 + \left(\frac{{}_iK_r}{{}_iK_w} \right) \right\} \frac{1}{2} {}_i\mu_d + \left(\frac{{}_iK_d}{{}_iK_r} \right)^2 \left\{ 1 + \left(\frac{{}_iK_r}{{}_iK_w} \right) \right\} \right] \frac{{}_iK_{wi} u_{dy}^2}{2} \quad (\text{A8.24})$$

$${}_i h'_{eq} = \frac{1}{{}_i\mu} \int_0^{{}_i\mu} {}_i h'_{eq}(\mu') d\mu' = \frac{2}{{}_i\mu \pi p} \ln \frac{1+p({}_i\mu-1)}{{}_i\mu^p} \quad (\text{A8.25})$$

$$\text{ここに, } p = \frac{1}{1 + ({}_iK_a / {}_iK_w)}$$

等価一質点系の等価減衰定数 h_{eq} , 等価周期 T_{eq} , 弾性周期 T_0 は次式で評価される。

$$h_{eq} = h'_0 + \frac{\sum_{i=1}^n {}_i h'_{eq} \cdot {}_i W}{\sum_{i=1}^n {}_i W} \quad (\text{A8.26})$$

$$T_{eq} = T_f \sqrt{\frac{{}_iK_w}{\sum_{i=1}^n {}_iK'}} = T_f \sqrt{\frac{{}_iK_w}{\sum_{i=1}^n ({}_iK_a + {}_iK_w)}} \quad (\text{A8.27})$$

$$T_0 = T_f \sqrt{\frac{{}_iK_w}{\sum_{i=1}^n {}_iK}} = T_f \sqrt{\frac{{}_iK_w}{\sum_{i=1}^n ({}_iK_a + {}_iK_w)}} \quad (\text{A8.28})$$

ここに, n : 支承部数

全支承部に同量のエネルギー吸収部材が配置されている場合は, 等価周期 T_{eq} , 弾性周期 T_0 はさらに次のように書き換えられる。

$$T_{eq} = T_f \sqrt{\frac{1}{1 + ({}_iK_a + {}_iK_w) \sum_{i=1}^n \frac{1}{{}_i\mu}}} \quad (\text{A8.29})$$

$$T_0 = T_f \sqrt{\frac{1}{1 + ({}_iK_a / {}_iK_w)}} \quad (\text{A8.30})$$

加速度一定領域では, 等価減衰定数 h_{eq} , 等価周期 T_{eq} , 弾性周期 T_0 から変位低減率 R_d , セン断力低減率 R_a , i 通り支承部相対変位低減率 ${}_iR'_d$ は次式で評価できる。

$$R_d = D_h \frac{T_{eq}}{T_f} \frac{T_{eq} + T_0}{2T_f} \quad (\text{A8.31})$$

$$R_{pa} = R_d \left(\frac{T_f}{T_{eq}} \right)^2 \quad (\text{A8.32})$$

$${}_iR'_d = D_h \left(\frac{T_{eq}}{T_f} \right)^2 \quad (\text{A8.33})$$

5 応答低減の評価(粘性型支承を含む場合)

付図 8.6 に示すように、 i 通り支承部の縮約系から粘性型支承を挿入した場合の応答低減効果を評価する。付図 8.7 に支承部単独の系と支承部と他部材によって構成される系の履歴を示す。

粘性型支承単独の吸収エネルギー ${}_iE_d$ と損失剛性 ${}_iK''_d$ は次式で表される。

$${}_iE_d = 4e^{-0.24} {}_iK''_d u_{d\max} \quad (\text{A8.34})$$

$${}_iK''_d = {}_iC_d \omega_f \quad (\text{A8.35})$$

$$(F = {}_iC_d \dot{x} = {}_iC_d \omega_f u_{d\max} = {}_iK''_d u)$$

ここに、 ${}_iC_d$: 粘性係数

ω_f : 主架構の 1 次固有円振動数

${}_i u_{d\max}$: 支承部最大変形

付加系においては、屋根剛性 ${}_iK_r$ がエネルギー吸収部材の取り付け部剛性となる。文献 4-18)に依れば、付加系の貯蔵剛性 ${}_iK'_a$ は支承部損失剛性 ${}_iK''_d$ と屋根剛性 ${}_iK_r$ により次式で表される。

$${}_iK'_a = \frac{({}_iK''_d / {}_iK_r)^2} {1 + ({}_iK''_d / {}_iK_r)^2} {}_iK_r \quad (\text{A8.36})$$

これは以下のように導出される。エネルギー吸収支承の履歴は 変位を x , 耐力を y とすると

$$\frac{x^2} {u_{d\max}^2} + \frac{y^2} {{}_iK_d^2 \cdot u_{d\max}^2} = 1 \quad (\text{A8.37})$$

屋根部を付加すると、直列接続なので $(x, y) \rightarrow (x + y/{}_iK_r, y)$ となるから付加系の変位を X , 耐力を Y とすると。付加系の履歴は(A8.38),(A8.39)で変換して(A8.40)と求められる。

$$X = x + \frac{y}{{}_iK_r} \quad (\text{A8.38})$$

$$Y = y \quad (\text{A8.39})$$

$$\frac{(X - Y/{}_iK_r)^2} {u_{d\max}^2} + \frac{Y^2} {{}_iK_d^2 \cdot u_{d\max}^2} = 1 \quad (\text{A8.40})$$

変位 X が最大となるのは(A8.41)を X で微分(A8.43)して Y' が無限大となる場合である。以下添え字の i を省略する。

$$X^2 + Y^2 \left(\frac{1}{K_r^2} + \frac{1}{K_d^2} \right) - 2 \frac{YX}{K_r} = u_{d \max}^2 \quad (\text{A8.41})$$

$$2X + 2Y\dot{Y} \left(\frac{1}{K_r^2} + \frac{1}{K_d^2} \right) - \left(2 \frac{Y}{K_r} + 2 \frac{X\dot{Y}}{K_r} \right) = 0 \quad (\text{A8.42})$$

$$\dot{Y} \left\{ 2Y \left(\frac{1}{K_r^2} + \frac{1}{K_d^2} \right) - 2 \frac{X}{K_r} \right\} = 2 \frac{Y}{K_r} - 2X \quad (\text{A8.43})$$

Y が無限大となるには Y の係数が 0 でなければならない(A8.44)。

$$2Y \left(\frac{1}{K_r^2} + \frac{1}{K_d^2} \right) - 2 \frac{X}{K_r} = 0 \quad (\text{A8.44})$$

$$K_a = \frac{Y}{X} = \frac{1/K_r}{\frac{1}{K_r^2} + \frac{1}{K_d^2}} \quad (\text{A8.45})$$

以上から式(A8.36)が導かれる。

付加系の変位は式(A8.46)となる。

$${}_i u_{a \max} = {}_i u_{d \max} \sqrt{1 + ({}_i K_d'' / {}_i K_r)^2} \quad (\text{A8.46})$$

$${}_i E_a = {}_i E_d \quad (\text{A8.47})$$

付加系は主架構(RC 片持架構)に並列結合される。

$${}_i K' = {}_i K'_a + {}_i K_w = \frac{1 + ({}_i K_d'' / {}_i K_r)^2 \{1 + ({}_i K_r / {}_i K_w)\}}{1 + ({}_i K_d'' / {}_i K_r)^2} {}_i K_w \quad (\text{A8.48})$$

$${}_i u_{\max} = {}_i u_{a \max} \quad (\text{A8.49})$$

$${}_i E = {}_i E_d \quad (\text{A8.50})$$

ここに、 ${}_i K_w$: i 通り支承部妻構面剛性

i 通り支承部の縮約系における弾性歪エネルギー ${}_i W$ および付加等価減衰定数 ${}_i h'_{eq}$ は次式で評価される。

$${}_i W = \frac{1}{2} {}_i K' u_{\max}^2 = \left[1 + ({}_i K_d'' / {}_i K_r)^2 \{1 + ({}_i K_r / {}_i K_w)\} \right] \frac{1}{2} {}_i K_w u_{d \max}^2 \quad (\text{A8.51})$$

$${}_i h'_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{{}_i E}{{}_i W} = \frac{2e^{-0.24} ({}_i K_d'' / {}_i K_w)}{\pi \left[1 + ({}_i K_d'' / {}_i K_r)^2 \{1 + ({}_i K_r / {}_i K_w)\} \right]} \quad (\text{A8.52})$$

等価一質点系の等価減衰定数 h_{eq} , 等価周期 T_{eq} は次式で評価される。

$$h_{eq} = h'_0 + \frac{\sum_{i=1}^n h'_{eq,i} W}{\sum_{i=1}^n W} \quad (A8.53)$$

$$= h'_0 + \frac{\sum_{i=1}^n 2e^{-0.24} K_d'' \cdot_i u_{d\max}^2}{\pi \sum_{i=1}^n \left[1 + (K_d'' / K_r)^2 \{ 1 + (K_r / K_w) \} \right] K_w \cdot_i u_{d\max}^2}$$

$$T_{eq} = T_f \sqrt{\frac{K_w}{\sum_{i=1}^n K'}} = T_f \sqrt{\frac{K_w}{\sum_{i=1}^n (K_a' + K_w)}} \quad (A8.54)$$

ここに, n : 支承部数

全支承部に同量のエネルギー吸収部材が配置されているとする場合は, さらに次のように書き換えられる。

$$h_{eq} = h'_0 + \frac{2Ne^{-0.24} (K_d'' / K_w)}{\pi \left[1 + N^2 (K_d'' / K_r)^2 \{ 1 + (K_r / K_w) \} \right]} \quad (A8.55)$$

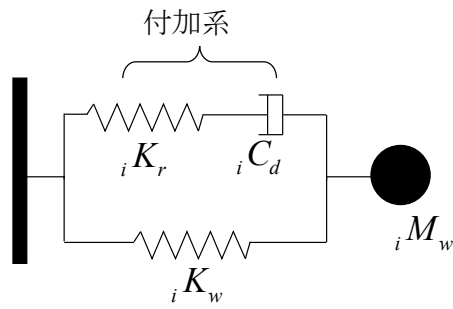
$$T_{eq} = T_f \sqrt{\frac{1 + (K_d'' / K_r)^2}{1 + (K_d'' / K_r)^2 \{ 1 + (K_r / K_w) \}}} \quad (A8.56)$$

等価減衰定数 h_{eq} , 等価周期 T_{eq} から変位低減率 R_d , せん断力低減率 R_a , 支承部相対変位低減率 R'_d は次式で評価できる。

$$R_d = D_h (T_{eq} / T_f) \quad (A8.57)$$

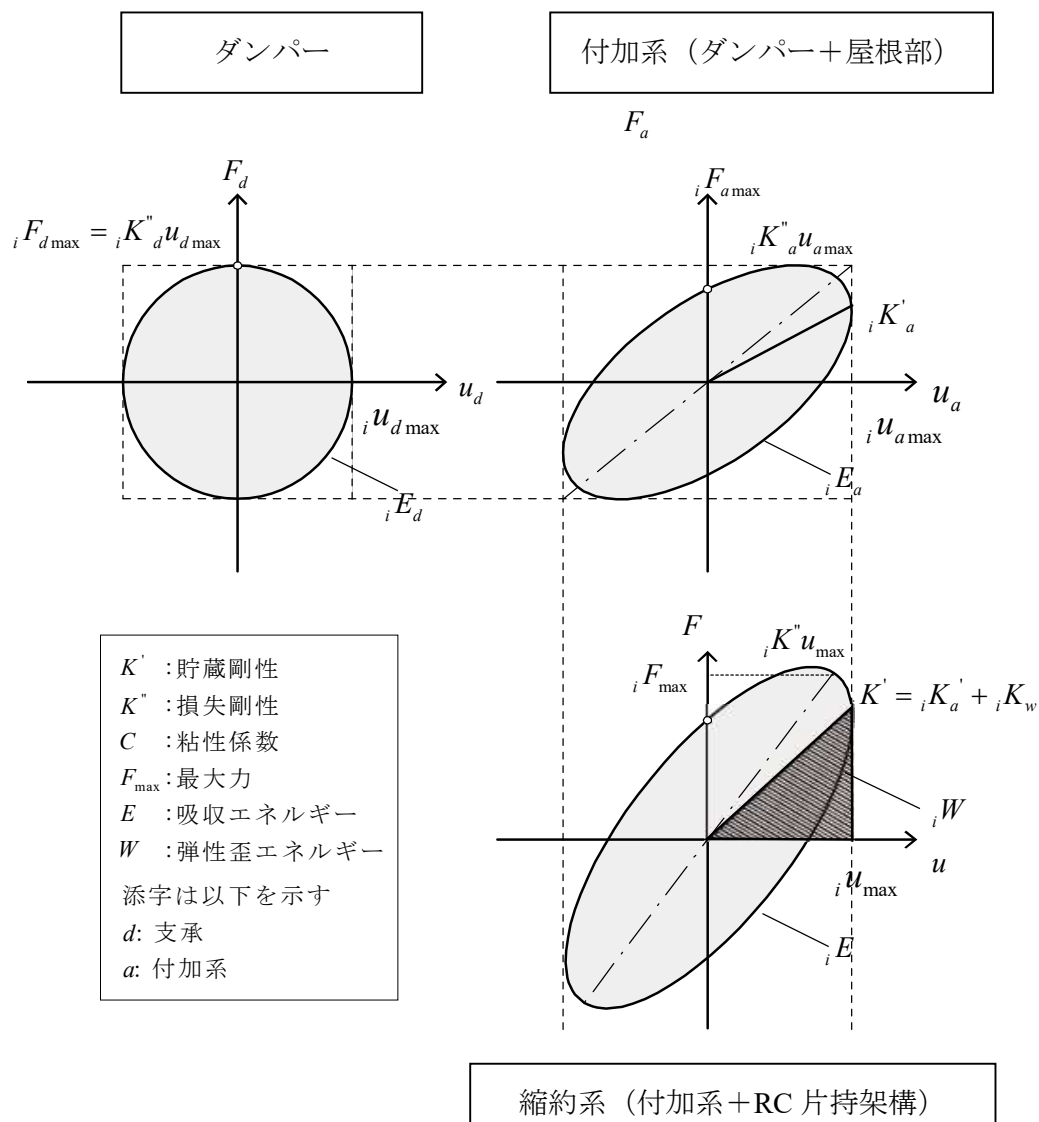
$$R_a = \sqrt{1 + 4h_{eq}'^2} R_{pa} = \sqrt{1 + 4h_{eq}'^2} D_h (T_f / T_{eq}) \quad (A8.58)$$

$$R'_d = R_d \left\{ 1 - (K_a' / K_r) \right\} = R_d \left\{ 1 + (K_d'' / K_r) \right\}^{-1} \quad (A8.59)$$



RC 片持架構

付図 8.6 i 通り支承部縮約系
(粘性型支承を含む場合)



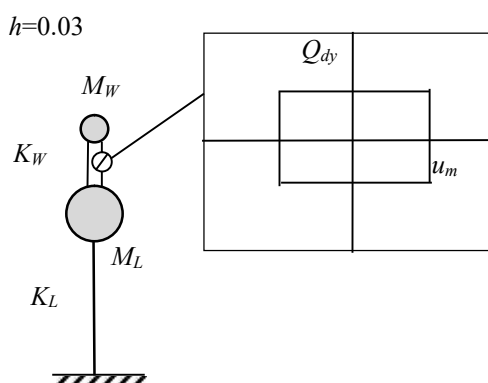
府図 15.7 各系における履歴

付録 9 複素固有値による 2 質点系の応答評価

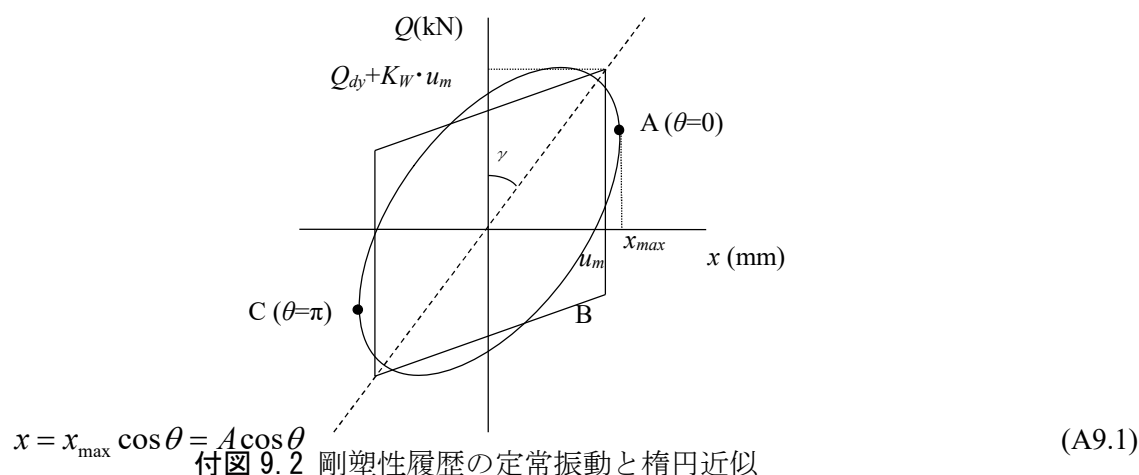
本文 5.6.2 節に示す複素固有値解析について詳細な導出過程を以下に示す。

付図 9.1 に示すような上層に剛塑性ダンパーを有する 2 質点系について文献(11)を参照し複素固有値による応答評価を検討する。摩擦ダンパーの復元力特性は剛塑性履歴となるが、複素剛性を適用するために、これを楕円履歴を有する線形粘性減衰で近似する。その際、①履歴ループで囲われる面積が等しい②長軸の傾きが等価剛性に等しい③最大値が等しいことを条件として楕円履歴を求める。ここで上部、下部質点の質量をそれぞれ M_W , M_L 、上層、下層の剛性は弾性としそれぞれ K_W , K_L とする。ダンパーは完全剛塑性ですべり耐力は Q_{dy} とする。

以下に導出過程を示す。外力 $F\cos(\omega t + \Psi)$ に対しダンパー部分が $A\cos(\omega t)$ の定常振動をしているものとして、付図 2 に示す剛塑性履歴を楕円履歴で近似する。ABC を楕円履歴上の点として $\theta = \omega t$ で ABC の順に時計まわりに回転するものとする。変形 x を式(A9.1), 復元力 Q を式(A9.2)と仮定して係数 A , C , S を求める。



付図 9.1 2 質点系モデル



付図 9.2 剛塑性履歴の定常振動と楕円近似

$$Q(\theta) = C \cos \theta - S \sin \theta \quad (\text{A9.2})$$

はじめに、楕円の面積は πAS となり履歴ループで囲われる面積が等しい条件から式 (A9.3) が成立する。

$$AS = 4Q_{dy} \frac{u_m}{\pi} \quad (\text{A9.3})$$

また、式(A9.1),(A9.2)で表される楕円は $y=Q(x)$ とおくと式(A9.4)と表される。

$$\left(\frac{1}{A^2} + \frac{C^2}{(AS)^2} \right) x^2 - \left(\frac{2C}{AS^2} \right) xy + \frac{1}{S^2} y^2 = 1 \quad (\text{A9.4})$$

楕円の長軸の y 軸とのなす角度 γ は式(A9.5)となる。ここで $C \doteq Q_{dy} + K_w u_m$ $S \doteq Q_{dy}$, $A \doteq u_m$ とすると式(A9.6)より A^2 の項を 0 とみなすことができ、式(A9.7)と近似する。さらに長軸の傾きが等価剛性と等しい条件から式(A9.8)が成立する。

$$\tan(2\gamma) = \frac{-\frac{2C}{AS^2}}{\frac{1}{S^2} - \frac{1}{A^2} - \frac{C^2}{A^2 S^2}} = \frac{2AC}{C^2 + S^2 - A^2} \quad (\text{A9.5})$$

$$\frac{A}{C} \approx \frac{u_m}{Q_y + K_w u_m} < \frac{1}{K_w} = \frac{1}{6} \quad (\text{A9.6})$$

$$\tan(\gamma) \approx \frac{AC}{C^2 + S^2} \quad (\text{A9.7})$$

$$\frac{AC}{C^2 + S^2} = \frac{u_m}{Q_y + K_w u_m} \quad (\text{A9.8})$$

また、楕円履歴の最大値が剛塑性履歴と等しい条件から式(A9.9)が成立し、式(A9.8)に代入すると(A9.10)となる。

$$C^2 + S^2 = (Q_{dy} + K_w u_m)^2 \quad (\text{A9.9})$$

$$AC = u_m (Q_{dy} + K_w u_m) \quad (\text{A9.10})$$

式(A9.3), (A9.10)及び(A9.9)から式(A9.11)となり A は式(A9.12)で求まる。

$$(AC)^2 + (AS)^2 = (u_m(Q_{dy} + K_W u_m))^2 + \left(Q_{dy} u_m \frac{4}{\pi}\right)^2 = A^2 (Q_{dy} + K_W u_m)^2 \quad (\text{A9.11})$$

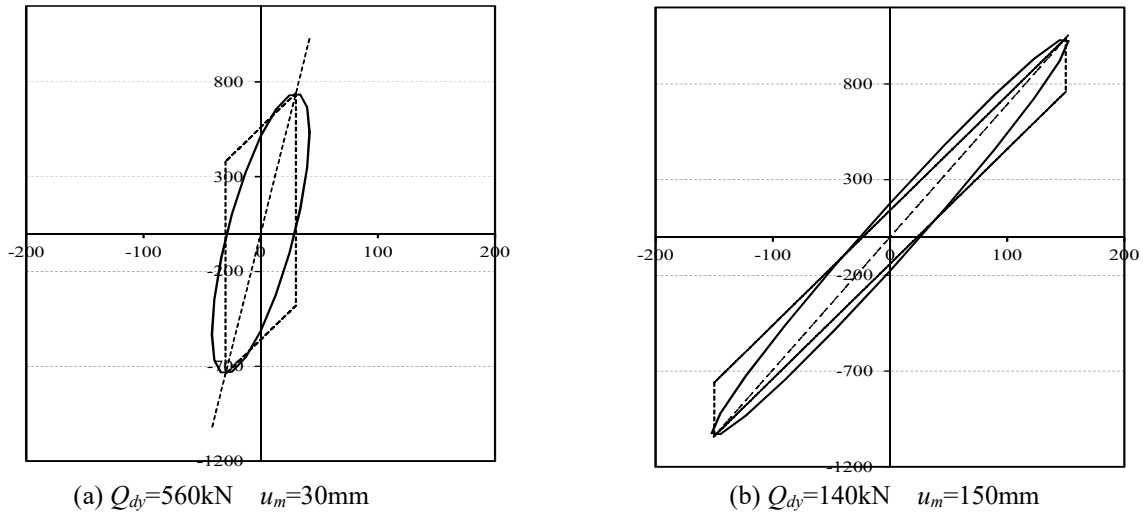
$$A = u_m \sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 \left(\frac{4}{\pi}\right)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}} \quad (\text{A9.12})$$

A を(A9.10)に代入すると C は式(A9.13)で, (A9.3)に代入すると S は(A9.14)で求まり, 楕円履歴が決定される。

$$C = \frac{u_m(Q_{dy} + K_W u_m)}{A} = \frac{(Q_{dy} + K_W u_m)}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 \left(\frac{4}{\pi}\right)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}}} \quad (\text{A9.13})$$

$$S = \frac{Q_{dy} u_m \frac{4}{\pi}}{A} = \frac{Q_{dy} \frac{4}{\pi}}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 \left(\frac{4}{\pi}\right)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}}} \quad (\text{A9.14})$$

付図 9.3(a), (b)に $Q_{dy}=560\text{kN}, u_m=30\text{mm}$ 及び $Q_{dy}=140, u_m=150\text{mm}$ の例を示す。



付図 9.3 剛塑性履歴と楕円履歴の比較

付図1の第2層のみを考慮した定常外力を受ける系の振動方程式は式(A9.15)となりその応答を $A\cos(\omega t)$ としたとき、復元力 Q は式(A9.16)となる。複素解析では(A9.17), A(18)となり、 $Q(z)$ は式(A9.19)となり振動方程式は式(A9.20)と z について線形になる。剛性は複素数 ${}_cK$ (式(A9.22))で表される。

$$M\ddot{x} + Q(x) = F \cos(\omega t + \psi) \quad (\text{A9.15})$$

$$Q(\theta) = \sqrt{C^2 + S^2} \cos(\omega t + \phi) \quad (\text{A9.16})$$

$$M\ddot{z} + Q(z) = F e^{i(\omega t + \psi)} \quad (\text{A9.17})$$

$$Q(z) = \sqrt{C^2 + S^2} e^{i(\omega t + \phi)} \quad (\text{A9.18})$$

$$Q(z) = \sqrt{C^2 + S^2} e^{i(\omega t)} (\cos \phi + i \sin \phi) = (C + iS) e^{i\omega t} = \frac{C + iS}{A} z = {}_cK z \quad (\text{A9.19})$$

$$M\ddot{z} + {}_cK z = F e^{i(\omega t + \psi)} \quad (\text{A9.20})$$

$$z = A e^{i\omega t} \quad (\text{A9.21})$$

$${}_cK = \frac{C + iS}{A} \quad (\text{A9.22})$$

2 質点系に拡張して、剛性を複素剛性として、固有値解析を行い、1 次モードと 2 次モードを重ね合わせて SRSS により応答を求める。層間変形座標を用いると、質量マトリックスは式(A9.23)、剛性マトリックスは式(A9.24)となる。 λ を複素固有値とすると式(A9.25)は λ_2 について複素係数の 2 次方程式となり i 次の解を λ_i (式(A9.26))とすると実の固有円振動数 ω_i 及び減衰定数 h_i' は式(A9.27), (A9.28)となる。 h_i' は履歴減衰を線形粘性減衰に換算した値である。

$$[M] = \begin{bmatrix} M_w & M_w \\ M_w & M_w + M_L \end{bmatrix} \quad (\text{A9.23})$$

$$K = \begin{bmatrix} {}_c K & 0 \\ 0 & K_L \end{bmatrix} \quad (\text{A9.24})$$

$$\begin{vmatrix} \lambda^2 M_w + {}_c K & \lambda^2 M_w \\ \lambda^2 M_w & \lambda^2 (M_w + M_L) + K_L \end{vmatrix} = 0 \quad (\text{A9.25})$$

$$\lambda_i = \lambda_{Ri} + \lambda_{Ii} i \quad (\text{A9.26})$$

$$\omega_i = \sqrt{\lambda_{Ri}^2 + \lambda_{Ii}^2} \quad (\text{A9.27})$$

$$h_i' = -\frac{\lambda_{Ri}}{\omega_i} \quad (\text{A9.28})$$

h_0 を構造減衰定数とすると、各モードの減衰定数は式(A9.29)となる。応答低減効果係数を式(30)で評価する。固有ベクトル、刺激係数は式(A9.31), (A9.32)となる。SRSS を適用すると、ダンパーのすべり変形 u_m 及び上部質点の加速度 A_m は S_a を 1 質点系の応答加速度として式(A9.33), (A9.34)で求められる。なお、 $h_0=0.03$ とし $S_a=13\text{m/s}^2$ で評価する。はじめに、ダンパーすべり耐力 Q_{dy} を決め、ダンパー変形量 u_m を仮定して u_m が安定するまで繰り返し計算を行うことで、設定したダンパー量に対する応答が求まる。

$$h_i = h_0 + h_i' \quad (\text{A9.29})$$

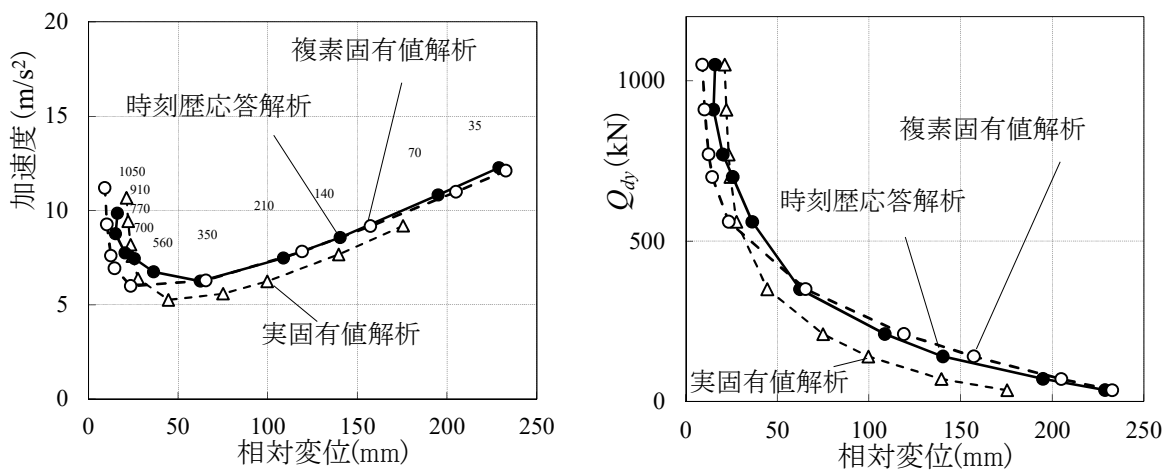
$$D_{hi} = \sqrt{\frac{1+25h_0}{1+25h_i}} \quad (\text{A9.30})$$

$$\begin{Bmatrix} {}_i\phi_2 \\ {}_i\phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \lambda_i^2 M_W \\ \lambda_i^2 M_W + {}_cK \\ 1 \end{pmatrix} \quad (\text{A9.31})$$

$$\beta_i = \frac{\begin{Bmatrix} {}_i\phi_2 & {}_i\phi_1 \end{Bmatrix} M \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} {}_i\phi_2 & {}_i\phi_1 \end{Bmatrix} M \begin{Bmatrix} {}_i\phi_2 \\ {}_i\phi_1 \end{Bmatrix}} \quad (\text{A9.32})$$

$$u_m = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^2 \left(|\beta_i \cdot {}_i\phi_2| \frac{S_a}{\omega_i^2} D_{hi} \right)^2}}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}}} \quad (\text{A9.33})$$

$$A_m = \sqrt{\sum_{i=1}^2 (|\beta_i \cdot (1 + {}_i\phi_2)| S_a D_{hi})^2} \quad (\text{A9.34})$$



付図 9.4 時刻歴応答解析と応答評価の比較

付図 9.4 に上記の方法で評価した応答加速度を時刻歴応答解析及び実固有値解析による値と比較して示す。時刻歴応答解析●と複素固有値解析○はほぼ一致しており、提案した楢円履歴が妥当であることが確認できる。参考に減衰平均法¹²⁾による実固有値解析を△で示す。時刻歴応答解析に比べ相対変位が小さく評価される。

付録 10 非比例減衰 2 質点系近似のための実固有値解析の補正について（本文 6.6 節 関係）

摩擦ダンパーの剛塑性履歴を楕円履歴で近似した複素固有値解析は時刻歴応答解析と良い一致を示す。これには、2 つの要因があり、第 1 には摩擦ダンパーの減衰定数が提案した楕円履歴の減衰定数で近似できるということであり、第 2 には、2 質点系の上層のみに摩擦ダンパーを付加した非比例減衰系では 1 次モードの減衰が卓越し、2 次モードの減衰がみられないことである。これについては、上下の質量及び剛性との関係があり、付録 11 で詳細に検討する。

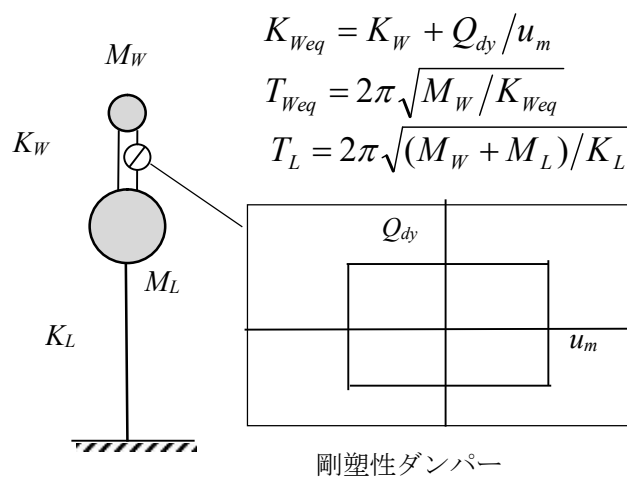
1 非比例減衰 2 質点系への実固有値解析の適用について

付図 10.1 に示す 2 質点系で上層にのみ、摩擦ダンパーを設置した系は履歴による減衰が非比例減衰となるため、実固有値解析では十分な精度が得られないと考えられる。そこで、はじめに時刻歴応答解析、複素固有値解析、実固有値解析の比較を行う。結果を付図 10.2(a), (b) に示す。(a) は上部質点の加速度と相対変位についてダンパー耐力 Q_d をパラメータとして示したものであり、(b) はダンパー耐力と相対変位についてダンパー耐力 Q_d をパラメータとして示したものである。

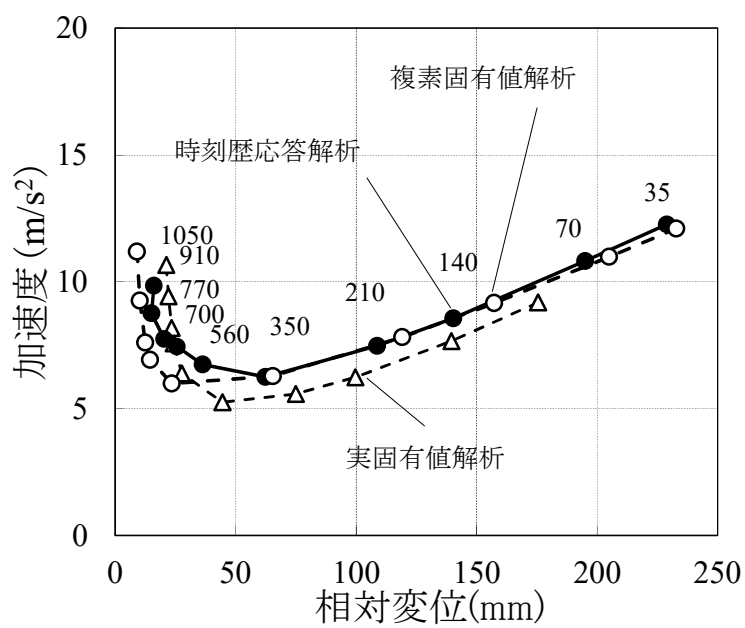
●は時刻歴応答解析の結果を示す。○は摩擦ダンパーを楕円履歴で近似した複素解析による評価値を示す。△は実固有値解析の結果を示す。

ここで実固有値解析は、減衰定数に平均減衰法を用いて 1 次モードに適用し、2 次モードの減衰定数は 0 として SRSS により求めたものである。

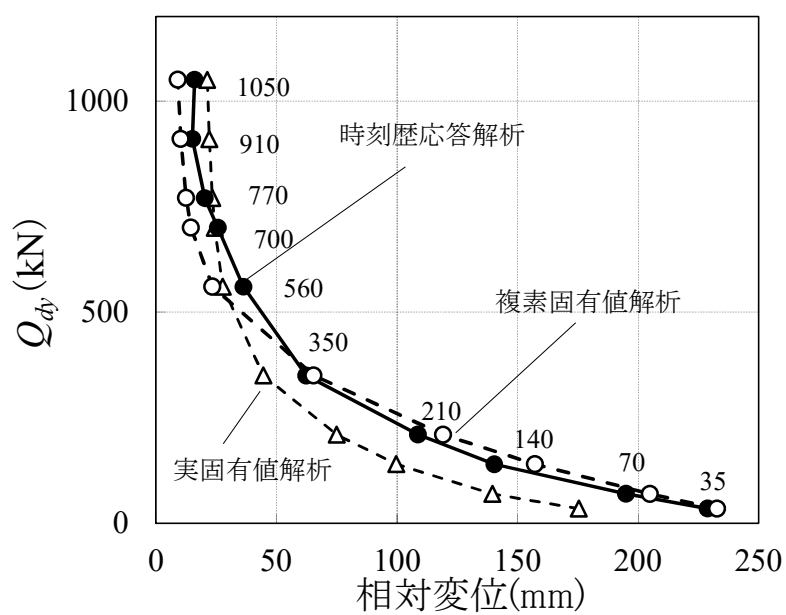
時刻歴解析と複素解析はほぼ一致しているが、実固有値解析では上層の相対変位及び上層の加速度が小さく評価される。そこで、実固有値解析を複素固有値解析による応答評価を用いて補正することを考える。



付図 10.1 2 質点系モデル



(a) 加速度-相対変位



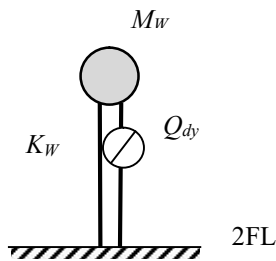
(b) ダンパー耐力-相対変位

付図 10.2 実固有値解析の精度比較

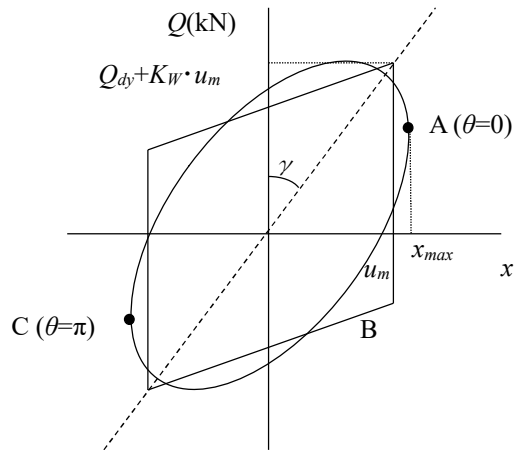
2 楕円履歴の場合の周期変動係数 γ と減衰定数 h_{eq} (1 質点系の場合)

はじめに付図 10.3 に示す上層のみの 1 質点系を考察する。1 質点系では比例減衰となるため、剛塑性ダンパーの減衰定数を確定することができる。

複素固有値解析は文献(8)を参照し剛塑性ダンパーの復元力特性を楕円近似して式 (A10.1), (A10.2) とする。付録 5-1 から係数 A, C, S は式(A10.5), (A10.6), (A10.7) とする。式全体を書き下したものが式(A10.3), (A10.4) である。楕円履歴は弾性剛性 K_W と剛塑性ダンパーの履歴を合算したものを付図 4 に示すようにモデル化する。



付図 10.3 1 質点系モデル



付図 10.4 剛塑性履歴の定常振動と楕円近似

$$x = x_{\max} \cos \theta = A \cos \theta \quad (\text{A10.1})$$

$$Q(\theta) = C \cos \theta - S \sin \theta \quad (\text{A10.2})$$

$$x = u_m \sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 \left(\frac{4}{\pi} \right)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}} \cos(\theta) \quad (\text{A10.3})$$

$$Q(\theta) = \frac{(Q_{dy} + K_W u_m)}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 \left(\frac{4}{\pi} \right)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}}} \cos(\theta) - \frac{Q_{dy} \frac{4}{\pi}}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 \left(\frac{4}{\pi} \right)^2}{(Q_{dy} + K_W u_m)^2}}} \sin(\theta) \quad (\text{A10.4})$$

$$A = u_m \sqrt{1 + \frac{(n \cdot Q_{dy})^2 \left(\frac{4}{\pi}\right)^2}{(n \cdot Q_{dy} + K_W u_m)^2}} \quad (\text{A10.5})$$

$$C = \frac{(n \cdot Q_{dy} + K_W u_m)}{\sqrt{1 + \frac{(n \cdot Q_{dy})^2 \left(\frac{4}{\pi}\right)^2}{(n \cdot Q_{dy} + K_W u_m)^2}}} \quad (\text{A10.6})$$

$$S = \frac{n \cdot Q_{dy} \frac{4}{\pi}}{\sqrt{1 + \frac{(n \cdot Q_{dy})^2 \left(\frac{4}{\pi}\right)^2}{(n \cdot Q_{dy} + K_W u_m)^2}}} \quad (\text{A10.7})$$

変形 u_m 時の等価剛性を $K_{Weq} = K_W + Q_{dy}/u_m$ とした固有円振動数 ω_{Weq} は式(A10.8) となり, 等価剛性 K_{Weq} を複素剛性 ${}_c K$ 式(A10.9)で置き換えると λ^2_{Weq} は式(A10.10) となり複素固有値 λ_{Weq} は式(A10.11)となる。

$$\lambda_{Weq}^{2'} = -\omega_{Weq}^2 = -\frac{K_{Weq}}{M_W} \quad (\text{A10.8})$$

$${}_c K = \frac{C + iS}{A} \quad (\text{A10.9})$$

$$\lambda_{Weq}^2 = -\frac{{}_c K}{M_W} = -\frac{C + iS}{A \cdot M_W} \quad (\text{A10.10})$$

$$\lambda_{Weq} = -\sqrt{\frac{\sqrt{\left(\frac{C}{A}\right)^2 + \left(\frac{S}{A}\right)^2} - \frac{C}{A}}{2M_W}} + \sqrt{\frac{\sqrt{\left(\frac{C}{A}\right)^2 + \left(\frac{S}{A}\right)^2} + \frac{C}{A}}{2M_W}} i \quad (\text{A10.11})$$

ここで λ_{Weq} の絶対値と ω_{eq} の比 γ (複素解析による ω_{eq} の補正值で周期変動係数と定義する) を α 式(A10.12)で表すと式(A10.18)となる。付図 10.5 に示すように γ は 1~0.8 の値をとり、 α が小さい範囲では γ は 1 に近いことがわかる。なお $1/\gamma^2$ は A/u_m すなわち剛塑性履歴と楕円履歴の定常振幅の比である。

$$\alpha = \frac{Q_{dy}}{K_W u_m} \quad (\text{A10.12})$$

$$\sqrt{C^2 + S^2} = \frac{\sqrt{(Q_{dy} + K_W u_m)^2 + \left(\frac{4}{\pi} Q_{dy}\right)^2}}{A} u_m \quad (\text{A10.13})$$

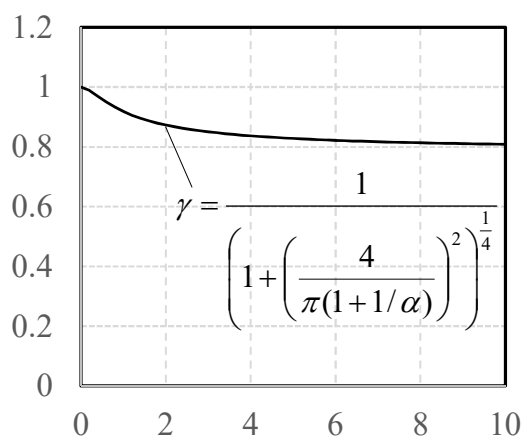
$$\gamma = \frac{|\lambda_{Weq}|}{\omega_{Weq}} = \frac{\sqrt{\frac{\sqrt{C^2 + S^2}}{A \cdot M_W}}}{\sqrt{\frac{K_{Weq}}{M_W}}} = \sqrt{\frac{\sqrt{C^2 + S^2}}{A \cdot K_{Weq}}} = \sqrt{\frac{\sqrt{(Q_{dy} + K_W u_m)^2 + \left(\frac{4}{\pi} Q_{dy}\right)^2}}{A^2 \cdot K_{Weq}}} u_m \quad (\text{A10.14})$$

$$= \sqrt{\frac{\sqrt{(Q_{dy} + K_W u_m)^2 + \left(\frac{4}{\pi} Q_{dy}\right)^2}}{A^2 \cdot (Q_{dy} + K_W u_m)}} u_m^2 = \frac{u_m}{A} \sqrt{\frac{\sqrt{(Q_{dy} + K_W u_m)^2 + \left(\frac{4}{\pi} Q_{dy}\right)^2}}{(Q_{dy} + K_W u_m)}} \quad (\text{A10.15})$$

$$= \frac{u_m}{A} \sqrt{\sqrt{1 + \left(\frac{\frac{4}{\pi} Q_{dy}}{(Q_{dy} + K_W u_m)}\right)^2}} = \frac{u_m}{A} \sqrt{\sqrt{1 + \left(\frac{4}{\pi(1 + 1/\alpha)}\right)^2}} = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{4}{\pi(1 + 1/\alpha)}\right)^2\right)^{\frac{1}{4}}} \quad (\text{A10.16})$$

$$A = u_m \sqrt{1 + \left(\frac{4}{\pi(1 + 1/\alpha)}\right)^2} \quad (\text{A10.17})$$

$$\gamma = \frac{|\lambda_{Weq}|}{\omega_{Weq}} = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{4}{\pi(1 + 1/\alpha)}\right)^2\right)^{\frac{1}{4}}} \quad (\text{A10.18})$$

付図 10.5 周期変動係数 γ - α 関係

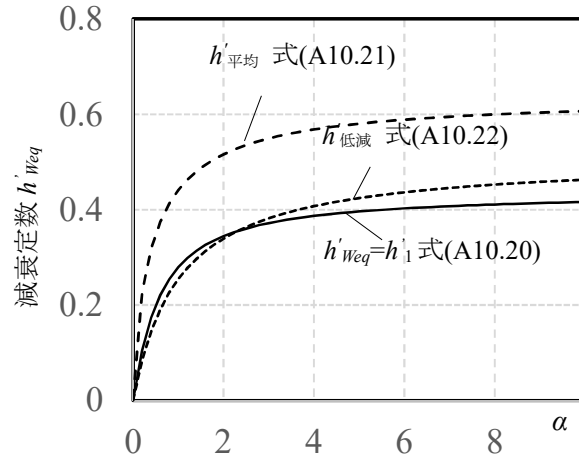
h'_{eq} を式(A10.19)で定義すると楕円履歴の減衰定数 h'_{weq} は式(A10.20)で表される。付図 10.6 に減衰平均法(式(A10.21)), 減衰低減法(式(A10.22))⁵⁾による値と比較して示す。横軸 α は $u_m=200\text{mm}$ で 0.02, $u_m=24\text{mm}$ で 4.0 と相対変位 u_m が小さいほど大きい。剛塑性履歴では減衰平均法は楕円履歴によるものに比べ大きく評価され, 減衰低減法ではほぼ同程度の評価となる。

$$h'_{eq} = \frac{4Q_{dy}u_m}{4\pi \frac{1}{2} K_{weq} u_m^2} = \frac{2Q_{dy}}{\pi(Q_{dy} + K_W u_m)} = \frac{2}{\pi \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)} \quad (\text{A10.19})$$

$$h'_{weq} = -\frac{\text{Re}(\lambda_{weq})}{|\lambda_{weq}|} = \sqrt{\frac{\sqrt{C^2 + S^2} - C}{2\sqrt{C^2 + S^2}}} = \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + (2h'_{eq})^2}}}} \quad (\text{A10.20})$$

$$h'_{\text{平均}} = \frac{2Q_{dy}}{\pi \cdot u_m} \int_0^{u_m} \frac{1}{uK_W + Q_{dy}} du = \frac{2Q_{dy}}{\pi \cdot u_m} \frac{1}{K_W} \ln \left(\frac{u_m K_W + Q_{dy}}{Q_{dy}} \right) = \frac{2}{\pi} \alpha \ln \left(1 + \frac{1}{\alpha} \right) \quad (\text{A10.21})$$

$$h'_{\text{低減}} = 0.8h_R = 0.8 \frac{2Q_{dy}}{\pi(Q_{dy} + K_W u_m)} \quad (\text{A10.22})$$

付図 10.6 楕円履歴による減衰定数 h'_{Weq}

3 2 質点系への拡張

2 質点系の固有値解析に拡張するにあたり、付録 5 による固有値解析の近似式を用いる。

2 質点系では、 R_M 、 R_T をそれぞれ質量比(式(A10.23))、周期比(式(A10.24))とすると、付録 4 式(A4-41)から 1 次固有周期は式 (A10.27) で近似できる。

$$R_M = \frac{M_W + M_L}{M_W} \quad (\text{A10.23})$$

$$R_T = \frac{T_L}{T_{Weq}} \quad (\text{A10.24})$$

$$T_{Weq} = 2\pi \sqrt{\frac{M_W}{K_W + Q_{dy}/u_m}} \quad (\text{A10.25})$$

$$\frac{\omega_1^2}{\omega_{Weq}^2} \approx \frac{1}{1 + R_T^3 / \sqrt{R_M}} \quad (\text{付録 4, A4.41})$$

$$\omega_1 \approx \sqrt{\frac{1}{1 + R_T^3 / \sqrt{R_M}}} \cdot \omega_{Weq}$$

(A10.26)

$$T_1 \approx \sqrt{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}}} \cdot T_{Weq} \quad (\text{A10.27})$$

楕円履歴では γ で補正する必要がある。 γ で補正すると R_T は式(A10.29), T_1 は式(A10.28)となる。2 質点系の 1 次の複素固有値 λ_1 は式(A10.26)の ω_{Weq} を λ_{Weq} に置き換えて式(A10.30)で近似する。

$$T_1' = \frac{T_1}{\gamma} \quad (\text{A10.28})$$

$$R_T' = \gamma \cdot R_T \quad (\text{A10.29})$$

$$\lambda_1 \approx \sqrt{\frac{1}{1 + R_T^3 / \sqrt{R_M}}} \cdot \lambda_{Weq} \quad (\text{A10.30})$$

2 質点系の 1 次モードの減衰定数 h_1' は式(A10.31)で近似されるが 1 質点系の楕円履歴の減衰定数 h_{Weq}' と等しい。これは、式(A10.30)で 1 次の複素固有値 λ_1 を 1 質点系の複素固有値 λ_{Weq} に実定数を乗じて近似しているためである。

付図 10.7 に h_1' と複素解析による 1 次モードの減衰定数の精算値を●で示す。式(A10.31)は良い近似となる。

$$h_1' = -\frac{\text{Re}(\lambda_1)}{|\lambda_1|} = h_{Weq}' \quad (\text{A10.31})$$

$$h_1 = h_0 + h_1' \quad (\text{A10.32})$$

また 2 次モードの複素固有値を λ_2 とすると λ_1^2 と λ_2^2 は式(A10.33), (A10.34)の解であり式(A10.35)の関係がある。 λ_2^2 は式(A10.26), (A10.8)から式(A10.36)となり λ_2 は式(A10.37)

で表される。固有円振動数 ω_2 は式(A10.38)となり、2 次モードの減衰定数 h'_2 はほぼ 0 となる(式(A10.39))。

2 次モードの減衰定数の複素解析による精算値を付図 10.7 に ■ で示すがほぼ 0 となっており式(A10.39)と良く対応している。

$$\begin{vmatrix} \lambda^2 M_W + {}_c K & \lambda^2 M_W \\ \lambda^2 M_W & \lambda^2 (M_W + M_L) + K_L \end{vmatrix} = 0 \quad (\text{A10.33})$$

$$M_W \cdot M_L \cdot \lambda^4 + ({}_c K (M_W + M_L) + K_S M_L) \lambda^2 + {}_c K K_S = 0 \quad (\text{A10.34})$$

$$\lambda_1^2 \cdot \lambda_2^2 = \frac{{}_c K \cdot K_L}{M_W \cdot M_L} \quad (\text{A10.35})$$

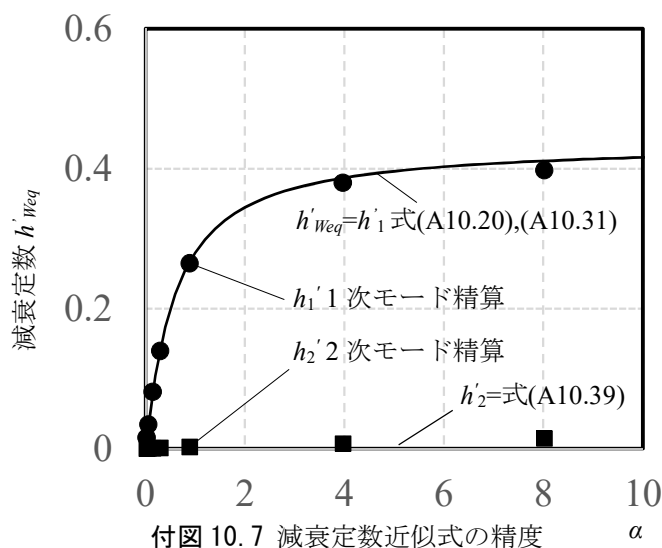
$$\lambda_2^2 = \frac{{}_c K \cdot K_L}{\lambda_1^2 \cdot M_W \cdot M_L} \approx \frac{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}}}{\lambda_{weq}^2} \frac{{}_c K \cdot K_L}{M_W \cdot M_L} = 1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}} \cdot \left(-\frac{M_W}{{}_c K} \right) \cdot \frac{{}_c K \cdot K_L}{M_W \cdot M_L} = - \left(1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}} \right) \frac{K_L}{M_L}$$

(A10.36)

$$\lambda_2 \approx -i \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}} \right) \frac{K_L}{M_L}} \quad (\text{A10.37})$$

$$\omega_2 \approx \sqrt{\left(1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}} \right) \frac{K_L}{M_L}} \quad (\text{A10.38})$$

$$h'_2 = \frac{\text{Re}(\lambda_2)}{\omega_2} \approx 0 \quad (\text{A10.39})$$



付図 10.7 減衰定数近似式の精度

4 実固有値解析の補正方法

したがって、付図 10.1 に示すように、2 質点系で、上層と下層の間にのみ、摩擦ダンパーを設置し非比例減衰となる場合は、楕円履歴で近似した結果からは、通常の固有値解析において、1 次モードの減衰定数を $h_1 = h_{weq}$ 式(A10.20)、2 次モードの減衰定数を $h_2 = 0$ と近似してよい。また摩擦ダンパー設置層では周期調整係数 γ だけ周期が変化する。これらを用いて固有値解析し SRSS で相対変位 u_m を求めることができる。

なお、楕円近似の定常振幅は式 (A10.41) で示す $A (= u_m / \gamma^2)$ となるため、 u_m は元の剛塑性履歴に換算する必要がある。これは、楕円履歴で近似する際のモデルに起因するものである。剛塑性履歴の楕円近似は数学的取扱い上の便宜的なものであり実情をどの程度再現しているかは、時刻歴応答解析により確認出来るが、付図 10.8 (a), (b) で比較を行った結果では良い一致を示しており今回提案した楕円近似は妥当なものと考えられる。

「楕円履歴を元の剛塑性履歴に換算する必要がある」ということを 1 質点モデルに適用すると式(A10.43)のように、 γ の 2 乗が相殺され、通常の等価剛性で考えたものと同じとなる。なお、減衰定数は式(A10.31)を用いる必要がある。

$$u'_m = S_d \cdot D_h = \frac{S_a}{\gamma^2 \omega_{weq}^2} \cdot D_h \quad (\text{A10.40})$$

$$A = u'_m = u_m \sqrt{1 + \left(\frac{4}{\pi(1 + 1/\alpha)} \right)^2} = \frac{u_m}{\gamma^2} \quad (\text{A10.41})$$

$$x = A \cos \theta \quad (\text{A10.42})$$

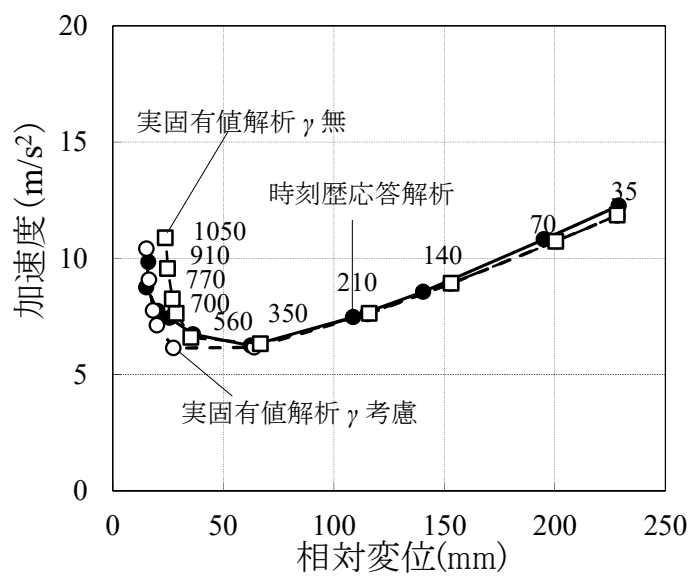
$$u_m = \frac{S_a}{\gamma^2 \omega_{Weq}^2} \cdot D_h \cdot \gamma^2 = \frac{S_a}{\omega_{Weq}^2} \quad (\text{A10.43})$$

2 質点では、 T_{Req} が $1/\gamma$ 倍、 R_T は γ 倍して、1 次モードと 2 次モードを SRSS で合算した u_m' に γ^2 を乗じて u_m を求めるため 1 質点系のように γ の 2 乗が相殺されることはない。しかし、このような正規な方法と単純化して γ^2 はキャンセルされたものとして求めた場合を比較した結果を付図 10.8 に示す、□で示す単純化して γ^2 はキャンセルされたものではダンパー耐力が 560kN 以上でやや相対変位が大きくなるが、ほとんど同様の結果となる。

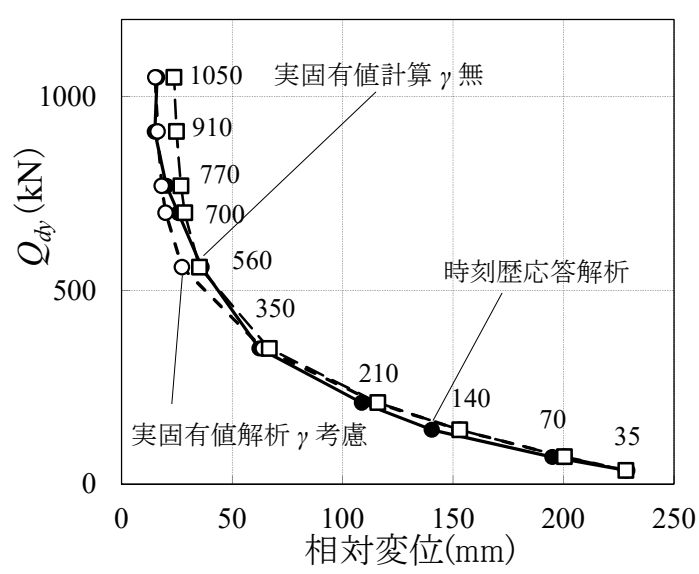
従って、2 質点系で、上層にのみ摩擦ダンパーを設置し非比例減衰となる場合は、「通常の固有値解析において、1 次モードの減衰定数を $h_1=h_{weq}$ 式(A10.31)、2 次モードの減衰定数を $h_2=0$ と近似して SRSS を適用」すれば良い。

なお、正確には 1 次モードの減衰定数について式(A10.44)により上層の歪エネルギーと下層の歪エネルギーから h' を求める。しかし、今回のケースでは $Q_d=560\text{kN}$ 時で上部変形 33mm、下部変形 0.65mm となるため $W_W/(W_W+W_L)=0.98$ であり、 Q_d が小さい範囲ではほぼ 1 となることから $h_1=h_{weq}$ として良い。

$$h' = \frac{W_W h'_{weq}}{W_W + W_L} \quad (\text{A10.44})$$



(a) 加速度-相対変位



(b) ダンパー耐力-相対変位

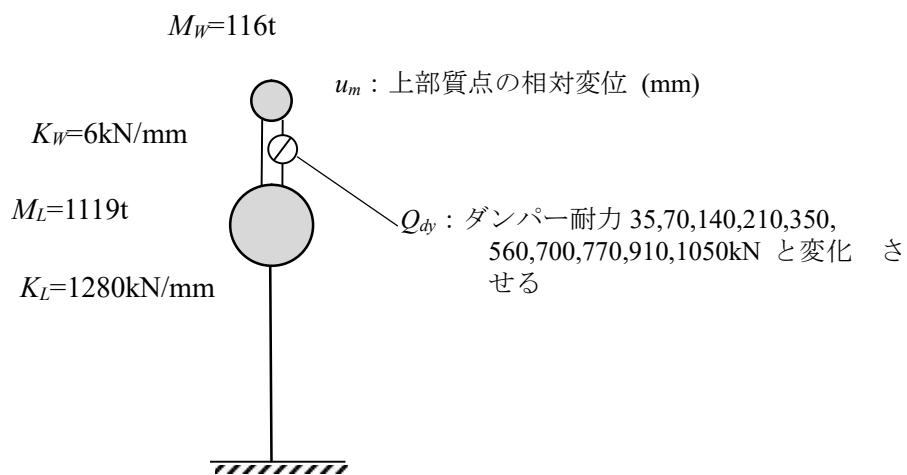
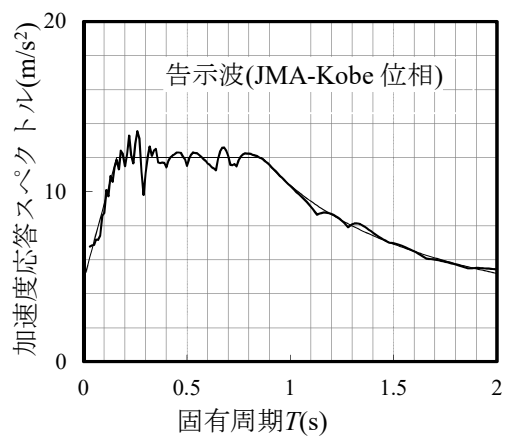
付図 10.8 実固有値解析の補正方法による精度比較

上記の考えに従い実固有値解析を補正した結果、及び従来の実固有値解析結果を時刻歴応答解析と併せて付図 10.11 (a), (b) に示す。(a)は付図 10.10 に示す上部質量が 116t, $R_M=10.6$ の場合で、R2W32L36 の標準タイプの 2 質点モデルである。●が時刻歴応答解析による応答解析結果である。入力地震波は 1995 年兵庫県南部地震における JMA-Kobe 波の位相を用い、建築基準法告示に従い作成したレベル 2 地震波（第 2 種地盤相当(付図 10.11)) に規準化し、減衰はレイリー減衰とし減衰定数は 0.03 とする。ダンパーは摩擦ダンパーをモデル化した完全弾塑性履歴で初期剛性は 100kN/mm とし、ダンパー耐力は 35kN～1050kN と変化せた。○は複素解析による評価結果、△が減衰定数を平均減衰法でもとめた実固有値解析による評価結果である。(b)は付図 10.12 に示す上部質量を 2 倍にしたもので $R_M=5.8$ の場合である。いずれの場合も、複素解析による評価値は時刻歴応答解析とほぼ一致しており、非比例減衰を複素解析は良く説明できる。

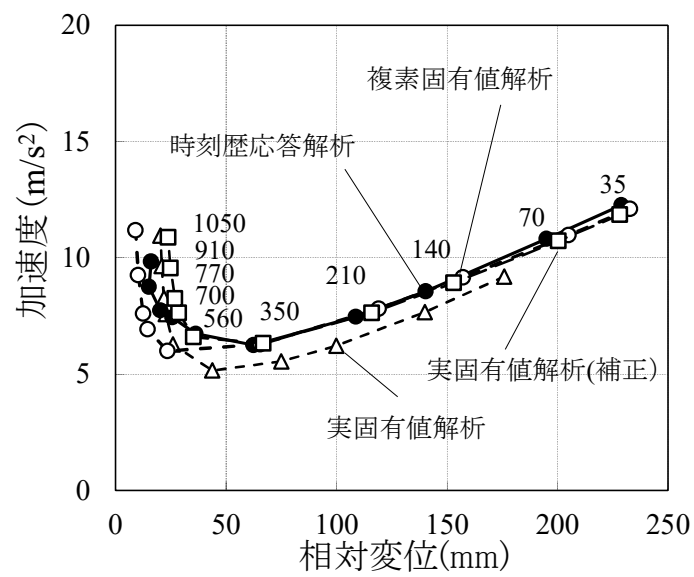
一方従来の実固有値解析では、今回のような摩擦ダンパーによる場合は、減衰定数を決定する方法は明らかでなく、また 1 次モード、2 次モードの減衰も明らかでない。そのため、付図 10.11 の実固有値解析では複素解析で明らかになった 2 次モードの減衰定数がほぼ 0 であることを用い、減衰定数は弾塑性履歴でよく用いられている平均減衰法を用いた。結果は△で示すように、相対変位、加速度ともに過小評価となる。

そこで、複素解析結果から①減衰定数が平均減衰法に比べ小さくなる事。及び② 2 次モードの減衰定数は 0 となることを適用して、実固有値解析を補正した評価結果を□で示す。

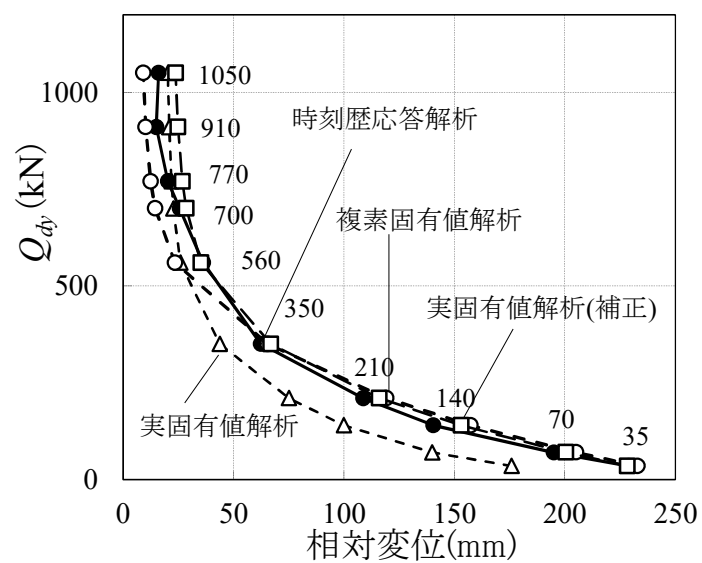
補正した実固有値評価値□はいずれも、△より相対変位が大きくなり応答解析●及び複素解析○と良い対応を示すようになる。このことから詳細な時刻歴応答解析や複雑な複素解析によらなくとも、提案した補正を適用することで従来の固有値解析により、非比例減衰となる場合でも正確に評価できることが示された。



付図 10. 10 検討対象モデル($R_M=10.6$)

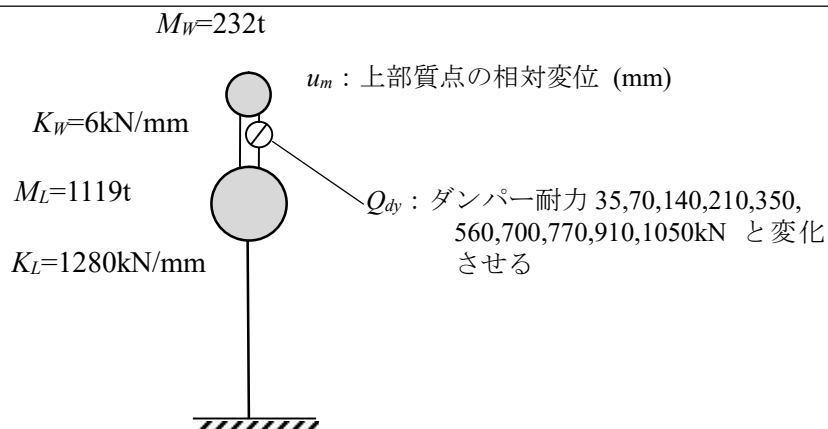


(a) 加速度－相対変位

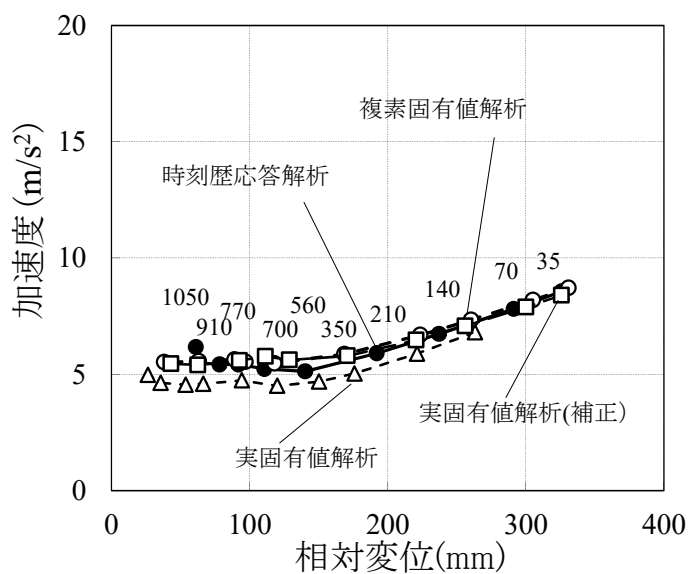


(b) ダンパー耐力－相対変位

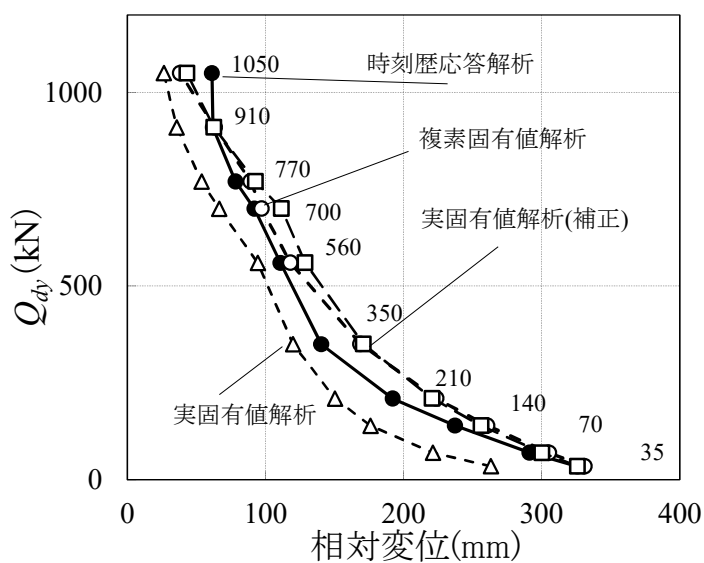
付図 10.11 実固有値解析(補正)の精度比較($R_M=10.6$)



付図 10.12 検討対象モデル($R_M=5.8$)



(a) 加速度—相対変位



(b) ダンパー耐力—相対変位

付図 10.13 実固有値解析(補正)の精度比較($R_M=5.8$)

5 実固有値解析（補正）による計算例

実固有値解析（補正）による R2W32L36 の標準タイプで $R_M=10.6$ の場合の計算例を示す

固有値計算では、収斂計算が必要なため、収斂後で u_m が求められた場合について以下に示す。

始めに $Q_{dy}=560\text{kN}$ を決めて、相対変位 u_m を仮定し、収斂計算を行い、 $u_m=35.3$ となった。

複素解析結果から①減衰定数が平均減衰法に比べ小さくなる事。及び②2次モードの減衰定数は0となることを用いて固有値解析をおこなう。

$$K_{Weq} = K_W + Q_{dy}/u_m = 6 + 560/35.3 = 21.9\text{kN/mm}$$

$$T_{Weq} = 2\pi\sqrt{M_W/K_{Weq}} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{116 \times 10^3 / (21.9 \times 10^6)} = 0.458\text{s}$$

$$T_L = 2\pi\sqrt{(M_W + M_L)/K_L} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{(116 + 1119) \times 10^3 / (1280 \times 10^6)} = 0.186\text{s}$$

$$R_T = \frac{T_L}{T_{Weq}} = 0.41$$

$$R_M = \frac{M_W + M_L}{M_W} = 10.6$$

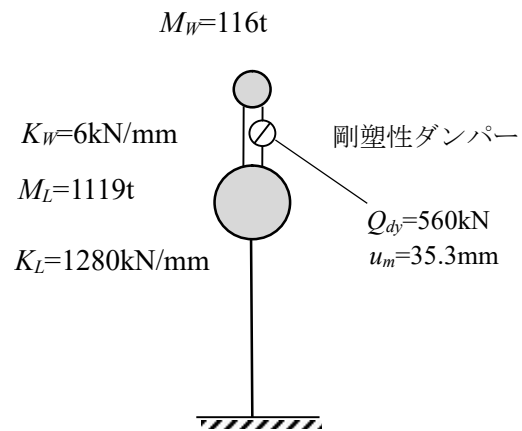
$$\alpha = \frac{Q_{dy}}{K_W u_m} = \frac{560}{6 \times 35.3} = 2.64$$

$$h'_{eq} = \frac{2Q_{dy}}{\pi(Q_{dy} + K_W u_m)} = \frac{2}{\pi(1 + 1/\alpha)} = 0.462$$

$$h'_{Weq} = h_1 = \sqrt{\frac{1}{2}} \sqrt{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + (2h'_{eq})^2}}} = 0.364$$

$$D_{h1} = \sqrt{\frac{1 + 25h_0}{1 + 25h_1}} = \sqrt{\frac{1 + 25 \times 0.03}{1 + 25 \times (0.03 + 0.364)}} = 0.41$$

$$T_1 \approx \sqrt{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}}} \cdot T_{Weq} = 0.462$$



付図 10.14 検討モデル

$$S_{a1} = 13\text{m/s}^2$$

$$h_2 = 0$$

$$D_{h2} = 1$$

$$T_2 = \sqrt{\frac{R_T^2(R_M - 1)}{R_M}} \cdot \frac{T_{Req}^2}{T_1} = 0.176$$

$$S_{a2} = 13\text{m/s}^2$$

1 次モードの上部，下部の刺激関数 F_{W1}, F_{L1} は以下となる。(付録 1 の式 A00)

$$F_{W1} = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} = 1.19$$

$$F_{L1} = 1 - \frac{1 + \frac{\sqrt{R_M}}{R_T^3}}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} = 0.02$$

2 次モードの上部，下部の刺激関数 F_{W2}, F_{L2} は以下となる。(付録 1 の式 A00)

$$F_{W2} = 1 - 1.19 = -0.19$$

$$F_{L2} = 1 - 0.02 = 0.98$$

以上から SRSS により上層の層間変形を求めると $u_m=35.3\text{mm}$ で仮定した変形と同じとなることから確認できる。

$$u_m = \sqrt{\left(\frac{S_{a1}}{\omega_1^2} (F_{W1} - F_{L1}) D_{h1} \right)^2 + \left(\frac{S_{a2}}{\omega_2^2} (F_{W2} - F_{L2}) D_{h2} \right)^2} = 0.0353$$

$$A_m = \sqrt{(S_{a1}(F_{W1} - F_{L1})D_{h1})^2 + (S_{a2}(F_{W2} - F_{L2})D_{h2})^2} = 6.73$$

以上で、ダンパーすべり耐力 560kN で上部質点の相対変位 35.3mm, 加速度 6.73m/s² と求められた。時刻歴応答解析では、ダンパーすべり耐力 560kN で上部質点の相対変位 39.8mm, 加速度 6.74m/s² であり良い一致を示す。

付録 11 実固有値解析を応用した近似応答評価 (6.6 節関係)

摩擦ダンパーを妻壁の変形制御に用いる際、要求性能の評価手法には時刻歴応答解析、複素固有値解析及び付録 10 の補正実固有値解析が利用できるが、いずれも専門的な知識が必要であったり、収斂計算が必要など実用的とは言えない。実務で簡易に評価する手法が必要である。そこで収斂計算を要しない近似応答評価手法を検討する。検討にあたり、付録 10 の実固有値解析（補正）を基に簡易評価式を策定する。

付録 10 から剛塑性履歴を楕円履歴で近似すると等価剛性を用いた場合より固有周期が $1/\gamma$ だけ長くなり、等価減衰定数は式(A11.20)で評価できる。相対変位は 1 次モードが支配的であることから 1 次モード固有値解析を用いて簡易に評価する方法を検討する。

1.1 質点系の近似応答評価

まず付図 11.1 の 2 質点系の下部を剛とした 1 質点系の場合（付図 11.2）について近似応答評価を求める。目標相対変位 u_m の場合の剛塑性履歴の等価剛性、固有円振動数を K_{Weq} , ω_{Weq} とすると楕円履歴では ω_{Weq} が $\gamma\omega_{Weq}$ になるため式(A11.1)が成り立つ。ここで K_W は上層の剛性、 u_0 は K_W のみの場合の相対変位(式(A11.5))とする。

$$u_m = S_d \cdot D_h = \frac{S_a}{\gamma^2 \omega_{Weq}^2} \cdot D_h = \frac{S_a}{\gamma^2 \omega_W^2} \cdot \frac{\omega_W^2}{\omega_{Weq}^2} \cdot D_h = \frac{1}{\gamma^2} u_0 \cdot \frac{\frac{K_W}{M_L}}{\frac{K_{Weq}}{M_L}} \cdot D_h = \frac{1}{\gamma^2} u_0 \cdot \frac{K_W}{K_{Weq}} \cdot D_h \quad (A11.1)$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{K_W}{K_{Weq}} \cdot D_h = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + \frac{Q_{dy}}{K_W u_m}} D_h \quad (A11.2)$$

$$D_h = \sqrt{\frac{1 + 25h_0}{1 + 25h_1}} \quad (A11.3)$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1+\alpha} D_h \quad (\text{A11.4})$$

$$u_0 = \frac{S_a}{\omega_0^2} \quad (\text{A11.5})$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K_w}{M_w}} \quad (\text{A11.6})$$

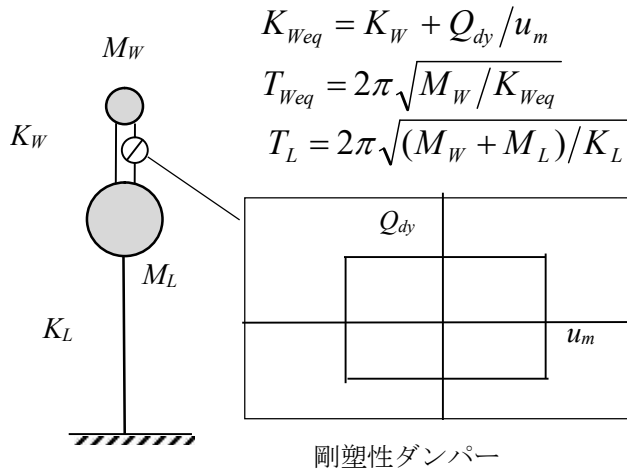
$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1+\alpha} D_h = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1+\alpha} \sqrt{\frac{1+25h_0}{1+25(h_0+h'_{eq})}} \approx \frac{1}{1+\frac{25 \times 0.21}{1+25h_0} \alpha} = \frac{1}{1+C_1 \alpha} \quad (\text{A11.7})$$

$$C_1 = \frac{5.25}{1+25h_0} \quad (\text{A11.8})$$

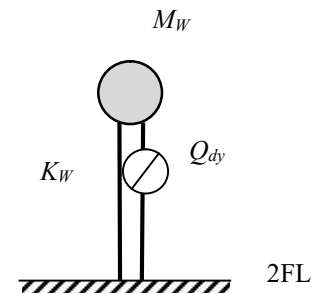
$$\frac{u_m}{u_0} \approx \frac{1}{1+3\alpha} \quad (\text{A11.9})$$

式(A11.7)が 1 質点系の近似応答評価式である。 u_m を決めれば α が求まり式(A11.6)からダンパーの目標すべり耐力 Q_{dy} が求まる。架構の構造減衰定数 $h_0=0.03$ では $C_1=3.0$ となる。

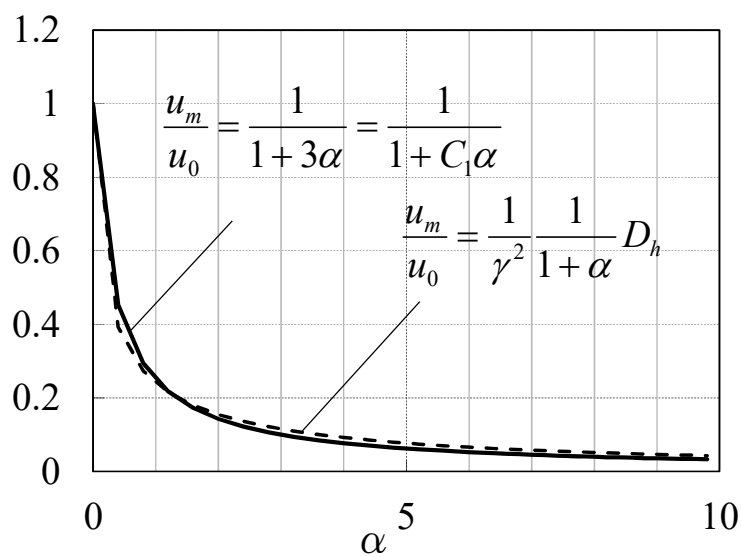
付図 11.3(a)に $h_0=0.03$ の場合の精解式(A11.4)と近似式(A11.7), (A11.9)の比較を示す。 $h_0=0.03$ では $C_1=3.0$ となり, (A11.7), (A11.9)は等しい。付図 11.3(b)に $h=0.05$ を示す。 $C_1=2.33$ 程度となるため(A11.9)ではやや精解からはずれる。(A11.7)はより精解に近く良い近似となる。



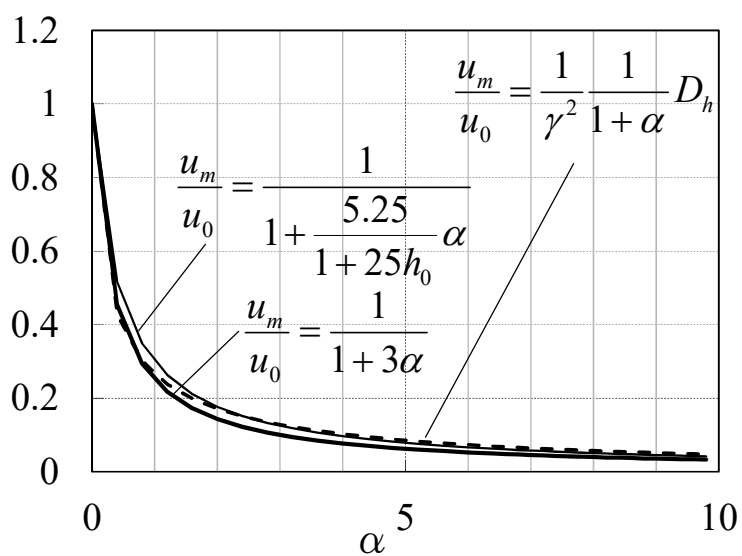
付図 11.1 2 質点系モデル 付-63



付図 11.2 1 質点系モデル



(a) $h_0=0.03$



(a) $h_0=0.05$

付図 11.3 1 質点系の近似式の精度

2 2 質点系への拡張

以上を付図 11.1 に示す 2 質点系に拡張する。2 質点系では上層の層間変形は式(A11.7) に上部質点と下部質点の水平応答倍率の差 F_{WL} を乗じ式(A11.11)となる。

F_{WL} は R_T が 1 より小さい範囲では式(A11.12)の直線で近似できる(付図 11.4)。

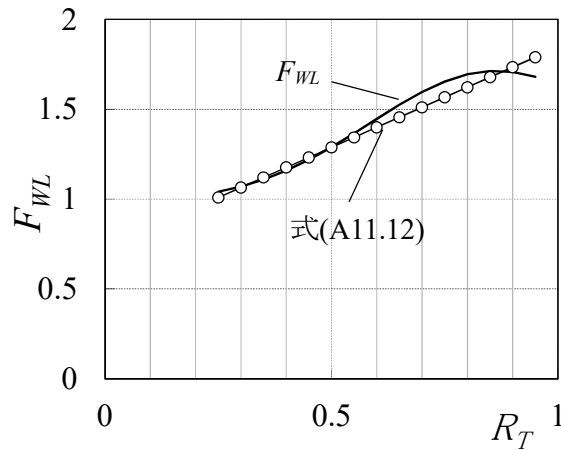
なお、1 次モードの上部質点の水平応答倍率 F_W は付録 4 式(A4.48)で近似でき、同様に下部質点の水平応答倍率 F_L は付録 4 式(A4.49)で近似できる。

$$F_W = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{付録 4, A4.48})$$

$$F_L = 1 - \frac{1 + \frac{\sqrt{R_M}}{R_T^3}}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{付録 4, A4.49})$$

$$F_{WL} = F_W - F_L \quad (\text{A11.10})$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + \alpha} D_h \cdot F_{WL} \quad (\text{A11.11})$$



付図 11.4 F_{WL} の近似式

$$F_{WL} \approx \frac{(F_{WL \max} - 0.85)}{0.7} R_T + \frac{1 - 0.3F_{WL \max}}{0.7} \quad (\text{A11.12})$$

$$F_{WL \max} = 1 + \frac{(R_M - 1)}{2\sqrt{R_M} + 2} - 0.5 \quad (\text{A11.13})$$

$$R_T = \frac{T_L}{T_{Weq}} = \frac{T_L}{T_0} \sqrt{1 + \alpha} \quad (\text{A11.14})$$

$$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{M_W + M_L}{K_L}} \quad (\text{A11.15})$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_W}{K_W}} \quad (\text{A11.16})$$

$$F_{WL} = \frac{1 - 0.3F_{WL \max}}{0.7} + \frac{(F_{WL \max} - 0.85)}{0.7} \frac{T_L}{T_0} \sqrt{1 + \alpha} = C_2 + C_3 \sqrt{1 + \alpha} \quad (\text{A11.17})$$

$$C_2 = \frac{1 - 0.3F_{WL \max}}{0.7} \quad (\text{A11.18})$$

$$C_3 = \frac{(F_{WL \max} - 0.85)}{0.7} \frac{T_L}{T_0} \quad (\text{A11.19})$$

従って式(A11.37)は式(A11.33)を考慮して(A11.20)となる。

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + \alpha} D_h \cdot F_{WL} \approx \frac{1}{1 + C_1 \alpha} (C_2 + C_3 \sqrt{1 + \alpha}) \quad (\text{A11.20})$$

付図 11.5 に式(A11.11)と(A11.20)の比較を示す。概ね良い近似となっている。

以上から 2 質点モデルの減衰係数, 水平応答倍率を考慮した関係式が式(A11.20)で得られた。式(A11.20)は α に関する 2 次方程式(A11.22)となり, 目標ダンパー相対変位を u_m とするとダンパーすべり耐力 Q_{dy} は式(A11.27), 上部質点の加速度 A_m は (A11.28)で求めることができる。

$$\alpha^2 \left(C_1 \frac{u_m}{u_0} \right)^2 + \alpha \left(2C_1 \frac{u_m}{u_0} \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right) - C_3^2 \right) + \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right)^2 - C_3^2 = 0 \quad (\text{A11.21})$$

$$A_1 \alpha^2 + A_2 \alpha + A_3 = 0 \quad (\text{A11.22})$$

$$A_1 = \left(C_1 \frac{u_m}{u_0} \right)^2 \quad (\text{A11.23})$$

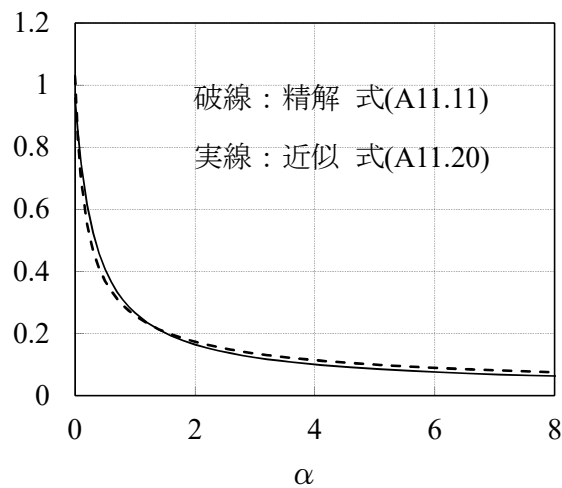
$$A_2 = \left(2C_1 \frac{u_m}{u_0} \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right) - C_3^2 \right) \quad (\text{A11.24})$$

$$A_3 = \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right)^2 - C_3^2 \quad (\text{A11.25})$$

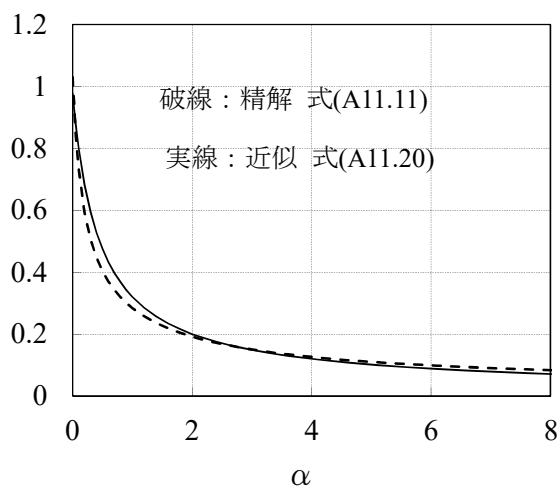
$$\alpha = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3}}{2A_1} \quad (\text{A11.26})$$

$$Q_{dy} = \alpha K_W u_m \quad (\text{A11.27})$$

u_m を変化させた場合の結果を付図 11.6 に破線で示す。2 質点モデルの時刻歴応答解析結果及び複素固有値解析結果を良く評価している。

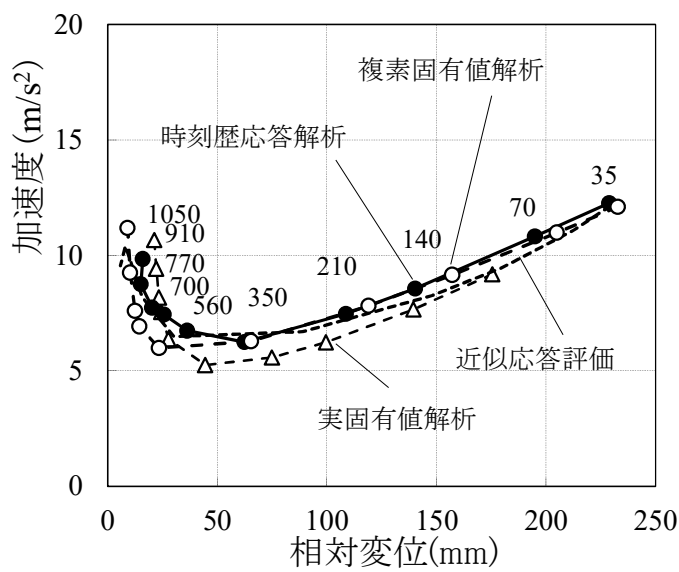


(a) $h=0.1367$

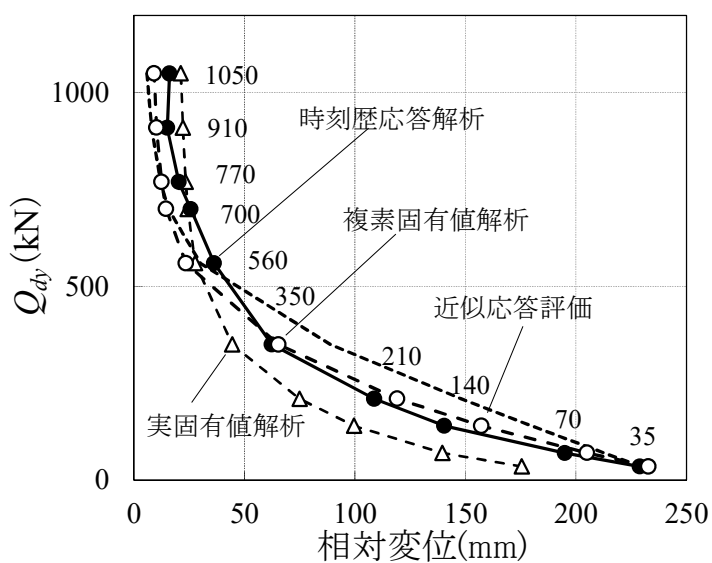


(b) $h=0.05$

付図 11.5 近似式(A11.21)の精度



(a) 加速度—相対変位



(b) ダンパー耐力—相対変位

付図 11.6 近似応答評価の精度($h=0.03$)

3 近似応答評価の計算例

近似応答評価の計算例を示す。諸元は付図 11.7 に示す。はじめに、目標相対変位 u_m を設定する。

$$u_0 = 0.0263\text{m}$$

$$C_1 = \frac{5.25}{1+25h_0} = \frac{5.25}{1+25 \times 0.03} = 3.0$$

$$F_{WL\max} = 1 + \frac{(R_M - 1)}{2\sqrt{R_M} + 2} - 0.5 = 0.5 + \frac{10.6 - 1}{2\sqrt{10.6} + 2} = 1.63$$

$$C_2 = \frac{1 - 0.3F_{WL\max}}{0.7} = \frac{1 - 0.3 \times 1.63}{0.7} = 0.729$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_W}{K_W}} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{116 \times 10^3}{6 \times 10^6}} = 0.874$$

$$C_3 = \frac{(F_{WL\max} - 0.85)}{0.7} \frac{T_L}{T_0} = \frac{(1.63 - 0.85)}{0.7} \frac{0.195}{0.874} = 0.249$$

$$u_0 = \frac{S_a}{\omega_0^2} = \frac{13}{7.19^2} = 0.251\text{m}$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{0.0263}{0.251} = 0.105$$

$$A_1 = \left(C_1 \frac{u_m}{u_0} \right)^2 = (3 \times 0.105)^2 = 0.0986$$

$$A_2 = 2C_1 \frac{u_m}{u_0} \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right) - C_3^2 = 2 \times 3 \times 0.1 \times (0.105 - 0.729) - 0.249^2 = -0.454$$

$$A_3 = \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right)^2 - C_3^2 = (0.105 - 0.729)^2 - 0.249^2 = 0.328$$

$$\alpha = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3}}{2A_1} = \frac{0.454 + \sqrt{0.454^2 - 4 \times 0.0986 \times 0.328}}{2 \times 0.0986} = 3.715$$

$$Q_{dy} = \alpha K_W u_m = 3.715 \times 6 \times 26.3 = 586 \text{ kN}$$

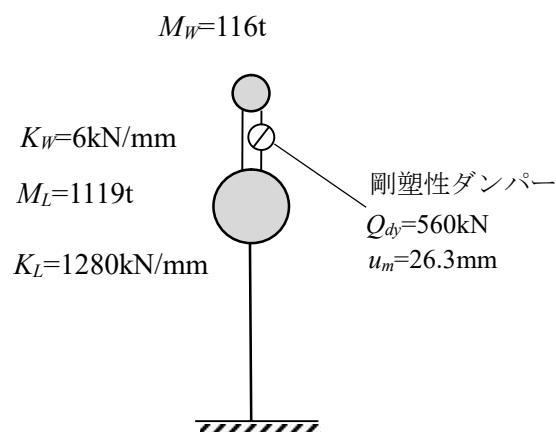
時刻

以上で要求相対変位 u_m に対して必要ダンパー耐力 Q_{dy} が得られる。

$$K_{weq} = K_W + Q_{dy}/u_m = 6 + 560/26.3 = 27.3 \text{ kN/mm}$$

$$T_{weq} = 2\pi \sqrt{M_W/K_{weq}} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{116 \times 10^3 / (27.3 \times 10^6)} = 0.41 \text{ s}$$

$$T_L = 2\pi \sqrt{(M_W + M_L)/K_L} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{(116 + 1119) \times 10^3 / (1280 \times 10^6)} = 0.195 \text{ s}$$

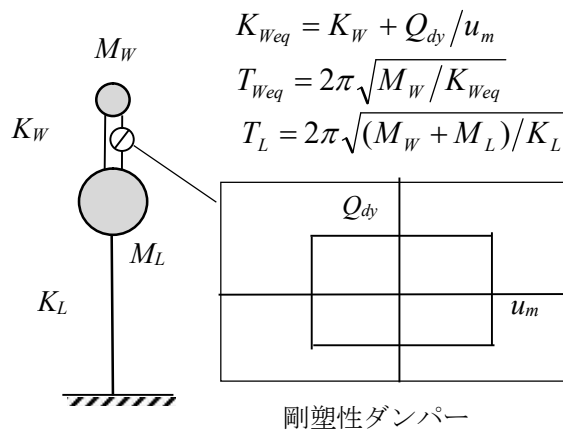


付図 11.7 評価モデル

付録 12 非比例減衰となる 2 質点系の減衰係数と作用するモードについて

1 2 質点系の非比例減衰時の各モードの減衰定数について (1)

付録 9 において、付図 12.1 にしめす 2 質点系で、「2 質点系の上層のみに摩擦ダンパーを付加した非比例減衰系では 1 次モードの減衰が卓越し、2 次モードの減衰がみられない」という事象について上部質量 M_W 、下部質量 M_L 、上層剛性 K_W 、下層剛性 K_L がどのような場合に成立するかについて検討を行う。



付図 12.1 2 質点系モデル

層間変形座標では、固有値 λ^2 は式 (A12.2) の解であり、1 次モードの解が式 (A12.3)、2 次モードの解が式 (A12.4) で近似することができる。

$$\begin{vmatrix} \lambda^2 M_W + cK & \lambda^2 M_W \\ \lambda^2 M_W & \lambda^2 (M_W + M_L) + K_L \end{vmatrix} = 0 \quad (\text{A12.1})$$

$$M_W \cdot M_L \cdot \lambda^4 + (cK(M_W + M_L) + K_S M_L) \lambda^2 + cKK_S = 0 \quad (\text{A12.2})$$

$$\lambda_1 \approx \sqrt{\frac{1}{1 + R_T^3 / \sqrt{R_M}}} \cdot \lambda_{weq} \quad (\text{A12.3})$$

ここで、 λ_{weq}^2 は複素数 cK/M_W で表されるから式 (A12.4) が成り立つ。

$$\lambda_1^2 \approx \frac{1}{1 + R_T^3 / \sqrt{R_M}} \lambda_{weq}^2 = \frac{1}{1 + R_T^3 / \sqrt{R_M}} \frac{cK}{M_W} \quad (\text{A12.4})$$

R_T は式(A12.5)で表され複素数となることから、一般には λ_1^2 は cK の実数倍とはならない。このことは λ_1 の実部を絶対値で除したものが減衰定数となることから、1 次モードの減衰定数は上部のみの減衰定数より小さくなることを示している。

$$R_T = \frac{T_L}{T_W} = \sqrt{\frac{cK}{K_L} \cdot \frac{(M_L + M_W)}{M_W}} \quad (\text{A12.5})$$

しかし、 R_T の絶対値が 1 に比べて小さい場合には λ_1 は式(A12.6)となり cK の実数倍となり、1 次モードの減衰定数は上部のみの 1 質点系の減衰定数 h とほぼ等しくなる。

$$\lambda_1^2 \approx \lambda_{Weq}^2 \approx \frac{cK}{M_W} \quad (\text{A12.6})$$

このとき λ_1^2, λ_2^2 は式(A12.2)の 2 根なので根と係数の関係から式(A12.7)が成り立つ。

$$\lambda_1^2 \cdot \lambda_2^2 = \frac{cK \cdot K_L}{M_W \cdot M_L} \quad (\text{A12.7})$$

$$\lambda_2^2 \approx \frac{K_L}{M_L} \quad (\text{A12.8})$$

$$\lambda_2 \approx -i \cdot \sqrt{\frac{K_L}{M_L}} \quad (\text{A12.9})$$

したがって、 R_T の絶対値が 1 に比べて小さい場合には $h_2=0$ となる。式(A12.10)

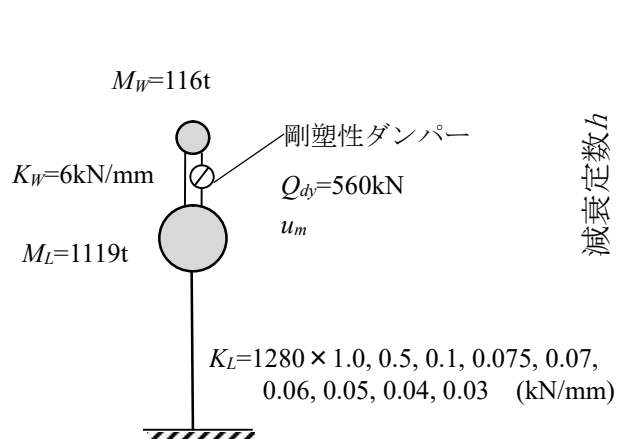
$$h_2 = -\frac{\text{Re}(\lambda_2)}{|\lambda_2|} \approx 0 \quad (\text{A12.10})$$

以上から、 R_T が小さい範囲では $h_1 \doteq h, h_2 \doteq 0$ となることが示された。

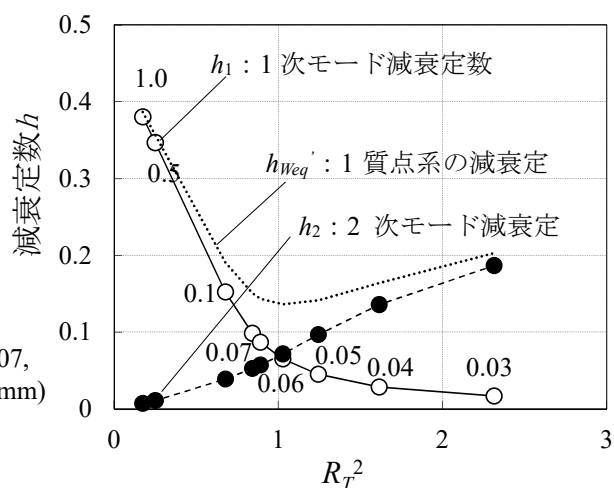
付図 12.3 に下部剛性を変化させることにより R_T^2 を 0.24 から 2.4 程度まで変化した場合の 1 次モードの減衰定数と 2 次モードの減衰定数の変化の様子を示す。図中の数字は下部剛性の標準に対する係数を示す。係数が 1 では R_T^2 が 0.225 と小さく h_1 は h_{Weq} とほぼ同じで、 h_2 は 0 となるが、下部剛性を小さくすると R_T^2 は大きくなり h_1 は h_{Req} から小さくなる方向にずれ始める。一方 h_2 は 0 から大きくなる。その後 R_T^2 が 1 程度を境に 1 次と 2 次が入れ替わる。点線は下部剛性が無限大で 1 質点系と見なせる場合の減衰定数 h_{Weq} を示す。 $R_T^2=0$ 及び無限大で h_{Weq} に漸近する。

つまり、 R_T^2 が小さい範囲ではダンパーは 1 次モードを減衰し、 R_T^2 が 1 付近で 1, 2 次モードを同程度減衰する。さらに R_T^2 が大きくなると上部にダンパーを付けているにも関わらず 2 次モードを減衰する。

同様に、下層にダンパーを配置した場合は、 R_T^2 が小さい範囲では 2 次モードを減衰し、1 次モードは減衰しない。



付図 12.2 検討モデル

付図 12.3 R_T^2 と減衰定数の関係

以上から 2 質点系では R_T^2 を知れば、1 つのダンパーを設置することによる概略の減衰定数及び主に作用するモードを知ることができる。

R2 型体育館の妻壁と躯体のモデル化では R_T^2 は小さいため 1 次モードの減衰 $h_1 \doteq h$, 2 次モードの減衰は $h_2 \doteq 0$ として良いことが確認出来た。

2 2 質点系の非比例減衰時の各モードの減衰定数について (2)

上層にダンパーを有する 2 質点系は非比例減衰となるため、1 次モードの減衰定数及び 2 次モードの減衰定数は明らかではない。そこで、2 質点系について付図 12.4(a), (b) のモデルについて検討を行う。

(a), (b)は 2 質点系で、(a)は $R_M=3$ (b)は 2 の場合である。上層にダンパーを設置した場合を想定し、2 層の剛性 $K_2=100\text{kN/mm}$ に粘性ダンパーを付加した場合を想定した。なお粘性ダンパー耐力は速度に比例するが、今回は非比例減衰定数の変化を見るため、仮想的に複素剛性は $100+100i \text{ kN/mm}$ を標準剛性とし、パラメータはその定数倍とした。

解析は複素固有値解析とし、fortran を用い、複素固有値ライブラリ ZGGEV を利用した。

なお、1 質点系では、複素剛性を cK とすると、ダンパー履歴による等価減衰定数 h は(A12.16)で示され、剛性 cK が実数倍となっても h は変化しないことから、 h_1, h_2 の関係との比較の為仮想の複素剛性を設定している。

$$M\ddot{z} + {}_cKz = 0 \quad (\text{A12.11})$$

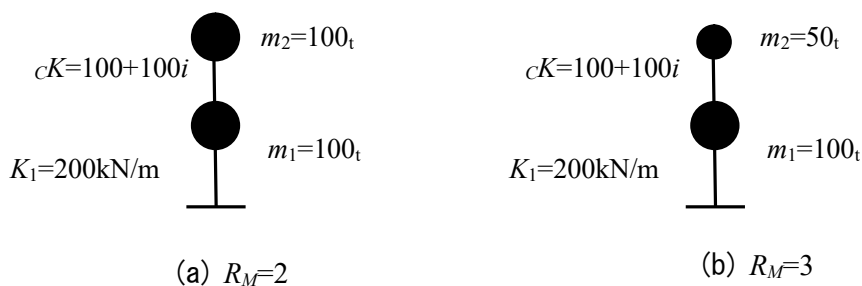
$$\ddot{z} + \frac{{}_cK}{M}z = 0 \quad (\text{A12.12})$$

$$\ddot{z} + \lambda^2 z = 0 \quad (\text{A12.13})$$

$${}_cK = (a + bi)^2 \quad (\text{A12.14})$$

$$h = -\frac{\text{Re}(\lambda)}{|\lambda|} \quad (\text{A12.15})$$

$$h = \frac{-a}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (\text{A12.16})$$



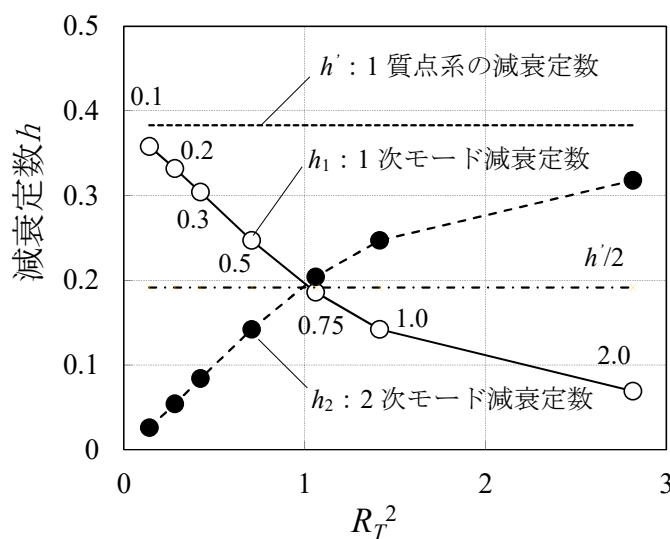
付図 12.4 検討モデル

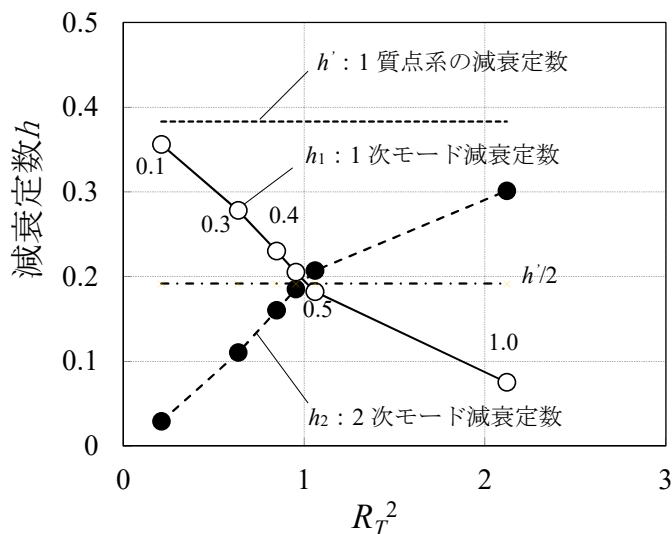
(a) $R_M=2$ の結果を付図 12.5 に示す。白丸は 1 次モードの減衰定数を示す。図中の数字は標準剛性に対する比率で 0.1 は $cK=0.1(100+100i)$ を示す。上層の剛性が低く 1 次モードの減衰定数は 1 質点の減衰定数 h' に近い値となっている。比率が大きくなり剛性が上がるに従い減衰定数 h_1 は小さくなる。一方黒丸で示す 2 次モードの減衰定数 h_2 は複素剛性が増加するに従い増加し $cK=2.0(100+100i)$

では 1 質点の減衰定数 h' に近づいていく。

h_1, h_2 は $R_T=1$ で交差している。又、1 次モードの $1/2h$ についてほぼ対称となっている。

付図 12.6 に $R_M=3$ の場合を示す。同様の傾向がみられる。

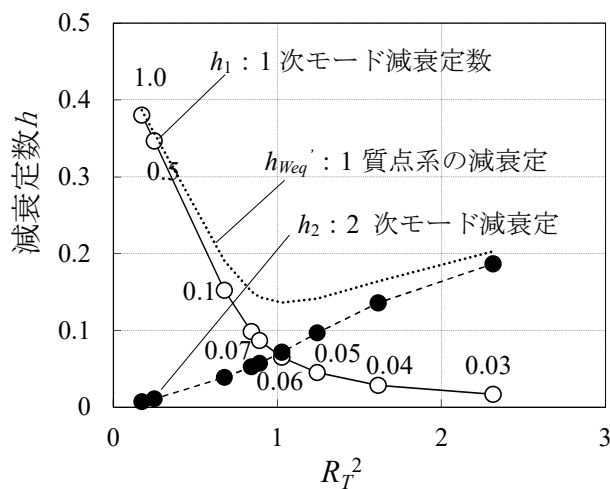
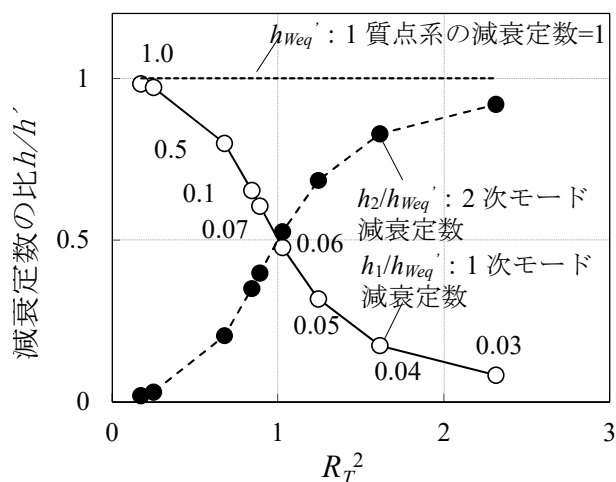
付図 12.5 R_T^2 と減衰定数の関係 ($R_M=2$)

付図 12.6 R_T^2 と減衰定数の関係 ($R_M=3$)

1 で検討した論文 8 の妻壁と躯体の系では 2 質点系で $R_M=10$ 程度であり、摩擦ダンパーの剛塑性履歴を楕円履歴に近似している。① h_1, h_2 は $R_T=1$ で交差。② h_1, h_2 は 1 次モードの $1/2h'$ についてほぼ対称 について確認する。なお、 h'_{weq} がダンパーの相対変位 u_m により変化しているので、 h'_{weq} で基準化したものも示す。

付図 12.7 は横軸を R_T^2 としたものを示す(付図 12.3 と同)。 $R_T=1$ で交差していることが確認出来る。

付図 12.8 はさらに 1 質点系の減衰定数 h'_{weq} で基準化したもの示す。 $R_T=1$ での交差及び、0.5 軸でのほぼ対称となる様子が確認出来る。以上から、2 質点系では① h_1, h_2 は $R_T=1$ で交差。② h_1, h_2 は 1 次モードの $1/2h'$ についてほぼ対称が成立することが確認出来た。

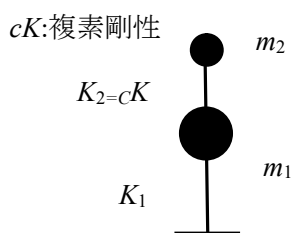
付図 12.7 R_T^2 と減衰定数の関係付図 12.8 R_T^2 と減衰定数の比の関係

付録 13 非比例減衰となる 2 質点系の 1 次 2 次の減衰係数が $R_T=1$ で等しくなることについて

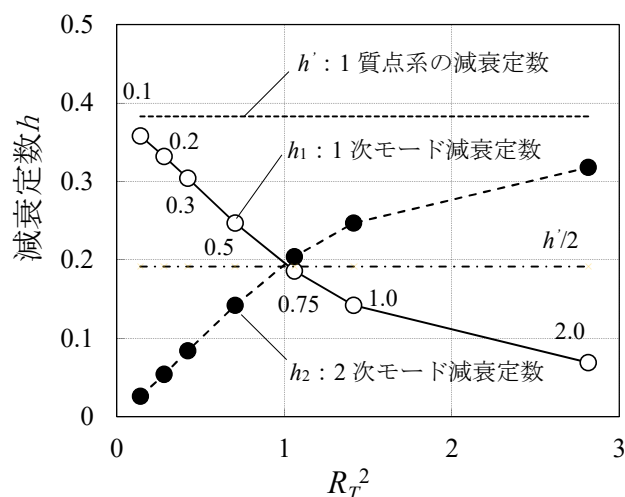
上層にダンパーを有する付図 13.1 に示す 2 質点系では非比例減衰となり、複素固有値解析では付図 13.2 に示すように周期比 R_T が増加すると 1 次モードの減衰定数 h_1 は単調に減少し、2 次モードの減衰定数 h_2 は単調に増加し $R_T=1$ で交差するように思われる。又、1 次モードの $1/2h$ について対称となっている。そこで、「 $R_T=1$ で交差」について証明を試みる。

1. $R_T=2$ の場合の証明

一般の証明に先立ち、式の展開が容易な $m_1=m_2$ の場合について証明する。



付図 13.1 検討モデル



付図 13.2 R_T^2 と減衰定数の関係 ($R_T=2$)

付録(A5.4)から実数の固有円振動数は式(A5.4)で表される。(参考参照)

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{R_{M1}(1+R_T^2) - \sqrt{R_{M1}^2(1+R_T^2)^2 - 4R_{M1}^3 R_T^2/(1+R_{M1})}}{2R_{M1}^2 R_T^2/(1+R_{M1})}} \omega_{Req} \quad (\text{A5.4})$$

これは、振動方程式(A13.1)で変位 u 、剛性 K として ω を式(A13.2)とした場合の固有値として得られる。

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (\text{A13.1})$$

$$u = Ae^{i\omega t} \quad (\text{A13.2})$$

これを用いて K_2 が複素剛性の場合について考察する。このとき剛性は(A13.3)となり、運動方程式は(A13.4)、変位 u は z で置き換えられる。

$$K_2 = {}_c K \quad (\text{A13.3})$$

$$M\ddot{z} + {}_c K z = 0 \quad (\text{A13.4})$$

$$z = A e^{\lambda t} \quad (\text{A13.5})$$

式(A5.4)を用いるため $\lambda = \omega i$ としてさらに ω を複素数と考える。ここで i は虚数単位である。複素剛性を(A13.6)のように絶対値 K_0 と偏角 θ_0 ($0 < \theta_0 < \pi/4$) で表すと、 ω_{Req} は式(A13.7)となる。

$${}_c K = K_0 (\cos 2\theta_0 + i \sin 2\theta_0) \quad (\text{A13.6})$$

$$\omega_{Req} = \sqrt{\frac{{}_c K}{m_2}} = \sqrt{\frac{K_0}{m_2}} (\cos \theta_0 + i \sin \theta_0) = \omega_0 (\cos \theta_0 + i \sin \theta_0) \quad (\text{A13.7})$$

また、 R_T は式 (A13.8) と表される

$$R_T^2 = \frac{\frac{{}_c K}{m_2}}{\frac{K_1}{m_1 + m_2}} = \frac{\omega_0^2}{\omega_s^2} (\cos 2\theta_0 + i \sin 2\theta_0) = R_{T0}^2 (\cos 2\theta_0 + i \sin 2\theta_0) = R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} \quad (\text{A13.8})$$

このとき、 λ は式(A5.4)を用いて、式(A13.9)となる。

$$\lambda_1 = i\omega = i \sqrt{\frac{R_{M1} (1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}) - \sqrt{R_{M1}^2 (1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3 R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1})}}{2R_{M1}^2 R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1})}} \omega_0 e^{i\theta_0} \quad (\text{A13.9})$$

$$= i \sqrt{\frac{R_{M1} (1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}) - \sqrt{R_{M1}^2 (1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3 R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1})}}{2R_{M1}^2 R_{T0}^2 / (1 + R_{M1})}} \omega_0 \quad (\text{A13.10})$$

ここで $R_{M1} = m_1/m_2 = 1$ の場合を考えると式(A13.10)の内側の $\sqrt{\quad}$ の中身は(A13.11)となるから、 λ_1 は式(A13.12)で表される。同様に λ_2 は式(A13.13)で表される

$$\begin{aligned} R_{M1}^2 (1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3 R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1}) &= (1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / 2 \\ &= 1 + R_{T0}^4 e^{i4\theta_0} \end{aligned} \quad (\text{A13.11})$$

$$\lambda_1 = i \sqrt{\frac{(1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}) - \sqrt{1 + R_{T0}^4 e^{i4\theta_0}}}{R_{T0}^2}} \omega_0 \quad (\text{A13.12})$$

$$\lambda_2 = i \sqrt{\frac{(1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}) + \sqrt{1 + R_{T0}^4 e^{i4\theta_0}}}{R_{T0}^2}} \omega_0 \quad (\text{A13.13})$$

減衰定数 h は

$$h = \frac{\text{Re}(\lambda)}{|\lambda|} \quad (\text{A13.14})$$

だから λ の偏角を α とすると

$$\lambda = |\lambda|(\cos \alpha + i \sin \alpha) \quad (\text{A13.15})$$

となり、減衰定数は

$$h = \cos \alpha \quad (\text{A13.16})$$

で表される。したがって、 h_1, h_2 が「 $R_T=1$ で交差」するということは、 $R_T=1$ のとき λ_1 と λ_2 の偏角は等しいことになる。さらに λ^2 の偏角は 2α となることから λ_1^2, λ_2^2 の内部の Y_1, Y_2 で比較する。

$R_T=1$ とすると

$$\begin{aligned} Y_1 &= (1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}) - \sqrt{1 + R_{T0}^4 e^{i4\theta_0}} = (1 + e^{i2\theta_0}) - \sqrt{1 + e^{i4\theta_0}} \\ &= 1 + \cos 2\theta_0 + i \sin 2\theta_0 - \sqrt{1 + \cos 4\theta_0 + i \sin 4\theta_0} \end{aligned} \quad (\text{A13.17})$$

ここで、 $\sqrt{}$ は以下のようになるから(A13.22)となる。

$$x + yi = (a + bi)^2 \quad (\text{A13.18})$$

$$a = \sqrt{\frac{x + \sqrt{x^2 + y^2}}{2}} \quad (\text{A13.19})$$

$$b = \sqrt{\frac{-x + \sqrt{x^2 + y^2}}{2}} \quad (\text{A13.20})$$

$$\begin{aligned} &\sqrt{1 + \cos 4\theta_0 + i \sin 4\theta_0} \\ &= \sqrt{\frac{1 + \cos 4\theta_0 + \sqrt{(1 + \cos 4\theta_0)^2 + \sin^2 4\theta_0}}{2}} + i \sqrt{\frac{-1 - \cos 4\theta_0 + \sqrt{(1 + \cos 4\theta_0)^2 + \sin^2 4\theta_0}}{2}} \end{aligned} \quad (\text{A13.21})$$

$$\begin{aligned} &\sqrt{(1 + \cos 4\theta_0)^2 + \sin^2 4\theta_0} = \sqrt{4 \cos^2 2\theta_0} = 2 \cos 2\theta_0 \\ &= \sqrt{\frac{1 + \cos 4\theta_0 + 2 \cos 2\theta_0}{2}} + i \sqrt{\frac{-1 - \cos 4\theta_0 + 2 \cos 2\theta_0}{2}} \end{aligned} \quad (\text{A13.22})$$

$$= \sqrt{\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0} + i\sqrt{-\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0} \quad (\text{A13.23})$$

従って Y_1 (A13.17)は式(A13.24), Y_2 は同様に(A13.25)となる。

$$Y_1 = 1 + \cos 2\theta_0 + i \sin 2\theta_0 - \sqrt{\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0} - i\sqrt{-\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0} \quad (\text{A13.24})$$

$$Y_2 = 1 + \cos 2\theta_0 + i \sin 2\theta_0 + \sqrt{\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0} + i\sqrt{-\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0} \quad (\text{A13.25})$$

$Y_1 Y_2$ の偏角が等しいことが言えればよい。偏角をそれぞれ ψ_1, ψ_2 とすると

$$A = \sqrt{\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0}$$

$$B = \sqrt{-\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0} \text{ とおくと}$$

$$\tan \psi_1 = \frac{(\sin 2\theta_0 - B)(1 + \cos 2\theta_0 + A)}{(1 + \cos 2\theta_0 - A)(1 + \cos 2\theta_0 + A)} \quad (\text{A13.26})$$

$$\tan \psi_2 = \frac{(\sin 2\theta_0 + B)(1 + \cos 2\theta_0 - A)}{(1 + \cos 2\theta_0 - A)(1 + \cos 2\theta_0 + A)} \quad (\text{A13.27})$$

$\tan \psi_1$ の分子は

$$\sin 2\theta_0 + \sin 2\theta_0 \cos 2\theta_0 + A \sin 2\theta_0 - B - B \cos 2\theta_0 - AB \quad (\text{A13.28})$$

$\tan \psi_2$ の分子は

$$\sin 2\theta_0 + \sin 2\theta_0 \cos 2\theta_0 - A \sin 2\theta_0 + B + B \cos 2\theta_0 - AB \quad (\text{A13.29})$$

$\tan \psi_1$ と $\tan \psi_2$ が等しいとすれば, $A \sin 2\theta_0 - B - B \cos 2\theta_0 = 0$ となるはずである。

$$\begin{aligned} A \sin 2\theta_0 &= \sqrt{\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0} \sin 2\theta_0 = \sqrt{\cos 2\theta_0 (\cos 2\theta_0 + 1)} \sin^2 2\theta_0 \\ &= \sqrt{\cos 2\theta_0 (\cos 2\theta_0 + 1)(1 + \cos 2\theta_0)(1 - \cos 2\theta_0)} \end{aligned} \quad (\text{A13.30})$$

一方

$$\begin{aligned} B + B \cos 2\theta_0 &= B(1 + \cos 2\theta_0) = \sqrt{-\cos^2 2\theta_0 + \cos 2\theta_0} (1 + \cos 2\theta_0) \\ &= \sqrt{\cos 2\theta_0 (1 - \cos 2\theta_0)(1 + \cos 2\theta_0)(1 + \cos 2\theta_0)} \end{aligned} \quad (\text{A13.31})$$

よって $A \sin 2\theta_0 - B - B \cos 2\theta_0 = 0$ となることが確認できた。

従って $\tan \psi_1 = \tan \psi_2$ となり, $R_T = 1$ のとき λ_1 と λ_2 の偏角は等しい。

よって, h_1, h_2 が「 $R_T = 1$ で交差」することが $R_{M1} = 1, R_M = R_{M1} + 1 = 2$ の場合に証明できた。

2 一般の場合の証明

一般の R_M について $|R_T|=1$ で $h_1=h_2$ となることを証明する。

$R_T = R_{T0}e^{i\theta_0}$ とすると $|R_T|=1$ のとき $R_{T0}=1$ となる。このとき式(A13.9)は式(A13.32)となる。

$$\lambda_1 = i \sqrt{\frac{R_{M1}(1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}) - \sqrt{R_{M1}^2(1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3 R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1})}}{2R_{M1}^2 R_{T0}^2 / (1 + R_{M1})}} \omega_0 \quad (\text{A13.9})$$

$$= i \sqrt{\frac{R_{M1}(1 + e^{i2\theta_0}) - \sqrt{R_{M1}^2(1 + e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1})}}{2R_{M1}^2 / (1 + R_{M1})}} \omega_0 \quad (\text{A13.32})$$

固有値 λ が式(A13.33)のとき減衰定数は式(A13.34)となるから λ_1 の偏角が分かれば減衰定数は決まる。

$$\lambda = |\lambda|(\cos \alpha + i \sin \alpha) \quad (\text{A13.33})$$

$$h = -\frac{\text{Re}(\lambda)}{|\lambda|} = -\cos \alpha \quad (\text{A13.34})$$

式(A13.32)の偏角を求める。

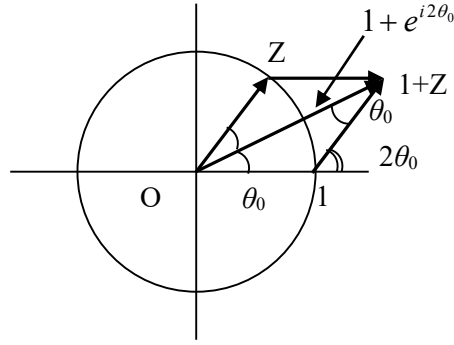
式(A13.32)のルートの中の分子の第 1 項において、 $Z = e^{i2\theta_0}$ とすると Z の偏角は $2\theta_0$ となり絶対値が 1 なので単位円上にある。このとき $1+Z$ は複素平面上でベクトル Z とベクトル 1 の和となる。 Z の絶対値が 1 なので三角形 $O, 1, 1+Z$ は 2 等辺三角形になる。

三角形 $O, Z, 1+Z$ と合同となり $\angle 1, O, 1+Z$ は $\angle 1+Z, O, Z$ と等しくなる。従って $1+Z$ の偏角は Z の半分の θ_0 となる。実数が乗じられていても偏角は変わらないから第 1 項の偏角は(A13.37)から θ_0 となる。

$$\arg(Z) = 2\theta_0 \quad (\text{A13.35})$$

$$\arg(1+Z) = \theta_0 \quad (\text{A13.36})$$

$$\arg(R_{M1}(1+Z)) = \theta_0 \quad (\text{A13.37})$$

付図 13.3 $1 + e^{i2\theta_0}$ の偏角

一方第 2 項のルートの内部は(A13.38)となるが、第 1 項は式(A1.39)から $2\theta_0$ 、第 2 項も式(A13.40)から $2\theta_0$ となる。従って(A13.41)から第 2 項の内部の偏角は 2θ となる。以上から λ の分子の第 2 項であるルートの内部は(A13.42) θ_0 となる。

$$R_{M1}(1+Z)^2 - \frac{4R_{M1}}{1+R_{M1}}Z \quad (\text{A13.38})$$

$$\arg(R_{M1}(1+Z)^2) = 2\theta_0 \quad (\text{A13.39})$$

$$\arg\left(\frac{4R_{M1}}{1+R_{M1}}Z\right) = 2\theta_0 \quad (\text{A13.40})$$

$$\arg\left(R_{M1}(1+Z)^2 - \frac{4R_{M1}}{1+R_{M1}}Z\right) = 2\theta_0 \quad (\text{A13.41})$$

$$\arg\left(\sqrt{R_{M1}(1+Z)^2 - \frac{4R_{M1}}{1+R_{M1}}Z}\right) = \theta_0 \quad (\text{A13.42})$$

従って、 λ_1 のルートの内部の分子は第 1 項、第 2 項ともに偏角は θ_0 となる。また分母は実数なので偏角は変わらないため、 λ_1 の偏角はルートで半分になり、 i を乗じるため $\pi/2$ を加えて $1/2\theta_0 + \pi/2$ となる。

$$\arg(\lambda_1) = \arg\left(i\sqrt{\frac{R_{M1}(1+e^{i2\theta_0}) - \sqrt{R_{M1}^2(1+e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3e^{i2\theta_0}/(1+R_{M1})}}{2R_{M1}^2/(1+R_{M1})}}\omega_0\right) = \arg(i) + \frac{1}{2}\theta_0 \quad (\text{A13.42})$$

従って $|R_T|=1$ のとき λ_1 は式(A13.43)となる。同様に λ_2 はルートの前の符号が違うだけだから、偏角は等しくなり式(A13.44)で表される。

$$\lambda_1 = |\lambda_1| \left(\cos\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\theta_0}{2}\right) + i \sin\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\theta_0}{2}\right) \right) = \omega_1 \left(-\sin \frac{\theta_0}{2} + i \sin \frac{\theta_0}{2} \right) \quad (\text{A13.43})$$

$$\lambda_2 = |\lambda_2| \left(\cos\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\theta_0}{2}\right) + i \sin\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\theta_0}{2}\right) \right) = \omega_2 \left(-\sin \frac{\theta_0}{2} + i \sin \frac{\theta_0}{2} \right) \quad (\text{A13.44})$$

$$h_1 = -\frac{\text{Re}(\lambda_1)}{|\lambda_1|} = \sin \frac{\theta_0}{2} \quad (\text{A13.45})$$

$$h_2 = -\frac{\text{Re}(\lambda_2)}{|\lambda_2|} = \sin \frac{\theta_0}{2} \quad (\text{A13.46})$$

1 質点系の λ_{Req} は式(A13.7)から

$$\lambda_{Req} = i\omega = i\omega_0 (\cos \theta_0 + i \sin \theta_0) = \omega_0 \left(-\sin \frac{\theta_0}{2} + i \sin \frac{\theta_0}{2} \right) \quad (\text{A13.47})$$

$$h_{Req} = -\frac{\text{Re}(\lambda_{Req})}{|\lambda_{Req}|} = \sin \theta_0 \quad (\text{A13.48})$$

以上から $|R_T| = 1$ のとき $h_1 = h_2$ となることが証明された。また減衰定数の明示的な公式を得ることが出来た。

また、付録 12 の複素解析の結果から、 $|R_T| = 1$ のとき $h_1/h_{Req} = 0.5$ と予想されたが正確には(A13.49)であることが判明した。 θ_0 が小さくなると $1/2$ に近づく。

$$\frac{h_1}{h_{Req}} = \frac{\sin \frac{\theta_0}{2}}{\sin \theta_0} \quad (\text{A13.49})$$

ここで $2\theta_0$ は複素剛性の偏角であり、付録 12 では $2\theta_0 = \pi/4$ としており θ_0 が $\pi/8$ と小さいため h_1/h_{Req} はほぼ 0.5 となる。

$$\frac{h_1}{h_{Req}} = \frac{\sin \frac{\theta_0}{2}}{\sin \theta_0} = \frac{\sin \frac{\pi}{16}}{\sin \frac{\pi}{8}} = 0.5097 \quad (\text{A13.50})$$

以上から、付録 12 の複素解析で観測された「2 質点系では① h_1, h_2 は $R_T = 1$ で交差。② h_1, h_2 は 1 次モードの $1/2h'$ について対称」について①は証明されたが、②については対称であれば $h_1/h_{Req} = 0.5$ のはずなので、ほぼ対称という状態であることが判明した。

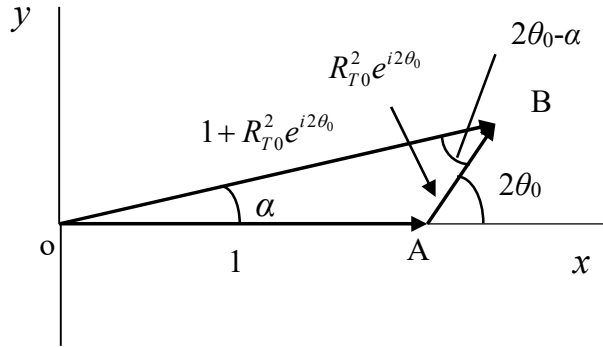
3 h_1, h_2 の近似式

2 節では $R_{T0}=1$ の場合について 1 次モード及び 2 次モードの減衰定数 h_1, h_2 を検討したが、ここでは一般の場合について減衰定数 h_1, h_2 の近似式を求める。

1 次モード及び 2 次モードの複素固有値はそれぞれ (A13.51), (A13.53) で与えられる。

$$\lambda_1 = i\omega = i\sqrt{\frac{R_{M1}(1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}) - \sqrt{R_{M1}^2(1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3 R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1})}}{2R_{M1}^2 R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1})}} \omega_0 e^{i\theta_0} \quad (\text{A13.51})$$

$$\lambda_2 = i\omega = i\sqrt{\frac{R_{M1}(1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}) + \sqrt{R_{M1}^2(1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3 R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1})}}{2R_{M1}^2 R_{T0}^2 e^{i2\theta_0} / (1 + R_{M1})}} \omega_0 e^{i\theta_0} \quad (\text{A13.52})$$



付図 13.4 $1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}$ の偏角

三角形 OAB に正弦定理を適用して

$$\frac{\sin \alpha}{R_{T0}^2} = \frac{\sin(2\theta_0 - \alpha)}{1} \quad (\text{A13.53})$$

$$\sin \alpha = R_{T0}^2 \sin(2\theta_0 - \alpha) \quad (\text{A13.54})$$

$$\sin(2\theta_0 - \alpha) = \sin(2\theta_0) \cos \alpha - \cos(2\theta_0) \sin \alpha \quad (\text{A13.55})$$

$$\sin \alpha (1 + R_{T0}^2 \cos(2\theta_0)) = R_{T0}^2 \sin(2\theta_0) \cos \alpha \quad (\text{A13.56})$$

$$\tan \alpha = \frac{R_{T0}^2 \sin(2\theta_0)}{1 + R_{T0}^2 \cos(2\theta_0)} \quad (\text{A13.57})$$

初めに λ_2 の偏角を求める。

式 A13.52 のルート内の分子について偏角を求める。第 1 項の偏角は $1 + R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}$ の偏

角となるから α である。 α は R_T^2 が 0 から ∞ になるとき $0 \sim 2\theta_0$ の値をとる。さらに第 2 項のルートは α より少し小さいが α で近似することにする。すると分子は α で近似できる。一方分母は $R_{T0}^2 e^{i2\theta_0}$ の偏角なので $2\theta_0$ である。従って、大きなルートの偏角は $(\alpha - 2\theta_0)/2$

となる。 λ_2 の偏角はこれに、 i と $\omega_0^2 e^{i\theta_0}$ の偏角すなわち、 $\frac{\pi}{2} + \theta_0$ を加えると式(A13.58)

となる。従って 2 次モードの減衰定数 h_2 は式(A15.59)で与えられる。ここで α は式(A13.60)である。

図(A13.5)に 1 質点系の複素剛性 cK と複素固有値 λ_{Req} の関係を図示する。 λ_{Req} の偏角は複素剛性の偏角の 1/2 となっている。また図(A13.60)に λ_2 の偏角を示す。

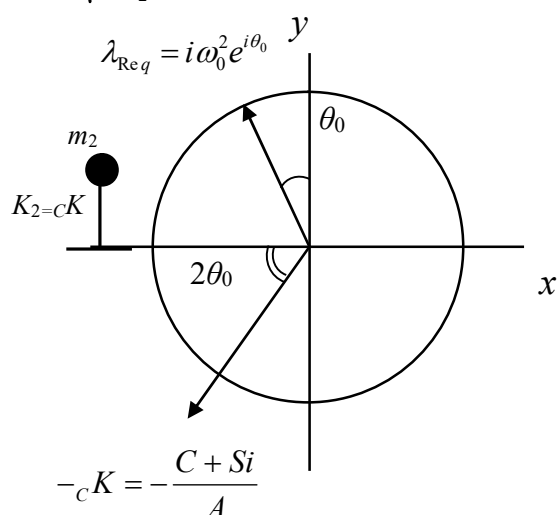
$$\arg(\lambda_2) = \frac{\alpha - 2\theta_0}{2} + \frac{\pi}{2} + \theta_0 = \frac{\pi}{2} + \frac{\alpha}{2} \quad (\text{A13.58})$$

$$h_2 = -\cos\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\alpha}{2}\right) = \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (\text{A13.59})$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{R_{T0}^2 \sin(2\theta_0)}{1 + R_{T0}^2 \cos(2\theta_0)}\right) \quad (\text{A13.60})$$

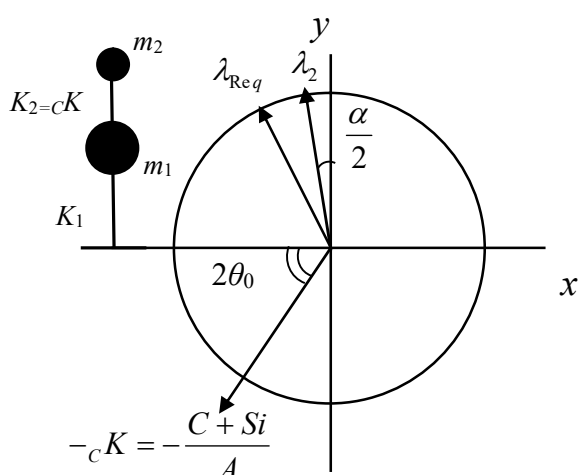
$$m_2 \ddot{z} + cKz = 0$$

$$\lambda_{Req} = \sqrt{\frac{-cK}{m_2}}$$



付図 13.5 1 質点系の場合の偏角

$$\arg(\lambda_2) \approx \frac{\alpha - 2\theta_0}{2} + \frac{\pi}{2} + \theta_0 = \frac{\pi}{2} + \frac{\alpha}{2}$$



付図 13.6 2 質点系の場合の λ_2 の偏角

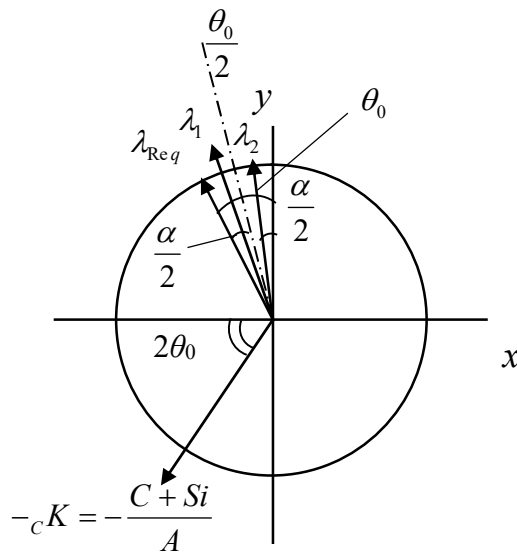
λ_1 の偏角は付図 13.7 で λ_2 と $\theta_0/2$ に対して対象となると考えると、 $R_T=0,1,\infty$ についてつじつまが合う。

従って λ_1 の偏角は式(A13.61)となり、1 次モードの減衰定数 h_1 は式(A13.62)で近似される。

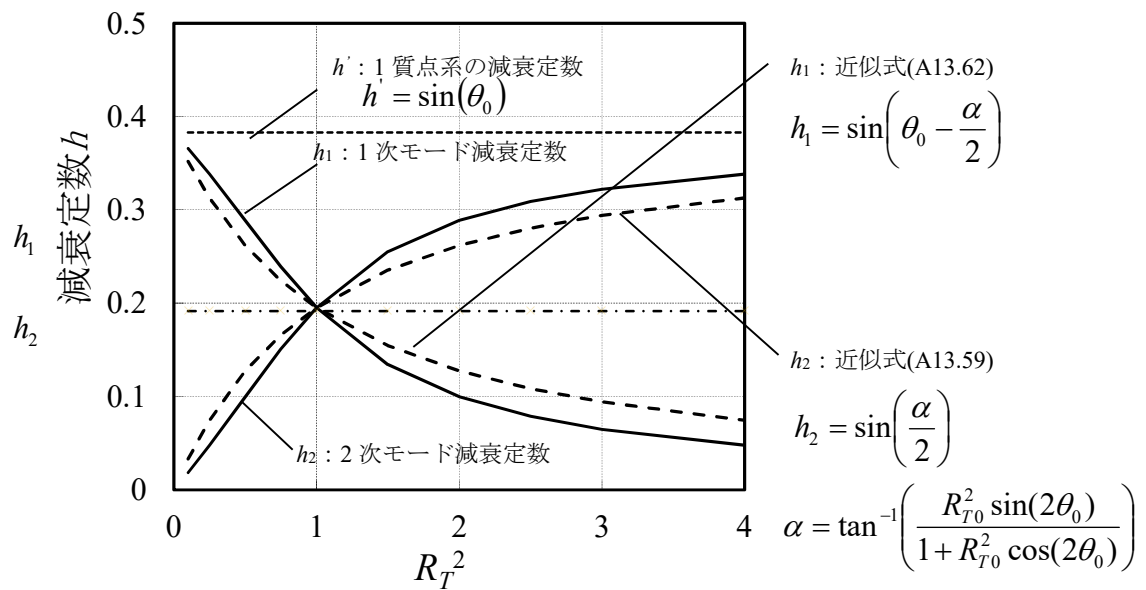
以上の結果から、 h_1, h_2 の近似式を複素解析の結果とあわせて付図 13.8 に示す。差は第 2 項の分である。1 次モード h_1 ではやや小さいが実用上は安全側となる場合が多いと考えられる。

$$\arg(\lambda_1) = \frac{\pi}{2} + \theta_0 - \frac{\alpha}{2} \quad (\text{A13.61})$$

$$h_1 = -\cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta_0 - \frac{\alpha}{2}\right) = \sin\left(\theta_0 - \frac{\alpha}{2}\right) \quad (\text{A13.62})$$



付図 13.7 2 質点系の場合の λ_1 の偏角



付図 13.8 2 質点系の場合の h_1, h_2 の近似式

4 h_1, h_2 の近似式 (2 精度の良い近似)

3 節では複素固有値のルート内の分子の第 2 項のルートのマイナスの分を無視した近似である。ここではこれを考慮して精度の良い近似を試みる。

ルート内第 2 項式(A13.63)は式(A13.65)と近似できる。

$$\sqrt{R_{M1}^2(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3R_{T0}^2e^{i2\theta_0}}/(1+R_{M1}) \quad (\text{A13.63})$$

$$R_{M1}^2(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3R_{T0}^2e^{i2\theta_0} / (1+R_{M1}) \approx \left(R_{M1}(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0}) - \frac{4R_{M1}^3R_{T0}^2e^{i2\theta_0}}{2R_{M1}(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0})(1+R_{M1})} \right)^2 \quad (\text{A13.64})$$

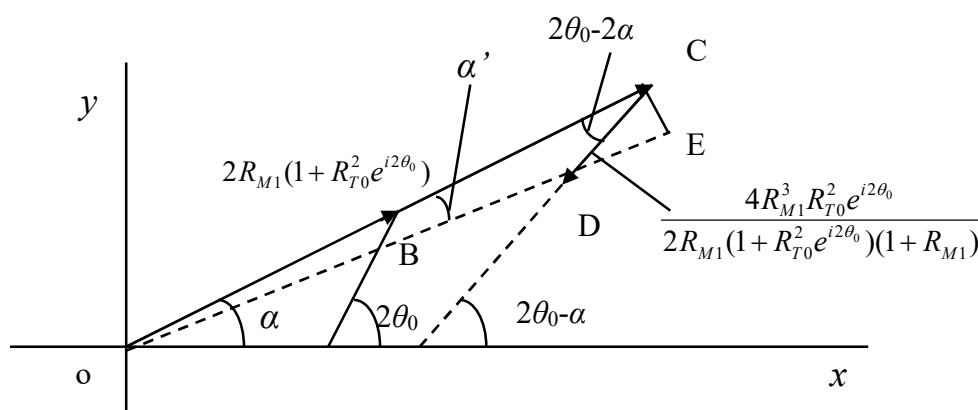
$$\sqrt{R_{M1}^2(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3R_{T0}^2e^{i2\theta_0}} / (1+R_{M1}) \approx R_{M1}(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0}) - \frac{4R_{M1}^3R_{T0}^2e^{i2\theta_0}}{2R_{M1}(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0})(1+R_{M1})} \quad (\text{A13.65})$$

従って λ_2 の分子式(A13.66)は(A13.67)と近似できる。

$$R_{M1}(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0}) + \sqrt{R_{M1}^2(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0})^2 - 4R_{M1}^3R_{T0}^2e^{i2\theta_0}} / (1+R_{M1}) \quad (\text{A13.66})$$

$$2R_{M1}(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0}) - \frac{4R_{M1}^3R_{T0}^2e^{i2\theta_0}}{2R_{M1}(1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0})(1+R_{M1})} \quad (\text{A13.67})$$

これを複素平面上で図示すると付図 13.9 となる。第 1 項がベクトル OC, 第 2 項がベクトル CD である。前節ではベクトル OC の偏角 α のみを考えたが, 実際はベクトル CD の角度 α' の分だけ変化する。 $R_T < 0$ では OC の下側に $R_T = 1$ では OC に重なり, $R_T > 1$ では OC の上側になる。



付図 13.9 補正角 α'

ベクトル CD の偏角は $2\theta_0 - \alpha$ であり角 OCD は $2\theta_0 - 2\alpha$ となる。角度 α' は CE を OC で割ることによって式(A13.71)と得られる。

$$CE = |CD| \sin(2\theta_0 - 2\alpha) \quad (\text{A13.68})$$

$$\alpha' = \frac{|CD| \sin(2\theta_0 - 2\alpha)}{|OC|} \quad (\text{A13.69})$$

$$= \frac{|CD| \sin(2\theta_0 - 2\alpha)}{|OC|} = \frac{2R_{M1}R_{T0}^2}{(1+R_{M1})|1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0}|} \frac{1}{2|1+R_{T0}^2e^{i2\theta_0}|} \sin(2\theta_0 - 2\alpha) \quad (\text{A13.70})$$

$$\alpha' = \frac{R_{M1}R_{T0}^2}{(1+R_{M1})(1+R_{T0}^2 \cos(2\theta_0))^2 + (R_{T0}^2 \sin(2\theta_0))^2} \sin(2\theta_0 - 2\alpha) \quad (\text{A13.71})$$

式(13.71)を見ると、 R_{T1} が 0 から大きくなる時 $R_{T1}=1$ で $\alpha=\theta_0$ となり \sin の中が 0 となり α' も 0 となる。その後 R_{T0} が 1 より大きい範囲では α' は負となる。ベクトル CD は θ_0 を中心に $2\theta_0$ から $-2\theta_0$ の範囲を動くことになる。

この時、 λ_2 の偏角は式(A13.58)の α を $\alpha - \alpha'$ で置き換えて(A13.72)となる。

$$\arg(\lambda_2) = \frac{\alpha - \alpha' - 2\theta_0}{2} + \frac{\pi}{2} + \theta_0 = \frac{\pi}{2} + \frac{\alpha - \alpha'}{2} \quad (\text{A13.72})$$

$$h_2 = -\cos\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\alpha - \alpha'}{2}\right) = \sin\left(\frac{\alpha - \alpha'}{2}\right) \quad (\text{A13.73})$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{R_{T0}^2 \sin(2\theta_0)}{1 + R_{T0}^2 \cos(2\theta_0)}\right) \quad (\text{A13.74})$$

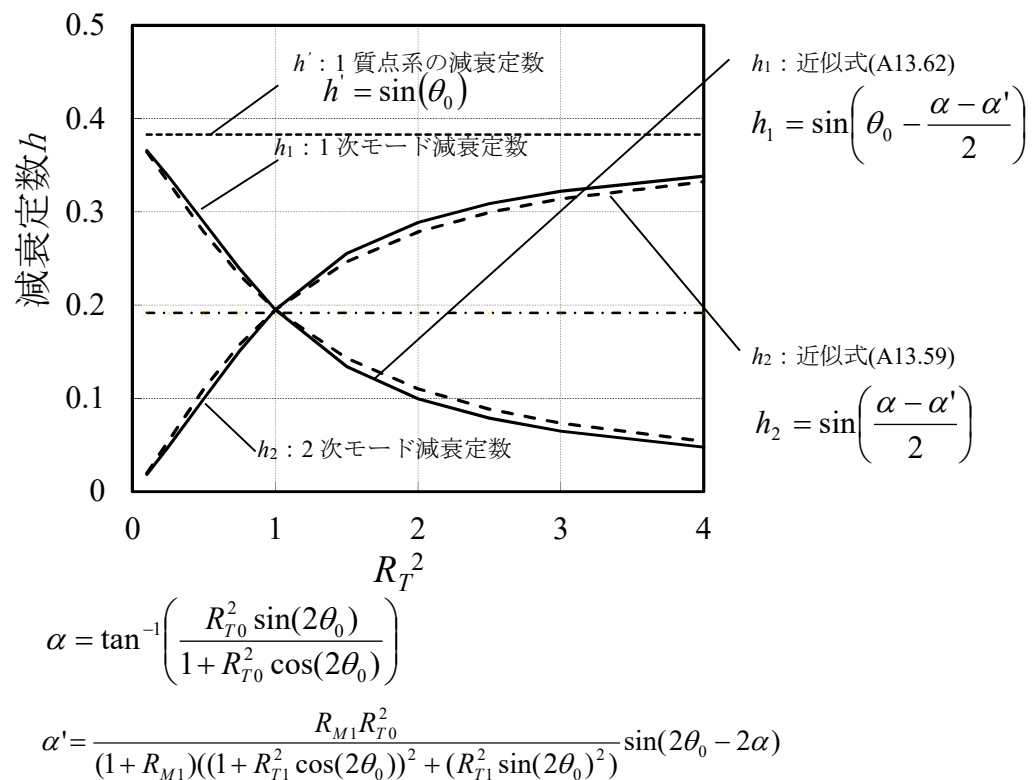
同様に、 λ_2 の偏角は式(A13.61)の α を $\alpha - \alpha'$ で置き換えて(A13.72)となる。

$$\arg(\lambda_1) = \frac{\pi}{2} + \theta_0 - \frac{\alpha - \alpha'}{2} \quad (\text{A13.75})$$

$$h_1 = -\cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta_0 - \frac{\alpha - \alpha'}{2}\right) = \sin\left(\theta_0 - \frac{\alpha - \alpha'}{2}\right) \quad (\text{A13.76})$$

得られた結果を付図 13.10 に示す。前節の結果の付図 13.8 に比べ精度が良くなっていることが確認できた。

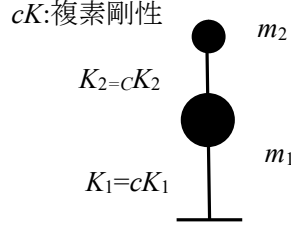
以上から、2 質点系の上部にのみダンパーを挿入した場合の非比例減衰系について複素固有値解析によらず、1 次 2 次モードの減衰定数 h_1, h_2 を精度よく求めることが可能である。



付図 13. 10 2 質点系の場合の h_1, h_2 の近似式

5 h_1, h_2 の近似式 (3 上層下層が両方とも複素剛性の場合)

2 質点系の一般形は付図 13.11 に示すように、上部、下部にダンパーが入った場合である。この場合の、1 次 2 次の減衰定数を評価する。



付図 13.11 検討モデル

$$R_T = \sqrt{\frac{-\frac{cK_2}{m_2}}{-\frac{cK_1}{m_1 + m_2}}} \quad (\text{A13.77})$$

$$\arg({}_cK_2) = 2\theta_2 \quad (\text{A13.78})$$

$$\arg({}_cK_1) = 2\theta_1 \quad (\text{A13.79})$$

$$\arg(R_T) = 2\theta_2 - 2\theta_1 \quad (\text{A13.80})$$

$$R_T = R_{T0} e^{i(2\theta_2 - 2\theta_1)} \quad (\text{A13.81})$$

$$\lambda_2 = i\omega = i\sqrt{\frac{R_{M1}(1 + R_{T0}^2 e^{i(2\theta_2 - 2\theta_1)}) + \sqrt{R_{M1}^2(1 + R_{T0}^2 e^{i(2\theta_2 - 2\theta_1)})^2 - 4R_{M1}^3 R_{T0}^2 e^{i(2\theta_2 - 2\theta_1)}}{(1 + R_{M1})}}{2R_{M1}^2 R_{T0}^2 e^{i(2\theta_2 - 2\theta_1)}}} \omega_0 e^{i\theta_0} \quad (\text{A13.82})$$

α は式 A13.60 で θ_0 を $2\theta_2 - 2\theta_1$ で置き換えれば良いから式 A13.83 となる。

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{R_{T0}^2 \sin(2\theta_2 - 2\theta_1)}{1 + R_{T0}^2 \cos(2\theta_2 - 2\theta_1)} \right) \quad (\text{A13.83})$$

$$\arg(\sqrt{}) = \frac{\alpha - (2\theta_2 - 2\theta_1)}{2} \quad (\text{A13.84})$$

従って λ_2 の偏角はこれに、 i と $\omega_0^2 e^{i\theta_2}$ の偏角すなわち、 $\frac{\pi}{2} + \theta_2$ を加えると式(A13.85)となる。

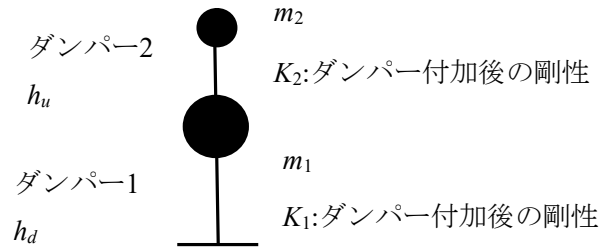
$$\arg(\lambda_2) = \frac{\alpha - (2\theta_2 - 2\theta_1)}{2} + \frac{\pi}{2} + \theta_2 = \frac{\pi}{2} + \frac{\alpha}{2} + \theta_1 \quad (\text{A13.85})$$

$\lambda_1 \lambda_2$ の偏角は式 A13.86 なので λ_1 の偏角は式 A13.87 で表される。

$$\arg(\lambda_1 \lambda_2) = \pi + \theta_1 + \theta_2 \quad (\text{A13.86})$$

$$\arg(\lambda_1) = \pi + \theta_1 + \theta_2 - \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\alpha}{2} + \theta_1 \right) = \frac{\pi}{2} - \frac{\alpha}{2} + \theta_2 \quad (\text{A13.87})$$

以上をまとめると以下のようなになる。



付図 13.12 2 質点系

ダンパー1 の減衰定数 h_d
 ダンパー2 の減衰定数 h_u
 とする。

$$\theta_1 = \tan^{-1} h_d \quad (\text{A13.87})$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} h_u \quad (\text{A13.88})$$

$$R_{T0} = \frac{\sqrt{\frac{K_2}{m_2}}}{\sqrt{\frac{K_1}{m_1 + m_2}}} \quad (\text{A13.89})$$

a) 簡易評価

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{R_{T0}^2 \sin(2\theta_2 - 2\theta_1)}{1 + R_{T0}^2 \cos(2\theta_2 - 2\theta_1)} \right) \quad (\text{A13.90})$$

$$h_1 = -\cos \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\alpha}{2} + \theta_2 \right) \quad (\text{A13.91})$$

$$h_2 = -\cos \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\alpha}{2} + \theta_1 \right) \quad (\text{A13.92})$$

b) 詳細評価

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{R_{T0}^2 \sin(2\theta_2 - 2\theta_1)}{1 + R_{T0}^2 \cos(2\theta_2 - 2\theta_1)} \right) \quad (\text{A13.93})$$

$$\alpha' = \frac{R_{M1} R_{T0}^2}{(1 + R_{M1})(1 + R_{T0}^2 \cos(2\theta_2 - 2\theta_1))^2 + (R_{T0}^2 \sin(2\theta_2 - 2\theta_1))^2} \sin(2\theta_2 - 2\theta_1 - 2\alpha) \quad (\text{A13.94})$$

$$h_1 = -\cos \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\alpha - \alpha'}{2} + \theta_2 \right) \quad (\text{A13.95})$$

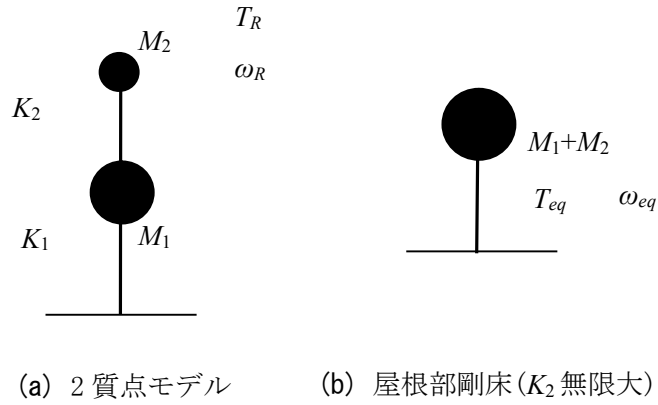
$$h_2 = -\cos \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\alpha - \alpha'}{2} + \theta_1 \right) \quad (\text{A13.96})$$

以上で 2 質点系の一般の場合の 1 次 2 次モードの減衰定数が求められた。なお、上記には 3, 4 の結果が含まれている。

(参考)

付録式(A5.4)について

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{R_{M1}(1+R_T^2) - \sqrt{R_{M1}^2(1+R_T^2)^2 - 4R_{M1}^3R_T^2/(1+R_{M1})}}{2R_{M1}^2R_T^2/(1+R_{M1})}}\omega_{Req} \quad (A5.4)$$



$$\begin{pmatrix} p_1 \\ p_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_c \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \end{pmatrix} \quad (A13.97)$$

$$M = \begin{pmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{pmatrix} \quad (A13.98)$$

$$\begin{vmatrix} K_1 + K_2 - \lambda M_1 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 - \lambda M_2 \end{vmatrix} = 0 \quad (A13.99)$$

$$(K_1 + K_2 - \lambda M_1)(K_2 - \lambda M_2) - K_2^2 = 0 \quad (A13.100)$$

$$\lambda^2 - \lambda \left(\frac{K_2}{M_2} + \frac{K_1 + K_2}{M_1} \right) + \frac{K_1 K_2}{M_1 M_2} = 0 \quad (A13.101)$$

$$R_M = \frac{M_1}{M_2} \quad (A13.102)$$

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{K_1}{M_1 + M_2}} \quad (A13.103)$$

$$\omega_R = \sqrt{\frac{K_2}{M_2}} \quad (\text{A13.104})$$

$$T_{eq} = \frac{2\pi}{\omega_{eq}} \quad (\text{A13.105})$$

$$T_R = \frac{2\pi}{\omega_R} \quad (\text{A13.106})$$

$$R_T = \frac{T_{eq}}{T_R} = \frac{\omega_R}{\omega_{eq}} = \sqrt{\frac{M_1 + M_2}{K_1} \cdot \frac{K_2}{M_2}} \quad (\text{A13.107})$$

$$R_T^2 = \frac{K_2}{K_1} \left(\frac{M_1}{M_2} + 1 \right) = \frac{K_2}{K_1} (R_M + 1) = \frac{M_1 \omega_R^2}{K_1 R_M} (R_M + 1) \quad (\text{A13.108})$$

$$\frac{K_1}{M_1} = \frac{\omega_R^2 (R_M + 1)}{R_T^2 R_M} \quad (\text{A13.109})$$

$$\frac{K_2}{M_2} = \omega_R^2 \quad (\text{A13.110})$$

$$\frac{K_2}{M_1} = \frac{\omega_R^2}{R_M} \quad (\text{A13.111})$$

$$\lambda^2 - \lambda \left(\omega_R^2 + \frac{\omega_R^2 (R_M + 1)}{R_T^2 R_M} + \frac{\omega_R^2}{R_M} \right) + \frac{\omega_R^2 (R_M + 1)}{R_T^2 R_M} \omega_R^2 = 0 \quad (\text{A13.112})$$

$$\lambda^2 - \lambda \frac{\omega_R^2 (R_M + 1)(R_T^2 + 1)}{R_T^2 R_M} + \frac{(R_M + 1)}{R_T^2 R_M} \omega_R^4 = 0 \quad (\text{A13.113})$$

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{\frac{(R_M + 1)(R_T^2 + 1)}{R_T^2 R_M} - \sqrt{\left(\frac{(R_M + 1)(R_T^2 + 1)}{R_T^2 R_M} \right)^2 - \frac{4(R_M + 1)}{R_T^2 R_M}}}{2} \omega_R^2 \\ &= \frac{R_M (R_T^2 + 1) - \sqrt{R_M^2 (R_T^2 + 1)^2 - \frac{4R_T^2 R_M^3}{1 + R_M}}}{\frac{2R_M^2 R_T^2}{(1 + R_M)}} \end{aligned} \quad (\text{A13.114})$$

$$\omega = \sqrt{\frac{R_M(R_T^2 + 1) - \sqrt{R_M^2(R_T^2 + 1)^2 - \frac{4R_T^2 R_M^3}{1 + R_M}}}{\frac{2R_M^2 R_T^2}{(1 + R_M)}}} \quad (\text{A13.115})$$

以上で式(A5.4)が導けた。

付録 14 ローラー支承部相対変位の評価における妻壁の塑性化について

本文 6.5 節ローラー支承部相対変位の評価において、「RC 片持壁のように固有周期が長く速度一定領域にある場合は、塑性化による剛性の低下と固有周期の増加及び減衰が相殺されるため妻壁を弾性と仮定した簡易評価でも良い精度が得られる。」ことについて考察する。

妻壁は 2FL からの RC 片持ち架構でひび割れを考慮した剛性 K_W で降伏耐力 Q_y の完全弾塑性履歴とする。このとき固有周期は 1.11 秒となり、付図(A14.2)の告示波において速度一定領域 $S_{V0}=1.65\text{m/s}$ にある。

変形を求めるに当たり塑性を考慮した固有値解析(B)では、スパン長 32m で降伏耐力 $Q_y=400\text{kN}$ の場合、塑性率は 2.6 程度で変形は 0.28m となる。降伏耐力を変化させると変形は塑性率 μ に応じて付図(A14.1)のように変化する。履歴による減衰は減衰平均法を用い変位 u_m についての収斂計算が必要となる。

設計者が簡易に変位量を知るには煩雑すぎると考え、簡易に弾性での評価で良いこととする。付図(A14.1)では、 $Q_y=800\text{kN}$ で弾性での評価値を 5cm 程度上回っていますが、標準タイプの 2 倍近い柱曲げ耐力で現実的ではないこと、同様に $Q_y=200\text{kN}$ では、標準の 1/2 倍の柱の曲げ耐力となり現実的ではないと考える。今回検討したスパン長 $W=24\sim 48\text{m}$ 高さ $H=8\sim 14\text{m}$ 程度の RC 妻壁では弾性と仮定した簡易評価でも近似できる。

(A) 弾性の場合

妻壁剛性 K_W は第 3 節に基づき、ひび割れ後の剛性とし R2W32L36 の標準タイプで $K_W=3.69\text{kN/mm}$ で固有円振動数 ω_0 は 5.64 となり、付図 14.2 の告示波において、速度一定領域 $S_{V0}=1.65\text{m/s}$ で変位は式(A14.1)となる。

$$u_0 = \frac{S_a}{\omega_0^2} = \frac{S_{V0}}{\omega_0} = \frac{1.65}{5.64} = 0.293\text{m} \quad (\text{A14.1})$$

(B) 塑性 妻壁が降伏する場合

速度スペクトルを S_{V0} とし、弾性時の固有円振動数を ω_0 とおくと、変位 u_m は以下のようにあらわされる。

$$u_m = \frac{S_a}{\omega_0^2} D_h = \frac{S_{V0}}{\omega} D_h \quad (\text{A14.2})$$

減衰低減係数を D_h とすると

$$u_m = \frac{S_{V0}}{\omega} D_h = \frac{S_{V0}}{\frac{\omega_0}{\sqrt{\mu}}} D_h = u_0 \sqrt{\mu} D_h \quad (\text{A14.3})$$

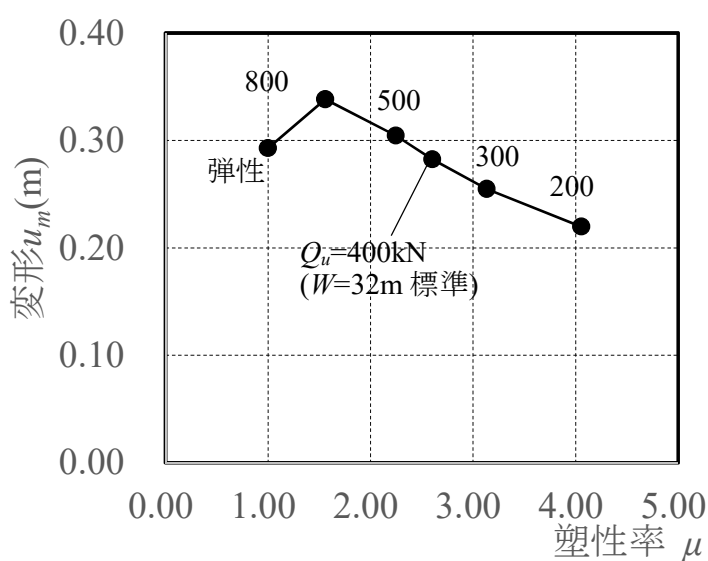
式(A14.3)で D_h は h_{eq} 減衰定数の設定のしかたや評価式の違いなど種々の評価法が考えられるが概ね $1/\mu^{0.5}$ に比例すると仮定すると式(A14.4)となる。

$$u_m = u_0 \sqrt{\mu} D_h \approx u_0 \sqrt{\mu} \frac{1}{\sqrt{\mu}} = u_0 \quad (\text{A14.4})$$

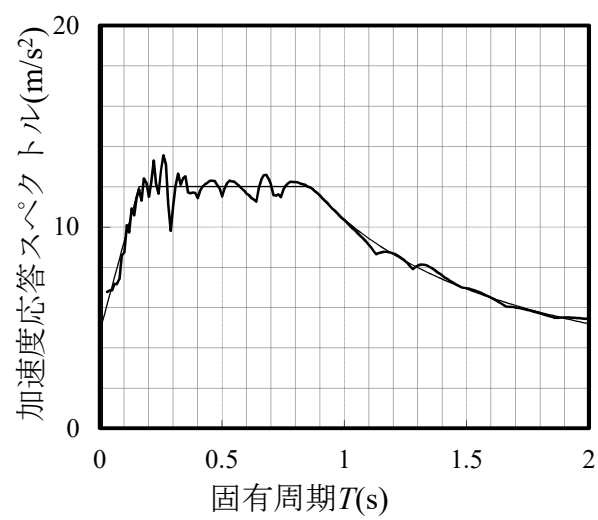
$$D_{hi} = \sqrt{\frac{1+ah_0}{1+a \cdot h_{eq}}} \quad (\text{A14.5})$$

付表 14.1 妻壁の降伏耐力 Q_y と塑性率 μ 及び変位の関係

μ	1.00	1.56	2.24	2.60	3.13	4.05
Q_y (kN)	1,080	800	500	400	300	200
T (s)	1.11	1.39	1.67	1.78	1.95	2.22
D_h	1.00	0.93	0.70	0.60	0.50	0.38
$h_{eq'}$	0.00	0.02	0.10	0.16	0.27	0.54
u_m (m)	0.29	0.34	0.30	0.28	0.25	0.22



付図 14.1 塑性率と変形の関係

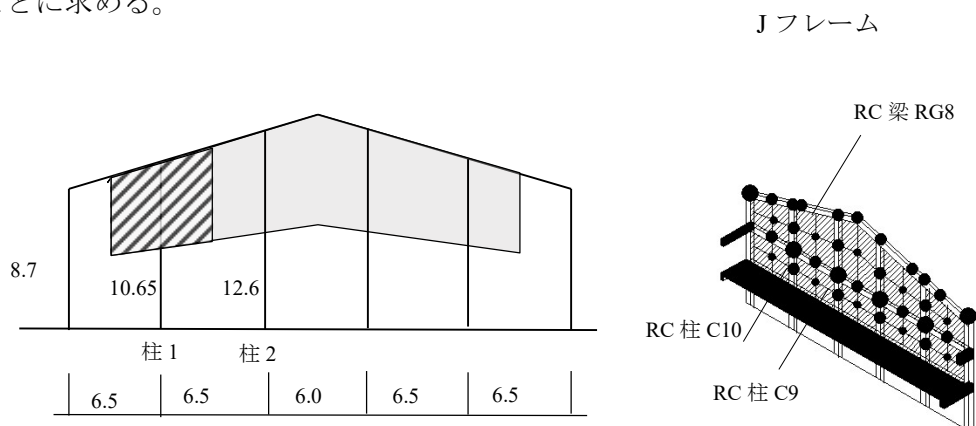
付図 14.2 採用地震波($h=0.05$)

付録 15 実在体育館の妻壁変形制御用摩擦ダンパー計算例

1 妻壁剛性の算出

6.3.2 節に従い，妻壁の剛性を算出する。

始めに，2階床から片持ち架構となるため，上部 1/2 部分の壁，柱，梁の質量を各柱位置ごとに求める。



付図 15.1 J 妻壁諸元

柱 1 が負担する質量（片持ち架構の上部 1/2）

$$\text{壁重量} \quad (10.65/2-0.375) \times (6.5-0.65) \times 0.15 \times 24 = 104.2 \text{ kN}$$

$$\text{柱重量} \quad (10.65/2-0.375) \times 0.65 \times 0.65 \times 24 = 50.2 \text{ kN}$$

$$\text{梁重量} \quad 0.62 \times 0.75 \times 6.5 \times 1.044 \times 24 = 75.7 \text{ kN}$$

$$\text{計} \quad 230.1 \text{ kN} \rightarrow 23.5 \text{ t}$$

$$\text{柱 2 が負担する質量} \quad 256.9 \text{ kN} \rightarrow 26.2 \text{ t}$$

$$M_{w1} = 23.5 \text{ t}$$

$$M_{w2} = 26.2 \text{ t}$$

$$M_{w3} = 26.2 \text{ t}$$

$$M_{w4} = 23.5 \text{ t}$$

式(6.1)より梁に仮定の水平力 $w=1 \text{ kN/m}$ を等分布に荷重した変形 δ_i を求める。 $L_1=6.5 \text{ m}$,

$L_2=6.25 \text{ m}$, $l_1=6.5 \text{ m}$, $l_2=13 \text{ m}$, $l_3=19 \text{ m}$, $l_4=25.5 \text{ m}$, $I_b=1.7 \times 10^6 \text{ cm}^4 \times 0.15$ （剛性低下率），

$$E=19710 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta_i = \frac{1}{12EI_b} \left(\frac{l_i^4}{2} - L_i l_i^3 + \frac{L_i^2}{2} l_i^2 \right)$$

$$\delta_1 = 22.79$$

$$\delta_2 = 50.61$$

$$\delta_3 = 50.61$$

$$\delta_4 = 22.79$$

$$P_i = \frac{2EI_i}{(0.75H_i)^3} \left(\delta_i + \frac{R_i H_i^3}{3EI_i} \right) = \frac{2EI_i}{(0.75H_i)^3} \delta_i + \frac{2}{3 \cdot 0.75^3} R_i$$

$$P_1 = 22.91$$

$$P_2 = 36.11$$

$$P_3 = 36.11$$

$$P_4 = 22.91$$

$$\bar{\delta} = \frac{\sum_i M'_{wi} \delta_i}{\sum_i M'_{wi}} = 37.46 \text{ mm}$$

$$K_{weq} = \frac{\sum_i P_i}{\bar{\delta}} = 3.15 \text{ kN/mm}$$

$$r_u = \frac{\delta_{\max}}{\bar{\delta}} = 1.35$$

$$T_w = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_i M'_{wi} \delta_i)^2}{K_{weq} \sum_i M'_{wi} \delta_i^2}} = 1.046 \text{ 秒}$$

$$K_w = \sum_i M'_{wi} \cdot \left(\frac{2\pi}{T_w} \right)^2 = 3.58 \text{ kN/mm}$$

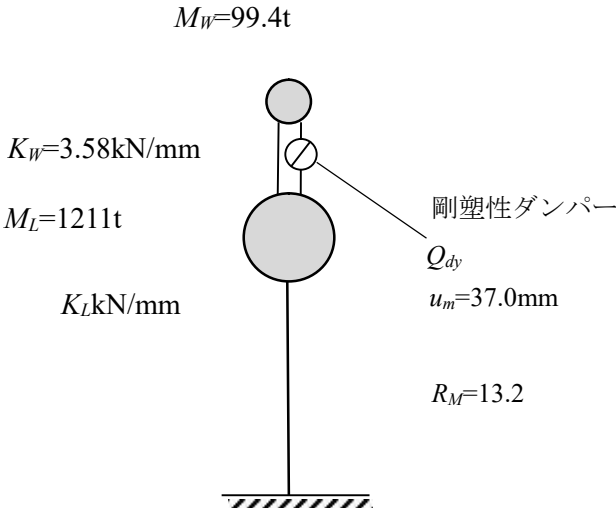
$$M_w = \sum_i M'_{wi} = 99.4t$$

以上から、妻壁質量は $M_w=99.4t$ 、剛性は $K_w=3.58kN$ と求められた。

なお、妻壁剛性はさらに簡略に本論 5.6.1 節に従い各柱の剛性と梁の剛性の足し合わせによっても良い。

2 2 層とした場合の近似応答評価による計算例

本論 6.6 節 ①に従い近似応答評価の計算例を示す。諸元は付図 16.2 に示す。はじめに、目標とする最大相対変位 u_{\max} を 50mm と設定する。このとき最大変位 u_{\max} と平均変位 $\bar{\delta}$ の比 (r_u 応答比) は 1.35 なので $u_m=37\text{mm}$ となる。



付図 16.2 評価モデル

付表 15.1 重量等諸元

		A	屋根面	桁, 床等	J	計
RF	V	71	194		136	400
	IV	200	388		287	874
	III	112	388		202	701
	II	159	388		217	763
	I	215		1877	231	2324
M2F		918		5116	1118	7151
2F				13481		

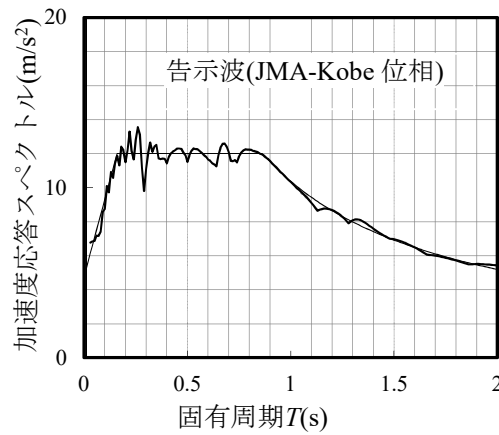
付表 15.2 保有水平耐力等

	Σw_i	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
M2F	5,062	1.63	0.35	1.11	3,207	7,484	2.33
2F	12,213	1.30	0.4	1	6,346	14,929	2.35
1F	25,694	1.00	0.45	1	11,562	25,387	2.20

$$u_{\max} = 50\text{mm}$$

$$u_m = \frac{u_{\max}}{r_u} = \frac{50}{1.35} = 37.0\text{mm}$$

建設地の地盤種別は第2種地盤として、告示に従い、加速度一定領域は $S_a=12\text{m/s}^2$ とする。妻壁の片持ち架構としての固有周期は1秒程度となるが、ダンパーを設置したのちの固有周期は0.2～0.5となり加速度一定領域にある。したがって以下の評価では加速度一定領域で行う。



付図 15.3 採用告示波

ダンパーを設置しない状態の、妻壁の固有周期は1.046秒であり、このときの変形 u_0 を求める。

$$u_0 = \frac{S_a}{\omega_0^2} = \frac{12000}{6^2} = 333\text{mm}$$

$$\omega_0 = \frac{2\pi}{T_w} = \frac{12 \times 3.14}{1.046} = 6.0$$

本論 6.6 節 ①に従い2質点系の近似応答評価を行う。

$$h_0=0.03$$

$$C_1 = \frac{5.25}{1+25h_0} = 3.0$$

$$F_{WL\max} = 1 + \frac{(R_M - 1)}{2\sqrt{R_M} + 2} - 0.5 = 0.5 + \frac{13.2 - 1}{2\sqrt{13.2} + 2} = 1.82$$

$$C_2 = \frac{1 - 0.3F_{WL\max}}{0.7} = \frac{1 - 0.3 \times 1.82}{0.7} = 0.649$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_w}{K_w}} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{99.4 \times 10^3}{3.58 \times 10^6}} = 1.046 \text{ 秒}$$

$$C_3 = \frac{(F_{WL\max} - 0.85) T_L}{0.7 T_0} = \frac{(1.82 - 0.85) 0.248}{0.7 \times 1.046} = 0.329$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{37}{333} = \frac{1}{9}$$

$$A_1 = \left(C_1 \frac{u_m}{u_0} \right)^2 = \left(3 \times \frac{1}{9} \right)^2 = 0.1111$$

$$A_2 = 2C_1 \frac{u_m}{u_0} \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right) - C_3^2 = 2 \times 3 \times \frac{1}{9} \times \left(\frac{1}{9} - 0.649 \right) - 0.329^2 = -0.467$$

$$A_3 = \left(\frac{u_m}{u_0} - C_2 \right)^2 - C_3^2 = \left(\frac{1}{9} - 0.649 \right)^2 - 0.329^2 = 0.181$$

α は A_1, A_2, A_3 を係数とする 2 次方程式の解となる。

$$\alpha = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3}}{2A_1} = \frac{0.467 + \sqrt{0.467^2 - 4 \times 0.111 \times 0.181}}{2 \times 0.111} = 3.77$$

妻壁を制御するのに必要なダンパー総量は以下となる。

$$Q_{dy} = \alpha K_w u_m = 3.77 \times 3.58 \times 37.0 = 499 \text{ kN}$$

支承部は 7 か所設置するから 1 か所あたり必要となるダンパー耐力は Q_{di} となる。

$$Q_{di} = \frac{Q_{dy}}{n} = \frac{499}{7} = 71.3 \text{ kN}$$

時刻歴応答解析の結果を以下に示す。棟部の最大相対変位はダンパー耐力 70kN で 58mm 80kN で 42mm となった。評価値はほぼ一致しており、実際の設計では 1.2～1.5 倍程度の安全率で評価すれば良いと考えられる。

Q_{di} (kN)	棟部支承相対変位 u_{\max} (mm)
50	109
70	58
80	42
90	33
100	26

以上で要求相対変位 u_m に対して必要ダンパー耐力 Q_{dy} が得られた。この場合の固有周期が加速度一定領域にあるか確認する。

$$K_{Weq} = K_w + Q_{dy}/u_m = 3.58 + 499/37.0 = 17.1 \text{ kN/mm}$$

$$T_{Weq} = 2\pi\sqrt{M_w/K_{Weq}} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{99.4 \times 10^3 / (17.1 \times 10^6)} = 0.48 \text{ s}$$

摩擦ダンパー耐力 499 kN 時のダンパーによる等価剛性と妻壁の剛性から求められた妻壁の固有周期は 0.48 秒となり 0.86 秒以下となることから加速度一定領域にあることが確認出来た。

3 1 層とした場合の近似応答評価による計算例

妻壁が屋根面や下部構造と共振しない場合は、簡単に 1 質点系で近似できる。本論 6.6 節②に従い、評価を行う。妻壁が 1 階床から片持ち架構となり剛な屋根面、桁フレームと接続する場合に相当するものであるが簡易であり実用的である。

目標棟部最大相対変位を 50mm とする。

$$u_{\max} = 50 \text{ mm}$$

平均変位（代表変位） u_m は 37mm となる。

$$u_m = \frac{u_{\max}}{r_u} = \frac{50}{1.35} = 37.0 \text{ mm}$$

本論式(6.94)から 1 質点系では以下が成り立つ。

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{1+3\alpha} = \frac{37}{333} = \frac{1}{9}$$

$$\alpha = 2.67$$

$$Q_{dy} = \alpha K_w u_m = 2.67 \times 3.58 \times 37.0 = 354 \text{ kN}$$

$$Q_{di} = \frac{Q_{dy}}{n} = \frac{354}{7} = 50.6 \text{ kN}$$

必要ダンパー耐力は 2 質点系の 499kN に対して 354kN と 70%程度に評価される。実際の必要耐力は時刻歴応答解析では 500kN 程度であり、共振の効果が評価されない為過小評価となることがわかる。

なお、参考に実在のモデルの 1 階を除いて、1 層とした場合の時刻歴応答解析によるダンパー耐力と棟部の最大相対変位を下表に示す。支承 1 か所あたりの必要ダンパー耐力は J フレームで 50kN 程度となり、評価値と一致していることがわかる。なお、 Q_{di} が小さい範囲では A フレームが大きくなっており、60kN 以上としたほうが安全である。

Q_{di} (kN)	J フレーム u_{\max} (mm)	A フレーム u_{\max} (mm) (参考)
40	109	195
50	42	100
60	36	45
70	31	25

4 実用的な評価手法の検討

1) 2 に示す 2 質点モデルによる評価法はやや計算が煩雑であるが精度がよく、ある程度の安全率を考慮すれば、実用的と考えられる。

2) 3 に示す 1 質点系モデルによる評価法は簡易であり R1 タイプには概ね合致するが、やや小さめな評価となる。R1 タイプでも、実際は屋根面を含む壁以外の部分との共振が存在するためと考えられる。

3) ダンパーの相対変形は地震波の固有周期 0.4 秒程度の応答加速度に対応することから、今回は 12m/s^2 としているが、JMA-Kobe など大きな加速度の場合はより大き

な変形となる。ダンパー耐力に余裕を見ることが必要である。

4) 1)2)を基に 3)を考慮して、簡易に R1,R2 タイプの必要ダンパー耐力を評価する方法を検討する。

1 質点系にくらべて 2 質点系では最大 F_{WLmax} 応答増幅する。最大になるのは $R_T=1$ であるが、実際は目標相対変位時の R_T は 1 ではない。正確には 1) の近似応答評価によるが、やや煩雑である。そこで 2) の 1 質点系を基に F_{WLmax} 増幅するものとする。このとき式 (6.94) は式(A15.1)となる。こうすれば、R1, R2 タイプにかかわらず、R1 の場合でも妻壁以外の質量との質量比を考慮することで安全側となり、また、R2 タイプでも最大応答倍率を採用することで安全側となる。

以下に計算例を示す。

(R2 タイプ)

$$u_{\max} = 50\text{mm}$$

$$u_m = \frac{u_{\max}}{r_u} = \frac{50}{1.35} = 37.0\text{mm}$$

$$R_M = \frac{2622}{99.4 \times 2} = 13.2$$

層間の最大応答倍率 F_{WLmax} は 1.82 となる。

$$F_{WLmax} = 1 + \frac{(R_M - 1)}{2\sqrt{R_M} + 2} - 0.5 = 0.5 + \frac{13.2 - 1}{2\sqrt{13.2} + 2} = 1.82$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{1 + 3\alpha} F_{WLmax} \quad (\text{A15.1})$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{1 + 3\alpha} F_R = \frac{1.82}{1 + 3\alpha} = \frac{37}{333} = \frac{1}{9}$$

$$\alpha = 5.13$$

$$Q_{dy} = \alpha K_w u_m = 5.13 \times 3.58 \times 37.0 = 680\text{kN}$$

$$Q_{di} = \frac{Q_{dy}}{n} = \frac{680}{7} = 97.1\text{kN}$$

以上で、1 基当たりの必要ダンパー耐力はおよそ 100kN と求まる。

この値は①で求めた 70kN より大きく安全率を 1.4 程度見たことに相当する。

(R1 タイプの場合)

$$u_{\max} = 50\text{mm}$$

$$u_m = \frac{u_{\max}}{r_u} = \frac{50}{1.35} = 37.0\text{mm}$$

$$R_M = \frac{12213/9.8}{99.4 \times 2} = 6.2$$

層間の最大応答倍率 $F_{WL\max}$ は 1.82 となる。

$$F_{WL\max} = 1 + \frac{(R_M - 1)}{2\sqrt{R_M} + 2} - 0.5 = 0.5 + \frac{6.2 - 1}{2\sqrt{6.2} + 2} = 1.24$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{1 + 3\alpha} F_{WL\max} \quad (\text{A15.2})$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{1 + 3\alpha} F_R = \frac{1.24}{1 + 3\alpha} = \frac{37}{333} = \frac{1}{9}$$

$$\alpha = 3.39$$

$$Q_{dy} = \alpha K_w u_m = 3.39 \times 3.58 \times 37.0 = 449\text{kN}$$

$$Q_{di} = \frac{Q_{dy}}{n} = \frac{449}{7} = 64.1\text{kN}$$

以上で、1 基当たりの必要ダンパー耐力はおよそ 65kN と求まる。

この値は②で求めた 50kN より大きく安全率を 1.3 程度見たことに相当する。

以上から、安全率を含んだ簡易評価式となることが示された。付録 16 に整理して示す。

付録 16 実用的な評価手法の提案

付録 15.4 の検討から、実際の設計での安全率を考慮した必要摩擦ダンパーの評価手法は以下とするのが良い。

必要ダンパー耐力近似応答評価	<p>RC 片持ち架構と鉄骨屋根との支承部に設置する摩擦ダンパーの必要耐力 Q_{dy} は、棟部目標変位 u_{max} を設定し、α を求めることにより式(A16.8)で求められる。ここで、r_u は棟部と平均変位の応答比 式(6.10), K_W は妻壁の剛性で式(6.9), M_W は妻壁の片持ち架構部分の上部 1/2 の質量の合計, M_L は妻壁が建物と共振する 2 質点モデル (図 6.10(3)) で妻壁以外の建物質長の 1/2, F_{WLmax} は妻壁と妻壁以外の部分との共振を考慮した水平応答倍率の差 式(A16.4), u_0 はダンパーがない場合の妻壁片持ち架構の変位 式(A16.3), n はダンパーを設置する妻面の支承部の数, R_M は妻壁質量に対する全体質量の質量比 式(A16.7)を表す。</p>
	$u_m = \frac{u_{max}}{r_u} \quad (A16.1)$
	$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{1+3\alpha} F_{WL \max} \quad (A16.2)$
	$\alpha = \frac{u_0 F_{WL \max} - u_m}{3u_m} \quad (A16.3)$
	$F_{WL \max} = \frac{(R_M - 1)}{2\sqrt{R_M} + 2} + 0.5 \quad (A16.4)$
	$u_0 = \frac{S_a}{\omega_0^2} \quad (A16.5)$
	$\omega_0 = \sqrt{\frac{K_W}{M_W}} \quad (A16.6)$
	$R_M = \frac{M_W + M_L}{M_W} \quad (A16.7)$
	$Q_{dy} = \frac{\alpha K_W u_m}{n} \quad (A16.8)$

時刻歴応答解析プログラム

目次

1 概要	P-3
2 数値積分	P-5
3 減衰マトリックス	P-5
4 剛性マトリックス	P-6
5 要素の履歴特性	P-10
6 時刻歴応答解析フロー図	P-15
7 実在体育館モデル詳細	P-16
8 データファイル書式	P-17
9 出力結果例	P-23

時刻歴応答解析プログラム

1 概要

本論文で主に用いた時刻歴応答解析プログラムの概要について述べる。ニューマーク β を用いた増分変位法による振動解析プログラムで、体育館を立体的にモデル化し、1 方向の振動解析をするものである。

利用できる要素は、①せん断バネ要素（弾塑性で履歴はバイリニア型, スリップ型, 破断型, 武田モデル, 弾塑性ダンパー が使用可）②梁要素（妻壁の RC 梁や屋根面の大梁に用いる。弾塑性でバイリニア, 武田モデルが使用できる。端部の条件は剛, ピンが指定できる。）③柱要素（妻壁の柱, 及び桁柱に用いる。弾塑性でバイリニア, 武田モデルが使用できる。端部の条件は剛, ピンが指定できる。）④鉛直ブレース要素（桁フレームに使用できる。バイリニア, 座屈を考慮した柴田・若林モデル, バイリニアの引張ブレースが使用できる。）⑤トラス要素（屋根面ブレースや小梁など引張, 座屈をする部材に利用できる。バイリニア, 柴田・若林モデル, バイリニアの引張ブレースが使用できる。）

①から⑤の要素を組み合わせて立体的に体育館をモデル化し、1 方向 (X 方向) の解析をおこなうことが出来る。なお、鉛直方向 (Z 方向), 振動方向に直角方向 (Y) 方向は考慮しない。

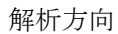
付図 1 は第 2 章で用いた、実存体育館のモデル化例である。

解析の時間刻みは、地震データが 0.02 秒なのに対して、その 10 分割から 100 分割で解析をおこない、要素の降伏時の飛び出しが無視できるようにしている。特に摩擦ダンパーは剛塑性履歴に近く初期剛性が高いため、100 分割としている。また、柴田若林モデルでは、座屈後の剛性が負となるため単独では解析できないが、トラス部材に囲まれる場合は解析可能である。

質点は屋根面は小梁と小梁、大梁の交点に負担面積の質量が集中したものとする。また、妻壁は C 梁と RC 柱の交点、さらに壁の間にも質量を設定し、妻壁の変形性状を詳細に解析することができる。

地震波は 2011 東北地方太平洋沖地震で水戸市で観測された Tohoku-Mito 波、阪神大震災で得られた JMA-Kobe 波、さらに JMA-Kobe 波を建築基準法で定める第 2 種地盤で

る。



付図 1 数値解析モデル図

2 数値積分

多質点系の運動方程式は式(P.1)で表される。

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [k]u = -[M]\ddot{u}_0 \quad (\text{P.1})$$

弾塑性の時刻歴応答解析は増分変位法を用いる。

増分変位

$$\{\Delta u\} = [K]^{-1} \{\Delta p\} \quad (\text{P.2})$$

$$[K] = [k(t)] + \frac{1}{2\beta\Delta t}[C] + \frac{1}{\beta\Delta t^2}[M] \quad (\text{P.3})$$

$$\{\Delta p\} = -[M]\{1\}\Delta\ddot{u}_0 + [M]\left(\frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{u}\} + \frac{1}{2\beta}\{\ddot{u}\}\right) + [C]\left(\frac{1}{2\beta}\{\dot{u}\} + \left(\frac{1}{4\beta} - 1\right)\{\ddot{u}\}\Delta t\right) \quad (\text{P.4})$$

$$\beta = \frac{1}{4} \quad (\text{P.5})$$

ここで、 $k(t)$ は瞬間剛性であり、ある部材が降伏して第2勾配になる場合や、変形が戻る際に、初期勾配になる場合などに更新される。

3 減衰マトリックス

$[C]$ は減衰マトリックスであり、①剛性比例型、②質量比例型、③レイリー型を採用した。

h_1 を1次の減衰定数 ω_1 を1次の固有円振動、 h_2 を2次の減衰定数 ω_2 を2次の固有円振動とする。

① 剛性比例型では式(P.7)とする。

$$a_1 = \frac{2h_1}{\omega_1} \quad (\text{P.6})$$

$$[C] = a_1[K] \quad (\text{P.7})$$

② 質量比例型では式(P.9)とする。

$$a_0 = 2h_1\omega_1 \quad (\text{P.8})$$

$$[C] = a_0[M] \quad (\text{P.9})$$

③ レイリー型では式(P.12)とする

$$2h_1\omega_1 = \alpha_0 + \alpha_1\omega_1^2 \quad (\text{P.10})$$

$$2h_2\omega_2 = \alpha_0 + \alpha_1\omega_2^2 \quad (\text{P.11})$$

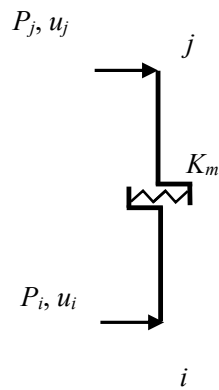
$$[C] = \alpha_0[M] + \alpha_1[K] \quad (\text{P.12})$$

4 剛性マトリックス

① セン断バネ要素

適用部材は、柱、壁、梁、ブレースなどに使用する。

$$K = \begin{pmatrix} K_m & -K_m \\ -K_m & K_m \end{pmatrix} \begin{matrix} i \\ j \end{matrix} \quad (\text{P.13})$$



付図2 セン断バネ要素

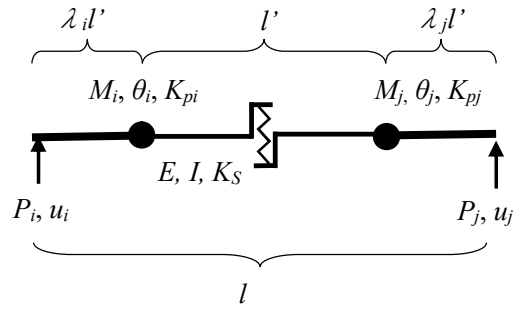
例えば、2 質点のいわゆる串団子では式(P.14)となる。

$$K = \begin{pmatrix} K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_1 + K_2 \end{pmatrix} \quad (\text{P.14})$$

② 梁要素

水平方向の梁を対象とする。トラス屋根の体育館の妻壁の上部の梁のように、面外方向に振動する場合でせん断変形及び曲げ変形を考慮する。両端に剛域、回転ばねを持つ要素と曲げ及びせん断を考慮する。梁要素のモデル図を付図 13.3 に示す。一方向のみを考慮するため変位ベクトルは $(u_i, u_j, \theta_i, \theta_j)$

とすると剛性マトリックスは式(P.15)で表される。



付図 3 梁要素

$$\begin{pmatrix} a_1 & -a_1 & -a_2 & -a_3 \\ -a_1 & a_1 & a_2 & a_3 \\ -a_2 & a_2 & a_4 & a_5 \\ -a_3 & a_3 & a_5 & a_6 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_i \\ u_j \\ \theta_i \\ \theta_j \end{pmatrix} \quad (\text{P.15})$$

$$f_i = \frac{6EI}{l'} \frac{1}{K_{pi}} \quad (\text{P.16})$$

$$f_j = \frac{6EI}{l'} \frac{1}{K_{pj}} \quad (\text{P.17})$$

$$\gamma = \frac{6EI}{l'} \frac{1}{K_S l'} \quad (\text{P.18})$$

$$K_S = GA_S \quad (\text{P.19})$$

$$H = \frac{6EK}{(2 + f_i + \gamma)(2 + f_j + \gamma) - (1 - \gamma)^2} \quad (\text{P.20})$$

$$a_1 = H \frac{(1 + \lambda_i + \lambda_j)^2 (6 + f_i + f_j)}{l^2} \quad (\text{P.21})$$

$$a_2 = H \frac{(1 + \lambda_i + \lambda_j)((3 + f_j)(1 + \lambda_i) + (3 + f_i)\lambda_i)}{l} \quad (\text{P.22})$$

$$a_3 = H \frac{(1 + \lambda_i + \lambda_j)((3 + f_j)\lambda_i + (3 + f_i)(1 + \lambda_j))}{l} \quad (\text{P.23})$$

$$a_4 = H((2 + f_j + \gamma)(1 + \lambda_i)^2 + 2(1 - \gamma)(1 + \lambda_i)\lambda_i + (2 + f_i + \gamma)\lambda_i^2) \quad (\text{P.24})$$

$$a_5 = H((2 + f_j + \gamma)\lambda_j(1 + \lambda_i) + (2 + f_i + \gamma)(1 + \lambda_j)\lambda_i + (1 - \gamma)(1 + \lambda_j)(1 + \lambda_i) + (1 - \gamma)\lambda_i\lambda_j) \quad (\text{P.25})$$

$$a_6 = H((2 + f_i + \gamma)(1 + \lambda_j)^2 + 2(1 - \gamma)(1 + \lambda_j)\lambda_j + (2 + f_j + \gamma)\lambda_j^2) \quad (\text{P.26})$$

減衰項を除いた振動方程式は式(P.27)となる。対応する列ベクトルは $(u_i, u_j, \theta_i, \theta_j)$ である。梁要素は接点に回転角が発生するが増分変位法においては、外力として、質点には加速度以外には作用しないから、曲げモーメントの項は含まない、回転角を含まない縮少剛性マトリックス式(P.11)を作成する。

$$\begin{pmatrix} -m_1(\ddot{u}_i + \ddot{u}_0) \\ -m_2(\ddot{u}_j + \ddot{u}_0) \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_i \\ u_j \\ \theta_i \\ \theta_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_i \\ u_j \\ \theta_i \\ \theta_j \end{pmatrix} \quad (\text{P.27})$$

u_i, u_j に関する部分と θ_i, θ_j に関する部分で 4×4 行列 \mathbf{K} を 2×2 行列 $K_{11} \ K_{12} \ K_{21} \ K_{22}$ に分割すると式(P.6)は(P.7)と(P.8)に分けることができる。

$$-[\mathbf{M}](\ddot{u} + \ddot{u}_0) = [K_{11}]u + [K_{12}]\theta \quad (\text{P.28})$$

$$\{0\} = [K_{21}]u + [K_{22}]\theta \quad (\text{P.29})$$

(P.8)を θ について解くと式(P.9)となる。 θ を式(P.7)に代入すると式(P.10)となり変位のみの振動方程式となる。

$$\theta = -[K_{22}]^{-1}[K_{21}]u \quad (\text{P.30})$$

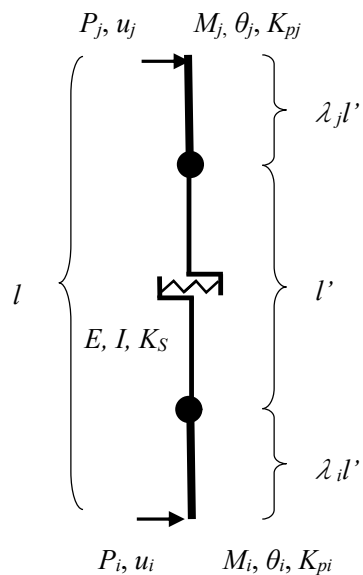
$$[\mathbf{M}]\ddot{u} + [k]u = -[\mathbf{M}]\ddot{u}_0 \quad (\text{P.31})$$

$$[k] = [K_{11}] - [K_{12}][K_{22}]^{-1}[K_{21}] \quad (\text{P.32})$$

式(P.11)で $[k]$ は変位ベクトル (u_i, u_j) に対応する 2×2 行列の 縮少剛性マトリックスであり、これを全体剛性マトリックスに組み込む。

③ 柱要素

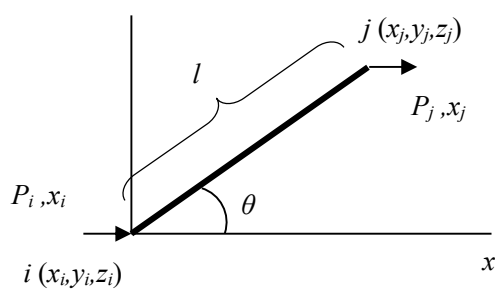
柱を曲げ要素としてモデル化する場合を付図 4 に示す。妻壁の R C 柱に用いる。剛性マトリックスは梁要素と同じ式(P.32)で表される。



付図 4 柱要素

④ トラス部材

ブレースやトラス部材などをモデル化するのに用いる。付図 5 にトラス要素のモデル化図を示す。屋根ブレースは山形の屋根面に配置するため、立体空間 $i(x_i, y_i, z_i)$ - $j(x_j, y_j, z_j)$ に配置し、 x 方向の剛性マトリックス式(P.33)を作成する。変位ベクトルは (u_i, u_j) とする。



$$K = \begin{pmatrix} K_n & -K_n \\ -K_n & K_n \end{pmatrix} \quad \text{付図 5 トラス要素} \quad (\text{P.33})$$

$$l = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2 + (z_j - z_i)^2} \quad (\text{P.34})$$

$$k_n = \frac{AE}{l} \quad (\text{P.35})$$

$$K_n = k_n \cos^2 \theta \quad (\text{P.36})$$

5 要素の履歴特性

弾塑性解析を行うため、RC 柱、梁要素では 1) 武田モデルを座屈が想定される鉄骨小梁、屋根ブレースは 2) 柴田・若林モデルを適用する。また、1 階の RC 造架構の履歴はせん断要素に武田モデルを適用する。2 階桁フレームの RC 柱もせん断要素に武田モデルを適用する。屋根面の鉄骨大梁は面外方向に梁要素とし、3) バイリニアの履歴特性とする。なお、2 章で支承部が破壊する場合は、圧縮側が弾性で引っ張り側は破壊耐力に達すると応力を 0 とし、剛性も微小とした。

1) Takeda モデル (梁要素)

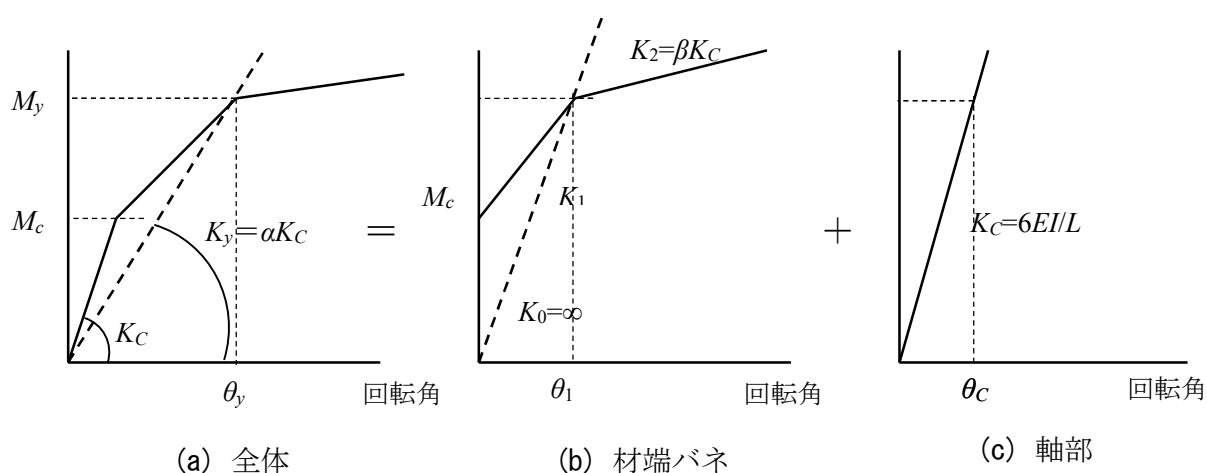
鉄筋コンクリート柱、壁、梁については Takeda モデルを採用する。

付図 13.3 の梁要素のモーメントと部材回転角の関係を付図 13.6 に示す。(b)の材端バネと(c)の軸部の弾性の足し合わせで材端バネを有するモデルを表現する。

- ① 初期剛性 K_c (柱や梁の引っ張り側にひび割れが発生する前の剛性)
- ② 鉄筋降伏までの剛性 αK_c
- ③ 鉄筋降伏後の剛性 βK_c

からなる。

ラーメン要素では、材端バネモデルとしているため、これを以下のように設定する。



付図 6 梁要素(Takeda モデル)のモーメントと部材回転角関係

付図 6 で梁が逆対称のモーメントを受けるものとして、部材回転角と端部モーメント

の関係から軸部剛性は式(P.39) $K_c=6EI/L$ の弾性剛性とする。また、降伏時モーメント及び降伏時部材回転角が一致するように材端バネ剛性を設定すると式(P.40)から式(P.42)で表される。

さらに材端バネは(b)に示すようなトリリニアのモデルとする。この際、材端バネは M_c まで剛性無限大となるが、解析上は K_1 との比を 100 倍としている。

なお、 K_1 については、部材の平面保持を仮定した断面計算から、 M_y 時の断面 2 次モーメント低減率 α をもとめる。

ひびわれによる剛性低下率 α は柱で 0.4 から 0.45、梁では 0.3 程度となる。

付図 7 に Takeda モデルの履歴の例を示す。

$$\theta = \frac{\delta}{l} = P \frac{l^3}{12EI} \frac{1}{l} = \frac{2M}{l} \frac{l^3}{12EI} \frac{1}{l} = \frac{Ml}{6EI} \quad (\text{P.37})$$

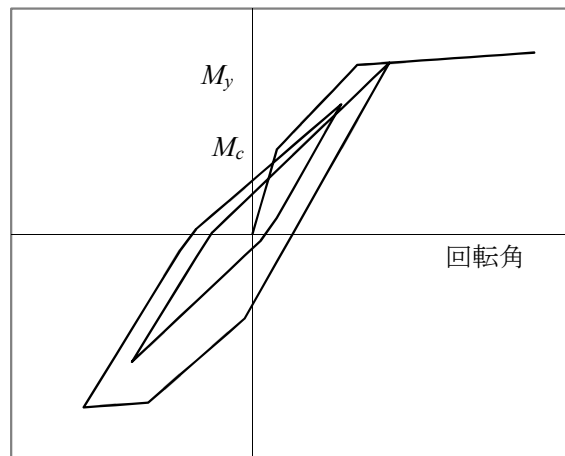
$$M = \frac{6EI}{l} \theta = K_c \theta \quad (\text{P.38})$$

$$K_c = \frac{6EI}{l} \quad (\text{P.39})$$

$$\theta_y = \theta_1 + \theta_c \quad (\text{P.40})$$

$$\frac{M_y}{\alpha K_c} = \frac{M_y}{K_1} + \frac{M_y}{K_c} \quad (\text{P.41})$$

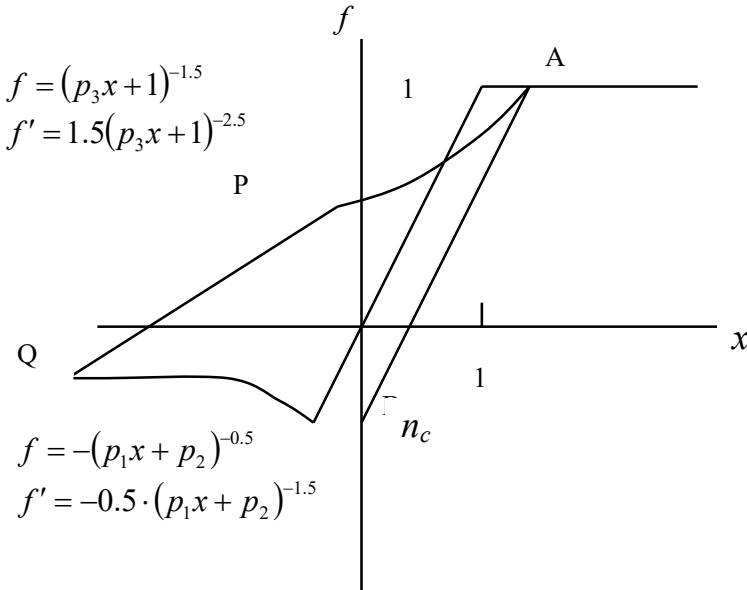
$$K_1 = \frac{1}{\left(\frac{1}{\alpha K_c} - \frac{1}{K_c} \right)} = \frac{K_c}{\frac{1}{\alpha} - 1} \quad (\text{P.42})$$



付図 7 Takeda モデルの履歴の例

2) 柴田・若林モデル

鉄骨の梁，鉛直ブレース，水平ブレースなど，座屈を考慮した履歴特性を再現するため，柴田・若林モデルを採用する。付図 8 に履歴モデルを示す。正が引っ張りを表す。 n_c は座屈荷重を示す。文献 [1] に従い履歴を求める。履歴位置で f が式 (P.43) と定められるが，そのときの瞬間剛性は微分係数を求めて設定する。



付図 8 柴田・若林モデルの履歴

n_c : 座屈安定荷重 $n_c^3 \cdot p_1 + n_c^2 \cdot p_2 - 1 = 0$ の解

各モードでの剛性は曲線部は微分係数による。

$$n_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 \sigma_y} \quad (P.43)$$

$$p_1 = (10/n_E - 1)/3 \quad (P.44)$$

$$p_2 = 4/n_E + 0.6 \quad (P.45)$$

$$p_3 = 1/(3.1n_E + 1.4) \quad (P.46)$$

3) バイリニアモデル（梁要素）

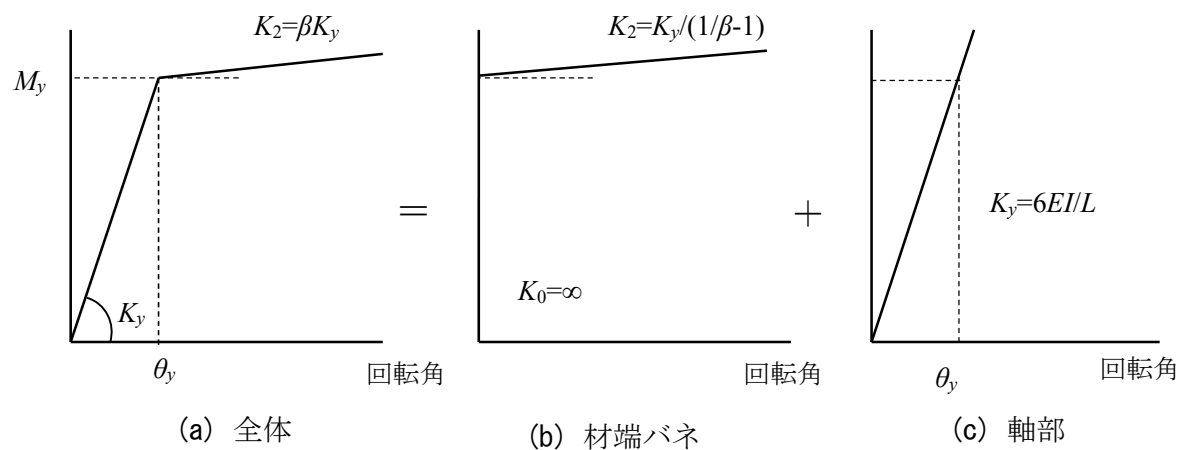
付図 3 の梁要素のモーメントと部材回転角の関係を付図 9 に示す。b)の材端バネと c)の軸部の弾性の足し合わせで材端バネを有するモデルを表現する。

降伏までの剛性 K_y

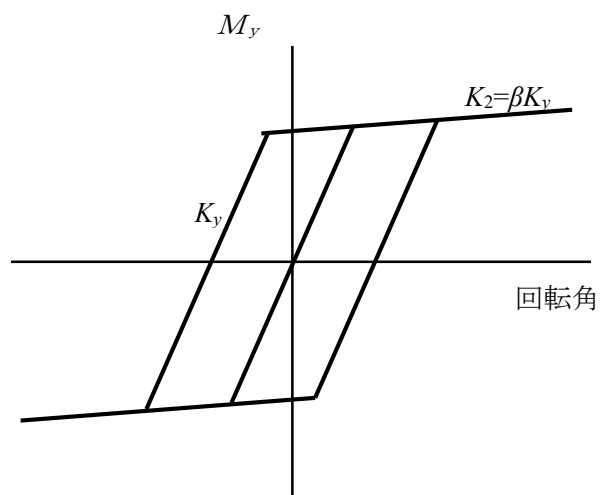
降伏後の剛性 βK_y

からなる。

梁が降伏しヒンジを形成するまでは、材端バネは無限大の剛性とし、降伏してヒンジが形成された後は剛性を βK_y に低減する。



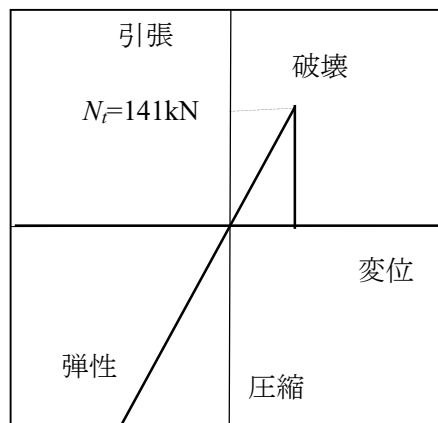
付図 9 梁要素(バイリニアモデル)のモーメントと部材回転角関係



付図 10 バイリニア履歴の例

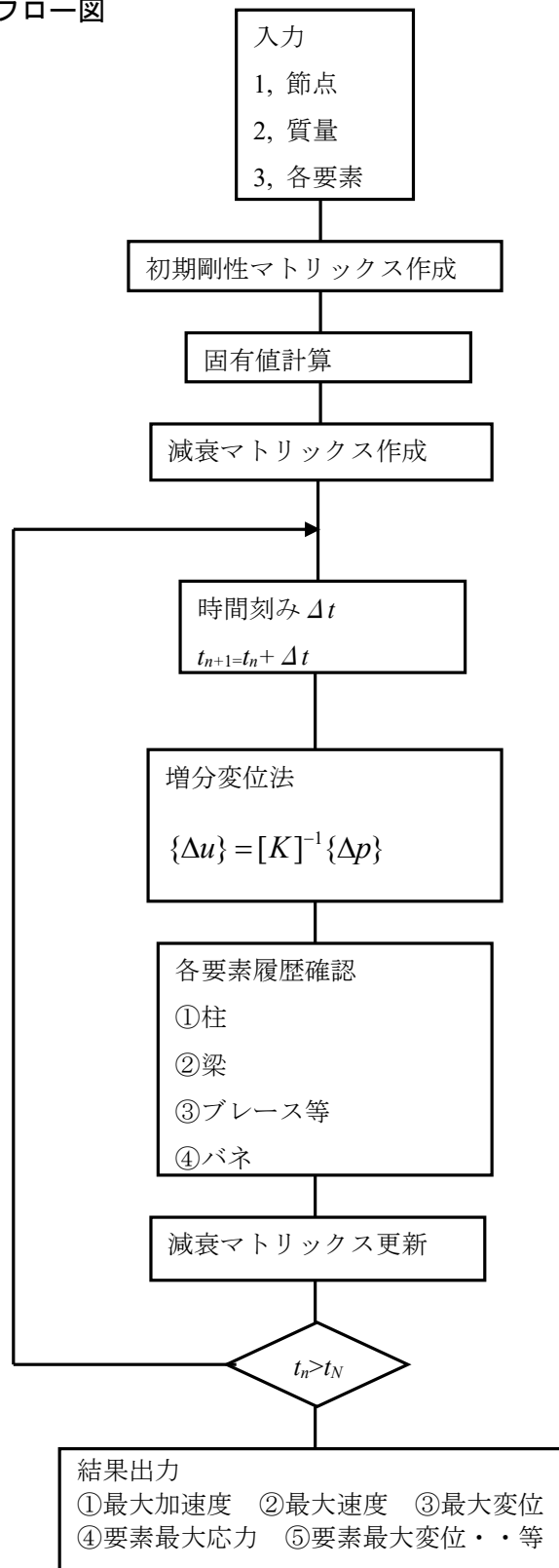
4) Ab タイプの定着部モデル (バネ要素)

1 章で実在体育館の屋根部と鉄骨屋根支承部の解析のためのモデル。アンカーボルトは梁に L 字型に 60cm 定着しており，繰返外力により定着が失われその後屈曲部で破断し抜け出したものとネジ部で破断したものが混在していると仮定した。破壊耐力はネジ部の有効断面積を考慮したアンカーボルト 4 本分の降伏耐力 $N_t=141\text{kN}$ で評価した。剛性は表面から 30mm 分の軸変形が寄与したものと仮定し，破壊後は剛性をほぼ零 (1.0×10^{-8}) とし，圧縮方向剛性も零とする。



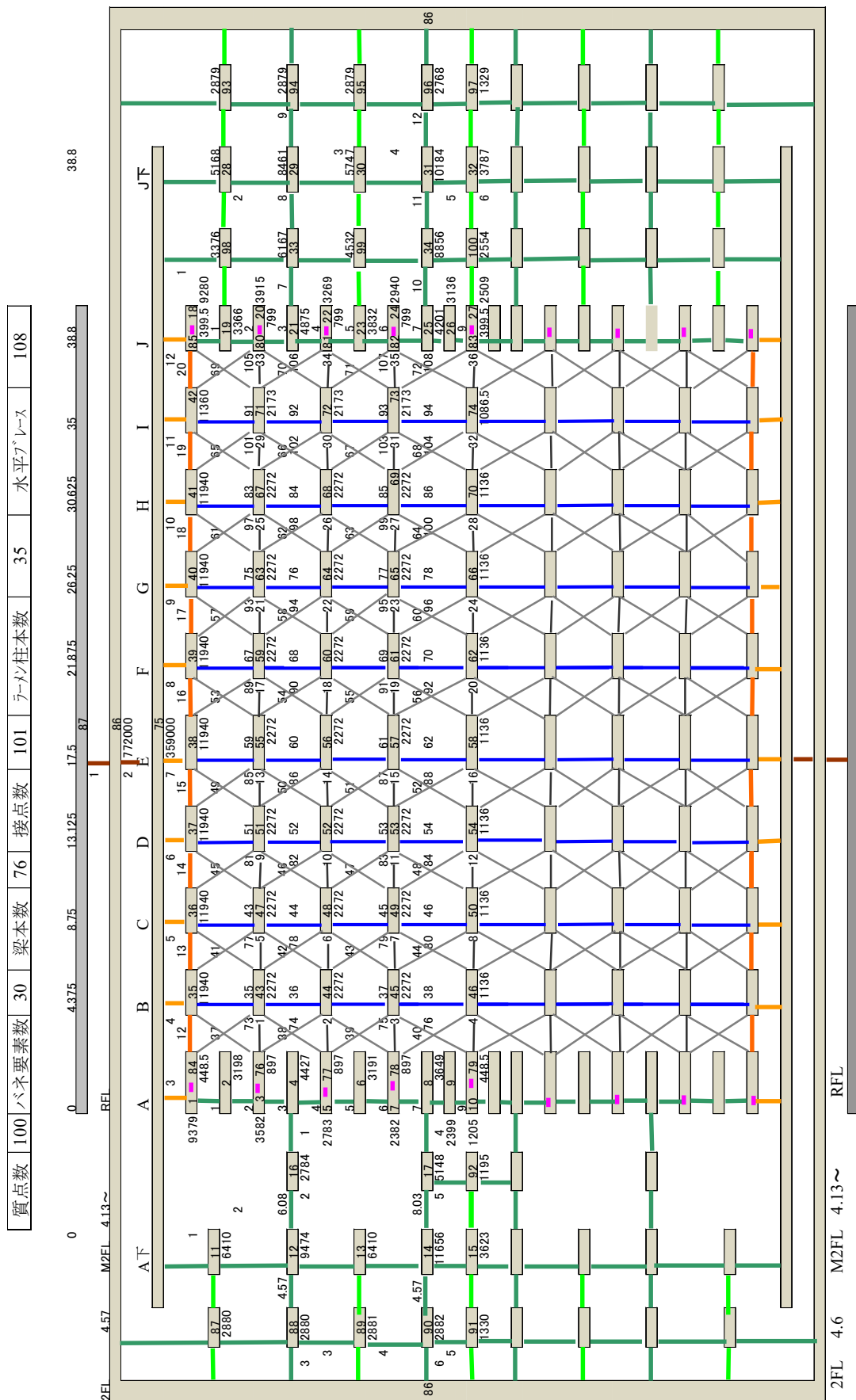
付図 11 定着部荷重－変形関係(Ab タイプ)

6 時刻歴応答解析フロー図



付図 12 時刻歴応答解析フロー図

7 実在体育館解析モデル詳細



付図 13 時刻歴応答解析モデル詳細図

8 データファイル書式

1) data0cont.csv

解析条件を入力するファイル

地震波の加速度は JMA-Kobe 等では 0.02s の時間刻みで得られているが、塑性域に達する境界付近ではこのままでは履歴から飛び出してしまうため、さらにステップを細分化している。通常 $\text{jon}=40$ 程度とするが、剛性の高い摩擦ダンパーでは $\text{jon}=100$ としている。

この結果、収斂計算を行わずに高い精度を得ることができる。

$h1, h2$ は 1 次 2 次モードの減衰定数、今回の解析では共に 0.03 としている。

nt は解析ステップで入力例は JMA-Kobe で 500 ステップで $500 \times 0.02 = 10\text{s}$ となる。

$igen$ は減衰の扱いで、1 は剛性比例、2 は質量比例、3 はレイリー減衰である。今回の解析ではレイリー減衰を採用している。

$ikaiseki$ は要素が塑性化して剛性マトリックスが変化した場合の減衰マトリックスの扱いで、1 は初期剛性のままとし減衰マトリックスは変化させない。本解析では原則としてこれを用いている。2 は固有円振動数は初期剛性を用いて、剛性は瞬間剛性として減衰マトリックスを逐次変更するものである。3 は瞬間固有円振動数、瞬間剛性を用いて減衰マトリックスを逐次変更するものである。

$ijisin$ は入力する地震波で 1 は JMA-Kobe ns 原波で 2 は、2011 東北地方太平洋沖地震時に茨城県水戸市金町で観測された地震波 Tohoku-Mito 波である。4 は JMA-Kobe 波の位相を用いて作成したレベル 2 地震波で $h=0.05$ で最大応答加速度を 12m/s^2 としたものである。

$icount$ は計算の制御で固有値計算及び SRSS での応答値の最大値のみを求める場合は 1 とする。0 とすると時刻歴応答解析を行う。

入力例

40	JON:入力地震波の時間刻みを細分化する
0.03	h1:1次モードの減衰定数
0.03	h2:2次モードの減衰定数
500	nt:入力地震波の時刻ステップ数
3	igen: 1:剛性比例 2:質量比例 3:レイリー減衰
1	ikaiseki:減衰マトリックス 1:初期減衰 2:瞬間剛性 3:瞬間剛性瞬間円振動数
1	ijisin:入力地震波 1:JMA-Kobe 2:Tohoku-Mito 3:寺澤卒論 4:JMA-Kobe位相
1	icont:計算モード 0:時刻歴応答解析+固有値解析 1:固有値解析のみ

※ Tohoku-Mito 波は 0.01 s 刻み、他は 0.02s 刻みである。

※ この研究では減衰はレイリー減衰、減衰マトリックスは初期減衰を用いている。

2) data1situten.csv

質点入力用ファイル

質点数 N 質量 MB kg 出力の有無 iprm を 1 として出力すると print1situten ファイルに変位、速度、加速度が地震波の時刻刻みで出力する。時刻歴図を作成する場合に 1 とする。

入力例

100		N : 質点数
9379	0	
3198	1	
3582	0	
4427	1	
2783	1	
3191	1	
以下略		
MB:質量 (kg)	iprm:出力 の有無	

3) data2seten.csv

節点入力用ファイル

節点数 NP

入力例

101			NP 節点数
0	0	8.7	座標 (x,y,z) 解析方向はx方向
0	2	9.3	y は横方向 zは多k佐方向 単位m GL0m
0	4	9.9	
0	6.5	10.65	
0	8	11.1	
0	10	11.7	
0	12	12.3	
0	13	12.6	
0	14.5	13.05	
			以下省略

4) data3bane.csv

バネ要素の入力用ファイル

せん断バネでモデル化する。RC 柱、壁などを武田モデル、バイリニアモデルで入力する。また支承部については破壊モデル、摩擦ダンパーもここで入力する。なお、摩擦ダンパーはバイリニアモデルで入力するが kmodel=2 とすることにより、固有周期計算、減衰マトリックス計算時には剛性を考慮しない。

入力例

31								Ny : 要素数
26720	6.835	0.001	86	101	0	13360	3.4175	1
373.96	12.12	0.001	38	75	1	124.67	1.366	1
5880	5.25	0.001	1	35	0	671.3	0.608	1
141.7	0.0258	0.00000001	3	76	0	0	0	3
耐力(kN)	変位(mm)	降伏後剛性	左節点番号	右節点番号	時刻歴出力	ひび割れ耐力	ひび割れ変位	
						Qcc	dcc	kmodel
Qy	dy	rk	ipo1	ipo2	iprk	kmodel=1の場合に入力		1: 武田モデル
								0: バイリニア
								2: 摩擦ダンパー
								3: 破壊支承部

5) data4hari.csv

梁要素入力用ファイル

妻面の RC 梁や屋根面の大梁の X 方向、面外方向の剛性マトリックスを作成するための入力である。妻面の RC 梁では武田モデルとしている。ひび割れも一めんと、降伏モ

ーメント及びひび割れ後の剛性低下率，降伏後の剛性低下率を入力する。また境界条件は桁フレームに剛接の場合は $\text{kos1}=1$ 通常の梁・梁接合は $\text{kos}=0$ とする。せん断剛性を考慮する場合は $\text{bsenda}=1$ とするが，今回の解析ではせん断変形は考慮していない。また剛域を入力できるが今回の解析では考慮していない。

鉄骨大梁 T はバイリニアの要素として入力する。グループ単位で入力しているのは，剛性マトリックスを再計算する際の計算回数を減らすためである。

0	bsenda: せん断剛性の考慮 1: 考慮する 0: 考慮しない									
9	nnf: 梁のグループ数									
3	NF(i): 1連のつながりのある梁で下の最初の3部材を									
2	NF(2): 1連のつながりのある梁で下の2番目の2部材を									
2	NF(3): 1連のつながりのある梁で下の3番目の2部材を									
185.61	133.81	0.001	0.01632	0.159	19710	1	2	1	0	
185.61	133.81	0.001	0.01632	0.159	19710	2	3	1	1	
185.61	133.81	0.001	0.01632	0.159	19710	3	4	1	0	
94.87	47.17	0.001	0.00301	0.215	19710	75	11	1	0	
94.87	47.17	0.001	0.00301	0.215	19710	11	12	1	0	
169.44	0	0.001	0.000108	0.999999	205000	35	43	0	1	
169.44	0	0.001	0.000108	0.999999	205000	43	44	0	1	
以下略										
My	Mcb	rf	FI	Alfa	FE	ip1	ip2	bmodel	iprf	
降伏モーメント (kNm)	ひび割れモーメント (kNm)	降伏後剛性低下率	断面2次モーメント (m^4)	ひび割れ後剛性低下率	ヤング係数 (N/mm^2)	左節点番号	右節点番号	1: 武田 2: bylinia	出力の有無	

0: 考慮しない					
初めの3部材を示す					
2番目の2部材を示す					
2番目の2部材を示す					
0	1	0	0.465	0	0
1	0	0	0.465	0	0
0	0	0	0.465	0	0
0	1	0	0.2625	0	0
0	0	0	0.2625	0	0
1	1	0	0.0144	0	0
1	0	0	0.0144	0	0
iprf	kos1	kos2	ASB	BELE	BERI
出力の有無	左端固定条件	右端固定条件	せん断断面積 (m^2)	左端剛域長 (m)	右端剛域長 (m)

6) data5vbr.csv

鉛直ブレース入力用ファイル

今回の解析では使用していない

7で入力することも可能

7) data6Hbr.csv

屋根面の小梁、ブレース入力用ファイル

屋根面の小梁、ブレースは原則、柴田・若林モデルとした。なお tmodel=0 でバイリニアにまた 2 でスリップ型も入力できる。

108	NTR:ブレース小梁要素数									
0.001	26.67	205000	76	43	0	134	258	1	1	1
0.001	26.67	205000	77	44	0	134	258	1	1	1
0.001	26.67	205000	78	45	0	134	258	1	1	1
0.001	13.335	205000	79	46	0	67	258	1	1	1
0.001	26.67	205000	43	47	1	134	258	1	1	1
0.001	26.67	205000	44	48	1	134	258	1	1	1
0.001	26.67	205000	45	49	1	134	258	1	1	1
0.001	13.335	205000	46	50	1	67	258	1	1	1
RT	AT	TE	ipt1	ipt2	iprt	TII	TFI	Tgumma	tmodel	kslip
降伏後剛性低下率	断面積 (cm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	左節点番号	右節点番号	出力の有無	断面 2 次モーメント (cm ⁴)	材料強度 (N/mm ²)	1	1:柴田若林 0:ハイルニア 2:スリップ	1:柴田若林 0.5:スリップ

8) data7col.csv

柱入力用ファイル

x 方向に配置される柱を入力する。妻面の片持ち架構の柱に使用される。履歴モデルは武田モデルを原則とする。

35	1	0	左からNFe:要素数, takedac:武田モデル1 : csenda					
374.4	101.68	0.001	0.008879	0.3904	19710	4	16	1
374.4	101.68	0.001	0.008879	0.3904	19710	16	12	1
414.47	122.09	0.001	0.008879	0.4145	19710	12	88	0
414.47	122.09	0.001	0.008879	0.4145	19710	88	86	0
375.16	102.05	0.001	0.008879	0.3908	19710	8	17	1
832.87	281.03	0.001	0.03548	0.3713	19710	17	14	0
以下省略								
Myc	Mcc	rfc	Fic	Alfac	Fec	ip1c	ip2c	iprfc
降伏モーメント (kNm)	ひび割れモーメント (kNm)	降伏後剛性低下率	断面 2 次モーメント (m ⁴)	ひび割れ後剛性低下率	ヤング係数 (N/mm ²)	左節点番号	右節点番号	出力の有無

la:せん断剛性の考慮1 考慮しない0				
0	0	0.325	0	0
0	0	0.325	0	0
0	0	0.325	0	0
0	1	0.325	0	0
0	0	0.325	0	0
0	0	0.52	0	0
kos1r	kos2r	Asc	Coup	Codw
左端固定条件	右端固定条件	せん断断面積 (m ²)	柱頭剛域長(m)	柱脚剛域長 (m)

9) data8damp.csv

粘性ダンパー要素入力用ファイル

妻面 RC 片持架構上部と鉄骨屋根面の支承部に粘性ダンパーを設定する。

10	Nd:ダンパー数	
98	1	84
98	3	76
98	5	77
98	7	78
49	10	79
98	85	18
98	80	20
98	81	22
98	82	24
49	83	27
Cd	ipod1	ipod2
減衰係数 (kN/m)	下端番号	上端番号

9 結果出力 outx.csv

実在のモデル As で、JMA-Kobe 波の出力結果の一部を示す。

1) 質点の最大加速度，速度，変形

質点番号	加速度cm	速度cm	変位cm	時刻(加)	時刻(速)	時刻(変)
1	1021.61	26.12	1.37	6.721	6.859	7.284
2	1044.49	30.67	2.69	6.723	7.037	8.635
3	1203.15	41.56	4.76	7.079	7.04	8.642
4	1522.35	56.66	7.26	8.182	8.097	9.398
5	1707.88	66.04	8.48	8.18	8.106	9.401
6	1994.84	79.44	9.95	8.172	8.116	9.403
7	2212.29	90.28	10.97	8.177	8.12	9.405
8	2293.88	94.56	11.38	8.18	8.121	9.406
9	2361.54	97.54	11.74	8.189	8.121	9.407
10	2401.51	98.06	11.81	8.191	8.121	9.407
11	1084.78	30.68	1.77	6.783	7.173	7.272
12	1228.05	47.67	3.05	8.142	7.182	7.284
13	1425.67	55.15	4.11	8.177	7.203	8.59
14	1231.74	40.79	3.65	7.267	8.282	9.391
15	1100.07	42.58	4.07	7.297	8.294	9.384
16	1619.16	61.54	5.15	8.172	8.094	9.399
17	1794.13	77.15	7.55	7.239	8.265	9.393
18	1016.3	26.37	1.25	6.72	6.86	7.28
19	1093.99	30.96	2.7	7.253	6.864	8.819
20	1250.63	38.38	4.76	7.245	8.076	8.831
21	1532.15	55.32	7.28	7.272	8.083	8.84
22	1726.58	61.27	8.46	7.267	8.09	8.845
23	1947.09	69.75	9.68	7.263	8.1	8.851
24	2051.2	77.8	10.28	7.263	8.106	8.852
25	2075.15	81.24	10.5	7.263	8.107	8.854
26	2136.39	83.84	10.58	7.256	8.108	9.196
27	2153.89	84.24	10.6	7.256	8.108	9.196
28	1071.85	27.99	1.56	8.148	6.872	8.149
29	1325.06	35.02	2.72	6.925	8.09	8.815
30	1268.57	53.85	4.46	4.953	6.89	6.824
31	1411.72	70.19	6.43	6.825	7.326	6.838
32	1833.98	115.95	8.53	7.415	7.345	8.297
33	1694.05	51.96	5.07	6.945	8.086	8.828
34	1767.95	126.65	11.58	7.009	6.946	8.901
35	1018.62	26.08	1.35	6.721	6.858	7.284
36	1015.99	26.06	1.34	6.721	6.859	7.283
37	1013.92	26.05	1.32	6.721	6.859	7.283
38	1012.45	26.05	1.31	6.72	6.859	7.283
39	1011.63	26.08	1.29	6.72	6.859	7.282
40	1011.47	26.13	1.28	6.72	6.86	7.281
41	1012.14	26.2	1.27	6.72	6.86	7.281
42	1013.76	26.28	1.25	6.72	6.86	7.28
43	1285.66	35.28	2	6.914	7.038	7.287
44	1793.75	53.2	3.24	8.161	7.044	7.295
45	1976.33	74.36	6.64	8.171	8.115	8.642
46	2341.91	92.78	9.9	8.192	8.121	8.648
47	1354.32	33.51	1.95	7.092	7.037	7.287
48	1759.93	50.89	3.14	8.159	7.044	7.294
49	1587.89	65.87	3.84	8.171	7.187	7.294
50	1686.85	70.11	4.09	8.186	7.185	7.299
51	1344.01	32.31	1.91	7.091	7.037	7.286

2) バネ要素の出力結果の一部を示す。

バネ番号	左端番号	右端番号	せん断力(kN)	変形(引)	塑性率(%)	時刻(秒)	時刻(変)	せん断力(kN)	変形(圧)	塑性率(%)	時刻(秒)
1	86	101	11891.831	0.30419	0.4451	4.927	4.927	-10889.36	-0.27855	-0.4075	7.285
2	75	86	4945.4834	0.14968	0.3203	6.731	6.731	-5284.628	-0.15994	-0.3423	7.288
3	1	75	178.52867	0.684	0.5989	8.162	7.106	-204.9101	-0.92888	-0.8134	7.283
4	35	75	259.03436	0.69247	0.5713	8.162	7.106	-309.1991	-0.91344	-0.7537	7.283
5	36	75	262.98291	0.70825	0.5844	8.162	8.162	-305.6005	-0.89853	-0.7414	7.282
6	37	75	266.35953	0.7226	0.5962	8.163	8.163	-302.1292	-0.8842	-0.7295	7.281
7	38	75	269.45602	0.73587	0.6072	8.163	8.163	-298.876	-0.8706	-0.7183	7.28
8	39	75	272.39606	0.74853	0.6176	8.163	8.163	-295.7786	-0.85771	-0.7077	7.28
9	40	75	275.27322	0.76088	0.6278	8.164	8.164	-292.7886	-0.84514	-0.6973	7.279
10	41	75	278.13031	0.77304	0.6378	8.164	8.164	-289.7621	-0.83241	-0.6868	7.278
11	42	75	280.39905	0.78501	0.6477	8.164	8.164	-285.8493	-0.8184	-0.6753	7.277
12	18	75	193.04909	0.79525	0.6945	8.164	8.164	-192.282	-0.81158	-0.7088	7.277
13	1	35	2.79151	0.00025	0.0005	1.503	1.503	-172.1707	-0.01559	-0.0297	7.29
14	35	36	2.47058	0.00022	0.0004	2.495	2.495	-212.2814	-0.01923	-0.0366	8.221
15	36	37	5.67474	0.00051	0.001	3.533	3.533	-189.9666	-0.01721	-0.0328	8.226
16	37	38	6.47183	0.00059	0.0011	3.534	3.534	-179.2981	-0.01624	-0.0309	9.623
17	38	39	5.2698	0.00048	0.0009	3.534	3.534	-179.8895	-0.01629	-0.031	8.296
18	39	40	4.50964	0.00041	0.0008	2.925	2.925	-185.9473	-0.01684	-0.0321	8.297
19	40	41	3.36624	0.0003	0.0006	1.494	1.494	-190.0698	-0.01721	-0.0328	8.298
20	41	42	1.89331	0.00017	0.0003	1.243	1.243	-192.9326	-0.01747	-0.0333	8.299
21	42	18	2.7729	0.00022	0.0005	1.966	1.966	-142.9749	-0.01125	-0.0247	8.186
22	1	84	200.26645	0.02003	0.2003	7.289	7.289	-13.74699	-0.00137	-0.0137	3.884
23	3	76	159.67639	0.00291	0.1127	8.182	8.182	-45.33945	-0.00083	-0.032	8.577
24	5	77	154.18642	0.00281	0.1088	8.179	8.179	-89.50797	-0.00163	-0.0632	7.308
25	7	78	171.20561	0.00312	0.1208	8.186	8.186	-136.3066	-0.00248	-0.0962	6.917
26	10	79	129.84085	0.00473	0.1833	8.184	8.184	-78.4409	-0.00286	-0.1107	7.245
27	85	18	201.00681	0.0201	0.201	8.176	8.176	-14.75598	-0.00148	-0.0148	6.92
28	80	20	167.23793	0.00304	0.118	7.284	7.284	-55.39318	-0.00101	-0.0391	6.827
29	81	22	166.53705	0.00303	0.1175	6.957	6.957	-107.0661	-0.00195	-0.0756	3.942
30	82	24	145.52412	0.00265	0.1027	6.962	6.962	-183.4323	-0.00334	-0.1295	5.001
31	83	27	141.3679	0.00515	0.1995	6.966	6.966	-97.05082	-0.00353	-0.137	8.247

3) 梁要素の出力結果の一部を示す。

梁要素番号	左端番号	右端番号	せん断力	左モーメント	右モーメント	左曲率	右曲率	左塑性	右塑性	時刻(秒)
101	1	2	87.22541	207.51088	134.01711	0.0090272	8.209E-06	8.49904	0.00773	7.0025
102	2	3	68.40912	134.0173	184.84964	8.209E-06	0.0010011	0.00773	0.94249	6.9645
103	3	4	77.06184	184.84959	185.58421	0.0012513	0.0013011	0.94249	0.97995	8.186
104	4	5	56.76848	185.58412	131.03146	0.0007806	5.624E-06	0.97995	0.00706	8.4085
105	5	6	55.47353	131.0314	165.47702	7.498E-06	0.0006355	0.00706	0.59827	8.2125
106	6	7	54.1903	165.47696	142.40636	0.0006355	0.0001588	0.59827	0.14952	7.0045
107	7	8	110.17381	142.40608	183.66595	7.941E-05	0.0004377	0.14952	0.82419	8.1875
108	8	9	47.3284	183.66606	176.52647	0.0006566	0.0006157	0.82419	0.77284	7.2435
109	9	10	103.15231	176.52647	143.72505	0.0006157	0.0001499	0.77284	0.18816	8.179
201	75	11	42.60533	92.83866	53.48738	0.0027772	0.0003775	0.87815	0.11938	7.2385
202	11	12	18.69617	53.48738	44.09903	0.0003775	1.47E-05	0.11938	0.00465	7.593
203	12	13	29.03288	44.09902	82.18176	1.47E-05	0.0021425	0.00465	0.67745	8.1975
204	13	14	47.72509	82.18176	73.07301	0.0021425	0.0015136	0.67745	0.47859	7.292
205	14	15	40.31659	73.07301	61.40331	0.0013971	0.0007248	0.47859	0.24828	7.298
301	18	19	75.5535	198.80403	126.57661	0.0090714	7.243E-06	8.54063	0.00682	6.727
302	19	20	52.7918	126.57675	155.91661	7.243E-06	0.0003751	0.00682	0.35317	8.201
303	20	21	87.19985	155.91672	174.85599	0.0004689	0.000967	0.35317	0.72831	7.2775
304	21	22	68.40186	174.85596	160.48868	0.0005802	0.0003729	0.72831	0.46814	6.918
305	22	23	62.57288	160.48857	188.32417	0.0004972	0.0010829	0.46814	1.01953	6.972
306	23	24	57.50251	188.32416	153.11552	0.0010829	0.0003674	1.01953	0.34594	4.8435
307	24	25	102.02765	153.11539	187.64552	0.0001837	0.0005628	0.34594	1.05979	5.0035
308	25	26	49.59372	187.64569	129.63785	0.0008442	5.564E-06	1.05979	0.00698	8.871
309	26	27	91.03364	129.63783	61.1524	5.564E-06	2.625E-06	0.00698	0.00329	6.976
401	75	28	43.88288	90.84837	58.02708	0.0025283	0.0005795	0.79945	0.18324	8.146
402	28	29	30.05798	58.02705	79.99318	0.0005795	0.0020429	0.18324	0.64597	4.897
403	29	30	41.65237	79.99314	72.39508	0.0020429	0.0014012	0.64596	0.44305	6.808
404	30	31	38.14733	72.39512	67.68458	0.0014012	0.001072	0.44305	0.33897	6.933
405	31	32	57.4815	67.68462	105.20557	0.0009896	0.0124264	0.33897	4.25667	7.4485
501	35	43	8.51849	20.41588	19.46455	0	0	0.12049	0.11488	8.563
502	43	44	17.73822	19.46455	65.2247	0	0	0.11488	0.38494	8.387
503	44	45	17.68705	65.2247	17.38812	0	0	0.38494	0.10262	9.436
504	45	46	31.51759	17.38812	128.04591	0	0	0.10262	0.7557	8.6565
601	36	47	6.12237	19.15907	15.59371	0	0	0.11307	0.09203	8.1195
602	47	48	7.08758	15.59372	17.57442	0	0	0.09203	0.10372	8.619
603	48	49	7.42211	17.57442	20.3559	0	0	0.10372	0.12014	8.609
604	49	50	9.44489	20.3559	25.82013	0	0	0.12014	0.15239	8.604
701	37	51	6.00421	18.29081	18.18505	0	0	0.10795	0.10732	8.2885

4)柱要素の出力結果の一部を示す。

柱要素番	上端番号	下端番号	せん断力	上モーメント	下モーメント	上曲率	下曲率	上塑性	下塑性	時刻(秒)
1	4	16	66.53996	0.00016	196.29283	0	0.0005464	4E-09	0.3326521	8.17
2	16	12	28.14125	196.29282	271.64441	0.0005797	0.0010439	0.3326521	0.5990535	9.101
3	12	88	133.67101	271.64435	148.14647	0.0006173	0.0001123	0.4844908	0.0881084	8.164
4	88	86	169.71982	148.14629	431.27753	0.0001123	0.003356	0.0881084	2.634142	8.1595
5	8	17	75.9119	0.00007	297.95428	0	0.0015029	2E-09	0.6874871	8.2045
6	17	14	53.64406	297.95432	294.90707	4.407E-05	3.193E-05	0.0319425	0.0231435	8.6415
7	14	90	226.13956	294.90643	490.69528	1.777E-05	0.0002563	0.0231435	0.3336859	7.2605
8	90	86	262.98929	490.69305	902.96161	0.0002563	0.005456	0.3336808	7.1041441	7.277
9	11	87	12.1148	32.48383	12.4598	0.0013016	3.985E-05	0.1135162	0.0034758	7.1135
10	87	86	19.9702	12.45982	33.2006	3.985E-05	0.0026369	0.0034758	0.2299735	7.2795
11	92	15	7.01767	14.40378	14.40378	0.007959	0.007959	0.3862599	0.3862599	9.431
12	15	91	12.2851	16.93467	11.40948	0.0083748	0.0001271	0.7301654	0.0110813	8.657
13	91	86	6.97413	11.40947	13.73519	0.0001271	0.0061916	0.0110812	0.5398238	7.282
14	21	33	87.12272	0.00021	257.0119	0	0.0003999	5E-09	0.3048317	6.9435
15	33	29	43.09597	257.01193	283.99683	0.0004243	0.0005798	0.304832	0.4165763	8.841
16	29	94	148.12108	283.99661	297.75803	0.0002119	0.0002369	0.2144336	0.2396602	6.7555
17	94	86	186.54343	297.75803	611.70551	0.0002369	0.0029981	0.2396601	3.033606	6.785
18	25	34	78.62759	0.00021	308.61343	0	0.0100265	7E-09	3.5899169	7.428
19	34	31	94.36144	308.61337	236.09634	0.0104863	0.0019993	3.5899166	0.6844323	7.008
20	31	96	238.9707	236.09824	445.23859	2.318E-06	0.0002594	0.0027656	0.3094394	6.8105
21	96	86	262.90228	445.2381	898.98474	0.0002594	0.0114203	0.3094379	13.624834	4.9575
22	20	98	18.04447	34.17973	26.11839	0.0041905	9.725E-05	0.3139489	0.0072861	5.195
23	98	28	22.0254	26.1184	34.74957	9.762E-05	0.0062437	0.0072861	0.4660166	6.8305
24	28	93	14.03619	32.26942	12.14004	0.0012478	3.883E-05	0.1088294	0.0033866	7.0825
25	93	86	19.2702	12.14005	33.33231	3.883E-05	0.00192	0.0033866	0.167448	4.895
26	23	99	19.78992	36.68457	34.35359	0.0131344	0.0063669	0.7352457	0.3564129	7.4235
27	99	30	18.78327	34.35358	36.14227	0.0063848	0.0104364	0.3564128	0.5825772	6.8675
28	30	95	20.35596	37.06973	15.24969	0.0081739	4.878E-05	0.7128776	0.0042541	8.848
29	95	86	18.30611	15.24972	35.6421	4.878E-05	0.0082329	0.0042541	0.7180249	4.9395
30	27	100	7.63683	17.69065	16.40726	0.0224535	0.009871	1.0029611	0.4409234	7.417
31	100	32	7.11867	16.40726	16.02828	0.0098932	0.0097432	0.4409238	0.4342401	7.0065
32	32	97	13.84194	17.68216	14.41636	0.0194118	0.0003407	1.6924469	0.0297016	8.295
33	97	86	6.38834	14.41636	16.98879	0.0003407	0.014937	0.0297016	1.3023023	4.9435
34	13	89	22.66185	38.50243	14.70313	0.0076944	7.253E-06	4.3510461	0.0041016	6.9555
35	89	86	16.84266	14.70314	38.18982	7.253E-06	0.0063782	0.0041016	3.606769	3.9195

5) 屋根面小梁、ブレースの出力結果の一部を示す。

水平ブレース	左端番号	右端番号	軸力F	変形d	塑性率	時刻(連)	時刻(分)	圧縮軸力	変形d	座屈率	時刻(連)
1	76	43	78.6608	0.00234	0.00424	8.1875004	1.3910001	-141.5715	-3.87267	-34.20167	4.164
2	77	44	71.92501	0.00334	0.00606	8.1875004	1.4045001	-141.5154	-6.39244	-56.45514	4.1575
3	78	45	111.50299	0.01132	0.02056	8.1915004	3.5400002	-141.7302	-4.45083	-39.30777	6.9035
4	79	46	57.00869	0.03518	0.0639	8.1795004	7.0995003	-70.82248	-2.0774	-18.34669	7.237
5	43	47	41.33684	0.03308	0.06008	7.1015003	7.1015003	-106.4507	-0.08518	-0.75229	6.9135
6	44	48	53.79978	0.04305	0.07819	7.0910003	7.0910003	-141.5401	-0.80807	-7.13653	7.3035
7	45	49	128.95978	0.00991	0.018	8.1940004	3.8930002	-141.8543	-5.03125	-44.43377	6.9925
8	46	50	48.39635	0.01002	0.0182	8.1990004	3.5435002	-70.85309	-8.00542	-70.70026	6.9535
9	47	51	13.66904	0.01094	0.01987	7.0980003	7.0980003	-76.32243	-0.06107	-0.53937	6.9145
10	48	52	31.6071	0.02529	0.04593	7.0875003	7.0875003	-132.5358	-0.10606	-0.93664	8.305
11	49	53	58.20446	0.04658	0.08459	8.1740004	8.1740004	-132.8039	-0.10627	-0.93853	7.203
12	50	54	55.4846	0.00655	0.01189	8.1855004	3.5415002	-71.26062	-0.46614	-4.1167	7.196
13	51	55	2.62582	0.0021	0.00382	3.5385002	3.5385002	-57.0985	-0.04569	-0.40352	6.913
14	52	56	12.34816	0.00988	0.01795	7.0860003	7.0860003	-137.2038	-0.10979	-0.96963	8.302
15	53	57	18.45117	0.01476	0.02682	8.1700004	8.1700004	-127.6701	-0.10216	-0.90225	7.203
16	54	58	20.64977	0.02906	0.05277	8.1710004	8.1710004	-70.8324	-0.11809	-1.04295	7.1975
17	55	59	1.959	0.00157	0.00285	1.4975001	1.4975001	-52.99955	-0.04241	-0.37455	8.2875
18	56	60	3.60569	0.00289	0.00524	2.1555001	2.1555001	-127.5876	-0.1021	-0.90167	8.305
19	57	61	5.62058	0.0045	0.00817	1.5045001	1.5045001	-122.759	-0.09823	-0.86754	7.2025
20	58	62	3.30266	0.00529	0.0096	1.5055001	1.5055001	-64.66592	-0.10349	-0.91399	7.201
21	59	63	3.34853	0.00268	0.00487	1.9000001	1.9000001	-63.261	-0.05062	-0.44707	4.982
22	60	64	5.03049	0.00403	0.00731	1.4995001	1.4995001	-113.0218	-0.09044	-0.79873	8.308
23	61	65	20.10036	0.01608	0.02921	6.9560003	6.9560003	-123.6903	-0.09898	-0.87413	7.199
24	62	66	18.2194	0.02916	0.05296	8.6450004	8.6450004	-63.50092	-0.10163	-0.89753	4.8545
25	63	67	8.54961	0.00684	0.01243	6.9430003	6.9430003	-89.80165	-0.07186	-0.63463	4.7885
26	64	68	11.20348	0.00897	0.01628	6.9510003	6.9510003	-121.2448	-0.09702	-0.85684	6.83
27	65	69	47.32771	0.03787	0.06878	6.9565003	6.9565003	-141.5317	-0.12239	-1.08088	8.227
28	66	70	53.60303	0.01774	0.03221	8.6470004	4.1715002	-70.78523	-1.20695	-10.6592	4.8475
29	67	71	34.97284	0.02799	0.05083	7.2565003	7.2565003	-135.5794	-0.10849	-0.95815	4.787
30	68	72	53.31059	0.01021	0.01855	7.2645003	4.1580002	-141.5667	-1.51711	-13.39845	6.7935
31	69	73	98.45784	0.02374	0.04312	6.9620003	4.1730002	-141.5924	-5.54162	-48.94106	4.8195
32	70	74	50.50407	0.03912	0.07105	6.9615003	4.1705002	-70.77185	-7.50359	-66.26829	4.848
33	71	80	73.28767	0.00327	0.00683	7.2635003	1.2330001	-187.6217	-3.64706	-27.97602	3.9555
34	72	81	66.02786	0.00659	0.01379	7.2740003	1.4860001	-187.9588	-5.03263	-38.60445	3.9415
35	73	82	73.79212	0.01879	0.0393	8.6515004	3.7280002	-187.6573	-2.74996	-21.09447	4.798
36	74	83	71.9327	0.09999	0.20908	6.9645003	6.9645003	-93.95567	-0.25108	-1.92598	8.239
37	84	43	271.27655	0.44584	0.58571	7.2895003	7.2895003	-13.7692	-0.45802	-17.33453	3.877
38	76	44	212.16429	0.23837	0.31316	6.9360003	4.1725002	-14.60744	-2.3324	-88.27373	3.878
39	77	45	135.576	0.07677	0.10085	4.1695002	4.1695002	-13.77075	-1.75091	-66.26636	3.8785
40	78	46	27.47354	0.01221	0.01604	8.1030004	3.7320002	-13.5398	-0.96079	-36.36269	3.8965
41	35	47	264.44113	0.43184	0.56732	7.2890003	7.2890003	-14.12164	-0.44077	-16.68167	3.8775
42	43	48	194.54866	0.85879	1.12822	7.2730003	7.3050003	-17.82214	-1.01872	-38.55518	8.114
43	44	49	133.78226	0.43688	0.57394	7.2880003	7.2880003	-6.81335	-0.87816	-33.2354	2.303
44	45	50	41.00718	0.05161	0.0678	8.1990004	6.9570003	-6.77187	-3.36381	-127.3093	3.895
45	36	51	257.39975	0.41312	0.54273	7.2885003	7.2885003	-13.7422	-0.42992	-16.27118	3.877
46	47	52	194.62679	0.83007	1.0905	7.2765003	7.3035003	-17.60609	-1.05386	-39.8852	8.1135
47	48	53	135.52008	0.44668	0.58682	7.2895003	7.2895003	-6.90842	-0.72071	-27.27658	3.8785
48	49	54	46.17389	0.08156	0.10715	7.3050003	7.3050003	-6.84896	-0.15834	-5.99275	3.883
49	37	55	253.24443	0.40011	0.52564	7.2880003	7.2880003	-13.57196	-0.43052	-16.29382	2.297
50	51	56	195.62144	0.80683	1.05996	7.2800003	7.3015003	-17.12396	-1.0779	-40.79501	8.1135
51	52	57	137.92729	0.45881	0.60276	7.2900003	7.2900003	-6.80631	-0.68864	-26.06288	3.878
52	53	58	50.53365	0.08381	0.1101	8.6315004	8.6315004	-6.86423	-0.18298	-6.92526	3.8785
53	38	59	251.25838	0.39201	0.515	7.2870003	7.2870003	-13.49227	-0.44115	-16.69602	2.296
54	55	60	194.93027	0.79102	1.03919	7.2810003	7.2995003	-16.78458	-1.09768	-41.5436	7.5215
55	56	61	140.60924	0.47329	0.62178	7.2900003	7.2900003	-7.08361	-0.67993	-25.73327	3.878
56	57	62	57.92056	0.10256	0.13473	8.6335004	8.6335004	-6.84226	-0.20777	-7.86336	3.8755
57	39	63	253.36942	0.3891	0.51117	7.2865003	7.2865003	-13.48998	-0.46211	-17.48917	2.294

本研究に関する発表論文

【審査論文・国際会議】

第2章

1) 成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: RC 妻面架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 693 号, pp. 1895-1904, 2013.11

2) Kazuhiko NARITA, Toru TAKEUCHI, Ryota MATSUI: SEISMIC PERFORMANCE OF SCHOOL GYMNASIA WITH STEEL ROOFS SUPPORTED BY CANTILEVERED RC WALL FRAMES, The 5th Asia Conference on Earthquake Engineering October 16-18, 2014, Taipei, Taiwan pp. 23

第3章

3) 成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: 鉄骨屋根体育館における RC 片持壁付架構の応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 708 号, pp. 273-283, 2015.2

第4章

4) 成田和彦, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内 徹: エネルギー吸収型支承を用いた体育館 RC 片持架構の応答制御, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 707 号, pp. 157-165, 2015.1

第5章

5) 成田和彦, 寺澤友貴, 前原 航, 松岡祐一, 松井良太, 竹内 徹: 摩擦ダンパーを用いた鉄骨屋根支承の動的載荷実験および応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 717 号, pp. 1717-1725, 2015.11

第6章

6) 成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: RC 片持架構を有する鉄骨屋根体育館支承部の応答評価および設計法, 日本建築学会技術報告書, 第 50 号掲載予定, 2016.2

【口頭発表論文】

- 1) 寺澤友貴，成田和彦，竹内 徹，松井良太：エネルギー吸収型支承を用いた体育館 RC 片持架構の応答制御，日本建築学会大会学術講演梗概集，2014 年，B-1 分冊，p.875
- 2) 前原 航，成田和彦，松岡祐一，脇田直弥，松井良太，竹内 徹：摩擦ダンパー支承を用いた体育館における RC 片持架構の応答制御，日本建築学会大会学術講演梗概集，2015 年，B-1 分冊，p.679