

地盤との連成を考慮した鋼橋の
耐震・免震・制震設計法に関する基礎的研究

葛 西 昭

名古屋大学図書



11504297

目 次

第 1 章 序章	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本研究の位置づけおよび既往の研究	2
1.3 本論文の構成	3
第 2 章 コンクリート部分充填鋼製橋脚の最適充填高さに関する検討	8
2.1 まえがき	8
2.2 耐震照査法の概要	8
2.3 充填コンクリートの限界圧縮ひずみに関する検討	12
2.4 充填コンクリートを最適充填高さまで充填した際の変形能に関する検討	15
2.5 各構造パラメータの敏感度解析	16
2.5.1 設定パラメータ	16
2.5.2 解析結果及び考察	17
2.6 最適充填率および期待される塑性率	19
2.7 コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震実験との比較による本耐震照査法の妥当性	20
2.7.1 実験の概要	20
2.7.2 解析結果と実験結果の比較	22
2.7.3 コンクリートの最適充填高さ	23
2.8 構造形式の異なる構造物の解析	24
2.8.1 概要	24
2.8.2 逆 L 形単柱式鋼製橋脚	26
2.8.3 鋼製ラーメン橋脚	27
2.9 結言	28
第 3 章 免震支承を有する鋼製橋脚の地震時挙動および耐震設計法	30
3.1 まえがき	30
3.2 要求性能および保有性能	30
3.3 コンクリート無充填・非免震鋼製橋脚	31
3.3.1 解析モデルおよび入力地震動	31
3.3.2 解析結果	34
3.4 コンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚	35
3.4.1 解析モデル	35
3.4.2 解析結果	35
3.5 免震鋼製橋脚	36
3.5.1 解析モデル	37
3.5.2 解析手順	37
3.5.3 解析結果	38

3.6 結言	42
第4章 地盤との連成を考慮した鋼製橋脚の地震時挙動に関する解析的検討 ——	51
4.1 まえがき	51
4.2 鋼製橋脚－地盤連成解析モデルにおける解析手法	52
4.2.1 概要	52
4.2.2 橋脚のモデル化	53
4.2.3 基礎のモデル化	55
4.2.4 地盤のモデル化	55
4.2.5 数値解析手法	56
4.3 入力地震動	57
4.4 各モデルの応答性状の違い	59
4.4.1 短周橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.20$) の場合	59
4.4.2 長周橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.50$) の場合	60
4.4.3 地震動3波による変位応答スペクトル	60
4.5 多径間連続高架橋－地盤連成系における弾塑性地震応答解析手法に関する諸元	64
4.5.1 解析モデルの概要	64
4.5.2 数値解析方法のフロー	66
4.5.3 数値解析方法について	66
4.6 地盤の減衰定数に関する地震動再現性チェック	68
4.7 主要モードの選び方による応答の違い	71
4.8 有効質量の観点からのモード選択	73
4.9 地盤との連成効果についての検討	74
4.10 結言	76
第5章 座屈拘束ブレースの弾塑性挙動に関する解析的および実験的検討 ——	79
5.1 まえがき	79
5.2 座屈拘束ブレースの概要	80
5.2.1 座屈拘束ブレース	80
5.2.2 既往の研究	81
5.2.3 座屈拘束ブレースの現状	83
5.3 数値解析手法の概要	83
5.3.1 解析モデル	83
5.3.2 解析モデルの諸元	85
5.3.3 載荷方法及び構成則	86
5.4 解析結果及び考察	86
5.4.1 単調載荷解析の結果及び考察	86
5.4.2 繰り返し載荷解析の結果及び考察	89
5.5 実験概要	89
5.5.1 実験供試体	89
5.5.2 実験装置	91

5.5.3	計測	91
5.5.4	載荷パターン	92
5.6	実験結果及び考察	92
5.6.1	軸方向力-軸方向変位関係	92
5.6.2	供試体の変形状況	92
5.6.3	解析結果との比較	93
5.7	ブレース材の復元力特性	94
5.8	結言	95
第6章	制震ブレースを有する土木鋼構造物の耐震設計法	98
6.1	まえがき	98
6.2	制震ダンパー系を有する土木鋼構造物の簡易設計法	98
6.3	提案設計法の適用例	100
6.4	適用例に対する結果及び考察	105
6.5	主構造物の損傷度低減状況	106
6.6	結言	107
第7章	制震ブレースを有する多径間連続高架橋の地震時挙動	110
7.1	まえがき	110
7.2	対象構造物の弾塑性地震応答解析モデル	111
7.2.1	解析モデルの概要	111
7.2.2	制震ブレースのモデル化	111
7.3	制震ブレースの断面積決定方法について	112
7.4	制震ブレースの最適配置に関する基礎的検討	113
7.4.1	幾何学的は位置に関する検討	113
7.4.2	制震ブレースを配置する橋脚に対する検討	115
7.4.3	制震ブレースの最適断面積の決定方法に関する考察	116
7.5	基礎構造物への負担についての検討	117
7.5.1	地盤連成の効果	117
7.5.2	制震ブレースの効果	117
7.6	ゴム支承を有する4径間連続高架橋を対象とした検討	121
7.6.1	解析モデルの概要	121
7.6.2	ゴム支承を導入することによる橋脚の応答値についての検討	122
7.6.3	制震ブレースの導入に関する検討	123
7.6.4	地盤連成解析による基礎への負担に関する検討	127
7.7	結言	129
第8章	結論	133

第1章 序論

1.1 研究の背景

平成7年1月17日に起きた兵庫県南部地震は、従来の耐震設計で想定していた規模をはるかに越える大きな地震動であった。同地域の道路橋をはじめ多くの社会基盤施設に多大な被害がおよび、特に避難路、物資の輸送路として重要な役割を担う幹線道路の被災は、震災後の人命救助活動・災害復旧活動の遅れ、被害の拡大の要因となった。この震災後、いち早く作成された土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WGの報告書^{1.1)}（以下、新技術報告書と略称する）では、終局限界状態に対する安全性の照査とともに機能保持の照査を合わせて考えた耐震設計指針（終局・機能保持耐震設計指針）が提案されている。同報告書は、当時の道路橋示方書^{1.2)}では確立されていなかった土木鋼構造物に対しての設計指針をまとめている。この報告書をさらに発展させた形でまとめられたものが、文献1.3)～1.5)である。この中の今後の課題として、多径間連続橋梁や鋼アーチ橋などのより複雑な構造形式に対する検討、構造物－地盤の動的相互作用に関する検討などがあげられている。また、土木学会からも文献1.6)が出版されている。文献1.6)は、現状の研究成果を基に動的解析を利用した耐震設計法の枠組みを説明している。この中でも地盤と構造物との動的相互作用をまとめており、地盤変位の影響などによる杭基礎の被害事例などから、考慮の必要性を提唱している。

土木構造物は、地盤中の基礎を介して建設されている。従って、地震動のような地盤を伝播する外力を受ける際の動的挙動を把握するには、構造物－地盤の動的相互作用を考慮すべきである。また、合理的な耐震設計を行う上でも非常に意義の高いことである。土木工学の分野に構造動力学が持ち込まれるようになったのは、地震被害の重大性が認識されてからのこと^{1.7)}で、その動機となったのはカリフォルニア州 Tehachapi における1952年の地震である。その後、原子力発電施設の地震応答解析を行うようになった際に、その立地上の特殊性から、構造物－地盤動的相互作用が展開することとなった^{1.7)}。地震動が地盤及び基礎を介して構造物に入射し、構造物が振動することによって発生した慣性力が、基礎を通して地盤にフィードバックされ、地盤の振動はこの影響によってさらに変化する。構造物－基礎－地盤の間でのこのような力のやり取りによって各応答がさらに各応答に変化を及ぼす。これら一連のやりとりのことを構造物－地盤動的相互作用という^{1.8)}が、このような構造物と地盤との動的相互作用を考慮した解析に対する研究の歴史は非常に長く、1954年のHousnerらの研究^{1.9)}がその始まりとされている。国内においても、橋脚－基礎－地盤全体系を考慮した解析的研究は、以前より盛んに行われている。例えば、竹宮ら^{1.10)}は、直接時間積分境界要素法を適用した解析方法から、地盤の非線形性を考慮した検討を行っており、また、若井ら^{1.11)}は、土の非排水繰返し載荷モデルを利用して連続ラーメン高架橋の地震時挙動を予測している。これらの検討は、主に地盤の非線形性に着目している。杭基礎を含む構造物に代表される構造物－地盤の動的相互作用を検討する解析方法は、これまでにいろいろと検討されている。例えば、最も単純なモデルとしては基礎部に地盤連成効果を盛り込んだ集約バネを取り付けるスウェーロッキングモデル（SRモデル）があげられる。また、自然地盤の応答変位も盛り込む形で解析するPenzienモデル^{1.12)}およびその修正モデル^{1.13)}は有名である。その他には、表層地盤を2次元平面ひずみモデルで検討しているもの^{1.14), 1.15)}や、最も詳細に検討している例では、表層地盤を3次元ソリッド要素でモデル化しているもの^{1.16)}も見受けられる。これらについて、森ら^{1.17)}は、地震応答解析を通じて、解析法の特徴や類似性をまとめている。また、小長井ら^{1.18)}は、群杭の効果を盛り

込んだ等価な直立はりに置き換える解析モデルの構築などを行っている。さらに、文献 1.19)～1.23)のような検討が行われている。鋼製橋脚に関する研究例としては、永田ら 1.24)、中島ら 1.25)、矢部ら 1.26)があげられよう。また、構造物－地盤の連成問題として最たるものは断層近傍に土木構造物が存在する場合であろう。本論文ではこの領域まで踏み込むことはできなかったが、例えば、原田ら 1.27)は、横ずれ断層近傍に橋梁がある場合を想定した解析的な検討をしている。常田 1.28)は、地震断層の工学的な解釈をしており、今後、この種の検討を行う上での重要な情報を与えている。

また、橋梁システムの耐震検討としては、例えば、多径間連続橋に関する耐震検討に関してであれば、山岸ら 1.29)が不等橋脚を有する3径間連続橋に対する耐震検討を行っている例や、工藤ら 1.30)による簡易モデルを用いた連続橋の弾塑性地震応答解析などがある。また、村山ら 1.31)は鋼製ラーメン橋脚を有する連続橋の耐震検討を行っている。大中ら 1.32)はさらに連続曲線橋についての耐震検討を行っている。これらは、主に連続橋の応答値を把握することに着目されたものであるが、制震デバイスの導入例としては、謝ら 1.33)が連続橋に対する免震化についての考察を行っている。また、中村ら 1.34)による MR ダンパーを橋梁システムに導入する基礎的な検討も行われつつある。この制震デバイスとしては、建築構造物の分野で多くの成果が出てきている。制震デバイスの1つとしてあげられる座屈拘束ブレースを例にとると、吉野ら 1.35)が試みた平鋼ブレースをアンボンド処理して、鉄筋コンクリート壁を座屈補剛材とする構造形式が始まりである。その他、若林ら 1.36)による実験的研究や、谷ら 1.37)の研究に基づく座屈問題として継続されていく。そして、座屈拘束ブレースを座屈補剛問題として扱った藤本ら 1.38)の研究、および長尾ら 1.39)～1.42)の研究など多数行われてきている。土木構造物の分野では、松本・岡野ら 1.43)～1.45)が、鋼製ダンパー・ブレースを有する RC 鉄道高架橋の耐震性能の検討や、最近では、鋼トラス橋への適用 1.46)や鋼アーチ橋への適用 1.47, 1.48)など、この制震デバイスの利用に関して検討が盛んになりつつある。

1.2 本研究の位置づけおよび既往の研究

本論文は、地盤との連成を考慮した鋼橋の耐震設計法についての基礎的な検討を行うものである。上記の背景を受け、大きく2つのテーマを掲げている。1つは橋梁システムについての検討であり、もう1つは構造物－地盤の動的相互作用を考慮した地震時挙動に関する検討である。これらは、終局耐震設計法における“限界値”と“応答値”のうちでも後者の方について検討するものと分類される。また、それにかかる種々の検討も行っている。本論文で取り扱う耐震性向上策としてコンクリート部分充填については限界値に分類され、既往の性能実験との比較の基で種々の検討を行う。また、地盤との連成を考慮した鋼橋の地震応答解析についての検討は、応答値に分類される。さらに、免震支承の導入や座屈拘束ブレースの導入は、限界値と応答値との比較の上で、必要となる耐震性向上策と言える。以下では、耐震、免震、制震、地盤連成ということで既往の研究をまとめる。

まず、耐震に関しては、鋼製橋脚の耐震性向上策としてコンクリートを部分的に充填された鋼製橋脚の耐震検討を行っている。鋼製橋脚の耐震性能に関する研究は古くから精力的に勧められており、その成果は新技術報告書 1.1)にまとめられている。その中では、コンクリートを柱基部に適切な高さだけ充填することにより、鋼製橋脚の耐震性能（強度と変形能）が飛躍的に向上することをこれまでの静的、準静的（繰返し載荷）およびハイブリッド地震応答実験が実証している 1.1)。さらに、かかる鋼製橋脚に対する終局耐震設計指針案も作成されている 1.1), 1.49)。コンクリートを柱基部に部分的に充填することにより、柱基部の構成板要素の局部座屈が防止あるいは遅らされ、さらにコンクリート充填部の上方

の中空断面部で適度な塑性変形が起こるため、橋脚全体の変形能が向上するというのがこの設計法の基本的な考えである。なお、平成 8 年 12 月には、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 1.50)が改訂され、コンクリート充填鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法が基準化されている。そこで、本論文では、コンクリートの適切な充填高さに関する解析的検討を行っている。これらは、既往の実験結果との検証により妥当性を判断し、また、設計時に必要とされる充填高さの概略値を提案している。

続く免震については、上記の耐震性能向上をうたったコンクリート部分充填鋼製橋脚の地震時挙動における問題点を解消するべく始めたものである。免震に関する研究はごく少数ではあるが明治時代から行われている^{1.51)}。これまでの研究^{1.52), 1.53)}により、鋼製橋脚のみでは、提案された設計指針を満たすことが不可能な場合もあり、コンクリート部分充填鋼製橋脚^{1.54)~1.58)}、免震橋脚^{1.50), 1.59)}に対する検討が必要であると指摘されてきている。前者は、コンクリートを部分的に充填することにより、柱基部の局部座屈の発生を抑制し、柱の耐力の向上と変形能を高めることができ、後者は、免震装置の柔軟性を利用して挙動を長周期化することにより、構造物の固有周期を地震動の卓越周期成分から避け、更に履歴減衰などの減衰性能を付加することによって、構造物に作用する慣性力を低減することができるものである。そこで、本論文では、上記のコンクリート部分充填鋼製橋脚も含め、免震支承を用いた鋼製橋脚に対して、安全性および機能保持の照査を行い、それらの結果を基に単柱式鋼製橋脚の設計ガイドラインを提案する。

制震としては、本論文では、制震デバイスの 1 つとしての座屈拘束ブレースに関する研究やその適用方法について扱う。本論文で取り扱う座屈拘束ブレースは本研究の背景にて述べているように、建築構造物に既に多く導入されている実績がある。土木構造物への適用を考える際に、例えば、どのような剛性や強度を有する制震デバイスが有効であるのかに関する検討が不十分であることが指摘されている。本論文では、座屈拘束ブレースを例に有効なデバイスの導入方法を簡易設計法として提案する。

地盤連成については、その多くは背景にて述べたとおりである。

以上を受け、本論文では、地盤連成を考慮した鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析を実施し、連成効果の検証を行う。また、多径間連続高架橋を対象として、地盤連成を考慮することのできる数値解析モデルを構築し、上述の制震デバイスの導入などによる橋梁システム全体の地震挙動を把握することを行う。特に、本論文では応答値の把握を精力的に行い、レベル 2 地震動といった極大地震動を受ける場合における耐震設計法に対して基礎的な検討を提供する。

1.3 本論文の構成

第 1 章では、鋼製橋脚の終局耐震設計に関する既往の研究と現状について述べ、本研究の位置づけおよび内容と構成について述べる。

第 2 章は、鋼製橋脚の耐震性能向上策の 1 つとしてあげられるコンクリートを部分的に充填する手法に着目し、特に、充填コンクリートの最適充填高さに関する解析的な検討について述べる。具体的には、充填コンクリートの終局ひずみを既往の実験結果との比較を通して再設定し、鋼製橋脚の耐震性能実験との比較による解析手法の妥当性検証、逆 L 形鋼製橋脚および鋼製門形ラーメン橋脚に対する本手法の適用を行う。

第 3 章は、鋼製橋脚の耐震性向上策として、上記第 2 章で取り上げたコンクリート部分充填と免震支承の導入を想定して、これら 2 方策による応答の変化をまとめ、単柱式鋼製橋脚の設計指針の提案について述べる。

第4章は、構造物－地盤の連成を考慮した鋼製橋脚の地震応答解析に関する基礎的検討について述べる。地盤との連成効果を地盤バネでモデル化した地盤バネモデルの構築、および、同連成効果を有限要素法にてモデル化した FEM モデルの構築を行う。その際には、解析領域に入力する地震動に関する検討を行う。特に、構造物、地盤の固有周期に着目し、地震動の卓越周期との相関から、地盤連成の必要性について述べる。さらに、多径間連続高架橋を解析対象として取り上げ、橋脚の応答性状に及ぼす減衰マトリクスの影響について述べる。

第5章は、鋼製橋脚に対する耐震設計において、上記第2章及び第3章で取り上げた耐震技術および免震技術に変わる第3の方策として、制震デバイスに着目し、その中でも座屈拘束ブレースについて、実験的及び解析的に行う検討について述べる。座屈拘束ブレースは、主構造に変わって塑性変形を起こし、いわば主構造の犠牲的な部材として働くデバイスである。数値解析モデルの構築は、ブレースと拘束材の接触問題としてとらえ、ブレースの軸方向に対して単調載荷および繰り返し載荷履歴を受ける場合の挙動を把握することに努める。また、性能実験では、同ブレースの数値解析モデルの妥当性の検証、および、本研究で考案している座屈拘束ブレースが目標性能を持つかどうかの検証を行う。

第6章は、上記第5章にて対象とした座屈拘束ブレースを主構造物に導入することを念頭に置いた簡易耐震設計法の確立について述べる。簡易設計は、座屈拘束ブレースに必要とされる強度と剛性を、ブレースに用いる鋼材の降伏応力とブレースの断面積に置き換え、それらを簡易に求められる設計法を所要降伏震度スペクトル^{1.60)}を用いて提案する。

第7章は、第4章で取り上げた多径間連続高架橋に制震ブレースを導入することに関する解析的検討について述べる。上記第5、6章で取り上げた座屈拘束ブレースは、その構造物に導入する形態によって、基礎構造物への荷重負担増が懸念される。本章では、第4章にて考案した構造物－地盤連成解析を行うことのできるモデルにて、制震ブレースの導入がもたらす種々の効果をまとめる。

第8章は、結論であり、各章で得られた成果に基づき本論文の総括を行い、さらに今後行われるべき研究課題に関する展望について述べる。

参考文献

- 1.1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG（主査：宇佐美勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成8年7月。
- 1.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説書，V 耐震設計編，平成8年12月。
- 1.3) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，平成12年4月。
- 1.4) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン，JSSC テクニカルレポート，No.49，2001。
- 1.5) 日本鋼構造協会：土木構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会（主査：宇佐美勉），2003.10。
- 1.6) 土木学会：橋の動的耐震設計，地震工学委員会・動的耐震設計法に関する研究小委員会（委員長：大塚久哲），2003.3。
- 1.7) J.P.ウォルフ：構造物と地盤の動的相互作用解析，鹿島出版会，1996。
- 1.8) 土木学会耐震工学委員会，動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用，平成4年9月。
- 1.9) Merritt, R.G., Housner, G.W.: Effect of Foundation Compliance on Earthquake Stresses in Multistory Buildings, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.44, No.4, pp.551－569, 1954。

- 1.10) 竹宮宏和, 祐保芳樹: 直接時間領域 BEM による地盤と構造物の動的相互作用場の波動論的考察, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.237-245, 1995.10.
- 1.11) 若井明彦, 鶴飼恵三, 松田哲夫: 動的弾塑性 FEM による地盤-橋梁系の地震時挙動予測, 第 2 回都市直下地震災害総合シンポジウム, pp.265-268, 1997.
- 1.12) Penzien, J.: Soil-Pile Foundation Interaction, Earthquake Engineering, Chapter 14, ed. R.I. Wiegel, Prentice-Hall, pp.349-381, 1970.
- 1.13) 河村壮一: 埋立軟弱地盤に建つ杭支持構造物の地震動観測と解析, (その 7) Penzien 型モデルと集約型モデル, 日本建築学会, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.415-416, 1975.10.
- 1.14) 大塚久哲, 高野道直, 小山保郎, 川野亮: 道路橋橋脚の動的解析における基礎の減衰定数に関する考察, 土木学会構造工学論文集, Vol.46A, pp.729-736, 2000.3.
- 1.15) 葛西昭, 宇佐美勉, 能登晋也: 鋼製橋脚-地盤系の地震応答解析における減衰マトリクスに関する一考察, 土木学会構造工学論文集, Vol.49A, pp.465-474, 2003.3.
- 1.16) 張鋒, 木村亮, 廬志偉: 軸力変動を考慮できる AFD モデルを用いた杭基礎・地盤・上部工一体系弾塑性動的解析, 土木学会, 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書, pp.27-34, 2001.9.
- 1.17) 森伸一郎, 三浦房紀, 張鋒, 岸下崇裕, 岩上憲一, 砂坂善雄: 杭基礎構造物の一斉地震応答解析, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.457-468, 2002.3.
- 1.18) Konagai, K., Ahsan, R. and Maruyama, D.: Simple Expression of the Dynamic Stiffness of Grouped Pile in Sway Motion, International Journal of Earthquake Engineering, 2000.
- 1.19) 矢部正明, 川島一彦: 降伏耐力比に着目した杭基礎の損傷度に関する検討, 第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.47-54, 1998.12.
- 1.20) 矢部正明, 川島一彦: 橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.51-68, 1999.7.
- 1.21) 孫利民, 林秀侃, 幸左賢二, 後藤洋三, 大内一: 非線形地震応答解析による RC 単柱橋脚の被災要因分析, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.679-688, 1998.3.
- 1.22) 孫利民, 後藤洋三: 杭基礎を有する RC 橋脚の非線形地震応答解析, 土木学会, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.837-840, 1999.7.
- 1.23) 笹田修司, 平尾潔, 成行義文, 沢田勉: 基礎との相互作用を考慮した RC 橋脚の所要降伏震度の簡易推定法に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.821-831, 2002.3.
- 1.24) 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征: 基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.593-602, 1996.3.
- 1.25) 中島章典, 金丸和稔, 土岐浩之: 橋脚-基礎地盤系の地震時における減衰性状について, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.763-770, 1999.3.
- 1.26) 矢部正明, 川島一彦: コンクリート充填鋼製橋脚における降伏耐力比と杭基礎の損傷度の関係, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.771-782, 1999.3.
- 1.27) 原田隆典, 野中哲也: 横ずれ断層近傍における連続高架橋の地震応答特性, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.843-849, 2001.3.
- 1.28) 常田賢一: 土木構造物における地震断層の工学的対応に関する考察, 土木学会論文集, No.752/I-66, 2004.1.
- 1.29) 山岸睦功, 川島一彦, 庄司学, 後藤和満: 不等橋脚で支持された谷部横断型 3 径間連続橋に対す

- る地震時保有耐力法の適用性，第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.35-42，2000.12.
- 1.30) 工藤忠，中島章典，斉木功：簡易モデルを用いた高架橋システムの弾塑性地震応答解析，第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.93-100，2000.12.
- 1.31) 村山隆之，白石法行，井上高志，奥野時雄，野中哲也，福地聖：鋼製橋脚を有する連続高架橋の耐震設計，第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.263-270，2000.12.
- 1.32) 大中英揮，渡辺仁，石川義樹，濱頭憲男，村田慎：5 径間連続曲線橋の 3 次元非線形動的解析と耐震性の検討，第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.351-358，2002.1.
- 1.33) 謝旭，山下幹夫，石橋悟，国分修一：不等かつ高橋脚を有する免震橋の耐震性に関する一考察，第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.35-42，2002.1.
- 1.34) 中村剛，Anat RUANGRASSAMEE，川島一彦：バリアブルダンパーとしての MR ダンパーの適用性に関する研究，土木学会論文集，No.759/I-67，pp.325-335，2004.4.
- 1.35) 吉野次彦，狩野芳一，桑原達夫，宗村美貞：ブレース入耐力壁の実験的研究（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.403-404，1971.11.
- 1.36) 若林實，中村武，樫原章雄，森菌哲郎，横山浩明：繰返し水平力を受ける絶縁ブレース内蔵 PC 壁板の弾塑性性状に関する実験的研究（その 1），（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1041-1044，1973.10.
- 1.37) 谷資信，木原一成：鉄骨コンクリート構造における鉄骨の座屈に関する基礎研究，日本建築学会論文報告集，第 72 号，pp.1-6，1962.
- 1.38) 藤本盛久，和田章，佐伯英一郎，渡辺厚，人見泰義：鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究，構造工学論文集，Vol.34B，pp.249-258，1988.10.
- 1.39) 長尾直治，御厨孝二，松本裕二，高橋茂治：アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究（その 1-4），日本建築学会大会学術講演梗概集，C 構造Ⅱ，pp.1329-1336，1988.10.
- 1.40) 長尾直治，高橋茂治，御厨孝二，結城俊二：アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究（その 5-7），日本建築学会大会学術講演梗概集，C 構造Ⅱ，pp.1501-1506，1989.10.
- 1.41) 長尾直治，高橋茂治：角鋼管を鉄筋コンクリートで被覆したアンボンドブレースの弾塑性性状（その 1），日本建築学会構造系論文報告集，第 422 号，pp.105-115，1990.9.
- 1.42) 長尾直治，高橋茂治：角鋼管を鉄筋コンクリートで被覆したアンボンドブレースの弾塑性性状（その 2），日本建築学会構造系論文報告集，第 422 号，pp.45-56，1991.4.
- 1.43) 松本信之，岡野素之，在田浩之，曾我部正道，涌井一，大内一，高橋泰彦：鋼製ダンパー・ブレースを有する RC 鉄道高架橋の耐震性能，構造工学論文集 Vol.45A，pp.1411-1422，1999.3.
- 1.44) 松本信之，曾我部正道，岡野素之，涌井一，大内一：鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究，構造工学論文集 Vol.46A，pp.547-554，2000.3.
- 1.45) 岡野素之，大野了，松本信之：縦型鋼製ダンパーを有する RC 高架橋の震動大実験と解析，構造工学論文集，Vol.50A，pp.951-958，2004.3.
- 1.46) 金治英貞，鈴木直人，美濃智広：長大トラス橋の損傷制御構造における履歴型ダンパー最適構造

と配置に関する基本検討，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会地震工学委員会，pp.377-384，2003.

- 1.47) 野中哲也・宇佐美勉・吉野広一・坂本佳子・鳥越卓志：上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究，土木学会論文集，No.731/I-63，pp.31-49，2003.
- 1.48) 宇佐美勉，葛漢彬，日沖堅治，路志浩，河野豪：制震ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上—橋軸直角方向地震動に対する検討—，土木学会論文集，No.766/I-68，pp.245-261，2004.7.
- 1.49) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraji H. P. Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525，pp.69-82，1995.10.
- 1.50) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説書，V 耐震設計編，1996.12.
- 1.51) 大橋雄二：地震と免震—耐震の新しいパラダイム—，朝倉書店，1996.
- 1.52) 宇佐美勉，水越秀和，鈴木森晶：鋼製橋脚の要求性能と保有性能，橋梁と基礎，Vol.32，No.1，pp.45-49，1997.
- 1.53) 鈴木森晶，水越秀和，宇佐美勉：鋼製橋脚の非線形動的解析，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1997.5.
- 1.54) 宇佐美勉，葛漢彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形断面高圧縮部材の繰返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.249-262，1993.3.
- 1.55) 葛漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰返し挙動を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163-176，1994.3.
- 1.56) 才塚邦宏，木曾英滋，宇佐美勉，伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.277-288，1995.3.
- 1.57) 宇佐美勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.523/I-33，pp.55-67，1995.10.
- 1.58) 鈴木俊光，宇佐美勉，伊藤義人，豊島径：細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動，土木学会論文報告集，No.537/I-35，pp.77-88，1996.4.
- 1.59) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992.
- 1.60) 西村昭彦・室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定，鉄道総研報告，第13巻第2号，pp.47-50，1999.

第2章 コンクリート部分充填鋼製橋脚の最適充填高さに関する検討

2.1 まえがき

コンクリートを柱基部に適切な高さだけ充填することにより、鋼製橋脚の耐震性能（強度と変形能）が飛躍的に向上することをこれまでの静的、準静的（繰り返し載荷）およびハイブリッド地震応答実験が実証している^{2.1)}。さらに、かかる鋼製橋脚に対する終局耐震設計指針案も作成されている^{2.1)、2.2)}。コンクリートを柱基部に部分的に充填することにより、柱基部の構成板要素の局部座屈が防止あるいは遅らされ、さらにコンクリート充填部の上方の中空断面部で適度な塑性変形が起こるため、橋脚全体の変形能が向上するというのがこの設計法の基本的な考えである。なお、平成8年12月には、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編^{2.3)}が改訂され、コンクリート充填鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法が基準化されている。

本章では、上述の設計法に対して、設計実務に際しての以下の問題点、

- ① 柱基部と中空断面部で同時に限界状態に達するようなコンクリート充填高さ（最適充填高さ）を求めないといけないが、その初期値はどの程度か。
 - ② 最適充填高さの時の変形能はどの程度か？
 - ③ 鋼製橋脚の耐震性能は多くのパラメータの影響を受けるが、それらのパラメータの敏感度は？
- について、解析的な検討を行った。本章は、文献^{2.1)}、^{2.2)}の設計法に若干の検討を加え、この設計法を適用する場合に必要な上記の諸点に対するパラメトリック解析の結果をまとめ、設計のための資料を提供しようとするものである。対象とする鋼製橋脚は、単柱式鋼製橋脚である。特に充填コンクリートの最適充填高さを具体的な項目として取り上げた。なお、後半では、鋼製門形ラーメン橋脚や逆L形鋼製橋脚についても取り上げる。

2.2 耐震照査法の概要

文献^{2.2)}で提案された照査法の骨子を以下に示す。

- ① 充填コンクリートの影響を無視して、震度法により1次設計を行う。
- ② 地震時保有水平耐力照査（2次設計）はコンクリート充填橋脚について行う。
- ③ コンクリートの充填高さは、コンクリート充填部と中空断面部がほぼ同時に終局状態に達するようにする。このときの充填高さを最適充填高さと呼ぶ。
- ④ 橋脚を一定鉛直荷重（上部構造の自重を想定）のもとで漸増水平荷重を受けるはり一柱にモデル化（図-2.1参照）し、水平荷重－水平変位関係を弾塑性有限変位解析によって求める。
- ⑤ 橋脚の終局状態は、コンクリート充填部または中空断面部のいずれかが終局状態になったときとする。④の解析で橋脚がこの終局状態に達する条件より橋脚頂部の終局変位が求められ、塑性率が算定できる。
- ⑥ コンクリート充填部の終局状態は、コンクリート最外縁の、部材の長さ方向のある領域（有効破壊長と称する）の平均ひずみが、コンクリートの限界圧縮ひずみ（0.6%と仮定）に達したときとする。
- ⑦ 中空断面部の終局状態は、圧縮フランジの、有効破壊長領域における平均ひずみが圧縮補剛板の終局ひずみに達したときとする。

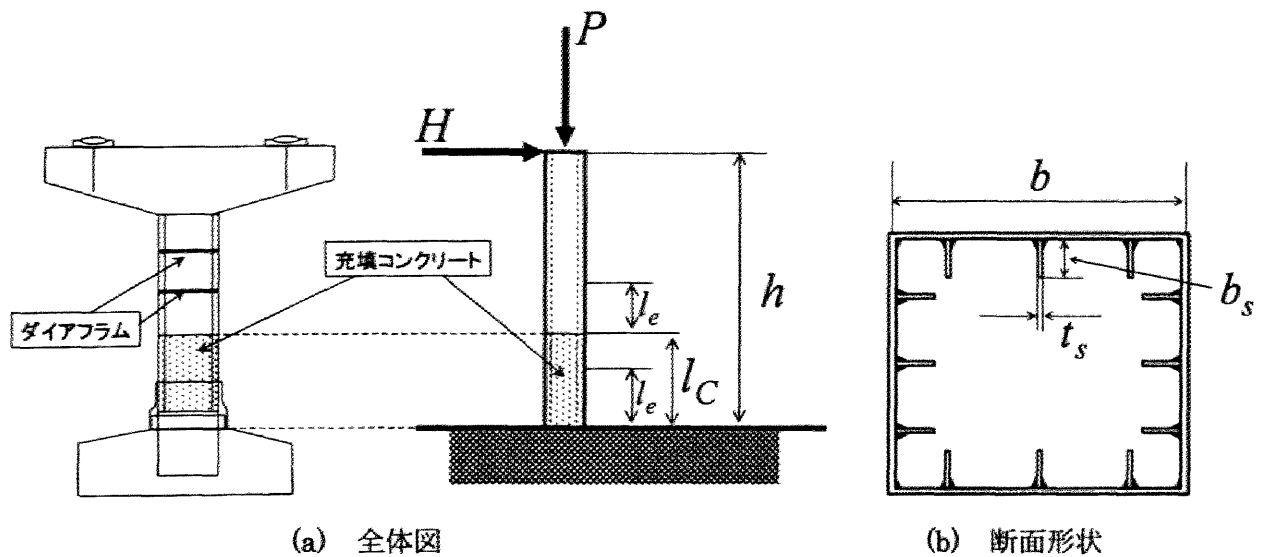


図-2.1 解析モデル概念図

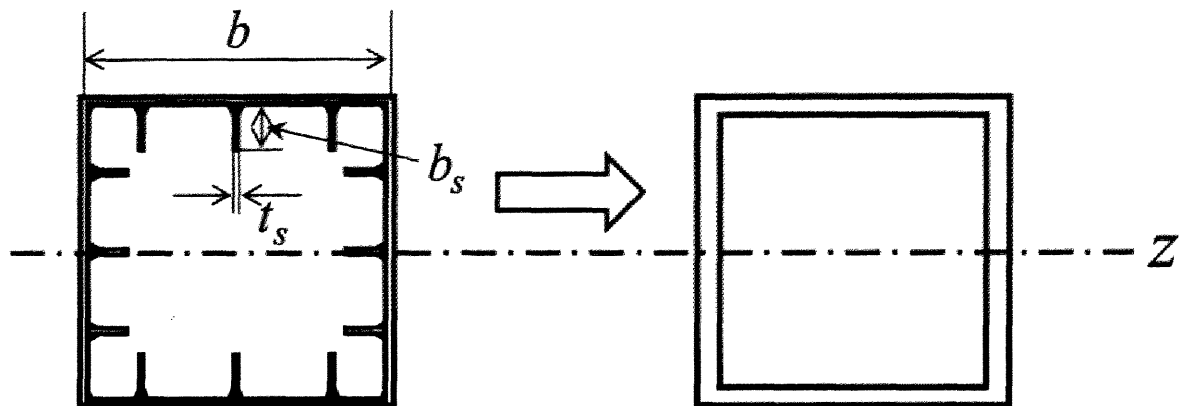
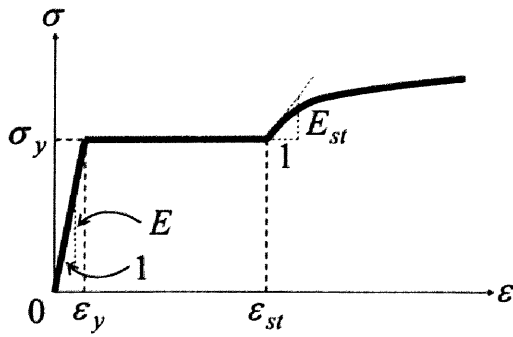


図-2.2 等価断面概念図

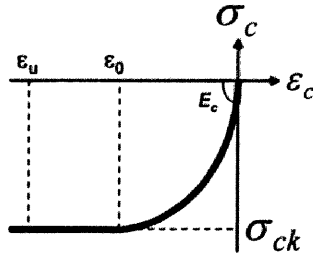
- ⑧ その他は平成2年道路橋設計示方書・V耐震設計編の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査法に準ずる。

本研究における水平荷重－水平変位関係（ $H-\delta$ 関係）とは、図-2.1 に示されるような、一定鉛直荷重 P の下で、水平荷重 H と、その水平荷重の作用に伴う自由端での水平変位 δ との関係のことである。鋼製橋脚においては、 $P-\Delta$ 効果の影響を考慮する必要があるため、本研究では、有限変位の影響を取り入れた、弾塑性有限変位解析^{2.1)・2.2)}によって求める。ただし、この段階において局部座屈の影響は考慮しない。また、コンクリートの充填に関しては、コンクリートと鋼は完全付着とし、平面保持の仮定を用いることとする。ここに、図-2.1 において、 h は柱高さを、 l_c はコンクリート充填高さを、 l_e は有効破壊長^{2.2)}を示している。

なお、断面形状は、補剛箱形断面（図-2.1(b)）を仮定している。ただし、解析上では、計算の簡略化をはかるため、補剛箱形断面を図-2.2 にあるように等価な無補剛箱形断面に置換する。等価断面に関する条件は、①断面の外形は変わらない。②断面積は変わらない。③図-2.2 における z 軸回りの全塑性モーメントは変わらない。以上の3条件である。また、鋼材の応力－ひずみ関係は、ひずみ硬化の影響を考え、図-2.3(a)に示される等価応力－等価ひずみ関係を用いる。なお、同図において、 σ_y は降伏応力を、 ε_y は降伏ひずみ、 ε_{st} はひずみ硬化開始ひずみ、 E_{st} はひずみ硬化開始時の弾性係数を示し



(a) 鋼材



(b) 充填コンクリート

図-2.3 解析に用いる応力-ひずみ関係

表-2.1 材料特性値

鋼材	ξ	E/E_{st}	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$
SS400	0.06	40	10
SM490	0.06	30	7
SM570	0.02	100	3

ている。ひずみ硬化開始後の接線勾配 E' は、引張試験の結果に基づき次式のように表される。

$$E' = E_{st} e^{-\xi \left(\frac{\varepsilon/\varepsilon_y - \varepsilon_u/\varepsilon_y}{\varepsilon_y} \right)} \quad (2.1)$$

ここに、種々のパラメータ ξ 、 E/E_{st} 、 $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$ は、各種の鋼材において、引張試験の結果に基づき決定される。その得られた材料特性は、表-2.1 に示すとおりである。コンクリートは、横方向に拘束のない場合、圧縮力が作用すると、横方向に膨張していき強度が低下するが、本研究において、鋼柱の鋼板によってコンクリートの横方向への膨張を拘束することができると考え、図-2.3(b)に示されるような強度低下のない一軸応力状態を仮定した。なお、 $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$ では、式(2.2)を満たす応力-ひずみ関係となる。

$$\sigma_c = \sigma_{ck} \left\{ 2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right\} \quad (2.2)$$

また、具体的な解析手法の詳細に関しては、文献 2.1)、2.2) を参照されたい。

水平荷重-水平変位関係において終点を定めるために、橋脚の破壊基準が必要であり、その定められた点により、終局水平荷重 H_u およびその点での変位 δ_u が求められる。文献 2.2) によると、破壊の判定は有効破壊長区間における平均圧縮ひずみを用いることとしている。本研究においてもこの判定方法を用いる。コンクリートの最縁端のひずみ分布、および、鋼板のひずみ分布は、一般に図-2.4 の ε_c 、 ε_s のように図示することができる。平均圧縮ひずみとは、コンクリート充填部ではコンクリートの最縁端に発生する圧縮ひずみの有効破壊長領域での平均値 ($\varepsilon_{a,c}$) のことであり、中空断面部においてはフランジに発生する圧縮ひずみの有効破壊長領域での平均値 ($\varepsilon_{a,s}$) のことである。ここで、有効破壊長とはフランジ幅 b の 0.7 倍であり 2.1)、2.2)、コンクリート充填部は柱基部から、中空断面部はコンクリート充填部上端から上方にとる領域のことをいう。また、中空断面部においては、フランジ幅 b の 0.7

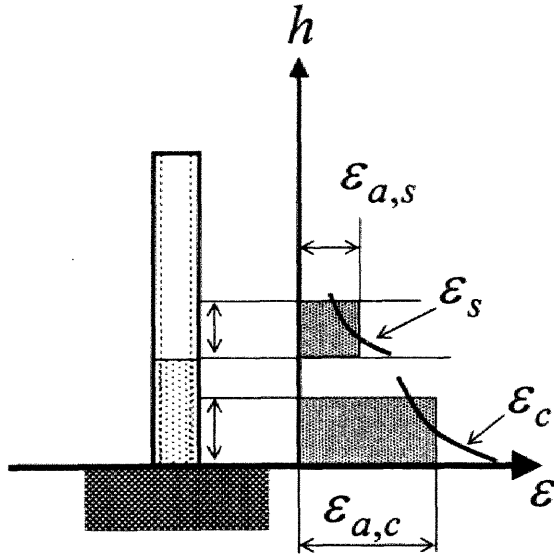


図-2.4 平均ひずみ概念図

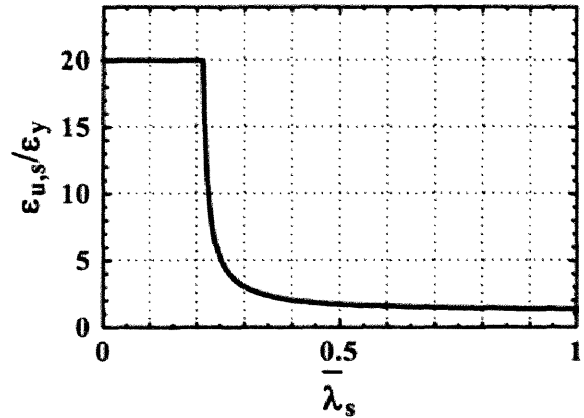


図-2.5 鋼材の限界ひずみ

倍の領域内にダイアフラム、または、横方向補剛材が設置されている場合には、有効破壊長は、コンクリート充填部上端からそのダイアフラムまでの間隔となる。

次に、各領域での部材の損傷度 D_c 、 D_s を式(2.3)、(2.4)のように定める。

$$D_c = \varepsilon_{a,c} / \varepsilon_{u,c}, \quad D_s = \varepsilon_{a,s} / \varepsilon_{u,s} \quad (2.3), (2.4)$$

ここに、 $\varepsilon_{u,c}$ 、 $\varepsilon_{u,s}$ は、それぞれコンクリート充填部、中空断面部における限界ひずみを示しており、具体的な値については後述する。

コンクリート充填部および中空断面部のいずれかの部分の損傷度が、1.0 に達することは橋脚の破壊を意味する。

補剛板の限界ひずみ、すなわち中空断面部での限界ひずみは、文献 2.2)により、式(2.5)のように定められている。

$$\frac{\varepsilon_{u,s}}{\varepsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (2.5)$$

ただし、 $\bar{\lambda}_s \leq 0.20$ のときは $\varepsilon_{u,s} / \varepsilon_y = 20.0$ とする。式(2.5)の $\varepsilon_{u,s} / \varepsilon_y - \bar{\lambda}_s$ 関係は、図-2.5 に示される。同

図より $\bar{\lambda}_s$ が 0.20 から 0.30 にかけて急激に変化しており、後述するパラメータの設定の参考となっている。ここに、 $\bar{\lambda}_s$ は補剛材細長比パラメータと呼ばれ、式(2.6)で定義される。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2.6)$$

同式において、 r_s は 1 本の補剛材と隣接パネルからなる T 形断面（図-2.6 参照）の板パネルに平行な主軸回りの断面 2 次半径、 a は補剛板の長さ（ダイアフラムまたは横方向補剛材間の間隔 a ）、 Q は補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強度を表す。この板パネルの強度は式(2.7)で与えられる^{2.4)}。

$$Q = \frac{1}{2R} \left(\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R} \right) \leq 1.0 \quad (2.7)$$

ここに、 β は圧縮残留応力と最大初期たわみの関数で表されるが、圧縮残留応力が降伏応力の 0.3 倍、最大初期たわみがフランジ幅の 1/150 のとき次式のようなになる。

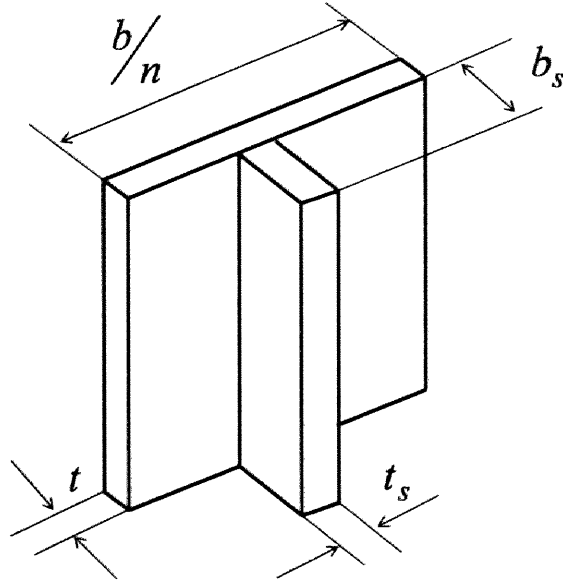


図-2.6 補剛材を含む T 形断面概念図

$$\beta = 1.33R + 0.868 \quad (2.8)$$

式(2.7), (2.8)において, R は幅厚比パラメータを表し, 式(2.9)で表される.

$$R = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2.9)$$

ここに, n =サブパネル数, t =板厚, σ_y =降伏応力, E =弾性係数, ν =ポアソン比を表す. なお, 以後, フランジ板における幅厚比パラメータは, R_f のように添字として f を付けることとするが, 定義式に関しては, 式(2.9)と同様である.

コンクリートの限界圧縮ひずみは, 文献 2.2)では 0.006 と仮定したため, $\varepsilon_{u,c} = 0.006$ であったが, この妥当性について次節で検討する.

2.3 充填コンクリートの限界圧縮ひずみに関する検討

図-2.7 は, 名古屋大学において行われた箱形断面を有するコンクリート部分充填単柱式鋼製橋脚の実験結果^{2.5)}の一例と, 解析結果とを比較したものである. 図-2.7 における実験結果とは, 幅厚比パラメータ R_f を 0.45, 柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を 0.25, コンクリートの充填高さを柱高さの 1/2 に設定した供試体に関するものである. ここで, 柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は, 次式で表される.

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2.10)$$

ここに, r は鋼断面の断面 2 次半径を表す.

図-2.7 において, (a), (b), (c)の順に水平荷重-水平変位, コンクリート充填部の損傷度-水平変位, 中空断面部の損傷度-水平変位の関係を表す. 水平荷重および水平変位は, それぞれ軸力を考慮した鋼柱のみの降伏水平変位 H_y および H_y に対応するコンクリート充填柱の変位 δ_y で無次元化されている. 図-2.7(a)における四角印は, 実験の水平荷重が最大を超えて, 95%まで低下したときを破壊とみなした場合^{2.1)}の破壊点である. 文献 2.2)による破壊基準 ($\varepsilon_{u,c} = 0.006$) では, 図-2.7(a)の三角印が計算上の破壊点であると判断され, 変形能という点においてかなり安全側に設定されていることが分かる. そこで, コンクリートの限界圧縮ひずみを 1.0%, 1.1%および 1.5%と変化させて変形能を算定して, 名古

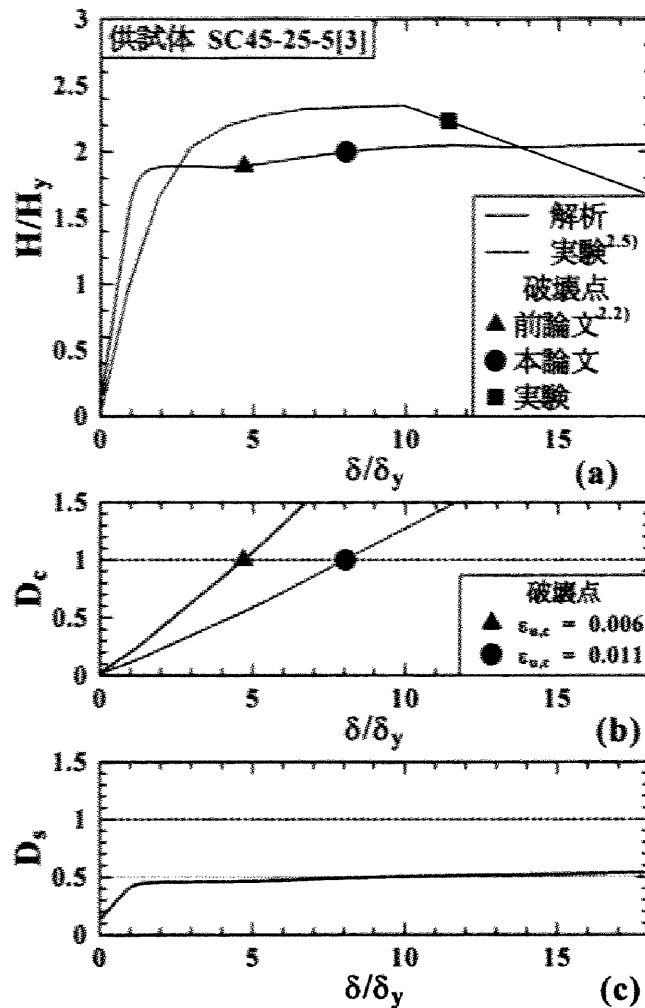
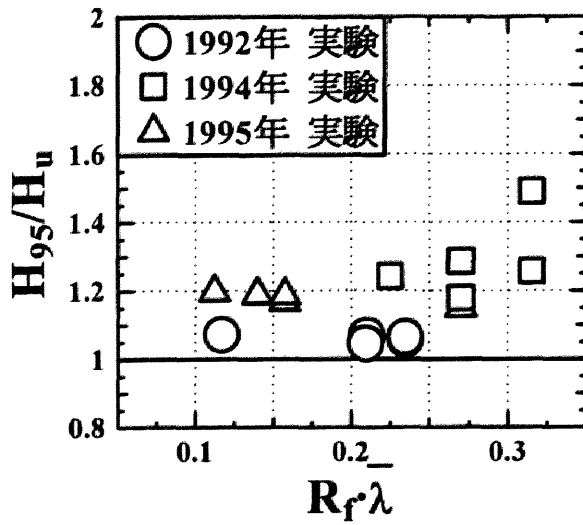


図-2.7 実験値と解析値との比較

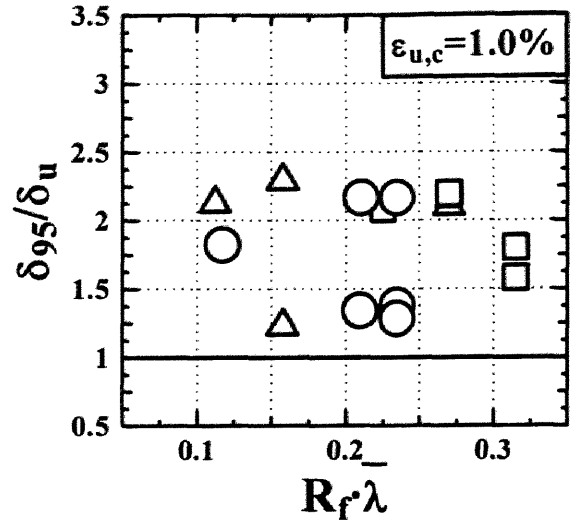
屋大学で行われた実験結果^{2.5),2.6)}と比較する(図-2.8)。なお、補剛板の限界圧縮ひずみ、および、部材の破壊点の定義(荷重が、最大荷重の95%まで低下した点)は、文献^{2.2)}と同じとする。図-2.8(a), (c), (e)は、横軸として幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ の積をとり、縦軸には実験時において最大水平荷重の95%まで低下した荷重(H_{95})と、解析から得られた破壊点における水平荷重(終局水平荷重 H_u)との比をとったものである。また、図-2.8(b), (d), (f)は、縦軸に H_{95} に対応する水平変位(δ_{95})と解析による破壊点における水平変位(δ_w)との比をとったものである。

コンクリートの限界圧縮ひずみが1.0%の場合では、まだ変形能および強度に十分余裕があることが分かる。これを1.5%にすると、図-2.8(e), (f)に示されるように、いくつかのデータが1.0よりも小さくなり、解析が危険側を呈する。ここに、解析による破壊点での値(終局水平荷重、終局水平変位)が、実験におけるそれぞれの値よりも大きくなることを危険側としている。そこで、限界圧縮ひずみを1.1%にすると、図-2.8(c), (d)に示されるようにすべてのデータにおいて、1.0を上回り、解析が安全側を示す。限界圧縮ひずみが、0.6%や1.0%であっても、解析は安全側を示すが、橋脚の持つ強度と変形能を十分活用するためには、解析が安全側を示し、限界ひずみをできる限り大きくする必要がある。従って、コンクリートの限界圧縮ひずみ $\epsilon_{u,c}$ を1.1%に定めることは、過去の実験結果との比較において、危険側の評価を下すものが存在しないことから、妥当であると考えられる。

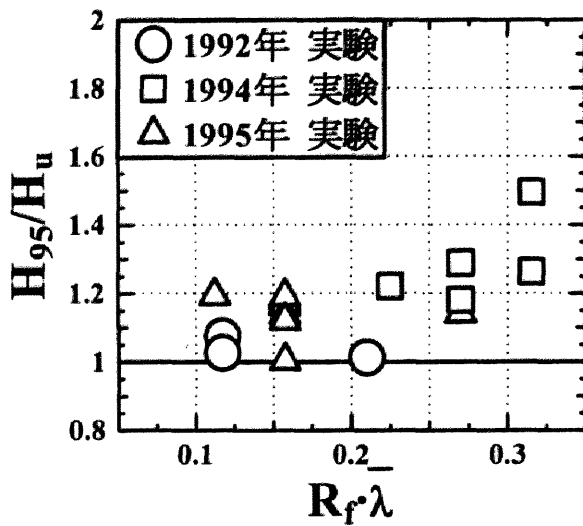
図-2.7には、 $\epsilon_{u,c} = 1.1\%$ とした時の破壊点が丸印で示されている。実験での破壊点と比較すると、良い精度で推定できており、また、解析が安全側であることが分かる。



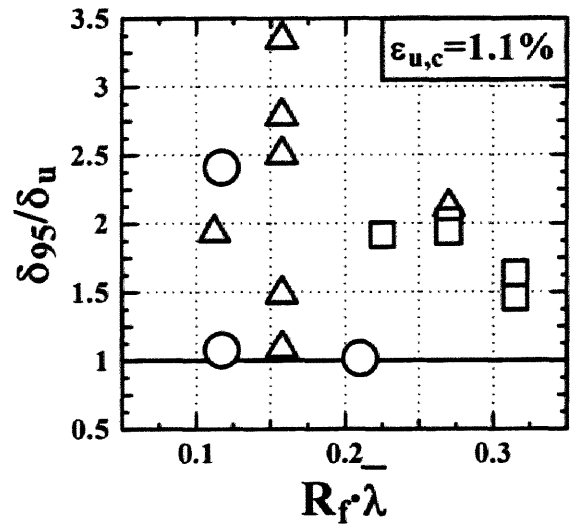
(a) $H_{95}(\epsilon_{u,c}=1.0\%)$



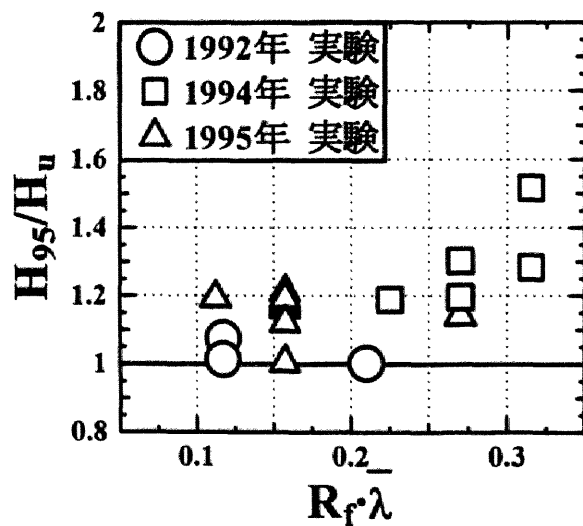
(b) $\delta_{95}(\epsilon_{u,c}=1.0\%)$



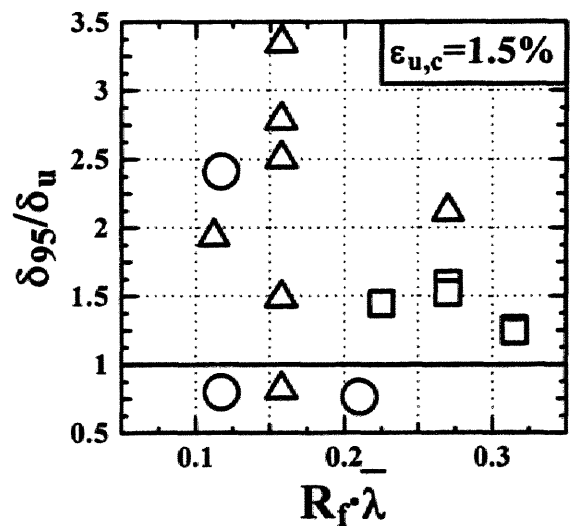
(c) $H_{95}(\epsilon_{u,c}=1.1\%)$



(d) $\delta_{95}(\epsilon_{u,c}=1.1\%)$



(e) $H_{95}(\epsilon_{u,c}=1.5\%)$



(f) $\delta_{95}(\epsilon_{u,c}=1.5\%)$

図-2.8 解析により得られた終局強度及び終局変位と実験結果との比較

2.4 充填コンクリートを最適充填高さまで充填した際の変形能に関する検討

図-2.9 は、 R_f を 0.4、 $\bar{\lambda}$ を 0.3、 $\bar{\lambda}_s$ を 0.2 に設定し、コンクリートの充填高さを変えた正方形補剛箱形断面橋脚に対する解析結果を示したものである。図-2.9 における(a), (b), (c)の各軸は、図-2.7 と同様である。(d)は、縦軸がコンクリートの充填率を示しており、横軸は、コンクリート充填部の損傷度が 1.0 に達する時の変位 (丸印)、あるいは、中空断面部の損傷度が 1.0 に達する時の変位 (四角印) を表したものである。同一の充填率において、黒く塗りつぶされたものが、先に破壊点に達した方の変位を表している。なお、 $l_c/h=0.12, 0.14, 0.18$ に対する $H-\delta$ 曲線、 $D_c-\delta$ 曲線、 $D_s-\delta$ 曲線は、それぞれの図を分かりやすくするために、図に示されていない。

片持柱の曲げモーメントは、柱の基部に向かうに従って大きくなるため、ひずみの分布も基部に向かうに従って大きくなる。コンクリートの充填率を上昇させることによって、中空断面部における有効破壊長部分は柱の上方へ移動する。従って、中空断面部の有効破壊長領域における平均ひずみは、充填率が上昇するにつれて小さくなる。図-2.9(c)によると、変位が $10\delta_y$ での平均ひずみ即ち損傷度 D_s は、充填率が 10%では、0.9 程度で、充填率が 30%では、0.4 程度と、充填率が上昇するにつれて、小さくなっている。このことから、損傷度 D_s が 1.0 に達する変位は、充填率の上昇に伴い、大きくなることが分かり、図-2.9(d)の四角印に示す通りである。一方、充填率を上げることによって構造物の強度が上がり、同一の変位における荷重も上昇する (図-2.9(a)参照)。これにより、コ

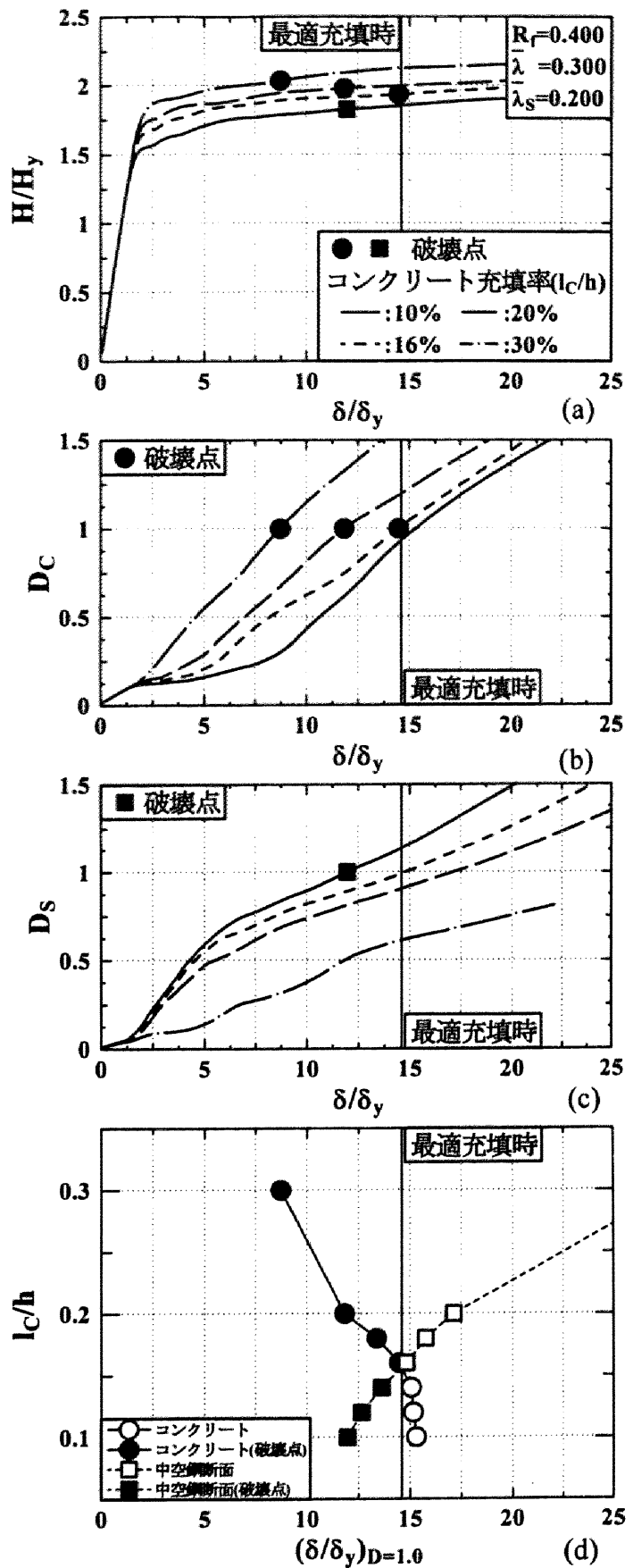


図-2.9 水平荷重、損傷度－水平変位関係

表-2.2 設定パラメータ

弾性係数 E	206 GPa
降伏応力 σ_y	314MPa
ポアソン比 ν	0.3
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	15.7, 19.6, 23.5 N/mm ²
板厚 t	20 mm
幅厚比パラメータ R_f	0.3, 0.4, 0.5
断面形状比 d/b	1.0
補剛板のアスペクト比 a/b	0.50
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.3, 0.4, 0.5, 0.6
補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$	0.2, 0.22, 0.25, 0.3
縦方向補剛材剛比 γ/γ^*	1~8
補剛材本数	フランジ板, ウェブ板に各 3 本
軸力比 P/P_y	震度法 (ただし, I 種地盤) によって定める ^{2.8)}

ンクリート充填部における平均ひずみは上昇することになる。図-2.9(b)において、変位が $10\delta_y$ での損傷度 D_c は、充填率が 10%では、0.45 程度であり、充填率が 30%では、1.1 程度と示されるように、充填率の上昇に伴い、 D_c が大きくなることが分かる。このことから、損傷度 D_c が 1.0 に達する変位は、充填率の上昇に伴い、小さくなることが分り、図-2.9(d)の三角印に示す通りである。

図-2.9(d)では、充填率が定まると、損傷度が 1.0 になる変位がコンクリート充填部、中空断面部においてそれぞれ定まる。例えば、充填率を 20%とすると、 D_c が 1.0 となる変位は $12\delta_y$ 程度であり、 D_s が 1.0 となる変位は $17.5\delta_y$ 程度である。ところが、前述の通り、どちらかの損傷度が 1.0 となったときに構造物としては破壊となるため、終局変位としては、小さい方の変位である $12\delta_y$ が選ばれる。従って、図-2.7(d)において黒く塗りつぶされたものが、終局変位を表す。この図において、コンクリート充填部と中空断面部の同時破壊は、三角印と四角印が一致することで表される。この場合では、充填率が 16%付近で最適なコンクリートの充填率となる。また、塗りつぶされた印を見ると分かるように、同時破壊するときに、終局変位すなわち変形能は、最も大きくなっており、文献 2.2)での仮説は正しかったことが分かった。

2.5 各構造パラメータの敏感度解析

前節にて充填コンクリートの破壊基準を実験結果との比較により再設定した。そこで本節では、新たに定められた鋼および充填コンクリートの破壊基準の元、各種構造パラメータの違いが鋼製橋脚の耐震性能（特に、強度や変形能）に及ぼす影響をまとめる。

2.5.1 設定パラメータ

表-2.2 に示されるような各種のパラメータを設定し、パラメトリック解析を行う。なお、縦方向補剛材剛比 γ/γ^* は、1~8 となっているが、この値は、 $\bar{\lambda}_s$ 、フランジ補剛板のアスペクト比 a/b によって、定めることができるため、このような範囲の表示をしている。また、軸力比 P/P_y (P_y は全断面降伏軸力) は震度法によって定める ^{2.1)}。ただし、I 種地盤に対するものを用いる。これは I 種地盤に対する軸

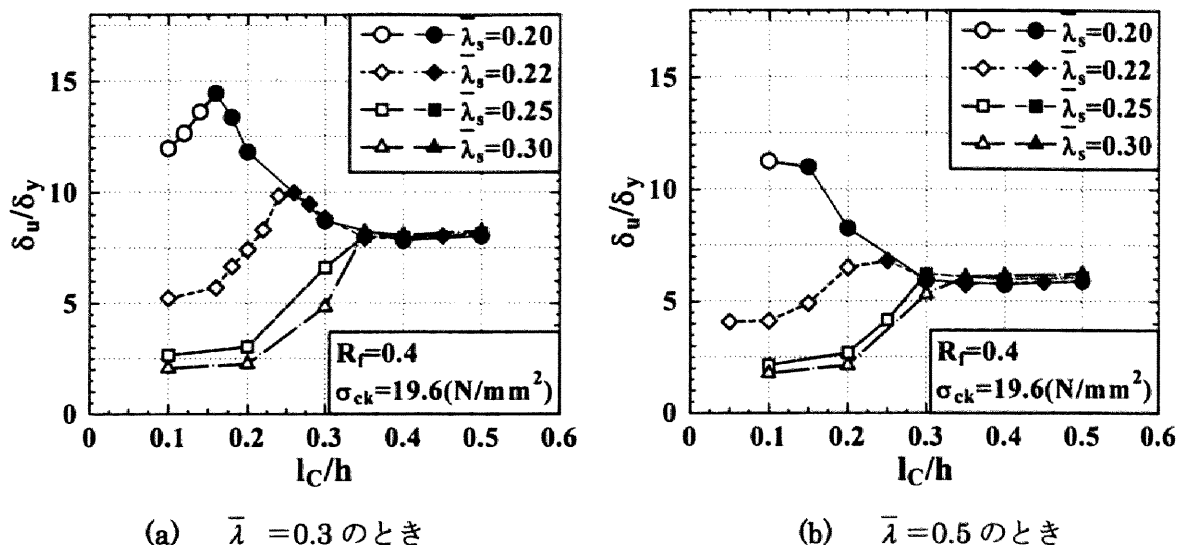


図-2.10 補剛材細長比パラメータの塑性率に対する影響

力比が最も大きいため、軸力が最も大きくなり、構造物に対して最も厳しい条件となるためである。すなわち、この軸力比を用いた解析による結果は、その他の地盤種に対して、安全側となるためである。

2.5.2 解析結果および考察

解析結果を用いて、 $\bar{\lambda}_s$ 、 $\bar{\lambda}$ 、コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} が橋脚の変形能に及ぼす影響およびコンクリート充填高さ l_c/h の敏感度について考察する。

(a) 補剛材細長比パラメータ ($\bar{\lambda}_s$) が橋脚の変形能に及ぼす影響

図-2.10(a)は、幅厚比パラメータ R_f を 0.4 に、 $\bar{\lambda}$ を 0.3 に定めた際の、塑性率（終局変位/降伏変位）とコンクリート充填高さの関係を、 $\bar{\lambda}_s$ をパラメータに表したものである。解析結果の中で、黒く塗りつぶされたものは、コンクリート充填部で破壊したものの、その他は中空断面部で破壊したものを表す。

この図から、コンクリートの充填率によって、塑性率が変化することが分かり、塑性率を最大とさせる充填率、すなわち、コンクリートの最適充填率が存在することが分かる。最適充填されたときの塑性率は、例えば、 $\bar{\lambda}_s = 0.20$ のとき、14.5 程度となっており、 $\bar{\lambda}_s = 0.22, 0.25, 0.30$ のときは、それぞれ 10.0, 8.0, 8.0 程度となっている。つまり、 $\bar{\lambda}_s$ が小さくなるにつれて、最適充填時の塑性率は大きくなり、特に、0.20 に近いと大きな変形能が期待できる。また、 $\bar{\lambda}_s = 0.25$ よりも大きくなると最適充填時の塑性率に大きな差が見られない。

図-2.10(b) は、 $\bar{\lambda}$ を 0.3 から 0.5 に変えたものである。この図においても、 $\bar{\lambda}_s$ が小さくなるにつれて最適充填時の塑性率が大きくなっている。すなわち、最適な充填高さを選んだときの塑性率は、補剛材細長比パラメータによって大きく変化し、その変化の程度は、後述する細長比パラメータの影響に比べて大きい。なお、 $\bar{\lambda}_s = 0.50$ のとき、最適充填率が 0.10 であり、中空断面部で破壊するという結果が得られ、他の最適充填率時のものとは結果が異なる（他は、コンクリート充填部で破壊）ように見受けられるが、コンクリートの充填率を 0.10 と 0.15 の間で、より細かく変化させ解析を行うと、塑性率は更に上昇する。すなわち、真の最適充填率は 0.10~0.15 の間のある点になるため、他のものと異なっているわけではない。

(b) 細長比パラメータ ($\bar{\lambda}$) の違いが橋脚の変形能に及ぼす影響

図-2.11 は、 R_f を 0.4 に $\bar{\lambda}_s$ を 0.2 に設定し、 $\bar{\lambda}$ をパラメータとして解析を行ったものである。

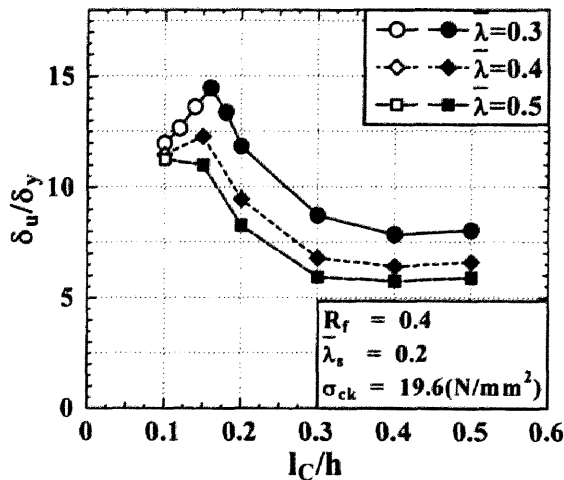


図-2.11 柱の細長比パラメータの影響

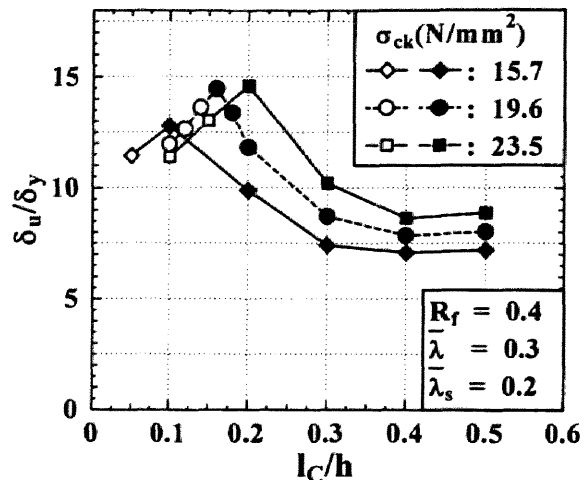


図-2.12 コンクリート強度の影響

この図から、 $\bar{\lambda}$ が小さくなるほど、同一の充填率における橋脚の塑性率は大きくなるが、 $\bar{\lambda}_s$ ほど敏感ではないことが分かる。

また、 $\bar{\lambda}$ のそれぞれの値に対して、最適な充填率を求めると、 $\bar{\lambda}=0.3, 0.4, 0.5$ のとき、 $l_c/h=0.16, 0.15, 0.10$ となり、細長比が大きくなるほど、最適充填率は小さくなるが、ほぼ同じ充填率であるとみなせる。

(c) コンクリートの強度 (σ_{ck}) の違いが橋脚の変形能に及ぼす影響

図-2.12 は、 $R_f = 0.4$ 、 $\bar{\lambda} = 0.3$ 、 $\bar{\lambda}_s = 0.2$ に設定し、コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} を 3 つのタイプに変化させて解析を行った変形能に関する結果である。

この図から、例えば、充填率を 0.3 とすると、コンクリート強度が $15.7N/mm^2$ のとき、塑性率は、7.5 程度であり、コンクリート強度が $23.5N/mm^2$ のとき、塑性率は 10 程度であることが分り、構造物がコンクリート充填部で破壊する際に、コンクリートの充填高さを一定にすると、コンクリート強度の大きいものほど、塑性率は大きくなることが分かる。また、最適充填高さに着目すると、 σ_{ck} の大きなものほど、最適充填高さは大きくなる傾向が見られる。これは、コンクリート強度が大きくなるにつれて、柱基部の終局時の曲げモーメントは大きくなるが、中空断面部においては、終局時の曲げモーメントは変化しないことから分かる。即ち、コンクリート強度が異なる場合、中空断面部での曲げモーメントを同一にするには、強度の大きいものほど充填高さを上げる必要があると言える。

また、最適充填高さを下回ると、上述のようにならず、例えば、充填率が 0.1 のところを見ると、コンクリート強度が $15.7N/mm^2$ のものが最も塑性率が大きい、といった逆転現象が生じるが、これは、中空断面部の損傷度が、コンクリート充填部の比べて早く 1.00 に達し、破壊とみなされるためである。即ち、この場合、中空断面部で破壊となるコンクリート強度が $19.6N/mm^2$ や $23.5N/mm^2$ のものは、コンクリート充填部の変形が $15.7N/mm^2$ のものに比べて小さくなるためである。つまり、鋼材の強度とコンクリートの強度には、バランスが必要で、中空断面部の強度を一定、即ち、 R_f と $\bar{\lambda}_s$ を一定とした場合、このような逆転現象が生じると考えられる。

図-2.13 は、図-2.12 と同様のパラメータのものを、終局水平荷重についてまとめたものである。この図において黒く塗りつぶした部分は、最適な充填率における終局水平荷重を示しているが、コンクリートの強度が $15.7N/mm^2$ の場合、終局強度は、 H_y の 1.8 倍程度であり、コンクリート強度が

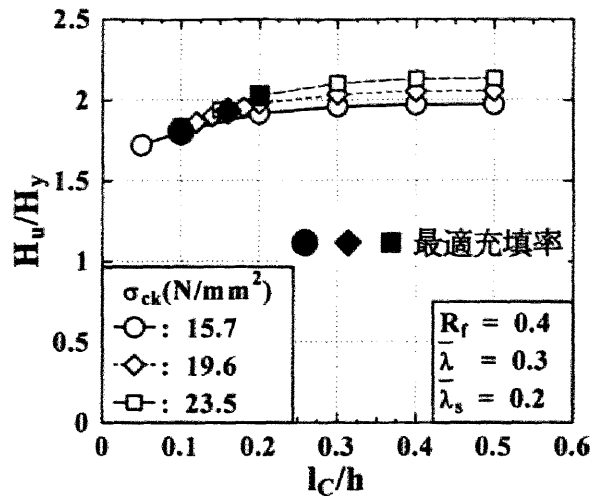


図-2.13 終局荷重-コンクリート充填率関係

23.5N/mm²の場合には、 H_y の2倍程度となる。この図から分かるように、コンクリートを最適充填率より高くしても、終局水平荷重の上昇はそれほど大きくない。

図-2.12によればコンクリートの強度を大きくすることで、より大きな変形能が得られるが、基礎にかかる負担を考えると冗長に大きくすることはあまり好ましくない。従って、実際の設計では外力から要求される目標塑性率に応じて適切なコンクリート強度を選定する必要がある。

(d) コンクリート充填高さ(l_c/h)の敏感度

図-2.10(a)において、 $\bar{\lambda}_s = 0.20$ のときには、最適充填率の前後5%以内において、最大の塑性率に対して、2.0程度の塑性率を失っている。このことから、 $\bar{\lambda}_s$ の小さいものの塑性率は、コンクリートの充填率について非常に敏感であることが分る。 $\bar{\lambda}_s$ が0.25を越えるものは、充填高さの変化に対して比較的穏やかであり、コンクリートの充填率が、最適充填率を上回ったとしても最大の塑性率に比べて余り変化がない。従って、 $\bar{\lambda}_s$ が0.20程度の橋脚の設計を行う時には、コンクリートの充填に注意が必要である。また、 $\bar{\lambda}_s$ が0.25を越えるものは、大きな塑性率の期待はできないが、充填高さが、最適充填高さより大きな領域では、コンクリートの充填率の変化に敏感ではない。

2.6 最適充填率および期待される塑性率

上述のパラメトリック解析結果より、各設定パラメータにおけるコンクリートの最適充填率およびその最適充填時の塑性率を求めることができる。図-2.14は、解析によって得られたコンクリートの最適充填率(l_c/h)_{opt}と塑性率 δ_w/δ_y をまとめたものである。

前節において、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ が0.20のとき、コンクリート充填に対する敏感度が高いことを述べたが、ここでは、 $\bar{\lambda}_s$ をやや敏感度が低くなる0.22としたものを用いている。

図-2.14において、塑性率 δ_w/δ_y と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ との間の関係を見ると、前節で述べたように、細長比パラメータが大きくなると、塑性率が小さくなることが分る。また、コンクリートの最適充填率 l_c/h と $\bar{\lambda}$ との間の関係を見ると、ほぼ横ばいになっていることが分かり、幅厚比パラメータ R_f が大きくなると、最適充填率が上昇していることが分かる。

以上のことから、コンクリートの最適充填率は、概略

- ① $R_f=0.3$ のとき 15~20%

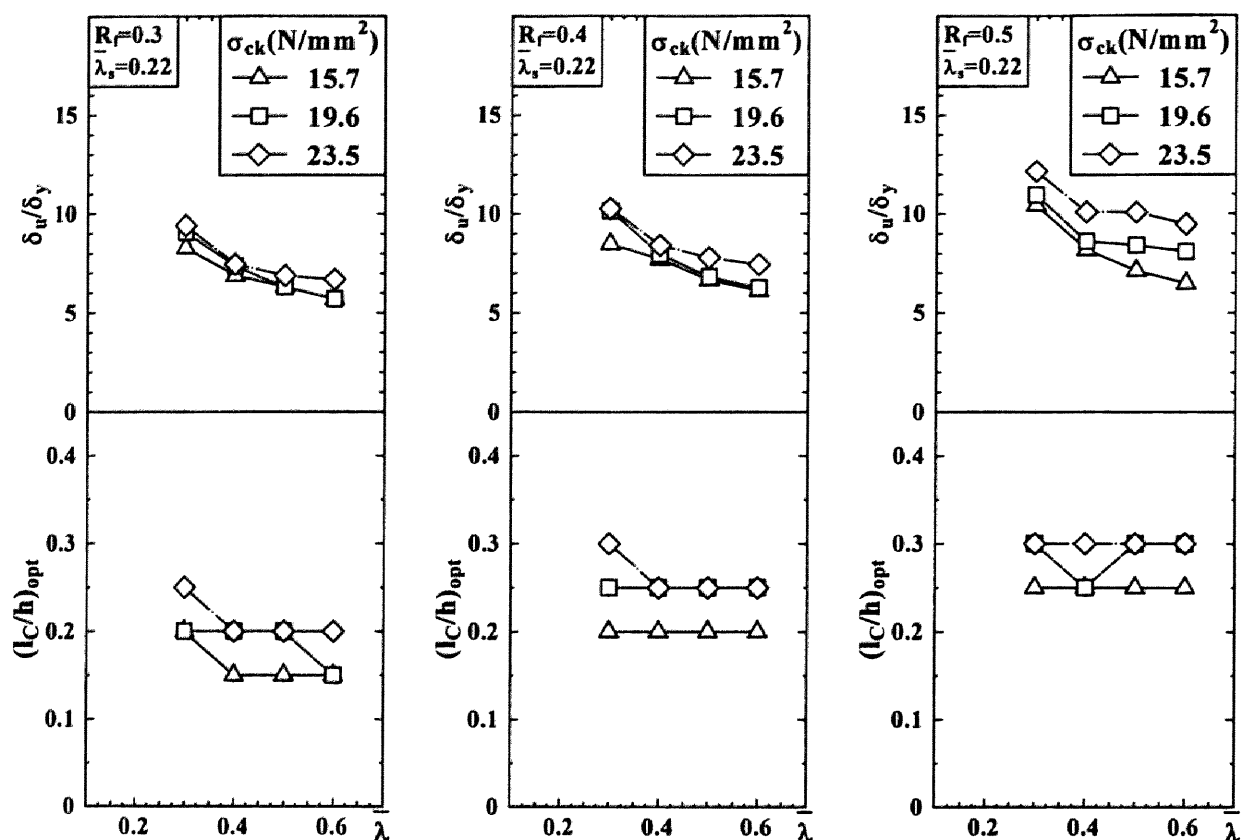


図-2.14 最適充填率及び塑性率

② $R=0.4$ のとき 20～25%

③ $R=0.5$ のとき 25～30%

である。このとき、塑性率は、おおむね 5～10 程度であり、細長比パラメータが小さく、またコンクリートの強度が高いほど、大きな塑性率が期待できる。

設計の段階では、期待する塑性率に対して、細長比パラメータおよび幅厚比パラメータを与えることで、コンクリートの最適充填率を決定することができる。

2.7 コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震実験との比較による本耐震照査法の妥当性

前節にて解析的な検討から、特に、充填コンクリートの破壊基準の見直し、および、最適充填高さに関する検討を行った。本節では、名古屋高速道路公社が実施した実験結果を基に、照査法の妥当性を検討する。なお、本節では、汎用性を考えて、構造解析用プログラム MARC2.7²⁾による数値解析を実施した。解析概要等は前節の通りである。

2.7.1 実験の概要

1996 年に名古屋高速道路公社が土木研究所で実施した、コンクリート部分充填鋼製橋脚（供試体名 N-1, N-2）の繰り返し載荷実験結果を例にして、本解析手法によって得られる結果と実験結果との比較を行い、本解析手法および照査法の妥当性を検討する。

実験供試体の概略図を図-2.15 に示し、諸元を表-2.3 と表-2.4 に示す。供試体の断面形は、2 体とも補剛箱形断面である。角溶接は、板厚 10mm のフランジに対し外側から開先 8mm の部分とけ込み溶接、内側から脚長 4mm のすみ肉溶接を行ったものである。ただし、コンクリート充填部の角溶接は

全断面とけ込み溶接とした。また、コンクリート充填率は、N-1で39%，N-2で41%である。この2つの供試体間で異なるのは、ダイアフラム間隔 l_d だけで、N-1は450mmとし、N-2は700mmとした。ただし、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ を同程度にするため2つの供試体の補剛材幅 b_s と補剛材板厚 t_s が調整されている。また、表-2.4には、鋼材に関しては公称値と引張試験結果の平均値、充填コンクリート材に関しては設計値と圧縮試験結果の平均値が示されている。なお、解析および無次元化に利用する諸量は材料試験結果を用いている。

実験により得られた水平荷重-水平変位履歴曲線と、本研究で行ったMARCでの残留応力を考慮しない解析による水平荷重-水平変位関係を図-2.16に示す。解析では、せん断変形を考慮していないため、初期剛性は実験に比べて大きくなっている。破壊点までの静的解析による解析結果と実験結果が、比較的一致していることが分かる。実験において、N-1供試体は $7\delta_y$ で最高荷重を記録した。その直後、柱基部付近フランジの亀裂がつながり破断を起こし、水平荷重が急激に低下した。一方、N-2供試体の場合、図-2.16より分かるように、最高荷重とその時の水平荷重は、N-1供試体と同程度であった。また、局部座屈と亀裂の発生時期及び進展具合においても、N-1供試体と比較して極めて類似しており有意な差はなかった。さらに破壊部分では、N-1供試体とN-2供試体いずれも中空鋼断面部分ではほとんど損傷はなく、損傷は柱基部のコンクリート充填部に集中した。また、MARCの残留応力を考慮しない解析による終局変位は、N-1は約 $7.6\delta_y$ 程度、N-2は約 $7.0\delta_y$ 程度であったが、実験では、最大水平荷重の95%まで水平荷重が低下したときを構造物の破壊と見なせば、終局変位に対応する水平変位はN-1の場合 $9.3\delta_y$ 、N-2の場合 $8.9\delta_y$ となり、

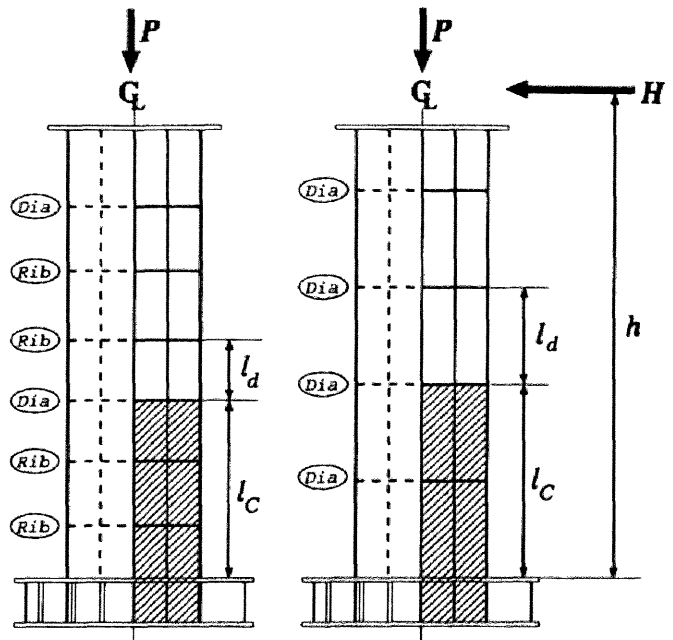


図-2.15 実験供試体概念図

表-2.3 実験供試体の設定パラメータ

供試体名	N-1	N-2
フランジ幅 B(mm)	900	900
ウェブ幅 D(mm)	880	880
板厚 t(mm)	10	10
補剛材幅 b_s (mm)	75	100
補剛材板厚 t_s (mm)	10	13
サブパネル数 n	4	4
断面積 A(mm ²)	44,600	51,200
供試体高さ h(mm)	3,423	3,423
ダイアフラム間隔 l_d (mm)	450	700
コンクリート充填高さ l_c (mm)	1,350	1,400
コンクリート充填率 l_c/h	0.39	0.41
幅厚比パラメータ R_f	0.496	0.496
柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.261	0.267
補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$	0.290	0.305
軸圧縮力比 P/P_y	0.15	0.15

表-2.4 実験供試体の材料定数

材料強度(N/mm ²)	公称値 または 設計値	材料試 験結果
鋼材の降伏応力 σ_y (SM490)	313.8	370.7
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	15.7	22.7

両者とも解析結果が $2\delta_y$ 程度小さく、安全側になっている。従って、ダイアフラム間隔が異なっても補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ さえ同じであれば、同程度の耐震性能を保有することは可能である。

2.7.2 解析結果と実験結果との比較

図-2.17には、供試体 N-1 および N-2 の、水平荷重－水平変位関係 ($H/H_y - \delta/\delta_y$ 関係) および損傷度－水平変位関係 $D_c - \delta/\delta_y$ (コンクリート充填部), $D_s - \delta/\delta_y$ (中空断面部) 関係が示されている。なお、実験結果は、繰り返し载荷実験結果の包絡線を示している。横軸に水平変位をとり、縦軸には水平荷重 (図-2.17(a), (b)) または損傷度 (図-2.17(c)~(f)) をとっている。ただし、これらの図は、軸力を考慮した鋼柱のみの降伏水平荷重 H_y 、およびその降伏水平荷重に対応した降伏水平変位 δ_y を用いて無次元化されている。また、図中の実線は、MARC による残留応力を考慮しない解析結果であり、点線は前節にて利用した解析手法 (FEAP による解析) による解析結果 (残留応力は考慮されていない)、1点鎖線は実験結果、破線は MARC による残留応力を考慮した解析結果である。

図-2.17(a), (b)によると、点線で示された前解析結果が、実験値と非常により精度で一致していることが分かる。これに対して、本研究で行った、前解析と同様の解析、つまり、残留応力を考慮しない解析による結果と前解析結果を比較すると、水平荷重に若干の差が見られるものの、良く一致した結果が得られた。従って、本解析によってもよい精度で実験結果と一致することが確認できる。

さらに、残留応力を考慮した場合、図中の破線で示されるように、よりいっそう実験結果と一致する結果が得られた。

次に、損傷度に関して、前解析結果と比較を行う。図-2.17(c), (d)から、同一の変位における損傷度が、前解析と本解析では若干の差が生じていることが確認できる。しかし、現象をとらえるという点では、比較的一致していると言える。また、この若干の差は、解析による破壊点が前解析に比べて安全側に評価できることも考え合わせると、本解析手法が妥当なものであるといえる。図-2.17(e), (f)において、残留応力を考慮していないものを比較すると、非常に良く一致していることがわかる。残留応力を考慮した破線が、他のものに比べて同一の変位において損傷度が高くなることから、本解析で残留応力を考慮していることが確認できる。

なお、供試体 N-1, N-2 とともにコンクリート充填部における損傷度が、中空断面部における損傷度よりも、早く 1.0 に達しているのので、中空断面部よりも先にコンクリート充填部が破壊に至り、供試体が終局状態に達したことが分かる。解析による終局変位は、N-1 は、約 $7.3\delta_y$ 程度、N-2 は、約

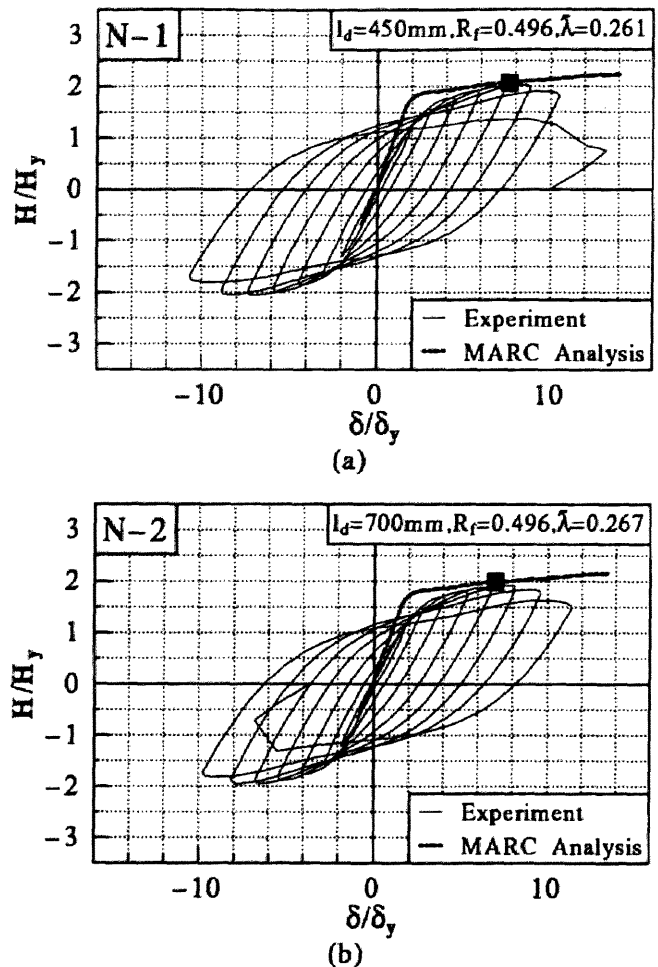


図-2.16 実験結果と解析結果の比較
(荷重－変位関係)

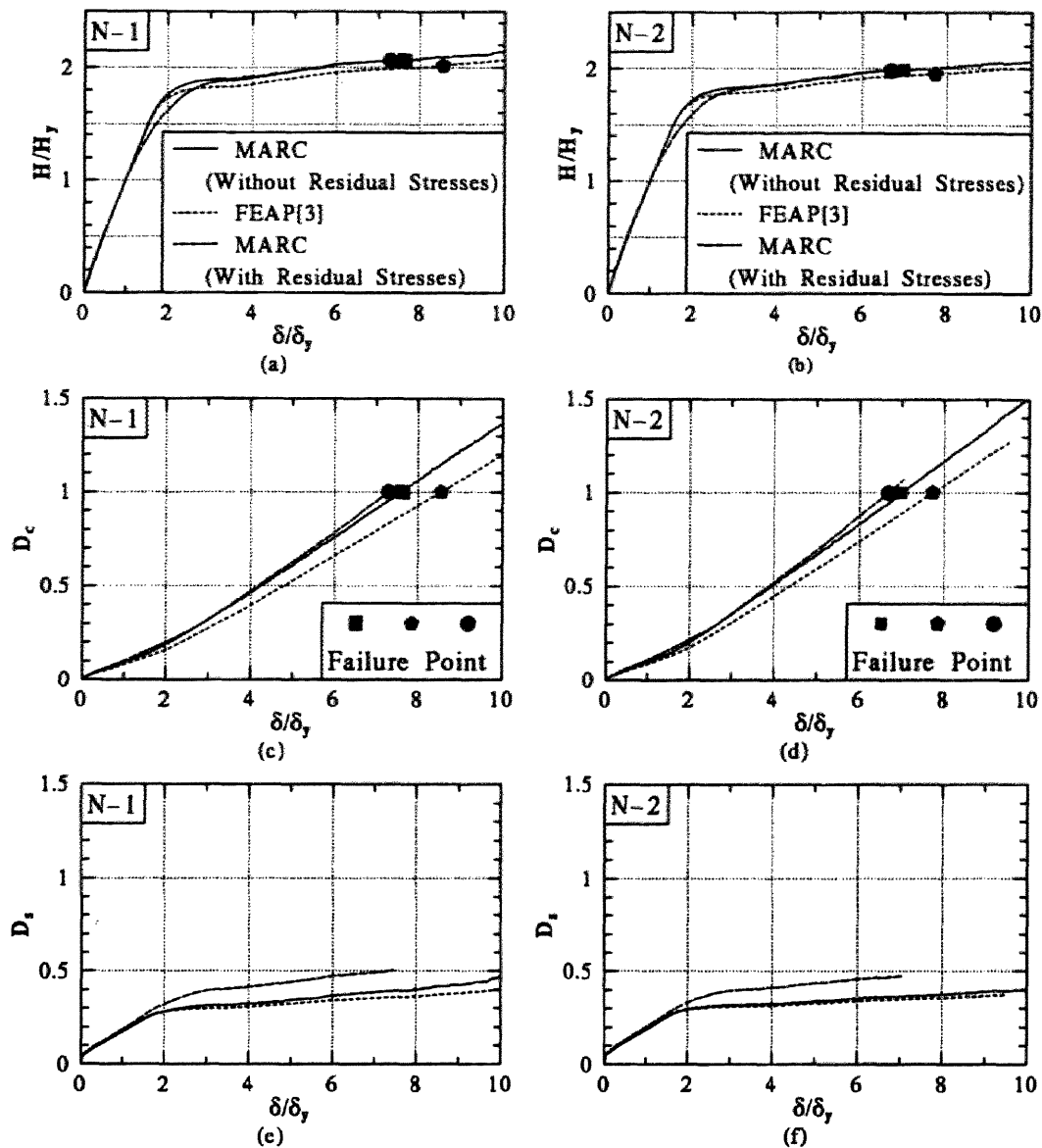


図-2.17 解析による水平荷重-水平変位関係および損傷度-水平変位関係

6.7 δ_y 程度であったが、実験において、最大水平荷重の 95% まで水平荷重が低下したときを構造物の破壊とみなせば、本解析結果による破壊と実験結果とは、ほぼ一致しているといえる。また、N-1 供試体の方が若干変形能が大きい結果となっているが、これは $\bar{\lambda}_s$ が N-1 の方が小さいからである。

2.7.3 コンクリートの最適充填高さ

図-2.18 は、N-1、N-2 供試体のコンクリートの充填高さを様々に変化させて解析した結果である。2.4 節によると、最適充填高さのときは、終局変位が最大になる。本解析結果によると、供試体 N-1 の最適充填高さが 35% で、供試体 N-2 の最適充填高さも 35% となった。この最適充填高さのとき、N-1 と N-2 のいずれも最も大きな変形能を有している。この結果から、実験供試体のコンクリート充填率は、若干大きいと判断できる。

N-1、N-2 とともに、コンクリート充填率が 10% から 30% にかけて、損傷度 D_s が先に 1.0 に達し、中空断面部で破壊しており、コンクリート充填率が 35% から 40% にかけては、損傷度 D_c が先に 1.0 に達し、コンクリート充填部で破壊していることが分かる。これにより、コンクリート充填率が最適充填率

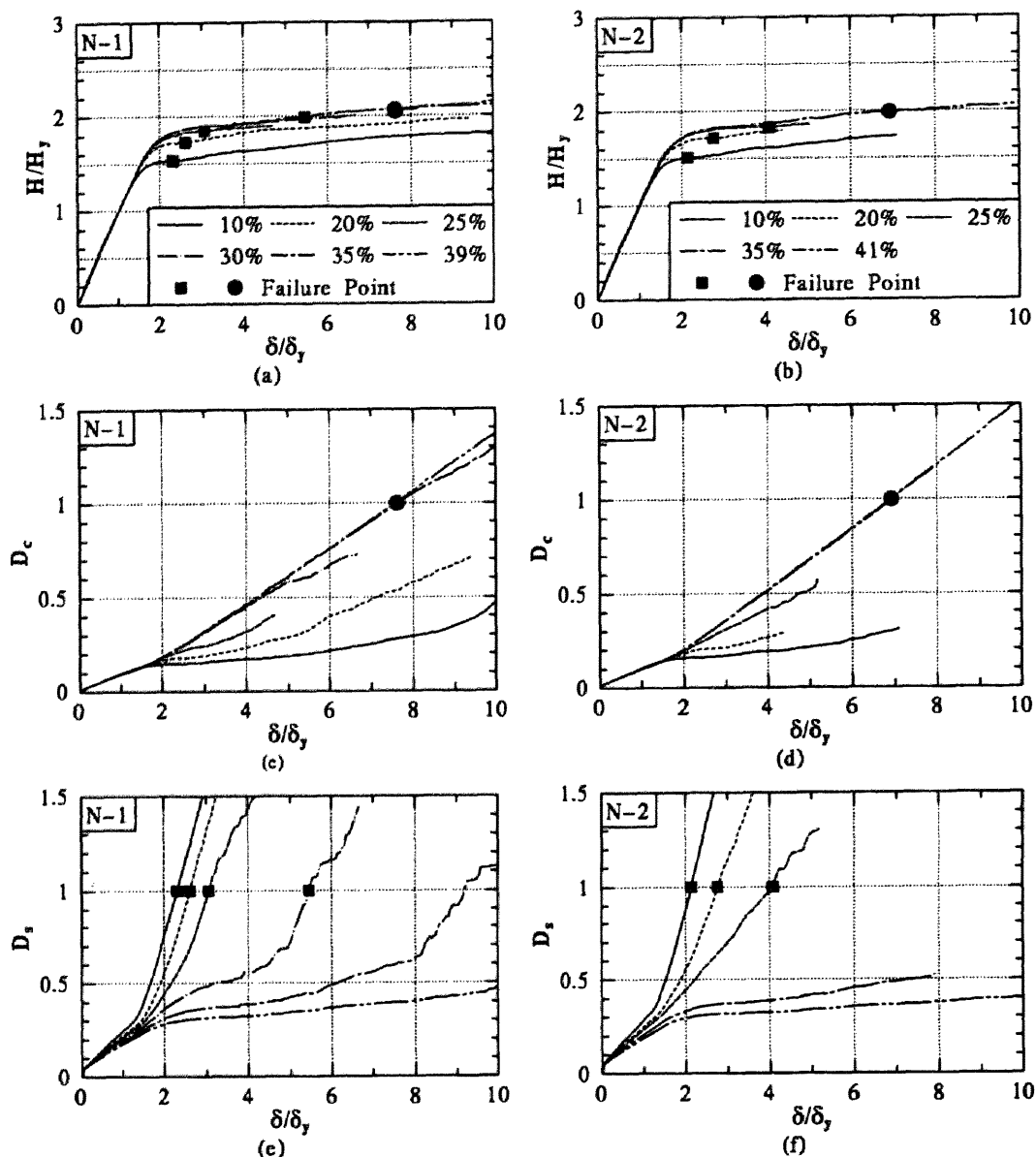


図-2.18 変形能に及ぼす l_c/h の影響

となる前後で、破壊のモードが変わることが分かり、2.4 節と同様の結果が得られた。

2.8 構造形式の異なる構造物の解析

2.8.1 概要

前節までにおいて、単柱式鋼製橋脚に対する本解析手法の妥当性を評価することができた。従って、本節では、本解析手法を逆 L 形鋼製橋脚と鋼製門形ラーメン橋脚に適用する方法、および解析結果について述べる。

逆 L 形鋼製橋脚および鋼製門形ラーメン橋脚の概略図は図-2.19 および 2.20 に示すとおりである。ここに、柱とはりとは同一断面としている。図-2.19 と 2.20 の(a)において、 h =柱高さ、 l_c =コンクリート充填高さ、 l =はり長さ、 e =鉛直荷重 P の作用位置、 P =鉛直圧縮力、 H =地震力に相当する漸増水

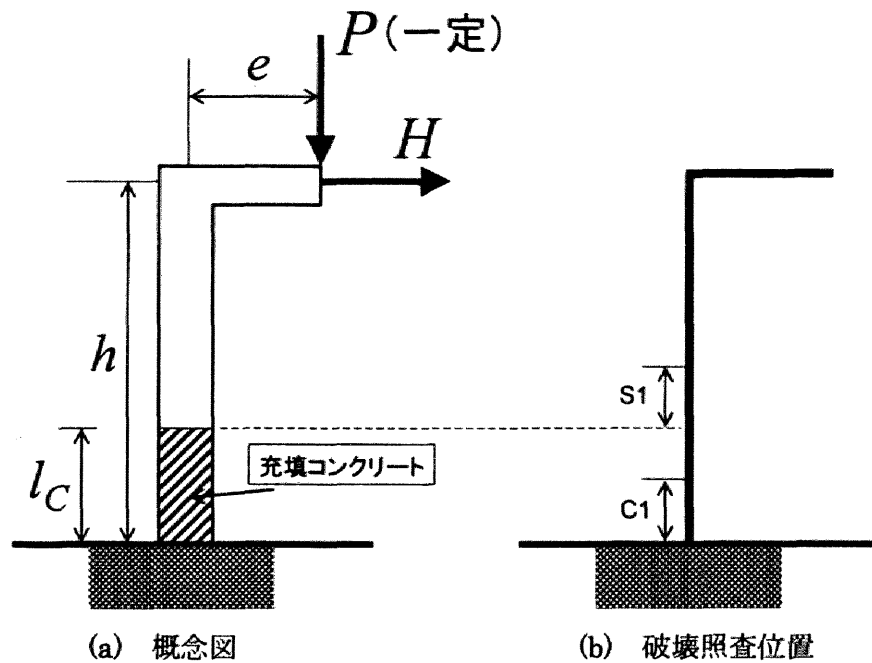


図-2.19 逆L型鋼製橋脚解析モデルの概念図及び破壊照査位置

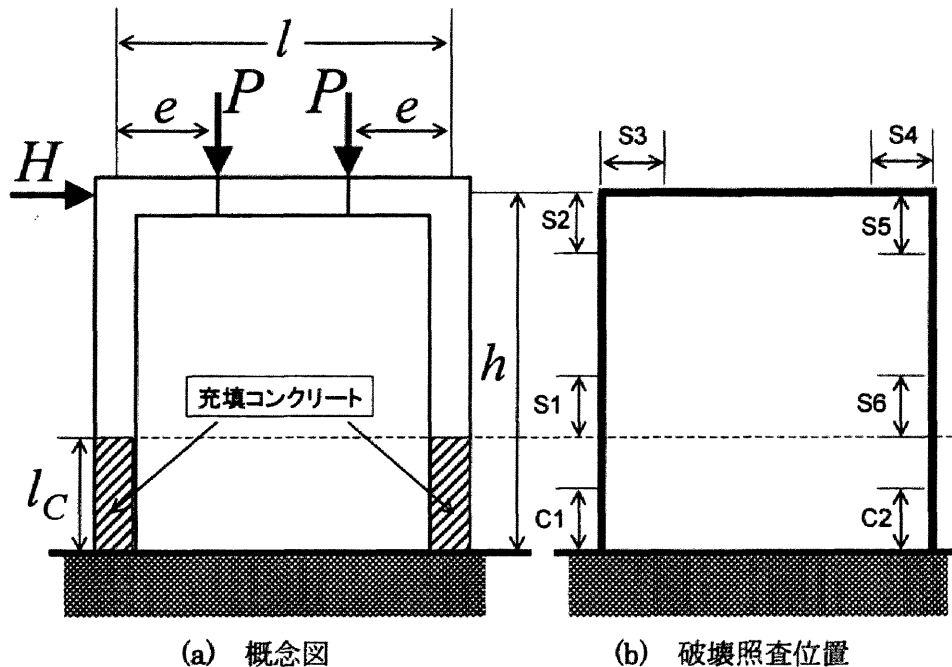


図-2.20 鋼製門形ラーメン橋脚解析モデルの概念図及び破壊照査位置

平荷重である。また、図-2.19 と 2.20 の(b)は、損傷度を求める際の照査位置が示されている。コンクリート充填部及び中空断面部において、破壊照査位置が複数になる場合には、頭文字が C のものをコンクリート充填部におけるコンクリートの損傷度の照査位置、頭文字が S のものを中空断面部における鋼材の損傷度の照査位置としている。どの照査位置も有効破壊長の長さを有する。橋脚部の照査位置は、T 形単柱式鋼製橋脚のときと同様であるが、鋼製門形ラーメン橋脚の場合、橋脚の柱頂部における曲げモーメントが大きくなることが予想されるため、新たに橋脚柱頂部での照査を付与した。逆 L 形鋼製橋脚の場合、橋脚の柱頂部における曲げモーメントは、常にコンクリート充填部上端から上方の S1 の部分より小さいため、橋脚柱頂部での照査は行わない。解析に際しての要素分割、断面分割等の方法に関しては、T 形単柱式鋼製橋脚の場合と全て同様である。なお、T 形単柱式鋼製橋脚の場合と同様に、い

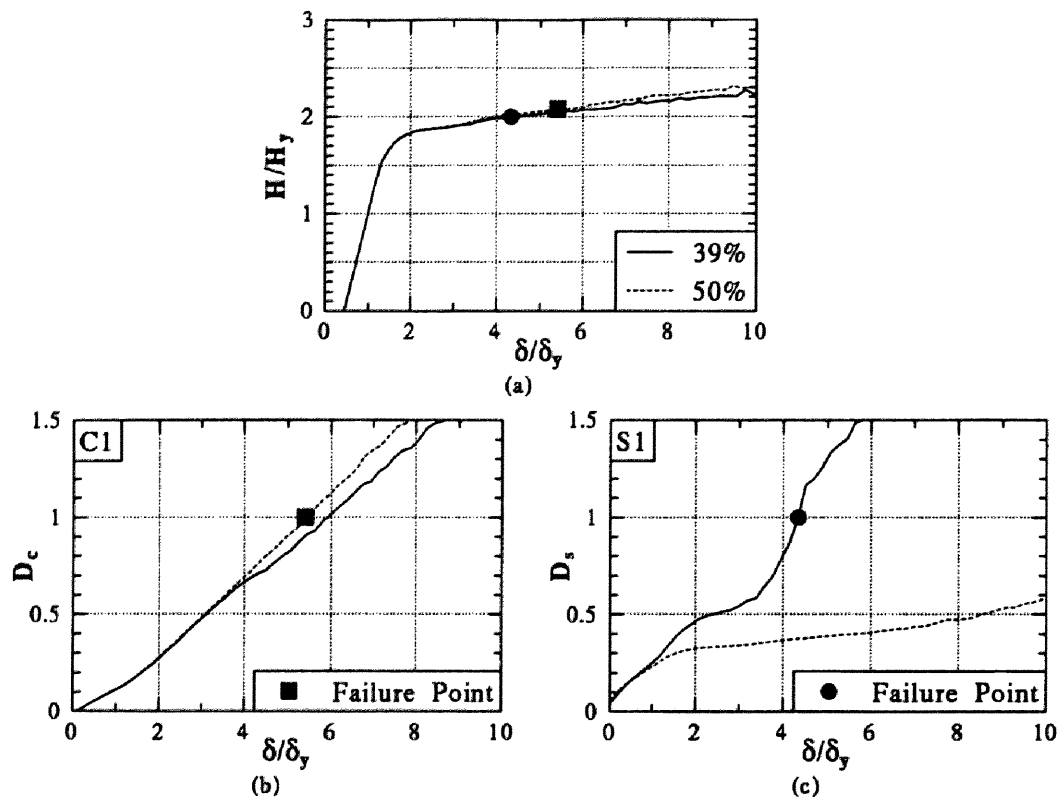


図-2.21 逆 L 形鋼製橋脚の水平荷重－水平変位関係および損傷度－水平変位関係

いずれかの破壊照査位置で損傷度が 1.0 に達した状態で構造物の破壊と見なす。これは、土木構造物は建築構造物に比べ、比較的薄肉断面で構成されるので、局部座屈が一旦発生するような、塑性ヒンジが次々と形成されるメカニズムに達する崩壊モードを期待することは無理があるからである(2.8)。

2.8.2 逆 L 形単柱式鋼製橋脚

ここで、図-2.19 に示す逆 L 形単柱式鋼製橋脚モデルについての解析例について述べる。この解析モデルは、T 形単柱式鋼製橋脚の実験供試体である N-1 供試体と同じ諸元を有したもの（コンクリート充填率 39%）と、コンクリート充填率のみを 50%にしたものであり、鉛直荷重の載荷位置までの距離 e を、柱高さ h の 0.2 倍としている。この解析例における水平荷重－水平変位関係（ D_c － δ 関係、 D_s － δ 関係）を図-2.21 に示す。これらの図は、T 形単柱式鋼製橋脚の解析と同じ手法で求めた降伏水平荷重 H_y および降伏水平変位 δ_y を用いて無次元化した。

図-2.21(a)に水平荷重－水平変位関係を示しているが、この荷重－変位関係は、原点を通過していない。これは、鉛直荷重が柱に対して偏心載荷されており、鉛直荷重により既に曲げが生じているためで

表-2.5 鋼製門形ラーメン橋脚解析モデルの諸パラメータ

フランジ幅 $B(\text{mm})$	1,275
ウェブ幅 $D(\text{mm})$	1,235
板厚 $t(\text{mm})$	20
補剛材幅 $b_s(\text{mm})$	136.8
補剛材板厚 $t_s(\text{mm})$	20
サブパネル数 n	4
柱高さ $h(\text{mm})$	12,372
はり長さ $l(\text{mm})$	14,489
鉛直荷重載荷位置 $e(\text{mm})$	2,000
幅厚比パラメータ R_f	0.35
柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.4
補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$	0.2
軸圧縮力比 P/P_y	0.2

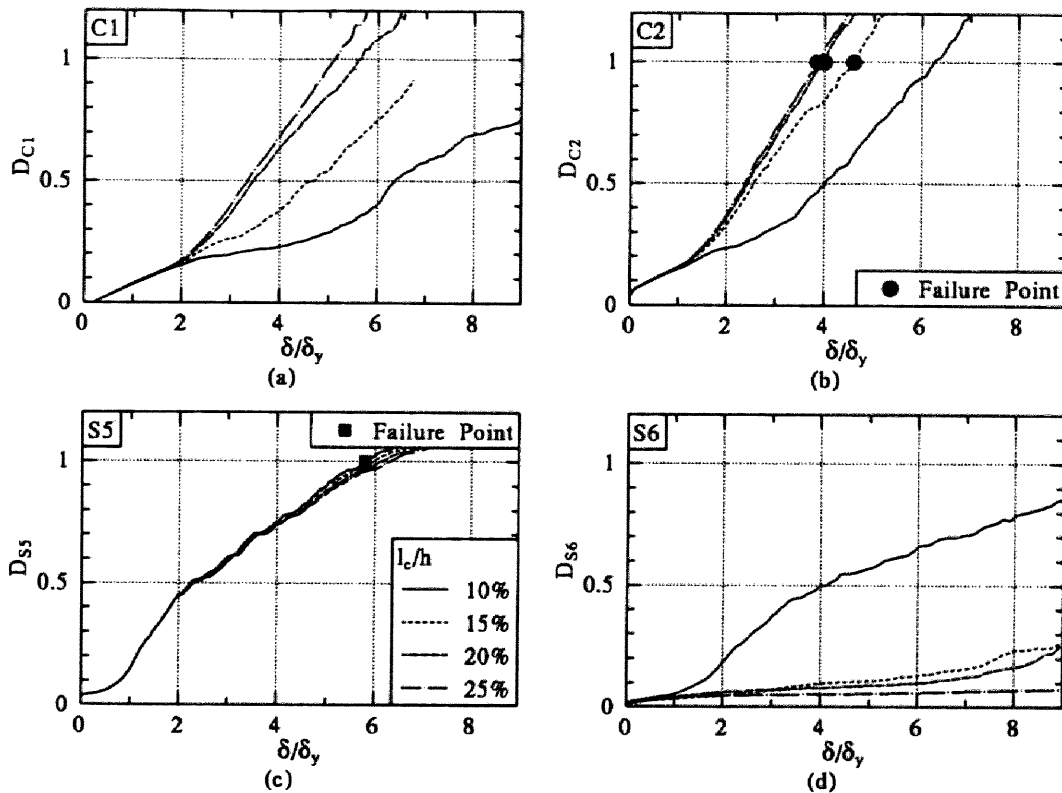


図-2.22 鋼製門形ラーメン橋脚における l_c/h の影響

ある。また、充填率が 39%のものの破壊点が、 $4.3 \delta_y$ に対して、充填率が 50%の場合は、 $5.4 \delta_y$ となっているため、50%のものの方が変形能が高いことが分かる。

次に、図-2.21(b)では、コンクリート充填部の損傷度 D_c と水平変位 δ との関係を示し、図-2.21(c)では、中空断面部における損傷度 D_s と水平変位 δ との関係を表している。図-2.21(b)において損傷度はあまり変化していないが、図-2.21(c)の S1 では、損傷度が 39% から 50%にかけて非常に低減している。この結果から、一般的に T 形単柱式鋼製橋脚よりも充填率を上げないと、コンクリート充填部上端から上方の S1 の部分で破壊しやすいことが分かる。

2.8.3 鋼製ラーメン橋脚

本節では図-2.20(a)に示される鋼製ラーメン橋脚の、右側柱頂部で初期降伏するように設計されたモデルの解析例について述べる。表-2.5 には、設計する際に用いた諸パラメータが示されている。このモデルは、はりの部分と橋脚の部分の断面積は同一であり、左右のコンクリート充填率に関しても同一としている。また、材料パラメータに関しては、表-2.4 に示される定数を用いた。この鋼製門形ラーメン橋脚モデルに対して、コンクリート充填率を変化させた解析によって得られた、損傷度-水平変位関係を図-2.22 に、水平荷重-水平変位関係を図-2.23 に示す。ただし、全ての関係は示されていない。コンクリート充填率の変化に伴い、損傷度の変化が著しい部分（図-2.20(b)参照）についてのみ示されている。

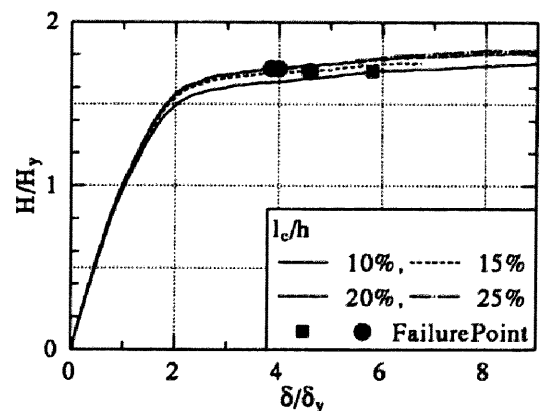


図-2.21 鋼製門形ラーメン橋脚の水平荷重-水平変位関係

図-2.22(b), (c)より, 右側の柱頂部あるいは柱基部において構造物が破壊する結果が得られた。この部分における曲げモーメントが, 他の照査位置に比べて大きくなることが予想されることから, 妥当な結果であるといえる。図-2.22(d)において, 右側柱コンクリート充填部上端の損傷度は, 充填率を上げるに従い, 低くなっているのに対し, 図-2.22(c)から, 柱頂部の損傷度の進展がコンクリート充填率にはほぼ無関係であることがわかり, 橋脚頂部における損傷度は, コンクリート充填率の変化による影響が小さい。

右側橋脚の曲げモーメントは, プラス側からマイナス側へ変化する。そして, 柱頂部および柱基部に大きな曲げモーメントが発生する。従って, 柱頂部と柱基部を同時に破壊させるようなコンクリートの充填率(最適充填率)は片持柱に比べると小さい値となるが, これらの図から, コンクリートの最適充填率は10%程度であり, 妥当な結果が得られた。

2.9 結言

本研究は, コンクリート部分充填鋼製橋脚(補剛箱形断面)の耐震性評価法^{2.2)}に関して, 下記の5項目についての検討を行ったものである。すなわち, [1]コンクリート充填部の破壊基準, [2]コンクリート充填部と中空断面部が同時に破壊するとき橋脚の塑性率は最大となるかどうか, [3]支配パラメータの敏感度, [4]コンクリートの最適充填率の具体的な値, [5]最適充填率のときに橋脚に期待できる塑性率の具体的な値, である。以下, 各項目について得られた結論を述べる。

- ① コンクリートの限界圧縮ひずみを1.1%としたところ, 実験値と比べて, 強度と変形能に関して, すべてを安全側に評価できる結果となった。
- ② コンクリートの充填率を変化させて解析を行った結果, 最適充填率と塑性率最大が同義であることを立証した。
- ③ 支配パラメータに関しては, 次のような結果が得られた。
 - (a) 補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ が小さくなるほど橋脚の変形能は良く, 特に, 0.20に近いとより大きな変形能が期待できる。
 - (b) コンクリートの強度 σ_{ck} の上昇は最適充填率を上昇させる。
 - (c) 補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ が0.20付近ではコンクリート充填高さに関する, 敏感度が高く, コンクリートの充填には注意を要する。
 - (d) 補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ が0.25を越える場合には, コンクリート充填高さに関する, 敏感度が比較的 low, 最適な充填高さを多少越えるようなことがあっても, 変形能を失うことはない。
- ④ コンクリートの最適充填率は, 15~30%程度であり, 幅厚比パラメータが大きいほど, 最適充填率は上昇する。具体的には,

1) $R_f=0.3$ のとき	15~20%
2) $R_f=0.4$ のとき	20~25%
3) $R_f=0.5$ のとき	25~30%

 である。
- ⑤ 期待できる塑性率に関しては, 細長比パラメータが小さく, コンクリートの強度が高いほど, 大きな塑性率が得られる。最適充填率のとき, 橋脚の塑性率は5~10程度である。

なお, 今後の複雑構造物への適用を考え, 汎用構造解析プログラム MARC での解析を実施し, 既に実

施されている実験結果との比較による妥当性、および、他の構造形式での解析検討を試みた。その結果をまとめると、以下の通りである。

- ① 実験供試体は、ほぼ同程度の変形能を有するが、 $\bar{\lambda}_s$ の小さい実験供試体である N-1の方が若干大きな変形能を有する。
- ② 片持柱において、MARCによる解析結果は、既存の解析結果および実験結果とほぼ一致した。
- ③ 片持柱実験供試体のコンクリート充填率は、やや高めであった。どちらの供試体も約 35%にすることで、さらに大きな変形能が得られる。
- ④ 鋼製門形ラーメン橋脚において、橋脚頂部の損傷度は解析で対象としたモデルに関してはコンクリート充填率に無関係である。
- ⑤ 鋼製門形ラーメン橋脚の場合は片持柱と異なり、曲げモーメントが、柱頂部から柱基部までプラスからマイナスに変化するので、コンクリートの最適充填高さが片持柱に比べて低くなる。

片持柱に関しては、実験結果との比較が行われ、解析手法の妥当性を検証することができた。今後の課題としては、鋼製門形ラーメン橋脚モデルに関して、実験結果との比較により、本解析手法の妥当性の検証を行う必要がある。その後に、隅角部のせん断変形を考慮できるモデルを考案するなど、より精度の高い解析法を確立する必要がある。

なお、その後の成果として、せん断変形を考慮できる解析モデルの構築を行い、文献 2.9)によりせん断変形に対する終局基準の定義、文献 2.10)によって、はり中央部におけるせん断変形を考慮した照査法を確立している。

参考文献

- 2.1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG（主査：宇佐美勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成 8 年 7 月。
- 2.2) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraji H. P. Mamaghani，葛 漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525，pp.69-82，1995 年 10 月。
- 2.3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説書，V 耐震設計編，平成 8 年 12 月。
- 2.4) 宇佐美勉，天雲宏樹：圧縮と曲げを受ける板要素の極限強度と有効幅公式，土木学会論文集，No.441/I-18，pp.77-85，1992 年 1 月。
- 2.5) 葛漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰り返し挙動を受けるコンクリート充填柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163-176，1994 年 3 月。
- 2.6) 宇佐美勉，葛漢彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰り返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.249-262，1993 年 3 月。
- 2.7) 日本マーク株式会社：MARC プログラム，ユーザーズ・マニュアル，Vol.A~Vol.E，1990。
- 2.8) 宇佐美勉，寺尾圭史：局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度，土木学会論文集，第 398 号/I-10，pp.197-206，1988 年 10 月。
- 2.9) 葛西昭，渡辺智彦，天野麻衣，宇佐美勉：繰り返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能，構造工学論文集，Vol.47A，pp.761-770，2001 年 3 月。
- 2.10) 水谷正樹，葛漢彬，葛西昭，宇佐美勉：せん断変形の照査を考慮した鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法の研究，第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.285-292，2003 年 1 月。

第3章 免震支承を有する鋼製橋脚の地震時挙動および耐震設計法

3.1 まえがき

平成7年1月17日に起きた兵庫県南部地震は、従来の耐震設計で想定していた規模をはるかに越える大きな地震動であったため、同地域の道路橋をはじめ多くの社会基盤施設に多大な被害がおよび、多数の市民がその犠牲となった。特に避難路、物資の輸送路として重要な役割を担う幹線道路の被災によって、震災後の人命救助活動・災害復旧活動が大きく遅れ、被害が拡大する原因の1つとなった。このような背景から各方面で様々な角度より耐震設計基準が見直されてきている。震災後、いち早く作成された土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WGの報告書^{3.1)}(以下、新技術報告書と略称する)では、終局限界状態に対する安全性の照査とともに機能保持の照査を合わせて考えた耐震設計指針(終局・機能保持耐震設計指針)が提案されている。

これまでの研究^{3.2),3.3)}により、鋼製橋脚のみでは、提案された設計指針を満たすことが不可能な場合もあり、コンクリート部分充填鋼製橋脚^{3.4)~3.9)}、免震橋脚^{3.10),3.11)}に対する検討が必要であると指摘されてきている。前者は、コンクリートを部分的に充填することにより、柱基部の局部座屈の発生を抑制し、柱の耐力の向上と変形能を高めることができ、後者は、免震装置の柔軟性を利用して挙動を長周期化することにより、構造物の固有周期を地震動の卓越周期成分から避け、更に履歴減衰などの減衰性能を付加することによって、構造物に作用する慣性力を低減することができるものである。そこで、本章では、水平1方向にレベル2地震動を受ける単柱形式橋脚をとりあげ、コンクリートを充填していない鋼製橋脚に加え、コンクリートが部分充填された鋼製橋脚^{3.12)}、免震支承を用いた免震鋼製橋脚、そして、コンクリートを部分充填し、更に免震支承を用いた鋼製橋脚の4つのタイプの鋼製橋脚に対して、安全性および機能保持の照査を行い、それらの結果を基に単柱式鋼製橋脚の設計ガイドラインを提案する。

3.2 要求性能および保有性能

構造設計とは、構造物が保有する性能(保有性能)が、入力された外力に対して、構造物に要求される性能(要求性能)を上回るようにすることである^{3.2), 3.3)}。そこで、耐震設計を行うにあたって、本研究における両性能に対する指標を定義しておく。

要求性能としては、橋脚柱頂部の最大応答水平変位 $\delta_{\max,P}$ および残留変位 $\delta_{R,P}$ を採用する。また、これらに対応する保有性能としては、終局水平変位 δ_u 、機能保持限界としての残留変位制限値^{3.1)} δ_{Rlim} をそれぞれ指標として採用する。すなわち、

$$\delta_{\max,P} \leq \delta_u, \quad \delta_{R,P} \leq \delta_{Rlim} \quad (3.1), (3.2)$$

であれば、安全性および機能保持性を満足することになる。

コンクリートを充填しない鋼製橋脚の終局水平変位 δ_u は、準静的繰返し載荷実験から得られる水平荷重-水平変位曲線の包絡線において、最大水平荷重 H_m から水平荷重が95%低下した荷重 H_{95} に対応する変位 δ_{95} とした。以下、 H_{95} を終局強度 H_u とする。 H_{95} を終局強度としたのは、橋脚の各種パラメータを適切に選択した場合、最大荷重点到達以降もある程度の粘りがある^{3.13)}ことから余剰的な耐荷力に期待でき、その粘りを有効に活用し、さらに経済性を考慮するためである。コンクリートを部分充

表-3.1 許容損傷度の分類と機能保持限界としての残留変位制限値^{3.1)}

許容損傷度 (記号)	損傷内容および復旧期間	残留変位制限値
崩壊 A_s	車両通過が不可能，撤去・建て替えが必要	$h/100$ 以上
大損傷 A	橋の機能損失，補修2ヶ月以上必要	$h/100$
中損傷 B	緊急車両のみ通行可能，補修に2週間から2ヶ月程度必要	$h/150$
小損傷 C	数日以内で復旧可能，または，補修しながら普通車両通行可能	$h/300$
無損傷 D	損傷がほとんどなし，目視点検後，すぐに通常交通可能	$h/1000$

注) h = 橋脚高さ

表-3.2 許容損傷度による耐震設計法の分類^{3.1)}

地震動 構造物	中地震	海洋型の大地震	内陸型の直下大地震
最重要	D	C	C
重要	D	C	B
普通	D	B	A

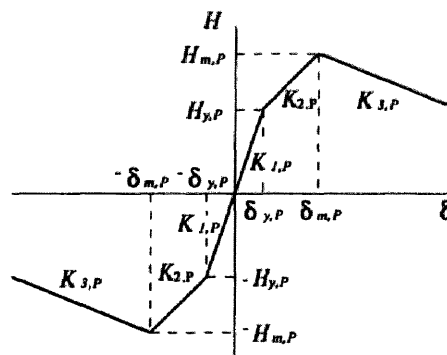
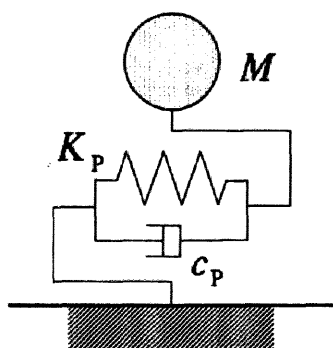


図-3.1 非免震橋脚の解析モデル 図-3.2 コンクリート無充填橋脚の骨格曲線

填した鋼製橋脚の終局水平変位は，文献 3.12)に示した水平荷重を単調に増大させて水平荷重－水平変位関係を弾塑性有限変位解析から求める方法（Pushover 解析）によった．なお，単柱式鋼製橋脚の保有性能である終局水平変位 δ_u （以下，終局変位と略称する）の計算式あるいは計算方法を付録 3.A1 に示す．

残留変位制限値は，想定地震動ならびに構造物の重要度に応じた値（表-3.1，表-3.2）が新技術報告書^{3.1)}に規定されている．

3.3 コンクリート無充填・非免震鋼製橋脚

まず，柱基部へのコンクリート充填，ならびに免震化を行っていない場合の鋼製橋脚の耐震性能について調べる．

3.3.1 解析モデルおよび入力地震動

本研究では，非免震橋脚は上部構造と橋脚が剛結されていると仮定する．従って，図-3.1 に示すように，片持柱の先端に集中質量 M を有し，水平地震動を受ける 1 質点 1 自由度系モデルに置き換え，

表-3.3 解析に用いたパラメータ値

鋼種	SS400
鋼材の弾性係数 E	206 GPa
鋼材の降伏応力 σ_y	235MPa
鋼材のポアソン比 ν	0.3
充填コンクリート強度 σ_{ck}	19.6 N/mm ²
断面形状	4枚の同一補剛板からなる正方形箱形断面
板厚 t	20 mm
補剛材厚 t_s	20mm
補剛材幅 b_s	233mm ($R_f=0.35$) 240mm ($R_f=0.40$) 247mm ($R_f=0.45$)
幅厚比パラメータ R_f	0.35 (断面幅 $b=1570\text{mm}$) 0.40 ($b=1800\text{mm}$) 0.45 ($b=2020\text{mm}$)
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.20 から 0.60 まで 0.05 刻み (橋脚の高さは表-3.6 参照)
縦方向補剛材本数	3 本 (サブパネル数 4)
縦方向補剛材剛比 γ	$3\gamma^*$ 以上 ($\gamma^*=$ 最適補剛材剛比)
ダイヤフラム間隔 l_d	b ($b=$ 断面幅)

線形加速度法を用いることによって弾塑性地震応答解析^{3.14), 3.15)}を行った。なお、図-3.1において、 K_p =橋脚の剛性、 c_p =橋脚の粘性減衰係数である。解析するにあたって、橋脚の減衰定数 $\xi_p=0.05$ 、解析時間間隔 $\Delta t=0.001(\text{s})$ とし、集中質量 M は道路橋示方書^{3.11)}の規定を参考に、上部構造の質量 M_U と、橋脚躯体全質量の 30%の値 M_P との和とした。

橋脚の地震時挙動を決定する復元力モデルとして、文献 3.16)で提案されている図-3.2 に示したようなトリリニア型の骨格曲線を持つ 2 パラメータモデルを使用した。このモデルは、補剛箱形断面鋼製橋脚を対象とし、繰り返し载荷による除荷域の剛性低下や強度劣化を考慮したモデルであり、橋脚の構造パラメータの情報があれば、任意の地震動に対して精度よく応答を再現できる特徴を有している。復元力特性の詳細については文献 3.16)を参照されたい。

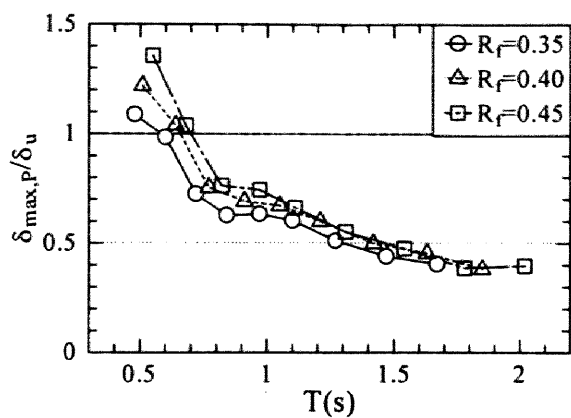
橋脚断面は 4 枚の同一補剛板よりなる正方形箱形断面とし、橋脚のパラメータとして、幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ をとりあげ、パラメトリック解析を行った。 R_f 、 $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.3)$$

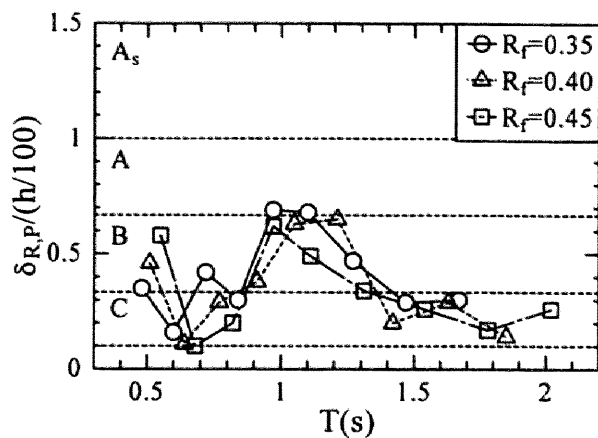
$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.4)$$

ここで b =フランジ幅、 t =フランジ厚、 σ_y =降伏応力、 E =鋼材の弾性係数、 ν =鋼材のポアソン比、 n =補剛材で囲まれたサブパネル数、 r =フランジに平行な主軸に関する断面 2 次半径である。

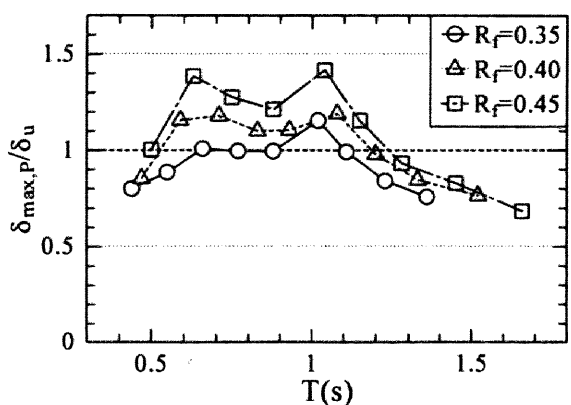
数値解析で用いた各パラメータの値を表-3.3 に示す。 $R_f=0.35$ は局部座屈が生じ難く、ダクティリティ



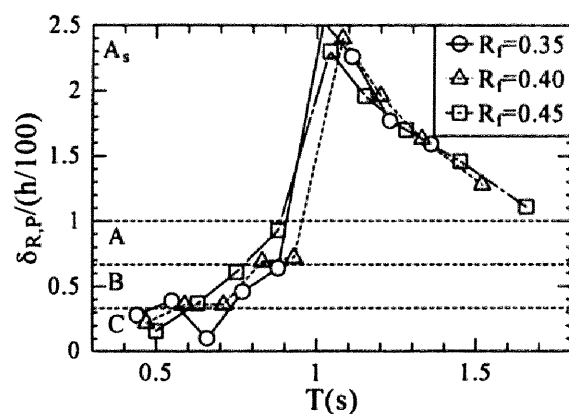
(a) I 種地盤



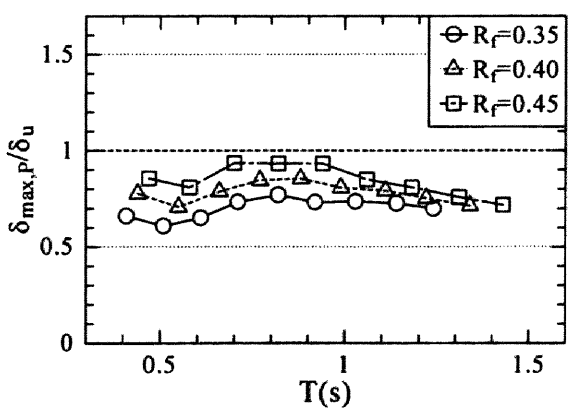
(a) I 種地盤



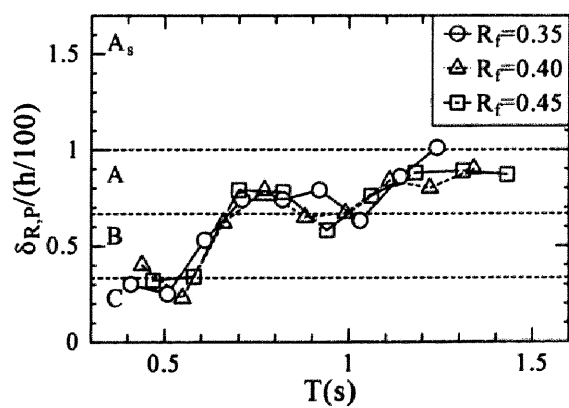
(b) II 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤



(c) III 種地盤

図-3.3 橋脚の最大変位損傷度（コンクリート無充填，非免震）

図-3.4 橋脚の残留変位損傷度（コンクリート無充填，非免震）

ィーの高い断面である。 $\bar{\lambda}$ を0.2~0.6に変化させることにより、橋脚の固有周期を概略0.4秒から2秒程度まで変化させることができる。橋脚は現行道路橋示方書の震度法^{3.11)}によって設計し、上部構造重量（＝橋脚の軸圧縮力P）を定めた。但し、地域別補正係数は1.0とした。表-3.3に示されたパラメ

表－3.4 対策が必要なコンクリート無充填・非免震鋼製橋脚の固有周期の範囲

地盤種	R_f	最大変位損傷度(1)		残留変位損傷度(2)		(1)と(2)の両方考慮	
		最重要構造物	重要構造物	最重要構造物	重要構造物	最重要構造物	重要構造物
I	0.35	0.6 秒以下	0.6 秒以下	1.7 秒以下	0.9～1.2 秒	1.7 秒以下	1.2 秒以下
	0.45	0.7 秒以下	0.7 秒以下			1.7 秒以下	1.2 秒以下
II	0.35	0.6～1.1 秒	0.6～1.1 秒	全周期	0.7 秒以下	全周期	0.6 秒以下
	0.45	1.3 秒以下	1.3 秒以下			全周期	全周期
III	0.35	なし	なし	全周期	0.7 秒以下	全周期	0.7 秒以下
	0.45	なし	なし			全周期	0.7 秒以下

ータ値以外の橋脚の諸元は付録 3.A1 の表－3.6 にまとめられている。

入力地震動としては、道路橋示方書^{3.11)}に規定されているレベル 2・タイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトルに適合するように調整された地震動^{3.17)}（各地盤種に対して 3 波）を使用した。なお、本章中の地震応答解析結果は、道路橋示方書の規定に従って、各地盤種に関する地震波 3 波による地震応答の平均を示している。

3.3.2 解析結果

数値解析結果を図－3.3, 3.4 に示す。図－3.3 の横軸は固有周期 $T(s)$ であり、縦軸は橋脚柱頂部の最大応答変位 $\delta_{\max,P}$ を終局変位 δ_u で除したもの（以下、橋脚の最大変位損傷度）である。終局変位 δ_u の具体的な算定式は付録 3.A1 に示されている。また、図－3.4 の縦軸は橋脚柱頂部の残留変位 $\delta_{R,P}$ を $h/100$ で除したもの（以下、橋脚の残留変位損傷度）である。図中の A_s, A, B, C は表－3.1 に示される橋脚の損傷ランクを示す。なお、最大変位損傷度については、最重要構造物および重要構造物では 1.0 が安全性の限界値であり、残留変位損傷度については、最重要構造物では小損傷（C ランク）の制限値（図中では 1/3）、重要構造物では中損傷（B ランク）の制限値（図中では 2/3）が機能保持限界値である。この限界値より判断すると、図－3.3, 3.4 において II 種地盤では、広範囲の固有周期帯で、安全性の確保できない領域や、機能保持限界を満たさない領域の存在が確認できる。例えば、 $R_f=0.35$ において、最大変位損傷度に関しては、固有周期が 0.6～1.1 秒、残留変位損傷度に関しては、全周期（最重要構造物）・0.7 秒以上（重要構造物）が限界を満たさない領域である。

これらの結果を踏まえて、免震化や柱基部へのコンクリート充填等の対策を行う必要がある橋脚の固有周期を表－3.4 にまとめる。ただし、残留変位損傷度 $\delta_{R,P}/(h/100)$ に対しては、幅厚比パラメータ R_f による影響があまりみられなかったため、対策の必要な固有周期は、 R_f に対して区別をつけず、すべての R_f に対して安全側となるようにした。つまり、同一の固有周期において、最大の残留変位損傷度を用いて決定した。なお、対象となる橋脚は最重要構造物、重要構造物に内陸型直下地震（レベル 2・タイプ II 地震動）が入力された場合である。

上述の考察において、最大変位損傷度に関しては、終局変位を許容変位とした場合である。現行道路橋示方書^{3.11)}の安全係数 α を考えると、許容変位 δ_a と終局変位 δ_u の関係は、

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = \alpha \frac{\delta_a}{\delta_y} + 1 - \alpha \quad (3.5)$$

となる。上式を用いて、図－3.3 の縦軸の δ_u を δ_a に置き換えれば、許容変位を基準にした安全性評価が可能である。式(3.5)の右辺の $1 - \alpha$ は負であるので、安全側として、この項を無視すれば、図－3.3

の縦軸において $1/\alpha$ となる値が、許容変位を基準とした、安全性の境界線となる。例えば、 $\alpha=1.5$ とすると、縦軸の 0.67 以下が安全領域となる。

3.4 コンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚

橋脚の損傷を抑えるためにコンクリートを充填したコンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚の耐震性能について調べる。ただし、本章では、橋脚のコンクリート充填部と中空断面部が、ほぼ同時に終局状態に達するような高さ（最適充填高さ）までコンクリートが充填されている橋脚^{3.12)}のみを取りあげる。

3.4.1 解析モデル

コンクリート部分充填・非免震橋脚の解析モデルは、コンクリート無充填・非免震橋脚と同様な 1 質点 1 自由度系のモデルである。コンクリート無充填・非免震橋脚のモデルとの相異点は、橋脚の復元力モデルとしてコンクリート部分充填鋼製橋脚に対する復元力モデルを使用している点である。このコンクリート部分充填鋼製橋脚に対する復元力モデルは、図-3.5 に示したようなトリリニア型の骨格曲線を持つモデル^{3.18)}とした。復元力特性の詳細については文献^{3.18)}を参照されたい。なお、充填コンクリートの強度は 19.6MPa とした。

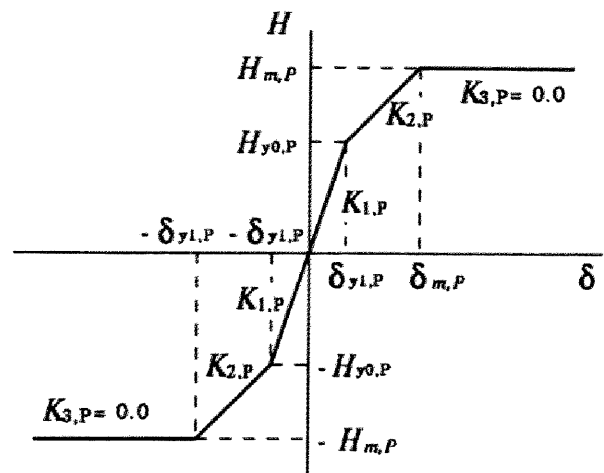


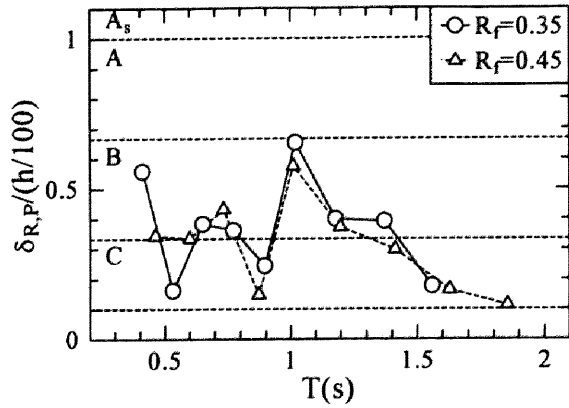
図-3.5 コンクリート充填橋脚の骨格曲線

表-3.3 に示されたパラメータ以外の橋脚の諸元は、付録 3.A1 の表-3.7 にまとめられている。コンクリート充填高さは、文献^{3.12)}の最適充填高さより若干高いが、これは、本論文ではダイアフラム間隔 l_d をフランジ幅 b としたのに対し、文献^{3.12)}では $0.5b$ としたためである。

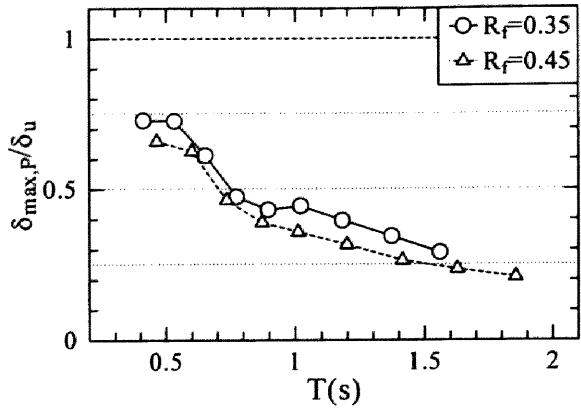
3.4.2 解析結果

解析結果を図-3.6, 3.7 に示す。ただし、終局変位 δ_u はコンクリート無充填橋脚のように推定式がないことから弾塑性有限変位解析^{3.12)}を行うことによって求めた。 δ_u の具体的な値は付録 3.A1 にまとめられている。

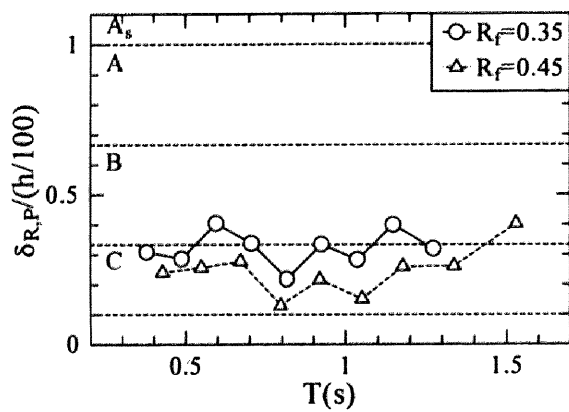
これらの結果から、コンクリートを充填することにより、I 種地盤の残留変位損傷度を除き、橋脚の最大変位損傷度、残留変位損傷度が大きく低減されることが分かる。I 種地盤の残留変位損傷度は、コンクリートを充填しない場合にも大きくは無かったため、大きな低減は無かったが、低減されたものがほとんどであった。これは、柱基部のコンクリートにより局部座屈が抑制され、変形性能が向上したことが原因である。特に最大変位損傷度に関しては全地盤種、全周期において損傷度が 1.0 を越えることがない。また、残留変位損傷度においても、すべてが中損傷 (B ランク) 以内におさまっているため、重要構造物では、コンクリートを充填することにより、ほぼ全ての周期において設計指針を満たすことが可能であり、最重要構造物に対してのみ、免震化等の対策を考える必要がある。免震化が必要と考えられる周期を表-3.5 にまとめる。ただし、幅厚比パラメータ R_f の影響は最大変位損傷度で大きく生じるが、ともに損傷度は 1.0 以下であり安全であることから、対策の必要な橋脚の固有周期を R_f に対して区別しない。



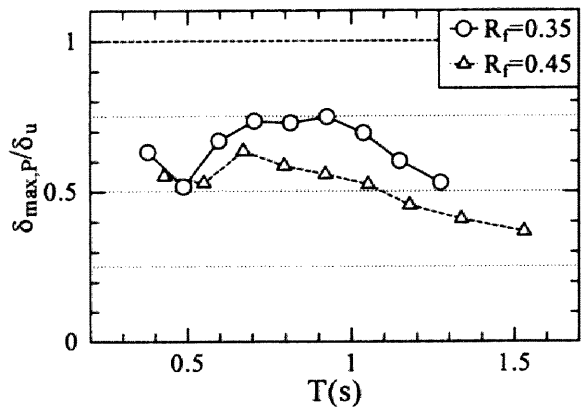
(a) I 種地盤



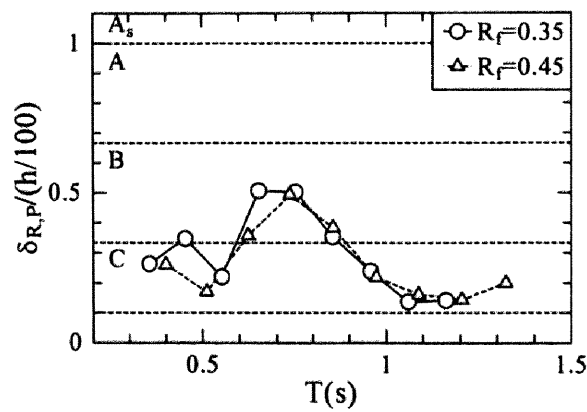
(a) I 種地盤



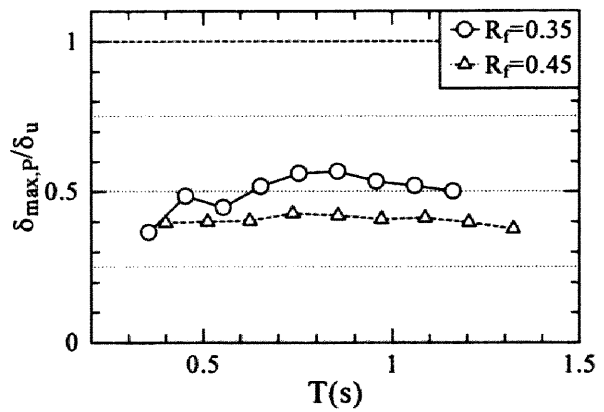
(b) II 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤



(c) III 種地盤

図-3.7 橋脚の残留変位損傷度（コンクリート部分充填，非免震）

図-3.6 橋脚の最大変位損傷度（コンクリート部分充填，非免震）

3.5 免震鋼製橋脚

橋脚の損傷を抑えるために免震化した橋脚の耐震性能について調べる。ただし，免震化等の対策が必

表-3.5 対策が必要なコンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚の固有周期の範囲

地盤種	最大変位損傷度(1)		残留変位損傷度(2)		(1)と(2)の両方考慮	
	最重要構造物	重要構造物	最重要構造物	重要構造物	最重要構造物	重要構造物
I	なし	なし	1.5 秒以下	なし	1.5 秒以下	なし
II	なし	なし	全周期	なし	全周期	なし
III	なし	なし	0.9 秒以下	なし	0.9 秒以下	なし

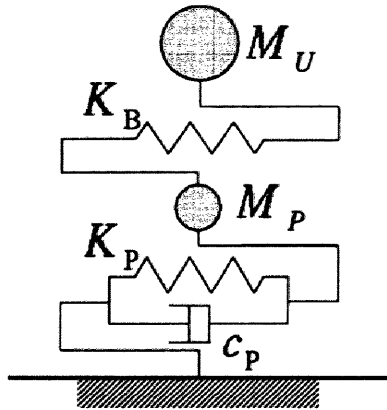


図-3.8 免震橋脚の解析モデル

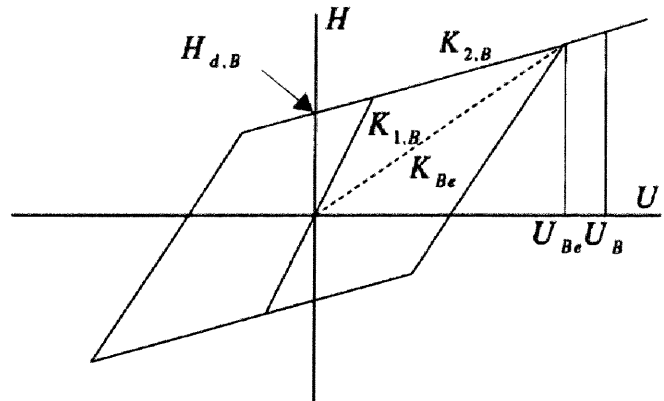


図-3.9 免震支承の復元力モデル（移動硬化則）

要ないと考えられる橋脚に対しても免震橋脚の特徴を調べるため解析を行っている。以下に解析手法について説明する。

3.5.1 解析モデル

免震橋脚を図-3.8 に示すように、橋脚柱頂部と上部構造物に質点（それぞれ M_P 、 M_U ）を有し、水平地震動を受ける 2 質点 2 自由度系モデルに置き換え、線形加速度法を用いることによって、文献 3.19) に記載の方法により弾塑性地震応答解析を行った。応答解析においては、減衰項として Wilson・Penzien らが提案した比例減衰マトリクス 3.14)・3.15)を採用した。その際、必要となるモード別減衰定数は、橋脚の減衰定数 $\xi_P=0.05$ 、免震支承の減衰定数は無視 ($\xi_B=0.00$) として、道路橋示方書 3.11)の規定を参考に、ひずみエネルギーに比例する配分 3.20)によって求めた(付録 3.A2 参照)。また、解析時間間隔 $\Delta t=0.001(\text{s})$ とした。

次に復元力モデルであるが、橋脚については非免震橋脚と同様のモデルを採用した。また、免震支承については免震設計法マニュアル(案)3.10)で提案されている鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力モデルを採用した。このモデルは図-3.9 に示されるバイリニア型の骨格曲線を有し、履歴法則は移動硬化則に従う。免震支承の復元力モデルの詳細については文献 3.10)を参照されたい。また、橋脚の諸量は、非免震橋脚と同一である（表-3.3、3.6 および 3.7 参照）。

3.5.2 解析手順

本研究では、文献 3.10)、3.21)の解析手法を参考に、以下の手順で免震橋脚の解析を行った。

① 目標とする免震橋脚の固有周期 T を与える。

ただし、この固有周期 T は、橋脚の弾性剛性 K_P および免震支承の等価剛性 K_{Be} （図-3.9）を用いた、1 次モードに対する免震橋脚の固有周期のことである。

② 既知の値である上部構造物の質量 M_U および橋脚の弾性剛性 K_P を用いて、①で決定した固有周期 T と等しくなるような免震支承の等価剛性 K_{Be} を算出する。すなわち、橋脚質量 M_P の影響は無視 3.21)

して、

$$K_{Be} = \frac{1}{\frac{1}{M_U} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 - \frac{1}{K_P}} \quad (3.6)$$

より K_{Be} を求める。

- ③ 地震波入力時に発生する免震支承の最大水平変位 U_B を仮定し、その 70% の値である有効変位 U_{Be} を算出する。

道路橋示方書^{3.11)}では等価剛性 K_{Be} を算出する際、応答の非定常性を考慮して、免震支承に発生する変位の 70% を用いることを規定していることから本研究でもそのようにしている。

- ④ 免震支承の最適な降伏荷重 $H_{d,B}$ を決定する。

ここで、 $H_{d,B}$ は、骨格曲線が荷重軸（図-3.9 の縦軸）と交わる点である。最適な $H_{d,B}$ の決定方法については後述する。

- ⑤ 以下の関係式から免震支承の骨格曲線の第 1、第 2 勾配 ($K_{1,B}$, $K_{2,B}$) を算出する^{3.10)}。

$$K_{2,B} = K_{Be} - \frac{H_{d,B}}{U_{Be}}, \quad K_{1,B} = 6.5K_{2,B} \quad (3.7), (3.8)$$

- ⑥ 地震波を入力し弾塑性地震応答解析を行い、免震支承に生じた最大水平変位 U_B' 等を求める。

- ⑦ 免震支承に生じた変位 U_B' が③で仮定した U_B と差がある場合には、 U_B の仮定値を入れ替えて再度計算を行い、相対誤差が 10% 以内に収まるまで繰り返し計算を行う。

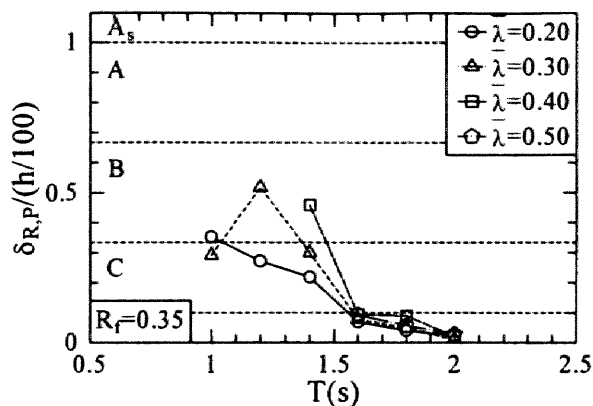
以上の解析手法により、目標の周期特性になる免震橋脚の地震時応答を調べる。与えられた固有周期 T に対する最適な降伏荷重 $H_{d,B}$ として付録 3.A3 に示すように、橋脚の履歴吸収エネルギーが最も小さくなる、すなわち、免震支承の履歴吸収エネルギーがほぼ最大となる降伏荷重を採用した。

3.5.3 解析結果

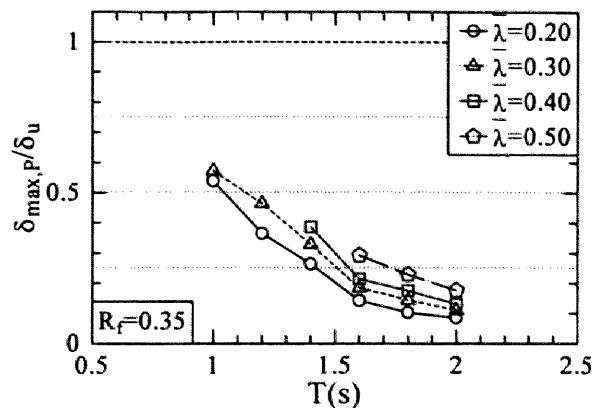
図-3.10, 3.11 にコンクリート無充填・免震鋼製橋脚の結果を示す。両図とも横軸は、免震橋脚の固有周期であり、図-3.10 の縦軸は最大変位損傷度、図-3.11 の縦軸は残留変位損傷度を示している。

これらの図において、それぞれの橋脚の最短固有周期に対応する点が、非免震橋脚の応答値である。免震支承を用いて長周期化を行うことによって、すべての地盤種において、最大変位損傷度、残留変位損傷度が低減されることが分かる。従って、免震支承を用いた設計の際、目標とする損傷度まで免震橋脚の長周期化を行えば良いといえる。しかし、II 種地盤において細長比パラメータが大きい橋脚では、2.0 秒まで長周期化したとしても、残留変位損傷度を小損傷 (C ランク) まで低減させることはできないため、最重要構造物では設計指針を満足することができない。ただし、長周期化すると残留変位が低減する傾向にあることから、2.0 秒を越えるような長周期化を行うことによって、設計指針を満足させることは可能であろう。しかし、むやみに長周期化を行うと、上部構造の応答変位が過剰に大きくなることが予想される。よって、鋼製橋脚に対して免震化を行うのみでは不十分な橋脚のパラメータが存在し、さらなる対策を必要とする。上部構造の応答変位については後述する。

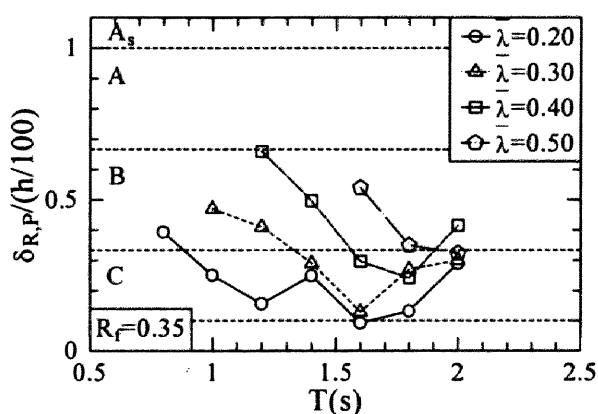
次に、図-3.12, 3.13 にコンクリート充填鋼製橋脚の結果を示す。コンクリート部分充填橋脚は免震化を行う前から、最大変位損傷度が 1.0 以下となっているため、長周期化によって損傷度を低減する必要があるのは残留変位損傷度のみである。コンクリート無充填・免震橋脚は、II 種地盤において細長比パラメータが大きい場合、2.0 秒までの長周期化では残留変位損傷度を中損傷 (C ランク) まで低減することはできなかったが、コンクリート部分充填・免震橋脚では損傷度が、ほぼ中損傷 (C ランク) 以内におさまっている。従って、コンクリート部分充填・免震橋脚を用いることによって最重要構造物に



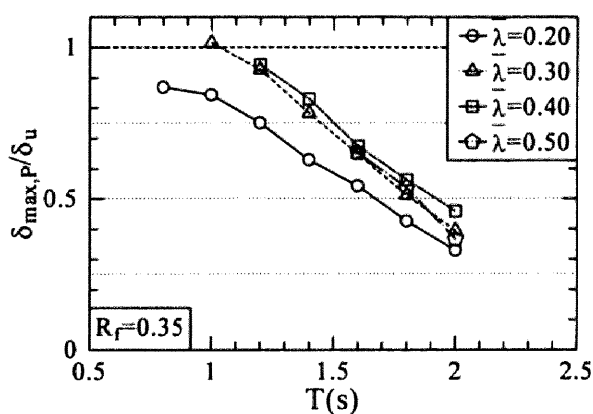
(a) I 種地盤



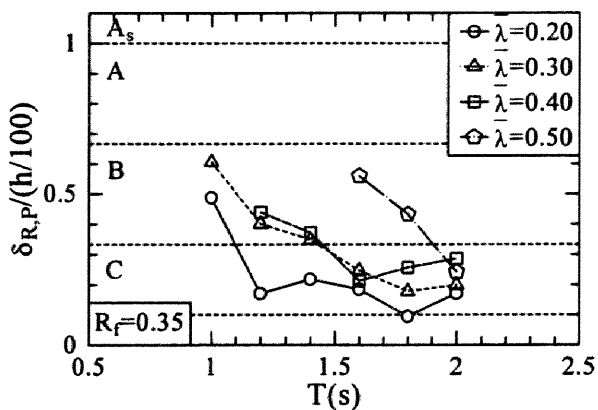
(a) I 種地盤



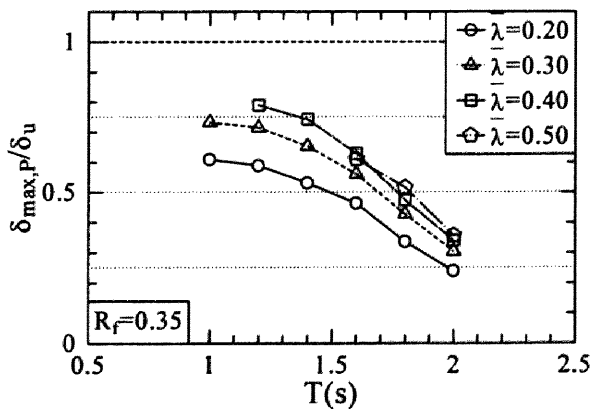
(b) II 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤



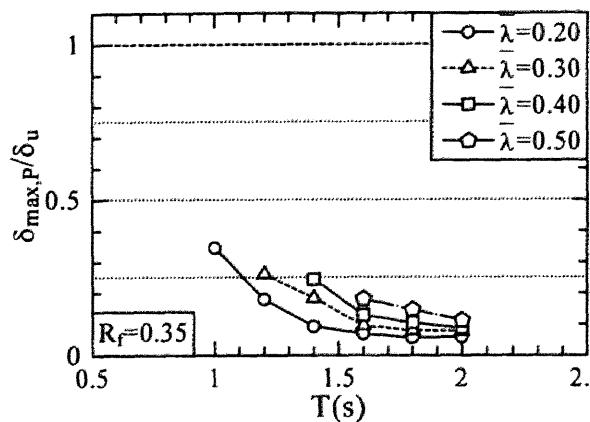
(c) III 種地盤

図-3.11 橋脚の残留変位損傷度（コンクリート無充填，免震）

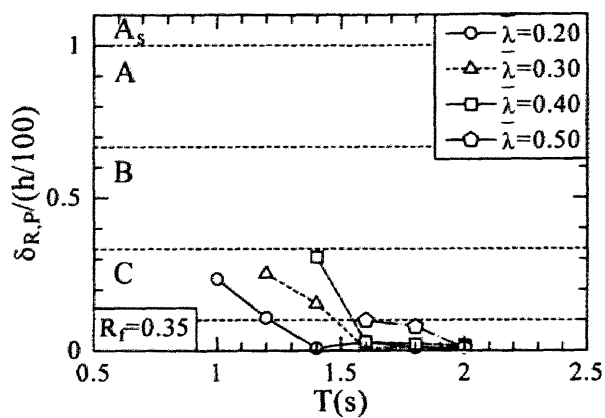
図-3.10 橋脚の最大変位損傷度（コンクリート無充填，免震）

対しても 2.0 秒までの長周期化で設計指針を満足させることが可能である。

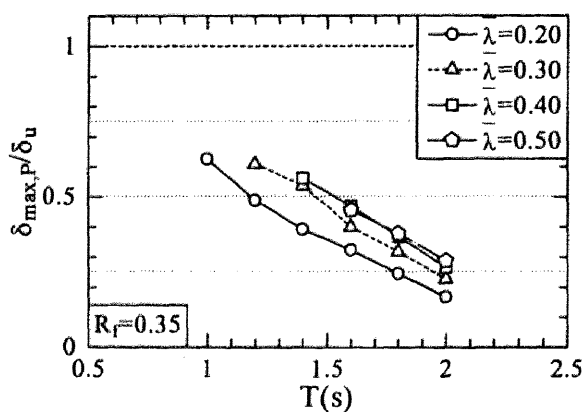
なお，コンクリート部分充填・免震橋脚はコンクリート無充填・免震鋼製橋脚に対して以下のような長所がある。免震橋脚は損傷度を低減するために，長周期化することによって修正地震動の卓越周期成



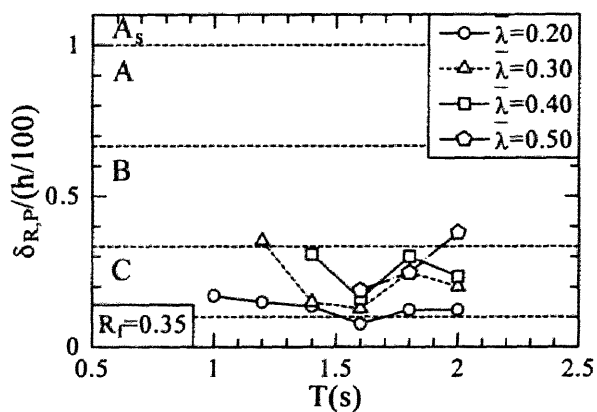
(a) I 種地盤



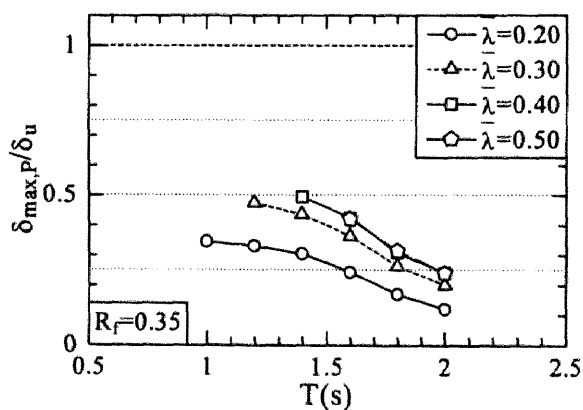
(a) I 種地盤



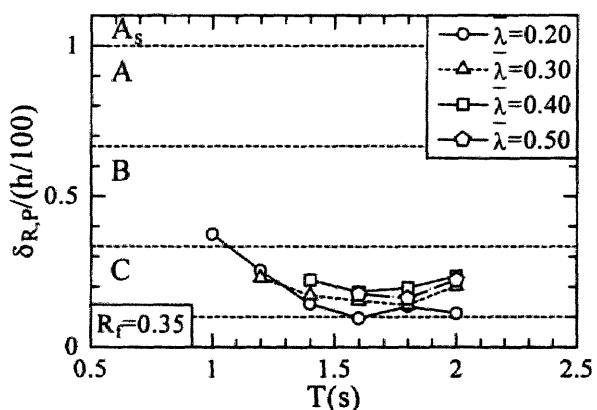
(b) II 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤

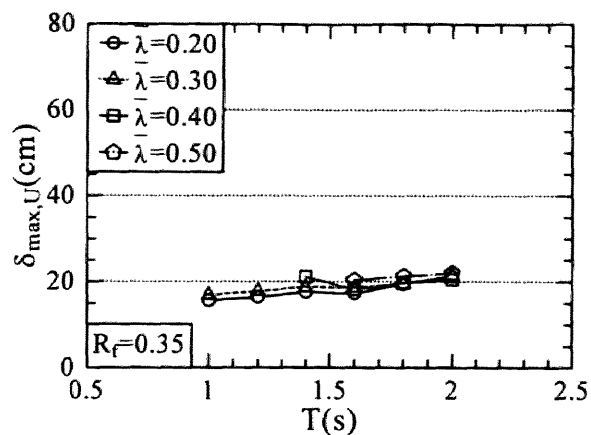


(c) III 種地盤

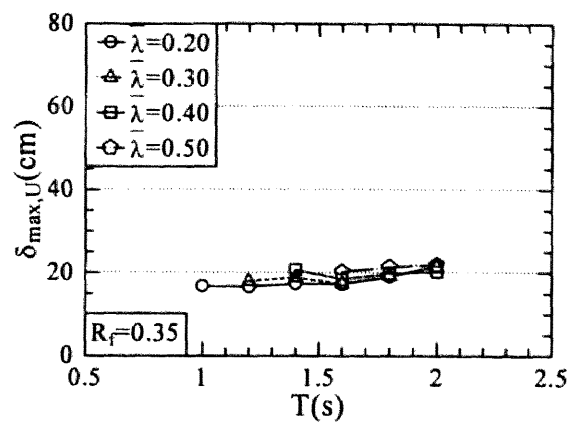
図-3.12 橋脚の最大変位損傷度（コンクリート部分充填，免震）

図-3.13 橋脚の残留変位損傷度（コンクリート部分充填，免震）

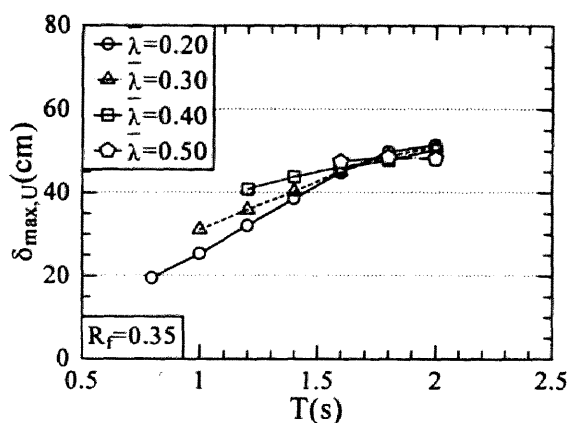
分から固有周期を避けているが，修正地震動より卓越周期成分が高い地震動を免震橋脚が受けた場合，共振して非免震橋脚より橋脚の損傷が大きくなる場合があることが分かっている^{3.22)}。このような場合，コンクリート無充填・免震橋脚では，最大変位損傷度，残留変位損傷度が予想以上に大きくなる可能性



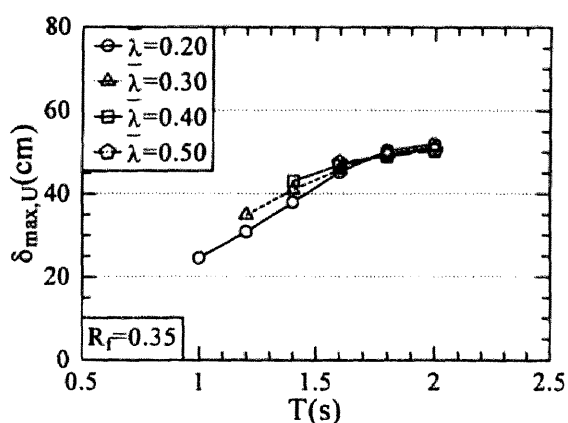
(a) I 種地盤



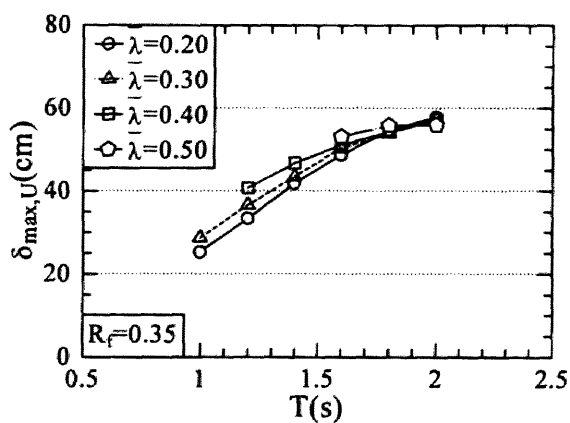
(a) I 種地盤



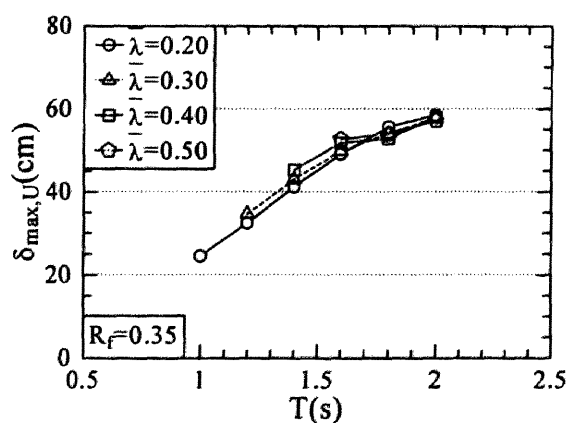
(b) II 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤



(c) III 種地盤

図-3.14 上部構造物の最大応答変位（コンクリート無充填，免震）

図-3.15 上部構造物の最大応答変位（コンクリート部分充填，免震）

がある。しかし、コンクリートを部分的に充填することによって、変形能が大きくなり、残留変位を低減する効果があるため、たとえ想定された固有周期と卓越周期が合致し、共振する場合においても、充填しない場合に比べて損傷を軽減することができる。従って、重要構造物で、免震化によって、機能保

持限界値を下回るようなコンクリート無充填・免震鋼製橋脚で設計指針を満足する橋脚に対しても、コンクリートを充填するのがよい。

最後に、免震橋脚は、上部構造の応答変位が大きくなる恐れがあるため、どの程度の応答変位が生じるかを示しておく。図-3.14, 3.15 は、コンクリート無充填、充填・免震橋脚の上部構造の最大応答変位スペクトルを示したものである。これらの図より、次のことがいえる。

- ① 上部構造の最大応答変位は橋脚の高さおよびコンクリートの有無にほぼ無関係に、地盤種および免震橋脚の固有周期によって定まる。
- ② 最大応答変位は、長周期化するにつれて大きく生じている。特に II, III 種地盤では I 種地盤に比べて大きい。これは付録 3.A3 の最適降伏震度で述べるように、II, III 種地盤の慣性力は I 種地盤に比べて大きいためである。

3.6 結言

レベル 2 地震動を受ける鋼製橋脚、コンクリート部分充填鋼製橋脚および免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析により、表-3.3 のパラメータを有する鋼製橋脚の安全性および機能保持性の評価を行った。安全性は橋脚の最大応答変位 $\delta_{\max,P}$ とその終局変位 δ_u 、機能保持性は残留変位 $\delta_{R,P}$ と残留変位制限値（表-3.1）を比較することにより評価した（式(3.1), (3.2)）。残留変位制限値は、想定地震動および構造物の重要度に応じて決定される新技術報告書の規定値^{3.1)}を用いた（表-3.1, 3.2）。本論文では、 $\delta_{\max,P}/\delta_u$ を最大変位損傷度、 $\delta_{R,P}/(h/100)$ を残留変位損傷度と定義している。従って、安全性は最大変位損傷度が 1.0 以下で満足され、機能保持性は、残留変位損傷度が最重要構造物に対して 1/3 以下（小損傷）、重要構造物に対して 2/3 以下（中損傷）の時に満足される。入力地震動はレベル 2・タイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトルに適合する地震動^{3.11), 3.17)}（各地盤種について 3 波）であり、応答値は、各地盤種について 3 波の応答値の平均値を用いた。免震化を行う際には、免震支承として鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定し、その降伏荷重を、橋脚の累積吸収エネルギー量が最小となるように定めた（付録 3.A3 参照）。

本研究によって得られた結論をまとめると以下のようになる。

コンクリート無充填・非免震鋼製橋脚（図-3.3, 3.4）

- ① III 種地盤を除き最大変位損傷度が 1.0 を越え安全性を満たさない固有周期帯が存在する。
- ② 残留変位損傷度は、すべての地盤種において大損傷（A ランク）（表-3.1 参照）にランクされる固有周期帯が存在する。特に、II 種地盤において周期が 0.9 秒以上の橋脚はすべて崩壊（As ランク）にランクされる。
- ③ 免震化、コンクリート部分充填等の対策が必要な固有周期帯が表-3.4 のように存在する。

コンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚（図-3.6, 3.7）

- ① 橋脚の基部にコンクリートを充填することにより、最大変位損傷度、残留変位損傷度を著しく低減することができる。
- ② 最大変位損傷度は、1.0 を越えることはなく、安全性は常に満たされる。
- ③ 残留変位損傷度は、中損傷（B ランク）まで低減することは可能であるが、小損傷（C ランク）まで低減することが不可能なパラメータ領域が存在する。
- ④ 従って、最重要構造物の場合、免震化等の対策が必要となる（表-3.5 参照）。

コンクリート無充填・免震鋼製橋脚（図-3.10, 3.11）

- ① 橋脚を免震化することにより、最大変位損傷度、残留変位損傷度を著しく低減することができる。
 - ② 最大変位損傷度は 1.0 を越えることはなく、安全性は常に満たされる。
 - ③ II 種地盤において細長比が大きい橋脚は、2.0 秒までの長周期化では残留変位損傷度を小損傷（C ランク）まで低減することはできない。
 - ④ 従って、最重要構造物の場合、更なる長周期化もしくはコンクリート充填等の対策が必要となる。
- コンクリート部分充填・免震鋼製橋脚（図-3.12, 3.13）

- ① 最大変位損傷度を常に 1.0 以下、かつ残留変位損傷度を小損傷（C ランク）以下に抑えることが可能である。
- ② 従って、最重要構造物に対しても安全性および機能保持性が確保できる。

鋼製橋脚の設計ガイドライン

- ① 鋼製橋脚の固有周期が表-3.4 に当てはまる場合は、コンクリート充填もしくは免震化を行い、耐震安全性および機能保持性を高めなければならないが、それ以外の固有周期の橋脚はコンクリート無充填・非免震で十分である。
- ② コンクリート部分充填・非免震橋脚は、免震化のように上部構造に生じる変位が大きくなるはならないため、重要構造物に対しては免震橋脚よりよい。
- ③ ただし、最重要構造物に対しては、コンクリートを充填するのみでは、損傷を抑えることはできない場合もあるので、表-3.5 に当てはまる橋脚に対しては免震化を行わなくてはならない。
- ④ 免震化の場合、予想していない卓越周期成分の地震動が入力された場合に備えて、コンクリートを橋脚基部に部分充填した方がよい。
- ⑤ 免震支承の最適降伏荷重は式(3.A5)～(3.A7)によって定めることができる。
- ⑥ 免震橋脚の上部構造には図-3.14, 3.15 程度の最大応答変位が生じることに留意して、けた端部の遊間を定めなければならない。

これらの結論およびガイドラインは現行道路橋示方書のレベル 2・タイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトルに適合する地震動^{3.11)}に対して得られたものである。

なお、本論文では橋脚と地盤との連成効果を無視しているため、地盤の効果を導入したことによる長周期化が考慮されていない。さらに、隣接橋脚との動的相互作用も考慮されていない。従って、構造システムとしての鋼製橋脚の設計法を確立する上では、これらの連成効果を考慮すべきであり、今後の研究課題である。

付録 3. A1 橋脚の終局変位および諸元

コンクリート無充填橋脚

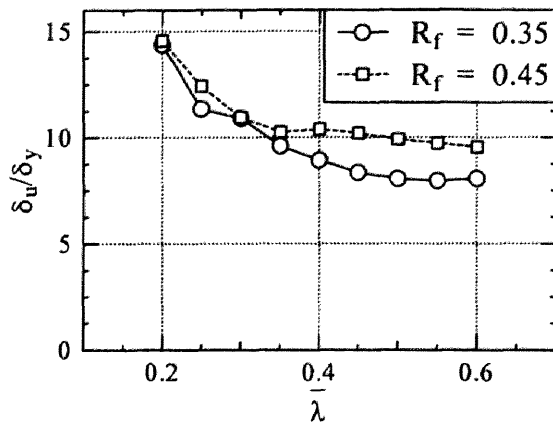
コンクリート無充填橋脚の終局変位は、以下に示す推定式^{3.11)}から算定した。

$$\frac{\delta_u}{\delta_{y,P}} = 0.0147 \left\{ \left(1 + \frac{P}{P_y} \right) R_f \sqrt{\lambda} \right\}^{-3.5} + 4.20 \quad (3.A1)$$

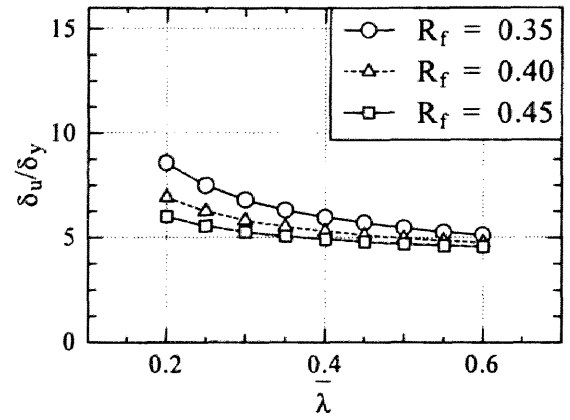
コンクリート部分充填橋脚

コンクリート部分充填橋脚に対しては、終局強度に対する推定式がないので、文献 3.12) に示した方法により計算を行った。

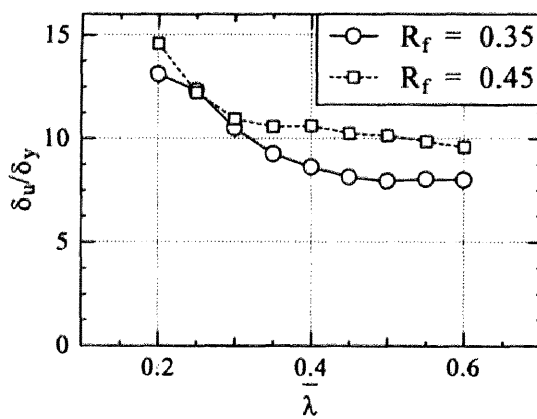
両橋脚に対する終局変位を示したものが図-3.16, 3.17 である。また、数値計算に用いた橋脚の諸元



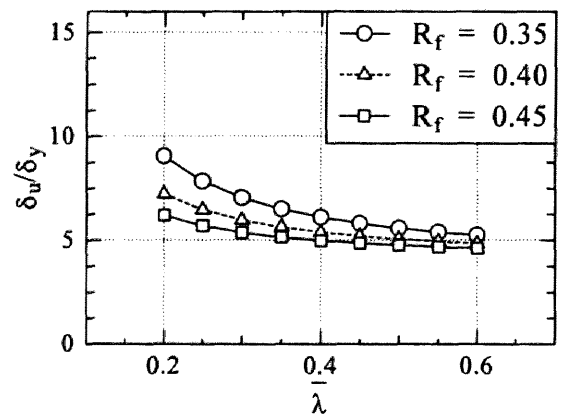
(a) I種地盤



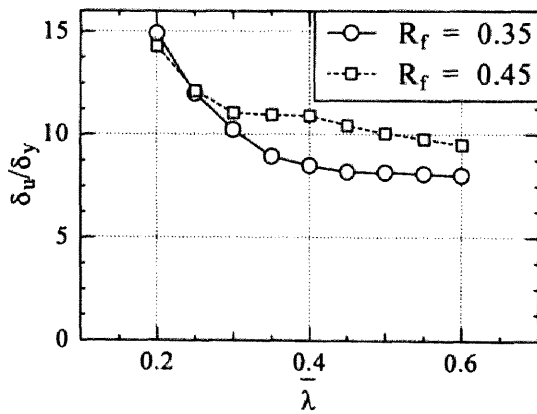
(a) I種地盤



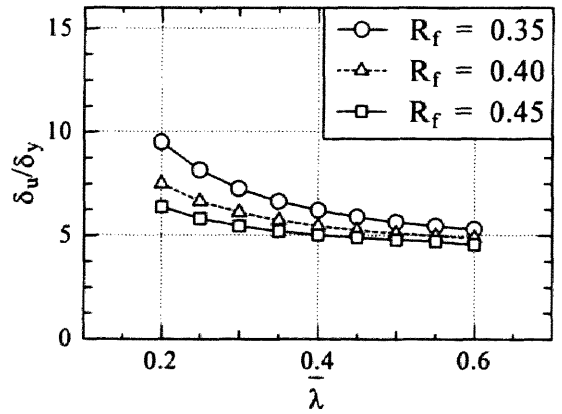
(b) II種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤



(c) III種地盤

図-3.17 コンクリート部分充填橋脚の終局変位

図-3.16 コンクリート無充填橋脚の終局変位

(表-3.3 に示したパラメータ値以外の量) を表-3.6, 3.7 に示す。

表-3.6 コンクリート無充填橋脚の諸元

λ	地盤種	$R_f=0.35$					$R_f=0.40$					$R_f=0.45$				
		h (m)	δ_y (mm)	T (sec)	P/P _y	δ_w/δ_y	h (m)	δ_y (mm)	T (sec)	P/P _y	δ_w/δ_y	h (m)	δ_y (mm)	T (sec)	P/P _y	δ_w/δ_y
0.20	I	5.65	13.4	0.476	0.255	8.58	6.50	15.6	0.512	0.257	6.93	7.36	17.6	0.545	0.257	6.01
	II		14.1	0.434	0.217	9.07		16.4	0.472	0.218	7.24		18.6	0.503	0.219	6.21
	III		14.6	0.409	0.188	9.50		17.0	0.440	0.190	7.50		19.2	0.469	0.190	6.39
0.25	I	7.06	20.8	0.596	0.217	7.50	8.13	24.2	0.642	0.218	6.26	9.20	27.4	0.683	0.219	5.56
	II		21.8	0.547	0.182	7.85		25.2	0.589	0.184	6.48		28.6	0.627	0.184	5.71
	III		22.4	0.508	0.157	8.16		26.0	0.547	0.159	6.65		29.5	0.583	0.159	5.82
0.30	I	8.48	30.1	0.719	0.188	6.81	9.76	34.9	0.774	0.190	5.82	11.0	39.6	0.825	0.190	5.28
	II		31.3	0.658	0.157	7.06		36.2	0.708	0.159	5.98		41.1	0.755	0.159	5.38
	III		32.1	0.610	0.135	7.26		37.2	0.657	0.136	6.11		42.2	0.700	0.137	5.46
0.35	I	9.89	41.2	0.844	0.167	6.32	11.4	47.8	0.909	0.168	5.52	12.9	54.2	0.969	0.168	5.08
	II		42.6	0.770	0.139	6.51		49.4	0.830	0.140	5.64		56.1	0.884	0.140	5.15
	III		43.6	0.713	0.119	6.66		50.6	0.768	0.119	5.74		57.4	0.819	0.120	5.22
0.40	I	11.3	54.3	0.971	0.149	5.97	13.0	62.9	1.046	0.150	5.31	14.7	71.4	1.114	0.151	4.93
	II		55.9	0.884	0.124	6.11		64.8	0.953	0.125	5.40		73.6	1.015	0.125	4.99
	III		57.1	0.817	0.106	6.22		66.2	0.881	0.106	5.47		75.1	0.939	0.107	5.04
0.45	I	12.7	69.2	1.098	0.135	5.70	14.6	79.7	1.208	0.142	5.12	16.6	89.7	1.314	0.149	4.80
	II		71.1	0.999	0.112	5.82		82.4	1.077	0.113	5.21		93.5	1.148	0.113	4.87
	III		72.4	0.923	0.095	5.91		84.0	0.995	0.096	5.27		95.3	1.060	0.096	4.91
0.50	I	14.1	85.2	1.267	0.132	5.46	16.3	97.6	1.416	0.143	4.97	18.4	110	1.545	0.150	4.70
	II		88.1	1.115	0.102	5.59		102	1.202	0.103	5.07		116	1.281	0.103	4.77
	III		59.6	1.029	0.087	5.66		104	1.109	0.087	5.11		118	1.183	0.087	4.80
0.55	I	15.5	102	1.468	0.134	5.26	17.9	118	1.627	0.143	4.85	20.0	132	1.776	0.150	4.62
	II		107	1.231	0.094	5.40		124	1.328	0.094	4.95		140	1.451	0.099	4.69
	III		109	1.136	0.079	5.46		126	1.225	0.080	4.99		143	1.307	0.080	4.72
0.60	I	17.0	121	1.668	0.133	5.11	19.5	140	1.849	0.142	4.76	22.1	157	2.018	0.150	4.56
	II		128	1.363	0.088	5.25		147	1.517	0.095	4.85		166	1.657	0.100	4.62
	III		130	1.243	0.073	5.31		151	1.341	0.074	4.89		171	1.431	0.074	4.56

h=柱高さ, δ_y =降伏変位, T=固有周期, P/P_y=軸圧縮力/全断面降伏軸圧縮力, δ_w =終局変位

付録 3. A2 減衰マトリクスの作成

免震橋脚のモデルのような多自由度の運動方程式を解く際、橋脚の粘性減衰を考慮するためには減衰マトリクスが必要となる。減衰マトリクスとしては、質量比例型減衰、剛性比例型減衰、レーリー減衰等多種あるが、本研究では高次モードの減衰定数まで考慮することができる Wilson・Penzien らが提案した^{3.19)}以下の式を用いる。

表-3.7 コンクリート部分充填橋脚の諸元

$\bar{\lambda}$	地盤種	$R_f=0.35$				$R_f=0.45$			
		コンクリート 充填率(%)	δ_y (mm)	T (sec)	δ_w/δ_y	コンクリート 充填率(%)	δ_y (mm)	T (sec)	δ_w/δ_y
0.20	I	35.0	10.0	0.411	14.8	45.0	12.7	0.463	14.6
	II	35.0	10.5	0.379	13.1	40.0	13.5	0.429	14.6
	III	30.0	11.0	0.355	14.9	40.0	14.0	0.400	14.3
0.25	I	30.0	16.7	0.533	11.4	40.0	21.1	0.600	12.4
	II	30.0	17.4	0.489	12.3	40.0	22.0	0.511	12.2
	III	30.0	17.9	0.454	12.0	40.0	22.7	0.512	12.1
0.30	I	30.0	24.9	0.653	10.9	40.0	31.5	0.736	11.0
	II	30.0	25.8	0.598	10.5	40.0	32.7	0.673	11.0
	III	30.0	26.5	0.554	10.2	40.0	33.6	0.625	11.1
0.35	I	30.0	34.7	0.775	9.61	40.0	44.1	0.873	10.3
	II	30.0	35.9	0.707	9.27	40.0	45.6	0.797	10.6
	III	30.0	36.7	0.654	8.94	40.0	46.6	0.738	11.0
0.40	I	30.0	46.3	0.897	8.93	40.0	58.8	1.011	10.4
	II	30.0	47.7	0.817	8.64	40.0	60.6	0.921	10.6
	III	30.0	48.7	0.755	8.50	35.0	62.6	0.857	10.9
0.45	I	30.0	59.6	1.020	8.36	40.0	74.6	1.198	10.2
	II	30.0	61.2	0.927	8.16	35.0	78.6	1.052	10.3
	III	30.0	62.4	0.856	8.19	35.0	80.1	0.972	10.4
0.50	I	30.0	73.9	1.180	8.07	40.0	91.9	1.413	9.92
	II	30.0	76.4	1.038	7.97	35.0	98.2	1.179	10.2
	III	30.0	77.7	0.958	8.17	35.0	99.9	1.088	10.1
0.55	I	30.0	89.2	1.371	7.97	40.0	111	1.628	9.74
	II	30.0	93.3	1.149	8.07	35.0	119	1.338	9.89
	III	30.0	94.8	1.060	8.10	35.0	122	1.205	9.79
0.60	I	30.0	106	1.560	8.07	40.0	132	1.854	9.55
	II	30.0	112	1.275	8.01	35.0	142	1.531	9.60
	III	30.0	114	1.163	8.02	35.0	146	1.323	9.50

注) 柱高さおよび軸圧縮力はコンクリート無充填橋脚と同じ。

$$[C] = [M][\Phi][A][\Phi]^T[M] \quad (3.A2)$$

ここで[C]は減衰マトリクス, [M]は質量マトリクス, [\Phi]はモードマトリクス, [A]は本論文のような2自由度系であれば以下のマトリクスとなる。

$$[A] = \begin{bmatrix} 2\zeta_1\omega_1/M_1 & 0 \\ 0 & 2\zeta_1\omega_1/M_1 \end{bmatrix} \quad (3.A3)$$

式中において ξ_i は i 次モードの減衰定数, ω_i は i 次モードの固有円振動数 ($i=1,2$) である。

減衰マトリクスを求めるには各次モードの減衰定数 ξ_i を求める必要がある。本研究では道路橋示方書 3.10 の規定を参考にひずみエネルギーに比例する配分を行った各次モードの減衰定数を使用した。具体的には以下の式を用いて算出している。

$$\xi_i = \frac{\sum_{j=1}^n \xi_j \{\phi_{ij}\}^T [K_j] \{\phi_{ij}\}}{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}} \quad (3.A4)$$

ここに

- $\{\phi_{ij}\}$: i 次振動モードの要素 j のモードベクトル
- ξ_j : 要素 j の減衰定数
- $[K_j]$: 要素 j の剛性マトリクス
- $\{\phi_i\}$: i 次振動モードの構造全体のモードベクトル
- $[K]$: 構造全体の剛性マトリクス

である。

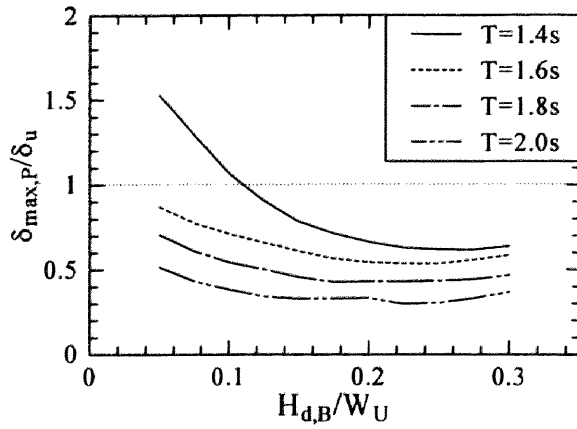
付録 3. A3 免震支承の最適降伏荷重

本文 3.5.2 で解析手法について述べたが、そこで決定する免震支承のパラメータは、免震支承の降伏荷重 $H_{d,B}$ および免震橋の周期 T である。そこで、橋脚の各パラメータおよび各地盤種に対して免震橋脚のパラメトリック解析を行った。ただし、本研究では長周期化を 2.0 秒まで行うことにしている。解析結果の例として幅厚比パラメータ $R_f=0.35$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.2$ 、地盤種として II 種地盤を取り上げ、橋脚の各損傷に関係する応答結果を図-3.18 に示す。ただし、これらの図の横軸には免震支承の降伏荷重 $H_{d,B}$ を上部構造の重量 W_U で除したもの（以下、免震支承の降伏震度）を用い、縦軸として (a) には橋脚の最大変位損傷度 ($\delta_{\max,P}/\delta_u$)、(b) には橋脚の残留変位損傷度 ($\delta_{R,P}/(h/100)$)、(c) には橋脚の累積吸収エネルギー ΣE_P を基本単位量 $E_e=H_{y,P} \cdot \delta_{y,P}/2$ で除したもの ($\Sigma E_P/E_e$) を用いている。これらの図から残留変位損傷度を除き、すべての応答結果が下に凸の形状をしており、最適な（応答が最も小さくなる）降伏震度^{3.23)}が存在することが分かる。これは免震支承の降伏荷重を変化させることにより、免震支承が吸収するエネルギー量が変化するため、履歴減衰量に差が生じたことが原因である。本章では免震支承の役割は地震動の入力エネルギーをできるだけ多く吸収し、橋脚の吸収するエネルギー量を小さくすることであると考え、橋脚のエネルギー吸収量が最低となる降伏震度（図(c)の黒丸印）を最適降伏震度とした。

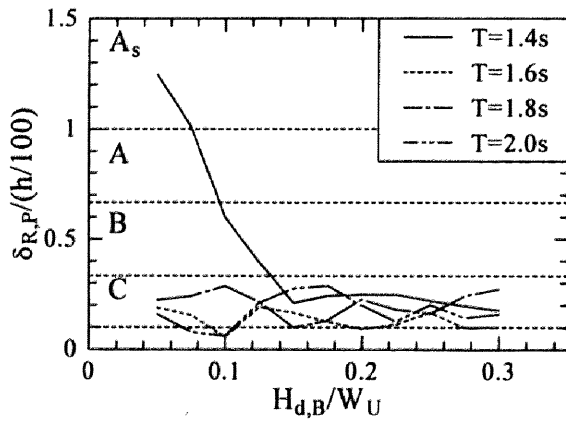
次に、免震橋脚の固有周期と最適降伏震度の近似相関式を提案する。図-3.19 は、種々のパラメータを持つコンクリート無充填橋脚とコンクリート部分充填橋脚の最適降伏震度を比較したものである。コンクリート部分充填橋脚の最適降伏震度がコンクリート無充填橋脚に比べてやや大きい値となっている。しかし、本章では、推定式の簡略化のためこれらの差異を無視し、最小 2 乗法を用いることにより近似線形相関式を提案する。その相関式を図-3.19 と次式に示す。

I 種地盤

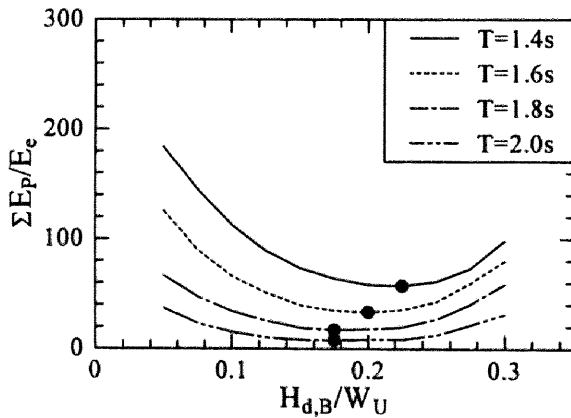
$$\frac{H_{d,B}}{W_U} = -0.0855T + 0.253 \quad (3.A5)$$



(a) 橋脚の最大変位損傷度

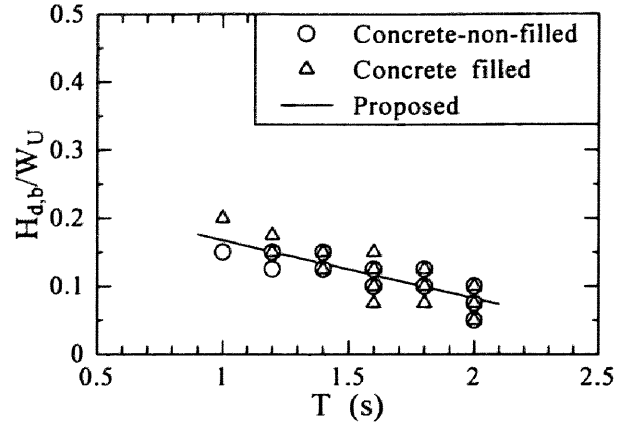


(b) 橋脚の残留変位損傷度

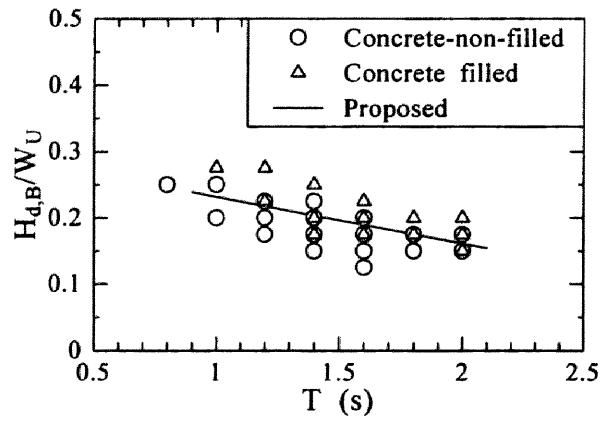


(c) 橋脚の累積吸収エネルギー

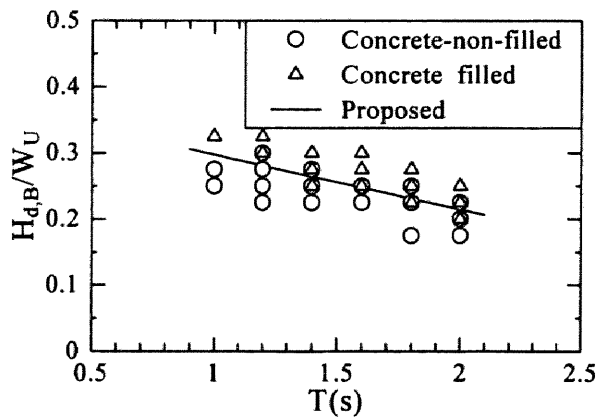
図-3.16 橋脚の損傷度と免震支承の降伏震度との関係 (コンクリート無充填橋脚, $R_f=0.35$, $\bar{\lambda}=0.20$, II 種地盤)



(a) I 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤

図-3.17 最適降伏震度と固有周期の近似相関式

II 種地盤

$$\frac{H_{d,B}}{W_U} = -0.0704T + 0.302$$

(3.A6)

III 種地盤

$$\frac{H_{d,B}}{W_U} = -0.0823T + 0.380 \quad (3.A7)$$

ただし、すべての近似相関式の定義域は $1.0 \leq T \leq 2.0$ である。ここで、 T は免震橋脚の固有周期である。

最適降伏震度は免震橋が長周期化されるに従って小さくなることが分かる。これは免震支承の最適降伏震度は、橋脚の応答に関係しているためと考えられる。まず、橋脚頂部の質点における力の釣り合いを考えると、橋脚頂部の慣性力は橋脚や免震支承の復元力に比べると無視できるほどの大きさであることから、橋脚と免震支承の復元力はほぼ等しいことが分かる。すなわち橋脚の最大復元力が免震支承の最大復元力でもあり、その最大復元力に対して免震支承が最大にエネルギーを吸収できる降伏荷重が、最適降伏震度となると考えられるからである。よって長周期化されるに従い慣性力が低下すると、橋脚の応答が小さくなるため最適降伏震度も小さくなると考えられる。また、最適降伏震度を地盤種によって比べると、I 種地盤は他の地盤種に比べてかなり小さいことが分かる。これについても長周期化と同様に慣性力で説明できる。つまり加速度応答スペクトル^{3.10}から、0.7 秒以上の周期では、I 種地盤の加速度応答は他の地盤種に比べてかなり小さく、その結果、慣性力が小さくなったためと考えられる。

参考文献

- 3.1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG(主査：宇佐美勉)：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，1996.7.
- 3.2) 宇佐美勉，水越秀和，鈴木森晶：鋼製橋脚の要求性能と保有性能，橋梁と基礎，Vol.32，No.1，pp.45-49，1997.
- 3.3) 鈴木森晶，水越秀和，宇佐美勉：鋼製橋脚の非線形動的解析，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1997.5.
- 3.4) 宇佐美勉，葛漠彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形断面高圧縮部材の繰返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.249-262，1993.3.
- 3.5) 葛漠彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰返し挙動を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163-176，1994.3.
- 3.6) 才塚邦宏，木曾英滋，宇佐美勉，伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.277-288，1995.3.
- 3.7) 宇佐美勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.523/I-33，pp.55-67，1995.10.
- 3.8) 鈴木俊光，宇佐美勉，伊藤義人，豊島径：細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動，土木学会論文報告集，No.537/I-35，pp.77-88，1996.4.
- 3.9) 才塚邦宏，宇佐美勉，芳崎一也，鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，土木学会論文集，No.556/I-38，pp.119-129，1997.1.
- 3.10) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992.
- 3.11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)，丸善，1996.12.
- 3.12) 葛西昭，葛漠彬，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能，橋梁と基礎，Vol.31，No.9，pp.23-29，1997.
- 3.13) 宇佐美勉ら：ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.207-218，1998.4.

- 3.14) Paz, M. : Structural Dynamics (2nd. Ed.), Theory and Computation, Van Nostrand Reinhold, 1990.
- 3.15) 柴田明德 : 最新 耐震構造解析, 森北出版, 1981.
- 3.16) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏 : 鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- 3.17) 日本道路協会 : 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.
- 3.18) 子林稔, 鈴木森晶, 宇佐美勉 : コンクリート部分充填鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.859-868, 1997.3.
- 3.19) Clough, R. W. and Penzien J. : Dynamics of Structures(2nd. ed.), McGraw-Hill, Inc., 1993.
- 3.20) 日本鋼構造協会 成岡昌夫, 中村恒善共編 : 骨組構造解析法要覧, 培風館, 1976.
- 3.21) 林亜紀夫, 成田伸之, 前田研一, 岩崎興治 : 橋梁用免震装置鉛プラグ入り積層ゴム支承の最適特性値探索, 土木学会論文集, No.563/VI-33, pp.117-128, 1996.12.
- 3.22) 飯山かほり, 川島一彦, 庄司学 : 免震効果を得るために必要な長周期化, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.289-292, 1997.7.
- 3.23) 庄司学, 川島一彦, 飯山かほり : 橋梁の免震設計に用いる支承の降伏強度および等価固有周期の設定, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.293-296, 1997.7.

第4章 地盤との連成を考慮した鋼製橋脚の地震時挙動に関する解析的検討

4.1 まえがき

兵庫県南部地震以後、土木構造物の耐震設計に関する見直しが急速に展開しつつある。鋼製橋脚に関しては、文献 4.1)に見られるように、震度法設計から終局限界状態を考慮した耐震設計への移行を示唆する検討が行われてきている。この中では、主に橋脚自身にターゲットを絞った形で検討が行われており、実験的にも解析的にも詳細な検討から、設計法を提案している。しかし、終局状態を考える上では、橋脚自身の性能もさることながら、橋脚－基礎－地盤からなる全体系において、耐震性能を評価すべきであることは疑いない。土木構造物の耐震設計でも鋼橋に関しては、文献 4.1)で耐震設計の現状紹介、および、数多くの研究課題をまとめており、橋梁システムの耐震設計法に対する課題も挙げられており、橋梁全体の耐震性能を総合的に判断する手法が必要であるとされている。

耐震設計を考える上で、その構造物が有する性能値（限界性能）に対して、地震時にどのような応答をするか（応答値）を基に評価する。限界性能の評価は、各部材において精力的に行われることを望むが、応答値に関しては、地盤－基礎－下部構造－上部構造間の相互作用を考えれば、システム全体を対象として総合的に判断するのが合理的である。

橋脚の地震時挙動を把握する上で、橋脚－基礎－地盤全体系を考慮した解析的研究は、以前より盛んに行われている。例えば、竹宮ら 4.2)は、直接時間積分境界要素法を適用した解析方法から、地盤の非線形性を考慮した検討を行っており、また、若井ら 4.3)は、土の非排水繰返し載荷モデルを利用して連続ラーメン高架橋の地震時挙動を予測している。これらの検討は、主に地盤の非線形性に着目している。さらに、矢部ら 4.4)・4.5)は、コンクリート橋脚と杭基礎の降伏耐力比に着目し、主に設計に即した検討を行っている。また、孫ら 4.6)・4.7)は、修正 Penzien^{4.8)}モデルを用いるなどの全体解析を通して、コンクリート製橋脚の地震時挙動を求めている。後者の2つの検討は、地盤の評価を地盤ばねによって行っている。これらの研究では、主にコンクリート製橋脚に着目したものがほとんどであり、鋼製橋脚に関しては研究例が少なく、強地震時に至っては、永田ら 4.9)、中島ら 4.10)、矢部ら 4.11)に見られる程度である。

地盤や基礎の影響を考慮する際には、その簡便性から一般的にスウェーロッキングモデル（以下、SRモデル）を使用する例が多い。例えば、文献 4.12)・4.13)では、SRモデルを用いて、非線形の応答スペクトルをまとめている。このモデルは、地震動を1点で入力するモデルであるが、多点入力モデルとしては、前述の修正 Penzien モデルの前身である Penzien モデル^{4.14)}があげられる。文献 4.15)のような複数の地盤ばねでモデル化し、解析を行うような場合である。それに対して、文献 4.16)では、地盤部分を有限要素分割した FEM モデルとして、基礎の減衰定数に関する検討を行っている。

そこで、本章においてまず、ハイブリッド地震応答実験^{4.17)}により精度の確認されている復元力モデル^{4.18)}に、地盤の効果を表現する解析モデルを付与し、種々の検討から鋼製橋脚の地震時挙動に及ぼす構造物と地盤の動的相互作用の影響度について考察する。解析を行うにあたって、地盤部分については、地盤が比較的小さいひずみ領域から非線形性を呈するのが一般的であることから、この非線形性を考慮するために等価線形化手法^{4.19)}によって、地盤物性を与えている。なお、上記の鋼製橋脚、地盤を一体化した解析を行う際には、汎用構造解析ソフト TDAP III^{4.20)}を用いて行う。使用するにあたって、鋼製橋脚の復元力モデルをユーザ非線形モデルとして組み込んだ。

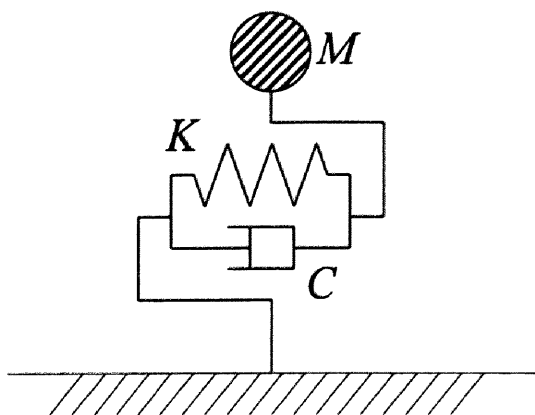


図-4.1 鋼製橋脚の解析モデル
(地盤固定モデル)

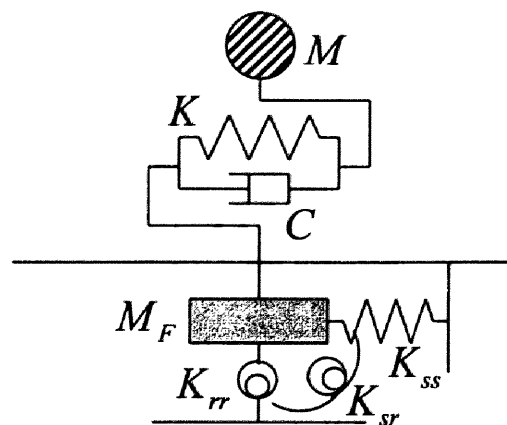


図-4.2 地盤部分をバネで表現した解析モデル
(地盤バネモデル)

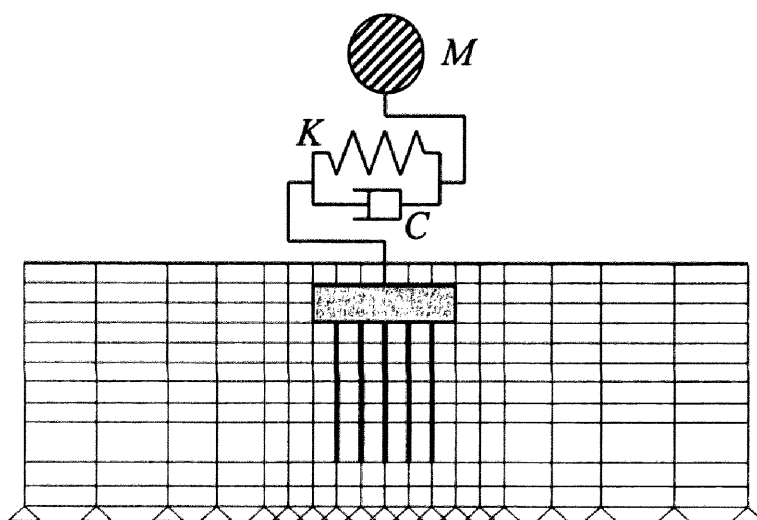


図-4.3 地盤部分を平面ひずみ要素で表現した解析モデル (地盤メッシュモデル)

続いて、応答値を把握する手段として用いられる手法の中でも FEM モデルを利用することを念頭に、構造物－地盤連成問題で減衰効果をどのようにモデル化するのが、合理的かつ簡便であるかを検討した。具体的には、粘性土の減衰定数, Rayleigh 減衰時の主要モードの考え方について考察した。最終的には、地盤の連成効果について、橋脚の応答性状から考察を加える。

4.2 鋼製橋脚－地盤連成解析モデルにおける解析手法

4.2.1 概要

本研究では、基礎および地盤との連成効果を考慮することによる地震時挙動の違いを検討するために、4つの解析モデルを作成した。以下にこれらの概要を示す。

図-4.1 に示されるモデルは、地盤を固定とした場合の解析モデルであり、鋼製橋脚および上部構造を1自由度系の集中質点系に置換したモデルである。ここに、 M = 上部構造の質量、 K = 橋脚の剛性、 C = 減衰係数である。以下、このモデルを地盤固定モデルと呼ぶ。このモデルは、基礎および地盤との連成効果を考慮しない場合の解析モデルである。

図-4.2 に示されるモデルは、橋脚は地盤固定モデルと同様とし、地盤の効果を地盤反力度等で考慮

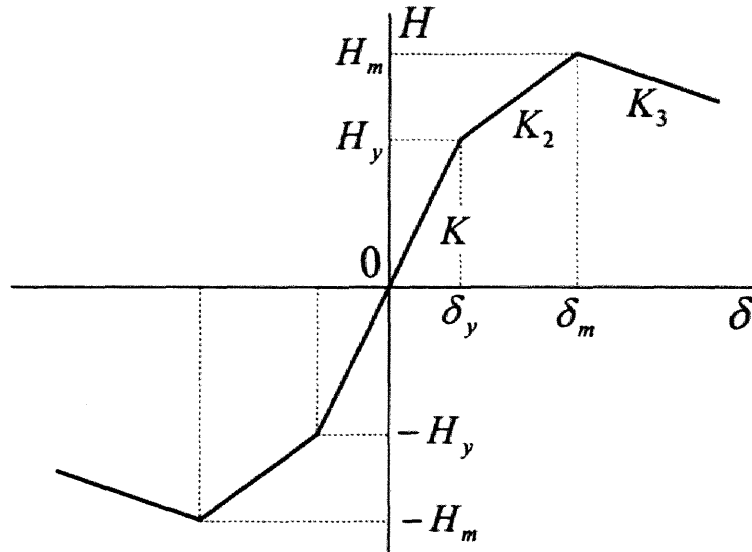


図-4.4 鋼製橋脚の荷重-変位関係を示す骨格曲線（2パラメータモデル）

した動的地盤ばねとして配置した3自由度系のモデルである。ここに、 M_F = フーチングの質量、 K_{ss} = 地盤の水平方向のばね定数、 K_{sr} = 地盤の水平方向と回転方向の連成ばね定数、 K_{rr} = 地盤の回転方向のばね定数である。以下、このモデルを地盤ばねモデルと呼ぶ。このモデルは、地盤の効果を容易に示すことによる簡便な解析モデルである。

図-4.3 に示されるモデルは、橋脚は地盤固定モデルと同様とし、地盤に対して平面ひずみ要素を用いたモデルである。なお、このモデルに関しては、地盤を構成する要素が弾性的の場合と、非線形性を考慮した等価剛性および等価減衰定数をもつ場合の2つを準備した。前者を弾性地盤メッシュモデル、後者を等価線形地盤メッシュモデルと呼ぶ。また、弾性地盤メッシュモデルは、主に地盤ばねモデルとの相関を見るために準備した。

4.2.2 橋脚のモデル化

上部構造を含めて鋼製橋脚を橋脚頂部に集中質点を有する1自由度系を想定する。集中質量 M は、道路橋示方書 4.21) に準じて、上部構造の質量 M_U と橋脚躯体全質量の 30% の値 M_P との和とする。補剛箱形断面を仮定し、初期剛性 K は曲げおよびせん断の影響を考慮して式(4.1)より求める。

$$K = \frac{1}{\left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{2GA_w} \right)} \quad (4.1)$$

ここに、 I = 橋脚断面の中立軸周りの断面2次モーメント、 E = 弾性係数、 G = せん断弾性係数、 h = 橋脚高さ、 A_w = 1枚のウェブ板の断面積である。なお、減衰係数 C については、後述する。

鋼製橋脚の復元力モデルは、名古屋大学で開発された2パラメータモデル 4.18) を使用する。2パラメータモデルは、鋼製橋脚の繰返し载荷による除荷域の剛性低下および強度劣化を考慮し、局部座屈および $P-\Delta$ 効果を表した鋼製橋脚の復元力モデルで、図-4.4 に示されるような劣化域剛性を有するトリリニア型の骨格曲線で表される。なお、復元力モデルの詳細については文献 4.18) を参照されたい。

対象とする鋼製橋脚の断面形状は、フランジ、ウェブともに3本の補剛材を配置した正方形補剛箱形断面であり、断面形状を決定する構造パラメータとして、フランジ板の幅厚比パラメータおよび橋脚の細長比パラメータを考える。これらは、次式によって定義される。

表-4.1 鋼製橋脚の設定パラメータ

使用鋼種	SM490
弾性係数 $E(\text{GPa})$	206
降伏応力 $\sigma_y(\text{MPa})$	314
ポアソン比 ν	0.3
板厚 $t(\text{mm})$	20
補剛材板厚 $t_s(\text{mm})$	20
断面形状	正方形補剛箱形断面
幅厚比パラメータ R_f	0.35 ($b=1360\text{mm}$)
補剛板のアスペクト比 l_d/b	0.50 (l_d =ダイアフラム間隔)
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.3, 0.4, 0.5, 0.6
補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$	0.05 刻みで, 0.20 から 0.50 まで, 0.60, 0.70
縦方向補剛材剛比 γ	γ^* の 3.0 倍以上 (γ^* =最適補剛材剛比)
補剛材本数	フランジ板, ウェブ板に各 3 本
軸力比 P/P_y	震度法によって定める

$$R_f = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4.2)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4.3)$$

ここに, b = フランジ幅, t = フランジ厚, n = 補剛材で囲まれたサブパネル数 (= 4), σ_y = 降伏応力, ν = 鋼材のポアソン比, r = フランジに平行な主軸に対する橋脚の断面 2 次半径である。

数値解析を行う上で定めた各種パラメータを表-4.1 に示す。なお, 表-4.1 の値をもとに, 現行の道路橋示方書 4.2D)における震度法によって橋脚の設計を行い, 集中質量 M の値を決定する。パラメータの設定に関しては, 文献 4.22)に示されるようなハイダクティリティ鋼製橋脚の設計思想に基づいている。ただし, 細長比パラメータに関しては, 橋脚の固有周期による影響を検討するために, その思想を満たさない領域が存在する。

復元力モデルで必要とする骨格曲線は, 初期剛性 K の他に, 硬化域剛性 K_2 , 劣化域剛性 K_3 である。硬化域剛性 K_2 を求めるためには, 最大荷重 H_m およびそれに対応する変位 δ_m を求める必要がある。 H_m および δ_m は単調載荷実験から得られた値を用いるのが望ましいが, 文献 4.1)に従って, 提案式すなわち式(4.4), (4.5)を利用する。

$$\frac{H_m}{H_y} = 0.101(R_f \cdot \bar{\lambda})^{1.0} + 0.880 \quad (4.4)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = 0.00759(R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}})^{-3.5} + 2.59 \quad (4.5)$$

また, 劣化域剛性 K_3 も同様に, 式(4.6)を用いて算出する。

$$K_3 = -0.278 \left(10 - \frac{\gamma}{\gamma^*} \right) R_f^2 \left(0.1 + \frac{P}{P_y} \bar{\lambda} \right) \frac{H_{y0}}{\delta_{y0}} \quad (4.6)$$

ただし, $\gamma/\gamma^* \geq 3$ のときは $\gamma/\gamma^* = 3$ とおく。ここに, H_y = 橋脚の降伏水平荷重, δ_y = 橋脚の降伏水

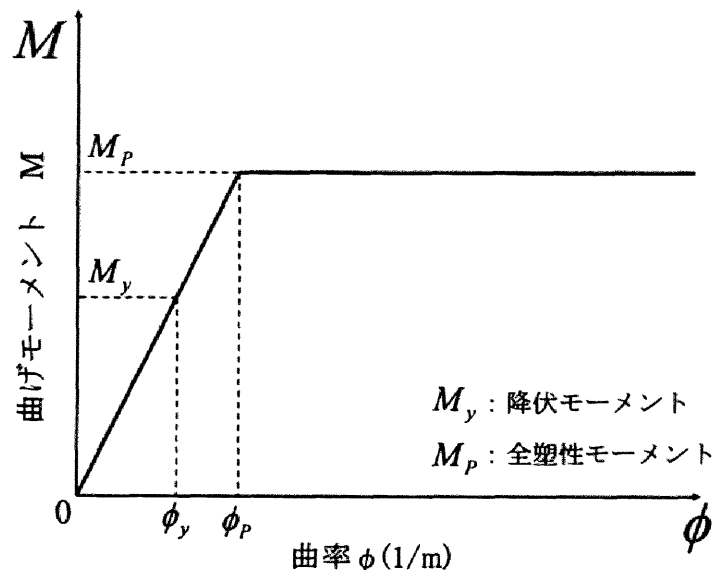


図-4.5 鋼管杭のモーメントー曲率関係（骨格曲線）

平変位， γ = 縦方向補剛材剛比， γ^* = 縦方向最適補剛材剛比， P = 軸圧縮力， P_y = 全断面降伏軸圧縮力， H_{y0} = 軸力が考慮されていないときの橋脚の降伏水平荷重， δ_{y0} = 軸力が考慮されていないときの橋脚の降伏水平変位である。

復元力モデルは、橋脚頂部における水平荷重－水平変位関係を表すモデルである。一般に、1 自由度系での解析では、橋脚基部に曲げモーメントを伝達する必要はないが、本研究で想定するようなフーチングを有するなどの場合には、曲げモーメントを考慮する必要がある。従って、橋脚頂部と橋脚基部の間を剛なはり要素で結ぶことにより、頂部水平力から発生する曲げモーメントを伝達させる。解析上では、断面積 A および弾性係数 E として鋼製橋脚の値を用い、断面 2 次モーメント I を 1000 倍することにより、剛体と見なした。

4.2.3 基礎のモデル化

本研究では、II 種地盤を想定し、基礎形式として杭基礎を仮定する。以下にこれらの概要を示す。

杭基礎は、フーチングを剛体と見なし、杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造としてモデル化する。また、杭体の曲げモーメントー曲率関係は、道路橋示方書を参考に、鋼管杭である場合を想定し、図-4.5 に示されるようなバイリニア型とする。本解析では、材質が SKK400 ($\sigma_y = 235\text{MPa}$) で、外径 $D = 800\text{mm}$ 、板厚 $t = 12\text{mm}$ の鋼管杭を使用した。従って、全塑性モーメント $M_p = 1.75(\text{MN} \cdot \text{m})$ 、全塑性モーメント時の曲率 $\phi_p = 3.69 \times 10^{-3}(1/\text{m})$ である。また、地盤メッシュモデルでは、2 次元解析を行うため、断面積および断面 2 次モーメントを奥行き方向にある本数分だけ乗じて解析した。杭の配置等は文献 4.23) を参考に定め、本数は 19 本、長さは 12m とした。

4.2.4 地盤のモデル化

対象とする地盤は、文献 4.18) に掲載の II 種地盤用に与えられた物性値を用いる。主な物性値を表-4.2 に示す。

地盤ばねモデルでは、地盤の効果を並進方向と回転方向およびその連成のばねによってモデル化を行った。地盤ばねモデルのばね定数は、道路橋示方書 IV（下部構造編）、V（耐震設計編）に準じて算定する。なお、ばね定数は、 $K_{ss} = 3.42(\text{GN}/\text{m})$ 、 $K_{sr} = -3.65(\text{GN}/\text{rad})$ 、 $K_{rr} = 64.8(\text{GN} \cdot \text{m}/\text{rad})$ である^{4.23)}。

地盤メッシュモデルでは、解析領域として、水平方向に $\pm 30(\text{m})$ 、鉛直方向に $20(\text{m})$ とし、奥行き方

表-4.2 地盤データ (II 種地盤) 4.23)

	地盤の 種類	d (m)	H (m)	平均 N 値	c (kPa)	ϕ (度)	γ_s (kN/m ³)	γ_s' (kN/m ³)	V_s (m/s)	G_s (MPa)	ν_s	h
1	粘性土	5.5	5.5	5	29.4	0	16.7	—	171	49.7	0.47	0.02
2	粘性土	8.0	2.5	5	29.4	0	16.7	7.85	171	49.7	0.47	0.02
3	砂質土	10.5	2.5	10	0.0	27	16.7	7.85	172	49.5	0.47	0.02
4	粘性土	13.5	3.0	5	29.4	0	16.7	7.85	171	49.7	0.47	0.02
5	砂質土	16.4	2.9	15	0.0	30	18.6	9.81	197	74.0	0.47	0.02
6	砂質土	20.0	3.6	50	0.0	40	18.6	9.81	295	165	0.47	0.02

d=深度, H=層厚, c=粘着力, ϕ =せん断抵抗角, γ_s =単位体積重量, γ_s' =水中単位体積重量,
 V_s =S波速度, G_s =せん断弾性係数, ν_s =ポアソン比, h=減衰定数

向に 20(m)とした。また、地盤要素としては平面ひずみ要素を用いる。メッシュサイズは、基礎の周辺は約 1(m)×1(m)とし、側面および底面に広がるにつれてメッシュサイズを大きくした。側面および底面には、逸散波を吸収し反射波の出現を抑える粘性境界を設け、半無限弾性地盤を模擬する。なお、総要素数は 469、総節点数は 433 となった。

地盤メッシュモデルにおける解析は、地盤材料に対して弾性、等価線形の 2 種類を考慮して行う。地盤を弾性とする場合は、表-4.2 により、せん断剛性、単位体積重量、ポアソン比を用いる。地盤を等価線形化する場合は、表-4.2 のデータを用いて、文献 4.24)に記載の方法により、せん断剛性-せん断ひずみ関係、および、減衰定数-せん断ひずみ関係を求め、これらの値から等価線形化手法 4.14)により得られる等価剛性、等価減衰定数を用いる。詳細は後述する。

4.2.5 数値解析手法

数値解析は直接時間積分法によって行い、数値積分法として Newmark の β 法において $\beta=0.25$ の平均加速度法を用いた。時間間隔 Δt は、地盤固定モデル: $\Delta t=0.002(\text{sec})$, 地盤ばねモデル: $\Delta t=0.002(\text{sec})$, 地盤メッシュモデル: $\Delta t=0.001(\text{sec})$ とした。

減衰定数は、橋脚に対しては 0.05、基礎に対して 0.10、弾性地盤に対しては 0.02 とし、等価線形地盤では後述の等価減衰定数を使用する。なお、弾性地盤に対する減衰定数は、文献 4.25)を参考にした。

減衰定数 h から減衰係数 C を求める際には、地盤固定モデルでは式(4.7)によって求めることができる。

$$C = 2h\sqrt{KM} \quad (4.7)$$

一方、地盤ばねモデルおよび地盤メッシュモデルは多自由度であるため、マトリクス表示をする必要がある。減衰マトリクスとしては、質量比例型、剛性比例型、レーリー型などがあるが、これらのマトリクスを作成するには、各次モードに対応した減衰定数、すなわちモード減衰定数を必要とする。本研究では、このモード減衰定数をひずみエネルギー比例型を仮定することで算定した。なお、モード減衰定数は式(4.8)で示される。

$${}_s h = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot \frac{1}{2} \{ {}_s \phi_i \}^T [K_i] \{ {}_s \phi_i \}}{\frac{1}{2} \{ {}_s \phi \}^T [K] \{ {}_s \phi \}} \quad (4.8)$$

ここに、 $\{ {}_s \phi_i \} = s$ 次振動モードにおける要素 i でのモードベクトル、 $h_i =$ 要素 i の減衰定数、 $[K_i] =$ 要

素 i の剛性マトリクス, $\{\phi\} = s$ 次振動モードでの構造物全体のモードベクトル, $[K] =$ 構造物全体の剛性マトリクスである. また, 減衰マトリクスとしては, 高次モードまで考慮するために, 式(4.9), (4.10) を使用してモード比例減衰マトリクス $[\xi]$ より求める.

$$[\xi] = \begin{bmatrix} 1\xi & & & & 0 \\ & \ddots & & & \\ & & n\xi & & \\ & & & 0 & \\ 0 & & & & \ddots \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

$${}_s\xi = \frac{2{}_sh_s\omega}{\{\phi\}^T[M]\{\phi\}} \quad (4.10)$$

ここに, ${}_s\omega = s$ 次モードの固有円振動数, $\{\phi\} = s$ 次のモードベクトルであり, 式(4.9)は n 次モードまでを考慮した際のものである. 以上により, 減衰マトリクスは, 式(4.11)によって求められる.

$$C = [M][\phi][\xi][\phi]^T[M] \quad (4.11)$$

ここに, $[\phi] =$ モードベクトルからなるモードマトリクスである. なお, 地盤メッシュモデルでは 80 次までを考慮した.

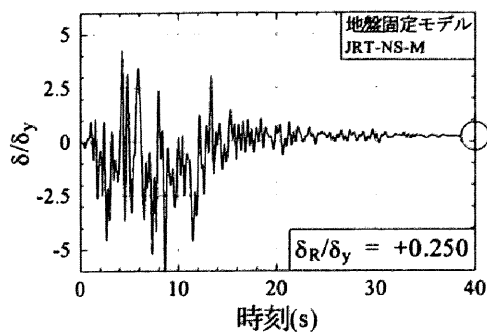
4.3 入力地震動

入力地震動は, 道路橋示方書 4.16)に規定されている鉄筋コンクリート製橋脚, 鋼製橋脚, 基礎, 支承部などの地震時保有水平耐力の照査に用いるレベル 2・タイプ II 地震動に適合するように調整された地震動のうち, II 種地盤用に用意された地震動 3 波 (FUKIAI-M, JRT-NS-M, JRT-EW-M) を使用する.

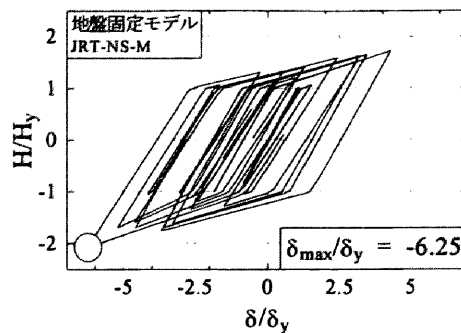
これらの地震動は, 地表面での地震加速度であり, 地盤ばねモデルおよび地盤メッシュモデルでは, 地震動を入力すべき深度が地盤固定モデルとは異なるため, それぞれの深度における入力地震動を作成する必要がある. そこで本研究では, 基盤における入力地震動を周波数領域における等価線形化手法 4.19)により推定する. 等価線形化手法としては SHAKE^{4.26)}が代表的であるが, 本研究では, 杉戸ら 4.19)によって, 軟弱な地盤かつ地震動のレベルが大きい際の SHAKE における問題点が改善された手法を適用した. 地盤を弾性として扱う場合には, 表-4.2 のデータから各層における物性値を求め, 基盤地震動を

表-4.3 有効せん断ひずみ

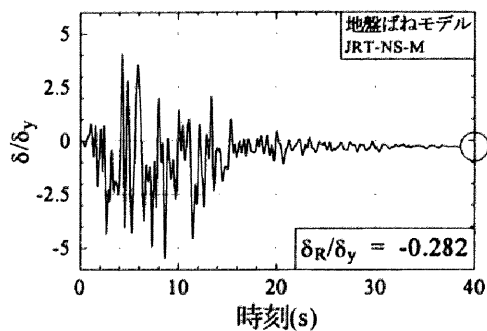
深度 (m)	FUKIAI-M (%)	JRT-NS-M (%)	JRT-EW-M (%)
1.0	0.01	0.01	0.01
2.0	0.03	0.03	0.03
2.9	0.05	0.05	0.04
3.8	0.07	0.06	0.06
4.6	0.10	0.08	0.08
5.5	0.12	0.10	0.10
6.3	0.16	0.13	0.12
7.2	0.19	0.15	0.14
8.0	0.23	0.18	0.16
8.8	2.34	1.45	1.87
9.7	2.41	1.63	2.03
10.5	2.31	1.78	2.16
11.5	0.28	0.27	0.25
12.5	0.27	0.28	0.27
13.5	0.28	0.29	0.30
15.0	0.94	1.34	1.33
16.4	1.25	1.47	1.45
17.5	0.10	0.10	0.11
20.0	0.11	0.11	0.12



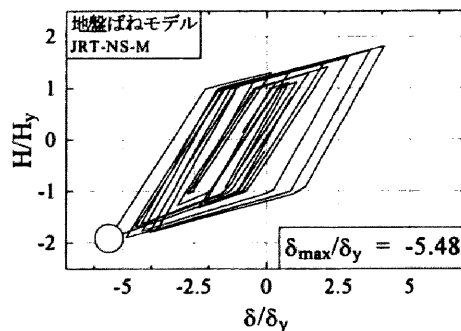
(a) 地盤固定モデル (応答時刻歴)



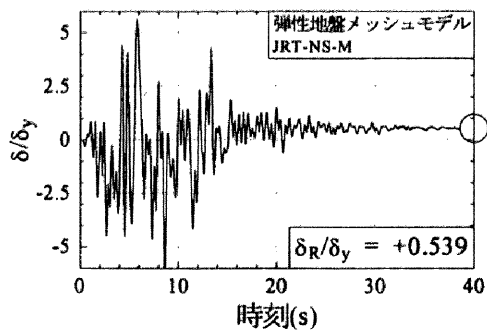
(b) 地盤固定モデル (復元力ループ)



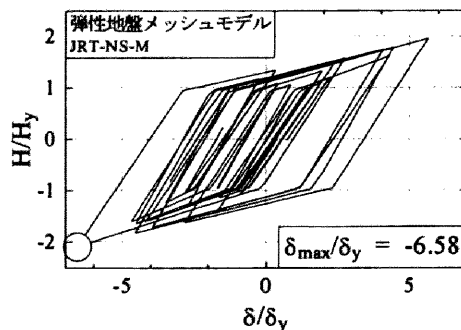
(c) 地盤ばねモデル (応答時刻歴)



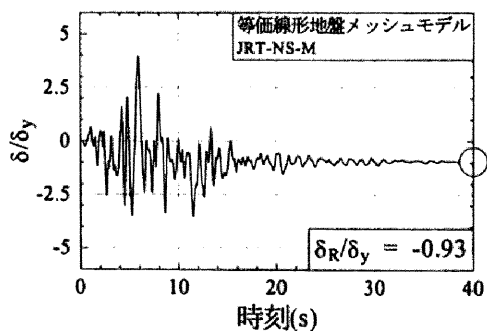
(d) 地盤ばねモデル (復元力モデル)



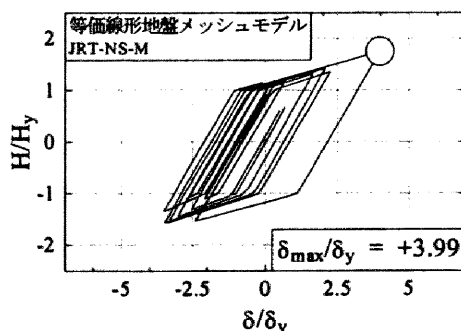
(e) 弾性地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



(f) 弾性地盤メッシュモデル (復元力モデル)



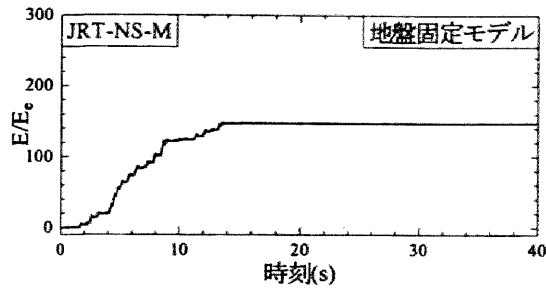
(g) 等価線形地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



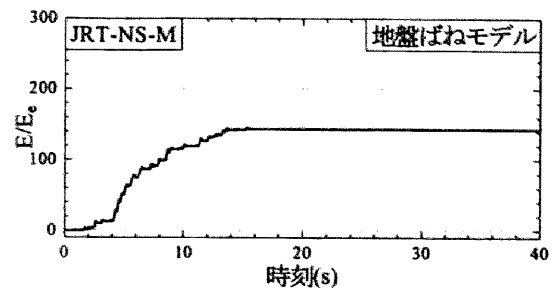
(h) 等価線形地盤メッシュモデル (復元力ループ)

図-4.6 橋脚の水平変位時刻歴および水平荷重-水平変位関係 ($\bar{\lambda} = 0.20$)

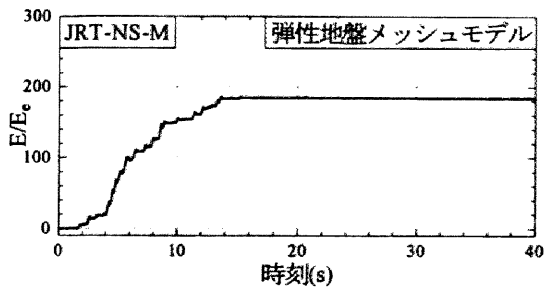
算出する。地盤を非線形として扱う場合には、文献 4.24)に記載された方法で、せん断剛性-せん断ひずみ関係および減衰定数-せん断ひずみ関係を求め、基盤地震動を算定する。なお、等価線形地盤メッ



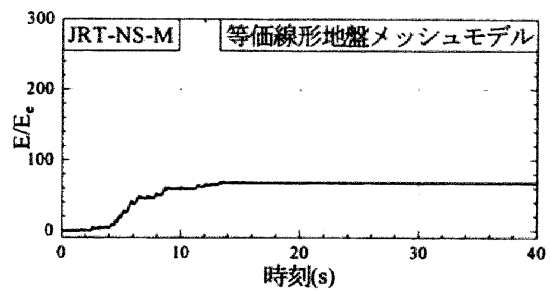
(a) 地盤固定モデル



(b) 地盤バネモデル



(c) 弾性地盤メッシュモデル



(d) 等価線形地盤メッシュモデル

図-4.7 橋脚の履歴吸収エネルギー ($\bar{\lambda}=0.20$)

シミュレーションによる解析を行う際の地盤の物性値は、この基盤地震動を算定する際に得られた、有効ひずみ（各層の最大せん断ひずみの65%）に対応するせん断剛性、減衰定数を用いる。表-4.3に等価線形化手法により得られた有効せん断ひずみを示す。

4.4 各モデルによる応答性状の違い

4.4.1 短周期橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.20$) の場合

図-4.6は、幅厚比パラメータ $R_f=0.35$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.20$ 、入力地震動を JRT-NS-M とした解析結果について、変位応答時刻歴と水平荷重-水平変位関係を示したものである。(a), (c), (e), (g) は橋脚頂部の橋脚基部に対する相対的な水平変位の応答時刻歴を示し、(b), (d), (f), (h) は、橋脚頂部における水平荷重-水平変位関係を描いたものである。また、上から順に地盤固定モデル、地盤ばねモデル、弾性地盤メッシュモデル、等価線形地盤メッシュモデルによる解析結果を示す。なお、応答時刻歴については、縦軸を橋脚の降伏変位で、水平荷重-水平変位関係については、縦軸を橋脚の降伏荷重、横軸を橋脚の降伏変位で、それぞれ無次元化されている。また、図中の丸印は、応答時刻歴に関しては、残留変位 (δ_R/δ_y) を、復元力ループに関しては、最大応答変位 (δ_{max}/δ_y) を示しており、図中には具体的な数値を示しておいた。

これらの図より、等価線形地盤メッシュモデルを除いて、目立った差異は確認できないことが分かる。若干、弾性地盤メッシュモデルの応答値が地盤固定モデル、地盤ばねモデルに比べて大きくなっている。これは、地盤の減衰定数を2%としたためである。逆に等価線形地盤メッシュモデルでは、地盤の減衰定数も弾性に比べて大きいため、応答値がかなり小さくなっている。

これらを履歴吸収エネルギーという観点から考察するために図-4.7を準備した。この図において、縦軸は履歴吸収エネルギーを示し、横軸は時刻を示す。ただし、縦軸は橋脚の弾性吸収エネルギー $E_e = H_y \cdot \delta_y / 2$ で無次元化されている。この図から、明らかに等価線形地盤メッシュモデルにおける履歴吸

収エネルギー量が小さいのが分かる。これは、地盤の減衰定数が等価線形地盤メッシュモデルにおいて最も大きい点、粘性境界による反射波の除去がされている点が理由として考えられる。

現段階では、地盤の減衰定数に代表される物性値に不確定性が大きいので、これら4モデルにおいて、どれを正解とするかは明確には決めることはできない。これは、大塚ら^{4.27)}も指摘しており、特に地盤ばねを利用する際の減衰定数の設定に適切な配慮をする必要があるとされている。そこで、現状では、上から徐々に実現象に近い挙動を示すモデルに近づいていると仮定すると、等価線形化された地盤による固有周期と橋脚の固有周期とが一致していない場合、橋脚部分については、地盤を考慮しないことを想定した検討結果は安全側を呈しているといえる。

4.4.2 長周期橋脚 ($\bar{\lambda} = 0.50$) の場合

前節では、 $\bar{\lambda} = 0.20$ と、やや短周期である鋼製橋脚について検討した。ここでは、やや長周期となる鋼製橋脚を想定し、等価線形化された地盤の固有周期と橋脚の固有周期が一致する際の地震時挙動について検討する。

図-4.8 は、幅厚比パラメータ $R_f=0.35$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.50$ 、入力地震動を FUKIAI-M とした解析結果についてまとめたものであり、図の並びおよび無次元化については図-4.6 と同様である。

前節と同様、地盤固定モデル、地盤ばねモデルおよび弾性地盤メッシュモデルにおける橋脚頂部の水平変位時刻歴は、ほぼ同様の傾向を示しており、弾性地盤メッシュモデルが若干大きな応答を示している。これに対して、等価線形地盤メッシュモデルによる解析結果は、前節までの結果とは異なり、他のモデルに比べて大きな応答を示している。そこで、モード解析により、この理由について考察を加える。

表-4.4 は、各解析モデルにおけるモード解析結果のうち、周期とモード減衰定数について示したものである。なお、参考のために地盤のみのモード解析を行った際の結果も載せており、 $\bar{\lambda}=0.20$ と $\bar{\lambda}=0.50$ の場合について示した。

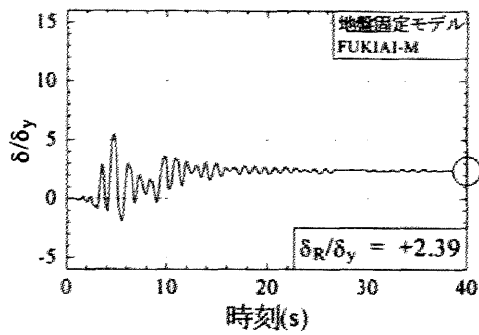
どちらの橋脚においても、第1次モードの固有周期は、1.09秒程度である。ただし、モード減衰定数は、 $\bar{\lambda}=0.50$ の場合には、0.081 と小さい。これは、橋脚部の変形が卓越的なモードがでていていることを示している。 $\bar{\lambda} = 0.20$ の場合には、このような減衰定数の小さいモードは、第4次に出現する。すなわち、 $\bar{\lambda} = 0.20$ の場合の主要なモードは地盤の変形が卓越的なモードと考えられる。そこで、変形モードを図-4.9に示す。なお、図-4.9において、橋脚の変形量は、橋脚上部に存在するばねにおいて集約させているため、図中では橋脚頂部における水平にのびた線分が橋脚の変形量を表している。従って、例えば、図-4.9(b)(g)では、地盤部分に比べて、橋脚が非常に大きく振動するモードであることを示している。モード図においても、橋脚の変形が卓越的となるモードが $\bar{\lambda}=0.20$ のときは、第4次モードであり、 $\bar{\lambda}=0.50$ のときは、第1次モードであることが分かる。

第1次モードが、橋脚の変形に集中しているため、地震動のエネルギーを橋脚が吸収すべき割合が高くなり、結果的に、応答値が他の3モデルよりも大きくなったと思われる。すなわち、橋脚の固有周期と等価線形化された地盤の固有周期が一致する場合には、共振現象のような効果により、橋脚の応答値が大きくなる。

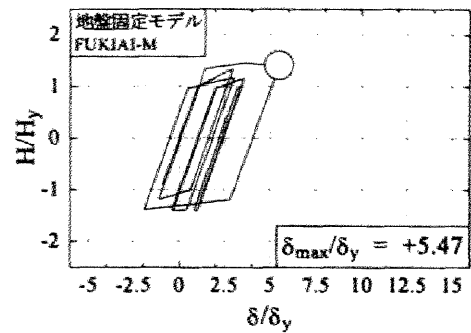
4.4.3 地震動3波による変位応答スペクトル

前節まででは、やや短周期側の橋脚と、やや長周期側の橋脚に対する応答についてとりまとめた。そこで、ここでは橋脚の細長比パラメータを種々に設定することで、橋脚の固有周期に変化を与え、変位応答スペクトルとしてまとめる。

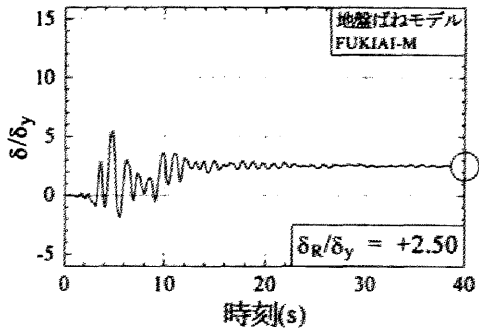
図-4.10 は、各地震動(FUKIAI-M, JRT-EW-M, JRT-NS-M)を入力した際の、橋脚の最大応答変位および残留応答変位をもとに、変位応答スペクトルを描いたものである。(a)は最大応答変位スペクトルを



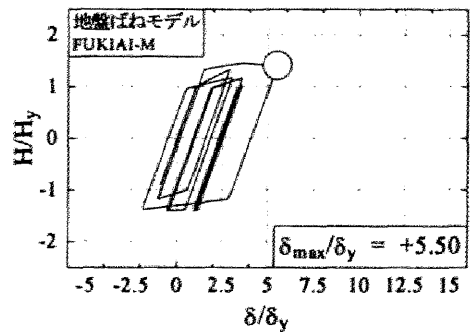
(a) 地盤固定モデル (応答時刻歴)



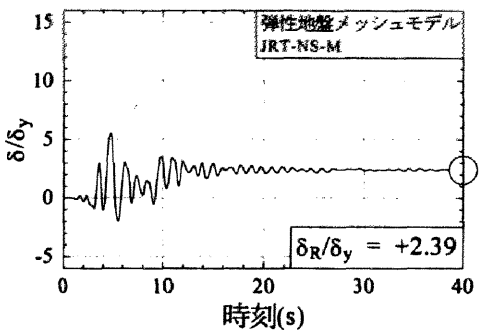
(b) 地盤固定モデル (復元力ループ)



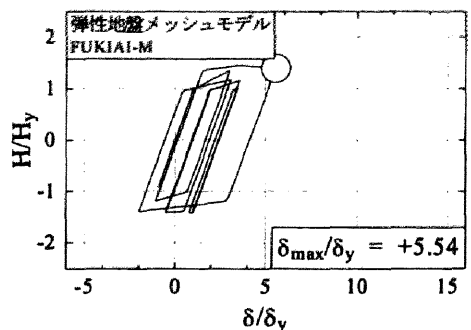
(c) 地盤バネモデル (応答時刻歴)



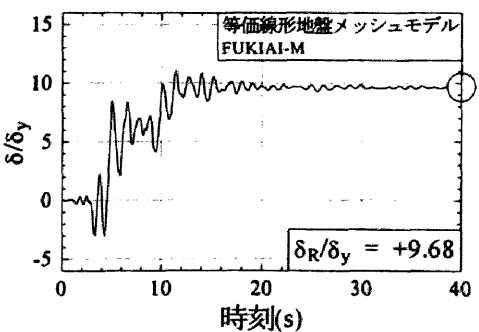
(d) 地盤バネモデル (復元力モデル)



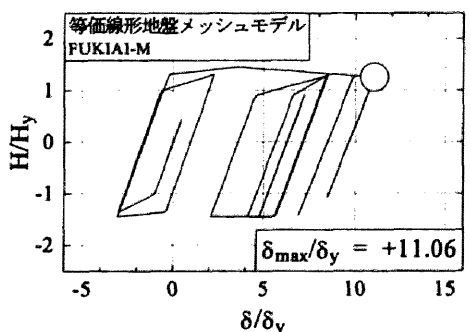
(e) 弾性地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



(f) 弾性地盤メッシュモデル (復元力モデル)



(g) 等価線形地盤メッシュモデル (応答時刻歴)



(h) 等価線形地盤メッシュモデル (復元力ループ)

図-4.8 橋脚の水平変位時刻歴および水平荷重-水平変位関係 ($\bar{\lambda} = 0.50$)

示し、縦軸は橋脚の最大応答変位を橋脚の降伏変位で無次元化し、横軸は系の固有周期としている。ただし、等価線形地盤メッシュモデルにおいては、系の固有周期として第1次モードを選択すると、前述の通り地盤の固有周期付近に密集するため、ここでは、弾性地盤メッシュモデルの第1次モードの周期を選んだ。また、(b)は残留変位スペクトルを示し、縦軸は橋脚の残留応答変位を橋脚の高さの100分の

表-4.4 各次モードにおける固有周期および減衰定数

	地盤のみ							
	弾性地盤		等価線形地盤					
	周期 T(sec)	減衰定数 h	周期 T(sec)	減衰定数 h				
1次	0.424	0.020	1.150	0.253				
2次	0.387	0.020	1.090	0.259				
3次	0.387	0.020	1.090	0.259				
4次	0.270	0.020	0.469	0.187				
5次	0.203	0.020	0.441	0.204				
	地盤＋橋脚（ $\bar{\lambda}=0.20$ ）							
	地盤固定		地盤バネ		弾性地盤		等価線形地盤	
	周期 T(sec)	減衰定数 h	周期 T(sec)	減衰定数 h	周期 T(sec)	減衰定数 h	周期 T(sec)	減衰定数 h
1次	0.418	0.050	0.471	0.061	0.463	0.037	1.086	0.259
2次			0.109	0.100	0.374	0.020	1.086	0.259
3次			0.108	0.000	0.374	0.020	0.940	0.184
4次					0.359	0.031	0.416	0.065
5次					0.225	0.020	0.406	0.181
	地盤＋橋脚（ $\bar{\lambda}=0.50$ ）							
	地盤固定		地盤バネ		弾性地盤		等価線形地盤	
	周期 T(sec)	減衰定数 h	周期 T(sec)	減衰定数 h	周期 T(sec)	減衰定数 h	周期 T(sec)	減衰定数 h
1次	1.050	0.050	1.080	0.053	1.055	0.050	1.099	0.081
2次			0.109	0.100	0.390	0.019	1.086	0.259
3次			0.102	0.000	0.374	0.020	1.085	0.257
4次					0.373	0.020	0.867	0.158
5次					0.225	0.020	0.409	0.181

1で無次元化し、横軸は(a)と同様とした。なお、各モデルによる応答スペクトルは、地震動3波による結果の平均値を示している。これは、各地震動の際だった特徴を平均化して耐震性を判断するためであり、道示4.2Dの記述に従っている。

図-4.10により、地盤固定モデル、地盤ばねモデル、弾性地盤メッシュモデルの3モデルは、ほぼ同じような値をとる。このことは、最大応答変位、残留応答変位の両方について言うことができる。すなわち、地盤を弾性として取り扱う範囲内であれば、地盤固定モデルによる応答値は、地盤との連成を考慮しても、大きな変化が無いことを示している。

一方、等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が0.20~0.40 ($T=0.42s \sim 0.83s$)のとき、他の3モデルよりも最大応答変位が小さくなっている。残留変位に関しては、最大応答変位ほどの明確な差異は確認できないものの、小さくなっている。これは、前節までの考察の通り、橋脚の固有

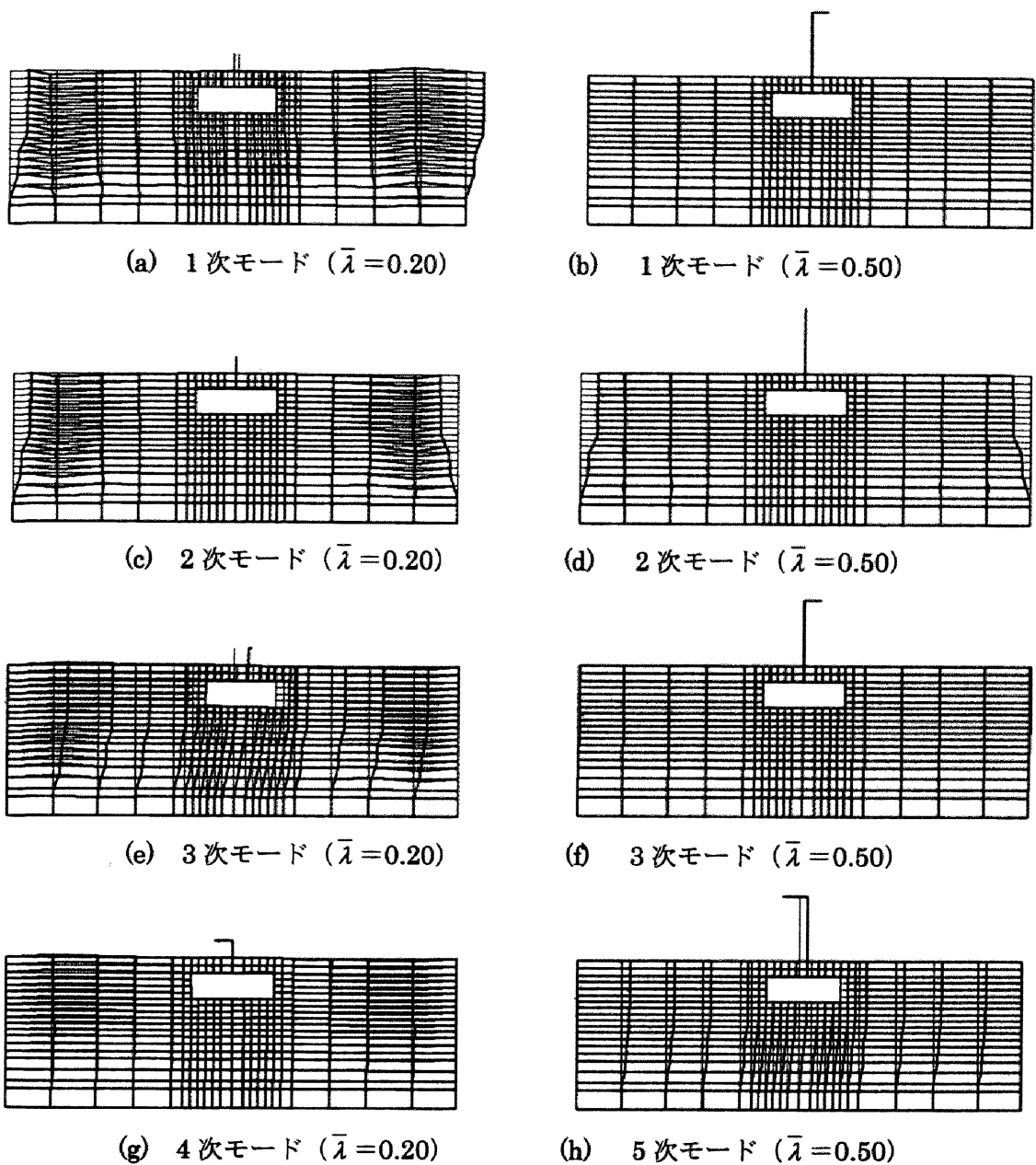


図-4.9 モード図

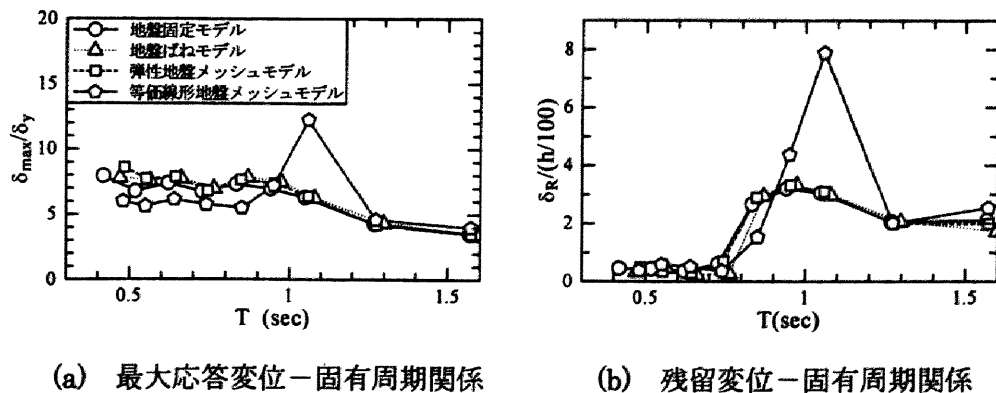


図-4.10 変位応答スペクトル (II 種地盤)

周期と等価線形化された地盤との固有周期が離れているためである。また、 $\bar{\lambda}$ が $0.45 \sim 0.50$ ($T=0.94s \sim 1.05s$) のときは、他の3モデルに比べて大きな応答を示している。特に、残留変位に関しては、非

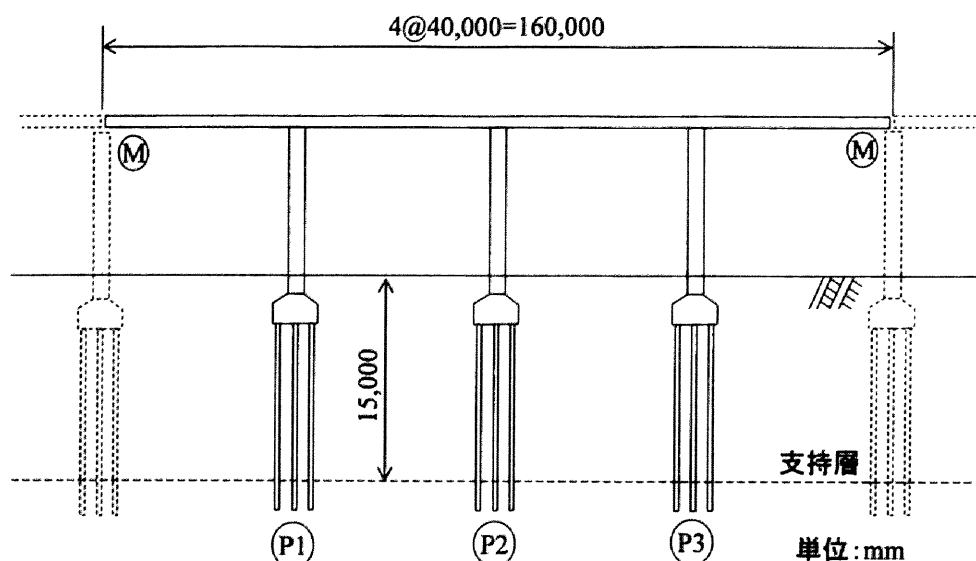


図-4.11 対象橋梁の模式図

常に大きな応答を示している。このことに関しては、文献 4.28)でも述べているように、2パラメータモデルの履歴法則では、一旦、変位が最大荷重時の変位を越えると、その方向に変位が出やすくなり、反対側には変位が出にくくなることが指摘されている。特に図-4.8(g)で見られるように、一方に変位が偏る傾向が見られるため、実橋脚では、この程度の応答を示すことはないと思われるが、前節での考察の通り、主要なモードは橋脚が大きく変形するモードであるため、その傾向は正しく評価されているといえる。

4.5 多径間連続橋—地盤連成系における弾塑性地震応答解析手法に関する諸元

前節にて、単柱式鋼製橋脚—地盤連成系における地震応答性状を把握するに至った。得られた知見として、構造物の固有周期と等価線形化された地盤の固有周期が近接しており、さらに、地震動の卓越周期も近接している場合、橋脚の最大応答変位は非常に大きくなるため、耐震設計を行う上で、固有周期に注意を払う必要があることであった。本節では、さらに、多径間連続橋を対象として、構造物—地盤間の連成と各橋脚間の連成が同時に生じる場合の応答性状について検討する。なお、より部材数の多い構造物の解析を行うにあたって、本節では、橋脚をはり要素にてモデル化することにした。この点は、前節とは異なっているので注意されたい。

4.5.1 解析モデルの概要

本研究では、構造物—地盤の連成効果を取り込むことのできる解析モデルとして、構造物とその周辺地盤に有限要素法を用いた形で解析するモデルを採用する。以下に、その解析モデルの概要をまとめる。

(a) 橋梁部分のモデル化について

本研究で取り扱う橋梁は、図-4.11に示されるような4径間連続高架橋をイメージしている。ただし、支承部分については、簡単のため、ピン結合となる鋼製支承を想定した。本節では連続橋における地盤部分の応答値について重点をおくため、この部分については、ゴム支承を用いるなどの方策について検討する必要があるが、ここでは割愛する。

橋脚には、筆者らがこれまで多くの知見を得てきていることから鋼製橋脚を採用した。使用鋼材は

表-4.5 橋脚の構造パラメータ

	P1 橋脚 および P3 橋脚	P2 橋脚
地盤種	II 種地盤を想定	
使用鋼種	SM490	
弾性係数 $E(\text{GPa})$	206	
降伏応力 $\sigma_y(\text{MPa})$	314	
ポアソン比 ν	0.30	
断面形状	正方形補剛箱形断面	
設計水平震度 k_h	0.25	
フランジ幅 $b(\text{m})$	1.31	1.28
板厚	19	19
補剛材幅 $b_s(\text{m})$	0.125	0.123
補剛材板厚 $t_s(\text{mm})$	20	20
幅厚比パラメータ R_f	0.35	
柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.391	0.388
アスペクト比 l_d/b	0.5	
橋脚高さ $h(\text{m})$	8.13	7.90
降伏荷重 $H_y(\text{MN})$	1.76	1.76
降伏変位 $\delta_y(\text{mm})$	49.8	49.2

表-4.6 地盤パラメータ

層番号	1					2
地盤の種類	粘性土					砂質土
層厚 $H_s(\text{m})$	15.0					5.0
単位体積重量 $\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	17.6					19.6
ポアソン比 ν_s	0.47					0.47
減衰定数 h_s	本研究にて算定					0.02
平均 N 値	5	10	15	20	25	50
せん断波速度 $V_s(\text{m/s})$	171	215	247	271	292	295
せん断弾性係数 $G_s(\text{MPa})$	52.6	83.2	109	132	154	174
粘着力 $c(\text{kPa})$	29.4	58.8	88.2	118	147	—
せん断抵抗角 $\phi(\text{度})$	0					—

SM490 材のみとし、断面形状もごく基本的な正方形補剛箱形断面であり、張り出し部分等は考慮しなかった。材料構成則には名古屋大学で開発されている修正 2 曲面モデル^{4.29)}を用いる。桁部分は、弾性体であるとし、橋脚部分および桁部分には、はり要素を用いた。支承部分は、鋼製支承を模擬するために、解析モデル上では桁部分と橋脚部分がピン結合となるように設定した。なお、桁両端は、移動支承を想定し、鉛直方向の変位を拘束している。その他の具体的な構造パラメータは、表-4.5 を参照されたい。

(b) 基礎部分のモデル化について

本研究での想定地盤は II 種地盤とし、基礎部分は杭基礎を仮定することとした。フーチングは、剛体と見なせるだけの十分な高さを与え、杭は鋼管杭とし、いずれも震度法設計を満足するように構造諸元を与え、道路橋示方書 IV^{4.30)}、V^{4.21)}の条件を満足している。なお、杭部分は、はり要素を適用した。また、フーチングは剛体として挙動するものとして剛体要素を用いた。また、杭に用いる材料が鋼材であることから、前述の橋脚と同様修正 2 曲面モデルを構成則に適用する。

(c) 地盤一体型解析モデルにおける地盤部分のモデル化について

本章で言う地盤一体型解析モデルは、対象橋梁の弾塑性地震応答解析を行う際に、十分な広さを有する地盤部分も解析対象内に入れて、一体として解析するためのモデルである。本モデルでは、地盤部分を平面ひずみ要素で表現し、側面および底面には ABAQUS^{4.31)}に準備されている無限要素で無限性を模擬した。なお、地盤を 2 次元モデルで表現することに関しては、文献 4.32) が指摘するように、3 次元で解析を行うか、平面ひずみ要素の奥行き方向解析幅に補正を加える必要がある。本研究では、特に補

正等を行っている。3次元モデルでの解析等も含めて今後の課題としたい。また、構造物と地盤との間には、特別な要素を設けず、完全付着を仮定しているため、滑動、剥離は考慮できていない。地盤は、表-4.6に示す表層地盤と基盤の2層地盤を仮定し、表層地盤はN値=5~25を仮定して地盤物性値を算出し、材料非線形としてMohr-Coulomb則を適用した。支持層としての基盤は砂層とし弾性体を仮定した。なお、地盤部分の有限要素メッシュの大きさについては、基礎付近の0.5m×0.5mで、杭周辺は大きくても1m×1m以内で、遠方のメッシュは100m×2mで構成されている。

4.5.2 数値解析方法のフロー

本研究では、地表面での地震動が与えられた場合を想定した数値解析を行う方法について述べる。

(a) 工学的基盤面における地震動の算定

地表面での地震動は、地盤連成を考慮しない場合、あるいは、地盤連成を地盤バネ等で簡易に表現する場合には、そのまま入射しても構わないが、本研究で行う地盤一体型解析モデルでは、表層地盤の非線形性や入射深度の違いなどから基盤面での地震動を換算してから入射する必要がある。本研究では基盤面として工学的基盤面付近を想定しているが、この地震動算定には、SHAKE^{4.26)}が有名で、最近では軟弱地盤でのSHAKEの問題点を改良したFDEL^{4.19)}も使われる。本研究では、後者のFDELを用いて、解析基盤面の地震動を算定した。なお、FDELで必要とされる地盤の材料非線形性は、文献4.24)を参考にした。

(b) 地盤メッシュの地表面における地震動の再現性のチェック

本研究では、FDELにおける工学的基盤における地震動の算定を真値としてとらえ、FEMモデルにこの地震動を入力した際の地表面での再現性をチェックする。FDELは1次元せん断波を考えたモデルであり、FEMモデルとは解析手法が異なるため、完全な一致はあり得ない。そこで、本研究では、地盤部分の減衰定数をパラメトリックに与えることで、おおむね一致する減衰定数を見抜き、これを地震応答解析時の減衰定数とすることを考えた。このパラメトリック解析については、次節にて述べる。

(c) 地震応答解析に用いる減衰マトリクスの算定

構造物および地盤の含められた本解析モデルでは、固有値解析によって、多くのモードを算定することが可能である。一般的な動的解析では、Rayleigh減衰を仮定することが多く、この減衰には2つのモードを必要とする。この減衰マトリクスに関しては、線形解析に関しては、文献4.33)が詳細に検討しており、非線形解析においても文献4.34)が検討している。本研究もこれら文献と大きく異なるところはないが、橋脚の応答に着目した検討を行う。なお、主要2モードを選択する必要があるが、これは4.7節にて詳細を述べる。

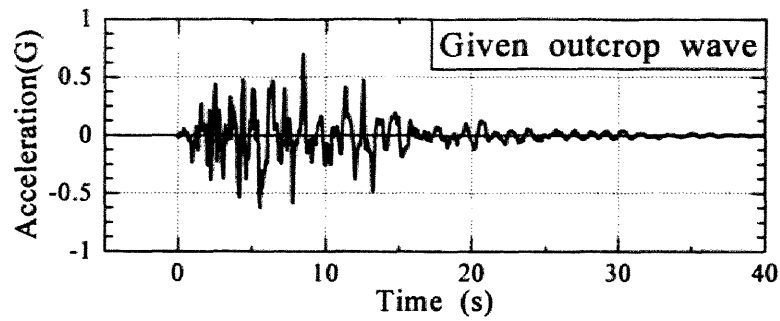
(d) 地震応答解析の実行

以上で定められた減衰定数、主要モードに基づき地震応答解析を行うことができる。4.6節では、応答値に関する考察を行い、構造物-地盤連成系の応答値変化についてまとめる。

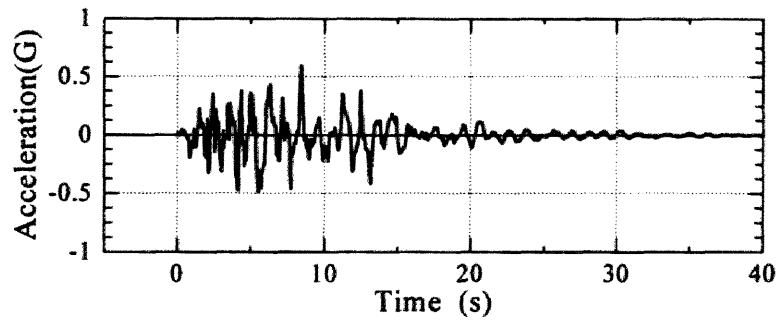
4.5.3 数値解析方法に関して

本研究の地震応答解析には、汎用構造解析用プログラムABAQUS^{4.12)}を使用した。直接時間積分法でABAQUSに準備されているHilber-Huges-Taylor法を適用し、時間間隔は初期時間増分を0.001秒とし、自動時間増分制御により、最大時間増分0.01秒以内で解析を行うこととした。

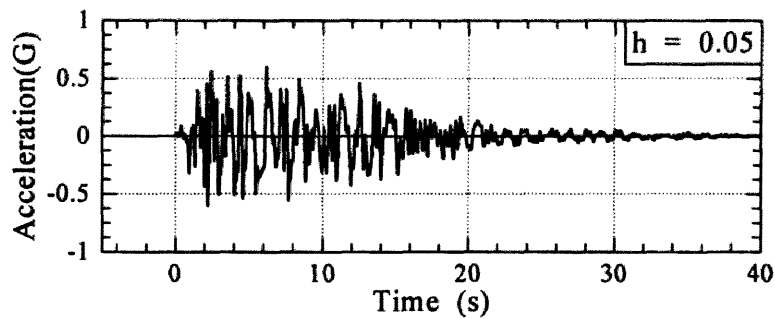
本研究で確定している減衰定数は、構造物に関する定数で、具体的には、橋脚および上部構造部分は0.05とし、杭基礎部分は0.10とした。なお、工学的基盤に相当する砂層地盤は、弾性体を仮定しているがFDELにおいても本解析モデルにおいても減衰定数は0.02とした。減衰定数が部材によって異なるので、本研究では、複合モーダル減衰として、固有値解析を利用して運動エネルギーに比例するよう



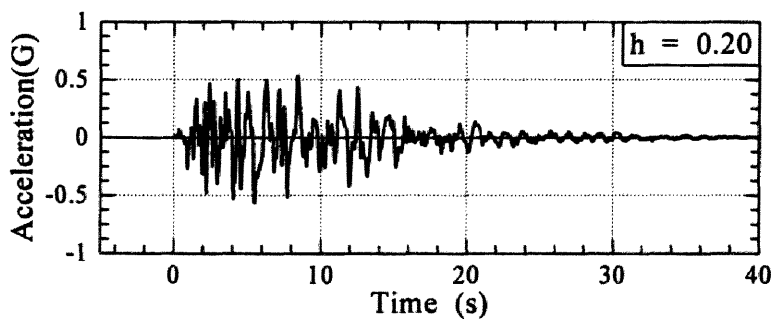
(a) 想定地震動



(b) 推定基盤地震動 (FDELにて処理)



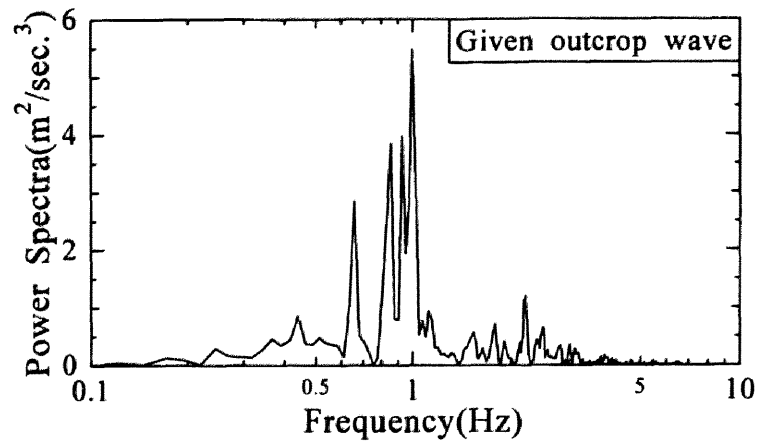
(c) 地表面地震動 (粘性土の減衰定数 $h=0.05$)



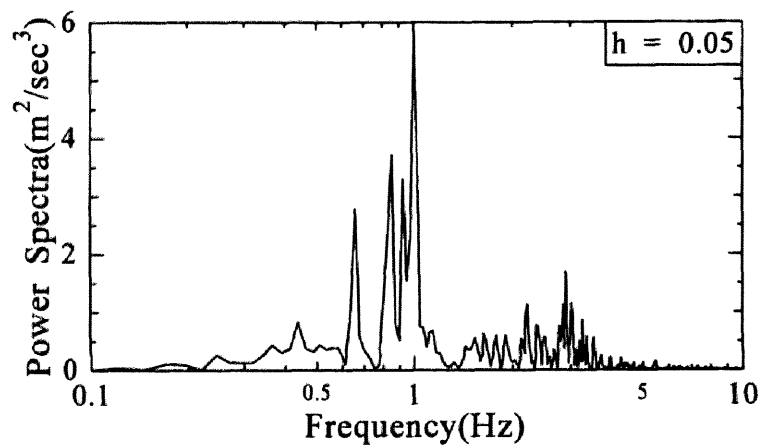
(d) 地表面地震動 (粘性土の減衰定数 $h=0.20$)

図-4.12 FEMモデルによる地表面地震動の推定結果

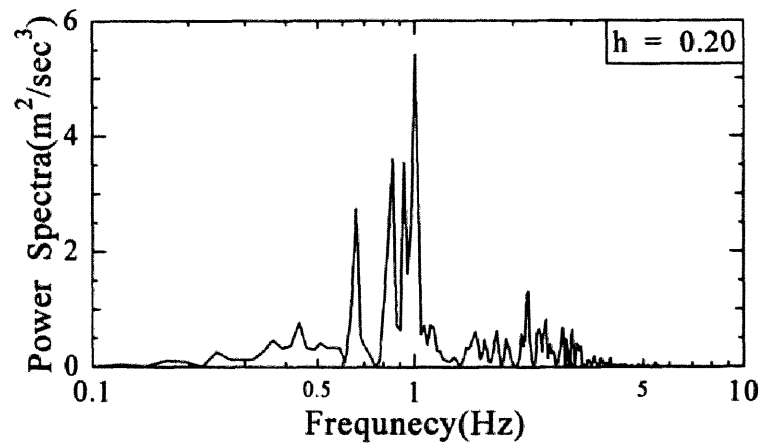
にモード比例減衰定数を求めた。なお、この減衰定数は ABAQUS に標準で準備されている固有値解析法によって、得ることが可能である。



(a) 想定地震動



(b) 地表面地震動（粘性土の減衰定数 $h=0.05$ ）

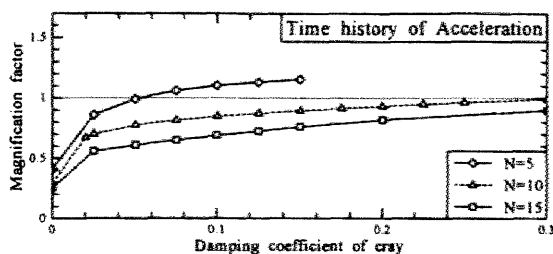


(c) 地表面地震動（粘性土の減衰定数 $h=0.20$ ）

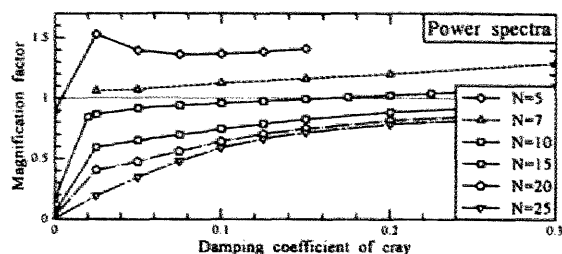
図-4.13 パワースペクトルによる推定結果の比較

4.6 地盤の減衰定数に関する地震動再現性チェック

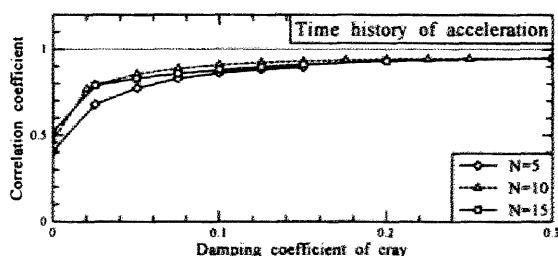
FEM モデルは、メッシュの細かさによって解への収束性が異なるのが一般的で、特に本研究のような解析モデルを考える場合、計算機能力に応じて、メッシュサイズも考えていかなければいけない。その際に、真値をとらえているかどうか問題となる。また、材料非線形性を考える場合、特に地盤の材



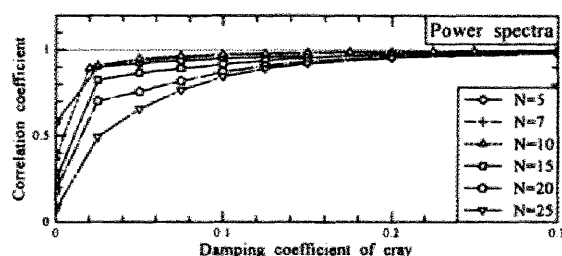
(a) 誤差の程度（時刻歴波形での比較）



(c) 誤差の程度（パワースペクトルでの比較）



(b) 相関係数（時刻歴波形での比較）



(d) 相関係数（パワースペクトルでの比較）

図-4.14 FEMモデルによる地表面地震動の推定精度

料非線形性は、文献 4.35)にも記載の通り、どの程度までを精度よくとらえるのかについては発展途上な面がある。そこで、本研究では、地表面で想定される地震動が与えられた際に、FDELを用いて、モデル最下端に相当する工学的基盤面での地震動を作成し、これらを真値ととらえ、FEMモデルにて、逆に工学的基盤面から入射した際に、地表面での地震動が最初の想定地震動をどの程度、精度よく推定しているかで、判断することにする。

図-4.12(a)は、本研究で想定している地表面での地震動を時刻歴で表現したグラフである。なお、道路橋示方書で提供されているレベル2タイプII地震動のうち、JRTNS-Mを用いている。8秒付近で0.7G程度の波が入射される地震動である。FDELを用いてこの地震動を工学的基盤面付近で推定した波形が、図-4.12(b)である。

本研究で用いるFEMモデルのうち、地盤部分のみを取り出した解析モデルに対して、基盤地震動を入力すると、地表面では図-4.12(c), (d)に示される波が得られる。(c)は、粘性土の減衰定数を5%とした場合の結果であり、(d)は20%とした場合である。(c)によると2~8秒付近で0.5Gを越える波形がいくつか存在し、(a)と大きく異なることはないが若干異なる。これを(d)で比べると、おおむね一致してくる。このように、粘性土に与える減衰定数によって地表面での推定加速度を調整することができる。本研究で用いている粘性土に対する構成則や、メッシュ分割の荒さに精度上の問題があったとしても、減衰定数を設定することで、地表面での加速度を当初の想定地震動に近づけることが可能である。これを、周波数領域で確認したのが、図-4.13である。図-4.13は、縦軸にパワースペクトルをとり、横軸に周波数をとったものである。(a)は想定地震動、(b), (c)は解析による地震動のパワースペクトルを示したものである。(a)と(b)を見比べると、高周波数成分に大きな違いが現れていることが分かる。(a)と(c)はほぼ一致している。

以上を受けて、本研究では、N値に関するパラメトリック解析を行い、粘性土の減衰定数を種々に与

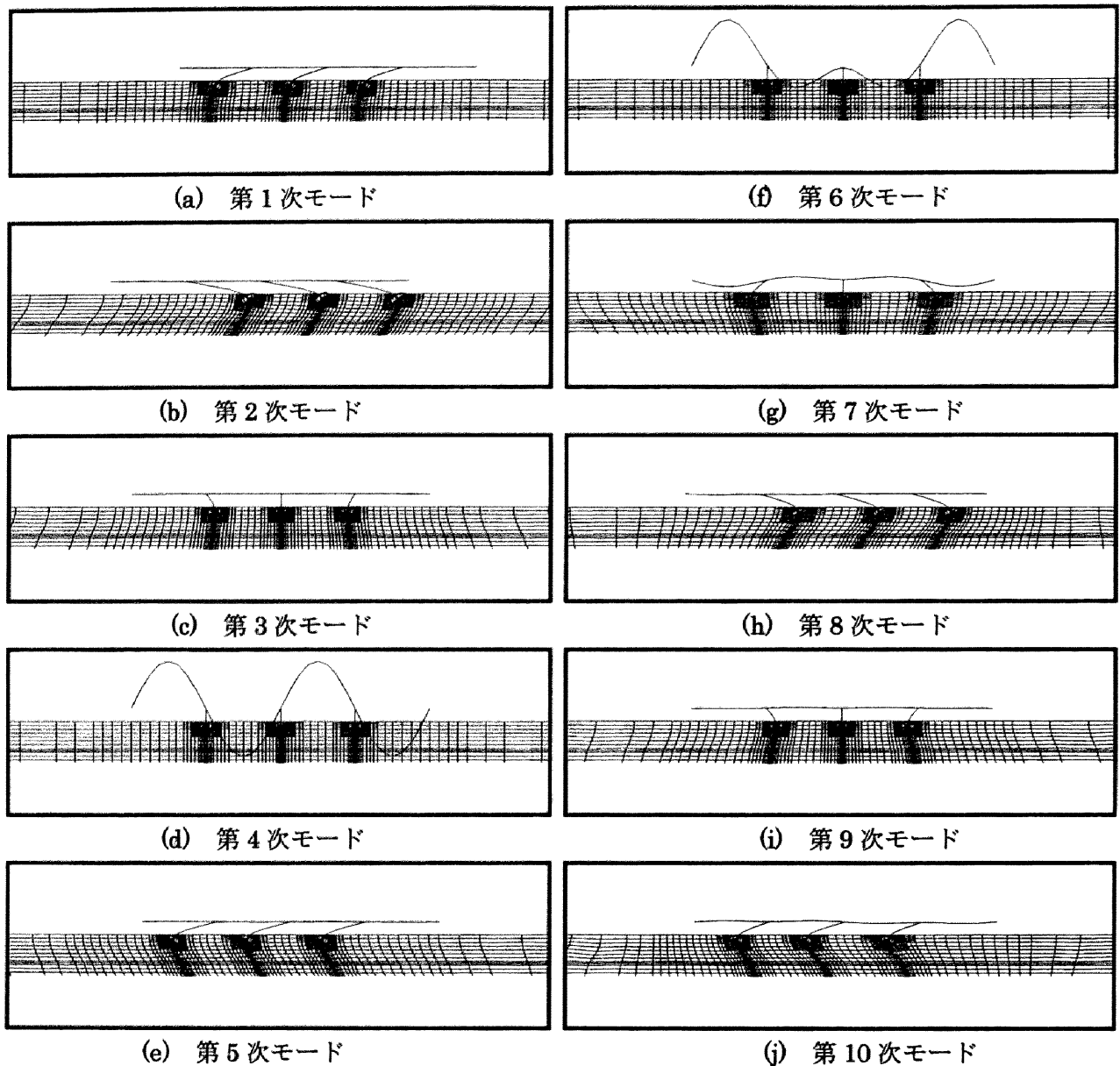


図-4.15 固有値解析による変形モード

えた際に、想定地震動をどの程度再現できるかをチェックした。このとき、波形の見比べでは、はっきりとしないので、想定地震動と推定地震動との間の相関係数を見ることによって判断した。その結果を図-4.14に示す。なお、相関係数のみでは、比例関係の度合いのみを見ることになるので、(想定地震動) $=a \times$ (推定地震動)とした際の係数 a (これを拡大係数と称することにする)を最小2乗法で算定した結果も同時に検討した。すなわち、 $a=1$ かつ相関係数が1の場合はほぼ一致していることを示している。なお、 $N=5 \sim 25$ 、粘性土の減衰定数 $=0 \sim 0.3$ の範囲で行った。

図-4.14(a), (b)は、地震動の時刻歴波形について行ったものであり、(a)は、縦軸が拡大係数 a で、(b)は縦軸が相関係数である。両者とも横軸は粘性土に与えた減衰定数を示している。また、(c), (d)はパワースペクトル波形について同様の検討をしたものであり、縦軸、横軸はそれぞれ対応する(a), (b)と同様である。この図によると、パワースペクトルで評価した方が、 N 値によるばらつきはあるものの、どちらでも減衰定数2%付近までは、急激に相関係数が良くなり、それ以降は徐々に1に近づいていく形となっている。おおむね、減衰定数が10%を越えてくると、相関係数が0.9を越えてくる。例えば、 $N=10$ とすると、 $h=15\%$ でパワースペクトルに関しての相関係数が0.9を超え、ほぼ $a=1$ となっている。ここで

の議論は、一般性はないものの、構造物の応答を見ることに主眼をおく際の地盤の取り扱いに関して精度を損なわない程度にとどめる方法を示唆している。なお、図中で h が極めて小さくなる場合、拡大係数および相関係数が小さくなっていくのは、解析において、高振動数成分が減衰しなかったためと考えられる。また、逆に h が大きくなる場合には、低振動数成分のみが残り、値としての再現性はなくなるものの、卓越的な成分は再現されるため、相関係数は高くなる傾向がある。

4.7 主要モードの選び方による応答の違い

表-4.7 固有値解析による各モードの固有周期

モード次数	周期(sec)	周波数(Hz)
1	0.978	1.02
2	0.517	1.94
3	0.486	2.06
4	0.464	2.15
5	0.441	2.27
6	0.403	2.48
7	0.401	2.49
8	0.357	2.81
9	0.338	2.96
10	0.318	3.15

本研究で行う FEM モデルによる動的解析の減衰マトリクスは、Rayleigh 減衰を用いる。ただし、使用ソフトである ABAQUS は、ユーザサブルーチンとして構成則を組み込んだ要素に対して剛性比例項は用いることができないので、そのような要素（鋼材を用いた要素）には、質量比例項のみをつける。Rayleigh 減衰には主要モード 2 つを利用し、質量比例項と剛性比例項の係数を定めている。そこで、ここではどのようなモードを利用することが必要かを検討する。まず、構造物-地盤一体型解析モデルの固有値解析を実行した。その結果を表-4.7、図-4.15 にまとめる。なお、図-4.15 は、変形を 25 倍に拡大した図であるので、注意されたい。また、この節より、地盤の粘性土の N 値は 10 に限定する。

第 1 次モードは、この解析モデルにおける固有モードであるが、図-4.15(a)を見ると主に橋梁部分、特に橋脚や杭が大きく変形するモードが固有モードであることが読みとれる。地盤のみの固有周期は別途計算を行ったところ、0.4 秒程度であるので、長周期である橋梁部分の変形が卓越的なモードが第 1 次モードとして得られたことになる。第 1 次モードについては、橋梁部分の固有周期が変わることで、変化が予想される。

橋梁部分の振動が卓越的なモードは、図-4.15 より、第 1, 4, 6 次モードであることがおおむね分かる。そこで、まず、主要モードを第 1, 4 次モードとして Rayleigh 減衰を求め、弾塑性地震応答解析を行った。本研究では、主に橋脚の応答に着目しているため、ここでは結果のうち、橋脚の復元力特性をグラフにまとめる。図-4.16 がその結果を示したものであり、縦軸は橋脚の持つ復元力を降伏水平荷重 H_y で無次元化したもの、横軸には橋脚頂部の橋脚基部に対する水平方向相対変位を降伏変位 δ_y で無次元化したものである。なお、この相対変位は橋脚基部の剛体的な回転成分は除去した形で表している。さらに、(a)は、左側橋脚 (Pier 1) の応答を表しており、(b)は中央橋脚、(c)は右側橋脚である。また、粘性土の減衰定数は、前節の結果を受けて、 $h=0.15$ を採用している。図-4.16 によると Pier 2 の最大応答が他の橋脚よりも小さい値となっており、Pier 1, 3 は最大応答変位として、おおむね $6\delta_y$ 程度となっている。これに対して、例えば、第 2, 5 次モードを主要モードとして減衰マトリクスを作成した場合の解析結果をまとめると、図-4.17 のようになる。図中の縦軸および横軸は、図-4.16 と同様である。図-4.17(a), (c)によると Pier 1, Pier 3 の最大応答変位は $4\delta_y$ 程度であり、第 1, 4 次モードを選択したときとで大きく結果が異なることが分かる。これは、主要モードの選択の違いによって、減衰マトリクスが変化するからである。Rayleigh 減衰では、減衰マトリクス C を、

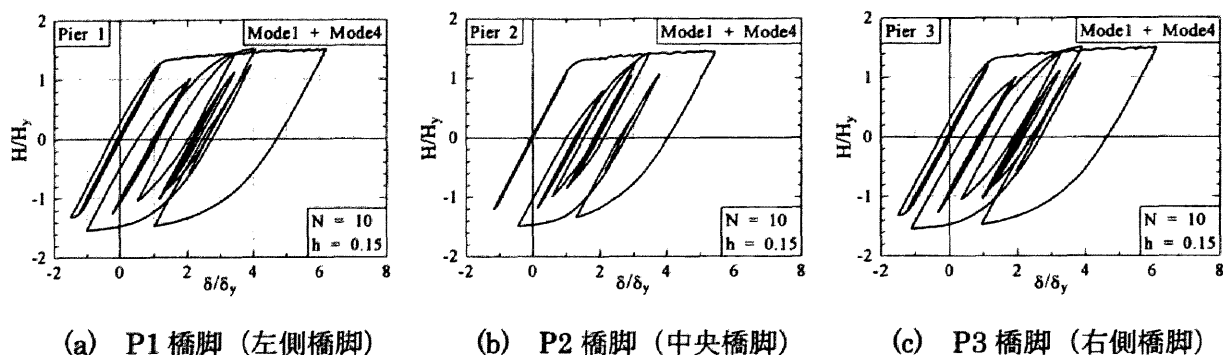


図-4.16 弾塑性地震応答解析による橋脚の復元力特性 (第 1, 4 モード選択時)

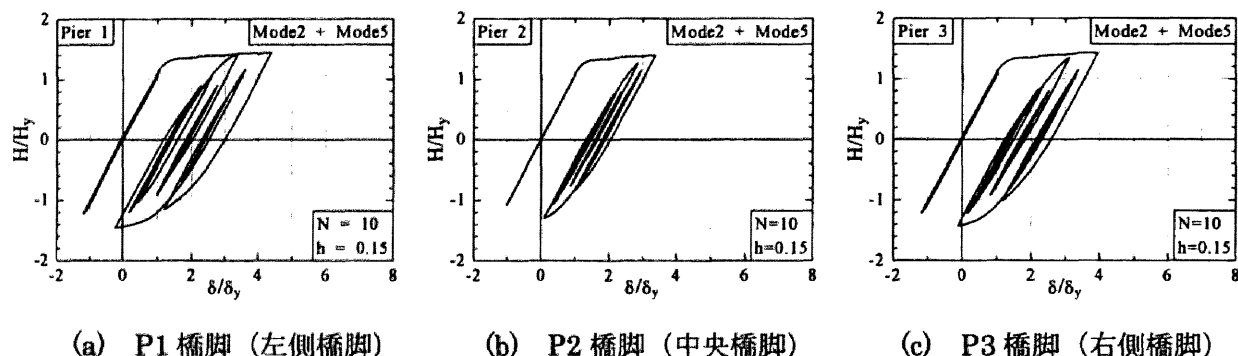


図-4.17 弾塑性地震応答解析による橋脚の復元力特性 (第 2, 5 モード選択時)

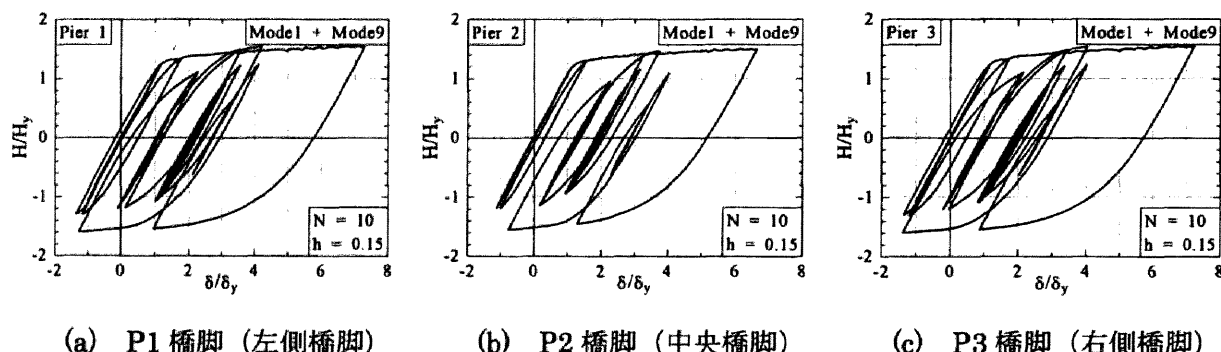


図-4.18 弾塑性地震応答解析による橋脚の復元力特性 (第 1, 9 モード選択時)

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.12)$$

と仮定する。ここで、 M = 質量マトリクス、 K = 剛性マトリクス、 α 、 β は係数である。そこで、10 次まで求めた固有モードに対して、任意の 2 モードを抽出して、係数 α を算定した。まとめたグラフが図-4.19 である。 h が大きくなるにつれて α も大きくなっている。本研究で与えた地盤状態および橋梁に対しては、図-4.19 より、 $h=0.15$ の時が最も小さい α を示している。この最も小さい α に対する橋脚の応答は、図-4.18 に示される。この図より、Rayleigh 減衰として選択するモードによって橋脚の応答は変化し、特に、 α が小さくなるにつれて、応答は大きくなる傾向が分かる。その他の選択モード、減衰定数についていくつか行った結果を表-4.8、図-4.20 にまとめる。図-4.20 より、橋脚の応答に着目した場合、粘性土の減衰定数の変化には、あまり敏感ではないことが分かる。また、 α に応じて最

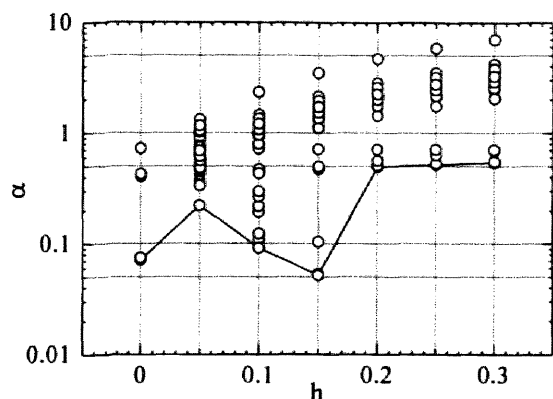


図-4.19 質量マトリクス比例項係数-減衰定数関係

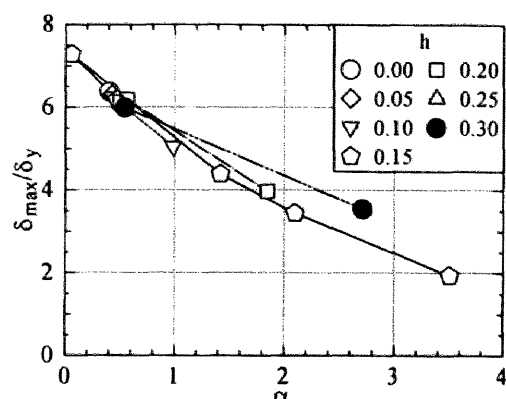


図-4.20 質量マトリクス比例項係数-P1 橋脚の最大応答変位との関係

大応答変位が決定できる。

4.8 有効質量の観点からのモード選択

前節では、Rayleigh 減衰に必要となる 2 モードの選択によっては、橋脚の応答が変化することが分かった。本節では、どのようなモードを選択するのが標準的と言えるかについて言及する。ただし、ここでの検討はあくまでも橋梁の応答に主眼を置いていることに注意されたい。

さて、振動問題に関する固有値解析では、各モードの刺激係数あるいは有効質量を算出することが可能であり、Rayleigh 減衰を仮定する際にも、第 1, 2 次モードを選ぶ方法の他に、この有効質量の大きいモードを優先的に選んで減衰マトリクスを作成するなどが一般的なようである。そこで、本研究で用いている構造物-地盤一体型解析モデルにおいても同様に有効質量をまとめてみると、表-4.9 のようになる。また、橋梁の設計では一般的な地盤の効果を地盤バネで表現した際の有効質量に関してもまとめてみると、同表(b)のようになる。

表-4.9(a)より有効質量比の大きいモードには、

第 2 次モードが選ばれる。第 2 次モードは、図-4.15(b)に示されるように、地盤の変形が卓越的なモードである。また、本研究の解析モデルでは、地盤部分をどの領域まで考慮するかによって、この有効質量比は大きく変化し、本モデルでは地盤部分の質量が橋梁部分に比べて圧倒的に大きいため、第 2 次モードが最も有効質量比の大きいモードとなったことになる。

表-4.8 P1 橋脚の最大応答変位 δ_{\max}/δ_y

α	δ_{\max}/δ_y	選択したモード	粘性土の減衰定数
0.406	6.38	1, 4	0.00
0.429	6.31	1, 4	0.05
0.452	6.25	1, 4	0.10
0.987	5.05	2, 5	0.10
0.433	6.25	2, 3	0.10
0.475	6.19	1, 4	0.15
1.418	4.39	2, 5	0.15
0.052	7.29	1, 9	0.15
2.097	3.45	3, 5	0.15
3.508	1.94	9, 10	0.15
0.498	6.13	1, 4	0.20
1.850	3.97	2, 5	0.20
0.567	6.19	2, 3	0.20
0.521	6.06	1, 4	0.25
0.544	6.00	1, 4	0.30
2.714	3.55	2, 5	0.30

表-4.9 固有値解析における有効質量比

(a) 構造物-地盤一体型解析モデル

モード 次数	有効質量比(%)		
	水平成分	鉛直成分	回転成分
1	11.6	0.0	0.2
2	81.8	0.0	48.6
3	0.0	1.1	0.0
4	0.0	0.0	10.0
5	5.5	0.0	1.5
6	0.0	72.1	0.0
7	0.0	1.2	0.0
8	1.0	0.0	0.2
9	0.0	2.0	0.0
10	0.1	0.0	0.0
11	0.0	0.0	39.4
12	0.0	23.6	0.0

(b) 構造物-地盤バネ解析モデル

モード 次数	有効質量比(%)		
	水平成分	鉛直成分	回転成分
1	99.9	0.0	2.8
2	0.0	0.0	19.0
3	0.0	15.0	0.0
4	0.0	0.0	71.9
5	0.0	82.8	0.0
6	0.0	0.0	4.3
7	0.0	0.1	0.0
8	0.0	2.0	0.0
9	0.0	0.0	2.0
10	0.0	0.1	0.0

一方、地盤バネを用いたモデルでは、地盤の質量に相当する分がないため、橋梁の特に上部構造重量が圧倒的に大きい場合、有効質量比の最も大きいモードは、第1次モードとなる。なお、本解析では、地盤バネで表現した際の固有値解析による第1、2次モードは、一体型解析モデルにおける固有値解析の第1、4次モードに相当しており、前節で Rayleigh 減衰として選んだモードのうち、図-4.16 に示される選び方は、地盤バネで表現した際のモデルにおいて単純に最小モードを2つに対応するものを選んだ

ことに相当する。これを本研究では標準的なモードと呼ぶことにし、後節での応答値比較に利用する。

以上より、有効質量比の大きいモードを選ぶことは、本研究のような地盤部分を含めた解析の場合注意が必要であり、橋梁の振動を対象とするのであれば、前節の結果もふまえて、地盤バネで表現した際のモード解析の結果を参考にすることを考慮しなければならない。

4.9 地盤との連成効果に関する検討

本節では、前節までで得られた結果より、橋脚の応答を評価するのに標準的なモードとして第1、4次モード、粘性土の減衰定数を $h=0.15$ とした場合の弾塑性地震応答解析結果および、地盤との連成を全く考慮しない場合の解析結果とを比較し、連成効果についてまとめる。

本研究で扱っている連続橋は、各橋脚の水平剛性に差を持たせていないため、応答変位にほとんど差

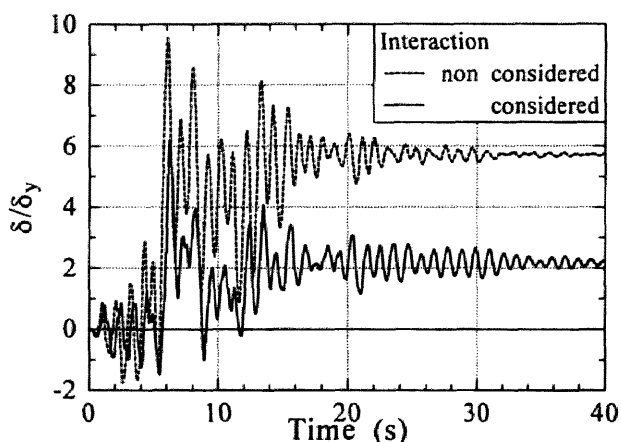


図-4.21 P1 橋脚の応答変位時刻歴

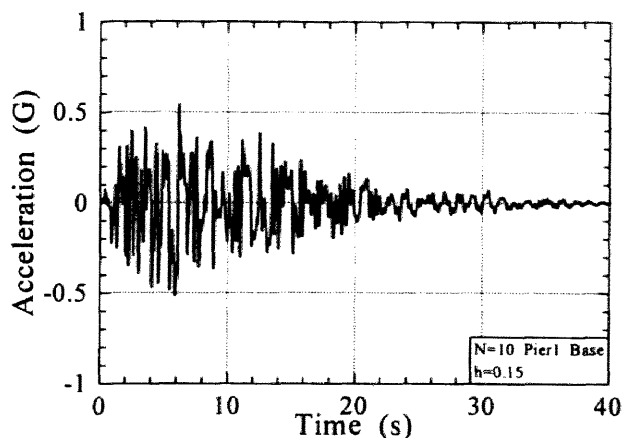


図-4.22 P1 橋脚基部における加速度時刻歴

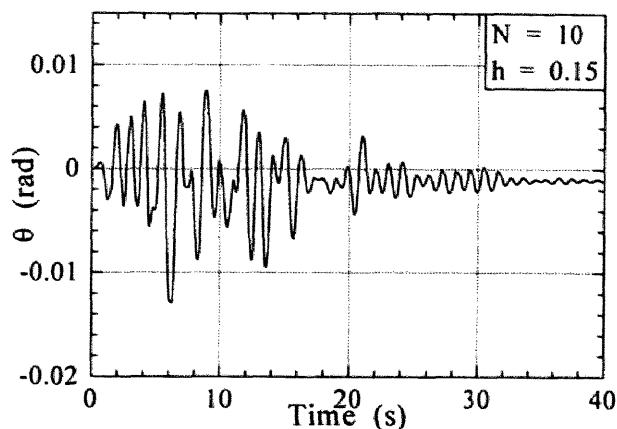


図-4.23 P1 橋脚基部の回転角時刻歴

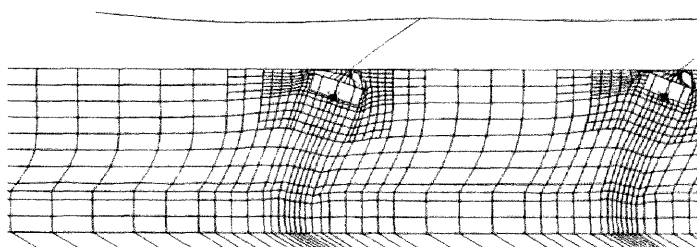


図-4.24 P1 橋脚付近の最大応答時における変形状態（25 倍に変形を拡大）

は見られない。若干の差が生じているのは、基部付近で得られる加速度波形を見ることで分かり、橋脚によって若干異なっているからである。

橋脚間の応答の差は、上で述べたとおり、これは橋脚間に剛性差があった場合など、その他に想定されることが存在するため、今後の課題としたい。本論では、応答変位の最も大きかった左側橋脚（P1 橋脚）についてまとめる。

図-4.21 は、地盤連成を考慮した場合と考慮しなかった場合との P1 橋脚の応答変位を比較したものである。明らかに、地盤連成を考慮した場合、応答値が小さくなっていることが分かる。これは、一般的に言われている構造物-地盤間の動的相互作用によるものであり、まず、橋脚基部に入力される地震動が異なっていることから推察できる（図-4.22 参照）。図-4.12(a)と加速度の値を比べると、一回りほど小さい値となっている。ここでは、さらに、橋脚基部の回転動に着目してみることにする。図-4.23 は、地盤連成考慮モデルにおける基部の回転角を時刻歴で表現したものである。最大で約 0.01rad ほどであり、単純に橋脚の高さとの積をとることで、橋脚頂部では、 $2\delta_y$ 分の水平変位量に相当する。最大応答変位に着目すると、回転角相当分 ($2\delta_y$) と連成効果相当分 ($1\delta_y$ 程度) によって、応答の減少を説明することが可能である。なお、基部の回転状況を変形図で示したものが図-4.24 である。ただし、変形を 25 倍に拡大しているので注意されたい。また、図は P1 橋脚付近を拡大した図である。変形図より、フーチングが回転している状況が分かる。

4.10 結言

本章では、鋼製橋脚—基礎—地盤の連成効果を調べるために、まず、鋼製橋脚1基に対して、地盤固定モデル、地盤ばねモデル、弾性地盤メッシュモデル、等価線形地盤メッシュモデルの4つのタイプの解析モデルを準備し、弾塑性地震応答解析を行うことにより、地震時挙動の違いを検討した。等価線形地盤メッシュモデルでは、等価線形化手法^{4.19)}を用いて地盤の物性値を算定した。続いて、4径間連続橋を解析対象として、特に、減衰マトリクスの違いによる応答値の変化について検討した。以下に、本章で得られた結果をまとめる。

- ① 地盤ばねモデルにおける橋脚の最大応答変位は、地盤固定モデルにおける結果に比べて、若干、小さくなる傾向を持つが大きな差異はない。
- ② 弾性地盤メッシュモデルでは、地盤固定モデルに比べて若干橋脚の応答値が大きくなった。これは地盤部の減衰定数が過小に評価されている可能性がある。
- ③ 地盤ばねモデルと弾性地盤メッシュモデルの応答値が近接していることより、地盤の特性値より算出させる地盤ばね定数はおおむね妥当であると判断できる。
- ④ 等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.50$ ($T = 1.05s$) の場合を除き、地盤固定モデルよりも応答値が小さくなった。これは、橋脚と地盤の固有周期が一致せず、主要な振動モードが地盤部に集中していたためである。
- ⑤ 等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.50$ ($T = 1.05s$) の場合、地盤固定モデルよりも応答値が大きくなる。この原因としては、橋脚の固有周期と地盤の固有周期が一致したことにより、主要な振動モードが橋脚部に集中し、また、地震動の卓越周期と合致したためである。なお、本研究では、杭基礎の合理的な耐震設計にまでは到達していない。従って、杭基礎の種々のパラメータを設定することによる合理的な設計法を確立する上では、課題は多く残されている。また、解析法については、地盤は小さいひずみレベルから非線形性を持つため、非線形性を導入する意義は高いといえる。本章前半では、地盤の非線形性を等価線形化手法で取り入れた。地盤の残留的な変形状態を考慮するためには、双曲線モデル (H-D モデル)^{4.36)}を導入するなどの非線形解析への移行は必至である。今後は、地盤にも非線形性を導入すること、そして、地盤の物性値の不確定性に対する対処の方法を考察することが、重要な課題となる。

また、多径間連続橋の耐震設計をする上での、地震応答値を求める際に地盤および基礎の効果を考慮することによる影響を加味するため、FEM モデルの構築を試みた。その際に、地盤部分の減衰定数、減衰マトリクスを作成するために必要となる主要モードについて考察した。以下に結果をまとめる。

- ① 地表面で与えられた地震動を再現できる地盤の減衰定数に関する考察を行った。N=10 程度の粘性土地盤では、減衰定数を 15%程度以上とすることで、本解析モデルでは地表面で得られる加速度が想定地震動と同程度になる。
- ② Rayleigh 減衰として、2つの主要モードを選ぶとき、その選び方によって、橋脚の応答が大きく変化することが分かった。一般的ではあるが、質量比例項の係数が小さいほど、減衰性が小さくなり、橋梁の応答は大きくなる。
- ③ 本解析モデルでは、橋脚の応答は地盤の減衰定数を 0~0.30 の間で変化させても橋脚の応答の違いに及ぼす影響は小さく、Rayleigh 減衰の質量比例項の係数との間の相関は非常に強い。
- ④ 地盤連成を考慮した場合、橋脚の相対的な応答変位は小さくなる。これは、構造物—地盤の動的相互作用によるもので、フーチングの回転に伴う成分にも注意が必要である。

本研究では、地盤の効果を平面ひずみで表現したが、動的応答を見る際には、3次元解析によって奥行き方向に関する逸散効果も考慮する必要がある。解析モデルの解説時に述べているように、応答値の信憑性を言及するには3次元解析を必要とする。

参考文献

- 4.1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG (主査：宇佐美勉)：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7.
- 4.2) 竹宮宏和，祐保芳樹：直接時間領域 BEM による地盤と構造物の動的相互作用場の波動論的考察，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.237-245，1995.10.
- 4.3) 若井明彦，鶴飼恵三，松田哲夫：動的弾塑性 FEM による地盤－橋梁系の地震時挙動予測，第 2 回都市直下地震災害総合シンポジウム，pp.265-268，1997.
- 4.4) 矢部正明，川島一彦：降伏耐力比に着目した杭基礎の損傷度に関する検討，第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.47-54，1998.12.
- 4.5) 矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.51-68，1999.7.
- 4.6) 孫利民，林秀侃，幸左賢二，後藤洋三，大内一：非線形地震応答解析による RC 単柱橋脚の被災要因分析，土木学会，構造工学論文集，Vol.44A，pp.679-688，1998.3.
- 4.7) 孫利民，後藤洋三：杭基礎を有する RC 橋脚の非線形地震応答解析，土木学会，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.837-840，1999.7.
- 4.8) 河村壮一：埋立軟弱地盤に建つ杭支持構造物の地震動観測と解析，(その 7) Penzien 型モデルと集約型モデル，日本建築学会，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.415-416，1975.10.
- 4.9) 永田和寿，渡邊英一，杉浦邦征：基礎－構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，土木学会，構造工学論文集，Vol.42A，pp.593-602，1996.3.
- 4.10) 中島章典，金丸和稔，土岐浩之：橋脚－基礎地盤系の地震時における減衰性状について，土木学会，構造工学論文集，Vol.45A，pp.763-770，1999.3.
- 4.11) 矢部正明，川島一彦：コンクリート充填鋼製橋脚における降伏耐力比と杭基礎の損傷度の関係，土木学会，構造工学論文集，Vol.45A，pp.771-782，1999.3.
- 4.12) 山下典彦，原田隆典：基礎－地盤－構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.47A，pp.591-598，2001.3.
- 4.13) 木村至伸，河野健二：非線形性を有する地盤－構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究，土木学会構造工学論文集，Vol.47A，pp.599-606，2001.3.
- 4.14) Penzien, J.: Soil-Pile Foundation Interaction, Earthquake Engineering, Chapter 14, ed. R.I. Wiegel, Prentice-Hall, pp.349-381, 1970.
- 4.15) 福山則行，荒巻博志，中野聡：2次元骨組み解析による杭基礎の連成解析と地震時保有耐力法の比較，第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.27-32，1999.12.
- 4.16) 大塚久哲，高野道直，小山保郎，川野亮：道路橋橋脚の動的解析における基礎の減衰定数に関する考察，土木学会構造工学論文集，Vol.46A，pp.729-736，2000.3.
- 4.17) 才塚邦宏，伊藤義人，木曾英滋，宇佐美勉：ハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，土木

学会論文集, No.507/I-30, pp.179-190, 1995.1.

- 4.18) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- 4.19) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫: 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析に関する一考察, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.49-58, 1994.6.
- 4.20) (株) アーク情報システム: TDAP III 理論説明書 Ver.1.73, 1997.1.
- 4.21) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 丸善, 1996.12.
- 4.22) 宇佐美勉ら: ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.207-218, 1998.4.
- 4.23) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.
- 4.24) 建設省土木研究所・地震防災部振動研究室: 地盤の地震時応答特性の数値解析—SHAKE:DESRA—, 土研資料第 1778 号, 1982.2.
- 4.25) 林康裕, 川瀬博: 1995 年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価, 日本建築学会構造系論文集 第 481 号, pp.37-46, 1996.3.
- 4.26) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, *Report No. EERC 72-12*, University of California Berkeley, 1972.
- 4.27) 大塚久哲, 高野道直, 田島寛之, 川野亮: 道路橋脚の動的解析における基礎の減衰定数に関する考察, 土木学会地震工学委員会, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.901-904, 1999.7.
- 4.28) 金田一智章, 宇佐美勉, Satish Kumar: Damage Index に基づく鋼製橋脚の復元力特性, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.667-678, 1998.3.
- 4.29) 坂野茂, 宇佐美勉, 水野英二: 修正二曲面モデルによる板要素の繰返し圧縮・引張弾塑性有限変位解析, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.1-15, 1995.
- 4.30) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(IV 下部構造編), 丸善, 1990.2.
- 4.31) Habbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual, Version 6.2, Vol.I~III, 2001.
- 4.32) 大平彰, 田蔵隆, 中桧新, 清水勝美: 地盤反力の三次元的効果を考慮した群杭基礎構造物の二次元有限要素法解析モデルの作成方法, 土木学会論文集, No.356/I-3, pp.303-312, 1985.4.
- 4.33) 山田善一, 河野健二: 動的応答解析に及ぼす減衰マトリックスの影響に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 334 号, pp.43-51, 1983.6.
- 4.34) 室野剛隆, 滝沢聡, 畠中仁, 棚村史郎: 構造物の非線形動的解析における減衰マトリックスの設定に関する検討, 第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.115-122, 2000.12.
- 4.35) 土木学会地震工学委員会・高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究小委員会: 高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告, 2000.9.
- 4.36) Kondner, R.L.: Hyperbolic Stress-strain Response; Cohesive Soils, *Proc. of ASCE*, SM1, pp.115-143, 1963.2.

第5章 座屈拘束ブレースの弾塑性挙動に関する解析的および実験的検討

5.1 まえがき

1995年の兵庫県南部地震以来、土木分野では構造物の耐震設計が様々に検討されている。特に地震エネルギーを吸収する部材を構造物に取り入れる方法は、定量的な地震エネルギー吸収が期待でき、耐震設計の際に非常に有効である。しかし、エネルギー吸収部材を構造物の主部材に設置すると、そこに損傷が生ずる結果、構造物全体の残留変形が大きくなることが過去の研究から分かっている。従って、主部材以外に犠牲的な部材を設け、その部材でエネルギー吸収する方法をとることで、主部材ひいては

構造物全体の残留変形を減少できると考えられる。また、その結果、地震後の補修が容易となる。エネルギー吸収部材としてのブレース材は、建築分野では早くから着目していた^{5.1)~5.13)}が、最近では、松本・岡野ら^{5.14),5.15)}が、鋼製ダンパー・ブレースを有するRC鉄道高架橋の耐震性能の検討を行うなど、土木構造物にエネルギー吸収部材を設ける考え方が浸透してきている。

ブレース材は、図-5.1のようなラーメン構造に対して斜材として用いられるなど、建築分野では高層ビル等に幅広く使用されている。しかし、ブレースは軸方向に圧縮力が作用すると座屈現象によって急激に耐力低下を生じる。このため、設計時に適切な断面を選択することが難しくなるだけでなく、設計で意図した剛性と耐力をもつ構造物を作り上げることが困難となり耐震設計に多くの労力を必要とする。

これらの欠点を解決するために、図-5.2のようにブレース材をモルタルなどの座屈拘束材で覆う座屈拘束ブレースが提案されている。ここで、(b)は座屈拘束ブレースの構成を概念的に示しており、ブレースの座屈を拘束することは単に横方向のたわみを強制的に抑制するだけでなく、圧縮側に引張側と同様の荷重変形特性を付与し、ブレースのエネルギー吸収能力を格段に向上させ、かつ履歴特性を単純化させることが可能となる。このような点から建築分野では座屈拘束ブレースに関して数多くの研究が行われている。平鋼ブレースの表面を軟らかいゴムなどで覆い、アンボンド処理して、鉄筋コンクリート壁を座屈補剛する構造形式は吉野・狩野ら^{5.1)}によって初めて試みられた。同様の合成壁において、大変形振幅の繰り返し加力に対して、若林・中村らの実験^{5.2)}は紡錘形の荷重変形挙動の実現に成功した。当初、鉄筋コンクリート壁に内蔵された平鋼ブレースで始められた研究は、藤本・和田ら^{5.3),5.4)}および長尾・高橋ら^{5.5)~5.8)}の研究に見られるような線材としての座屈拘束ブレース構造へと発展している。現在では、岩田らによって履歴型ダンパーとしての性能評価がなされる^{5.9),5.10)}など、耐震要素として大きな躍進を遂げている。

本研究で取り扱う座屈拘束ブレースは、上記のような数多くの実験的研究で性能が立証されているものの、解析的研究に関しては佐伯・岩松らの弾塑性挙動解析^{5.11),5.12)}などいくつかの解析による研究例に限られており、解析によりその詳細まで再現したものはあまり報告されていない。また、土木構造物

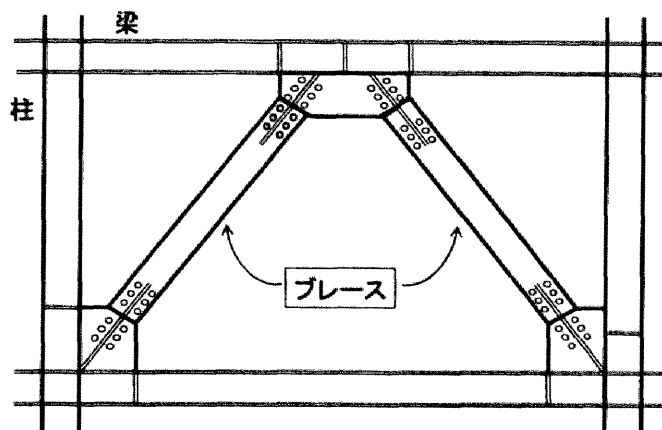


図-5.1 ブレース材設置の模式図

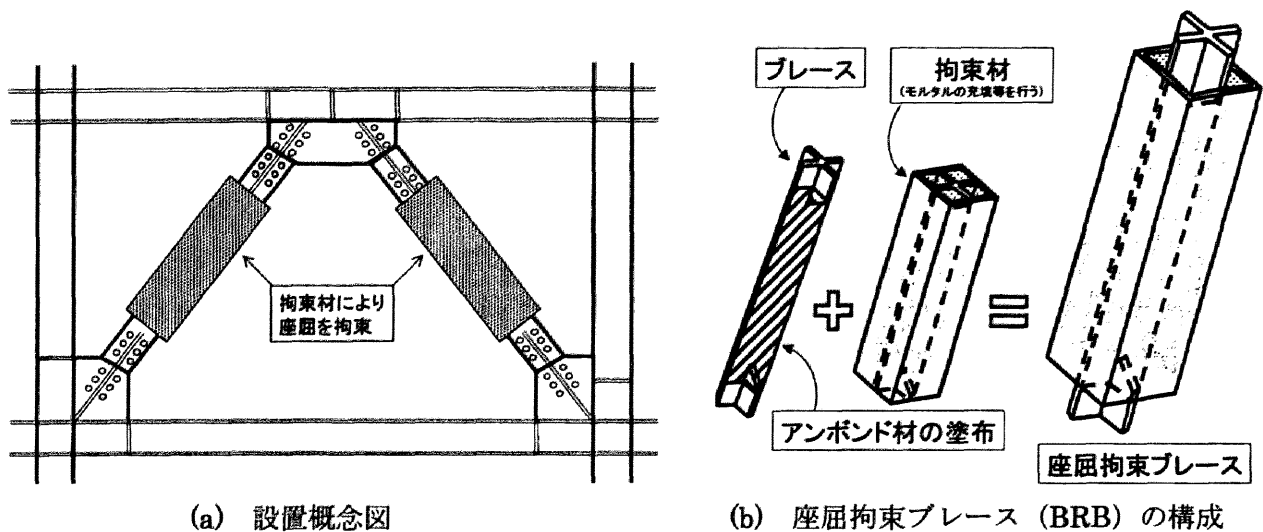


図-5.2 座屈拘束ブレース

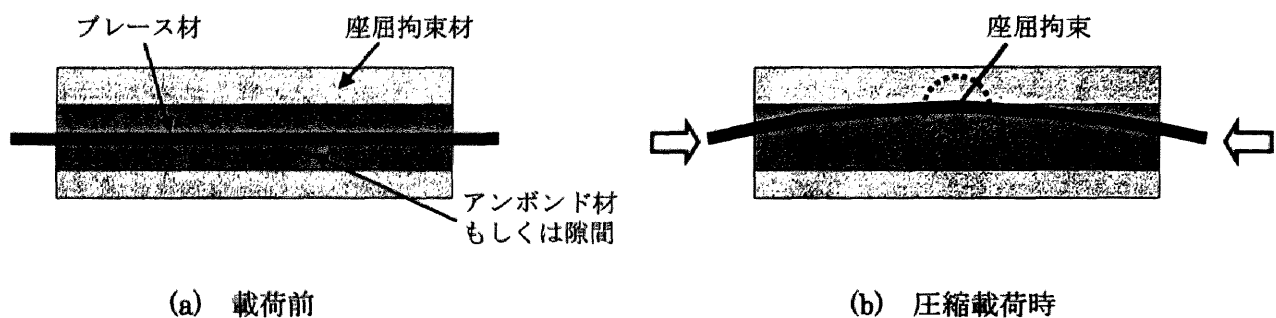


図-5.3 座屈拘束ブレースの圧縮時における変形概念図

への適用を検討するには、主部材の耐震性能評価を行う上で、解析による挙動予測は必要不可欠である。そこで、まず、座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動を再現できる数値解析モデルを構築し、繰り返し弾塑性挙動の再現および解明に努めた。次に、同ブレースを軸方向に繰り返し載荷実験を行い、挙動の実験的解明、および、上記数値解析モデルの妥当性の検証を行った。

5.2 座屈拘束ブレースの概要

5.2.1 座屈拘束ブレース

座屈拘束ブレースは、軸方向力を伝達する鋼板(以下、ブレース材と称す)の横方向のたわみを、鋼管やモルタルから構成される座屈拘束材によって拘束することによって座屈を起こさないようにしたブレースである(図-5.3 参照)。ブレース材にかかる軸力を座屈拘束材に伝えないこと、および膨張や収縮といったポアソン比による影響排除、そして摩擦力の発生防止のために、座屈拘束材とブレース材の間には、隙間、もしくは特殊な緩衝材(以下、アンボンド材と称す)を用いている。このように座屈拘束ブレースはブレース材-座屈拘束材間の付着を切る‘アンボンド処理’が施されているため一般的にアンボンドブレースと呼ばれ、引張、圧縮ともに安定した復元力特性を持つ耐震部材として数多くの建築物に使用されている。

座屈拘束ブレースは図-5.4(a)に示すようなプレキャストコンクリート板で平鋼ブレースを座屈補剛する形式と、図-5.4(b)に示すような鉄骨ブレースを鉄筋コンクリート部材や鋼管などで補剛する形式に大別される。また、座屈拘束ブレースは、その適用構造物や適用個所に応じて様々な断面構成を持つ。ブレース材に平鋼を用いる平鋼アンボンドブレースは、薄い壁板に適用可能で仕切り壁としてホテルな

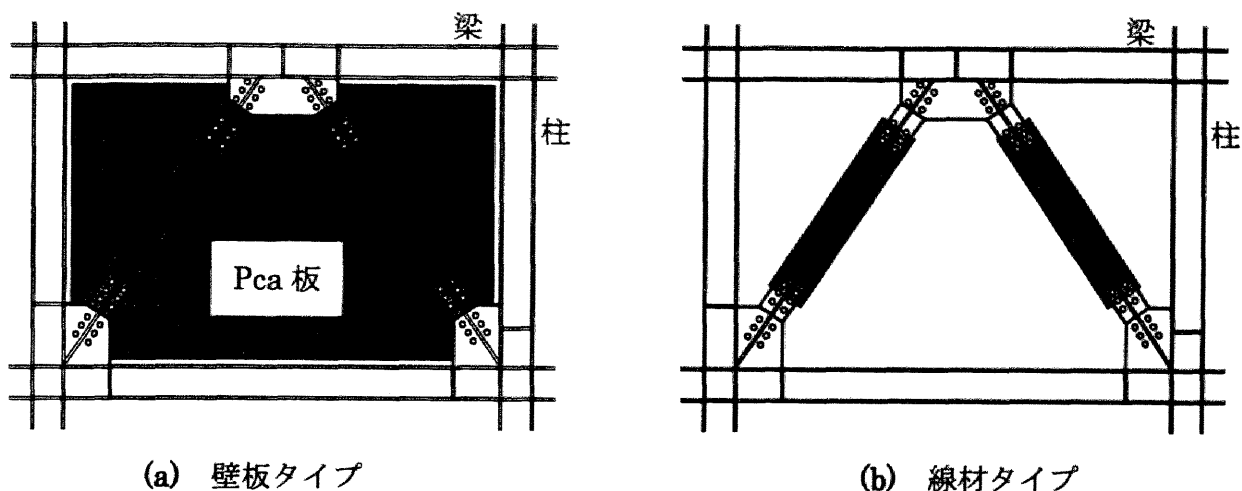


図-5.4 座屈拘束ブレースの設置形式

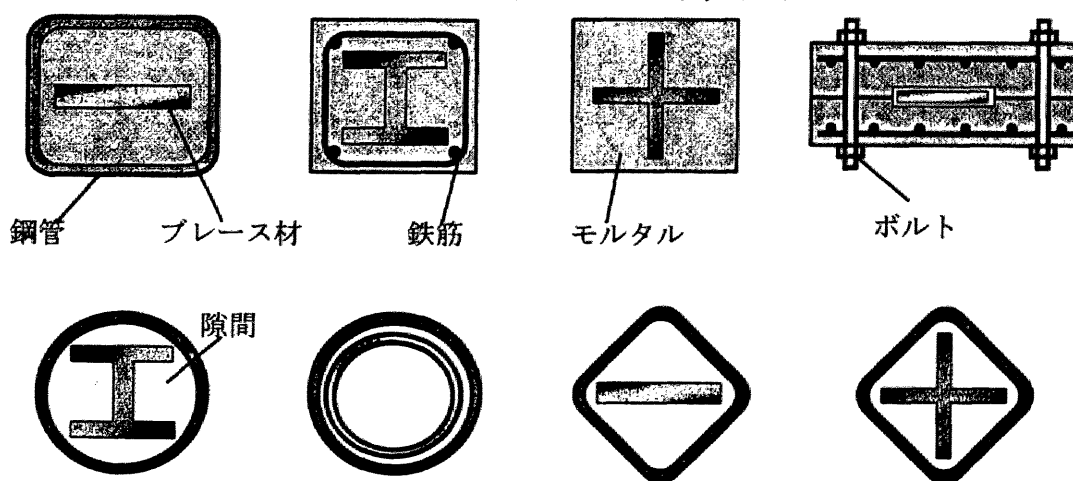


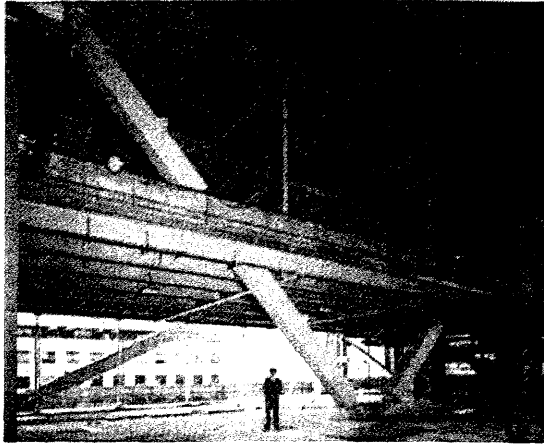
図-5.5 座屈拘束ブレースの断面構成例

どに使用されているほか、線材タイプのものも中小オフィスビルや商業ビルなどに適用されるなど幅広く使用されている。また剛性が高く耐力の大きいH型鋼アンボンドブレースは断面が小さく細長い鉄骨ブレースでも引張、圧縮に使用でき、高い剛性や耐力が得られるため中高層ビルでの使用に適している。他にも十字形断面や円形断面のブレース材を使用しているものもあり、線材タイプのものの断面構成例を図-5.5に示す。

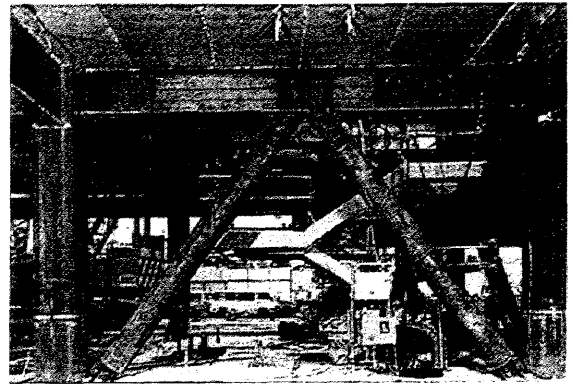
また、ブレース材-座屈拘束材間のアンボンド処理の方法には、隙間とアンボンド材の2種類があるが、座屈拘束ブレースを作成する上で隙間を設けることは非常に難しく、座屈拘束ブレースの多くがアンボンド材を用いてアンボンド処理を行っている。アンボンド材にはエポキシ樹脂の上にシリコン系樹脂を重ね塗布したものやシリコン系の塗料を塗布したもの、VMテープや発泡スチロール、厚さが0.15～0.2mmのポリエチレンフィルムシートを二重に巻きつけたものなどが用いられている。

5.2.2 既往の研究

平鋼ブレースをアンボンド処理して、鉄筋コンクリート壁を座屈補剛材とする構造形式は、吉野ら^{5.1)}によって始めて試みられた。当時はアンボンド処理の未熟さから、荷重変形関係に付着の影響が見られた。同様の合成壁において、大変形振幅の繰り返し加力に対して、紡錘形の荷重変形挙動の実現に成功したのは若林ら^{5.2)}の実験が最初であろう。この研究では、まず、アンボンド処理やコンクリート板の配筋が実験的に検討され、2層の大型実験でその効果が確認されている。若林・中村らの研究以降、ア



(a) 適用状況







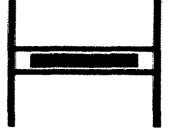
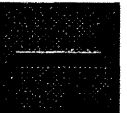



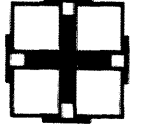
(b) 施工風景

写真-5.1 座屈拘束ブレースの適用例

ンボンド系の壁・ブレースの合成構造の研究は谷ら 5.16)の研究に基づく座屈問題として継続された。

座屈拘束ブレースを座屈補剛問題として扱ったのは藤本ら 5.8), および長尾ら 5.6)の研究が最初であろう。藤本らはアンボンド処理された平鋼ブレースをモルタル充填角型鋼管で被覆補剛し、長尾らは角型鋼管やH型鋼ブレースを鉄筋コンクリート部材で被覆補剛した合成構造の座屈補剛問題を実験的・理論的に検討している。当初、鉄筋コンクリート壁に内蔵された平鋼ブレースの構造形で始められた研究は、上記のような線材としての座屈拘束ブレース構造へと発展している。現在では岩田ら 5.9)によって履歴型ダンパーとしての性能評価がなされるなど、耐震要素として大きな躍進を遂げている。

表-5.1 座屈拘束ブレースの製品一覧

企業名	ブレース材	座屈拘束材	断面形状
新日本製鐵株式会社	平鋼, 十字型鋼	鋼管 +モルタル	 
NKK (日本鋼管株式会社)	平鋼	鋼管	
川崎製鉄株式会社	パイプ	鋼管	
住友金属工業株式会社	平鋼	組立て箱型鋼材	
株式会社竹中工務店	平鋼, H型鋼	鋼管 +モルタル	 
	H型鋼	鋼管	 
大成建設株式会社	十字型鋼	小型角型鋼管 +平鋼	

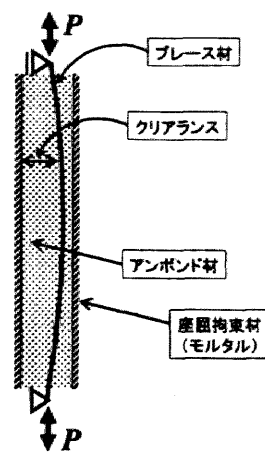


図-5.6 座屈拘束ブレースの解析モデル

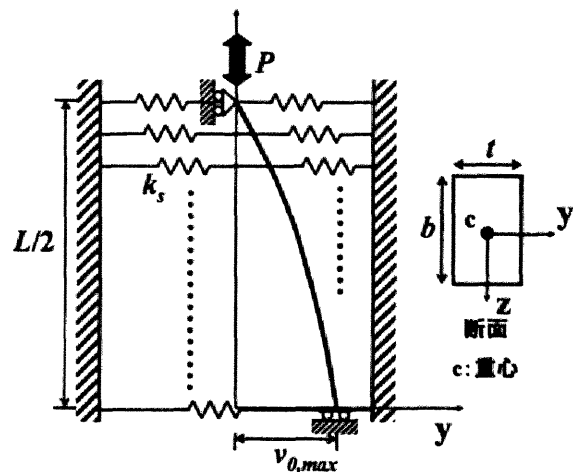


図-5.7 解析モデルの概念図

5.2.3 座屈拘束ブレースの現状

座屈拘束ブレースは現在、主要な制震デバイスとして、多くのビル等の建築物に使用されている。このように、座屈拘束ブレースが耐震要素として大きな注目を集めている中で、ゼネコンや鉄鋼各社では様々な形式の座屈拘束ブレースの開発を行っている。本研究では、座屈拘束ブレースの研究を行うに当たり、現在製品化されている座屈拘束ブレースの調査を行った。それらをまとめたものを表-5.1に示す。なお、この表は各企業より提供頂いた資料やパンフレットを基に作成した。

表にあるように、モルタル充填鋼管で座屈拘束する形式や、鋼管のみで補剛する簡単な形式のものが現在主流になっている。しかし中には、住友金属工業の組立て箱型鋼材を用いたものや、大成建設の4つの角型鋼管で補剛するものなど、断面積や重量を小さくするために思考を凝らしたものも数多く見受けられる。また、各企業共通してブレース材にはSS400などの普通鋼の他に、極低降伏点鋼を用いたものも製品化しているのも一つの大きな特徴である。これらの製品を実際に構造物に適用した例を写真-5.1に示す。(a)は大阪国際会議場に適用された座屈拘束ブレース（製作：新日本製鐵株式会社）である。写真中央の人物と比較しても明らかなように、部材長は22mにも達し、座屈拘束ブレースの大型構造物への適用も進んでいる。また、(b)は座屈拘束ブレースの施工風景を示したものである（施工：株式会社竹中工務店）。

以上のように、座屈拘束ブレースは様々な企業で開発が行われ、そのタイプも様々であった。また、表には示さなかったが、座屈補剛する以外にも、可変剛性装置を組み込んだブレースなども開発されており、今後ブレースの更なる発展が予想される。

5.3 数値解析手法の概要

5.3.1 解析モデル

(a) 解析モデルの概要

座屈拘束ブレースはブレース材がアンボンド材間で変形し、座屈拘束材に接触することにより座屈現象を拘束している。つまり座屈拘束ブレースにおけるブレース材の挙動は、ブレース材-座屈拘束材間の接触問題としてとらえることができる。また、多くの座屈拘束ブレースはブレース材の周りにアンボンド材を塗布し、カバーとなる鋼管等とブレース材の間に、モルタルなどの座屈拘束材を充填するという製作過程から、座屈拘束材とブレース材とのすき間（クリアランス）はブレース材の初期たわみと密

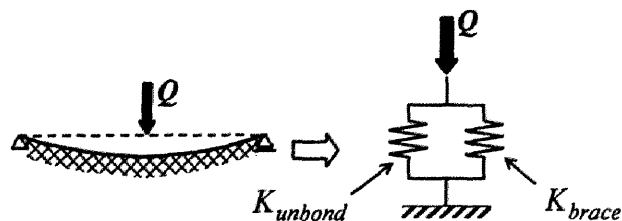


図-5.8 アンボンド材上の単純はり

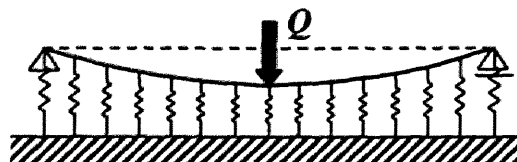


図-5.9 連続的な弾性支持上のはり

接な関係があると考えられる。本研究ではアンボンド材の剛性がモルタルなどの座屈拘束材の剛性に比べ非常に小さいことから、座屈拘束材表面に剛な平壁面を想定し、クリアランスがなくなる程度にブレース材の初期たわみを仮定することとした。その解析モデルは、図-5.6 に示すような 2 次元の単純はりモデルを考案し、対称性から図-5.7 に示す 1/2 モデルとした。この解析モデルでは座屈拘束材表面を剛体で表現し、ブレース材のたわみ方向に対するアンボンド材の抵抗特性を有限個のばねでモデル化している。なお、本解析には構造解析用汎用プログラム ABAQUS^{5.17)}を用いた。ブレース材には Timoshenko のはり理論に基づく横せん断変形を許す平面はり要素 B21 を使用し、平鋼ブレースを想定し断面形状は長方形とした。また、剛壁面には 2 節点剛体要素 R2D2 を、ばねとしては、一定の方向のみに働く 2 節点ばね要素 SPRING2 を使用した。なお、接触解析には ABAQUS に導入されている有限すべり接触を定義した。これは Lagrange の未定乗数法に基づいている。

はり要素は等間隔に 40 要素に分割し、剛体要素ははり要素と同様の間隔で分割し、節点がはり要素の節点と図の x 軸方向に平行に並ぶように定義した。ばね要素はそれら節点間を結ぶよう定義し y 軸方向のみ力が働くよう設定した。また境界条件は上端の節点で y 軸方向の変位のみを拘束、下端の節点ではモデルの対称条件から、 z 軸周りの回転および x 軸方向の変位を拘束した。なお、 z 軸方向は紙面に垂直な方向である。

(b) アンボンド材のモデル化

本研究ではアンボンド材が、ブレース材と座屈拘束材との付着を抑制するだけでなく、ブレース材がたわむ際の抵抗となることを想定し、そのブレース材のたわみに対する抵抗特性を複数のばねで模擬する。ここで、アンボンド材には塗料や接着テープなど非常に薄い膜状のものが使用されているためその剛性には不明な点が多く、正確なばね定数を与えることは非常に困難である。そこで、本研究でははりの曲げ剛性に対する比をパラメータとして、ばね定数 k_s の算定を行う。

基準となるはりの曲げ剛性は、単純支持はりの中央 1 点載荷時の曲げ剛性とした。すなわち、基準剛性 K_{brace} は次式で表される。

$$K_{brace} = \frac{48EI}{L^3} \quad (5.1)$$

ここで、式中の E , I はそれぞれブレース材のヤング率、断面二次モーメント、 L は部材長である。また、単純はりが K_{unbond} の剛性を持つアンボンド材上にあると考ええると、単純はりのたわむ量とアンボンド材の縮む量が等しいため、この構造系は図-5.8 のように並列ばねとしてモデル化できる。ここでアンボンド材の剛性がはりの剛性の α 倍とすると、 $K_{unbond} = \alpha K_{brace}$ で表すことができ、並列ばねの全体剛性は $(1 + \alpha) K_{brace}$ となる。ゆえにこの際のばねの縮み量 v_1 は式(5.2)で表され、これがこの単純はりでの中点のたわみとなる。

$$v_1 = \frac{1}{1 + \alpha} v_0 \quad (5.2)$$

表-5.2 解析モデルの諸元

λ	P_y (kN)	P_{α} (kN)	t (mm)	α	c (MPa)	k_s (N/mm)
100	3120	2510	138.6	0	0	0
				1/10	0.158	7.92
				1/5	0.317	15.9
				1/2	0.746	39.8
200	1560	315	69.3	0	0	0
				1/10	0.0198	0.990
				1/5	0.0397	1.98
				1/2	0.0995	4.98
				1	0.200	10.0
				10	2.27	113
400	779	39.3	34.6	0	0	0
				1/10	0.00247	0.124
				1/5	0.00494	0.247
				1/2	0.0124	0.620

*部材長 $L=4000\text{mm}$, 断面幅 $b=90\text{mm}$, ブレース材の分割数 $m=40$

ここで, $v_0(=Q/K_{\text{brace}})$ は, 鉛直荷重 Q による単純ばり中央点におけるたわみである.

次にアンボンド材が図-5.9 に示すようにブレース材を連続的に弾性支持するものと見なすと, 単位長さあたりの反力係数を c として, この構造系は式(5.3)の微分方程式で支配される.

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} + cv = 0 \quad (5.3)$$

上式を中央に集中荷重 Q を受ける状態で解くと式(5.4)が得られる.

$$v_1 = \frac{QL^3}{16EI\gamma^3} [e^\gamma (C_1 \cos \gamma + C_2 \sin \gamma) + e^{-\gamma} (C_3 \cos \gamma + C_4 \sin \gamma)] \quad (5.4)$$

ここで, 式(4)中の C_1, C_2, C_3, C_4 および γ は, 式(5.5)~(5.7)で表される.

$$C_1 = -C_3 = \frac{(e^\gamma + e^{-\gamma}) \cos \gamma + (e^\gamma - e^{-\gamma}) \sin \gamma}{4 \left[(e^\gamma + e^{-\gamma})^2 \cos^2 \gamma + (e^\gamma - e^{-\gamma})^2 \sin^2 \gamma \right]} \quad (5.5)$$

$$C_2 = C_4 = -\frac{(e^\gamma + e^{-\gamma}) \cos \gamma - (e^\gamma - e^{-\gamma}) \sin \gamma}{4 \left[(e^\gamma + e^{-\gamma})^2 \cos^2 \gamma + (e^\gamma - e^{-\gamma})^2 \sin^2 \gamma \right]} \quad (5.6)$$

$$\gamma = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{c}{4EI}} \quad (5.7)$$

与えられた α に対し式(5.2)から v_1 を求め, その値に対して式(5.4)~(5.7)より c を算出し, K_{unbond} に相当する剛性を定める. なお, この c は上式を満たすように試行錯誤的に定めた. また, 解析上では離散化されたばねによって表現するため, 一つのばねが支持する長さを分割数 m を用いて L/m として考え, ばね定数 $k_s = c \cdot L/m$ とした. 本研究では $m=40$ と設定し, 解析モデルが 1/2 モデルであるため, 対称面に用いるばねのみ k_s を半分とした.

5.3.2 解析モデルの諸元

本解析では単調荷重および繰り返し荷重の2種類の解析を行った. 本節ではそれら二つの解析に用いた解析モデルの諸元を示す.

(a) 解析モデルの諸元

本研究では細長比 λ が 100, 200, 400 の3つのモデルに対して, それぞれ $\alpha = 0, 1/2, 1/5, 1/10$ 倍

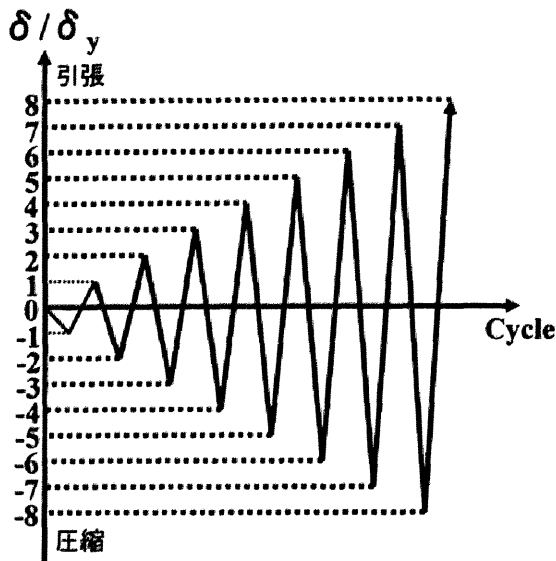


図-5.10 繰り返し載荷パターン

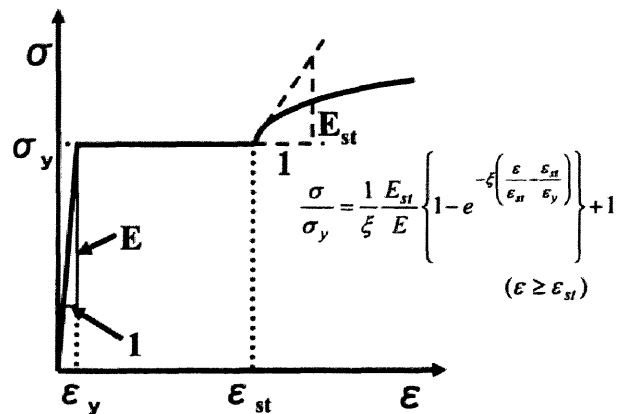


図-5.11 構成則

となる場合を想定した。ただし、 $\lambda = 200$ の場合のみ λ による変形状態の比較を行うため他にも数パターンの剛性比 α を用いた。解析モデルの諸元およびばね定数を表-5.2 に示す。ここで断面幅 b は 90mm、部材長 L は 4000mm で一定とし、 t は板厚を示す。本解析では平鋼ブレースの解析を想定しているが、 $\lambda = 100$ の場合断面幅よりも板厚の値が大きくなり強軸方向と弱軸方向が入れ代わる。これは、通常の平鋼ブレースには無い形状となるが、2次元問題であることと、断面形状が長方形であり、ブレース材の断面 2 次モーメントに幅が影響を及ぼさないことから、解析上 $\lambda = 100$ を実現させるモデルとして採用し、他の細長比と同様、断面厚方向にたわみを与えた。

また、アンボンド材の厚さは岩田らの研究^{5.9), 5.10)}を参考に 1mm で一定とした。初期たわみ v_0 は正弦波で与え、初期たわみの最大値 $v_{0,max}$ はアンボンド材厚さの半分の値、0.5mm とした。

5.3.3 載荷方法及び構成則

本解析では図-5.9 の解析モデルにおける上端点を載荷点として 軸方向に強制変位を与える変位制御法により、軸圧縮を行った。載荷方法は単調載荷、繰り返し載荷の 2 パターンを行い、繰り返し載荷パターンについては図-5.10 に示すとおりである。

単調載荷の際の構成則には、図-5.11 に示すような降伏棚およびひずみ硬化域を持ち、降伏後の応力-ひずみ関係が文献 5.18) と同様のものを用いた。具体的には仮定した鋼材は SS400 で諸定数は表-5.3 の通りである。また、繰り返し載荷解析の構成則には名古屋大学で開発された修正 2 曲面モデル^{5.19)}を用いた。

5.4 解析結果及び考察

5.4.1 単調載荷解析の結果及び考察

(a) 荷重-変位関係

単調載荷解析により得られた荷重-変位関係の例として、細長比 $\lambda = 200$ 、剛性比 $\alpha = 1/10$ の解析結果を図-5.12 に示す。図では圧縮側を正とし、縦軸、横軸はそれぞれ降伏荷重 P_y 、降伏時の軸方向変位 δ_y で除し無次元化したものをとる。同図には単調に引張力を与えた際の解析結果、および壁面がなく座屈拘束しない場合の解析結果も示してある。ただし、引張解析の結果は引張側を正としている。

図-5.12 から分かるように、座屈拘束がない場合は降伏前に座屈現象により、耐力低下が生じている。

一方、今回考案した壁面を用いたモデルでは、 $P/P_y=1$ に達すると降伏し、引張側とほぼ同様な曲線を描いた。また、図-5.13の荷重-ブレース材たわみ関係で、座屈荷重に達する前に壁面による座屈拘束を確認することができ、 α を大きくすることで壁面に達する荷重 P も大きくなることが分かった。ここで、 $\alpha=0$ のとき、壁面にあたるまでは座屈拘束なしと同様の挙動を示すはずであるが、それらに多少の差が確認できる。これは、接触問題における数値解析上必要とする減衰の影響による。以上のような座屈を拘束した結果は $\lambda=100, 200, 400$ の全ての場合で得られており、今回考案した解析モデルは単調載荷解析において、圧縮時の座屈現象を拘束し、安定した解が得られると言える。

(b) 変形状態

単調載荷解析の変形状態の例として、細長比 $\lambda=200$ 、剛性比 $\alpha=1/10$ の変形の様子を図-5.14に示す。図には軸方向変位 δ が降伏時の変位 δ_y の0.3, 1, 3, 10倍となった際のたわみ方向の変形状態を示す。ここで、モード数を壁面に接触した面の数で定義する、すなわち、面の数を図-5.15に示すように壁面から浮き上がった点が完全に逆側の壁面に接触した時、増加したと考えることによって、図-5.16のようにモード推移の状況をまとめることができる。図-5.16(a)には $\alpha=1/10$ とした時の細長比 λ の違いによる変形状況の比較を、図-5.16(b)には $\lambda=200$ とした時の剛性比 α の違いによる変形状況の比較である。

図-5.14から分かるようにブレース材は壁面に接触後、しばらくは壁面に沿って変形するが、ある程度荷重が進行すると次々と高次のモードへ推移していく。その動きは塑性後特に顕著で、その差は $\delta=\delta_y$ と $\delta=3\delta_y$ の変形状況にはっきり表れている。なお、高次モードへの推移の状況を示したのが図-5.16である。図-5.16(a)では細長比 λ が大きいもののほど高次モードへ移りやすいことを示しており、剛性比

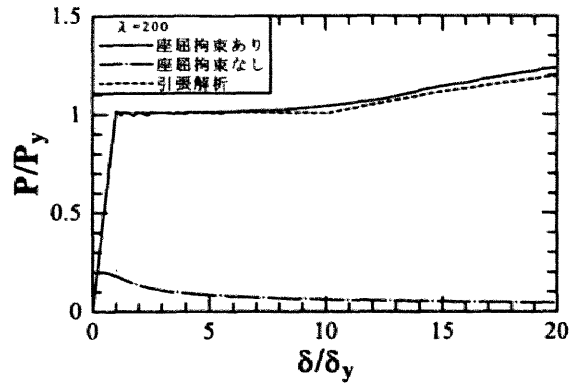


図-5.12 荷重-変位関係 (単調載荷)

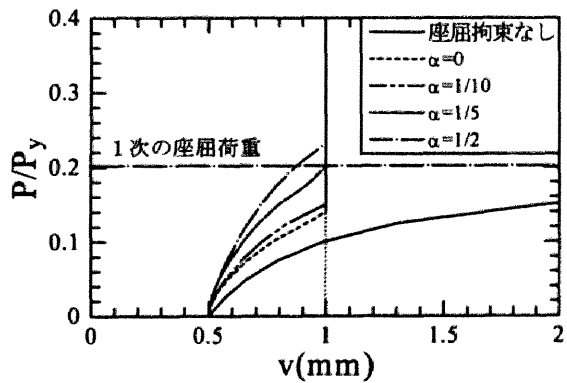


図-5.13 荷重-ブレース材たわみ関係

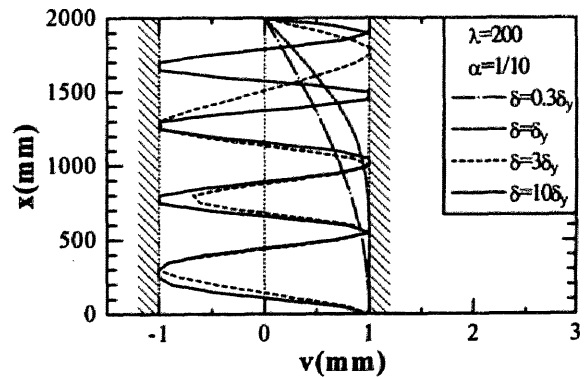


図-5.14 ブレース材の変形状態 (単調載荷)

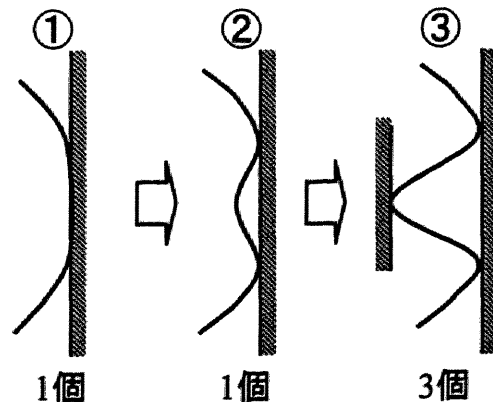
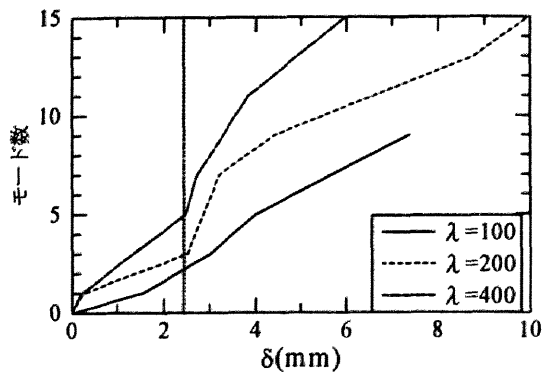
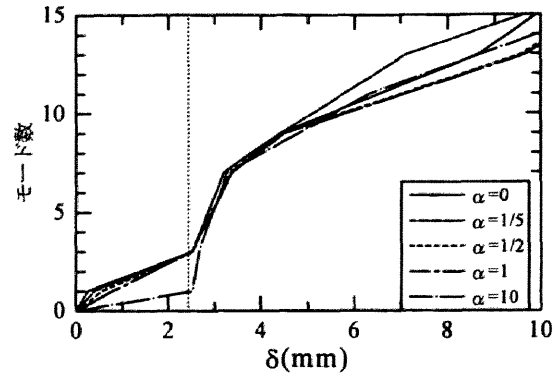


図-5.15 モード数の定義

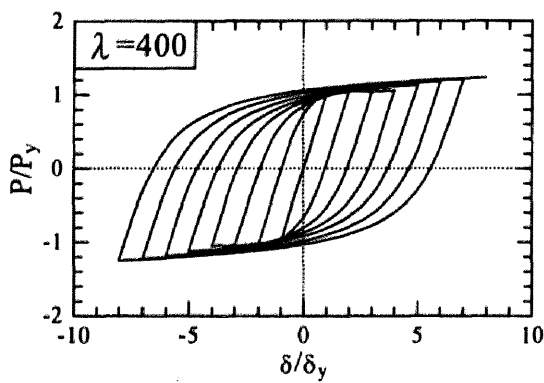


(a) λ の違いによる比較

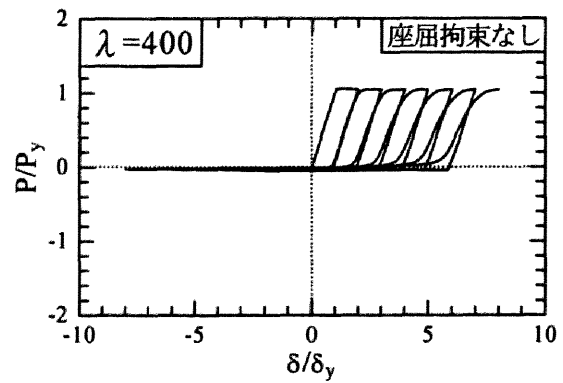


(b) α の違いによる比較

図-5.16 モード推移の状況

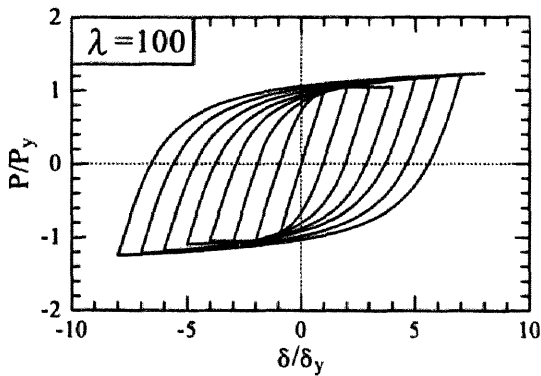


(a) 座屈拘束あり

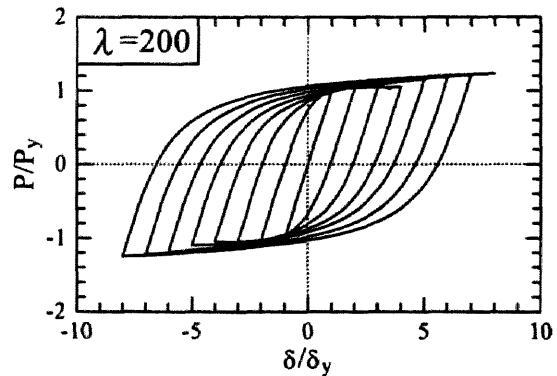


(b) 座屈拘束なし

図-5.17 荷重-変位関係 (繰返し載荷)



(a) $\lambda = 100$



(b) $\lambda = 200$

図-5.18 荷重-変位関係 (繰返し載荷)

α に関しては図-5.16(b)より $0 \leq \alpha \leq 1$ の時はモードの推移状況も等しく、全てがほぼ同様の変形状態を示した。ただし、 $\alpha = 10$ の際には降伏後に初めて壁面に接触し、座屈現象をばねそのものによって拘束したことになる。しかし、実際に使われるアンボンド材の剛性はブレース材の曲げ剛性に比して非常に小さいので、不明な点はあるものの $0 \leq \alpha \leq 1$ の範囲内の解析で十分であり、アンボンド材の剛性はブレース材の変形状態にそれほど大きな影響を与えないと言える。

5.4.2 繰り返し載荷解析の結果及び考察

(a) 荷重－変位関係

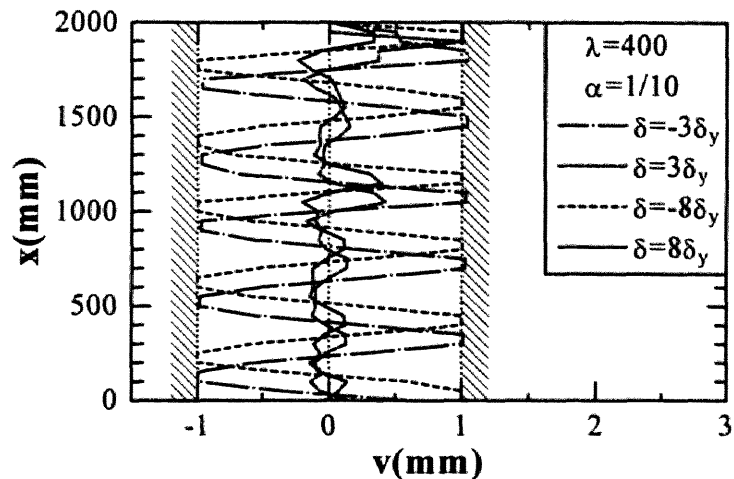
$\lambda = 400$ の解析結果を図－5.17 に示す。ここで図－5.17(b)は壁面がなく横方向のたわみを拘束しなかった場合の結果である。また、図では引張側を正とし、縦軸、横軸ともに単調載荷解析と同様の無次元化をしている。

図－5.17(b)から分かるように壁面を設けなかったモデルでは、圧縮力を加えた場合、座屈現象を起こしてしまい引張力のみ受け持つ状態となっている。逆に図－5.17(a)の壁面を設けた場合のモデルでは、座屈現象が拘束され圧縮

側も引張側と類似した履歴曲線を描いている。また、図－5.18 に示した $\lambda = 200$ および 100 の解析でも同様の安定した荷重－変位履歴を描いた。従って、今回考案した解析モデルが圧縮側に引張側と同様の荷重－変位特性を与えられることを確認した。

(b) 変形状態

次に繰り返し載荷解析時のブレース材の挙動について、 $\lambda = 400$ における軸方向変位 δ が降伏変位 δ_y の 3, -3, 8, -8 倍となった際の変形状態を図－5.19 に示す。図より圧縮時には単調載荷と同様に高次モードの変形状態を示している。また、引張載荷の折り返し点において、残留的なたわみが生じている。これは、圧縮時に局所的な塑性変形が生じたことによる。このように、繰り返し載荷においてブレース材形状が高次モードへ変形することは、岩田らの実験^{5.9), 5.10)}でも確認されており、今回考案した解析モデルは繰り返し載荷時においても、その挙動を再現できたといえる。



図－5.19 ブレースの変形状態（繰り返し載荷）

5.5 実験概要

座屈拘束ブレースには種々の要求性能がある。詳細は文献 5.20)で述べるが、本実験で採用した断面構成は、既存のブレースを補強する場合も想定し、図－5.20 に示すような構成とした。ブレース材には平鋼を採用し、拘束材は既製品であるデッキプレート（Uリブ）を切断して製作し（以下、ハット材と称す）、そこにモルタルを充填したものをを用いた。軸方向に自由に変位できるようにアンボンド処理を施したブレース材を拘束材で両側から挟み込むように装着し、ボルトにより接合した。断面の厚さが 3 種類のブレース材に対して供試体を製作し、引張・圧縮交番の繰り返し載荷実験を行った。以下、実験供試体、実験方法に関して述べる。

5.5.1 実験供試体

実験供試体の鋼種は SS400 であり、全体図を図－5.21 に示す。端部はリブで補強した十字型断面であり、部材長 $L (=1,355\text{mm})$ はこの十字断面部分を含まない平板部分（以後、変形部分と称する）の長

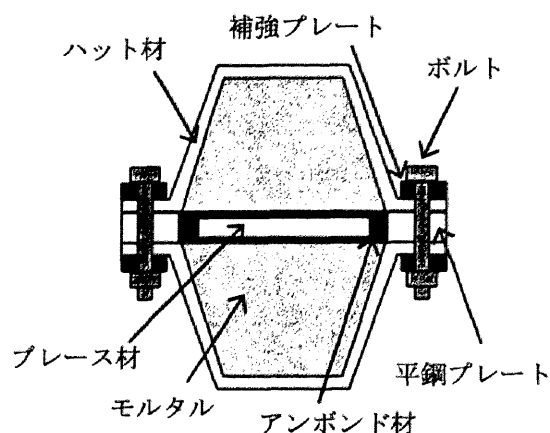


図-5.20 本実験で使した座屈拘束ブレースの断面構成図

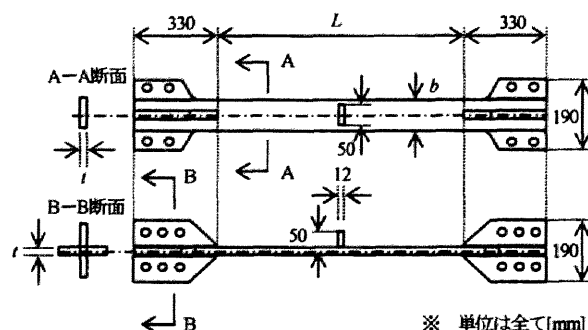


図-5.21 ブレース材の全体図

表-5.3 ブレース材の諸元

供試体名	L [mm]	b [mm]	t [mm]	A [mm ²]	λ	b/t	P_y [kN]	δ_y [mm]
BR59-12	1355	100	8.49	851	553	11.8	260	1.94
BR47-10	1355	100	9.78	980	480	10.2	268	1.78
BR39-8	1355	100	11.8	1180	399	8.54	328	1.75

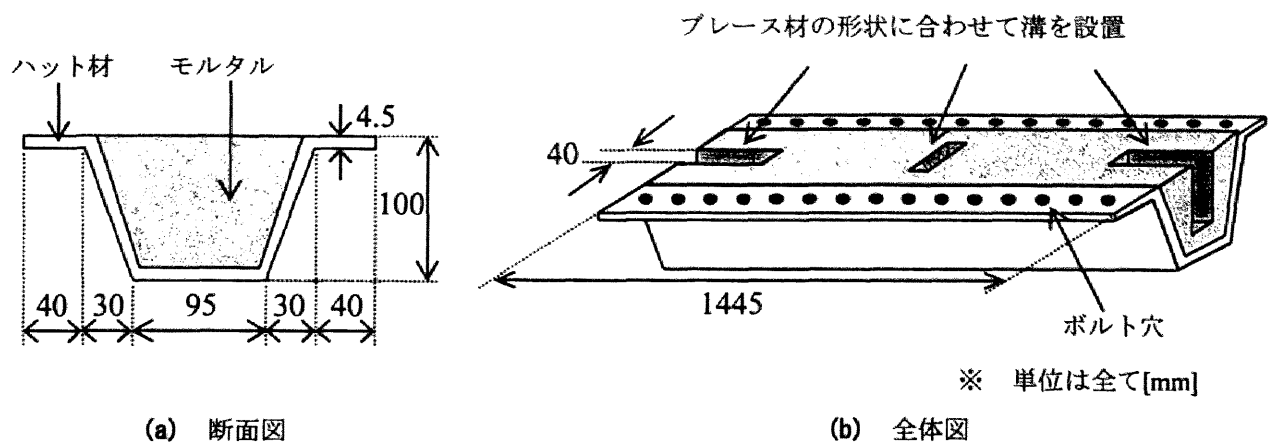
表-5.4 鋼材の材料定数

供試体名	E [GPa]	σ_y [MPa]	ε_y [%]	E_{st} [GPa]	ε_{st} [%]	σ_u [MPa]	ε_u [%]	ν
BR59-12	213	306	0.143	2.88	1.69	438	28.8	0.291
BR47-10	209	273	0.131	3.70	1.73	422	30.0	0.288
BR39-8	216	278	0.129	4.16	1.88	428	32.4	0.294

さである。なお、ブレース材中央部には厚さ 12mm の正方形型プレートがすみ肉溶接されているが、これは、拘束材が軸方向にずれるのを防ぐ目的で設けたものである。

ブレース材の諸元を表-5.3 に示す。表-5.3 において、 L ：部材長、 b ：断面幅、 t ：部材板厚、 A ：断面積、 λ ：弱軸に関する細長比、 b/t ：幅厚比を意味している。なお、細長比 λ は、ブレースの弱軸まわりの値である。供試体名に関しては、BR はブレースを意味し、連続した数字は順に設計時の細長比及び幅厚比の上 2 桁を意味する。 L 、 b については各供試体とも共通（それぞれ、1,355mm と 100mm）であり、板厚のみが供試体によって異なり、それに伴って細長比、幅厚比が変化する。

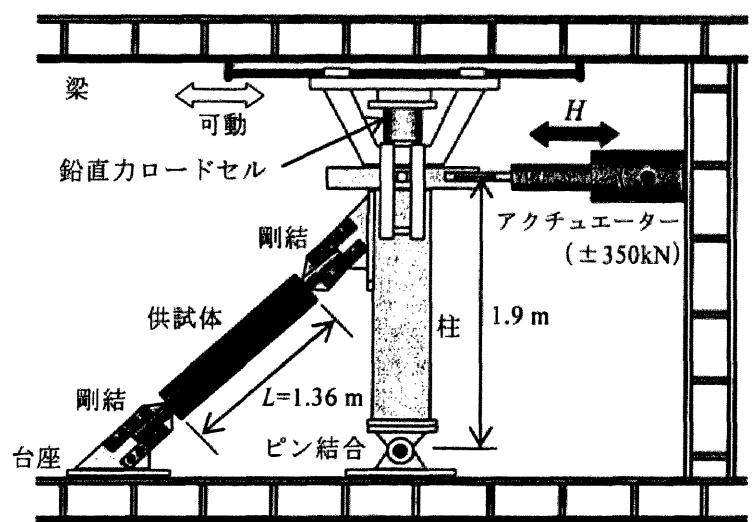
実験で用いたブレース材と同じ鋼材から JIS 1 号試験片をそれぞれの板厚に応じて 3 本ずつ製作し、引張試験を行った。それにより得られた鋼材の材料定数を表-5.4 に示す。表-5.4 において、 E ：ヤング係数、 σ_y ：降伏応力、 ε_y ：降伏ひずみ、 E_{st} ：初期硬化係数、 ε_{st} ：初期硬化ひずみ、 σ_u ：引張強度、 ε_u ：破断ひずみ、 ν ：ポアソン比である。また、測定した材料定数を用いて計算したブレース材の変形部分の降伏荷重 $P_y = \sigma_y A$ 、降伏荷重時の伸び $\delta_y = \varepsilon_y L$ を表-5.3 に示す。拘束材は、鋼種 SS400 の



図－5.22 拘束材の概念図

ハット材にモルタルを充填したものを2個用意した。その拘束材の概念図を図－5.22に示す。この拘束材でアンボンド処理を施したブレース材を両側から挟み込むように装着する。なお、ボルト穴付近には、過度の応力集中を起こさないように補強プレートを装着した。

ブレース材の軸方向変形を拘束しないために、アンボンド材としてブチルゴム(厚さ1mm)をブレース材表面に接着した。アンボンド材はブレース材と拘束材の間に適切な隙間(クリアランス)を確保する役目も果たす。本実験では、アンボンド材に早川ゴム株式会社製のサンタックシーラーを適用した。この製品はブチルゴムを主材としたテープ状のシーリング材であり、固形のゴムで粘着性があるため、1mm程度のゴム厚でシールのような貼り付けが可能である。



図－5.23 実験装置概略図

5.5.2 実験装置

本実験の実験装置の概略図を図－5.23に示す。実験供試体は基部がピン支持の鉛直柱(ピンからの高さ $h=1,900\text{ mm}$)と台座間に 45° の角度で設置し、端部はボルトにより接合した。水平力は容量 $\pm 350\text{ kN}$ のアクチュエーターにより加力した。アクチュエーターにより水平方向に載荷することにより、実験供試体には軸方向荷重 $\sqrt{2} H$ (H =水平力)、軸方向変位 $\delta_H \sqrt{2}$ (H =水平変位)が与えられるようになっている。ブレース材の変形部分の長さは $L=1,355\text{ mm} \approx h/\sqrt{2}$ であるので、実験供試体の変形部分(平板部分)のひずみは、接合部の変形を無視すると、 $\delta_H \sqrt{2} \div h/\sqrt{2} = \delta_H/h$ となり、柱の回転角にほぼ等しくなる。柱には回転の滑りをよくするため、剛柱上部のジャッキにより微小な鉛直荷重を加えた。このジャッキは水平梁にローラー支持されており、水平方向に自由に動くことができる。

5.5.3 計測

実験供試体の変形部分の軸方向変位(伸縮量) δ は、ブレース材の変形部分(長さ L の平板部分)に

端部を固定した細い針金とダイヤルゲージ（最小目盛：1/500mm）によって計測した。実際には、実験供試体には拘束材があり、変形部分のみの変形の計測は困難であったため、変形部より少し長め（平板部分に最も近い接合ボルト間）の変位を計測して代用した。その他、実験供試体の軸方向ひずみをひずみゲージにより計測した。

5.5.4 荷重パターン

実験ではアクチュエーターを実験供試体の軸方向変位 δ によって制御した。荷重パターンは、 $\delta_y \sim 6\delta_y$ までは δ_y ずつ、 $6\delta_y \sim 12\delta_y$ までは $2\delta_y$ ずつ、 $12\delta_y$ からは $3\delta_y$ ずつの変位増分で、各振幅一回ずつの両側繰り返し荷重を行った。なお本実験においては、 $20\delta_y$ までの荷重を目標とした。すなわち、 20.0 を軸方向変形に関する目標塑性率とした。その理由は、接合部を除いたブレース材の変形部分の軸ひずみ 3.0%（層間変形角がほぼ 0.03rad. ）を目標とする^{5.21)}と、本実験ではそれがおよそ $20\delta_y$ に相当するからである。実験装置の容量の制限上、BR59-12 供試体は $24\delta_y$ 、BR47-10 供試体は $21\delta_y$ 、BR39-8 供試体は $15\delta_y$ までの荷重で実験を終了した。

5.6 実験結果及び考察

5.6.1 軸方向力-軸方向変位関係

実験によって得られた各供試体の軸方向力-軸方向変位関係を図-5.24 の実線で示す。なお、引張側を正とし、縦軸、横軸をそれぞれ、降伏軸力 P_y 、降伏変位 δ_y で除して無次元化している。図-5.24 を見ると、各供試体とも引張側、圧縮側でほぼ同様な履歴曲線を描いている。ただし、引張側と圧縮側の履歴曲線を詳細に検討すると、完全に対称であるとは言えず、各供試体とも塑性域の勾配（2 次勾配）が若干圧縮側の方が大きく、荷重値についても引張側に比べて 15%程度大きくなる傾向が見られる。これは、圧縮時にブレース材と拘束材が接触し、その間に生じた摩擦力がアンボンド材では完全に除去できなかったためであると考えられる。アンボンド材は、ブレース材の軸力を拘束材に伝えないようにするだけでなく、ブレース材と拘束材のクリアランスを均等に保つ役割もあり、座屈拘束ブレースが性能を発揮するために重要なものである。一方、ブレース材と拘束材の隙間が大きすぎるとブレース材の耐力低下を起こすため、上限値を設ける必要がある^{5.22)}。

5.6.2 供試体の変形状況

実験終了後のブレース材の変形状態を写真-5.2 に示す。これらより、ブレース材の軸方向変位は、

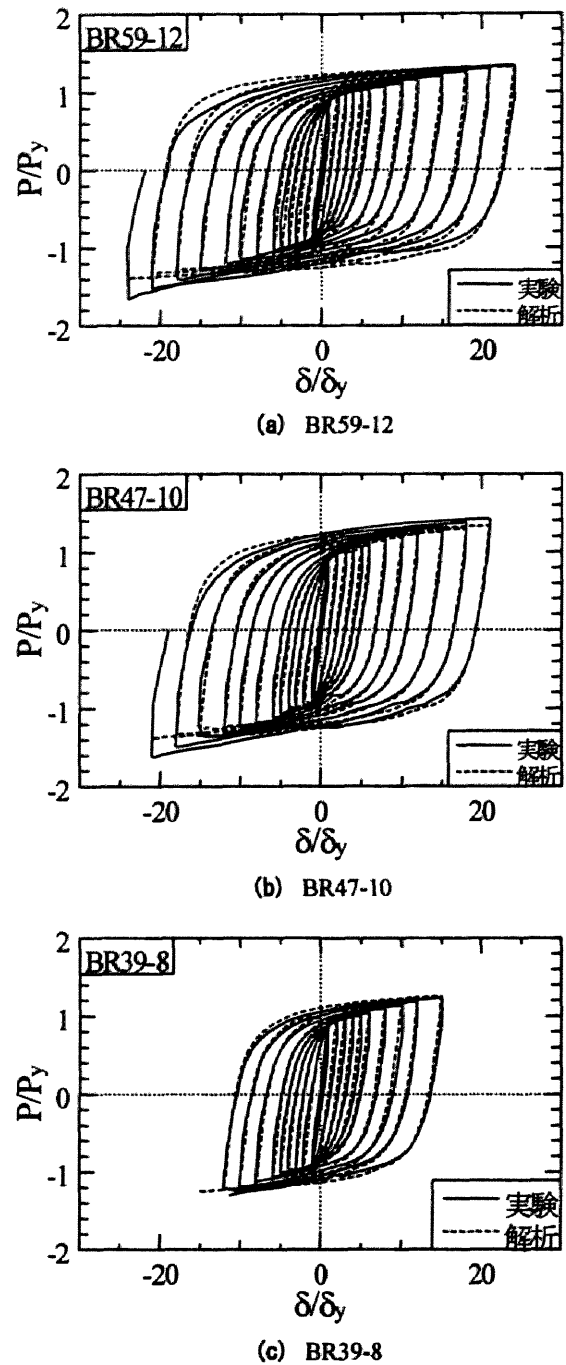


図-5.24 実験と解析結果との比較



(a) BR59-12



(b) BR47-10



(c) BR39-8

写真-5.3 実験終了後のブレース材の状況

大きさを制限された高次モードのたわみ（横方向変位）によって引き起こされていることが分かる。圧縮時にも安定した復元力特性が得られ、大きなエネルギー吸収能力を有するのはブレース材のたわみが一定量より小さく拘束されているからであり、ブレースと拘束材の隙間量の制限が重要であることが分かる。たわみモード波数は細長比が大きいほど大きくなっている。BR59-12 は最も高次なモードで変形しているが、全体から見ると左半分の方がやや細かい変形が現れている。これは、アンボンド材の効果がブレース材の左右で異なり、それに伴い圧縮時に生じる摩擦力にも若干の差が生じたなどの要因が考えられる。

5.6.3 解析結果との比較

5.3 節にて述べられている数値解析手法を用いて、本節における実験結果の検証解析を行った。解析手法の詳細は 5.3 節を参照されたい。なお、前掲の図-5.24 には、全実験供試体の軸方向力-軸方向変位関係について、加藤らの解析モデル (5.28) による解析結果もプロットされており、実験結果との比較が可能である。初期たわみは、最大値を 0.5mm（アンボンド材厚の 1/2）として、半波の正弦曲線で与えた。なお、諸材料定数は、各実験供試体の引張試験の値を用いている。両者の履歴曲線は若干の差はあるもののほぼ一致しており、加藤らによる解析モデルが座屈拘束ブレースの弾塑性挙動を精度良く再現できるものであることが分かる。圧縮側で実験結果と解析結果で多少差が現れている。これは、実験ではブレース材と拘束材の間に摩擦力が生じるために荷重値が多少高くなる傾向にあるが、解析モデルでは摩擦力を考慮していないため、荷重値に差が生じたものと考えられる。BR39-8 を除く 2 体の実験結果は、圧縮時の最終ループでは解析結果と若干差が出ている（実験の荷重の方が大きい）ことが見受けられる。拘束材の全体図で示したように、拘束材端部にはブレース材の形状に合わせて溝が設けてあり、ブレース材と装着した後に、ブレース材の部分と拘束材のモルタル部分が接触しないように隙間が設け

であるが、圧縮側の最終サイクル時にブレース材十字断面部が拘束材のモルタル部分に接触したため、実験の荷重が大きく出たものと思われる。

5.7 ブレース材の復元力特性

前述の解析モデルは、ブレース本体の挙動をなるべく忠実に解析するために考案された解析モデルであるが、複雑な構造物の地震応答解析には、より簡易な復元力モデルが必要である。そこで、ここではさらに簡易な数値解析モデルとして、本実験により得られた座屈拘束ブレースの履歴特性を模擬することのできる復元力モデルを構築する。ブレース材をトラス要素によってモデル化した解析モデルと、はり要素によってモデル化した解析モデルを対象とする。各解析モデルの名称、使用要素、構成則、諸元をまとめて表-5.5に示す。

表-5.5の諸元において L , b , t は実験供試体 BR59-12 の諸元と同様とした。また、材料定数は同実験供試体の材料定数を用いた。

T-Bi の構成則は、パイリニア型の応力-ひずみ関係を有し、降伏後の 2 次勾配 E_2 は弾性域での勾配 E の $1/60$ を用いた。これは、実験より得られた軸方向荷重-軸方向変位曲線の降伏後の勾配の平均値より得られたものである。T-Bi はトラス要素であるので、軸方向荷重-軸方向変位関係は、応力-ひずみ関係に相似となる。

T-2sm, B-2sm の構成則は繰り返し弾塑性挙動を精緻に再現できる修正 2 曲面モデル 5.19) である。T-2sm はトラスモデルであるため、T-Bi と同様、軸方向荷重-軸方向変位関係に相似となる。B-2sm は、加藤ら 5.23) による前述の解析モデルである。

解析により得られた各モデルの荷重-変位関係を比較したものを図-5.25 に示す。実線、点線、破線はそれぞれ T-Bi, T-2sm, B-2sm を示している。履歴ループの折り返し点荷重については、各モデルで差はほとんどなく、よく一致しているが、除荷曲線はモデル間で差が現れる。これは、バウシinger 効果の影響であり、この効果が最も顕著に現れるのが、2 曲面モデルの応力-ひずみ関係に相似な T-2sm、次に部分的にこの効果が現れるはり要素を用いた B-2sm である。T-Bi には、バウシinger 効果は考慮されていないので、除荷曲線は最も硬くなっている。

次に、各モデルの累積エネルギー吸収量 E_i (履歴曲線で囲まれる面積の累積値) を比較したものを図-5.26 に示す。軸方向荷重-軸方向変位曲線において、変位振幅の小さいものからハーフサイクルの番

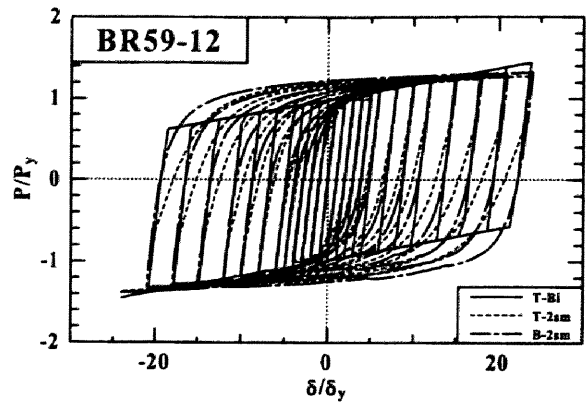


図-5.25 解析モデルの違いによる荷重-変位関係の比較

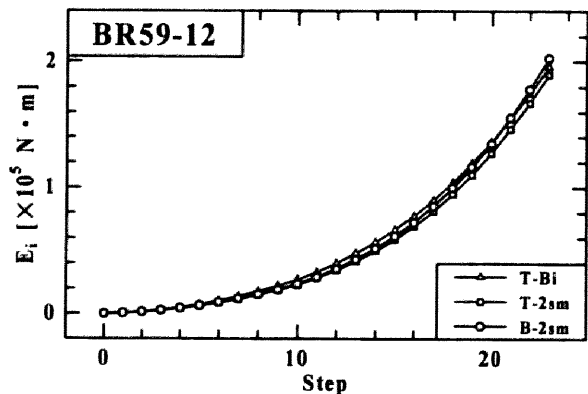


図-5.26 累積エネルギー吸収量の比較

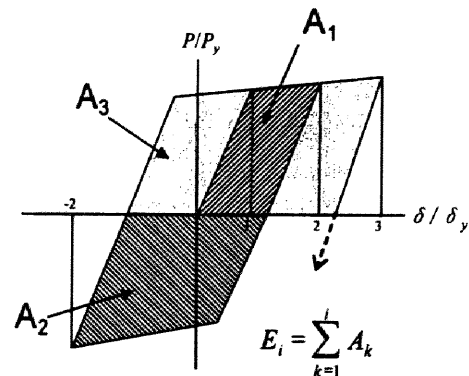


図-5.27 ステップ i と累積エネルギー吸収量 E_i の定義

表-5.5 解析モデルの分類

モデル	使用要素	構成則	L [mm]	b [mm]	t [mm]
T-Bi	トラス	バイリニア型移動硬化則 ($E_2=E/60$; $E_2=2$ 次勾配)	1355	100	8.49
T-2sm	トラス	修正 2 曲面モデル			
B-2sm	はり (拘束効果あり)	修正 2 曲面モデル			

号を図-5.27 のようにつけ、面積 A_i の和を求めた。ステップの定義は図に示すとおりである。図-5.25 の履歴曲線では、用いる構成則や要素によって差が生じていたが、図-5.26 の累積エネルギー吸収量で見るとほとんど差がない。従って、エネルギー吸収量の観点では、T-Bi、T-2sm のような、トラス要素を用いる方法によっても、ブレース材の応答を再現することが可能であると言えよう。

座屈拘束ブレースを解析でモデル化する時には、次のような使用方法が推奨される。

- ① ブレース材のみの厳密な挙動を知りたい場合：加藤ら^{5.23)}によるモデルを使用。
- ② ブレースを設置した小規模な構造物の応答を知りたい場合：座屈現象の起こりえないトラス要素を用いる。ただし、材料構成則は修正 2 曲面モデルを使用。
- ③ ブレースを装着した大規模な（節点数の多い）構造物の応答を知りたい場合：座屈現象の起こりえないトラス要素を用いる。ただし、材料構成則は、2 次勾配を第 1 勾配の $1/60$ とした移動硬化型のバイリニアモデルを使用。

5.8 結言

本研究の主目的は、座屈拘束ブレースの弾塑性挙動を再現できる簡易な解析モデルを構築し、その解析モデルにより繰り返し弾塑性挙動を把握することであった。得られた結果は以下のように要約できる。

- ① 単調載荷解析において、座屈現象が壁面によって拘束され、非常に高次のモードが発生することが確認でき、引張側とほぼ同様の荷重-変位関係が得られた。
- ② 単調載荷解析におけるブレース材の変形状態の考察から、細長比が大きいものほど高次のモードへ移行しやすく、アンボンド材の剛性はブレース材の挙動に大きく影響しないことが確認された。
- ③ 繰り返し載荷解析においても、単調載荷解析と同様に、圧縮載荷に対してはブレース材が高次のモードで変形していく様子が再現でき、引張側と圧縮側がほぼ同様な、安定した荷重-変位履歴が得られた。

また、解析手法の妥当性を検証するために行われた性能実験を通して、以下のことが得られた。

- ① BRB の繰り返し載荷実験から、圧縮側においても引張側と同様な履歴特性を得ることができ、その高いエネルギー吸収能力を確認した。
- ② ブレース材の軸方向変位は、大きさを制限された高次のモードの横方向変位によって引き起こされることが分かった。
- ③ BRB の解析モデルによる結果と実験による結果を比較したところ、両者の履歴特性は類似したものとなり、解析モデルが座屈拘束ブレースの実験を再現できるものであることを立証した。
- ④ 実験および解析で得られた履歴特性より BRB の復元力モデルを構築した。その結果、SS400 鋼材の BRB に対してはバイリニアモデル（第 2 勾配=第 1 勾配/60）の移動硬化則で模擬できること

が分かった。

なお、本研究では座屈拘束ブレースの繰返し弾塑性挙動を解析的および実験的に再現するにとどまったが、土木構造物に適用するには、まだ様々な課題を残している。今後の課題は、以下のような項目があげられる。

- (1) 本実験では SS400 の平鋼ブレースを使用した、降伏点が小さく、優れた伸び性能を有する低降伏点鋼など、様々な鋼種について実験を行い、同時に復元力特性の構築を行う。
- (2) 座屈拘束ブレースに関する次のような要求性能^{5.20)}について、研究を行う。
 - a) 座屈拘束ブレース材の全体座屈の防止
 - b) ブレース材の座屈による耐力低下の防止
 - c) ブレース材の必要塑性率の確保
 - d) ブレース材の低サイクル疲労防止
 - e) 拘束材の強度
 - f) 座屈拘束ブレース材と主構造の接合部の強度
- (3) 座屈拘束ブレースを実際の土木構造物に適用した場合の具体的な設計法と効果^{5.24), 5.25), 5.26)}について検討を行う。

これらが完備されることによって、性能照査型設計法への導入が可能となるであろう。

参考文献

- 5.1) 吉野次彦, 狩野芳一, 桑原達夫, 宗村美貞: ブレース入耐力壁の実験的研究 (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.403-404, 1971.11.
- 5.2) 若林實, 中村武, 榎原章雄, 森菌哲郎, 横山浩明: 繰返し水平力を受ける絶縁ブレース内蔵 PC 壁板の弾塑性性状に関する実験的研究 (その 1), (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1041-1044, 1973.10.
- 5.3) 藤本盛久, 和田章, 佐伯英一郎, 渡辺厚, 人見泰義: 鋼管とモルタルにより座屈補剛されたブレースの研究 その 1, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造Ⅱ, pp.1339-1342, 1988.3.
- 5.4) 藤本盛久, 和田章, 佐伯英一郎, 渡辺厚, 人見泰義: 鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究, 構造工学論文集, Vol.34B, pp.249-258, 1988.10.
- 5.5) 長尾直治, 御厨孝二, 松本裕二, 高橋茂治: アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究 (その 1~4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造Ⅱ, pp.1329-1336, 1988.10.
- 5.6) 長尾直治, 高橋茂治, 御厨孝二, 結城俊二: アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究 (その 5~7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造Ⅱ, pp.1501-1506, 1989.10.
- 5.7) 長尾直治, 高橋茂治: 角鋼管を鉄筋コンクリートで被覆したアンボンドブレースの弾塑性性状 (その 1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 422 号, pp.105-115, 1990.9.
- 5.8) 長尾直治, 高橋茂治: 角鋼管を鉄筋コンクリートで被覆したアンボンドブレースの弾塑性性状 (その 2), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 422 号, pp.45-56, 1991.4.
- 5.9) 岩田衛, 村井正敏, 加藤貴志, 小川秀雄, 和田章: 座屈拘束されたブレースを用いた履歴型ダンパーの性能評価実験 (その 1: 実験計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造Ⅱ, pp.921-922, 2000.9.
- 5.10) 岩田衛, 村井正敏, 加藤貴志, 小川秀雄, 和田章: 座屈拘束されたブレースを用いた履歴型ダン

パーの性能評価実験(その2:実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造Ⅱ, pp.923-924, 2000.9.

- 5.11) 佐伯英一郎, 前田泰史, 岩松浩一, 和田章: 有限要素法によるアンボンドブレースの弾塑性解析と実験結果の比較, 日本建築学会構造系論文集, 第484号, pp.111-120, 1996.6.
- 5.12) 佐伯英一郎, 前田泰史, 岩松浩一, 和田章: フレームに組み込みこまれたアンボンドブレースの弾塑性挙動解析, 日本建築学会構造系論文集, 第489号, pp.95-104, 1996.11.
- 5.13) 佐伯英一郎, 前田泰史, 中村秀司, 緑川光正, 和田章: 実大アンボンドブレースに関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第476号, pp.149-158, 1995.10.
- 5.14) 松本信之, 岡野素之, 在田浩之, 曾我部正道, 涌井一, 大内一, 高橋泰彦: 鋼製ダンパー・ブレースを有するRC鉄道高架橋の耐震性能, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.1411-1422, 1999.3.
- 5.15) 松本信之, 曾我部正道, 岡野素之, 涌井一, 大内一: 鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究, 構造工学論文集 Vol.46A, pp.547-554, 2000.3.
- 5.16) 谷資信, 木原一成: 鉄骨コンクリート構造における鉄骨の座屈に関する基礎研究, 日本建築学会論文報告集, 第72号, pp.1-6, 1962.
- 5.17) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual, Version 5.8, Vol. I・Ⅲ, 1998.
- 5.18) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG(主査: 宇佐美勉): 鋼橋の耐震設計のための新技術, 1996.
- 5.19) Shen, C, Mizuno, E, Usami, T: A Generalized Two-Surface Model for Structural Steel under Cyclic Loading, Structural Eng./Earthquake Eng., Proc. of JSCE, Vol.10, No.2, pp.59s-69s, 1993.7.
- 5.20) 宇佐美勉, 加藤基規, 葛西昭: 制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの要求性能, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.527-538, 2004.3.
- 5.21) 岩田衛: 座屈拘束ブレースを用いた履歴型ダンパーの性能比較実験, 鉄構技術, Vol.14, NO.157, pp. 34-42, 2001.
- 5.22) 加藤基規: 座屈拘束ブレースの弾塑性挙動, 名古屋大学工学研究科土木工学専攻修士論文, 2003.
- 5.23) 加藤基規, 宇佐美勉, 葛西昭: 座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.641-648, 2002.
- 5.24) 金治英貞, 鈴木直人, 美濃智広: 長大トラス橋の損傷制御構造における履歴型ダンパー最適構造と配置に関する基本検討, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会地震工学委員会, pp. 377-384, 2003.
- 5.25) 野中哲也・宇佐美勉・吉野広一・坂本佳子・鳥越卓志: 上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp. 31-49, 2003.
- 5.26) 宇佐美勉, 葛漢彬, 日沖堅治, 路志浩, 河野豪: 制震ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上—橋軸直角方向地震動に対する検討—, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.245-261, 2004.7.

第6章 制震ブレースを有する土木鋼構造物の簡易耐震設計法

6.1 まえがき

地震時に構造物の安全性を確保する方法には耐震、免震、制震が考えられる。鋼構造物、特に鋼製橋脚の耐震に関する研究は、兵庫県南部地震以後その数が多くなり、優れた研究成果が発表されており、土木学会からも各報告書が公表されている(6.1.6.2)。また、著者らは、文献(6.3,6.4)で耐震向上策と免震効果の利点と問題点を指摘している。これらを受け、特に問題点(例えば、上部構造の変位が過大となり衝突が問題となる)を打開するために、上記3方策のうちの制震の考え方に期待するところが大きい。

制震構造とは、構造内にエネルギー吸収を意図した取り替え可能な部材を(並列的に)組み込み、地震時における塑性変形による損傷をそこに集中させることを目的とした構造である。つまり、履歴減衰を提供するために、制震部材を可塑化させ、柱や梁を弾性域にとどめる。これは主構造物の塑性ひずみを減少することにつながり、主構造の損傷を可能な限り制御し、残留変形を低減させるものである。

このような構造システムに関する研究は、土木構造物に対しても適用した検討例がにわかに増えつつある(6.5~6.8)が、まだ設計法を確立するには至っていない。そこで本研究は、簡易設計法の開発の一環として、まず、最も容易な形式と思われる図-6.1に示されるような主構造(本研究では鋼製門形ラーメン橋脚を想定)とブレースで構成される副構造部分とが並列結合された構造系に対して、副構造物(以下、制震ダンパー系と称す)に必要な性能(強度と剛性)の簡易設計法を提案する。なおブレースは、圧縮と引張で安定した履歴関係が得られる制震ブレースを想定しており、例えば座屈拘束ブレースの導入が考えられる(図-6.2)。

6.2 制震ダンパー系を有する土木鋼構造物の簡易設計法

本研究では、制震ダンパー系の簡易設計法を提案し、その具体的な適用例を通して簡易設計法の妥当性を検討するものである。図-6.3は本提案設計法のフローである。まず、以下では各段階についての簡単な説明を行い、次節にて具体的な構造物を対象に適用例を紹介することで、簡易設計法を提案する。設計フローは以下の通りである。

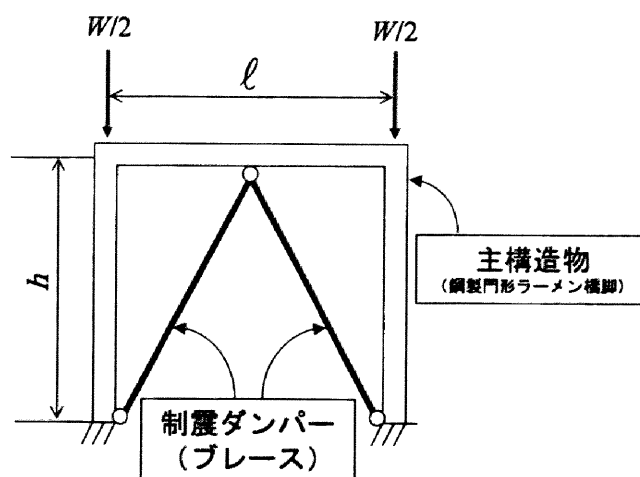


図-6.1 制震ダンパー付き構造物の例

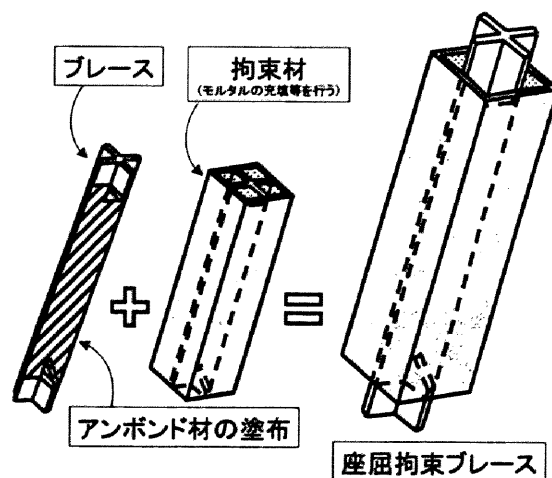


図-6.2 座屈拘束ブレースの模式図

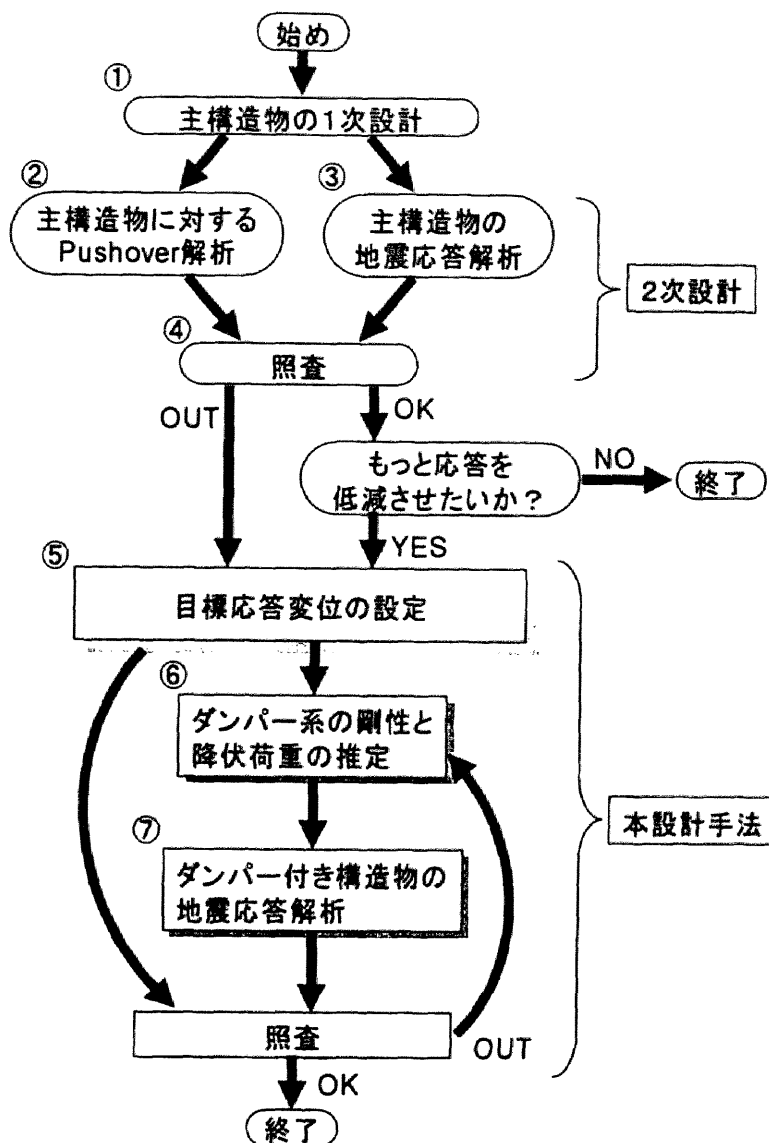


図-6.3 提案設計フロー

- ① 震度法設計 6.9) (1次設計) を行う。
- ② 主構造物の Pushover 解析を行い、降伏変位 $\delta_{y)Frame}$ 、降伏強度 $H_{y)Frame}$ 、終局変位 $\delta_{u)Frame}$ 、終局強度 $H_{u)Frame}$ などを求める (2次設計における限界値の算定)。
- ③ 主構造物の地震時における応答値を推定する。特に本設計法では、地震時の最大応答を制御するため、指標となる最大応答変位 $\delta_{max)Frame}$ は求めておく必要がある (2次設計における応答値の算定)。
- ④ 通常の変位照査法においてはこの最大応答変位 $\delta_{max)Frame}$ と終局変位 $\delta_{u)Frame}$ とを用い性能照査を行う (2次設計における照査)。

※この時点で、照査の結果、不適合なものについては、耐震性能を向上させる方法をとるか、本研究の目指す制震ダンパー系の導入に着手する。また、適合したものでも、残留変位の低減を目指して、さらに、制震ダンパー系の導入を試みることも考えられる。以降が本提案設計法である。

- ⑤ 制震ダンパー系を導入した構造物に期待される最大応答変位を設定する。これを塑性率で表したものを目標塑性率 μ_T とする。目標塑性率は、例えば、主構造物の終局変位に対して、③において求められた応答値をどの程度まで低減させたいかによって定める。
- ⑥ ⑤を満足するような制震ダンパー系の水平剛性 K_{Damper} 、降伏強度 $H_{y)Damper}$ を推定する。

表-6.1 適用例検討用解析モデルの諸量

使用鋼種	SM490	ウェブ幅 B (mm)	1991
弾性係数 E (GPa)	206	板厚 t (mm)	20
幅厚比パラメータ R_f	0.51	補剛材長 b_s (mm)	150
補剛材細長比パラメータ λ_s	0.16	補剛材板厚 t_s (mm)	20
最適補剛材剛比 γ/γ^*	3.24	主構造の柱高さ h (m)	11
フランジ幅 D (mm)	1991	主構造物のはり長さ ℓ (m)	9.7
上部構造重量 W (MN)	30.2	降伏変位 $\delta_{y/Frame}$ (m)	0.036
固有周期 T (sec)	0.69	降伏荷重 $H_{y/Frame}$ (MN)	8.9

⑦ 推定したダンパー系を導入することによって、目標塑性率が達成されているかどうかを照査するために全体系での最大応答変位を算定する。

なお、⑦の照査において、目標を満足する構造物が得られるまで（制震ダンパー系の最適な剛性と強度を選び出すまで）、⑥、⑦の操作は繰り返される（図-6.3 参照）。本設計法では⑥での推定を簡易に、かつ、的確に選び出す手法を提案している。その詳細を次節にて説明する。

6.3 提案設計法の適用例

本節では本提案設計法の適用例をもとに、設計法のフローを確認する。またその際に、本研究にて提案する制震ダンパー系の最適剛性および最適強度の推定精度について検討する。

(a) 適用対象構造物の震度法設計（設計フローの①）

対象とした主構造物は、正方形補剛箱形断面を有する高さ 11m、幅 9.7m の鋼製門形ラーメン橋脚（図-6.1 参照）、構造パラメータとしては、幅厚比パラメータ $R_f = 0.51$ 、補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* = 3.24$ 、板厚 20mm、アスペクト比 $\alpha = 0.5$ としている。使用鋼材は SM490 である（表-6.1）。なお、上記パラメータ値は上部構造重量に対して、震度法設計を満足するように定められている。

(b) 適用対象構造物の 2 次設計（設計フローの②～④）

前項で定義した主構造物の Pushover 解析を行うことで限界値を算定し、応答値の算定のために弾塑性地震応答解析を実施する。限界値の算定では、降伏変位 $\delta_{y/Frame}$ 、降伏強度 $H_{y/Frame}$ 、終局変位 $\delta_{u/Frame}$ 、終局強度 $H_{u/Frame}$ をそれぞれ求めておく。地震応答解析では、入力地震動として、独立行政法人土木研究所が提案している II 種地盤用のレベル 2 タイプ II 地震動を用いた。なお、JR 鷹取駅観測地震動の NS 成分（II-II-1）、また同様に JR 鷹取駅観測地震動の EW 成分（II-II-2）、大阪ガス葺合供給所観測地震動（II-II-3）の 3 波を入力した際の平均で評価する。構成則には、主構造物に名古屋大学で開発された

表-6.2 対象構造物の限界値および応答値の算定結果

限界値 (Pushover 解析結果)		応答値 (地震応答解析結果)							
終局変位 δ_u / δ_y	終局荷重 H_u / H_y	最大応答変位 $\delta_{\max)Frame} / \delta_y$				残留変位 $\delta_{R)Frame} / \delta_y$			
		II-II-1	II-II-2	II-II-3	平均	II-II-1	II-II-2	II-II-3	平均
		1	2	3					
3.66	1.90	7.43	5.20	5.58	6.07	2.07	1.81	0.89	1.59

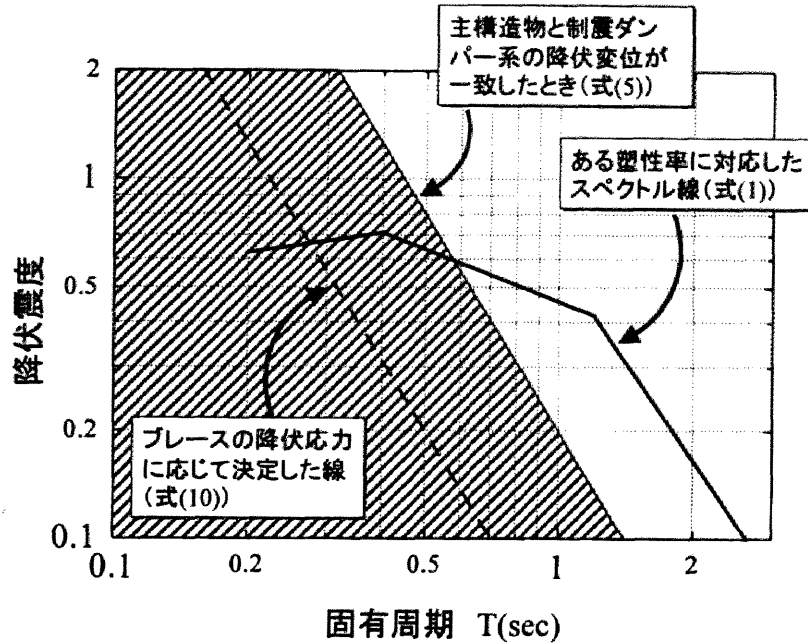


図-6.4 所要降伏震度スペクトル

修正 2 曲面モデル 6.10)を使用した。なお、解析ソフトは ABAQUS 6.11)を利用した。これにより、地震時の主構造物の最大応答変位 $\delta_{\max)Frame}$ 、最大強度 $H_{\max)Frame}$ などが算定できる。この結果は表-6.2 に示す。表よりも分かるように、最大応答変位は終局変位を大幅に（終局変位の約 1.7 倍）上回っており、これは文献 6.2)のマトリクスによれば、主構造物は構造安全性で破壊に至ることを示している。

(c) 目標塑性率の決定（設計フローの⑤）

前項の結果を受け、目標塑性率を決定する。ここでは、耐震安全性を満足させることを目標に、主構造物の終局変位 $\delta_{u)Frame}$ に対して、 $1.0\delta_{u)Frame}$ に相当する塑性率 $\mu = 3.66$ を目標応答塑性率として定めた。

(d) 制震ダンパー系の剛性および強度の推定（設計フローの⑥）

目標塑性率を達成させるためのブレースの初期剛性 K_{Damper} および降伏強度 $H_{y)Damper}$ を推定する際の推定方法として、所要降伏震度スペクトル 6.12)に基づく推定法を提案する。

所要降伏震度スペクトルに基づく推定法

構造物の非線形応答を応答スペクトルとして表したものを総称して非線形応答スペクトルといい、そのうち、特に縦軸に降伏震度をとって、塑性率ごとに固有周期と降伏震度の関係を図化したものが所要震度降伏スペクトルである（図-6.4 参照）。

本研究では、付録に記載の方法で所要降伏震度スペクトルを式示したものを利用する。本研究で利用

している所要降伏震度スペクトルでは、降伏強度は固有周期と塑性率の関数となり、次式で与えられる。

$$H_{y)Total} / mg = f(T) / \mu_T^\alpha \quad (6.1)$$

ただし、 $H_{y)Total} / mg$ ：構造物の降伏震度、 $f(T)$ ：道路橋示方書^{6.9)}によるレベル2タイプII地震動の弾性加速度応答スペクトルを重量で除したもの、 T ：構造物の固有周期、 μ_T ：目標塑性率を示し、 $\alpha = 0.438 \log(T/1.2) + 1.3 < 1.3$ である。これにより、構造物の固有周期および目標塑性率が定まれば、構造物の強度を推定できることとなる。

本研究では、これに対して、制震ダンパー系が主構造物より早期に降伏するという条件を式化し、制震ダンパー系を導入した全体系の所要降伏震度スペクトル上の適用可能範囲を定めることとした。具体的には主構造物の降伏変位よりもダンパー系の降伏変位が小さいという条件となるので、式(6.2)が成り立ち、並列系であることから式(6.3)が成り立つ。

$$\delta_{y)Total} = \delta_{y)Brace} \leq \delta_{y)Frame} \quad (6.2)$$

$$H_{y)Total} = H_{y)Brace} + H_{y)Frame} \quad (6.3)$$

ここで全体系の固有周期 T_{Total} は、

$$T_{Total} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{Total}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m \delta_{y)Total}}{H_{y)Total}}} \quad (6.4)$$

で表される。ここで式(6.2)と連立すると、

$$H_{y)Total} / mg \leq \delta_{y)Frame} \frac{4\pi^2}{g T_{Total}^2} \quad (6.5)$$

式(6.5)は、降伏震度が全体系の固有周期の関数で表現された不等式になっているので、図-6.4に示されるように範囲の形で表現される。この中から式(6.1)を満足する固有周期と降伏震度より制震ダンパー系の設計が可能となる。ただし、まだいくつか算定が可能であるので、ここでは、ダンパー系に用いられるブレースの降伏応力からさらに降伏震度と固有周期の組み合わせを限定する。

全体系の降伏震度－固有周期関係とブレースの降伏応力との関係を明らかにするために、以下のような式展開を行う。

まず、全体系の固有周期 T_{Total} よりダンパー系の剛性が決定する。並列構造であることを利用すると、

$$K_{Total} = K_{Damper} + K_{Frame} \quad (6.6)$$

が成り立ち、全体系の固有周期を利用することで、ダンパー系の剛性 K_{Damper} は次式で与えられる。ただし二次設計より K_{Frame} は既知である。

$$K_{Damper} = \frac{4\pi^2}{T_{Total}^2} - K_{Frame} \quad (6.7)$$

また、全体系の降伏時はブレースの降伏と一致するため、幾何学的に、

$$\begin{aligned} \sigma_{y)Brace} &= E_{Brace} \epsilon_{y)Brace} \\ &= E_{Brace} \frac{\delta_{y)Total} \cdot \cos \theta}{l_{Brace}} \\ &= \frac{E_{Brace} \cdot \cos \theta}{l_{Brace}} \frac{H_{y)Total}}{K_{Total}} \end{aligned} \quad (6.8)$$

と表すことができる。ただし、 $\sigma_{y)Brace}$ ：ブレースの降伏応力、 E_{Brace} ：ブレースの弾性係数、 θ ：ブレース部材軸方向と地表面のなす角である。これを降伏震度について解き直してみると、

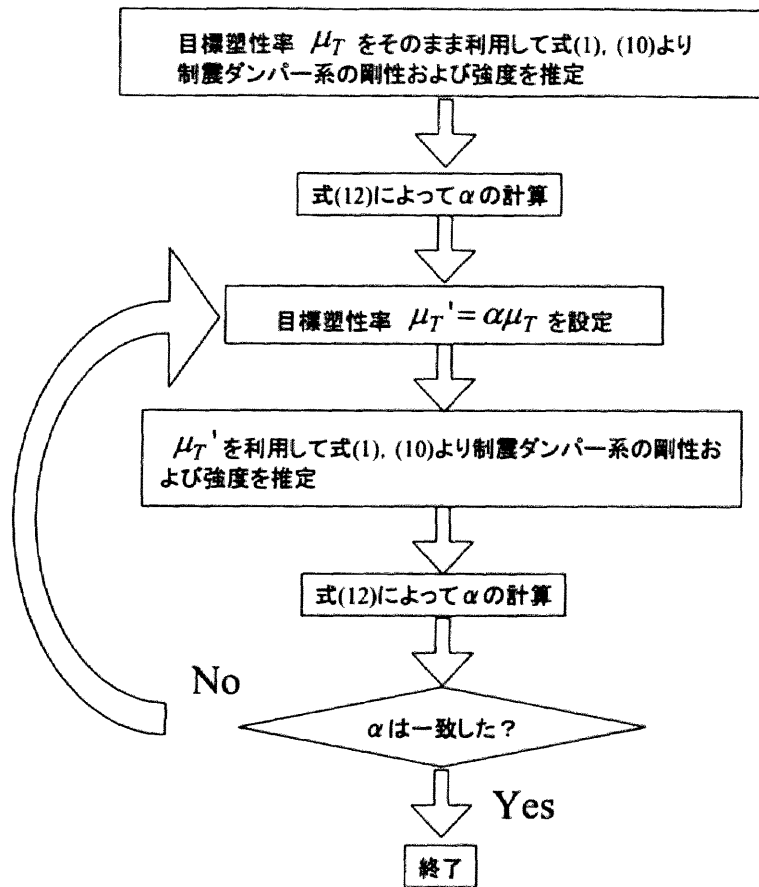


図-6.5 全体系の塑性率の再計算フロー

$$\begin{aligned}
 \sigma_{y)Brace} &= \frac{E_{Brace} \cdot \cos \theta}{l_{Brace}} \frac{H_{y)Total}}{K_{Total}} \\
 &= \frac{E_{Brace} \cdot \cos \theta}{l_{Brace}} \frac{g}{4\pi^2} \left(\frac{H_{y)Total}}{mg} \cdot T_{Total}^2 \right)
 \end{aligned} \quad (6.9)$$

であるので,

$$\frac{H_{y)Total}}{mg} = \frac{4l_{Brace}^2}{E_{Brace} \cos \theta \cdot g} \cdot \frac{\sigma_{y)Brace}}{T_{Total}^2} \quad (6.10)$$

が得られ、ブレースの降伏応力に応じて図-6.4の点線で表現できる。

式(6.5)と式(6.10)を連立することで、ブレースに適用できる降伏応力の範囲を決定できる。すなわち、

$$\sigma_{y)Brace} \leq E_{Brace} \cdot \frac{\cos \theta}{l} \delta_{y)Frame} \quad (6.11)$$

で表される範囲内の降伏応力を鋼材の種類に応じて適当に選ぶことにより、式(6.1)と式(6.10)の交点によって、全体系の降伏強度と固有周期を一値に定めることが可能となり、結果的に、制震ダンパー系に必要なとされる剛性および強度が定められる。

なお、ここで注意が必要な点についてまとめておく。式(6.1)の所要降伏震度スペクトルは、あくまでも全体系の降伏震度-固有周期関係であり、全体系の塑性率も利用している。通常、制震ダンパー系を導入することによって、全体系の降伏変位量は小さくなるため、全体系の塑性率は、変位量が同じであれば、主構造物のみの塑性率に比べ大きくなる。従って、目標塑性率を真の全体系の塑性率と見なしても、設計としては安全側を呈することになるので、簡易設計という観点からはこの点を無視する方法も

表-6.3 本提案手法により決定されたブレースの諸量

ブレースの 降伏応力 (MPa)	ダンパー系の 強度および剛性		ブレースの 断面積 (m ²)	全体系の 固有周期 (sec)
	剛性 (MN/m)	降伏荷重 (MN)		
235	213	15.9	0.04	0.51
200	324	16.9	0.06	0.46
150	583	18.2	0.11	0.38
125	736	18.0	0.13	0.35
100	974	17.8	0.18	0.31
75	1367	17.6	0.25	0.28

注) ただし, 目標塑性率 3.66 の例である. δu =終局変位, δy =降伏変位

表-6.4 ピンポイント性向上策後のブレース諸量

ブレースの 降伏応力 (MPa)	ダンパー系の 強度および剛性		ブレースの 断面積 (m ²)	全体系の 固有周期 (sec)
	剛性 (MN/m)	降伏荷重 (MN)		
235	221	16.1	0.04	0.51
200	236	14.2	0.04	0.50
150	260	11.1	0.05	0.49
125	305	10.1	0.06	0.47
100	305	8.08	0.06	0.47
75	345	6.50	0.06	0.45

ある. 以下では, さらにピンポイント性を向上するための手法を述べるが, 程度に応じて利用することとなろう.

さて, 最初に設定した目標塑性率と最終的な応答塑性率との間の関係は以下の式で表される.

$$\begin{aligned}\mu_T &= \frac{\delta_T}{\delta_{y)Frame}} = \frac{\delta_{y)Total}}{\delta_{y)Frame}} \cdot \frac{\delta_T}{\delta_{y)Total}} \\ &= \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\delta_{y)T}}{\delta_{y)Total}} \left(= \frac{1}{\alpha} \cdot \mu_T' \right)\end{aligned}\quad (6.12)$$

この式によると, 目標塑性率を全体系と主構造物系の降伏変位の比率に応じて所要降伏震度スペクトルに適用する塑性率を変える必要があることが分かる. しかし, 全体系の降伏変位は, 制震ダンパー系の剛性や強度によって変化するため, α の厳密解は繰り返し計算により得られる. そこで, 本研究では, ピンポイント性の向上方法として, 図-6.5 のようなフローを設定した. すなわち, まず, 目標塑性率をそのまま利用し ($\alpha=1.0$ としているのと同様), 制震ダンパー系の剛性および強度を推定し, 得られた結果より α を計算し, 全体系の目標塑性率を求めた上で制震ダンパー系の剛性および強度を推定する方法をとった. なお, フロー上は α が一致するまで行うこととしているが, これはよりの確に推定するためのもので, 本検討例では1回の試行で, 概ね良好な推定値を得ることができている (後述).

(e) 導入された制震ダンパー系の推定精度検証 (設計フローの⑦)

上記推定法によって得られたブレースの構造パラメータを表-6.3にまとめる. また, 表-6.4にはさらに精度を向上させて推定したブレースの諸量がまとめられている.

適用精度検証のため, 本提案手法で決定したパラメータを持つブレースを導入した全体系の構造物に

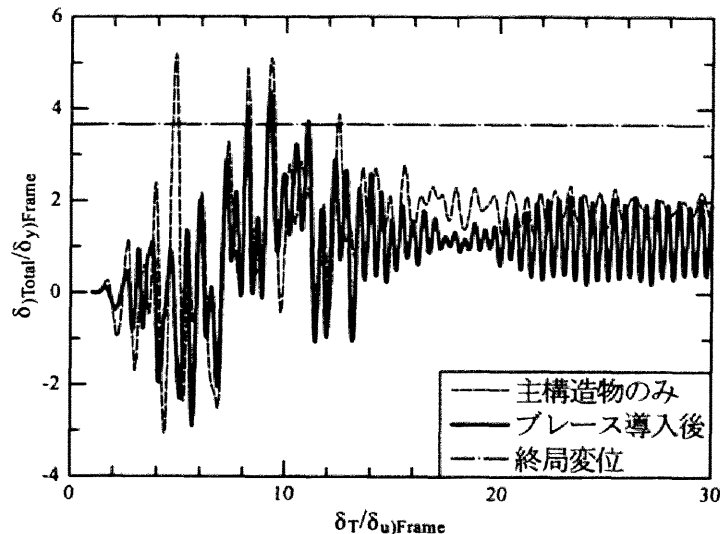


図-6.6 制震ダンパーを導入した際の応答時刻歴

対して弾塑性地震応答解析を行う。ここでは、入力地震動として、6.3.2 で使用した 3 波の地震動を用いて結果は同様に 3 波の平均での評価とし、構成則には主構造物に修正 2 曲面モデルを、ブレースに完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を用いた。なお、利用する鋼材の降伏応力に応じてブレースを推定することが可能であるので、以下の適用例の精度検証では、鋼材の降伏応力に対してパラメトリックに 235, 200, 150, 125, 100, 75MPa の鋼材を仮定し、検証を行った。

6.4 適用例に対する結果及び考察

図-6.6 に弾塑性地震応答解析結果のうち、橋脚頂部の水平変位時刻歴を示す。縦軸は、水平変位をラーメン橋脚の降伏変位で除し、横軸は時刻を示している。また、応答低減効果を明確にするため、点線はブレース導入前の応答で、実線が導入後の応答である。また水平線はこの例の目標塑性率に対応する水平変位(終局変位)を示している。なおこの結果は地震波一波 (II-II-2)，さらにブレースの鋼材に SS400 を用いた際の結果であり、ブレースの推定で $\alpha = 1.0$ を適用した場合のものである。この例では、ブレースを導入することで応答変位は低減され、目標塑性率には若干到達しなかったが、これは簡易推定法故の誤差と言え、おおむね近づいている。さらに、 $\alpha = 1.0$ でその他の鋼材を使用した場合の結果を合わせて図-6.7 に示す。このグラフは縦軸にブレースの固有周期、横軸に応答変位を降伏変位で除したもの(塑性率)をプロットしてある。またこの結果の値は地震波 3 波の結果の平均である。なお、 $\alpha = 1.0$ の場合には、ブレースの降伏応力が大きくなるにつれて、全体系の固有周期が大きくなる傾向が読み取れた。このグラフよりも伺えるように、固有周期(降伏応力)が大きくなるにつれ応答値は目標に近づいていることがわかる。これはブレースの降伏応力が大きくなるにつれて、制震ダンパー系の降伏変位が主構造の降伏変位に近づき、全体系の降伏変位と主構造の降伏変位との間の差が小さいために、高精度に推定できるからである。従って、降伏応力の小さいブレースを用いる際には、目標へのピンポイント性を向上する必要がある。本研究におけるピンポイント性向上策を講じる必要がある。

そこで第 6.3 節で提案した α の式を用いた試行を行った。その結果を図-6.7 と同様に図-6.8 に示す。白いプロットが $\alpha = 1.0$ の結果であり、黒塗りのプロットが α を変化させたときの試行結果である。結

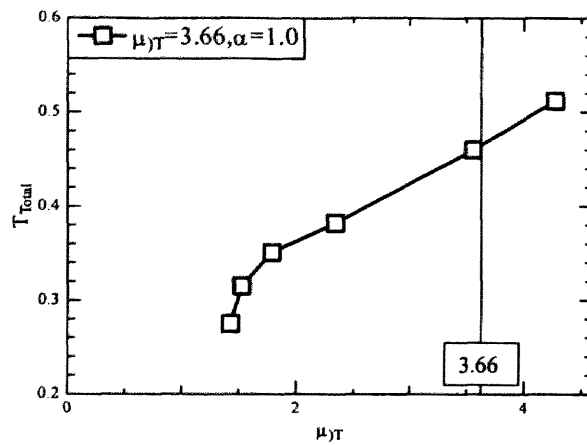


図-6.7 固有周期－応答塑性率関係（降伏応力の違いによる影響について）

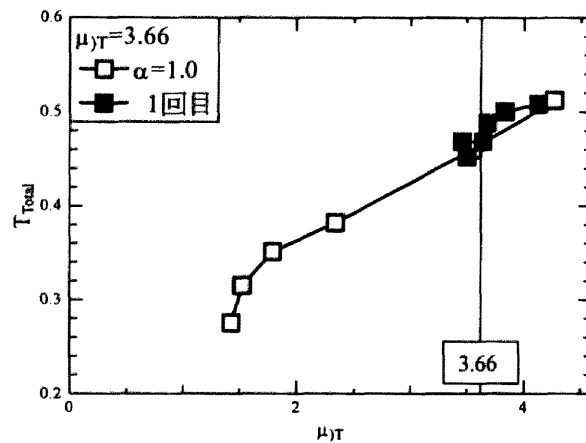


図-6.8 ピンポイント性向上策による向上効果の確認

果より、かなり目標応答塑性率に精度良く近づいていることが分かる。本来ならば α の厳密解は繰り返し計算を必要とするが、この結果よりも一回繰り返しでかなり良好な結果を得ることができることが分かる。なお、表-6.4からも分かるとおり、ブレースの降伏応力を変化させても、式(6.12)を用いた向上策を用いると全体系の固有周期はほぼ同じ値にまとまる。

6.5 主構造物の損傷度低減状況

最後に、主構造物の損傷度と残留変位がブレースを導入することで確かに低減されているかの確認を行うために、例として目標塑性率の場合の降伏応力が235MPa(SS400)のものに対し、主構造物のブレース導入前と後における地震時の損傷度及び残留変位の比較を行った。

損傷度の結果は表-6.5である。この表のS1からS6は有効破壊長領域である6箇所（図-6.9）を示し、それぞれの損傷度と主構造物に対する低減率(%)を示している。

この結果より、ブレースを導入したときも主構造物のみの時と同様に左右基部の損傷度が大きいことが分かる。またこの例題の場合、ブレースに降伏応力235MPaを使用した場合には終局変位（目標応答塑性率）をわずかに越えているため、損傷度が1.0を上回る結果となっているが、これが終局変位に収まっている場合は1.0より小さくなり破壊は起こらないと推測できる。

残留変位については、主構造物の残留変位が1.59に対し、ブレース導入後の残留変位は1.75となり、

表-6.5 各有効破壊長領域の損傷度

照査領域		S1	S2	S3	S4	S5	S6
主構造物のみ	損傷度	1.98	0.79	0.65	0.36	1.20	1.69
ブレース導入後	損傷度 (低減率%)	1.14 (42.2)	0.59 (24.9)	0.25 (61.7)	0.22 (37.9)	0.46 (61.6)	1.18 (30.1)

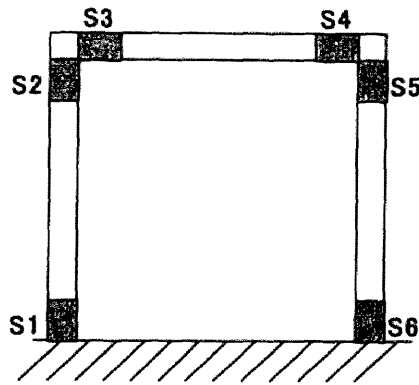


図-6.9 有効破壊長領域の定義

導入前を上回る結果となった。しかしながら、地震波ごとに比較をするとⅡ・Ⅱ-3を除く2波はブレースを導入することでの残留変位の低減が見られた。

6.6 結言

本研究は、制震ダンパー系を主構造に対して並列的に導入する場合を想定した際の制震ダンパー系の最適剛性および最適強度を簡易に推定する方法を提案することが主目的であった。以下に、得られた結論をまとめる。

- ① 所要降伏震度スペクトルを用いた制震ダンパー系を導入する際の制震ダンパー系の強度および剛性に対する簡易設計法を提案した。その骨子は、所要降伏震度スペクトル線（式(6.1)）とブレースの降伏応力に対応した全体系の降伏震度-固有周期曲線（式(6.10)）の交点より求めるものである。
- ② さらに推定精度を向上する手法（式(6.12)）を提案したところ、上記設計法の推定精度がさらに向上し、目標塑性率をピンポイントにねらえるようになった。
- ③ 主構造物に対して導入される最適ブレースを降伏応力に応じて推定したところ、降伏応力の大きさに応じて、全体系の固有周期が大きくなることが分かった。
- ④ 制震ブレースを導入することによって、主構造物の損傷度がどの程度低減できているかの確認を行ったところ、損傷度の大きな低減が見られたが、残留変位の低減効果はなかった。これは、目標とした塑性率が構造安定性の限界値である終局変位をねらったものであることから、大きな軽減は期待できないものである。この種の低減効果についてはさらに種々のパラメトリック解析を必要とする。

以上が得られた成果であるが、本研究は簡易設計法を確立する一環として、まず、鋼製門形ラーメン橋脚を対象として、設計法の提案を行った。しかし、例えば、2層ラーメン橋脚に見られるような多自由系まで対応したものまで確立されていない。今後、この種の検討を行う必要がある。

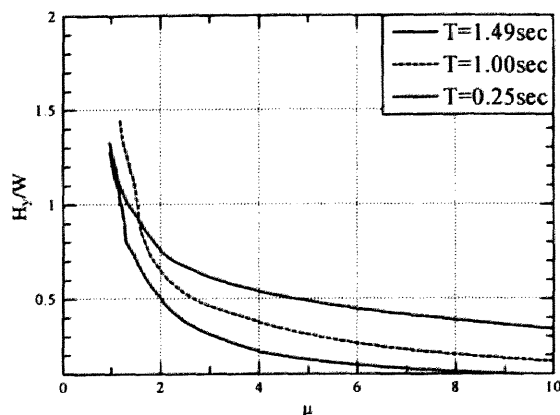


図-6.A1 降伏震度－塑性率関係

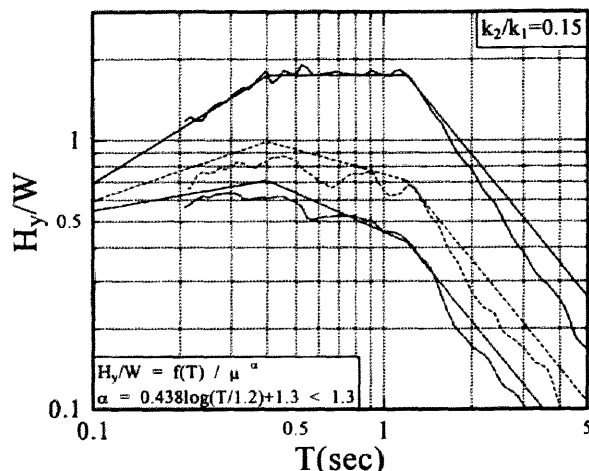


図-6.A2 解析結果と推定式との比較

付録 6.A1 所要降伏震度スペクトルの式示化

本研究では、所要降伏震度スペクトルを利用した簡易設計法を開発している。そこで利用する所要降伏震度スペクトルは、文献 6.12)を参考にパラメトリック解析により得られた結果から、非線形最小 2 乗法により得られた結果である。その諸条件をここでは述べておく。

まず、解析モデルは 1 自由度系のマス・バネモデルを用いた。復元力モデルはバイリニア型の移動硬化モデルを用い、その 2 次勾配は、文献 6.5)を参考に鋼製橋脚に用いられている初期剛性の 0.15 倍とした。また、減衰定数は 0.05 とした。道路橋示方書に規定されているレベル 2 タイプ 2 地震動のうち、本研究でも用いている 2 種地盤用の 3 波形を利用して、弾塑性地震応答解析を行った。地震応答解析に際しては、固有周期を一定にし、降伏震度をパラメトリックに与えることで、その都度地震応答解析を行い、3 波形の最大応答変位の平均をもとに降伏震度に対応する塑性率を得るように行った。固有周期一定のもとで算定した結果が、図-A1 である。縦軸は降伏震度を表し、横軸は塑性率を示している。この結果より、降伏震度が小さくなるにつれて、塑性率が大きくなる傾向があることが分かる。塑性率が 1 の場合は、弾性加速度応答スペクトルに比例する形になるのは容易に想像がつくので、ここでは、降伏震度＝弾性加速度応答スペクトル/(塑性率)^αという関係を仮定して、さらに、種々の固有周期について解析を行い、非線形最小 2 乗法による上記の α の推定を試みた。その結果、

$$\alpha = 0.438 \log(T/1.2) + 1.3 < 1.3 \quad (6.A1)$$

が得られた。その結果を解析結果と比較した図が、図-6.A2 である。図中で縦軸は降伏震度、横軸は、構造物の固有周期を示している。なお、解析結果については、各固有周期に対して、塑性率が 1, 2, または 3 となる降伏震度の値を結んだものである。実線は塑性率 1, 破線は塑性率 2, 点線は塑性率 3 の場合をそれぞれプロットしてある。図より、長周期側に若干ずれはあるものの概ね解析結果を模擬できる推定曲線となっていることが分かる。

参考文献

- 6.1) 土木学会，日本鋼構造協会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化。
- 6.2) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，2003.10。
- 6.3) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，Vol. 31, No. 6, pp.30-36, 1997.6。

- 6.4) 金田一智章, 宇佐美勉, 中島大輔: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.245-257, 2000.7.
- 6.5) 松本信之, 曾我部正道, 岡野素之, 涌井一, 大内一: 鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.547-554, 2000.3.
- 6.6) 井上幸一, 明神久也, 増田伊知郎, 中出収: 軸力降伏型鋼製ダンパーを適用した鋼橋の耐震性向上法, 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp.43-50, 2002.
- 6.7) 松本信之, 曾我部正道, 岡野素之, 涌井一, 大内一: 鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.547-554, 2000.3.
- 6.8) 岩田衛, 村井正敏, 加藤貴志, 小川秀雄, 和田章: 座屈拘束されたブレースを用いた履歴型ダンパーの性能評価実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.921-922, 2000.
- 6.9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 6.10) C. Shen, Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E. and Usami, T. (1995): Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech. , ASCE, Vol.121, No.11, pp1165-1172.
- 6.11) ABAQUS/Standard user's manual; version 6.3.: Habbitt, Karlson and Sorensen, Inc., 2003.
- 6.12) 西村昭彦・室野剛隆: 所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定, 鉄道総研報告, 第13巻第2号, pp.47-50, 1999.

第7章 制震ブレースを有する多径間連続高架橋の地震時挙動

7.1 まえがき

1995年の兵庫県南部地震以降、土木構造物の耐震設計は、終局限界状態を考慮した性能照査型設計法へと移行しつつある。鋼橋に関しては、文献7.1)で耐震設計の現状紹介、および、数多くの研究課題をまとめている。その中には、橋梁システムの耐震設計法に対する課題も挙げられており、橋梁全体の耐震性能を総合的に判断する手法が必要であるとされている。また、文献7.2)には橋梁システムの動的解析を行う上での留意点をまとめている。

耐震設計は、Capacity（性能値）と Demand（応答値）との比較によって行われる。橋梁システムの耐震性能は、システム全体に対して性能規定するよりも、各部材が保有する耐震性能の下で行われる方が簡便である。しかし、地震応答値に関しては、地盤－基礎－下部構造－上部構造間の相互作用を考えれば、システム全体を対象として総合的に判断するのが合理的である。ここでの相互作用として、例えば、多径間連続橋では、基礎および地盤の影響により各橋脚に入力される地震動が異なった場合、各橋脚間で桁の引張などの力が働き、橋脚すべてが連動するような、橋脚間に見られる相互作用がある。また、第4章にて取り上げている構造物－地盤の動的相互作用などがあげられる。

多径間連続橋に関する研究としては、山岸ら 7.3)が不等橋脚を有する3径間連続橋に対する耐震検討を行っている例や、工藤ら 7.4)による簡易モデルを用いた連続橋の弾塑性地震応答解析がある。また、村山ら 7.5)は鋼製ラーメン橋脚を有する連続橋の耐震検討を行っている。大中ら 7.6)はさらに連続曲線橋についての耐震検討を行っている。この中では、本章でも取り扱う地盤との連成挙動にも着目した検討を行っている。これらの研究例は、主に連続橋の応答値を把握することに着目されたものである。また、謝ら 7.7)は連続橋に対する免震化について考察を加えており、橋梁に対する制震デバイスの導入という観点からは中村ら 7.8)によるMRダンパーに関する検討があげられる。筆者らも地盤との連成を考慮した連続高架橋に関する解析的研究として文献7.9)を発表しているが、ここでの検討は地震応答解析における減衰マトリクスの影響を把握するのみで終わっており（第4章参照）、中村ら 7.8)のような制震デバイスの付与を検討するまでには至っていない。

そこで、本章では、第4章にて取り上げた4径間連続高架橋を対象とし、第5章で取り上げた制震ブレースの導入により、地震応答の低減を図ることを目的としている。なお、同種の検討は、文献7.10)にて行われている。この中では免震支承の導入された連続高架橋に対して、ダンパーブレースの導入を試みている。これは免震化に伴って増大した桁の応答変位を低減するために設置するものである。さて、第5章にて取り上げた制震ブレースの1つとしての座屈拘束ブレース（以下、BRBと略記する）は、第6章にて簡単な構造物の場合、簡易設計が可能である。しかし、ここでも述べられているように、このようなBRBの設置は、構造物に対して並列的に設置されることが前提となっており、BRBを導入した全体系においては、構造物の耐力の上昇が懸念される。そこで、本章では、基礎および地盤までの連成を考慮し、BRBを導入することで、基礎への負担がどの程度の影響を及ぼすのかを検証する。

具体的には、まず、地盤との連成を考慮しない状態で、BRBの最適配置に関する諸検討を行う。その後、地盤との連成を考慮した際の応答性状を検討する。最後に、第4章にて取り上げることできていないゴム支承を用いた4径間連続高架橋に対して、同種の検討を行い、ゴム支承による長周期化とBRBによる制震効果の双方が連成する際の効果について検討する。

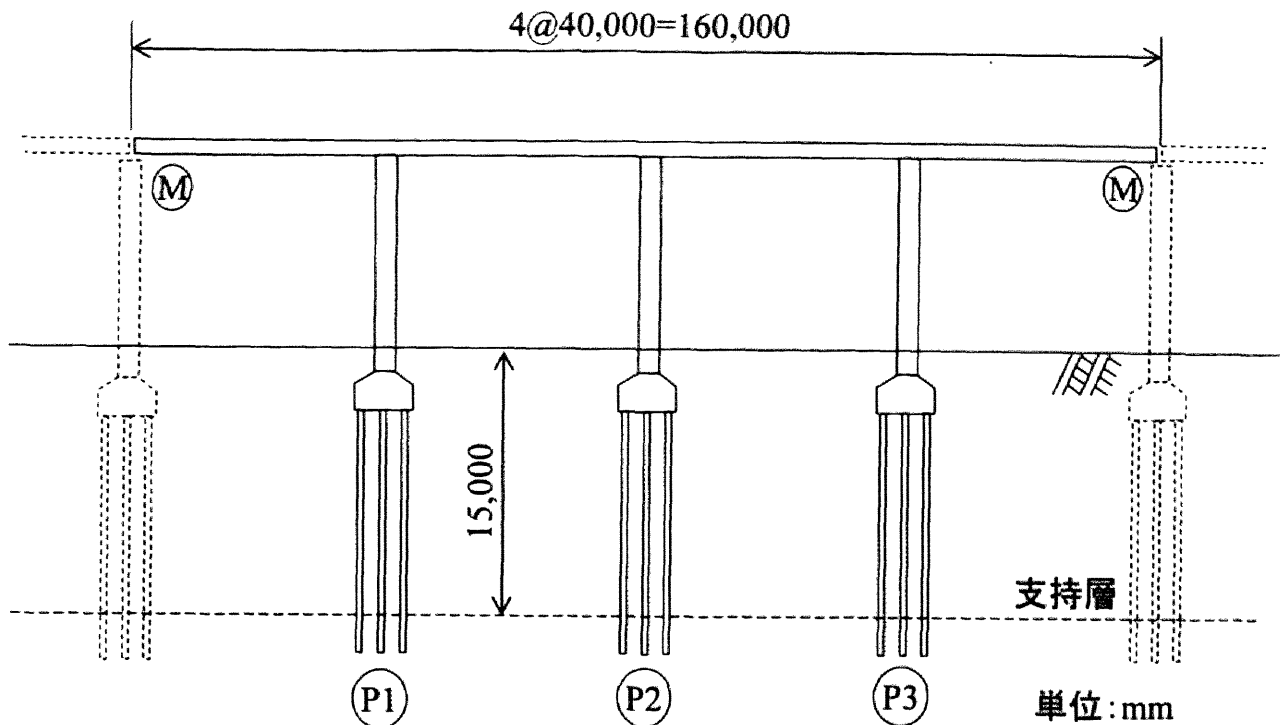


図-7.1 対象橋梁の模式図（再掲 図-4.11）

7.2 対象構造物の弾塑性地震応答解析モデル

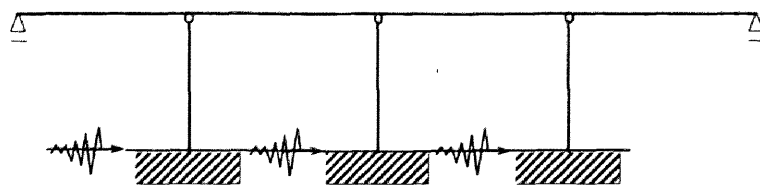
本章で取り上げる対象橋梁は、図-7.1 に示される4径間連続高架橋である。以下では、解析モデルの説明を行うが、基本的な事項は第4章と同様である。

7.2.1 解析モデルの概要

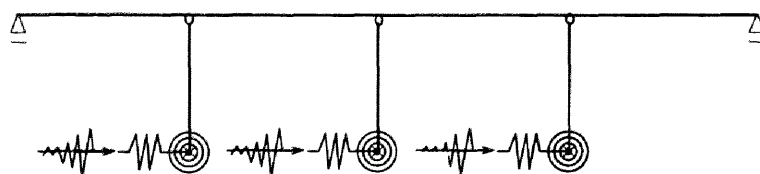
目的に応じて図-7.2 に示されるように(a)地盤固定モデル、(b)地盤ばねモデル、(c)FEM モデルを用いる。(a)の地盤固定モデルは橋脚の基部の境界条件を固定支持としたもので、基部に水平方向に直接地震波を入力して地震応答解析を行う。本章ではこのモデルを制震ブレースの断面積決定の際に利用する。(b)の地盤ばねモデルは、橋脚基部に水平ばね、回転ばねをつけたもので、ばねの先端は固定とし、その先端部に地震波を入力する。このモデルは橋脚基部の地盤との境界に相当する部分のスウェーローキングの効果をばねにより模擬したもので、このモデルは、第4章の結果を受けて、連成問題を解く際の減衰マトリクスの算定に利用する。(c)は構造物の構造物-地盤の連成効果を取り込むことのできる地盤-基礎（フーチング、杭）-橋脚から成るモデルであり、構造物にははり要素をその周辺地盤には平面ひずみ要素を用いている。解析モデルは、橋軸方向のみの変形を考慮した2次元モデルである。工学的基盤面に相当する硬い地盤層（図-7.2(c)における最下面）より地震動を入力する。以上のモデルに対し、左側橋脚から順に P1 橋脚、P2 橋脚、P3 橋脚とする。なお、各橋梁部分、基礎部分、地盤部分は4.5 節に準ずるので参照されたい。

7.2.2 制震ブレースのモデル化

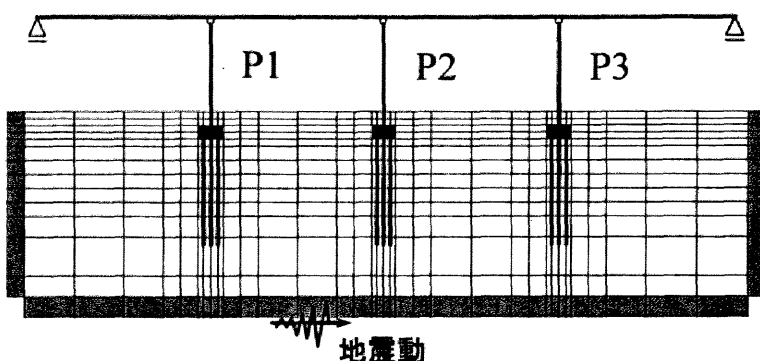
本研究で導入する制震ブレースは SS400 鋼材を使用した BRB としている。この BRB の導入には、長さ、配置位置が問題となるが、本研究ではこれを後ほど様々なパターンで試行する。基本となる BRB 配置は、図-7.3 のように橋脚基部とスパン中央を結んだ線に平行に橋脚の頂部に長さ 2[m] で取り付けたものとする。これは、第4章で取り上げた対象橋梁において、桁と橋脚をピン結合でモデル化したこ



(a) 地盤固定モデル



(b) 地盤バネモデル



(c) FEM モデル

図-7.2 解析モデルの概念図

とに着目し、橋脚に対して桁の回転を拘束する位置に配置することによってエネルギー吸収を図るという考え方による。断面積算定については次節で詳述する。材料パラメータは表-7.1 に示す通りである。解析モデルではブレースはトラス要素を用い、桁と橋脚にピン結合とした。材料構成則はバイリニア型移動硬化則とし、5.7 節での復元力モデルの結果を利用して、2 次勾配は 1 次勾配の $1/60$ とした（図-7.4 参照）。

7.3 制震ブレースの断面積の決定方法について

BRB を設置するにあたって、重要なパラメータは強度と剛性である。それを決定づけるのは使用鋼材の降伏応力、および、長さで断面積である。剛性についてだけを取り上げると、長さで断面積を必要とする。長さに関しては、ブレースを設置する位置によって決定される。そこで、ここでは設置位置が決定した際に、残る断面積を決定する方法についてまとめる。

本研究では、まず、レベル 1 地震動を受ける際に、BRB は塑性化しないことを基本とした。そこで、

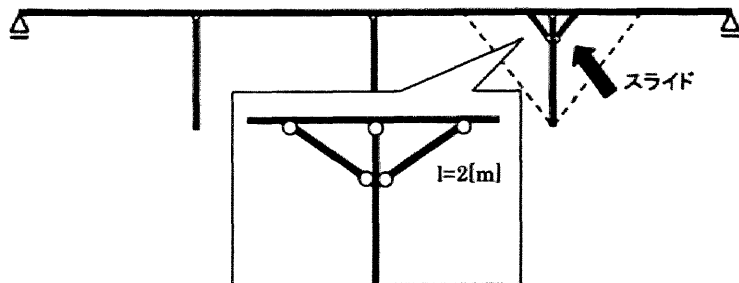


図-7.3 座屈拘束ブレースの配置の概念図

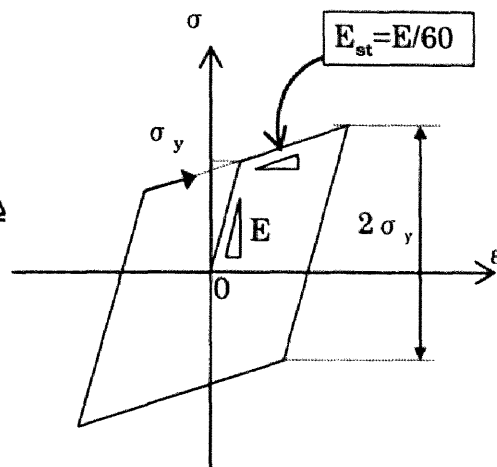


図-7.4 座屈拘束ブレースの履歴法則
(移動硬化型バイリニアモデル)

表-7.1 座屈拘束ブレースの材料特性

使用鋼材	降伏応力 σ_y [MPa]	弾性係数 E [GPa]	2次勾配 E_{st} [GPa]
SS400	235	200	3.33

実際にレベル1地震動が入力された際にブレースに生じる部材軸力から、上記基本条件を満足する断面積を算定することとした。以下にその手順を示す。

- ① ブレースの断面積を仮定する。
- ② 橋梁システムにレベル1地震動を入力し、ブレースに発生する軸方向荷重をモニタする。
- ③ 発生軸力から、安全率を見込んだ必要断面積を算定する（式(7.1)を利用）。
- ④ 仮定した断面積と比較し、③で得られた断面と一致しない場合は得られた断面積をもとに②へ戻る。一致している場合はその断面積を決定値とする。

$$A' = \frac{\nu N_{\max}}{\sigma_y} \quad (7.1)$$

ここで A' ：軸力から算定されたブレースの新断面積， N_{\max} ：断面積を仮定したブレースでの解析結果得られた最大軸力， σ_y ：ブレースの降伏応力， ν ：安全率（ここでは 1.14）である。なお，ここではレベル1地震動に対する地震応答解析であるので，すべての部材を弾性体と仮定して構わない。

7.4 制震ブレースの最適配置に関する基礎的検討

ここでは、7.2節で設計されたP3橋脚に設置する $l=2$ [m] のブレースを基準にして幾何学的位置また配置橋脚を変化させた様々なパターンについてその効果を検討する。

7.4.1 幾何学的配置に関する検討

(a) 橋脚との接続部を縦方向に変化させた場合

7.2節で仮定した $l=2$ m の基準となるブレースに対して桁との接続点の位置は変えずに、橋脚部との接続部分を変化させた場合の検討を行う。それぞれ解析のために仮定したブレースは表-7.2に示される長さを持つものであり、7.3節で述べたようなレベル1地震動を入力した際の地震応答解析により得られた最適断面もまとめられている。なお、設置概念図は図-7.5の通りである。

表-7.2 BRB の断面積（幾何学的配置に関する検討例）

Model 名称	基準 Model	Model A-1	Model A-2	Model A-3
橋脚頂部からの距離 y [m]	0.74	1.42	2.12	2.83
長さ l [m]	2.00	2.33	2.82	3.38
角度 θ [度]	21.75	37.31	48.82	56.73
断面積 A [cm ²]	150	130	120	100
Model 名称	Model A-4	Model A-5	Model A-6	Model A-7
橋脚頂部からの距離 y [m]	3.54	4.95	5.66	7.08
長さ l [m]	4.00	5.29	5.96	7.31
角度 θ [度]	62.31	69.44	71.84	75.29
断面積 A [cm ²]	100	90	80	40

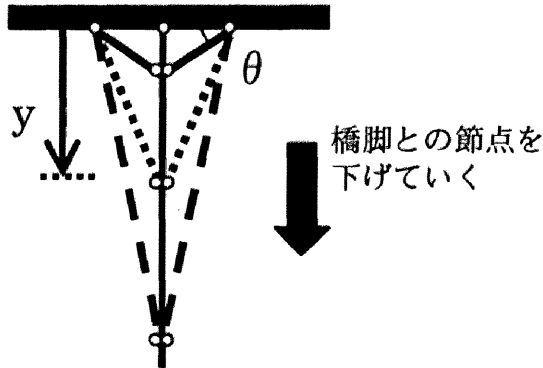


図-7.5 設置概念図

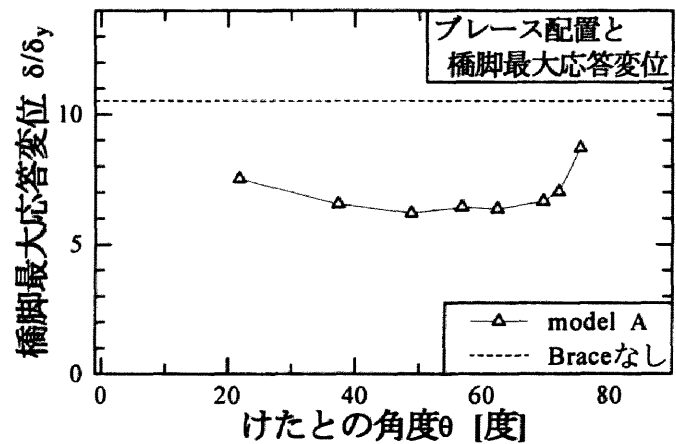


図-7.6 BRB を縦方向に移動させた場合の P3 橋脚の最大応答変位

図-7.6 は、BRB の配置位置を変化させた場合の P3 橋脚の最大応答変位をまとめたものである。縦軸は P3 橋脚の最大応答変位を降伏変位で除しており、横軸は桁との角度としている。この図を見ると、桁に対してほぼ 50 度に接続した Model A-2 において橋脚の最大応答変位が最も低減している。それより下方向に接続しても大きな応答変位の低減は見られず、接続部が基部に近い Model A-7 においては基準 Model の場合よりも大きな応答変位となった。これは最適断面積が 0.004[m²]となり、BRB への軸力分担が少ないためである。本研究で基本としたレベル 1 地震動入力時の非塑性化条件では、ブレースが長くなるに従い分担される軸力が減少するという傾向がある。

(b) ブレースの配置位置を平行に変化させた場合

前節では、橋脚基部とスパン中央間を結んだ線に平行で長さが 2(m)となる BRB を基本とし、橋脚への接地点を種々に変えた検討を行った。ここでは、基本モデルに対して、BRB を平行移動させた形で長さに変化を与えた場合の検討(Model B)、および、(a)で行った検討より最適な角度であると考えられた桁に対して $\theta=45$ 度として平行移動させたパターン(Model C)を検討した。それぞれ解析のために仮定したブレースの長さおよび断面積を Model B の場合は表-7.3 に、Model C の場合は表-7.4 に示す。

表-7.3 簡易設計された BRB の断面積 (Model B)

Model 名称	基準 Model	Model B-1	Model B-2	Model B-3
長さ l [m]	2	5.38	10.77	16.15
橋脚頂部からの距離 y [m]	0.74	1.99	3.99	5.98
断面積 A [cm ²]	150	80	50	40

表-7.4 簡易設計された BRB の断面積 (Model C)

Model 名称	Model C-1	Model C-2	Model C-3	Model C-4
長さ l [m]	2.00	5.64	8.46	11.28
橋脚頂部からの距離 y [m]	1.41	3.99	5.98	7.98
断面積 A [cm ²]	160	70	55	45

表-7.5 ブレースの配置橋脚と断面積

配置橋脚	Pier3	Pier2	Pier1+3	Pier1+2+3
断面積 A [cm ²]	150	150	110	100

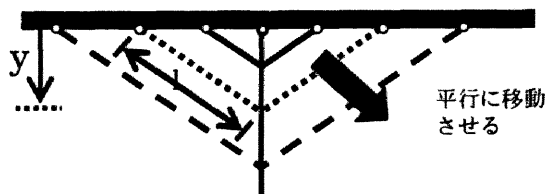


図-7.7 設置概念図

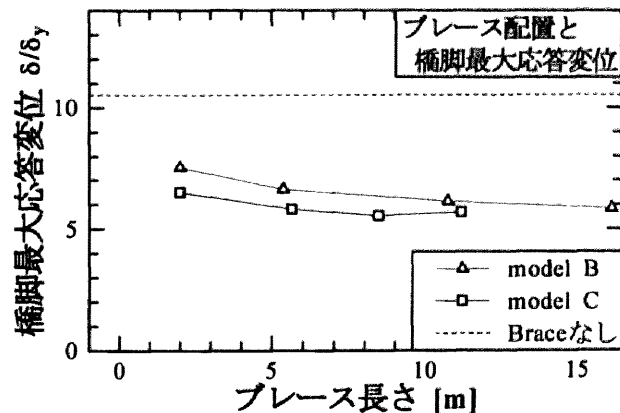


図-7.8 BRB を平行移動させた場合の P3 橋脚の最大応答変位

なお、配置の概念図を図-7.7に示す。

図-7.8に本ケースの結果をまとめる。縦軸はP3橋脚の最大応答変位を降伏変位で無次元化したものであり、横軸はBRBの長さである。本ケースの場合、(a)のときほどの大きな変化はないが、Model BおよびModel Cのどちらにおいても橋脚の基部に近づくほど応答変位が減少するという傾向が見られた。Model Cの場合、最も大きな効果が期待できる橋脚基部に結んだ際に、最小の応答変位とはならなかったが、基部付近で最小となることは図-7.8を見る限り明確である。以上をまとめると、桁に対して45度に、橋脚には基部に近い部分に接続した方がよいと判断される。

7.4.2 制震ブレースを配置する橋脚に対する検討

桁と橋脚に関して7.2節で設計された $l=2\text{m}$ のブレースと同じ位置関係とし、ブレースを設置する橋脚を変化させ、また設置する橋脚の組み合わせを変化させてその効果を検討する。表-7.5に設計により得られた断面積を示す。

図-7.9は、BRBを設置した橋脚と各橋脚の最大応答変位を比較したものである。この図より、ブレースを設置する橋脚を変化させた解析では、P3橋脚に配置したものがP2橋脚に配置したものよりも若

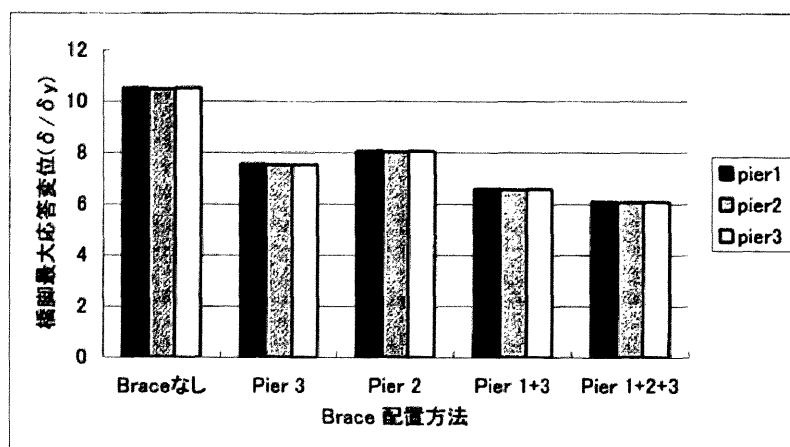


図-7.9 BRB の配置橋脚と各橋脚の最大応答変位の比較

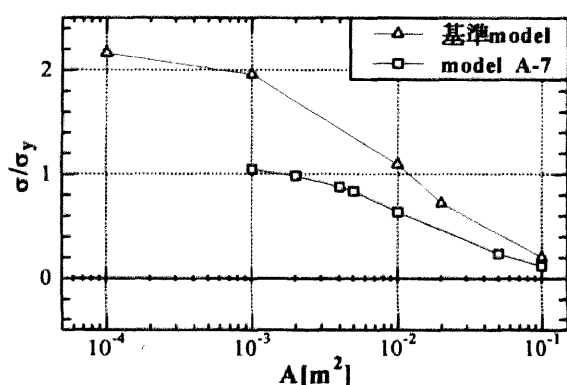


図-7.10 BRB の断面積-発生最大応力関係

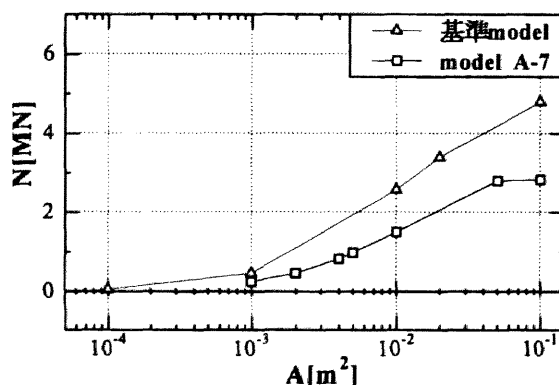


図-7.11 BRB の断面積と発生最大軸力関係

干の応答変位が低減することが分かる。また、ブレースを設置する本数の増加に伴って最大応答変位は低減する。ただし挿入されるブレースの本数を多くなると、新たに挿入されるブレースによる効果が小さくなっている。これは、桁が連続化されているためである。なお、応答の低減効果については、BRBの断面積に依存することが予想されるため、これについては、後ほど検討する。

7.4.3 制震ブレースの最適断面積の決定方法に関する考察

本研究では、レベル1地震動入力時にブレースに生じる最大応力をもとに最適断面積を決定する方法をとった。この方法で決められた各断面積はブレースが長くなればなるほど小さく決定されるという性質が見られる。そこで決定された断面積が小さい場合に応答変位の低減効果があまり見られなかったのは、エネルギー吸収材としての機能を果たすには小さすぎる断面積であったためと考えられる。断面積決定のために行った解析で、レベル1地震動入力時の断面積に対しての最大応力の関係を図-7.10、断面積に対しての最大軸力の関係を図-7.11に示す。それぞれ基準 Model と Model A-7 について比較している。横軸は仮定した断面積を表し、縦軸は図-7.10 ではブレース発生最大応力（降伏応力で無次元化）、図-7.11 では発生最大軸力を表している。すなわち、本解析では、BRB の断面積の初期値を $A_{\text{Brace}} = 0.1(\text{m}^2)$ とし、発生する応力に応じて、徐々に断面積を小さくし、条件式(7.1)を満足する断面積を見抜いている。同図より断面積が小さくなるほど発生最大応力は大きくなるのに対し、最大軸力は逆に小さくなることが分かる。たとえば Model A-7 について考えると、 $A_{\text{Brace}} = 0.001[\text{m}^2]$ 付近であるが、図-7.11を見るとその時点ではほとんど軸力が働いていない。これは、Model A-7 が橋脚基部付近と桁との

間を結んだものであり、レベル1地震動に対して、弾性限内に収めるには BRB にかかる軸力は多くは必要としないことを意味している。従って、最適断面積よりも大きな断面の BRB を用いることによって、発生軸力が大きくなり、BRB が受け持つ耐力が大きくなるので、応答低減の効果はさらに期待できる。本節で取り扱った最適断面積決定方法は、あくまでもレベル1地震動程度を受けるときには、BRB は降伏しないという最低限の条件に過ぎない。本来、BRB は、橋脚の応答変位低減効果をねらったことであるが、第6章で述べているように、設計目標としては、ある応答変位以内におさめるという手法が最も効果的である。この観点から、本手法では、最適設計手法とは言えず、今後さらなる検討が必要である。なお、第6章にての検討に対して、本章では並列的に対象とする橋脚が並んだ形の多自由度系と見なすことができる。今後、Pushover 解析を利用した方法を検討する予定である。

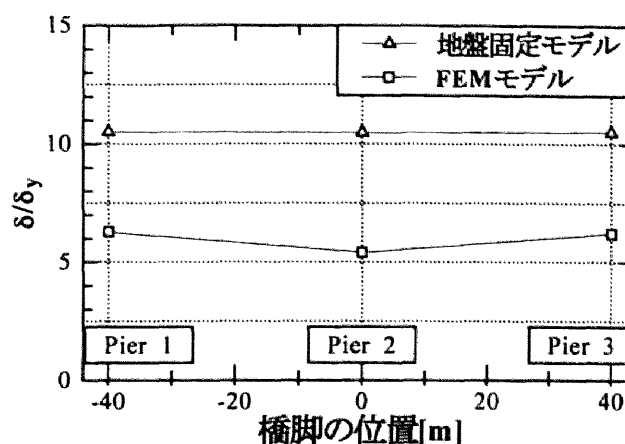


図-7.12 モデルの違いによる最大応答変位の比較

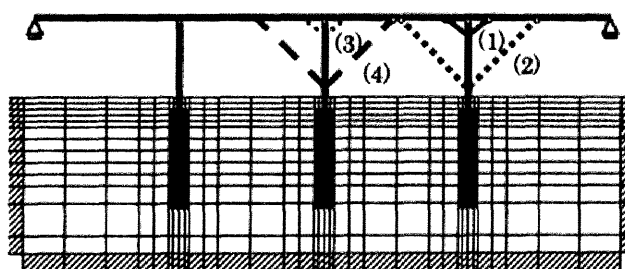


図-7.13 FEM モデルにおける BRB 配置パターン

7.5 基礎構造物への負担についての検討

FEM モデルにより地盤との連成効果を考慮した解析を行い、BRB の効果および基礎への負担について検討する。地盤との連成を考慮することによって(1)地盤による減衰効果、(2)橋脚基部のスウェイ・ロッキング運動、(3)杭の応答に関する検討を行うことができる。

7.5.1 地盤連成の効果

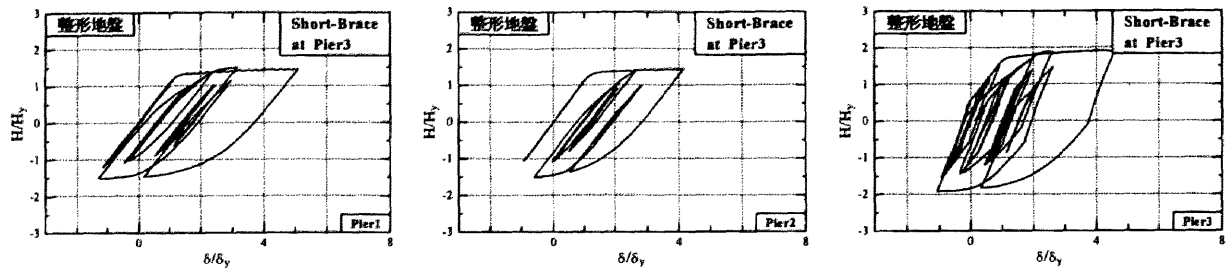
まずブレースをつけず構造物だけで地盤固定と FEM モデルの応答比較を行う。

図-7.12 にそれぞれの橋脚の最大応答変位を示す。ここで FEM モデルでは相対変位は橋脚基部の剛体的な回転成分は除去されている。変位は降伏変位で無次元化されている。図から FEM モデルでは最大応答が小さく見られるが、これは地盤構造動的相互作用を反映させたものであるといえる。具体的には橋脚基部に入力される地震動が違うこと、相対変位を計算する際に除去されたフーチングの回転によって生じる回転成分が大きいことが挙げられる^{7.9)}。

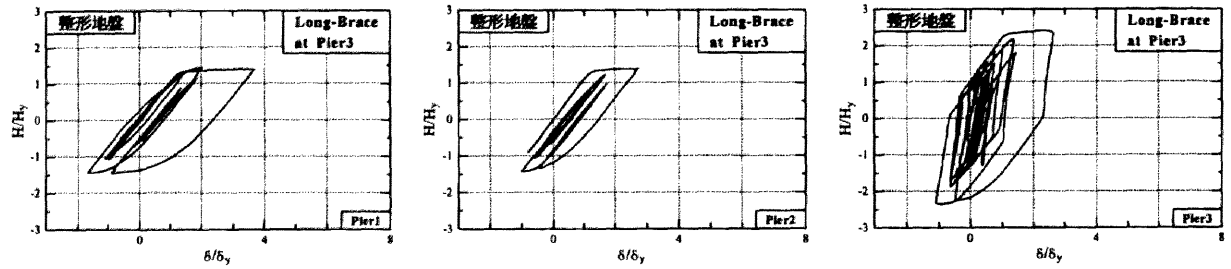
7.5.2 制震ブレースの効果

次に地盤との連成を考慮した解析において、ブレースの効果がどのように現れるかを検証する。ここで比較するブレースの入れ方は、(1)P3 橋脚に $l=2[m]$ で設置する基準となるパターン、(2)P3 橋脚に $l=8.46[m]$ で桁に対して 45 度で設置するパターン、(3)P3 橋脚に $l=2[m]$ で設置するパターン、(4)P2 橋脚に $l=8.46[m]$ で桁に対して 45 度で設置するパターンとする (図-7.13 参照)。

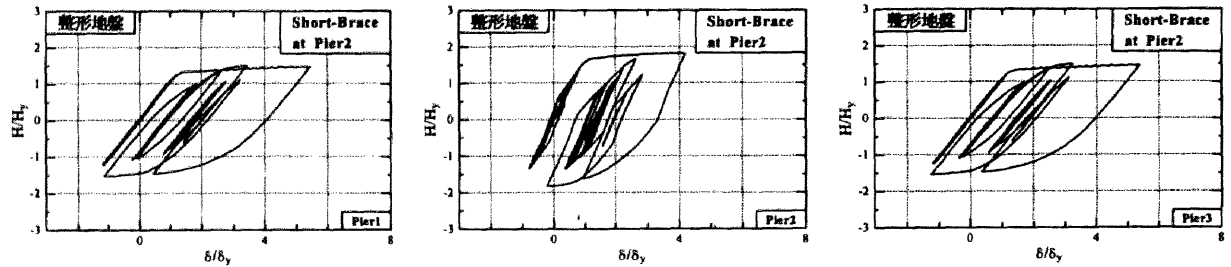
図-7.14 に各橋脚の復元力特性、図-7.15 にブレース材の荷重—変位曲線、図-7.16 にブレース材



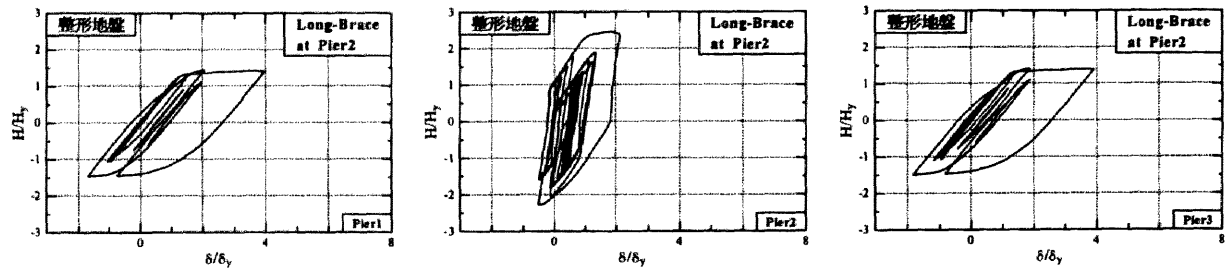
(a) 解析パターン(1)



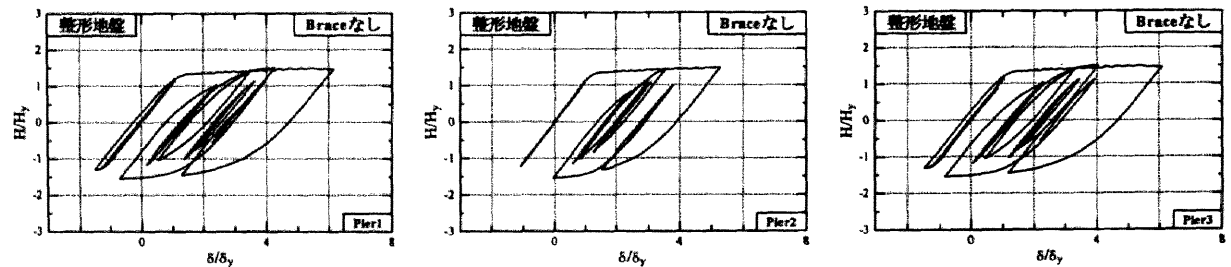
(b) 解析パターン(2)



(c) 解析パターン(3)



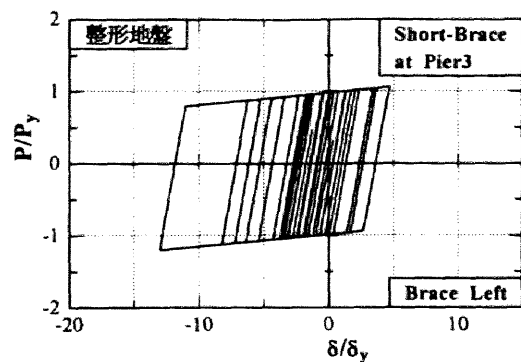
(d) 解析パターン(4)



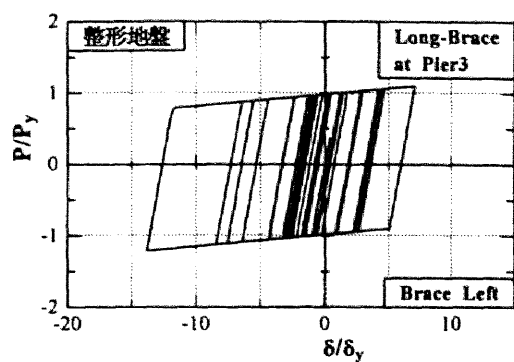
(e) BRB を配置しないパターン

図-7.14 橋脚の復元力特性

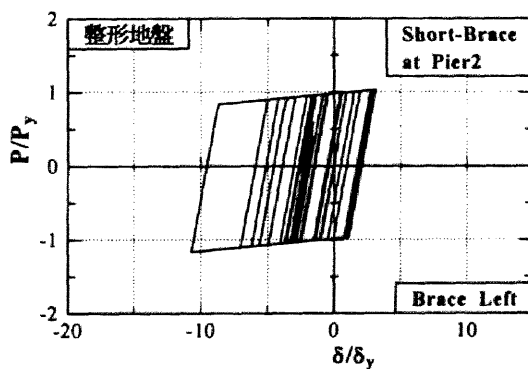
のエネルギー吸収曲線を示す。図-7.14 では横軸に降伏変位で無次元化された変位，縦軸に降伏水平荷重で無次元化された復元力を取っている。図-7.15 では，降伏時のエネルギーで無次元化されたブレースのエネルギー吸収量の時刻歴を描いている（横軸に時刻，縦軸に吸収エネルギーを取っている。左側，



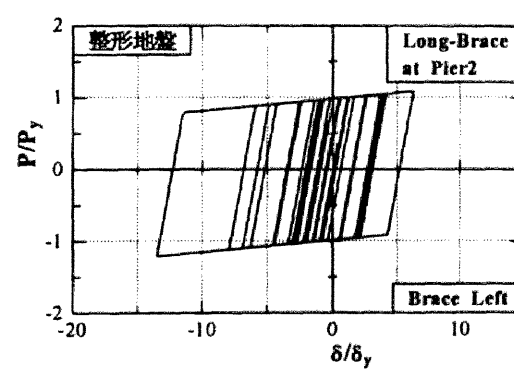
(a) 解析パターン(1)



(b) 解析パターン(2)

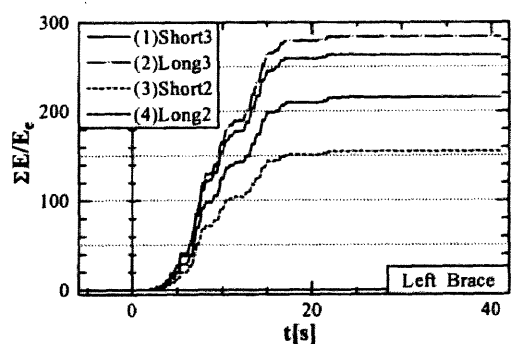


(c) 解析パターン(3)

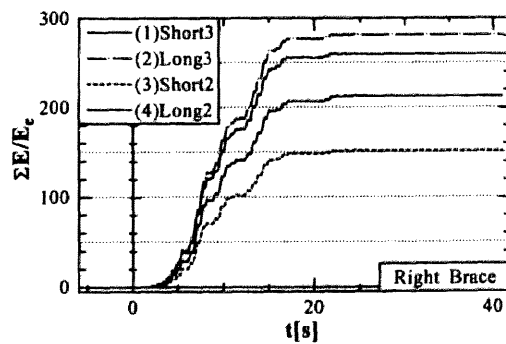


(d) 解析パターン(4)

図-7.15 BRB の荷重-変位曲線



(a) 橋脚の左側 BRB



(b) 橋脚の右側 BRB

図-7.16 BRB のエネルギー吸収量

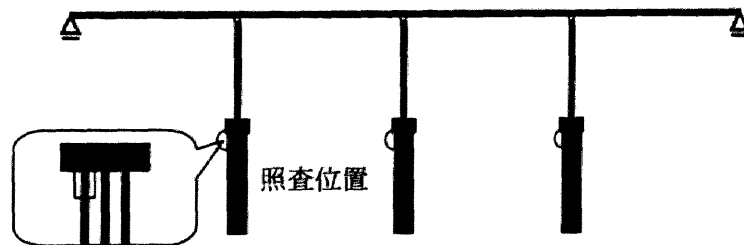
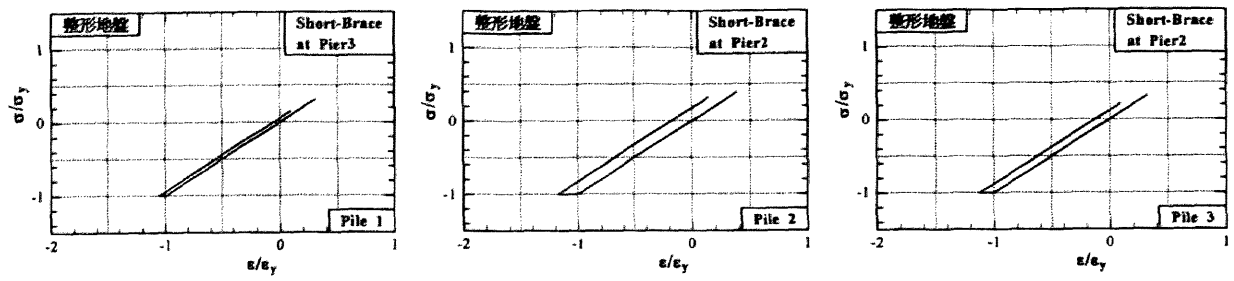


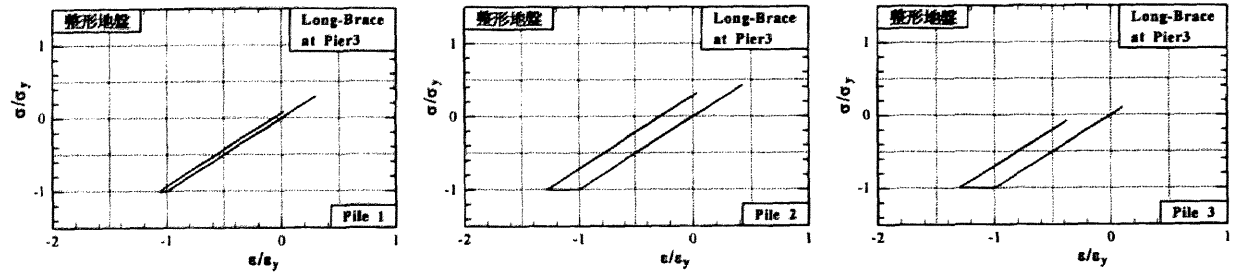
図-7.17 杭のひずみ照査位置

右側ブレースそれぞれ各配置パターンで比較した)。

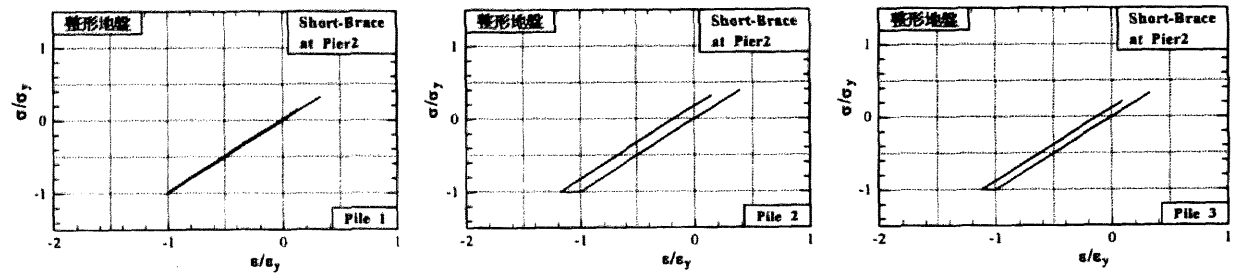
図-7.15 よりいずれも変位が $10\delta_y$ を越えており、ブレースはエネルギー吸収材として機能していることが分かる。そして図-7.16 より、長いブレースにおいて、また中央より端の橋脚にブレースを導入



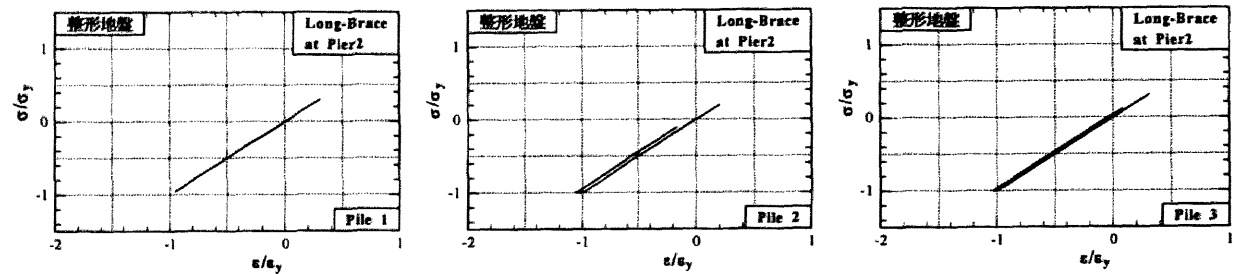
(a) 解析パターン(1)



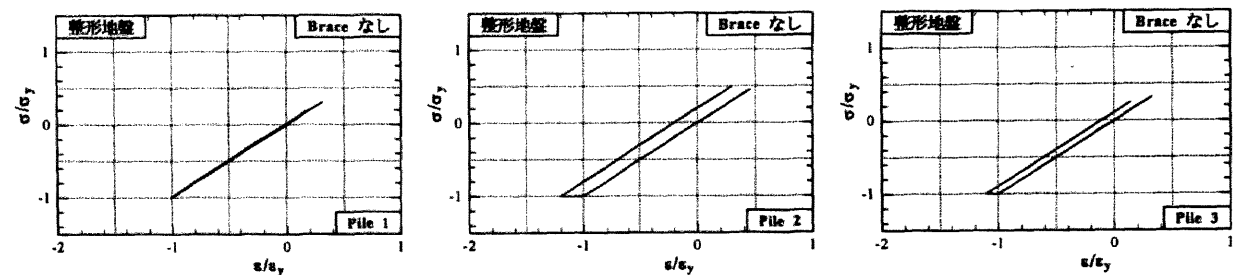
(b) 解析パターン(2)



(c) 解析パターン(3)



(d) 解析パターン(4)



(e) BRB を配置しないパターン

図-7.18 杭の応力-ひずみ関係

した場合に、高いエネルギー吸収が見られるということが分かる。ブレースのエネルギー吸収量は(2)，(4)，(1)，(3)の順で高くなっているが、それは橋脚の応答変位低減効果の大きさの順とも一致する。

図-7.14 よりブレースを設置した橋脚で橋脚の最大応答変位が著しく抑制されていることが分かる(例えば(2)において Brace 導入した P2 橋脚では他の橋脚に比べて橋脚応答変位が小さい)が、連続橋の連成効果により他の橋脚の応答変位抑制されていることも分かる。ここでブレースを挿入した橋脚で水平耐力が上昇している点を確認できる。これは橋脚が剛になったことにより杭への負担が増すことが予想される。

この点については、杭への負担を確認するために各橋脚の杭の応力-ひずみ関係を確認した。図-7.17 に各杭の照査位置を示す。図-7.18 にそれぞれブレースを挿入した場合の杭の応力-ひずみ関係を示す。図より P3 橋脚にブレースを配置した際に杭への負担がわずかに増していることが分かる。しかし P2 橋脚に配置した場合ブレースを挿入しない場合に比べて等しい((3)のパターン))か小さく((4)のパターン))になっている。これは P3 橋脚にブレースを挿入した際に剛性の偏りが生じたため杭に大きな負担が発生したためと考えられる。いずれにしても、応力-ひずみ関係を見る限りでは、極端な杭の塑性化はないと言える。

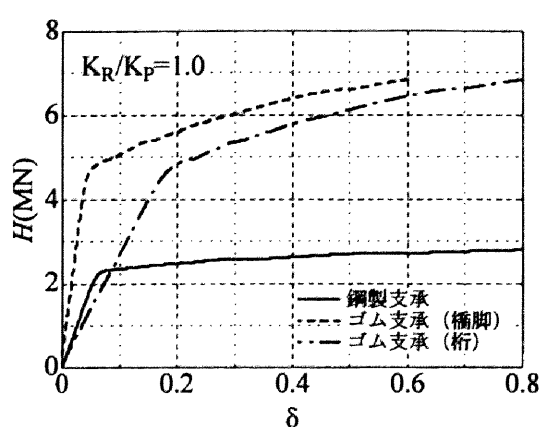
7.6 ゴム支承を有する4径間連続高架橋を対象とした検討

本節では、第4章および本章前半にて取り上げた橋脚上端がピン結合された4径間連続高架橋に対して、支承部分にゴム支承を設置した場合の検討を行う。すなわち、(1)ゴム支承を有することによる橋脚の応答変位低減効果、(2)桁の応答変位に関する問題点、(3)BRBを導入することによる応答変位低減効果、(4)BRBの断面積を変化させることによる低減率の変化を主な検討項目としている。

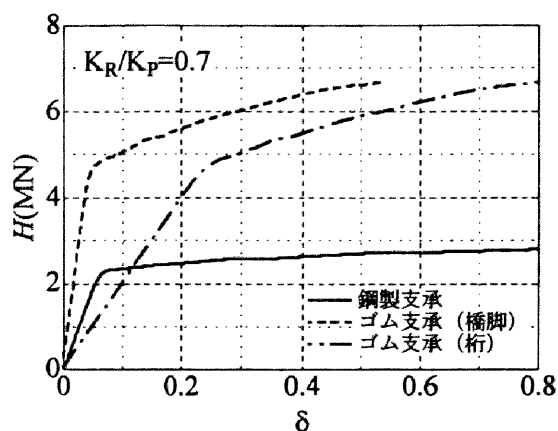
7.6.1 解析モデルの概要

本節で取り扱うモデルは、図-7.1 に示される対象橋梁の各橋脚部分の支承部をゴム支承に置き換えたモデルである。ゴム支承の履歴特性は、ここでは弾性体として扱う。またその剛性は、橋脚頂部における水平剛性に対する割合で制御し、パラメトリックに与えることとする。まず、ゴム支承およびBRBの効果を検証するため、地盤連成を考慮しない解析を行い、続いて、特徴的なBRBの設置パターンについて、地盤連成を考慮した解析を行う。

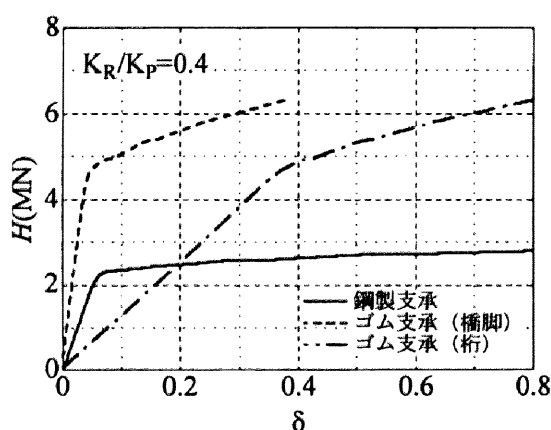
鋼製支承を設置した場合の解析モデルは、橋脚上端と桁との間をピン結合したものである。それに対して、本節にて取り上げるゴム支承を設置した場合の解析モデルでは、ゴム支承のせん断方向への移動を模擬でき、桁の接線方向と橋脚高さ方向が常に直角をなすようにモデル化している。すなわち、解析モデルでは、桁の回転角と橋脚上端の回転角を等しいとしている。そのモデル化の詳細は、文献 7.11)を参照されたい。文献 7.11)では免震支承を対象としているが、モデル化の本質はゴム支承と変わらない。さて、ゴム支承を導入することにより、橋脚上端の境界条件が変化するので、ここで橋脚の降伏荷重と降伏変位をまとめておく。諸量を求めるために、橋梁システムのうち図-7.2(a)にある地盤固定モデルに対して Pushover 解析を実施した。その結果を図-7.19 にまとめる。図-7.19 は、P1 橋脚基部における水平反力-橋脚上端の水平変位関係を示したものである。比較のために、縦軸、横軸ともに無次元化は行っていない。実線が鋼製支承とした場合(ピン結合)であり、点線は(a)がゴム支承として橋脚の水平剛性 K_P の1倍となる水平剛性 K_R を有する場合、(b)が $K_R/K_P=0.7$ 、(c)が $K_R/K_P=0.4$ 、(d)が $K_R/K_P=0.3$ の場合の結果である。この図よりゴム支承を設置した場合の方の剛性が高いことが分かる。これは、上記の回転角拘束条件による効果である。また、(a)と(b)を見比べると、ゴム支承の水平剛性によらず、橋脚剛性はほぼ同程度となることが分かる。さらに、参考までに両図には、ゴム支承を設置した場合の基部反力-桁変位関係も載せている(図中の一点鎖線)。以上のことをゴム支承の水平剛性



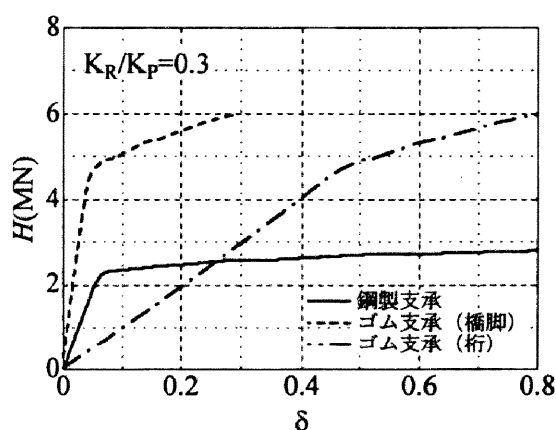
(a) $K_R/K_P=1.0$ の場合



(b) $K_R/K_P=0.7$ の場合



(c) $K_R/K_P=0.4$ の場合



(d) $K_R/K_P=0.3$ の場合

図-7.19 橋梁システムの Pushover 解析結果

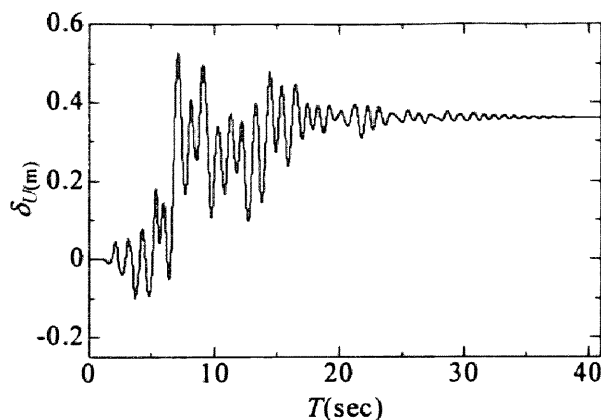
表-7.6 P1 橋脚の降伏荷重, 降伏変位

接合形式		鋼製支承	ゴム支承の水平剛性 K_R / 橋脚の水平剛性 K_P			
			0.3	0.4	0.7	1.0
P1 橋脚	降伏荷重 H_y (MN)	1.79	3.57	3.58	3.59	3.60
	降伏変位 δ_y (mm)	49.8	32.1	32.0	31.9	32.0

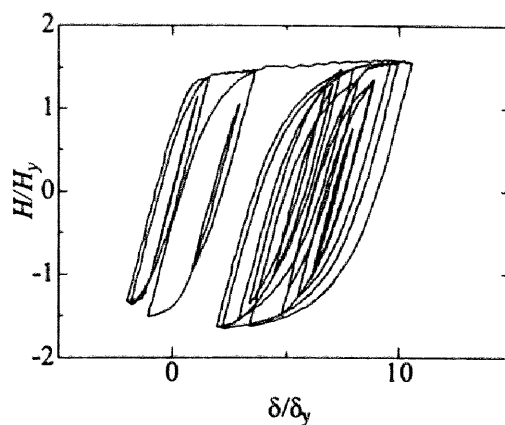
をパラメトリックに与えた場合についてまとめたものが表-7.6である。なお、文献 7.12)によると、地震時におけるゴム支承の回転変形は無視できないほど、大きなものとなることが予想される。本研究で扱ったように桁と橋脚頂部との間の回転角を等しいとすることは、橋梁システムにおける橋脚の水平剛性を高く評価することになる。このあたりは以後の橋脚の応答値を見る際に留意が必要である。すなわち、橋脚の応答値は本研究よりもさらに大きくなることが予想されることには注意が必要である。

7.6.2 ゴム支承を導入することによる橋脚の応答値についての検討

まず、ここではゴム支承を設置することによって、橋脚及び桁の水平変位がどのように変化するかをまとめておく。図-7.20 は、基本となるゴム支承を導入する前のピン結合時（鋼製支承を用いたとき）の桁の水平変位応答時刻歴および P1 橋脚上端における水平荷重－水平変位関係である。(a)において縦

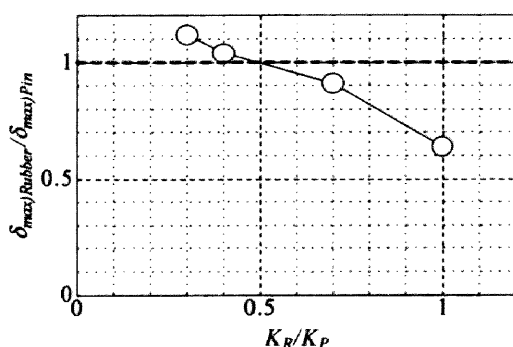


(a) 桁の応答変位時刻歴

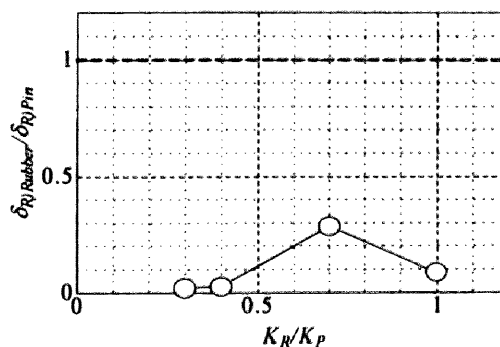


(b) P1 橋脚の水平荷重－水平変位関係

図－7.20 鋼製支承時の解析結果



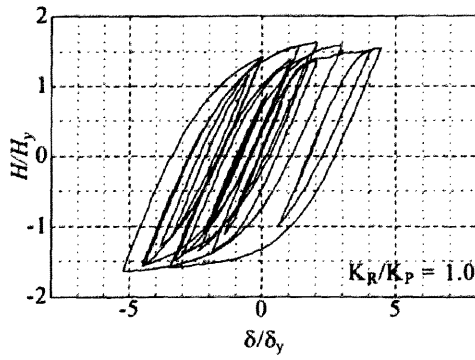
(a) 最大応答変位比



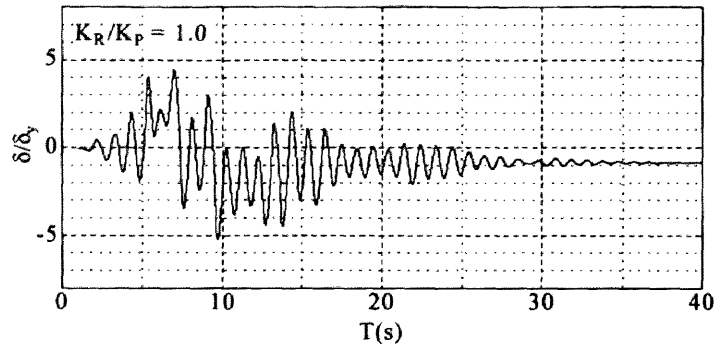
(b) 残留変位比

図－7.21 桁の応答変位－ゴム支承の水平剛性関係

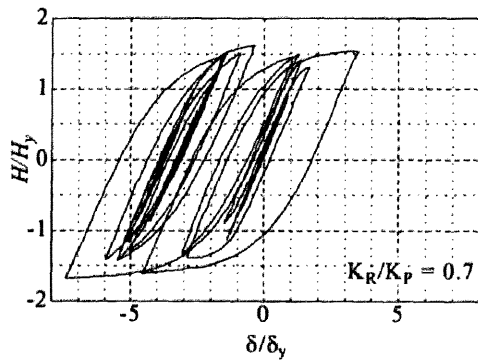
軸は桁の水平方向変位を示し、(b)においては、縦軸は水平荷重を降伏荷重で無次元化したもの、横軸は水平変位を降伏変位で無次元化したものを示している。これに対して、ゴム支承の剛性を、橋脚剛性の0.3倍、0.4倍、0.7倍、1.0倍とパラメトリックに与え、応答値の比較を行う。図－7.21(a)は、縦軸に桁の最大応答変位 $\delta_{\max} \text{Rubber}$ をピン結合時の桁の最大応答変位 $\delta_{\max} \text{Pin}$ で無次元化したもの、横軸はゴム支承の剛性比（ゴム支承剛性 K_R /橋脚剛性 K_P ）としたものである。この図より、ゴム支承剛性が橋脚剛性の0.3倍の時、最も大きな応答を示した。鋼製支承の場合との比較を行うと、橋脚の剛性が大きく異なる関係で剛性比が0.5以上の場合、最大応答変位は鋼製支承の場合よりも小さくなる。これは、図－7.19を見れば分かるように、橋脚の強度上昇による。しかし、剛性比が0.5以下では、鋼製支承の場合に比べて、最大応答変位が大きくなる結果となり、特に、ゴム支承の水平剛性が小さくなるにつれて、最大応答変位が大きくなっている。従って、長周期化を目標にゴム剛性を小さく設定することは桁の変位を大きくし、問題となることが分かる。なお、残留変位については図－7.21(b)にあるように、いずれの場合も圧倒的に小さくなっている。これは、後述する橋脚の応答変位を見れば分かるように、ゴム支承設置による長周期化に伴い、橋脚自体の応答変位が小さくなったためである。その結果、残留変位も小さくなっているため、桁の水平方向に関する残留変位も小さくなったと考えられる。なお、当然のことながら、桁は弾性範囲内に収まっている。以上をまとめると、ゴム支承の導入は、橋脚の残留変位を低減する効果を持っているが、ゴム支承の水平剛性を小さくすると桁の水平変位量が問題となると言える。図－7.22は、P1橋脚の復元力特性（水平荷重－水平変位関係）を示したものである。縦軸は水平荷重を降伏荷重で無次元化したもの、横軸は水平変位を降伏変位で無次元化したものである。(a)、(b)



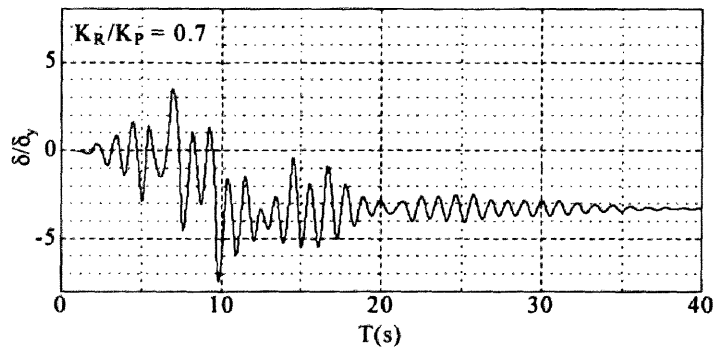
(a) 復元力特性 ($K_R/K_P=1.0$ のとき)



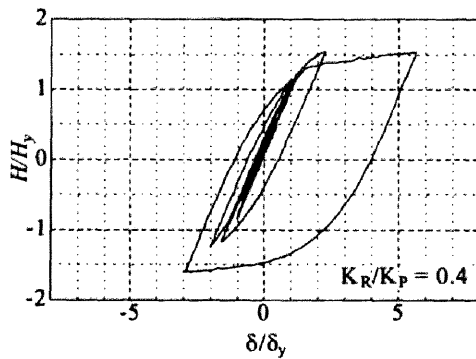
(b) 応答時刻歴 ($K_R/K_P=1.0$ のとき)



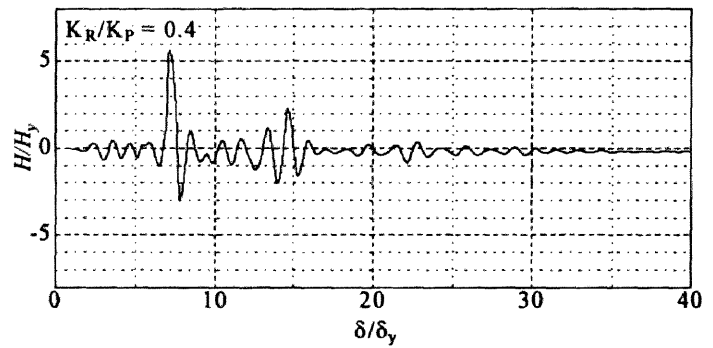
(c) 復元力特性 ($K_R/K_P=0.7$ のとき)



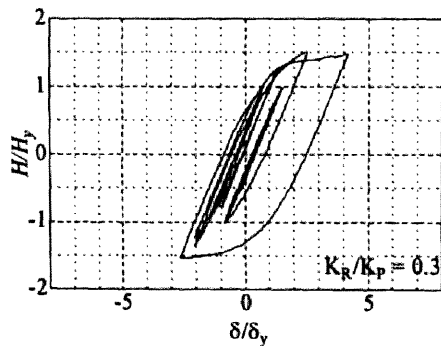
(d) 応答時刻歴 ($K_R/K_P=0.7$ のとき)



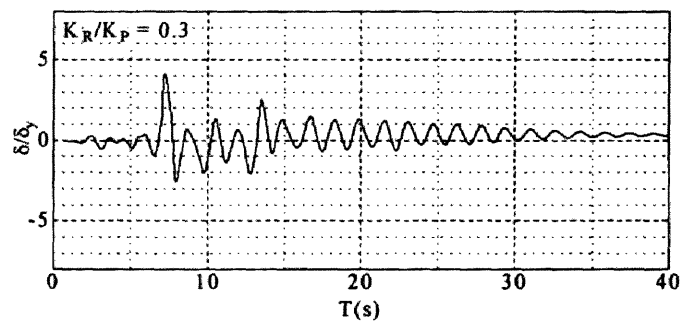
(e) 復元力特性 ($K_R/K_P=0.4$ のとき)



(f) 応答時刻歴 ($K_R/K_P=0.4$ のとき)



(g) 復元力特性 ($K_R/K_P=0.3$ のとき)



(h) 応答時刻歴 ($K_R/K_P=0.3$ のとき)

図-7.22 ゴム支承の水平剛性の違いが P1 橋脚の応答に及ぼす影響

はゴム支承の剛性比が 1.0 のもので、以下、(c)、(d)が 0.7 のもので、(e)、(f)が 0.4 のもので、(g)、(h)が 0.3 の場合である。また、(a)、(c)、(e)、(g)は橋脚の復元力特性を示し、(b)、(d)、(f)、(h)は橋脚頂部

表-7.7 桁およびP1橋脚の変位量

接合形式		鋼製支承	ゴム支承の水平剛性 K_R / 橋脚の水平剛性 K_P			
			0.3	0.4	0.7	1.0
桁	最大応答変位 $\delta_{U,max}(cm)$	53.0	59.1	55.0	48.2	33.8
	残留変位 $\delta_{U,R}(cm)$	36.2	0.6	0.9	10.3	3.1
P1 橋脚	最大応答変位 $\delta_{P1,max} / \delta_y$	7.49	3.63	4.90	4.93	4.41
	残留変位 $\delta_{P1,R} / \delta_y$	0.51	0.34	0.17	2.16	0.39
	残留変位 $\delta_{P1,R}/h$	0.0457	0.0014	0.0008	0.0132	0.0035

の応答時刻歴を示している。図-7.20の鋼製支承の場合と見比べると、どの場合も5~7秒付近でプラス側に大きく揺れるときがあるが、鋼製支承の場合にはその後の揺れ戻しが小さく、結果的にプラス側に大きな残留変位を発生させている。それに対し、ゴム支承を設置した場合には、大きな揺れ戻しがある。これは弾性体として働くゴム支承が大きく影響を及ぼしている。最終的には、残留変位が大きくなることはなかった。なお、剛性比が0.7の場合には大きな揺れ戻しにより、剛性比1.0の場合に比べて、マイナス側に大きな応答変位となっているが、これは5~7秒付近のプラス側への大きな揺れが、0.7の場合には、1.0の場合に比べて小さいため、相対的にマイナス側に偏ったものである。剛性比が0.4の場合には、大きな揺れは1回のみで、復元力ループも小さくなっており、ゴム支承の設置による効果が伺える。なお、本節にて得られた桁の最大応答変位および残留変位、P1橋脚の最大応答変位および残留変位を表-7.7にまとめる。

7.6.3 制震ブレースの導入に関する検討

上記検討では、ゴム支承の導入により、橋脚の最大応答変位の低減および残留変位の低減を確認したが、桁の応答変位が大きくなることが問題となった。また、ゴム支承剛性が橋脚の0.3倍においても、橋脚の最大応答変位は $3.63\delta_y$ 程度、残留変位は $0.34\delta_y$ 程(橋脚高さの1000分の1)程度はでている。そこで、桁の最大応答変位の低減および橋脚のさらなる応答変位の低減をねらって、BRBの導入を試みた。BRBの設置位置は、まず、ゴム支承による桁の変位の増大をおさえるために、ゴム支承部に平行に設置するもの(図-7.23参照)、また、本章前半部の知見から、橋脚基部より45度の仰角を持つように配置するもの(図-7.24参照)を想定した。BRBの断面積については、 $0.01m^2$ のものを基本とし、斜めにBRBを設置するものに関しては、断面積をパラメトリックに与えて、応答値の推移を検討した。前節の結果から判断すると、断面積が $0.01m^2$ のものは、レベル1地震動での非塑性化条件に比べて、大きな断面積を有するため、非常に大きな減衰効果が期待できる。なお、ここではゴム支承の剛性比については、1.0のものを対象とする。また、BRBはP1、P2、P3橋脚の全てに配置する。

(a) BRBをゴム支承部に平行に設置した場合

図-7.25(a)は桁の応答時刻歴を示している。この図によるとBRBを導入することによって、桁の応答変位が小さくなることが分かる。BRBを導入する前は、表-7.7より33.8cmの最大変位があったものが、10cm程度にまで低減している。しかし、残留変位の低減までは行われていない。これは、機能保持性の観点からは問題となる。これは、BRBがゴム支承の大きな変形を遮る形で働くことにより、桁の応答変位は低減したが、橋脚部分の変形を制御するものは何もないため、大きな効果が発揮されなかったためである。本計算例のように、残留変位があまり大きくない場合は問題とならないが、ゴム支承を用いた場合においても残留変位が許容内に収まっていない場合は、このような配置は必ずしも得策ではないと言える。なお、本節でのBRBの桁への設置点は、下記の斜め方向に設置する場合の桁側の

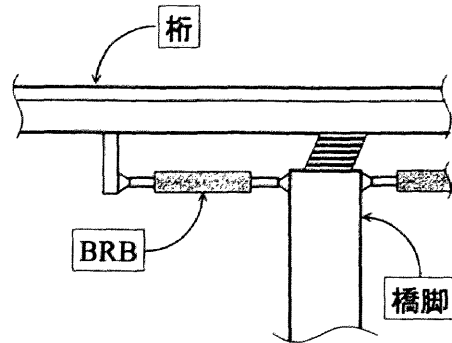


図-7.23 BRB を平行に設置する例の模式図

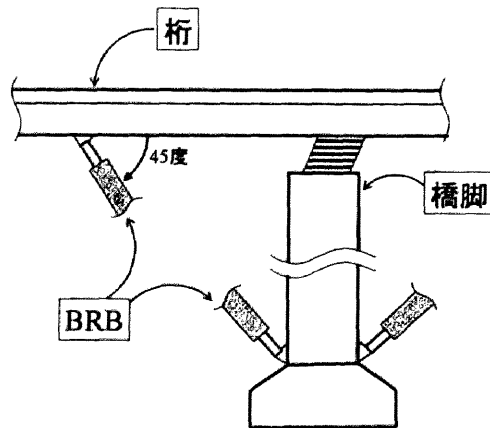
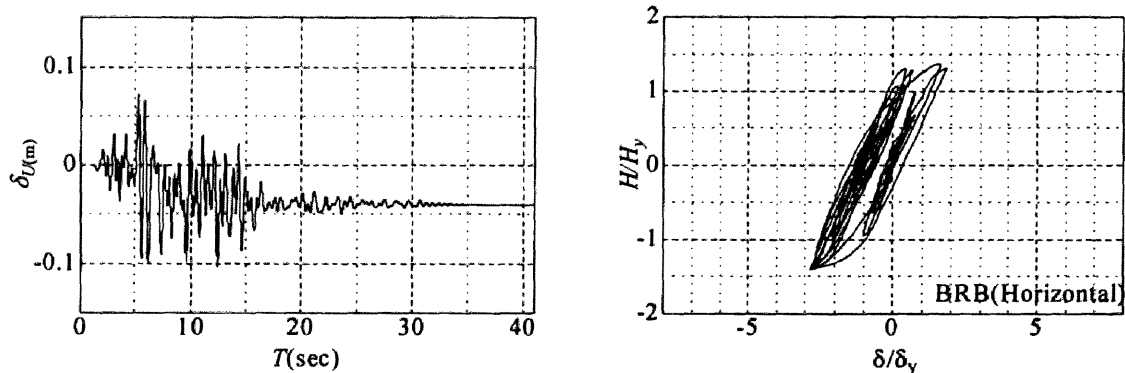


図-7.24 BRB を橋脚基部から 45 度で設置する例の模式図



(a) 桁の応答変位時刻歴

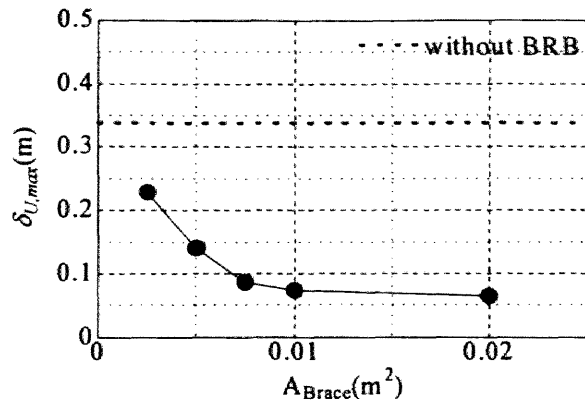
(b) P1 橋脚の水平荷重－水平変位関係

図-7.25 BRB を支承部に平行に設置した場合の応答値

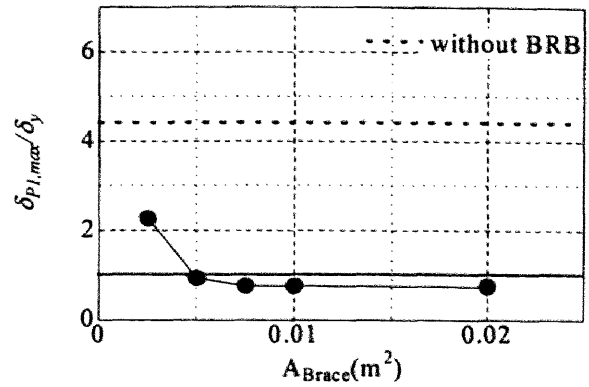
位置と同様の点である。すなわち、BRB の長さは橋脚と同じ長さを有している。これに関しては、短くする場合は、それに応じて断面積を大きくすることで同様の効果は発揮できる。どのような断面積が最適であるかは、前節と同様、今後、さらに検討が必要である。

(b) BRB を橋脚基部から設置した場合

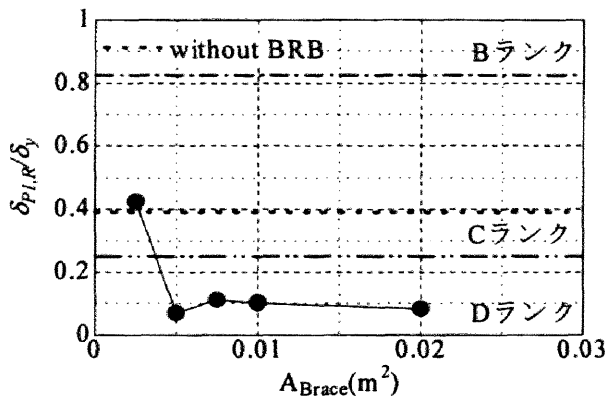
ここでは、基本断面積である 0.01m^2 に対して、さらに断面積を小さく設定するようにパラメトリック解析を試みた（なお、参考までに 0.02m^2 の場合も行っている）。図-7.26(a)は、桁の最大応答変位－BRB の断面積関係を示している。縦軸は、桁の最大応答変位を、横軸は BRB の断面積としている。この図より、BRB の断面積が増えるに従って、桁の最大応答変位は小さくなっていることが分かる。特に、(a)でも利用した断面積が 0.01m^2 の BRB を設置した場合は、最大応答変位が 12%まで低減している。



(a) 桁の最大応答変位

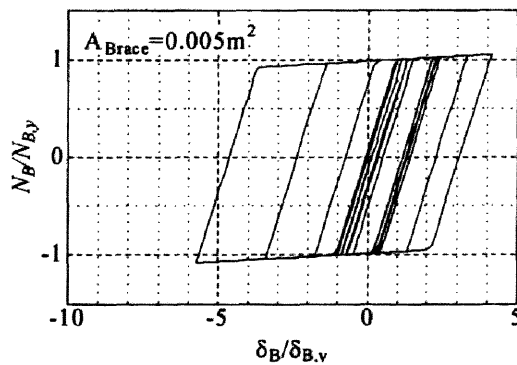


(b) P1 橋脚の最大応答変位

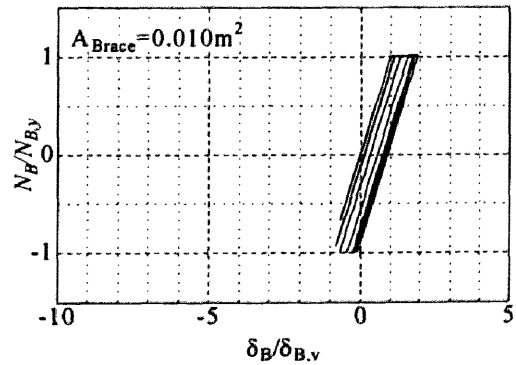


(c) P1 橋脚の残留変位

図-7.26 各変位-BRB の断面積関係



(a) $A_{\text{Brace}}=0.005\text{m}^2$ のとき



(b) $A_{\text{Brace}}=0.01\text{m}^2$ のとき

図-7.27 BRB の荷重-変位関係

同様に図-7.26(b)は P1 橋脚の最大応答変位-BRB の断面積関係, 同図(c)は P1 橋脚の残留変位-BRB の断面積関係を示したものである。どちらの図も縦軸は降伏変位で除し, 横軸は BRB の断面積としている。(b)より, BRB の断面積が 0.005m^2 以上の場合, 橋脚の応答は弾性範囲内におさまっていることが分かる。(c)より, 断面積が増えるにつれて, 橋脚の残留変位も小さくなっていることが分かる。特に, 3 章にて述べた損傷分類についてもまとめると, 断面積が 0.005m^2 以上になると D ランク (無損傷) まで残留変位が低減する。

図-7.27 は設置した BRB の軸方向荷重-変位関係を示している。縦軸, 横軸は BRB の降伏荷重,

降伏変位で無次元化している。また、(a)はBRBの断面積が 0.005m^2 のときであり、(b)は断面積が 0.01m^2 のときである。図-7.27に示されるBRBの復元力特性を見てみると、塑性領域に入っており、BRBでエネルギー吸収したことが判断できる。断面積の小さな 0.005m^2 のときの方がBRBの塑性変形量が大きいが、これは主構造である橋脚も 0.01m^2 のときに比べて応答が大きくなっていることから分かる。なお、断面積が異なるため、無次元化量が異なっている。そのため、単純な比較はできないことに注意して頂きたい。すなわち、 $A_{\text{Brace}}=0.01\text{m}^2$ の場合は、断面積が $A_{\text{Brace}}=0.005\text{m}^2$ の時の2倍となるので、降伏荷重、降伏変位も2倍となる。従って、BRBの応答変位量の絶対値は図-7.27に示されるほどの差はなく、1.5倍程度の変位である。また、図-7.26(b)(c)より橋脚の応答が弾性範囲内であるにも関わらず、桁の応答に残留変位が発生しているのは、BRBの塑性変形があるからである。

7.6.4 地盤連成解析による基礎への負担に関する検討

上記により、BRBを斜めに配置することが圧倒的な制震効果を発揮することが立証されたが、BRBへの軸力負担を考えると、橋脚基部における水平荷重が増大していることが懸念される。そこで、図-7.28に橋脚基部における水平荷重の応答時刻歴を示す。図-7.28の(a)、(c)、(e)は橋脚基部における水平反力の時刻歴である。(b)、(d)、(f)は橋脚にかかる水平荷重、すなわち、橋脚基部の水平荷重からBRBが分担する荷重を差し引いたものの時刻歴である。また、(a)、(b)はBRBを設置していない場合で、(c)、(d)はBRBの断面積 $A_{\text{Brace}}=0.005\text{m}^2$ のとき、(e)、(f)はBRBの断面積 $A_{\text{Brace}}=0.01\text{m}^2$ のときである。従って、(a)と(b)の荷重に差はない。図-7.28によると、BRBの断面積が 0.01m^2 のとき、橋脚基部における水平荷重を設置前と比較すると、最大値にはほとんど変化は見られない。ただし、橋脚にかかる水平荷重で見ると、0.39倍となっており、降伏荷重を下回るの、橋脚自身が弾性応答となっていることが分かる。ちなみに全水平荷重のうち約74%はBRBが受け持っていることになる。なお、 $A_{\text{Brace}}=0.005\text{m}^2$ のときはも大きな加重の上昇は見られない。これは、橋脚の応答が弾性応答にまで低減した結果により、橋脚自体が受け持つ必要耐力が小さくすむため、BRBが受け持つ耐力との総和をとってもBRB設置前に比べて大きく上昇することがなかったからである。これらの結果を表-7.8にまとめる。

以上より、本設置例では、基礎耐力の上昇は避けられている、そのことを地盤連成解析を通じて、特に、杭における軸ひずみの増大の有無を用いて検討する。解析モデルは、図-7.2(c)のFEMモデルに対して、ゴム支承の設置、BRBの設置を行ったモデルである。なお、ここでは、BRBの断面積は 0.005m^2 のものと 0.01m^2 のものを解析した。

解析結果のうち、桁の最大応答変位および残留変位、橋脚の最大応答変位および残留変位を表-7.9、および、表-7.10にまとめる。なお、表-7.9は $K_R/K_P=1.0$ のときであり、表-7.10は $K_R/K_P=0.3$ のときである。同表のゴム支承のみのときの値と表-7.7のゴム支承($K_R/K_P=1.0$ のとき)のときを比べることによって、地盤連成効果の影響を見ることが出来る。桁の水平変位は連成効果を考慮した場合としない場合を比較すると、それほど変わっていないことが分かる。ところが、P1橋脚の最大応答変位で比較すると、連成効果を考慮しない場合、 $5.25\delta_y$ であったのに対して、連成効果を考慮した場合、 $3.96\delta_y$ とかなり小さくなる結果となった。また、 $K_R/K_P=0.3$ の場合においても連成効果を考慮しない場合、 $4.16\delta_y$ であったのに対して、連成効果を考慮した場合、 $3.08\delta_y$ と同様の結果となった。これは第4章で述べている橋脚の回転動に伴うところが大きい。さて、BRBを設置した場合の値を見ると、 $A_{\text{Brace}}=0.01(\text{m}^2)$ のP1橋脚の最大応答は $0.24\delta_y$ であり、弾性応答でもほとんど変形していないことが分かる。

最後に杭基礎の応答をまとめておく。図-7.29は、P1橋脚の杭頭付近にある要素の要素外側に存在する積分点における応力-ひずみ関係を示している。(a)はBRBを設置していない場合であり、(b)は $A_{\text{Brace}}=0.005(\text{m}^2)$ のとき、(c)は $A_{\text{Brace}}=0.01(\text{m}^2)$ のときを示している。図-7.29によると、BRBの設置

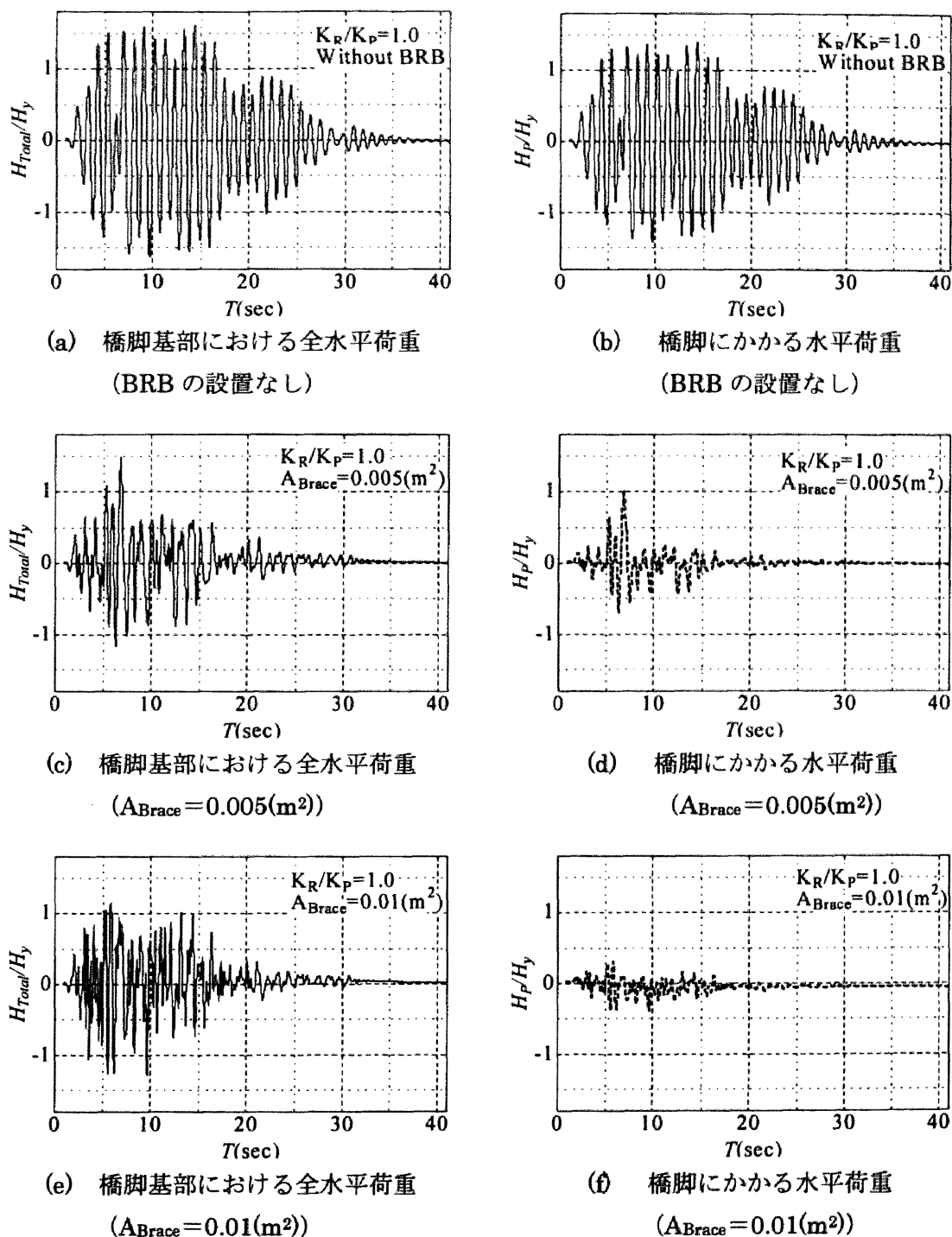


図-7.28 水平荷重時刻歴

前の段階では、ほんのわずかの塑性化を示しているが、BRB を設置した場合、断面積が大きくなるにつれて、杭の塑性化が進行していることになる。図-7.30 は P1 橋脚基礎の杭頭における水平力を全杭分の総和をとったものの時刻歴を示している。この図によると水平反力は、BRB の有無によらず、橋脚の降伏水平荷重まで到達することはなかった。しかし、これはフーチング部における水平地盤反力分を見積もっていないので、そのまま橋脚にかかる水平荷重と等価ではないことに注意が必要である。なお、BRB の有無によって、最大反力が大きく異なることはなかった。

表-7.8 BRB 設置に伴う橋脚基部における水平荷重の推移

接合形式	ゴム支承のみ	BRB 設置	
		$A_{Brace}=0.005(m^2)$	$A_{Brace}=0.01(m^2)$
橋脚基部における 最大水平荷重/P1 橋脚の降伏荷重	1.67	2.05	2.47
橋脚にかかる 最大水平荷重/P1 橋脚の降伏荷重	1.67	1.50	0.65
※P1 橋脚の降伏水平荷重 $H_y=1.76(MN)$			

表-7.9 桁および P1 橋脚の変位量（地盤連成解析, $K_R/K_P=1.0$ の場合）

接合形式		ゴム支承	BRB 設置	
		$K_R/K_P=1.0$	$A_{Brace}=0.005(m^2)$	$A_{Brace}=0.01(m^2)$
桁	最大応答変位 $\delta_{U,max}(cm)$	25.0	12.2	4.90
	残留変位 $\delta_{U,R}(cm)$	1.19	0.667	0.791
P1 橋脚	最大応答変位 $\delta_{P1,max}/\delta_y$	3.96	1.80	1.05
	残留変位 $\delta_{P1,R}/\delta_y$	0.315	0.051	0.094

表-7.10 桁および P1 橋脚の変位量（地盤連成解析, $K_R/K_P=0.3$ の場合）

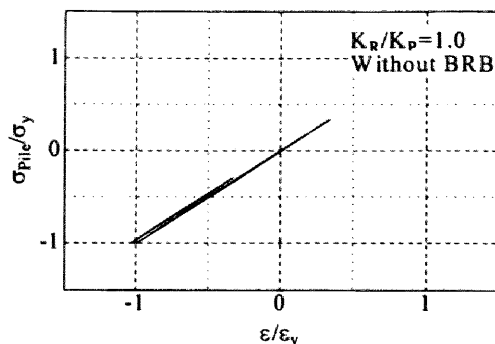
接合形式		ゴム支承	BRB 設置	
		$K_R/K_P=0.3$	$A_{Brace}=0.005(m^2)$	$A_{Brace}=0.01(m^2)$
桁	最大応答変位 $\delta_{U,max}(cm)$	48.6	20.5	5.96
	残留変位 $\delta_{U,R}(cm)$	0.384	0.615	1.20
P1 橋脚	最大応答変位 $\delta_{P1,max}/\delta_y$	3.08	1.42	0.94
	残留変位 $\delta_{P1,R}/\delta_y$	0.198	0.016	0.04

7.7 結言

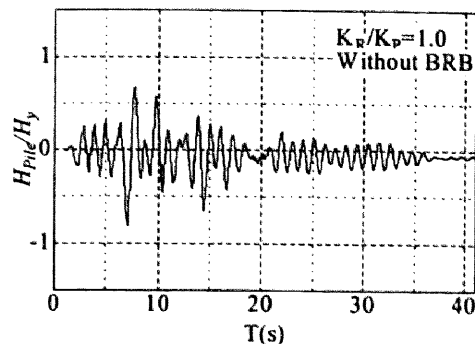
本章は、4 径間連続高架橋において、応答値低減を図るために制震ブレースの設置を想定し、その応答低減効果について解析的な検討を行ったものである。以下に、得られた結果をまとめる。

制震ブレースの断面積決定方法について

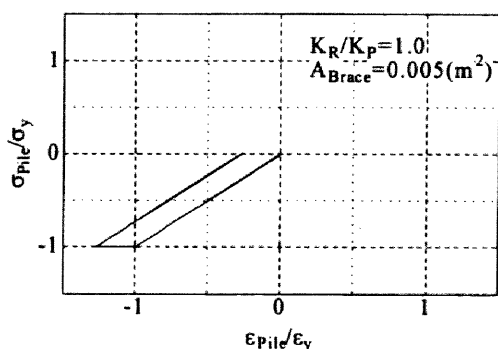
- ① 配置するブレースが長くなるほどブレースに分担される軸力は小さくなるという傾向が見られた。
- ② 橋脚の変位を抑制する、という観点からは桁に対して 45 度程度、橋脚との接点は基部に近い配置が効果的であると分かった。
- ③ ブレースを設置する橋脚が多いほど橋脚変位の減少が見られたが、本数が増えるほどブレース一本あたりに分担される軸力は減少し、またブレース一本あたりの橋脚変位抑制効果も減少する。
- ④ 連続橋において端部の橋脚にブレースを設置した方が中央に設置した場合よりも橋脚の変位を抑制する効果が見られた。
- ⑤ 本研究で行った「レベル 1 地震動で弾性域の挙動を示し、レベル 2 地震動で安定した塑性域に移行する」という仮定により決定されたブレースの断面積は、ブレースが長くなるほど小さくなり、必ずしもブレースを機能させるに十分なものが解とはならないことが分かった。



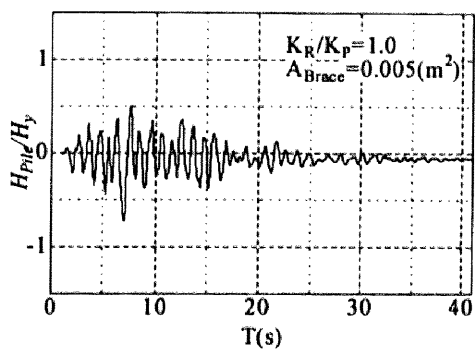
(a) BRB の設置なし



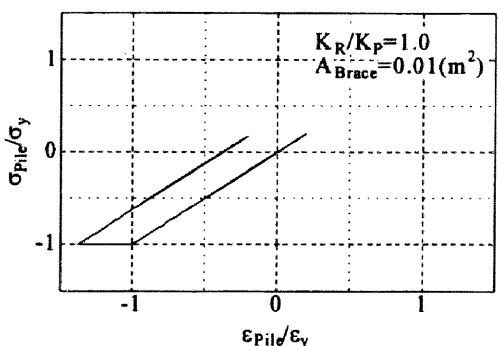
(a) BRB の設置なし



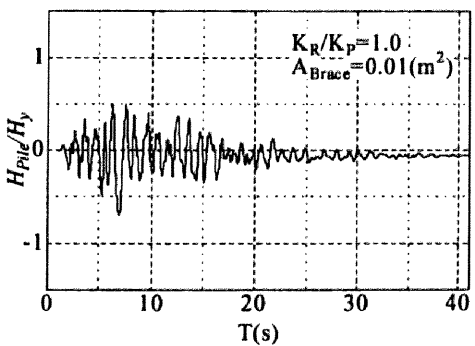
(b) $A_{Brace}=0.005(m^2)$ のとき



(b) $A_{Brace}=0.005(m^2)$ のとき



(c) $A_{Brace}=0.01(m^2)$ のとき



(c) $A_{Brace}=0.01(m^2)$ のとき

図-7.29 P1 橋脚基礎における
杭の応力-ひずみ関係

図-7.30 P1 橋脚杭基礎の水平反力
の応答時刻歴

また、後半では、ゴム支承を有する4径間連続高架橋に関する耐震検討を行い、BRBをどのように導入するかに関する解析的検討を行った。その結果は以下の通りである。

- ① 橋脚頂部の支承部をピン結合からゴム支承に変更することにより、システムの長周期化に伴い、橋脚の応答変位は小さくなった。
- ② 橋脚頂部から桁に平行にBRBを導入した際は、ゴム支承の柔軟性を排除することになり、有益な制震デバイスの配置方法ではないことを確かめた。
- ③ 橋脚基部から仰角45度でBRBを設置した場合、橋脚の応答変位は小さくなり、有効な配置方法であることを立証した。
- ④ 橋脚の応答が弾性限内に収まるBRBの断面積を得た。
- ⑤ 地盤との連成を考慮した解析より、制震ブレースを導入することによる基礎構造物への影響を検証

した。所定の制震ブレースを導入することにより、橋脚の応答は弾性応答となるが、制震ブレースが受け持つ荷重により、基礎構造物には制震ブレースを導入する前と同程度の荷重が作用する。

- ⑥ 本検討例では、橋脚が弾性限内に収まった関係で、基礎への負担荷重はそれほど大きくなることはなく、BRB 設置前と同程度であった。

なお、本研究では、最適な BRB の断面積を提案するまでには至っていない。多径間連続高架橋は、橋長や橋脚高さ、固有周期など様々なファクターが存在するので、例えば、Pushover 解析を利用するなどの方策を講じて、最適設計法を提案する必要がある。

参考文献

- 7.1) 宇佐美勉・織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.1-16，2001.
- 7.2) (社)土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会：橋梁システムの動的解析と耐震性，2000.4.
- 7.3) 山岸睦功，川島一彦，庄司学，後藤和満：不等橋脚で支持された谷部横断型 3 径間連続橋に対する地震時保有耐力法の適用性，第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.35-42，2000.12.
- 7.4) 工藤忠，中島章典，斉木功：簡易モデルを用いた高架橋システムの弾塑性地震応答解析，第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.93-100，2000.12.
- 7.5) 村山隆之，白石法行，井上高志，奥野時雄，野中哲也，福地聖：鋼製橋脚を有する連続高架橋の耐震設計，第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.263-270，2000.12.
- 7.6) 謝旭，山下幹夫，石橋悟，国分修一：不等かつ高橋脚を有する免震橋の耐震性に関する一考察，第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.35-42，2002.1.
- 7.7) 大中英揮，渡辺仁，石川義樹，濱頭憲男，村田慎：5 径間連続曲線橋の 3 次元非線形動的解析と耐震性の検討，第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.351-358，2002.1.
- 7.8) 中村剛，Anat RUANGRASSAMEE，川島一彦：バリアブルダンパーとしての MR ダンパーの適用性に関する研究，土木学会論文集，No.759/I-67，pp.325-335，2004.4.
- 7.9) 葛西昭，宇佐美勉，能登晋也：鋼製橋脚-地盤系の地震応答解析における減衰マトリクスに関する一考察，土木学会構造工学論文集，Vol.49A，pp.465-474，2003.3.
- 7.10) 早川涼二，川島一彦，渡辺学歩：免震およびダンパーブレースを用いた橋梁の耐震補強効果，日本地震工学会第 1 回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集，pp.67-72，2004.5.
- 7.11) 宇佐美勉，清川昇吾，金田一智章：P- Δ 効果を考慮した免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答の簡易推定法，土木学会構造工学論文集，Vol.46A，pp.879-886，2000.3.
- 7.12) 姫野岳彦，運上茂樹：橋脚の塑性化によって生じるゴム支承の回転変形に関する一考察，土木学会第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.407-410，2003.1.

第 8 章 結論

本論文は、地盤との連成を考慮した鋼橋の耐震設計法を確立する上での基礎的な検討を行ったものである。耐震設計を耐震、免震、制震の面から種々の検討を行い、これらが地盤との連成を考慮した鋼橋の地震時挙動に及ぼす影響を解析的に行った。耐震としては(a)コンクリート部分充填鋼製橋脚について、免震としては(b)免震支承を有する鋼製橋脚について、制震としては(c)座屈拘束ブレースの鋼橋への導入効果について行った。最終的には、多径間連続高架橋を解析対象として、地盤との連成を考慮の上、制震ブレースの導入効果についての解析的検討を行った。

各章で得られた結論をまとめる。

第 1 章では、本研究の位置づけおよび内容と構成を述べるとともに、終局耐震設計法を確立する上での課題について述べた。

第 2 章では、コンクリート部分充填鋼製橋脚（補剛箱形断面）の耐震性評価法に関して、下記の 5 項目についての検討を行ったものである。すなわち、(a)コンクリート充填部の破壊基準、(b)コンクリート充填部と中空断面部が同時に破壊するとき橋脚の塑性率は最大となるかどうか、(c)支配パラメータの敏感度、(d)コンクリートの最適充填率の具体的な値、(e)最適充填率のときに橋脚に期待できる塑性率の具体的な値である。得られた結論をまとめると以下の通りである。

- ① コンクリートの限界圧縮ひずみを 1.1%としたところ、実験値と比べて、強度と変形能に関して、すべてを安全側に評価できる結果となった。
- ② コンクリートの充填率を変化させて解析を行った結果、最適充填率と塑性率最大が同義であることを立証した。
- ③ 支配パラメータに関しては、次のような結果が得られた。
 - (a) 補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ が小さくなるほど橋脚の変形能は良く、特に、0.20 に近いとより大きな変形能が期待できる。
 - (b) コンクリートの強度 σ_{ck} の上昇は最適充填率を上昇させる。
 - (c) 補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ が 0.20 付近ではコンクリート充填高さに関する、敏感度が高く、コンクリートの充填には注意を要する。
 - (d) 補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ が 0.25 を越える場合には、コンクリート充填高さに関する、敏感度が比較的 low、最適な充填高さを多少越えるようなことがあっても、変形能を失うことはない。
- ④ コンクリートの最適充填率は、15～30%程度であり、幅厚比パラメータが大きいほど、最適充填率は上昇する。具体的には、1) $R_f=0.3$ のときは 15～20%、2) $R_f=0.4$ のときは 20～25%、3) $R_f=0.5$ のときは 25～30%である。
- ⑤ 期待できる塑性率に関しては、細長比パラメータが小さく、コンクリートの強度が高いほど、大きな塑性率が得られる。最適充填率のとき、橋脚の塑性率は 5～10 程度である。

なお、今後の複雑構造物への適用を考え、汎用構造解析プログラム MARC での解析を実施（なお、本論文提出時には既に他の汎用解析ソフトウェアである ABAQUS にても検証が終わっている）し、既に実施されている実験結果との比較による妥当性、および、他の構造形式での解析検討を試みた。その結

果をまとめると、以下の通りである。

- ① 実験供試体は、ほぼ同程度の変形能を有するが、 $\bar{\lambda}_s$ の小さい実験供試体である N-1 の方が若干大きな変形能を有する。
- ② 片持柱において、MARC による解析結果は、既存の解析結果および実験結果とほぼ一致した。
- ③ 片持柱実験供試体のコンクリート充填率は、やや高めであった。どちらの供試体も約 35%にすることで、さらに大きな変形能が得られる。
- ④ 鋼製門形ラーメン橋脚において、橋脚頂部の損傷度は解析で対象としたモデルに関してはコンクリート充填率に無関係である。
- ⑤ 鋼製門形ラーメン橋脚の場合は片持柱と異なり、曲げモーメントが、柱頂部から柱基部までプラスからマイナスに変化するので、コンクリートの最適充填高さが片持柱に比べて低くなる。

片持柱に関しては、実験結果との比較が行われ、解析手法の妥当性を検証することができた。今後の課題としては、鋼製門形ラーメン橋脚モデルに関して、実験結果との比較により、本解析手法の妥当性の検証を行う必要がある。その後に、隅角部のせん断変形を考慮できるモデルを考案するなど、より精度の高い解析法を確立する必要がある。

なお、その後の成果として、せん断変形を考慮できる解析モデルの構築、せん断変形に対する終局基準の定義、はり中央部におけるせん断変形を考慮した耐震照査法へと展望している。

第 3 章では、レベル 2 地震動を受ける鋼製橋脚、コンクリート部分充填鋼製橋脚および免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析により、鋼製橋脚の安全性および機能保持性の評価を行った。得られた結論をまとめると以下の通りである。

コンクリート無充填・非免震鋼製橋脚

- ① III 種地盤を除き最大変位損傷度が 1.0 を越え安全性を満たさない固有周期帯が存在する。
- ② 残留変位損傷度は、すべての地盤種において大損傷 (A ランク) にランクされる固有周期帯が存在する。特に、II 種地盤において周期が 0.9 秒以上の橋脚はすべて崩壊 (As ランク) にランクされる。
- ③ 免震化、コンクリート部分充填等の対策が必要な固有周期帯が存在する。

コンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚

- ① 橋脚の基部にコンクリートを充填することにより、最大変位損傷度、残留変位損傷度を著しく低減することができる。
- ② 最大変位損傷度は、1.0 を越えることはなく、安全性は常に満たされる。
- ③ 残留変位損傷度は、中損傷 (B ランク) まで低減することは可能であるが、小損傷 (C ランク) まで低減することが不可能なパラメータ領域が存在する。
- ④ 従って、最重要構造物の場合、免震化等の対策が必要となる。

コンクリート無充填・免震鋼製橋脚

- ① 橋脚を免震化することにより、最大変位損傷度、残留変位損傷度を著しく低減することができる。
- ② 最大変位損傷度は 1.0 を越えることはなく、安全性は常に満たされる。
- ③ II 種地盤において細長比が大きい橋脚は、2.0 秒までの長周期化では残留変位損傷度を小損傷 (C ランク) まで低減することはできない。
- ④ 従って、最重要構造物の場合、更なる長周期化もしくはコンクリート充填等の対策が必要となる。

コンクリート部分充填・免震鋼製橋脚

- ① 最大変位損傷度を常に 1.0 以下、かつ残留変位損傷度を小損傷 (C ランク) 以下に抑えることが可

能である。

- ② 従って、最重要構造物に対しても安全性および機能保持性が確保できる。

鋼製橋脚の設計ガイドライン

- ① 鋼製橋脚の固有周期が表-3.4 に当てはまる場合は、コンクリート充填もしくは免震化を行い、耐震安全性および機能保持性を高めなければならないが、それ以外の固有周期の橋脚はコンクリート無充填・非免震で十分である。
- ② コンクリート部分充填・非免震橋脚は、免震化のように上部構造に生じる変位が大きくなるはならないため、重要構造物に対しては免震橋脚よりよい。
- ③ ただし、最重要構造物に対しては、コンクリートを充填するのみでは、損傷を抑えることはできない場合もあるので、表-3.5 に当てはまる橋脚に対しては免震化を行わなくてはならない。
- ④ 免震化の場合、予想していない卓越周期成分の地震動が入力された場合に備えて、コンクリートを橋脚基部に部分充填した方がよい。
- ⑤ 免震支承の最適降伏荷重は式(3.A5)～(3.A7)によって定めることができる。
- ⑥ 免震橋脚の上部構造には最大応答変位が生じることに留意して、けた端部の遊間を定めなければならない。

これらの結論およびガイドラインは現行道路橋示方書のレベル2・タイプII地震動の標準加速度応答スペクトルに適合する地震動に対して得られたものである。

なお、本論文では橋脚と地盤との連成効果を無視しているため、地盤の効果を導入したことによる長周期化が考慮されていない。さらに、隣接橋脚との動的相互作用も考慮されていない。従って、構造システムとしての鋼製橋脚の設計法を確立する上では、これらの連成効果を考慮すべきであり、今後の研究課題である。

第4章では、鋼製橋脚-基礎-地盤の連成効果を調べるために、まず、鋼製橋脚1基に対して、地盤固定モデル、地盤ばねモデル、弾性地盤メッシュモデル、等価線形地盤メッシュモデルの4つのタイプの解析モデルを準備し、弾塑性地震応答解析を行うことにより、地震時挙動の違いを検討した。等価線形地盤メッシュモデルでは、等価線形化手法を用いて地盤の物性値を算定した。続いて、4径間連続橋を解析対象として、特に、減衰マトリクスの違いによる応答値の変化について検討した。本章で得られた結果は以下の通りである。

- ① 地盤固定モデル、地盤ばねモデルにおける橋脚の応答は、目立った差異は確認できない。
- ② 弾性地盤メッシュモデルでは、地盤固定モデルに比べて若干橋脚の応答値が大きくなった。これは地盤部の減衰定数が過小に評価されている可能性がある。
- ③ 地盤ばねモデルと弾性地盤メッシュモデルの応答値が近接していることより、地盤の特性値より算出させる地盤ばね定数はおおむね妥当であると判断できる。
- ④ 等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.50$ ($T = 1.05s$) の場合を除き、地盤固定モデルよりも応答値が小さくなった。これは、橋脚と地盤の固有周期が一致せず、主要な振動モードが地盤部に集中していたためである。
- ⑤ 等価線形地盤メッシュモデルは、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.50$ ($T = 1.05s$) の場合、地盤固定モデルよりも応答値が大きくなる。この原因としては、橋脚の固有周期と地盤の固有周期が一致したことにより、主要な振動モードが橋脚部に集中し、また、地震動の卓越周期と合致したためである。
- なお、本研究では、杭基礎の合理的な耐震設計にまでは到達していない。従って、杭基礎の種々のパラ

メータを設定することによる合理的な設計法を確立する上では、課題は多く残されている。また、解析法については、地盤は小さいひずみレベルから非線形性を持つため、非線形性を導入する意義は高いといえる。本章前半では、地盤の非線形性を等価線形化手法で取り入れた。地盤の残留的な変形状態を考慮するためには、双曲線モデル（H-D モデル）を導入するなどの非線形解析への移行は必至である。今後は、地盤にも非線形性を導入すること、そして、地盤の物性値の不確定性に対する対処の方法を考案することが、重要な課題となる。

また、多径間連続橋の耐震設計をする上で、地震応答値を求める際に地盤および基礎の効果を考慮することによる影響を加味するため、FEM モデルの構築を試みた。その際に、地盤部分の減衰定数、減衰マトリクスを作成するために必要となる主要モードについての考察を行った。以下に結果をまとめる。

- ① 地表面で与えられた地震動を再現できる地盤の減衰定数に関する考察を行った。N=10 程度の粘性土地盤では、減衰定数を 15% 程度以上とすることで、本解析モデルでは地表面で得られる加速度が想定地震動と同程度になる。
- ② Rayleigh 減衰として、2 つの主要モードを選ぶとき、その選び方によって、橋脚の応答が大きく変化することが分かった。一般的ではあるが、質量比例項の係数が小さいほど、減衰性が小さくなり、橋梁の応答は大きくなる。
- ③ 本解析モデルでは、橋脚の応答は地盤の減衰定数を 0~0.30 の間で変化させても橋脚の応答の違いに及ぼす影響は小さく、Rayleigh 減衰の質量比例項の係数ととの間の相関は非常に強い。
- ④ 地盤連成を考慮した場合、橋脚の相対的な応答変位は小さくなる。これは、構造物-地盤の動的相互作用によるもので、フーチングの回転に伴う成分にも注意が必要である。

本研究では、地盤の効果を平面ひずみで表現したが、動的応答を見る際には、3 次元解析によって奥行き方向に関する逸散効果も考慮する必要がある。解析モデルの解説時に述べているように、応答値の信憑性を言及するには 3 次元解析を必要とする。

第 5 章では、座屈拘束ブレースの弾塑性挙動を再現できる簡易な解析モデルを構築し、その解析モデルにより繰り返し弾塑性挙動を把握すること、および、その数値解析モデルの妥当性を検証するための性能実験を行った。本章で得られた結果は以下の通りである。

- ① 単調載荷解析において、座屈現象が壁面によって拘束され、非常に高次のモードが発生することが確認でき、引張側とほぼ同様の荷重-変位関係が得られた。
- ② 単調載荷解析におけるブレース材の変形状態の考察から、細長比が大きいものほど高次のモードへ移行しやすく、アンボンド材の剛性はブレース材の挙動に大きく影響しないことが確認された。
- ③ 繰り返し載荷解析においても、単調載荷解析と同様に、圧縮載荷に対してはブレース材が高次のモードで変形していく様子が再現でき、引張側と圧縮側がほぼ同様の安定した荷重-変位履歴が得られた。

また、解析手法の妥当性を検証するために行われた性能実験を通して、以下のことが得られた。

- ① BRB の繰り返し載荷実験から、圧縮側においても引張側と同様な履歴特性を得ることができ、その高いエネルギー吸収能力を確認した。
- ② ブレース材の軸方向変位は、大きさを制限された高次のモードの横方向変位によって引き起こされることが分かった。
- ③ BRB の解析モデルによる結果と実験による結果を比較したところ、両者の履歴特性は類似したものとなり、解析モデルが座屈拘束ブレースの実験を再現できるものであることを立証した。

- ④ 実験および解析で得られた履歴特性より BRB の復元力モデルを構築した。その結果、SS400 鋼材の BRB に対してはバイリニアモデル（第 2 勾配=第 1 勾配/60）の移動硬化則で模擬できることが分かった。

なお、本研究では座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動を解析的および実験的に再現するにとどまったが、土木構造物に適用するには、まだ様々な課題を残している。今後の課題は、以下のような項目があげられる。

- (1) 本実験では SS400 の平鋼ブレースを使用した。降伏点が小さく、優れた伸び性能を有する低降伏点鋼など、様々な鋼種について実験を行い、同時に復元力特性の構築を行う。
 - (2) 座屈拘束ブレースに関する次のような要求性能について、研究を行う。
 - a) 座屈拘束ブレース材の全体座屈の防止
 - b) ブレース材の座屈による耐力低下の防止
 - c) ブレース材の必要塑性率の確保
 - d) ブレース材の低サイクル疲労防止
 - e) 拘束材の強度
 - f) 座屈拘束ブレース材と主構造の接合部の強度
 - (3) 座屈拘束ブレースを実際の土木構造物に適用した場合の具体的な設計法と効果 (5.24)・(5.25)・(5.26) について検討を行う。
- これらが完備されることによって、性能照査型設計法への導入が可能となるであろう。

第 6 章では、制震ダンパー系を主構造に対して並列的に導入する場合を想定した際の制震ダンパー系の最適剛性および最適強度を簡易に推定する方法の提案を行った。本章で得られた結論は以下の通りである。

- ① 所要降伏震度スペクトルを用いた制震ダンパー系を導入する際の制震ダンパー系の強度および剛性に対する簡易設計法を提案した。その骨子は、所要降伏震度スペクトル線（式(6.1)）とブレースの降伏応力に対応した全体系の降伏震度-固有周期曲線（式(6.10)）の交点より求めるものである。
 - ② さらに推定精度を向上する手法（式(6.12)）を提案したところ、上記設計法の推定精度がさらに向上し、目標塑性率をピンポイントにねらえるようになった。
 - ③ 主構造物に対して導入される最適ブレースを降伏応力に応じて推定したところ、降伏応力の大きさに応じて、全体系の固有周期が大きくなることが分かった。
 - ④ 制震ブレースを導入することによって、主構造物の損傷度がどの程度低減できているかの確認を行ったところ、損傷度の大きな低減が見られたが、残留変位の低減効果はなかった。これは、目標とした塑性率が構造安定性の限界値である終局変位をねらったものであることから、大きな軽減は期待できないものである。この種の低減効果については種々のパラメトリック解析を必要とする。
- 以上が得られた成果であるが、本研究は簡易設計法を確立する一環として、まず、鋼製門形ラーメン橋脚を対象として、設計法の提案を行った。しかし、例えば、2 層ラーメン橋脚に見られるような多自由系まで対応したものまで確立されていない。今後、この種の検討を行う必要がある。

第 7 章では、4 径間連続高架橋において、応答値低減を図るために制震ブレースの設置を想定し、その応答低減効果について解析的な検討を行い、さらに、地盤との連成を考慮することによる応答性状の把握を行った。本章で得られた結論は以下の通りである。

制震ブレースの断面積決定方法について

- ① 配置するブレースが長くなるほどブレースに分担される軸力は小さくなるという傾向が見られた。
- ② 橋脚の変位を抑制する、という観点からは桁に対して 45 度程度、橋脚との接点は基部に近い配置が効果的であると分かった。
- ③ ブレースを設置する橋脚が多いほど橋脚変位の減少が見られたが、本数が増えるほどブレース一本あたりに分担される軸力は減少し、またブレース一本あたりの橋脚変位抑制効果も減少する。
- ④ 連続橋において端部の橋脚にブレースを設置した方が中央に設置した場合よりも橋脚の変位を抑制する効果が見られた。これは両端の橋脚の挙動に中央の橋脚が追随するという連続橋のシステムによる。
- ⑤ 本研究で行った「レベル 1 地震動で弾性域の挙動を示し、レベル 2 地震動で安定した塑性域に移行する」という仮定により決定されたブレースの断面積は、ブレースが長くなるほど小さくなり、必ずしもブレースを機能させるに十分なものが解とはならないことが分かった。BRB の最適断面積決定方法を確立する必要がある。

また、後半では、ゴム支承を有する 4 径間連続高架橋に関する耐震検討を行い、BRB をどのように導入するかに関する解析的検討を行った。その結果は以下の通りである。

- ① 橋脚頂部の支承部をピン結合からゴム支承に変更することにより、システムの長周期化に伴い、橋脚の応答変位は小さくなった。
- ② 橋脚頂部から桁に平行に BRB を導入した際は、ゴム支承の柔軟性を排除することになり、有益な制震デバイスの配置方法ではないことを確かめた。
- ③ 橋脚基部から仰角 45 度で BRB を設置した場合、橋脚の応答変位は小さくなり、有効な配置方法であることを立証した。
- ④ 地盤との連成を考慮した解析より、制震ブレースを導入することによる基礎構造物への影響を検証した。所定の制震ブレースを導入することにより、橋脚の応答は弾性応答となるが、制震ブレースが受け持つ荷重により、基礎構造物には制震ブレースを導入する前と同等あるいはそれ以上の荷重が作用する。

今後の研究展望

鋼橋の性能規定型耐震設計法を確立する上で重要となるのは、部材が所有する限界値の把握と、外力に対する応答値の把握である。

限界値の把握は、各部材の性能実験やその結果に検証された数値解析によって得ることが可能である。特に鋼製橋脚に限定すれば、兵庫県南部地震を契機に精力的に検討されてきた。中でも、鋼製橋脚基部における終局ひずみに対する検討は、変位照査のみならずひずみ照査を行うにあたって重要な検討であった。これにより近年では、鋼製橋脚に限らず各部材の終局判定、例えば、鋼アーチ橋のアーチリブ基部における終局判定に終局ひずみを利用するなど、限界を判定する方法に対して種々の検討を行うに至っている。土木鋼構造物は、鋼斜張橋や鋼アーチ橋など複数の部材からなる複雑な構造物である場合も多く、鋼製橋脚のように変位照査が容易な構造物とは異なり、部材に発生する軸方向ひずみや曲率による照査が必要となる。例えば、終局ひずみを各部材に対して定義するとすれば、対象となる部材が鋼製橋脚と同等の境界条件となる場合については、鋼製橋脚に対する結果を転用することはできるが、境界条件が異なる場合はこの限りではない。限界値に関して今後行うべき課題としては、このような境界条

件が異なる場合、例えば、部材両端が完全固定されている状態での端部における終局ひずみの把握といった終局状態を判定するための指標の決定があげられる。

応答値に関しては、本研究でもいくつかの検討を行った。応答値を精密に把握することは合理的設計を行う場合には非常に効力を発揮する検討項目である。土木鋼構造物の地震時挙動を把握する手法についても兵庫県南部地震以後に活発に進むこととなった。本研究でも検討を行った構造物―地盤の連成問題は、地震動が地盤を介して構造物に入力され、その後の構造物と地盤との動的相互作用を考慮すると点でより精緻な応答値の把握を目指すこととなる。本研究では、今後、構造物―地盤連成問題を解く上での留意点について、若干の検討を行うことができた。しかし、まだ、多くの問題が残されている。例えば、(1)地盤の弾塑性構成式としてより厳密なモデルを適用することによって、構造物の応答にどの程度の影響を及ぼすかの検討、(2)地盤の3次元的効果の表現、(3)各構成要素（鋼材やコンクリート、ゴム、地盤）の減衰特性の違いの考慮、(4)構造物―地盤間の剥離及び滑動に関する検討などがあげられよう。

さらに精緻な把握をするには、入力地震動そのものの合理性もあげられるであろう。構造物が立地するサイトに関しては、一律な判断が難しいのが現状であるため、入力地震動の合理性は、地震発生段階からサイト特性に応じて行われるべきである。そこで、近年では、入力地震動そのものを模擬的に作成するところからの試みが盛んに行われている。当該構造物が立地する近辺での活断層の位置の把握、そしてその活動周期の把握、断層の活動の仕方に応じた予測地震波の作成、構造物直下までの波動伝播予測、そして、構造物への入力へとつながっていく。近年の計算機環境の発達とインターネットに代表される情報伝達技術の整備によりデータベース化が進めば、このような断層からの把握は通常の設計においても容易に行うことができる時代は来ると思われる。上記の発生地震からのフローは、当該構造物と耐震設計で把握しておくべき断層との間にある程度の距離がある場合で、活断層が構造物直下や近傍にある場合には、さらに複雑な挙動が予想される。本研究では、連成問題を解く際に、周辺地盤もモデル化したが、この手法をさらに応用させ、断層が近傍にある場合の構造物の挙動を把握することが必要である。我が国では断層を大きく避けて構造物を建設することが難しい場合があり、既にいくつかの研究機関では検討を始めているなど、今後の進展を急務とする分野である。

耐震設計では、上記の限界値の把握、応答値の把握を通して、照査を繰り返し、満足する構造物を設計することとなる。ひとたび照査を満足しなかった場合には、2つの方法が考えられる。限界値を上昇させることによる方法と、応答値を低減することによる方法である。ただし、限界値の上昇は鋼構造物では、本研究で扱った充填コンクリートの利用、使用鋼材の高強度化や使用鋼材の板厚を増大させるなど構造物のスケールアップが必至である。これは、地震時の耐力に着目したものであり、地震後の使用性についてはなかなか配慮できない。現に、ハイダクティリティ鋼製橋脚では、大きな変形能は有するが、地震終了後の残留変位を抑えるために有効な手段ではないことが数例の実験結果から立証されている。そこで、近年では本研究でも扱っているような免震支承の導入や制震デバイスの導入が検討されてきている。いわゆる制震・免震設計である。本研究では、連続高架橋を対象に、制震デバイスの導入を試みたが、デバイス導入による効果を立証したものの、ある応答値にまで低減するにはどうしたらよいのかという要求には定量的な判断を下すまでに至っていないのが現状である。多くの研究機関においても制震デバイスの応答低減効果を立証しているが、この点については現状では欠けていると言わざるを得ない。従って、この種の様々な形態を持つ土木鋼構造物へ適用する手法の確立が必要である。本研究では第6章にて検討した手法が、その打開策の1歩と言える。ここでは単純な1層の鋼製ラーメン橋脚に対する設計法を開発するのみに終わっているが、多自由度系への発展を試み、多種多様な土木鋼構造

物への設計法を確立する必要がある。具体的には、まず、1層の鋼製ラーメン橋脚を2層のラーメン橋脚の場合へ拡張し、 n 層への展開を行う。なお、鋼アーチ橋の橋軸直角方向震動は、 n 層のラーメン構造によく似た構造である。そこで、本手法を鋼アーチ橋の橋軸直角方向震動に対して、最適解の算出を行う際に利用する。これらは、構造形式が直列につながった形式への拡張である。それに対して、並列的な構造形式への拡張として、本研究でも取り扱った多径間連続高架橋への拡張が考えられる。

本研究では、土木鋼構造物の耐震設計を主体に様々な検討を行ったが、上記のように解決すべき課題は多く、発展の余地が残されている。本論文では、これまで得られている成果を本章にあるようにまとめるに至ったが、完成されたものではなく、さらに多くの調査・研究を必要とする。

謝

辞

本研究を遂行するにあたり、名古屋大学 宇佐美勉教授には、終始温かいご指導ご鞭撻を賜りました。名古屋大学工学部土木工学科4年生の研究室配属以来から、多くのことを教えていただき、時には叱咤激励をいただきました。また、博士課程前期課程修了後には本学助手として勤務する機会を与えていただき、誠にありがとうございます。ここに感謝の意を表します。

また、本論文をまとめるにあたりましては、名古屋大学 澤田義博教授ならびに伊藤義人教授から多大なご助言をいただきました。澤田教授には、博士課程前期課程2年の時以来、耐震工学・地震工学の観点からたくさんの助言をいただきました。伊藤教授には、同じ構造力学・構造工学の分野からの厳しいご指摘と暖かい言葉を非常に多くいただきました。ここに感謝の意を表します。

名古屋大学 葛漢彬助教授には、学生の時から、生活面、研究面など多岐にわたるご指導をいただきました。普段の生活では、たわいもないことから進路に関わることまで多くのことを相談させていただきました。大変感謝しております。

本学社会基盤工学専攻構造・材料研究室の学生諸君および卒業生には、いろいろな面で手助けをいただき、感謝しております。特に、河村康文氏（現JFEエンジニア勤務）、能登晋也氏（現JFEエンジニア勤務）、羽生満広氏（現ピーエス三菱勤務）、渡辺尚彦氏（現東京大学修士学生1年）、木戸健太氏（現博士課程前期課程2年）には、構造物―地盤連成問題に関して、加藤基規氏（現三菱重工業勤務）、渡辺直起氏（現博士課程前期課程2年）には、座屈拘束ブレースの耐震性能に関して、中上彩香氏（現博士課程前期課程2年）には制震ブレースの簡易設計法に関して研究を進めるにあたり、貴重な時間を割いていただきました。大変感謝しております。

先輩であります森下邦宏氏（現三菱重工業勤務）からは、遠方にも関わらずいつも厳しい目で見守っていただき、また、多くの助言をいただきました。非常に感謝しております。

また、本学助手として同期の採用であります木全博聖氏（現大同工業大学講師）、小塩達也氏（現名古屋大学助手）には、助手としての日々の生活においてたくさんの助言をいただき、時には喧嘩をし、時には夜遅くまで語り合うなど、たくさんの刺激を受けました。深く感謝いたします。

本論文は、その他にも個々にお名前をあげることはいたしません。多くの方々に公私にわたって、常に温かい励ましのお言葉をいただき、このようにまとめるに至りました。この場をお借りして感謝いたします。

最後に、このような研究の場へ進むことに対して快く認めていただきました両親に感謝いたします。