

漸増動的解析（IDA）に基づく既設長大橋の耐震性能評価に関する研究

木田 秀人

目次

第1章 序論	1
1.1 研究背景	1
1.2 既往の研究	6
1.3 研究目的	9
1.4 本論文の構成	10
第2章 長大橋の漸増動的解析 (IDA)	13
2.1 概説	13
2.2 漸増動的解析	13
2.3 非線形時刻歴応答解析の解析手法	15
2.3.1 入力地震動	15
2.3.2 解析手法	17
2.4 耐震性能の照査方法	18
2.5 標準波-相補直交成分波の組合せによる2方向入力地震動	20
2.5.1 入力地震動	20
2.5.2 鋼製円形橋脚の解析	22
第3章 鋼斜張橋への適用	27
3.1 概説	27
3.2 対象橋梁と解析モデル	27
3.3 耐震性能評価と部材健全度	29
3.4 モデル化	30
3.5 固有値解析	32
3.6 IDA 曲線 (橋軸方向入力)	34
3.6.1 橋軸方向入力時の損傷予測	34
3.6.2 主塔ひずみの IDA 曲線	35
3.6.3 主桁ひずみの IDA 曲線	37
3.6.4 ケーブルの IDA 曲線	39
3.6.5 ペンデル支承の IDA 曲線	41
3.6.6 ケーブルダンパーの IDA 曲線	43
3.6.7 隣接桁との衝突に関する IDA 曲線	44
3.6.8 変位に関する IDA 曲線	46
3.6.9 加速度に関する IDA 曲線	49
3.6.10 損傷順序ダイアグラム	53
3.7 IDA 曲線 (橋軸直角方向入力)	54
3.7.1 橋軸直角方向入力時の損傷予測	54
3.7.2 主塔ひずみの IDA 曲線	55
3.7.3 主桁ひずみの IDA 曲線	57
3.7.4 ケーブルの IDA 曲線	58

3.7.5	ペンデル支承の IDA 曲線	60
3.7.6	ケーブルダンパーの IDA 曲線	61
3.7.7	変位に関する IDA 曲線	62
3.7.8	加速度に関する IDA 曲線	63
3.7.9	損傷順序ダイアグラム	67
3.8	IDA 曲線 (標準波-相補直交成分 2 方向入力)	68
3.8.1	標準波-相補直交成分 2 方向入力時の損傷予測	69
3.8.2	主塔ひずみの IDA 曲線	70
3.8.3	主桁ひずみの IDA 曲線	74
3.8.4	ケーブルの IDA 曲線	78
3.8.5	ペンデル支承の IDA 曲線	80
3.8.6	ケーブルダンパーの IDA 曲線	80
3.8.7	隣接桁との衝突に関する IDA 曲線	81
3.8.8	変位に関する IDA 曲線	84
3.8.9	加速度に関する IDA 曲線	86
3.8.10	損傷順序ダイアグラム	91
3.9	損傷順序ダイアグラムを用いた耐震性能照査	92
3.10	IDA を適用した耐震補強検討	93
3.11	まとめ	95
第 4 章	中路式鋼アーチ橋への適用	97
4.1	概説	97
4.2	対象橋梁と解析モデル	97
4.3	耐震性能評価と部材健全度	99
4.4	モデル化	100
4.5	固有値解析	101
4.6	IDA 曲線 (橋軸方向入力)	104
4.6.1	橋軸方向入力時のモデル	104
4.6.2	アーチリブひずみの IDA 曲線	105
4.6.3	上弦材ひずみの IDA 曲線	109
4.6.4	下弦材ひずみの IDA 曲線	113
4.6.5	支承の IDA 曲線	117
4.6.6	ペンデル支承の IDA 曲線	118
4.6.7	隣接桁との衝突に関する IDA 曲線	119
4.6.8	加速度に関する IDA 曲線	120
4.6.9	損傷順序ダイアグラム	124
4.7	IDA 曲線 (橋軸直角方向入力)	125
4.7.1	橋軸直角方向入力時の損傷予測	125
4.7.2	アーチリブひずみの IDA 曲線	126
4.7.3	上弦材ひずみの IDA 曲線	130

4.7.4	下弦材ひずみの IDA 曲線	134
4.7.5	支承の IDA 曲線	138
4.7.6	ペンデル支承の IDA 曲線	139
4.7.7	加速度に関する IDA 曲線	140
4.7.8	損傷順序ダイアグラム	144
4.8	まとめ	145
第 5 章	上路式鋼トラス橋への適用	147
5.1	概説	147
5.2	対象橋梁と解析モデル	147
5.3	耐震性能評価と部材健全度	148
5.4	モデル化	149
5.5	固有値解析	150
5.6	IDA 曲線 (橋軸方向入力)	154
5.6.1	橋軸方向入力時の損傷予測	154
5.6.2	上弦材ひずみの IDA 曲線	155
5.6.3	下弦材ひずみの IDA 曲線	161
5.6.4	垂直材ひずみの IDA 曲線	167
5.6.5	斜材ひずみの IDA 曲線	169
5.6.6	変位に関する IDA 曲線	171
5.6.7	加速度に関する IDA 曲線	172
5.6.8	損傷順序ダイアグラム	178
5.7	まとめ	179
第 6 章	鋼 V レッグラーメン橋への適用	181
6.1	概説	181
6.2	対象橋梁と解析モデル	182
6.2.1	橋梁概要	182
6.2.2	主桁	183
6.2.3	V レッグ橋脚	185
6.2.4	鉄筋コンクリート橋脚	187
6.2.5	支承	190
6.3	モデル化	191
6.3.1	鋼部材	191
6.3.2	鉄筋コンクリート橋脚	195
6.3.3	支承	197
6.3.4	隣接桁との衝突	198
6.4	固有値解析	198
6.5	入力波	201
6.5.1	道路橋示方書標準波	201
6.5.2	サイト波	202

6.6	入力波形による評価のばらつき	203
6.6.1	評価のばらつきの評価方法	203
6.6.2	主桁ひずみ	204
6.6.3	V レッグ橋脚ひずみ	209
6.6.4	鉄筋コンクリート橋脚塑性率	211
6.6.5	可動支承	214
6.6.6	固定支承	216
6.6.7	隣接桁との衝突	218
6.7	IDA 解析を用いた耐震性能評価法で用いる地震記録の数	220
6.8	まとめ	221
第7章	結論	223
謝辞		226

第1章 序論

1.1 研究背景

わが国は世界有数の地震国であり、様々な地震被害を経験、学習して、地震に対する要求性能を変遷してきた¹⁻¹⁾。地震荷重に関する耐震設計の技術基準の変遷を表 1.1、図 1.1 に示す。耐震設計に関しては 1923 (大正 12) 年の関東地震 (M7.9) の被害を受けて、1926 (大正 15) 年の道路構造に関する細則案¹⁻²⁾ の第 11 条において「地震荷重は橋梁の所在地方に於ける最強地震力に依り橋梁の各部に最大応力を生ずるものを用ふへし」と地震荷重が初めて規定された。1939 (昭和 14) 年の鋼道路橋設計示方書案¹⁻³⁾ の第 21 条では、水平震度は 0.2、鉛直震度は 0.1 を標準とする具体的な地震荷重が初めて規定された。その後、1943 (昭和 18) 年の鳥取地震 (M7.2)、1944 (昭和 19) 年の東南海地震 (M7.9)、1945 (昭和 20) 年の三河地震 (M6.8)、1946 (昭和 21) 年の南海地震 (M8.0)、1948 (昭和 23) 年の福井地震 (M7.1) が発生し、6 年間に死者 1000 人以上の被害を及ぼした地震が続いたが、戦中戦後の混乱期であり、1971 (昭和 46) 年まで耐震基準に大きな見直しはされていない。1956 (昭和 31) 年の鋼道路橋設計示方書¹⁻⁴⁾ の 15 条では、地震の水平震度は、地域をしばしば大地震が起った地域、大地震が起ったことのある地域、その他の地域に分け、また地盤を軟弱地盤、やや良好な地盤、良好な地盤に分けて、0.10~0.35 の範囲で示した。1964 (昭和 39) 年の鋼道路橋設計示方書¹⁻⁵⁾ の 13 条では、水平震度は変更されていない。

1964 (昭和 39) 年の新潟地震 (M7.5) の被害を受けて、1971 (昭和 46) 年に道路橋耐震設計指針¹⁻⁶⁾ が制定された。標準設計水平震度を 0.2 として、地域別、地盤別、重要度別補正係数を乗じる震度法と、橋脚が変形しやすい比較的長周期の橋の設計には、応答を考慮した修正震度法が規定され、設計震度は 0.2~0.3 の範囲で示された。設計鉛直震度は一般には考慮しないとされた。また、昭和大橋の落橋を受けて、落橋防止構造が初めて規定されたことと、地震力の低減を期待する構造などについて示されたことが特徴である。

1978 (昭和 53) 年の宮城県沖地震 (M7.4) の被害を受けて、1980 (昭和 55) 年に道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁻⁷⁾ が初めて制定された。鉄筋コンクリート橋脚に関して、震度法あるいは修正震度法による設計震度に 1.3 以上の係数を乗じた値に対して、橋脚や橋台のぜい性な破壊を防止する目的で地震時変形性能の照査が設けられたことが特徴である。しかし地震時保有水平耐力法とは異なるものである。

表 1.1 耐震設計の技術基準の変遷

年度	地震荷重 (●: 重要な改定)	許容応力度の割増(地震荷重)	
		鋼	concrete
1926 (大正 15) 年	●所在地方に於ける最強地震力として地震荷重を設定	60%	60%
1939 (昭和 14) 年	●水平震度は 0.2、鉛直震度は 0.1 を標準と設定	80%	
1956 (昭和 31) 年	水平震度は 0.10~0.35 (地域別・地盤別補正あり)		50%
1964 (昭和 39) 年		70%	
1971 (昭和 46) 年	●水平震度は 0.2~0.3 (震度法と修正震度法)、鉛直震度は考慮なし		
1980 (昭和 55) 年	RC 橋脚に地震時変形性能の照査 (設計震度に 1.3 の係数を考慮)	50%	
1990 (平成 2) 年	●震度法、地震時保有水平耐力法 (RC 橋脚、設計水平震度 0.7~1.0)		
1996 (平成 8) 年	●震度法レベルと保耐法レベルの 2 段階、重要度 (A 種、B 種) に応じて耐震性能を確保、保耐法はタイプ II (設計水平震度 1.5~2.0) も考慮		
2002 (平成 14) 年	性能規定化。レベル 1 地震動 (震度法) に対して耐震性能 1、レベル 2 地震動 (保耐法) に対して耐震性能 3 (A 種)、耐震性能 2 (B 種) を確保		
2012 (平成 24) 年	レベル 2 地震動 (タイプ I)、および地域別補正係数が変更		

1990（平成2）年の道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁻⁸⁾では、震度法と修正震度法を統合し改めて震度法とし、鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時変形性能の照査を、地震時保有水平耐力が地震力（等価重量×等価水平震度）以上とする照査法に変更したことが特徴である。この場合の等価水平震度は設計水平震度（0.7～1.0）と許容塑性率から求めることとされた。また連続橋の耐震設計法として、地震時に同一の振動をすると見なし得る設計振動単位に分割して、それぞれの振動単位ごとに慣性力を算出することが定められた。

1995（平成7）年の兵庫県南部地震（M7.3）では、建築・土木構造物に関東大震災以来の甚大な被害を受け、橋梁においても橋脚の倒壊や橋桁の落下などが発生した。1996（平成8）年の道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁻⁹⁾では、設計上考慮すべき地震動として、従来のプレート境界型の大地震（タイプI，設計水平震度0.7～1.0）に加えて、新たに内陸直下型地震を想定した地震動（タイプII，設計水平震度1.5～2.0）も考慮した。橋梁の耐震設計は、震度法レベルと地震時保有水平耐力法レベルの2段階とし、重要度が標準的な橋（A種の橋）と、特に重要度が高い橋（B種の橋）に応じて耐震性能を確保することとした。鉄筋コンクリート橋脚に導入されていた地震時保有水平耐力法を、鋼製橋脚、基礎等についても適用した。動的解析について以前の基準にも記述はされていたが、地震時の挙動が複雑な橋は、動的解析を行い、その結果を設計に反映させるのが良いとして、解析モデルと解析法、動的解析に用いる地震入力、安全性の判定に関して耐震性の照査法が定められた。

2002（平成14）年の道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁻¹⁰⁾では性能規定化の改定がされ、表1.2に示すように、レベル1地震動に対してA種の橋、B種の橋ともに地震によって橋としての健全性を損なわない性能（耐震性能1）を確保し、レベル2地震動に対してはA種の橋は地震による損傷が橋として致命的とならない性能（耐震性能3）を、B種の橋は地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能（耐震性能2）を確保することとした。耐震性能の観点を表1.3に示す。

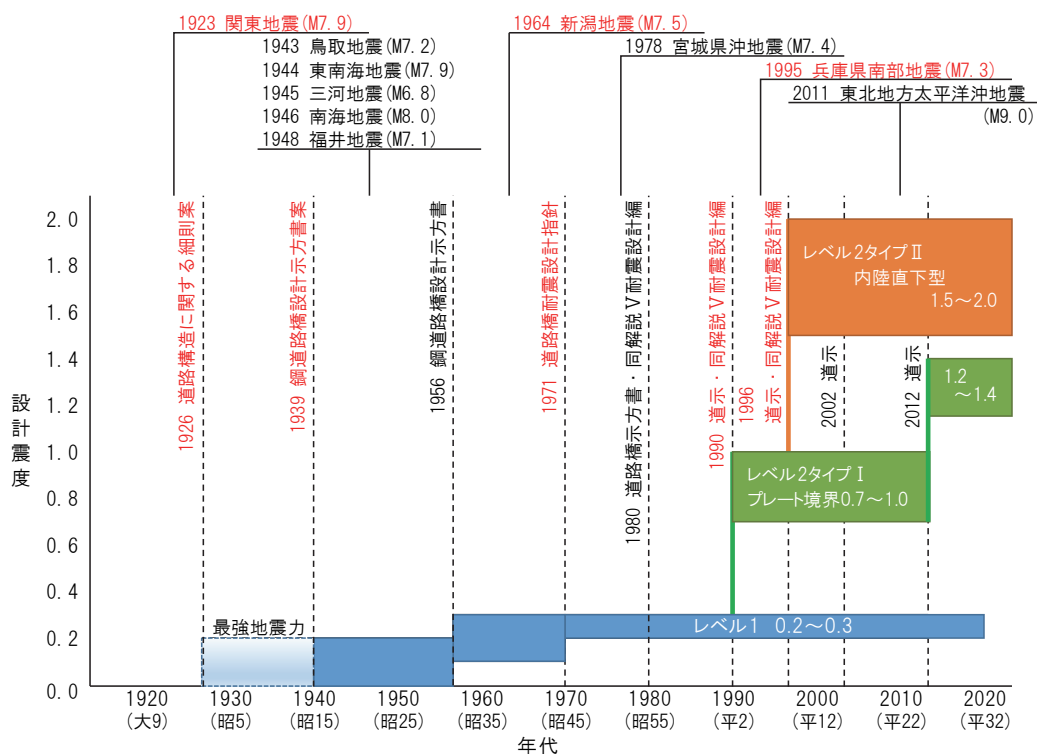


図 1.1 耐震設計の技術基準の変遷

2011（平成 23）年の東北地方太平洋沖地震（M9.0）の被害を受けて、2012（平成 24）年の道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編¹⁻¹¹⁾では、東海地震、東南海地震、南海地震などのプレート境界型の大地震の発生 の逼迫性が指摘されていることから、レベル 2 地震動（タイプ I）、および地域別補正係数が大きく見直しされた。

地震に対する橋梁の要求性能の変化に伴い、上記の通り技術基準が改定されてきたが、供用されている既設橋梁が既存不適格となるため、耐震補強などの対応が必要となる。既設橋梁の耐震補強は、阪神高速道路では 1990（平成 2）年から既設鉄筋コンクリート橋脚の鋼板巻立て補強が順次施工されてはいたが、1995（平成 7）年 2 月に策定された兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様¹⁻¹²⁾、1996（平成 8）年の道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編¹⁻⁹⁾などの基準類が整備されたことによって、一般高架橋の耐力補強・じん性補強が実施された。その後、2005（平成 17）年から 2007（平成 19）年までの橋梁耐震補強 3 箇年プログラム¹⁻¹³⁾により緊急輸送道路の耐震補強が全国的に整備された結果、2011（平成 23）年に発生した東北地方太平洋沖地震は、津波による被害が甚大であったが、地震動による橋梁構造物の被害は限定的であり、これまでの耐震設計の技術基準の向上と、耐震補強技術が有効であることが確認された。

アーチ橋、トラス橋などの既設長大橋についても、緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラムでは補強対象とされたが、技術的難易度・投資額から一般高架橋の耐震補強に遅れを取っていた。長大橋の耐震補強において、一般高架橋で用いられる耐力補強・じん性補強を用いると、構造体の剛性や重量が増大し、基礎を含む橋梁全体系に作用する地震力をかえって増大させるという、動力的な不合理性が発生するためである。また、一般高架橋の耐震補強において通常設定される耐震性能レベル（レベル 1 地震動に対しては修復を全く要しない弾性範囲内に収まり、レベル 2 地震動に対しては損傷を許容するが速やかに機能を回復できる）を、既設長大橋にそのまま要求すること困難な場合もある。最近では、兵庫県南部地震以降に研究が進められた免震支承や制震ダンパーなどを活用する免震・制震構造が既設長大橋の耐震補強に活用されるようになり、順次耐震補強が進められている。

表 1.2 設計地震動と目標とする橋の耐震性能

設計地震動		A 種の橋	B 種の橋
レベル 1 地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能（耐震性能 1）	
レベル 2 地震動	タイプ I 地震動 （プレート境界型の大規模な地震）	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 （耐震性能 3）	地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能 （耐震性能 2）
	タイプ II 地震動（兵庫県南部地震のような内陸直下型地震）		

表 1.3 耐震性能の観点

橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能 1： 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	軽微な修復でよい
耐震性能 2： 地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急修復で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である
耐震性能 3： 地震による損傷が橋として致命的にならない性能	落橋に対する安全性を確保する	—	—	—

過去の地震により既設長大橋が被災した事例として1995（平成7）年の兵庫県南部地震や、2011（平成23）年の東北地方太平洋沖地震があげられるが、他の事例は少ない。しかし、既設長大橋が地震時に損傷を受け機能不全となった場合、一般高架橋と比較して社会的影響が大きいことが、兵庫県南部地震から明らかとなっている。写真1.1に兵庫県南部地震において、中路的鋼アーチ橋のロッカー支承が損傷した事例を示す¹⁻¹⁴⁾。アーチ橋は人工島への唯一のアクセス道路であり、取付道路も損傷し通行規制を行った結果、交通渋滞を引き起こしたため、写真1.2に示す代替道路として仮橋が11ヶ月にわたって設置され、本復旧まで1年6ヶ月の期間を要している。また、写真1.3にニールセンローゼ橋に生じた損傷を示す¹⁻¹⁴⁾。ケーブル脱落は、ケーブルに大きな張力が作用することにより定着部が局部変形を起こし、座金の止めボルト及び固定金具が破損し、ケーブルが緩んだ際に座金のはずれ発生したと考えられる。ローゼ橋は地震時に隣接桁と衝突したため、隣接桁の支承の損傷、桁の沈下、移動が発生した。伸縮装置部に200mmの段差が発生したため、一般車両の通行を含む本復旧に8ヶ月を要している。



写真1.1 中路的鋼アーチ橋のロッカー支承の損傷



写真1.2 代替道路（仮橋）の設置状況



(a) ケーブル脱落状況



(b) 隣接桁の支承・桁損傷状況

写真1.3 ニールセンローゼ橋

2002（平成14）年道路橋示方書・同解説V耐震設計編では、建設地点周辺における過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、建設地点の地盤条件に関する情報、既往の強震記録等を考慮して建設地点における設計地震動（サイト波）を適切に推定することができる場合には、これに基づいて設計地震動を設定するものとされた。しかし、2012（平成24）年の道路橋示方書・同解説V耐震設計編では、プレート境界型の地震が連動するメカニズムやその規模が明らかになっているわけではないこと、日本国内には存在が明らかになっていない活断層もあることから、設計地震動は標準波を使用することと規定された。今までに行われた既設長大橋の耐震補強は、技術的難易度から小

さい地震動であるサイト波で設計されたものがあり、耐震性能を満足せず既存不適格となる可能性が高いと考えられる。

2012（平成 24）年の道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編では、過去の地震が想定外の震源域の連動や、想定外の活断層で多く発生していたことから、タイプⅠ（プレート境界型）の設計地震動が大きく見直されており、これらを上回る地震動が生じる可能性もあるため、プレート境界で発生する地震の情報や、活断層情報などにも適切に対応することが望ましいとされている。道路橋示方書を上回る地震動の一例として、落橋防止構造設計ガイドライン¹⁻¹⁵⁾の終局照査用標準加速度応答スペクトルを図 1.2 に示す。ここでは、落橋防止構造は通常の設計で想定される地震の影響を上回る地震力を受けた場合にも落橋を防止することが求められることから、マグニチュード 8 クラスの断層近傍地震動を想定され標準加速度応答スペクトルが決定されている。道路橋示方書のタイプⅡ地震動の標準加速度応答スペクトルの 2 倍（Ⅲ種地盤）～3 倍（Ⅰ種地盤）の大きさである。

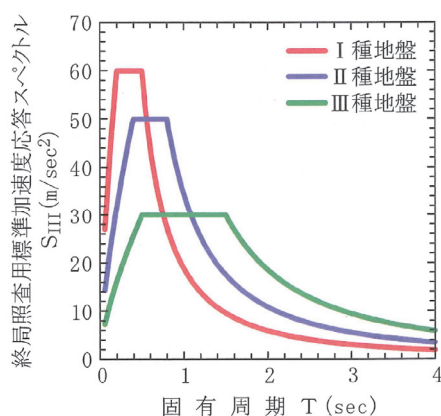


図 1.2 終局照査用標準加速度応答スペクトル¹⁻¹⁵⁾

2012（平成 24）年の鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計¹⁻¹⁶⁾では、将来の地震に関しては、L2 地震動を超える地震動の発生の可能性は排除できないとされ、設計段階で想定された以上の地震が発生した場合であっても、構造物またはシステムとして、破滅的な被害に繋がらないような危機耐性を有することが望ましいとされている。ただし、このような性能を直接的に照査する体系はまだ構築されておらず、耐震構造計画の段階で配慮することとされ、冗長性（リダンダンシー）や頑健性（構造ロバスト性）を有する構造物が望ましいとされている。

耐震設計を行う際には、使用限界状態および終局限界状態に対応するレベルの地震動に対する構造物の耐震性能を評価し、それが目標とする耐震性能を満足することを確認する手順が重要となる。橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つレベル 2 地震動に対して、新設橋では、鋼上部構造主部材は弾性範囲内で、板要素の幅厚比パラメータを制限し局部座屈が先行しないようにするなど道路橋示方書に準拠した設計が行われるが、耐震基準の変更による既存不適格の橋梁の耐震補強設計では、耐震性能を満足させることが非常に困難なケースが多く、免震・制震構造などによる長周期化・高減衰化や、一定の損傷を許容してエネルギーの吸収を期待した損傷制御設計が行われている。また、損傷が発生しても致命的とならないようフェールセーフの考え方が用いられている。本論文では、仮想的な既設長大橋に対して、ファイバーモデルを用いて幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮した非線形動的解析を行い、耐震性能評価を行ったものである。

1.2 既往の研究

長大橋の耐震性能評価と耐震補強方法について、多くの研究が行われている。

小森ら¹⁻¹⁷⁾は、首都高速道路の長大吊構造系橋梁3橋（横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ橋）を対象としたレベル2地震動に対する耐震性能評価と耐震補強方法の検討を行った。レベル2地震動に対して許容できる損傷とできない損傷を整理し、後者に対する耐震補強が検討された。検討のための入力波として、架橋地点での活断層を考慮したシナリオ地震動7波と観測波を設計スペクトルに調整した3波が用いられた。吊構造形式の橋梁ではある部位の損傷が他の部位の損傷を誘発する損傷の連鎖現象が発生する可能性が判明し、これらの評価と対応策の検討が、発生が懸念される損傷の連鎖現象と対応策をまとめた損傷連鎖関を用いて検討された。各部位での損傷プロセスと対策工法が検討された。

和崎ら¹⁻¹⁸⁾は、長大斜張橋を対象として動的複合非線形解析を実施し、耐震性能が確保されていることを確認した。また、耐震上重要な部材が破断するような、標準波形の振幅を4倍に調整した地震力を作用させた解析を実施し、損傷の順番を明確にした。また耐震上重要な部材が想定通りの挙動を示さない場合の損傷の順番を明らかにし、耐震上、想定通り挙動を示すことが重要であることを明らかにしている。

遠藤ら¹⁻¹⁹⁾は、明石海峡大橋を対象に、長大吊橋の設計で考慮した地震動を上回る強度の地震動に対する耐震性能と全体系での損傷過程が評価された。架橋地点での活断層を考慮したサイト波が作成され、サイト波の振幅を1倍、2倍、4倍として地震応答解析および耐震性能評価を行っている。そして、数種類の損傷の連鎖現象を想定し、それぞれについて終局限界状態に至る崩壊プロセスを示している。対象橋梁の場合はサイト波の2倍の強度までは直ちに落橋に至らず、安全余裕度が比較的高いと評価された。

角ら¹⁻²⁰⁾は、東神戸大橋のレベル2地震動に対する耐震補強工事の概要を報告している。東神戸大橋は阪神高速道路5号湾岸線の深江浜と魚崎浜を結ぶ橋長885mの鋼斜張橋で、橋軸方向の支持形式がオールフリー形式となっている。レベル2地震動に対して耐震性能 2^{1-4} を満足することを目標に耐震補強が行われた。レベル2地震動は架橋地点における活断層を考慮したシナリオ地震動、兵庫県南部地震における観測波、これらの加速度応答スペクトルを包絡する設計スペクトルに基づいて作成された調整波を想定している。オールフリー構造を踏襲しつつ橋軸方向の水平変位を抑制するため、積層ゴムダンパーとケーブルを組み合わせた減衰機能を有する変位制御装置の採用や、ペンデル支承が損傷した場合の桁の浮き上がりを防止するための、負反力ケーブル支承の設置などの対応が行われている（図1.3）。

渋谷ら¹⁻²¹⁾は、神戸港港湾幹線道路ハーバーハイウェイの6つの長大橋の耐震補強事業計画を立案するにあたり、構造的・施工性・経済性・維持管理において合理的な耐震対策を行うため、各長大橋の機能と役割に基づき、個別に耐震性能グレード（要求性能）を設定し、鋼上部構造主部材の局所的な塑性化を許容した耐震補強が実施されている。例えば、重要度が極めて高い、あるいは構造機能上の必要性から、レベル2地震動に対して機能を失わない（軽微な損傷はあっても）という性能を要求される場合、または経済性を考慮して、機能の回復に必要な修復にある程度の時間を許容する、などのケースが考えられている。この設計方法は従来の仕様設計の枠を超えた新たな性能設計の考え方であり、各長大橋の構造条件や地盤条件、また、兵庫県南部地震の損傷状況や復旧実績を考慮し、局所的な損傷許容箇所と守るべき補強箇所のポイントを絞り、きめ細かくメリハリをつけた合理的で新しい耐震補強設計として具体化されている（図1.4）。

また、山之内ら¹⁻²²⁾、川島¹⁻²³⁾は地震時における運転者の走行安定性について、高速道路を走行中に兵庫県南部地震時に遭遇した運転者のヒヤリングにより、運転手は地震の発生とともに車両が上下方向のバウンドを始め、跳ねているように感じてコントロール不能となったことを示している。過去の地震で

も、運転手は上下方向のバウンドと、橋軸直角方向の揺れを最も強く感じると思われる。

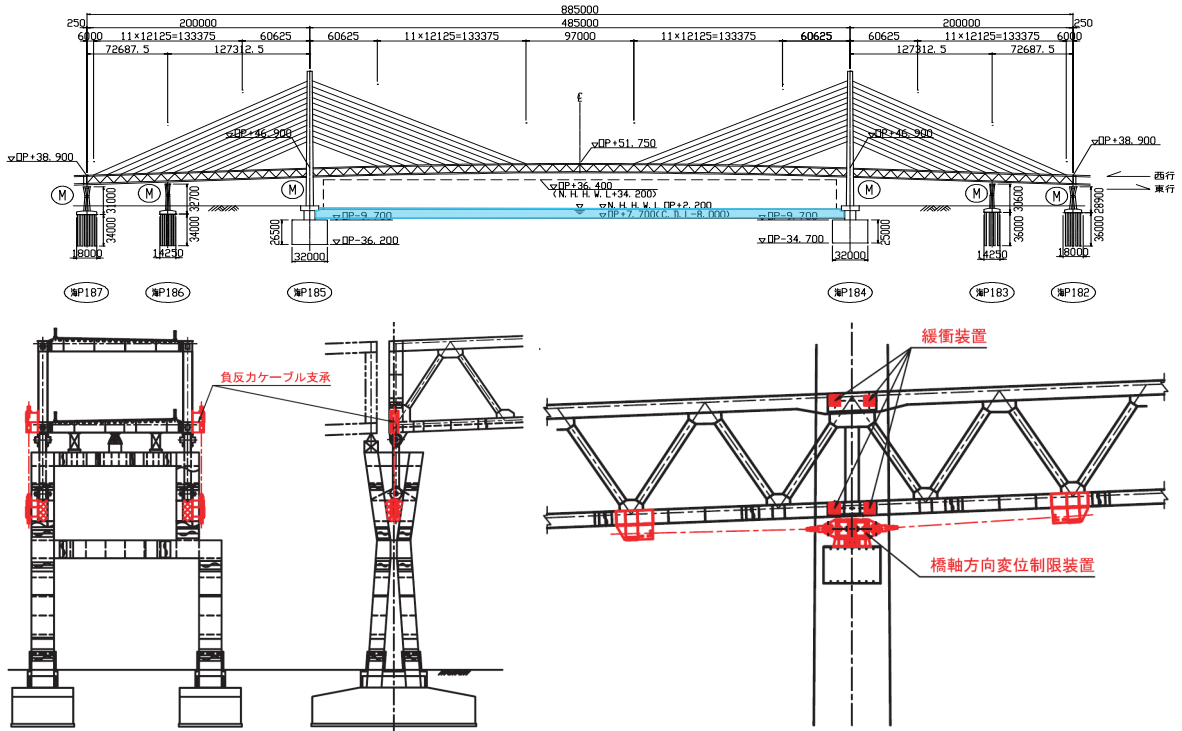
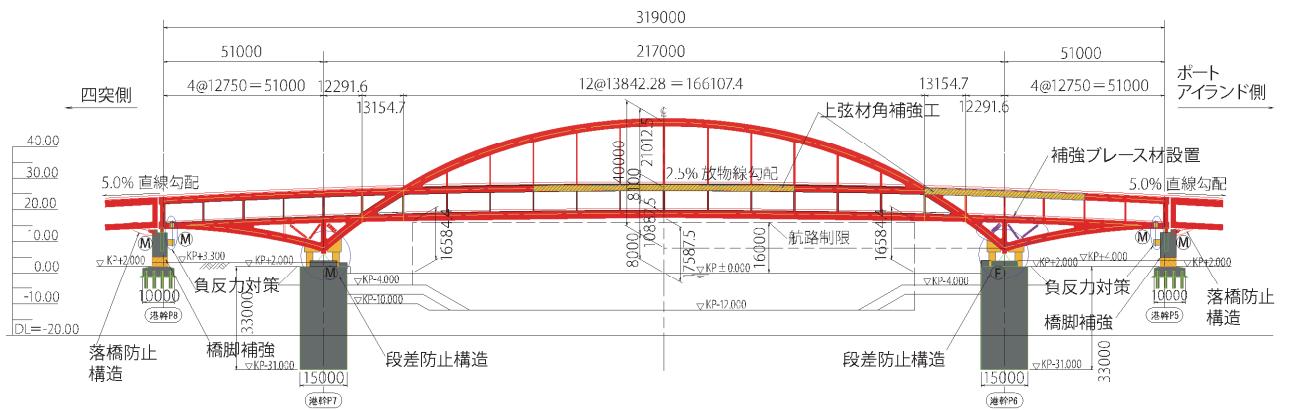
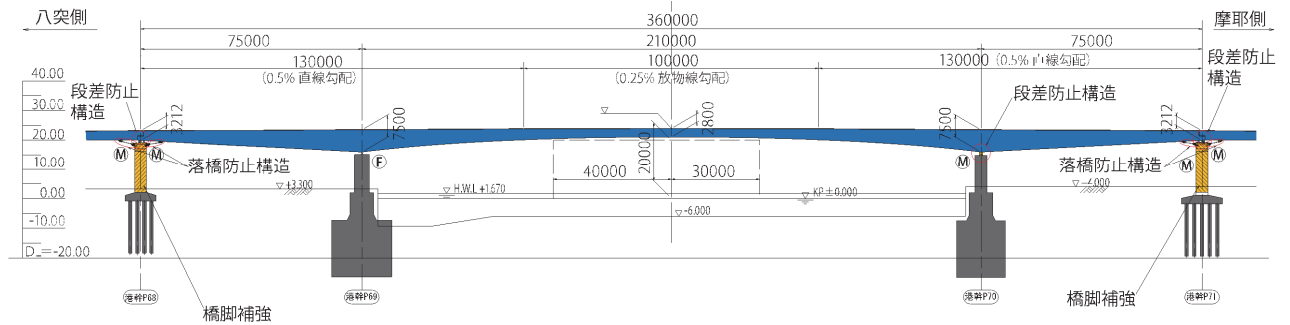


図1.3 東神戸大橋耐震補強図

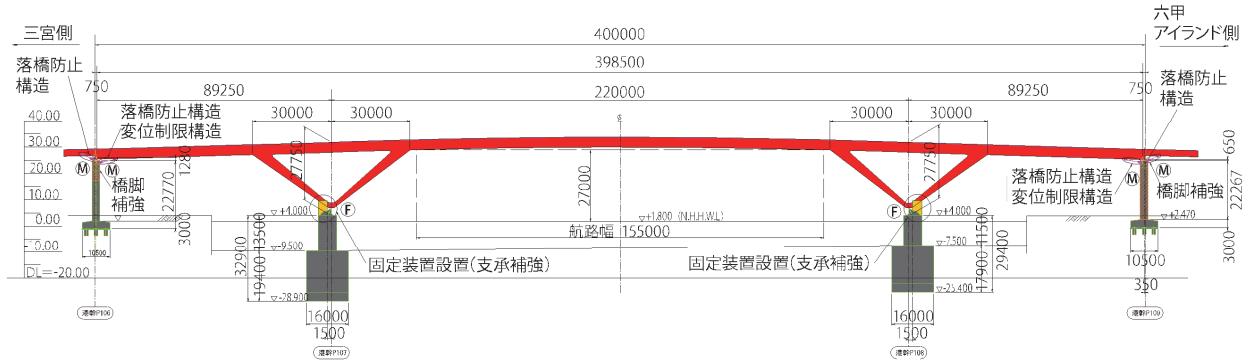


(a) 神戸大橋

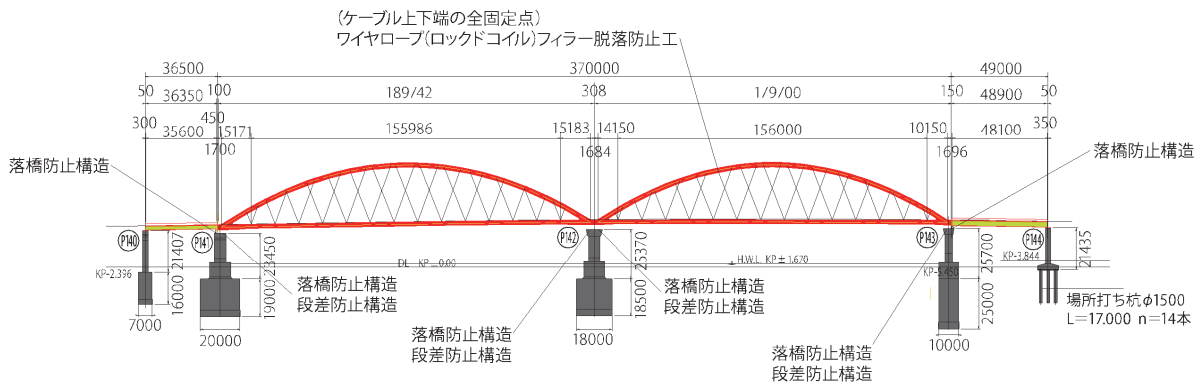


(b) 第二摩耶大橋

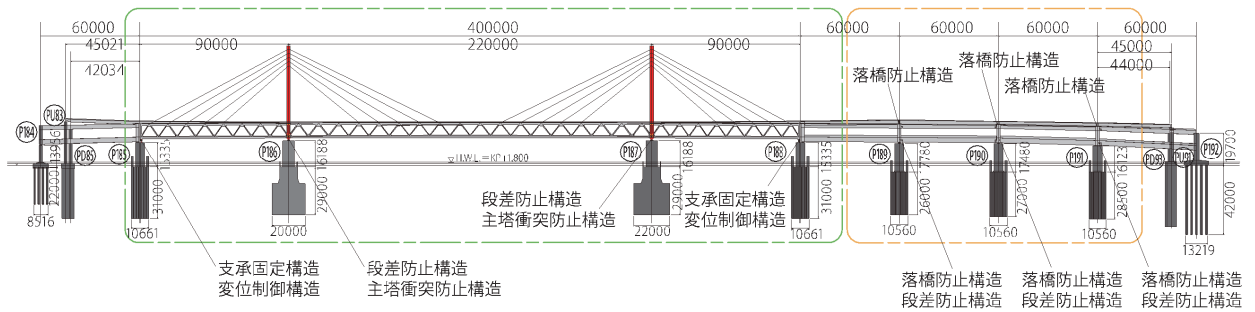
図 1.4(a) 神戸港港湾幹線道路ハーバーハイウェイ長大橋耐震補強図



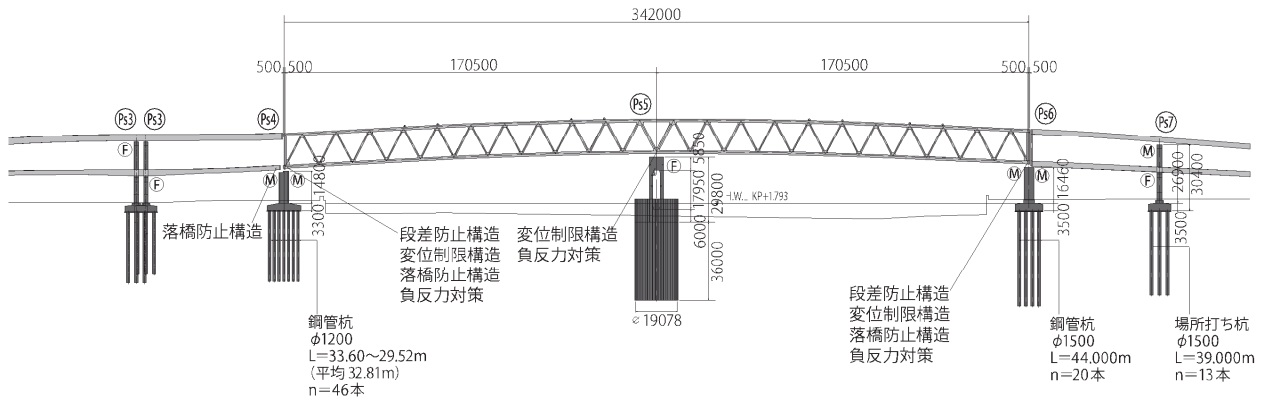
(c) 灘浜大橋



(d) 灘大橋



(e) 六甲大橋



(f) 住吉浜大橋

図 1.4 (b) 神戸港湾幹線道路ハーバーハイウェイ長大橋耐震補強図

1.3 研究目的

本研究では、既設長大橋の耐震補強における課題として下記の4項目を抽出した。本論文では、仮想的な既設長大橋に対してこれらの課題の解明により耐震性能評価を行うことを目的とする。

【課題①】既設長大橋の大規模地震時の安全性の把握

【課題②】既設長大橋の耐震性能評価法の高度化と、合理的な耐震補強対策

【課題③】既設長大橋の損傷制御設計の評価法

【課題④】既設長大橋を走行中のドライバーの安全性の把握

課題①について、現在の耐震補強設計では、特定の設計地震動に対してのみ耐震性能が確保されており、これを上回る大規模地震動の挙動が把握されていない。その地震動以外での耐震性能は不明確であることから、既設長大橋の大規模地震に対する構造物の安全性の確保が重要である。また、既往の論文では、特定の強度の地震動を用いて損傷過程と終局限界に対する安全余裕度の評価が行われているが、確立した手法は存在しない。

課題②について、長大橋は動的応答特性や損傷と部材挙動が複合的に干渉する複雑な地震応答特性を持つため、高度な地震時性能評価が必要である。また性能評価結果に基づく耐震補強において、耐力補強・じん性補強を用いると、構造体の剛性や重量が増大し、基礎を含む橋梁全体系に作用する地震力をかえって増大させるという動力的な不合理性が発生するため、合理的な補強方法が必要とされる。

課題③について、現在の既設長大橋の耐震設計では、レベル2地震動に相当する地震動に対して損傷を許容した設計が行われており、期待した部位が期待した順序で損傷を受けるという仮定についてはその根拠を明らかにするための検討が必要である。これらを行うためには、全体系の損傷過程および終局状態の把握が必要であり、こうした損傷が生じる部位や順序の予測や決定、およびその妥当性が課題であると考えられる。

課題④について、橋梁の構造安全性の確保だけでなく、橋梁を走行中のドライバーの安全性の確保も重要である。高速道路は計測震度が4.5以上（表面最大加速度80～250gal程度）で通行止めが実施されるが、これは構造物の被害面に着目して決定されており、走行安定性は考慮されていないと考えられる。地震時に高速道路を走行していた運転手のヒヤリングにより、地震の発生とともに車両が上下方向のバウンドを始め、跳ねているように感じてコントロール不能となったケースが確認されることと、長大橋は固有値解析より鉛直方向の応答が大きいことから、鉛直方向の加速度に着目し考察を行う。

したがって、本研究では、仮想的な既設長大橋を対象とする耐震性能評価の体系的な方法論として、後述する漸増動的解析(Incremental Dynamic Analysis, 以下IDA)の適用を提案する。入力波をよりきめ細かく漸増させて地震応答解析を行う方法論であり、損傷過程と終局状態に対する安全余裕度の評価をより包括的で合理的に拡張したものである。

1.4 本論文の構成

本論文は、既設長大橋の耐震補強における複数の課題を解決すべく、仮想的な既設長大橋に対して、漸増動的解析（IDA）を用いて、耐震性能評価に関する一連の研究成果を取りまとめたものである。

本論文は、以下に示す全7章から構成される。

第1章「序論」では、研究の背景と目的について述べ、わが国の耐震設計法の変遷、および長大橋の耐震性能評価に関する研究の実態を示している。

第2章「長大橋の漸増動的解析（IDA）」では、IDAの概要と適用例、およびIDAを適用する非線形時刻歴動的解析の解析手法について示すとともに、耐震性能評価の検討項目を述べている。

第3章「鋼斜張橋への適用」では、仮想的な鋼斜張橋にIDAを適用し耐震性能評価を行っている。対象橋梁において破断損傷する部材について、その部材が損傷する振幅倍率（入力地震波の決定のために基準地震波に乗じる値：0.25～2.0）を求め、当該振幅倍率以上の場合の動的解析では最初からその部材を削除した解析を行うことにより部材損傷後の挙動を把握する。また、従来の耐震性能評価で行われている地震動の1方向入力においてIDAを適用するだけでなく、2方向入力時にIDAを適用する。2方向入力は、標準波を2方向入力するケース（1方向45度入力）と、1方向入力の場合の応答の大きさと一致することを目的とする相補直交成分を使用したケースを実施する。さらに、地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、主桁の鉛直方向の最大加速度の時刻歴応答を確認している。

第4章「中路式鋼アーチ橋への適用」では、仮想的な中路式鋼アーチ橋に対してIDAを適用し、現況照査と耐震補強検討の耐震性能評価を示している。当て板補強前後での損傷順序と弱点部材の変化が確認でき、補強前後での得失を評価することが可能であることを示している。具体的には、設計年度が古く耐震性能に劣る中路式鋼アーチ橋に、橋軸方向および橋軸直角方向に地震波を入力した現況照査において、固定支承付近のアーチリブ、上弦材、下弦材に著しい塑性化が発生することを示している。固定支承と接続されるアーチリブはひずみが最も大きいことから、当て板による補強検討をおこなった結果、当て板補強部位のひずみは改善されるが、未補強部に応力集中が発生し、支承水平力が増加するなど損傷と部材挙動が複合的に干渉することが示している。地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、上弦材の鉛直方向の最大加速度の最大加速度分布について確認している。

第5章「上路式鋼トラス橋への適用」では、仮想的な3径間連続上路式鋼トラス橋に対してIDAを適用し、現況照査と既設支承を免震支承への取替える補強ケースの耐震性能評価を示している。具体的には、橋軸方向に地震波を入力した現況照査において、重要部材である主構（上弦材、下弦材、垂直材、斜材）が固定支承近傍において局所的に著しい塑性化が生じることを示している。1点固定構造の既設支承を、多点支持構造の免震支承に取替える検討を行った結果、振幅倍率2.0においても主構は全く塑性化が発生せず、目標とした耐震性能を満足することを示している。地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、上弦材の鉛直方向の最大加速度の最大加速度分布について確認している。

第6章「鋼Vレグラーメン橋への適用」では、仮想的な鋼Vレグラーメン橋に対して道路橋示方書標準波3波、サイト波3波を用いてIDAを行い、IDA曲線および損傷順序がどの程度変化するか評価している。本ケースにおいては、入力波形による限界状態を超過する振幅倍率のばらつきは小さく、損傷順序を求める上では許容できる程度であることを示している。

第7章「結論」では、本研究によって得られた研究成果を取りまとめるとともに、今後の課題について述べる。

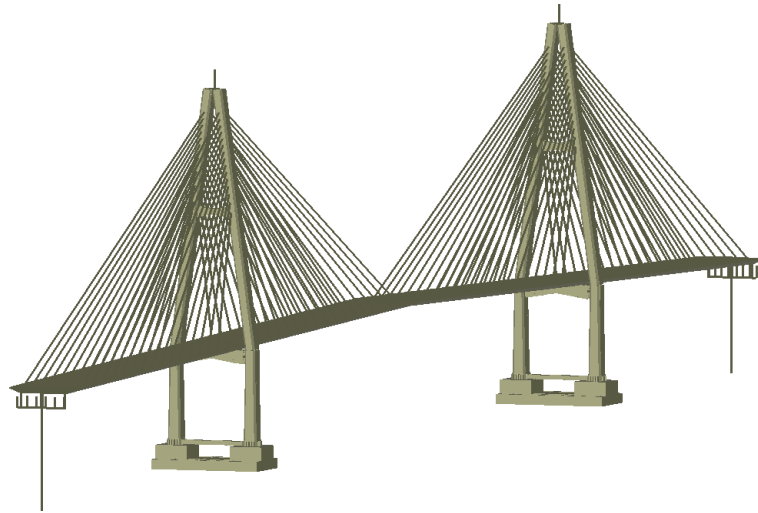


図 1.5 鋼斜張橋

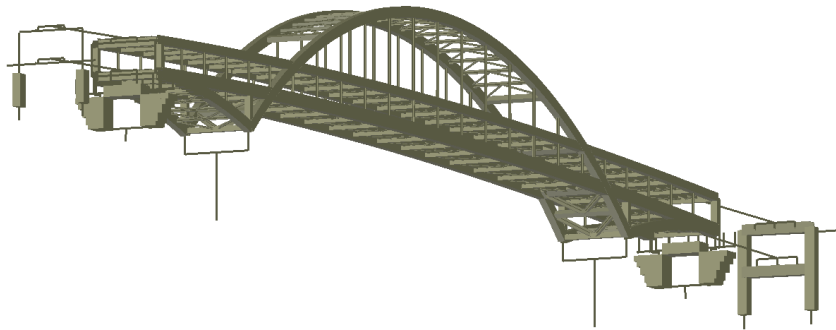


図 1.6 中路式鋼アーチ橋

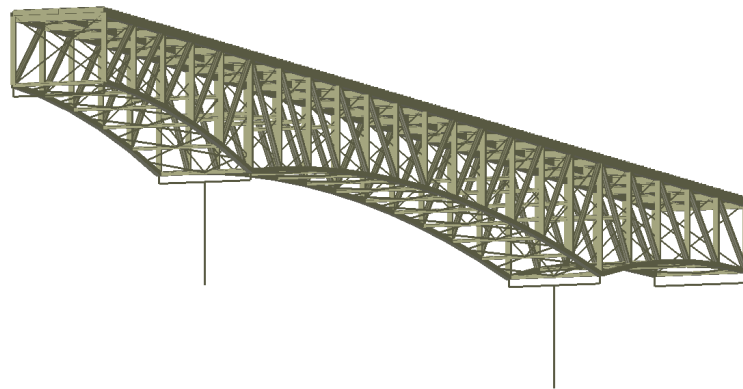


図 1.7 上路式鋼トラス橋

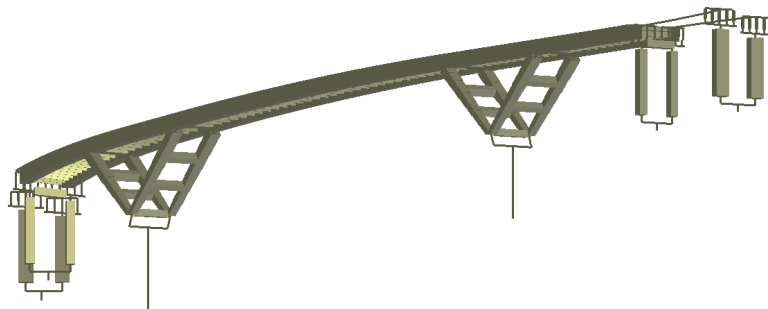


図 1.8 鋼Vレッグラーマン橋

参考文献

- 1-1) 藤原 稔:道路橋技術基準の変遷－既設橋保全のための歴代技術基準ガイドー, 技報堂出版, 2009.4.
- 1-2) 内務省:道路構造に関する細則, 1926.
- 1-3) 内務省:鋼道路橋設計示方書案, 1939.9.
- 1-4) 日本道路協会:鋼道路橋設計示方書, 1956.5
- 1-5) 日本道路協会:鋼道路橋設計示方書, 1964.6
- 1-6) 日本道路協会:道路橋耐震設計指針, 1971.1.
- 1-7) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1980.5.
- 1-8) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1990.2.
- 1-9) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12.
- 1-10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002.3.
- 1-11) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012.3.
- 1-12) 日本道路協会:「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995.6.
- 1-13) 国土交通省:緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム, 2005.6.
- 1-14) 神戸市港湾整備局:神戸港港湾施設復旧誌, 1998.3.
- 1-15) 土木研究センター:落橋防止構造設計ガイドライン(案), 2005.7.
- 1-16) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.9.
- 1-17) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明:首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集, Vol.801, I-73, pp.1-20, 2005.
- 1-18) 和崎宏一, 柳野和也, 廣住敦士, 野中哲也:長大斜張橋の想定大規模地震時の非線形挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.388-397, 2007.3
- 1-19) 遠藤和男, 福永勲, 家村浩和, 八田政仁, 野中哲也:大規模地震時における長大吊橋の終局限界状態に関する解析的研究, Vol.55A, pp.550-563, 2009.
- 1-20) 角和夫, 永沢光弥, 曾我恭匡, 木田秀人:オールフリー形式長大斜張橋の耐震補強, 橋梁と基礎, Vol44, pp.27-32, 2010.
- 1-21) 渋谷光宣, 田崎賢治, 美濃智広, 木田秀人:耐震性能グレードを考慮したハーバーハイウェイ長大橋部の耐震補強事業, 橋梁&都市 PROJECT, Vol.46th, pp.52-59,2010.11.
- 1-22) 山之内宏安, 山崎文雄:運転シミュレータを用いた地震時の走行安定性に関する検討, 第25回地震工学研究発表会論文集, pp.1049-1052, 1999.7.
- 1-23) 川島一彦:兵庫県南部地震で倒壊したピルツ橋は余震で倒壊したのか?, 土木学会第58回年次学術講演会, pp.107-108, 2003.9.

第2章 長大橋の漸増動的解析 (IDA)

2.1 概説

漸増動的解析 (Incremental Dynamic Analysis, 以下 IDA) は、基準となる入力地震波に振幅倍率 (Scale Factor) を乗じることで強度を調整した入力を用いて、入力地震波の振幅を徐々に増加させながら非線形時刻歴動的解析を繰り返し行った結果に基づき、構造物の耐震性能を評価する手法である。

2.2 節では、IDA の概要と適用例を示す。2.3 節では、IDA を適用する非線形時刻歴動的解析の解析手法について示す。2.4 節では、耐震性能評価の検討項目を述べる。2.5 節では、橋軸方向、橋軸直角方向 2 方向入力時の IDA 解析について、単柱形式の鋼製円形橋脚に適用した事例を述べる。

2.2 漸増動的解析

漸増動的解析 (Incremental Dynamic Analysis, 以下 IDA) は、基準となる入力地震波に振幅倍率 (Scale Factor) を乗じることで強度を調整した入力を用いて、入力地震波の振幅を徐々に増加させながら非線形時刻歴動的解析を繰り返し行った結果に基づき、構造物の耐震性能を評価する手法である。各々の振幅倍率と、対応する最大応答値の関係をまとめることで得られる IDA 曲線を基に構造物の耐震性能を検討する。

橋梁全体系の耐震性能を把握することを目的として、実大規模の模型を使用した振動台実験などにより検証する方法が実施されている²⁻¹⁾。地震動は、各限界状態 (ひび割れ、使用、修復、終局など) に対応する入力レベルを設定し、徐々に大きな入力とすることが多く、損傷の蓄積による劣化が応答に影響を及ぼすことが懸念される。IDA 解析は累積損傷を考慮する必要がなく、橋梁全体系の損傷過程および終局状態などの耐震性能を把握するのに適していると考えられる。

Vamvatsikos ら²⁻²⁾は、漸増動的解析 (IDA) の概要と適用手法を示した。鋼剛接骨組を対象とした IDA 解析の例に基づき、弾性挙動から終局に至るまでの IDA 曲線の形状および、終局などの限界状態が定義されることを示している。さらに、多数の入力波を用いた場合の IDA 曲線の組を中央値を用いて総括する手法や地震動強度と最大応答値を定式化する手法を提案している。

Mander ら²⁻³⁾は、高速道路橋を対象とした IDA 解析とリスク分析への適用を行った。地震動の再現期間と構造物の応答を直接関連付けるため、多数の入力波で IDA 解析を行い、各パーセントタイルに相当する IDA 曲線を得た後、PGA と地震動の再現期間の関係を使用することで、地震動の再現期間と構造物の応答を直接的に関連付ける方法を述べている。想定する再現周期の地震動で限界状態を超過する IDA 曲線のパーセントタイルを求めることで、限界状態を超過しない確率としてリスク分析を行うことができる。

中澤ら²⁻⁴⁾は、免震構造の設計で考慮する地震動を上回る強度の地震動に対する耐震安全性を IDA 解析を用いて確率論的に評価した。耐震余裕度を 50 パーセントタイルの IDA 曲線が終局限界に達したときの地震動倍率と定義して分析する手法が述べられている。

Filipov ら²⁻⁵⁾は、IDA 解析に基づきイリノイ州の準免震橋 (支承がフューズ機能を有する橋梁) の耐震性能評価を行った。多数の入力波に対して橋脚と橋台に関する IDA 曲線が作成され、限界状態を超過する振幅倍率による損傷順序の評価を行っている。

以上の既往の研究では、IDA 解析はリスクアセスメントと、損傷過程や終局安全性の評価の 2 つの側

面より適用が検討されてきた。本論文では後者に着目し，Filipov らの損傷順序の整理手法の考え方を組み合わせた IDA 解析により，大規模鋼橋の損傷順序や弱点部材の評価を行うことで，耐震性能評価を行う手法を検討する。

以下に IDA の手順を示し，図 2.1 に概念図を示す。

- (1) 対象構造物に応じて基準地震波を選択する。
- (2) 選択した基準地震波に振幅倍率（図 2.1 では，0.5，1.0，1.5）を乗じ，大小様々の強度の入力地震波を作成する。
- (3) 横軸に着目する最大応答値を表す指標，縦軸を振幅倍率の値としたグラフとして IDA 曲線を得る。
- (4) 構造物の限界状態を設定し，着目する最大応答値が初めに限界状態を上回る振幅倍率の値を求める。
- (5) 対象とするすべての部位あるいは応答値に対して同様に限界状態に対応する振幅倍率を求め整理することで，損傷順序や弱点となる部位を評価する。

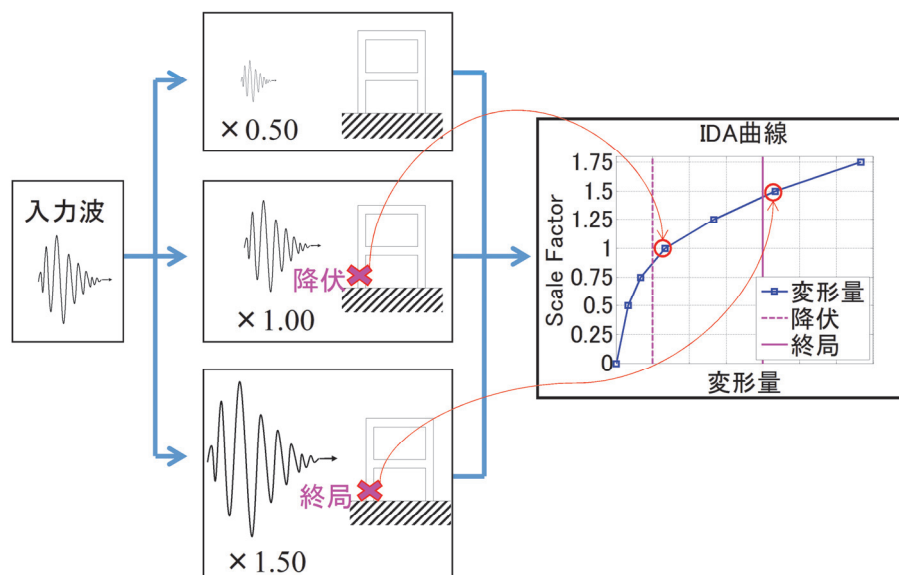


図 2.1 漸増動的解析 (Incremental Dynamic Analysis)

2.3 非線形時刻歴応答解析の解析手法

2.3.1 入力地震動

入力地震動は道路橋示方書・同解説V耐震設計編，7.2にある加速度波形を用いた．表2.1に基本条件，図2.2に入力地震波形，図2.3に絶対加速度応答スペクトルを示す．地盤はⅠ種地盤およびⅢ種地盤を想定しており基本的に1波選択した．

IDA解析では入力波間で応答のばらつきが生じる．応答値のばらつきは，既往の研究では10から40波程度が入力波が選択され^{2-2), 2-3), 2-4), 2-5)}，IDA解析の結果の統計的な値を用いる方法が用いられる．一方，本論文は入力波間の応答のばらつきの問題ではなく，構造物の損傷順序を考慮した耐震性能評価法の提案が目的であるため，入力波1波を入力して提案手法の適用例を示す．なお，波形による応答スペクトルのばらつきの影響を除いた分析のために，道路橋示方書V²⁻⁵⁾標準波を複数用いることが考えられる．位相特性によるばらつきに対しては，標準波3波の入力の結果の平均値で評価する方法を用いることで，道路橋示方書Vと同水準での評価が可能であると考えられる．入力波による結果のばらつきについては，6章にて考察する．

IDA解析に用いる入力地震動の組を作成するため，選択した入力波を振幅倍率SFで定数倍する．ここで，ある地震動を各々の振幅倍率で定数倍した地震動の組を入力地震動の組と定義する．既往の論文では地震動の大きさを表す指標として，最大加速度や構造物の1次固有周期での弾性加速度応答値が用いられる．一方，本論文では損傷が生じる地震動の大きさと設計スペクトルの比較を容易にするため，地震動の大きさを表す指標として振幅倍率SFを用いる．SFは損傷順序が評価できる程度の間隔で複数の値を設定することとし，0.25，0.50，0.75，1.00，1.25，1.50，1.75，2.0の8種類を用いる²⁻⁵⁾．

SF=0.25では，入力波の最大加速度応答値がⅢ種地盤の場合，レベル1地震動とほぼ同じ300～375galとなる．SF=2.0では，最大加速度応答値が2,400～3,000gal，最大加速度が1,012～1,182galとなる．適用範囲は再現期間が20～500年程度の範囲であるが，式(2.1)を用いて再現期間を概算すると2,014～2,685年となり，まれに発生する大地震に相当するものと解釈できる^{2-4), 2-7)}．なお，式(2.1)は統計年間400年の地震資料を用いて，地震動の最大加速度の年最大値の確率分布に基づき定められたものである²⁻⁷⁾．

$$PGA = \left(\frac{T}{100} \right)^{0.54} A_0 \quad (2.1)$$

ここに，

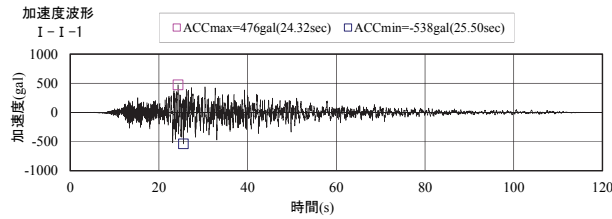
PGA : 最大加速度 (gal)

T : 再現期間 (年)

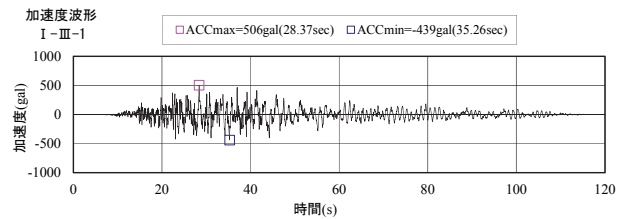
A_0 : 基本最大加速度で関東，近畿は200gal

表 2.1 基本条件

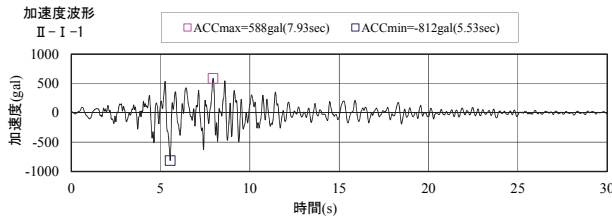
地盤種別と 入力地震動	Ⅲ種地盤	鋼斜張橋【3章】	I-Ⅲ-1	Ⅱ-Ⅲ-1
		鋼アーチ橋【4章】	—	Ⅱ-Ⅲ-3
		鋼Vレグラーメン橋【6章】	—	Ⅱ-Ⅲ-1, Ⅱ-Ⅲ-2, Ⅱ-Ⅲ-3
	Ⅰ種地盤	上路式鋼トラス橋【5章】	I-I-1	Ⅱ-I-1
重要度区分	B種の橋			
地域区分	A2地域 ($c_z=1.0$, $c_{1z}=1.0$, $c_{2z}=1.0$)			



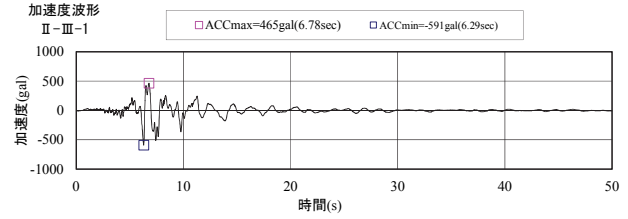
(a)タイプ I - I 種地盤-1



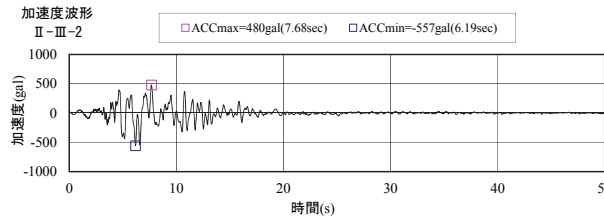
(b)タイプ I - III種地盤-1



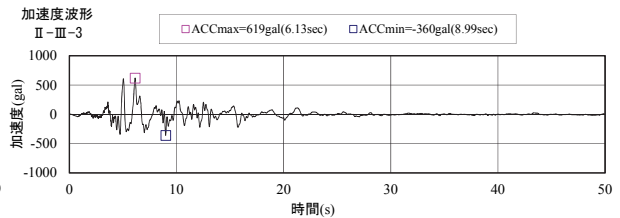
(c)タイプ II - I 種地盤-1



(d)タイプ II - III種地盤-1

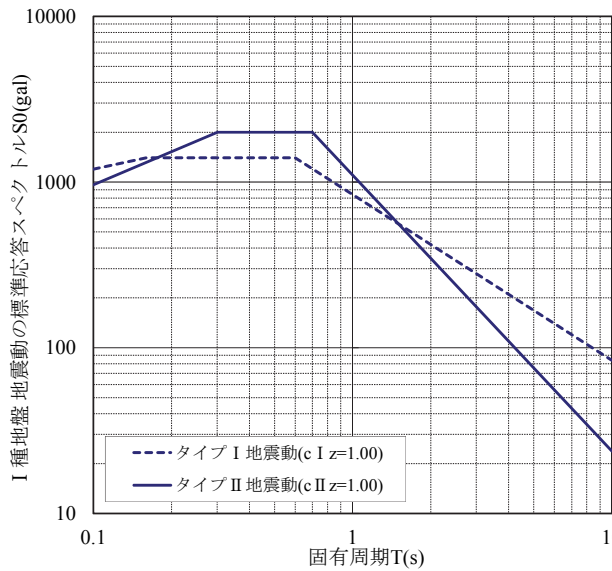


(e)タイプ II - III種地盤-2

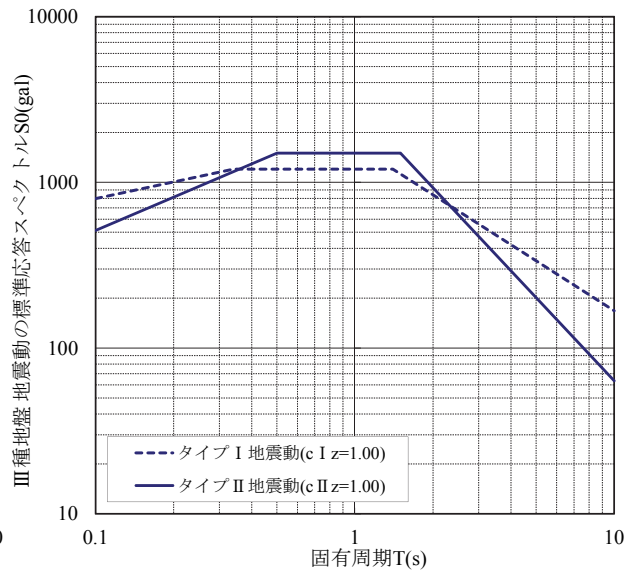


(f)タイプ II - III種地盤-3

図 2.2 動的解析に用いるレベル 2 地震動の加速度波形



(a) I 種地盤



(b) III 種地盤

図 2.3 絶対加速度応答スペクトル (減衰 5%)

2.3.2 解析手法

本論文で対象とする既設長大橋は、細長部材からなる骨組み構造を対象であり、部材の全体座屈である長柱の座屈（部材座屈）を考慮する必要がある、動的解析は以下の手法により実施する。

①材料非線形・幾何学的非線形を同時に考慮する複合非線形時刻歴応答解析を適用する。

②軸力変動と2軸曲げの影響が考慮可能である

解析ソフトと解析手法を表 2.2 に示す。

表 2.2 解析ソフトと解析手法

ソフト名	SeanFEM ver1.2.2 (株)耐震解析研究所
要素	FEM 梁要素(チェモシエンコ梁理論)
材料非線形性	ファイバーモデル
幾何学的非線形	有限変位・微小ひずみ・有限回転
時間積分法	直接積分法(ニューマーク β 法)
時間増分	0.01sec
減衰	部材減衰（剛性比例型） Reyleigh 型減衰
反復計算	Newton-Raphson 法
固有値計算	Subspace 法

2.4 耐震性能の照査方法

耐震性能水準は、表 2.3 に示す耐震性能 1～耐震性能 4 の 4 種類とする^{2-8), 2-9)}。耐震性能評価は、構造部位ごとに限界状態を明確化した上で、安全性や修復性を考慮して部材健全度が定められる。表 2.4 に設計対象構造に許容される損傷度に応じて定めた部材健全度を示す。

表 2.5 に構造全体の耐震性能 1～4 を確保するために、設計対象構造が保有すべき部材健全度の例を示す。本論文では表 2.5 を参照しながら、設計対象構造毎に部材健全度を決定した (3.3 節, 4.3 節, 5.3 節)。

表 2.6 にひずみ照査法による部材健全度の照査法を示し、図 2.4 に一般の鋼構造物の水平荷重—水平変位曲線の包絡線を基にした部材健全度の 1～4 のイメージを示す。

表 2.3 レベル 2 地震動に対する耐震性能水準

耐震性能水準		耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4
性能項目 1 (終局限界状態)		構造安全性			
		安全			
性能項目 2 (損傷限界状態)		地震後の修復性			
		無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
損傷度 の内容	機能保持性	常時機能保持 (目視点検後、 即通行可能)	一部分機能限定 (主構造部材の損 傷軽微、保守し ながら普通車両 が通行可能)	大部分機能限定 (主構造部材にも損 傷、荷重制限があ り、緊急車両のみ通 行可能)	機能喪失 (普通車両通行不可 能で、緊急車両通行も制 限される)
	復旧性	補修・補強 不要	復旧が短時間で 可能(補修のみで 復旧可)	復旧に長期間が必要 (復旧のためには補 強を必要とする)	復旧が不可能 (撤去・再構築が必 要、またはそれと同程 度の復旧期間が必要)

表 2.4 部材健全度と許容される損傷内容

設計対象構造の 限界状態	損傷限界			終局限界
部品健全度	部材健全度 1	部材健全度 2	部材健全度 3	部材健全度 4
許容損傷度	無損傷 (弾性的挙動/ 補修不要)	軽微な損傷 (耐力・変形性能 とも十分/軽微な 補修)	限定的な損傷 (耐力・変形性能 とも余裕がある/ 補修/補強により 再使用可能)	大きな損傷 (耐力・変形性能 の限界/取替えが 必要)

表 2.5 構造全体の耐震性能を確保するための設計対象構造の部材健全度の例

耐震性能		耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4
想定地震動		レベル 1	レベル 2		
下部構造	鋼製橋脚	部材健全度 1	部材健全度 2	部材健全度 3	部材健全度 4
上部構造	桁橋・ラーメン橋		部材健全度 1	部材健全度 2	
	アーチ橋	アーチリブ・補剛桁・支柱			
	斜張橋 吊橋	主塔・補剛桁 ケーブル	部材健全度 1		
制振ダンパー・2次部材		部材健全度 1	部材健全度 4		
橋脚アンカー部・基礎・落橋防止システム		部材健全度 1	部材健全度 2		
支承（鋼製，ゴム）		部材健全度 1	部材健全度 2	部材健全度 4	
伸縮装置		部材健全度 1	(レベル 2 地震動に対しては照査を行わない)		

表 2.6 設計対象構造の健全度照査法の例（下部構造，上部構造，制振ダンパー）

部材健全度			部材健全度 1	部材健全度 2	部材健全度 3	部材健全度 4
ひずみ照査法	構造安全性 (終局限界)	変形性能	$\epsilon_{\max} \leq 0.05$ (鋼断面引張ひずみ)			
	修復性 (損傷限界)	機能保持性・復旧性	鋼	$\epsilon_{\max} \leq \epsilon_y$	$\epsilon_{\max} \leq 2.0 \epsilon_y$	$\epsilon_{\max} \leq 8.4 \epsilon_y$
健全度のイメージ (図 2.4)			①	②	③	④

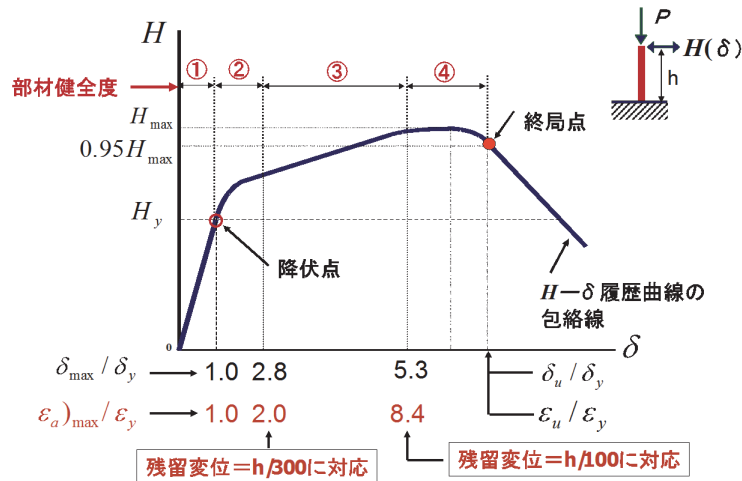


図 2.4 部材健全度 1~4 のイメージ

2.5 標準波—相補直交成分波の組合せによる2方向入力地震動

動的解析に使用する地震動は、一般には橋軸方向及び橋軸直角方向に別々に入力すればよいとされており、2方向の慣性力が同時に最大値をとる可能性が低いとされている²⁻¹⁰⁾。しかしながら、長大橋の耐震性能を把握する場合、レベル2地震時の弾塑性挙動や幾何学的非線形性を含めた複合非線形性と合わせて考えると、3次元性を持つ実際の地震動に対する応答が適切に評価されていない可能性がある。そこで、2.5節では、橋軸方向、橋軸直角方向2方向入力時のIDA解析について、3ケースの入力地震動を用いて、構造的に単純な単柱形式の鋼製円形橋脚に適用した事例を述べる。入力地震波は、レベル2の入力地震動（標準波）のスペクトルに適合し、2方向入力としての特性が明確な波形を用いることが望ましいと考えられる。ここでは、標準波にヒルベルト変換を適用した相補直交成分波²⁻¹¹⁾を算出し、標準波および相補直交成分波を2方向入力地震動の2成分として用いる手法を採用した。

2.5.1 入力地震動

図2.5～2.7に2方向入力地震動の2成分とする標準波および相補直交成分波を示す。この方法は、固有周期に関わらず2方向弾性応答の大きさが1方向入力の場合の応答の大きさと一致するような2方向入力は、図2.8～2.10に示す加速度軌跡が円運動の性質を持つ、という仮説に基づき導かれるものである²⁻¹¹⁾。相補2方向の成分は、各々の直交成分が標準波のスペクトルに適合し、かつ2方向入力地震動の2方向応答倍率が周期に関わらず一定値1である。なお、比較として、2.3節で述べた入力地震動を用いた標準波を1方向入力した結果および2方向に同時に入力した結果（1方向45度入力）も合わせて述べる。後者の方法は、 $\sqrt{2}$ 倍の大きさに振幅を拡大して45度方向に1方向に入力した場合と等価であり、例えば、超高層建築物では当該地震動に直交する方向の水平動の影響等を適切に考慮することとされており²⁻¹²⁾、1方向の入力地震動を $1/\sqrt{2}$ した波を水平2方向に入力した設計事例が示されている²⁻¹³⁾。

対象橋梁の各部位に対するIDA曲線を描き、損傷が生じる振幅倍率の値を評価する。

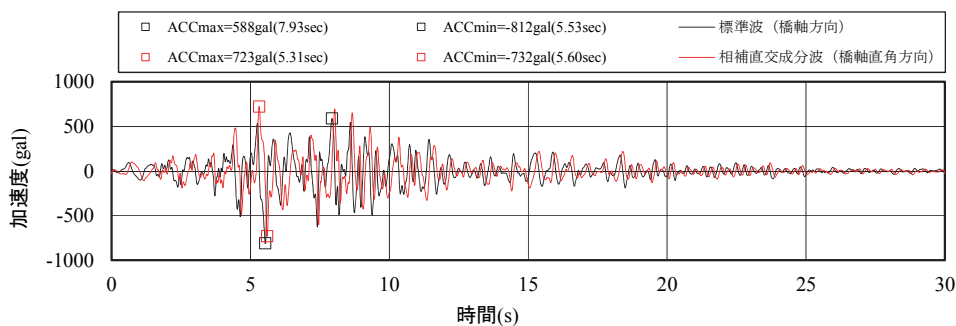


図 2.5 動的解析に用いるレベル2地震動Ⅱ-I-1の加速度波形（標準波—相補直交成分2方向入力）

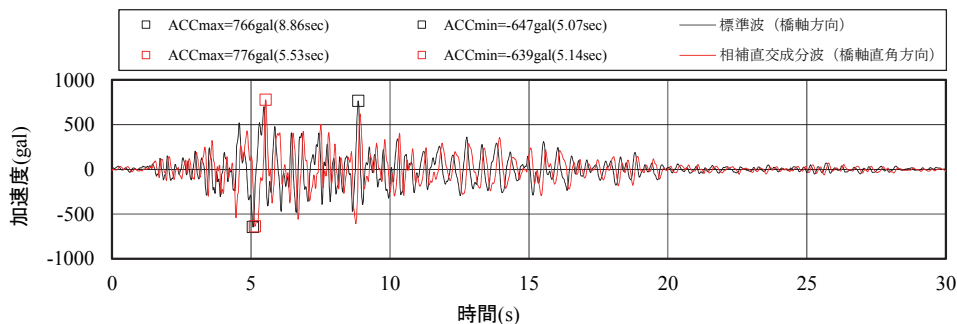


図 2.6 動的解析に用いるレベル2地震動Ⅱ-I-2の加速度波形（標準波—相補直交成分2方向入力）

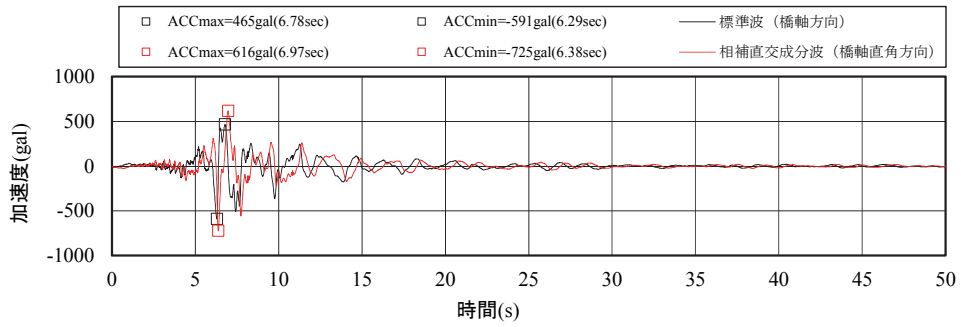


図 2.7 動的解析に用いるレベル 2 地震動 II-III-1 の加速度波形 (標準波—相補直交成分 2 方向入力)

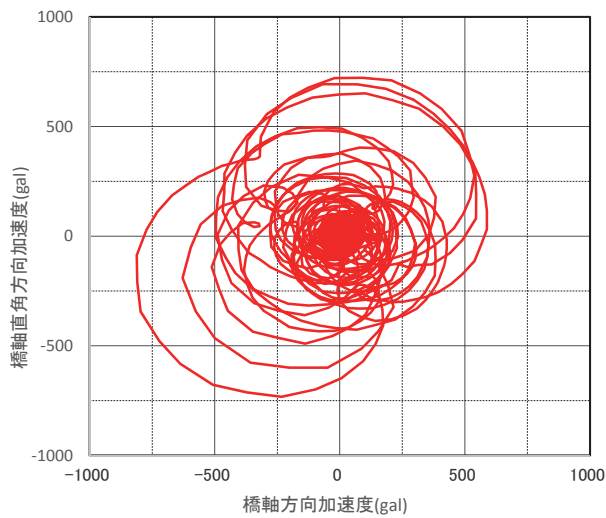


図 2.8 標準波 II-I-1 より作成した加速度軌跡

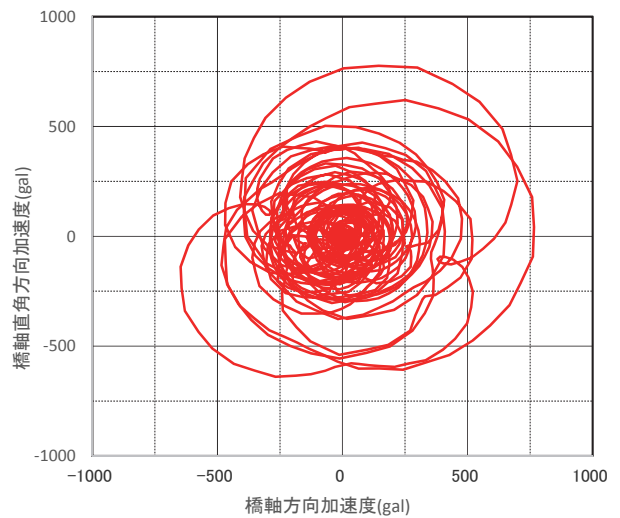


図 2.9 標準波 II-I-2 より作成した加速度軌跡

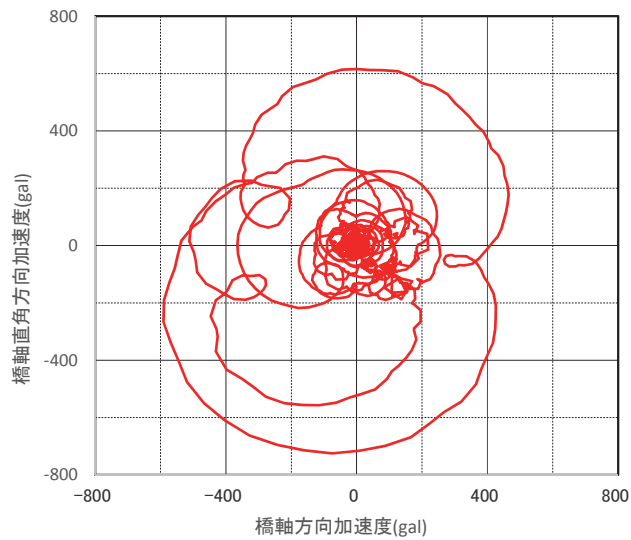


図 2.10 標準波 II-III-1 より作成した加速度軌跡

2.5.2 鋼製円形橋脚の解析

図 2.11 に解析モデル、表 2.7 に解析条件を示す。高さ 3303mm、直径 750mm、板厚 16mm とし、径厚比パラメータ、細長比パラメータ、軸力比より変形能が確保できる断面形状とした。軸力は 1820kN を橋脚天端に作用させ、2.5.1 節に示す入力地震波 3 波を、標準波 1 方向（1 方向）、標準波 2 方向（1 方向 45 度）、標準波一相補直交成分波 2 方向（相補 2 方向）に入力した。各地震波は、振幅倍率 1.0 で橋脚基部が塑性化する程度に最大加速度を調整した。橋脚天端に質量 1820kN を定義して静的解析を行い、その結果を固有値解析および動的解析に使用した。

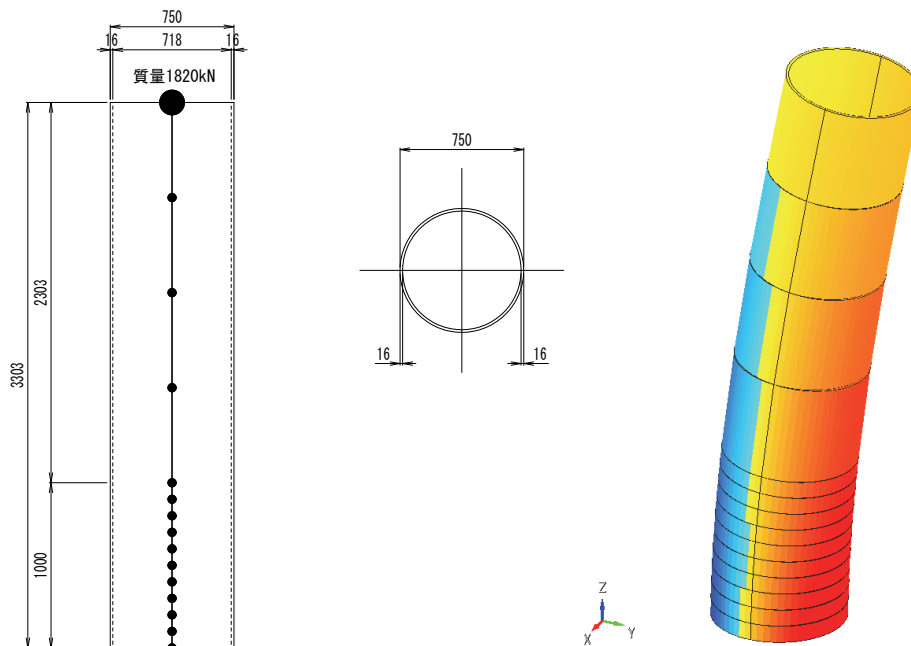


図 2.11 解析モデル

表 2.7 解析対象パラメータ

断面形状 (mm)	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	橋脚高 (mm)	細長比 パラメータ	径厚比 パラメータ	軸力 (kN)	軸力比
Φ750	16	367.4	3303	0.347	0.071	1820	0.134

次頁以降に解析結果を示す。1 方向と相補 2 方向の最大ひずみは、入力地震波 3 波とも橋脚基部が塑性化する振幅倍率 1.0 までは等しい値を示す。塑性化が進行すると、圧縮側では相補 2 方向は 1 方向より大きなひずみ値を示す。引張側では反対に相補 2 方向のほうがやや小さいひずみ値を示す。塑性化が進行し発生する残留ひずみの分布が異なる影響が考えられる。1 方向 45 度の最大ひずみは、振幅が $\sqrt{2}$ 倍の大きさであることから、1 方向および相補 2 方向の $\sqrt{2}$ 倍程度の値を示す。ここで地震波 II-I-2 のみ他の 2 波と異なり、塑性化が進行してもひずみが増加する割合が小さくなる。

以上のことから、標準波一相補直交成分波の組合せによる相補 2 方向入力地震動を使用した場合、1 方向入力時と比較して、橋脚基部の最大ひずみと橋脚天端の最大変位は弾性範囲ではよく一致する。相補 2 方向入力は、2 次元的な地震時の挙動を示しており、合理的であると考えられる。

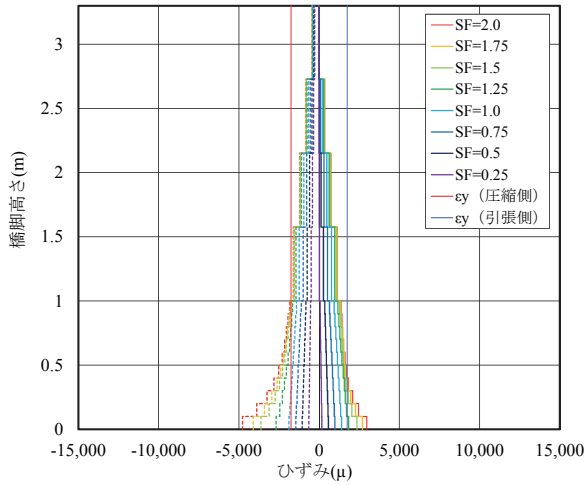


図 2.12 最大ひずみ分布 (1方向, II-I-1)

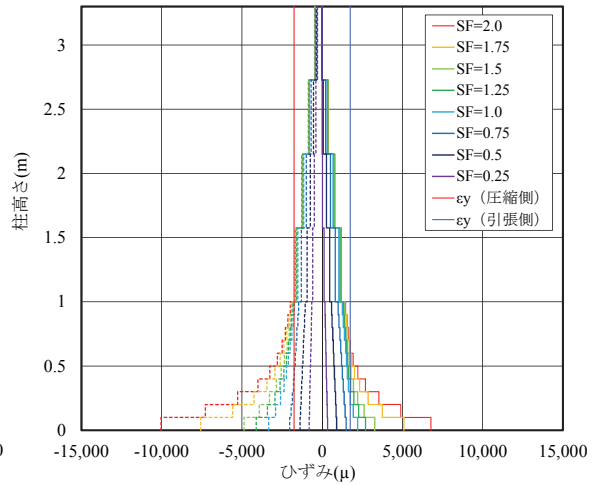


図 2.13 最大ひずみ分布 (1方向45度, II-I-1)

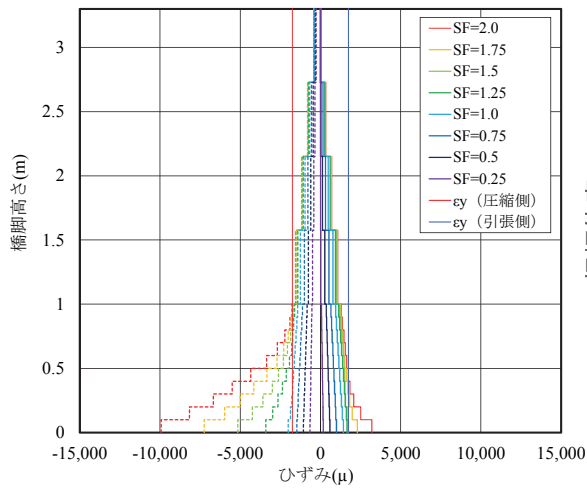


図 2.14 最大ひずみ分布 (相補2方向, II-I-1)

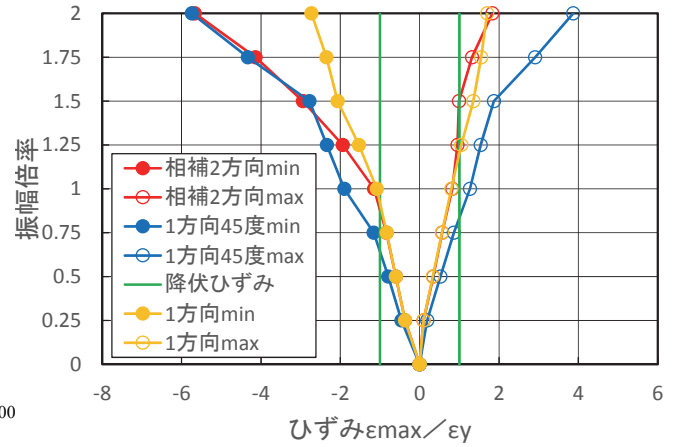


図 2.15 最大ひずみの IDA 曲線 (II-I-1)

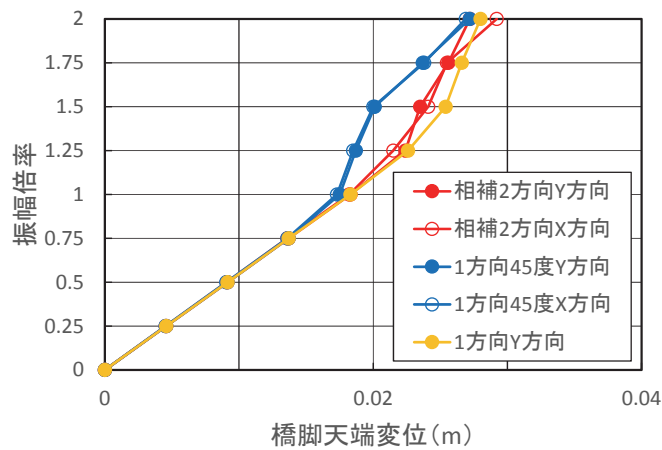


図 2.16 橋脚天端の最大変位の IDA 曲線 (II-I-1)

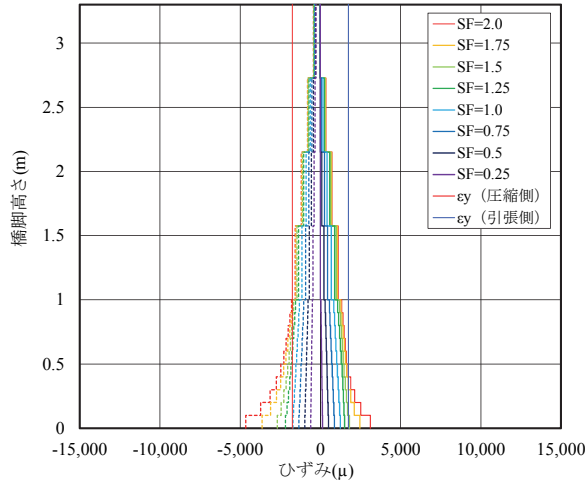


図 2.17 最大ひずみ分布 (1 方向, II-I-2)

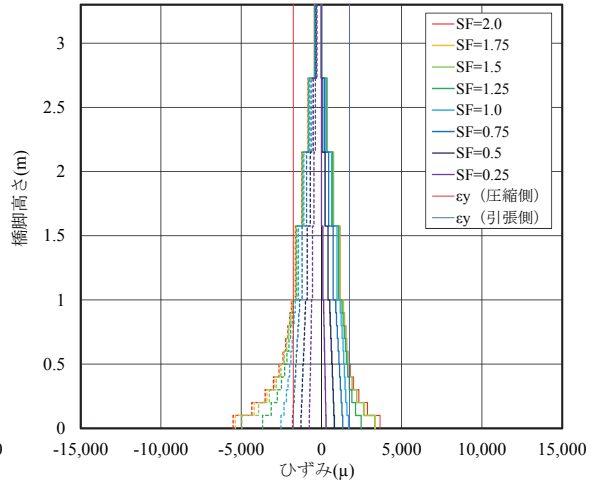


図 2.18 最大ひずみ分布 (1 方向 45 度, II-I-2)

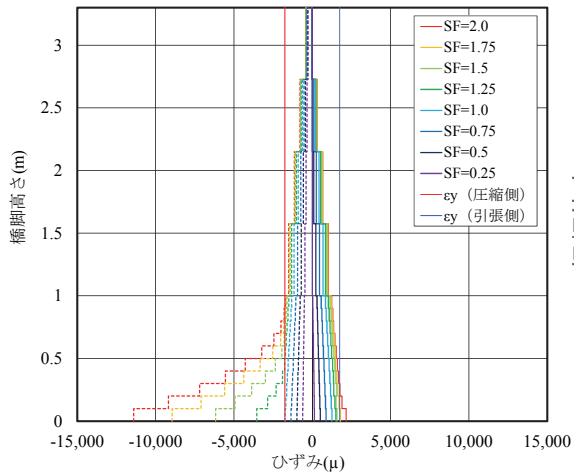


図 2.19 最大ひずみ分布 (相補 2 方向, II-I-2)

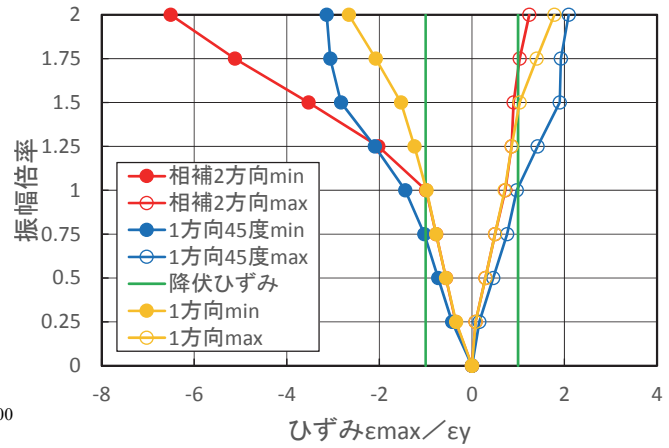


図 2.20 最大ひずみの IDA 曲線 (II-I-2)

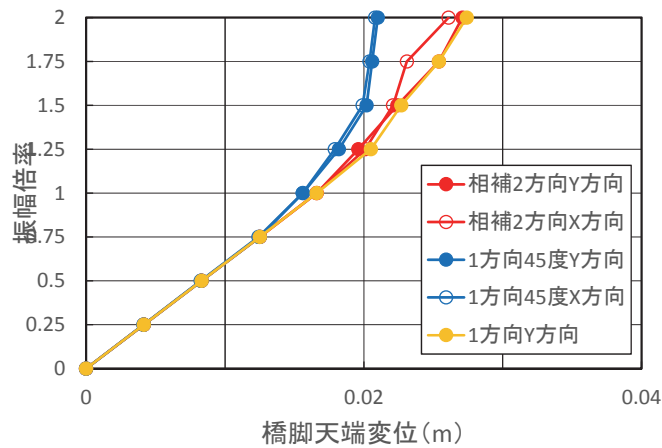


図 2.21 橋脚天端の最大変位の IDA 曲線 (II-I-2)

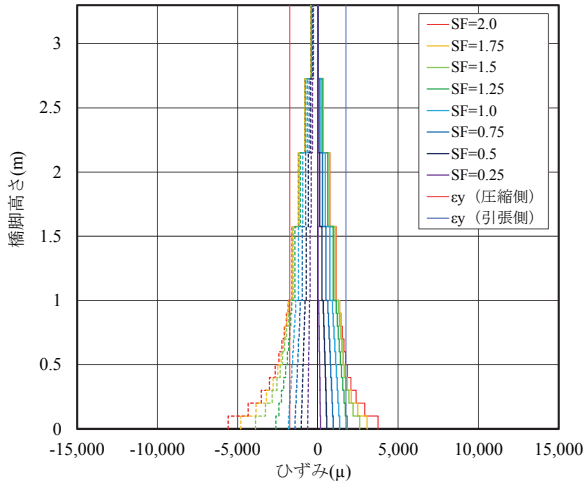


図 2.22 最大ひずみ分布 (1 方向, II-III-1)

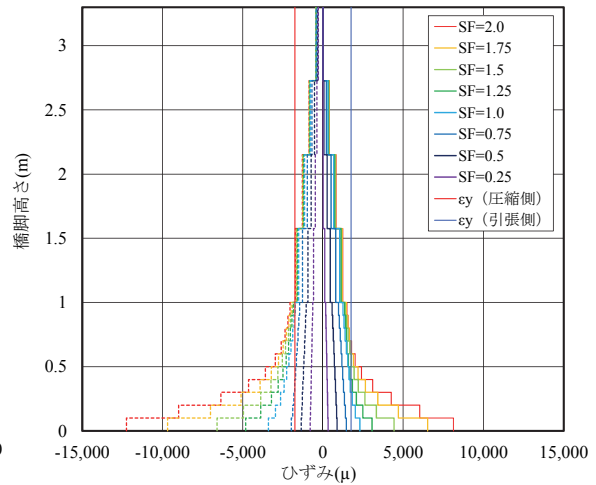


図 2.23 最大ひずみ分布 (1 方向 45 度, II-III-1)

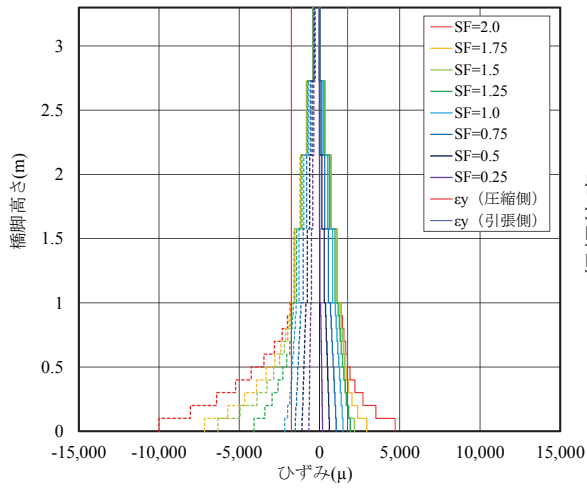


図 2.24 最大ひずみ分布 (相補 2 方向, II-III-1)

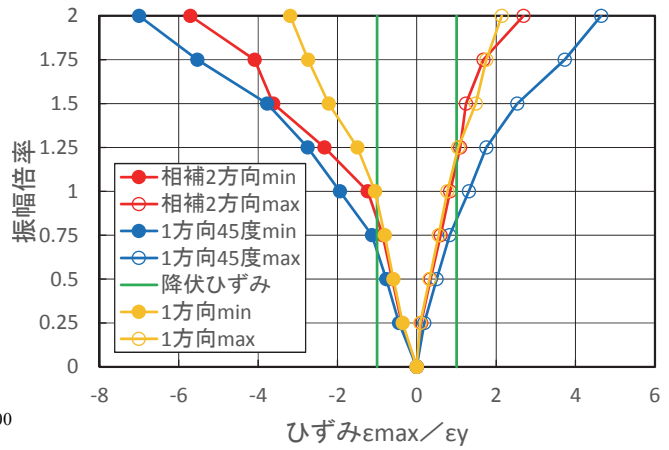


図 2.25 最大ひずみの IDA 曲線 (II-III-1)

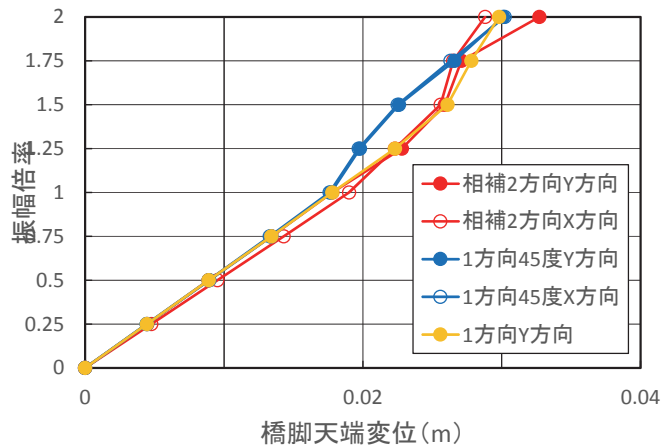


図 2.26 橋脚天端の最大変位の IDA 曲線 (II-III-1)

参考文献

- 2-1) 独立行政法人土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）（橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法），土木研究所資料第 4023 号，2006
- 2-2) Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. : Incremental Dynamic Analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, No.3, pp.491-514, 2002.
- 2-3) Mander, J.B., Dhakal, R.P., Mashiko, N.: Incremental Dynamic Analysis Applied to Seismic Risk Assessment of Bridges, Proc. 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE), EERI, San Francisco, USA, 4/18-22, 2006.
- 2-4) 中澤俊幸, 吉敷祥一, 曲哲, 三好新, 和田章：免震構造物における耐震安全性の確率論的評価に関する基礎検討，日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.662, pp.745-754, 2011.4.
- 2-5) E. T. Filipov, J. R. Revell, L. A. Fahnestock, J. M. LaFave, J. F. Hajjar, D. A. Foutch and J. S. Steelman : Seismic performance of highway bridges with fusing bearing components for quasi-isolation, Earthquake Engng Struct. Dyn., Vol.42, No.9, pp.1375-1394, 2013.
- 2-6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 2-7) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，pp.413-415, 1993.
- 2-8) 宇佐美勉：鋼橋の耐震・制振設計ガイドライン，pp.41-43, 2006.
- 2-9) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書，耐震設計編，2008.
- 2-10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.111-112, 2012.
- 2-11) 五十嵐晃, 井上和真, 古川愛子, 宇野裕恵, 松田宏：標準波一相補直交成分波の組合せによる橋梁の耐震照査用水平 2 方向入力地震動，土木学会論文集 A1, Vol.68, No.4, pp. I_458- I_469, 2012
- 2-12) 建設省告示第 1461 号：超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件，2002.
- 2-13) (一財)日本建築センター：評定・評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務，2002.

第3章 鋼斜張橋への適用

3.1 概説

第2章では漸増動的解析 (IDA) の概要を示し、解析手法や耐震性能の照査方法などについて述べた。本章では、仮想的な鋼斜張橋に対して提案手法を適用し、耐震性能評価の具体例を示す。3.2節では対象橋梁とした鋼3径間連続斜張橋のモデル化について述べる。3.3節では、構造部位ごとに限界状態を明確化した上で、安全性や修復性を考慮して部材健全度を決定した耐震性能評価について述べる。3.4節は部材のモデル化について述べる。3.5節は対象橋梁の固有値解析の結果を示し、主要な固有周期と振動モードを示す。3.6節から3.8節は、対象橋梁の各部材に対して、橋軸方向、橋軸直角方向、2方向に地震波を入力する地震応答解析にIDAを適用し、損傷が生じるような入力振幅倍率を評価し、損傷順序ダイアグラムに結果をまとめる。3.9節は、損傷順序ダイアグラムによる耐震性能評価を述べる。3.10節は、IDAを適用した耐震補強検討について述べる。

3.2 対象橋梁と解析モデル

想定する対象橋梁は、表3.1、図3.1に示す橋長1000m、主塔高さ200mを有する鋼3径間連続斜張橋である。主桁は鋼床版多室箱桁である。橋軸方向に主塔と主桁をケーブルダンパーで結合され、端橋脚と主桁はペンデル支承で支持される。橋軸直角方向は主塔部、端橋脚部で支承により固定されている。図3.2に死荷重載荷前後のモデルと、死荷重時のひずみ分布を示す。

表 3.1 対象橋梁

橋長	橋長：1000m（支間割：250+500+250m）
上部構造	2主塔3径間鋼斜張橋（多室箱桁）
ケーブル	マルチファン2面吊り・15段2面・最大径161mm（φ7mm 垂鉛めつき鋼線-337本）
下部構造	鋼製主塔，鉄筋コンクリート端橋脚

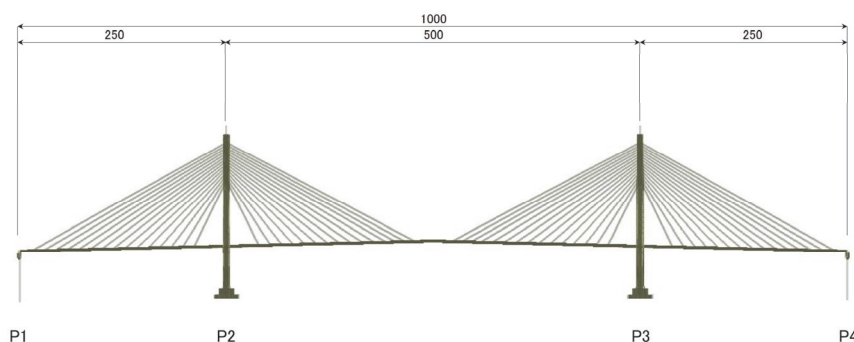
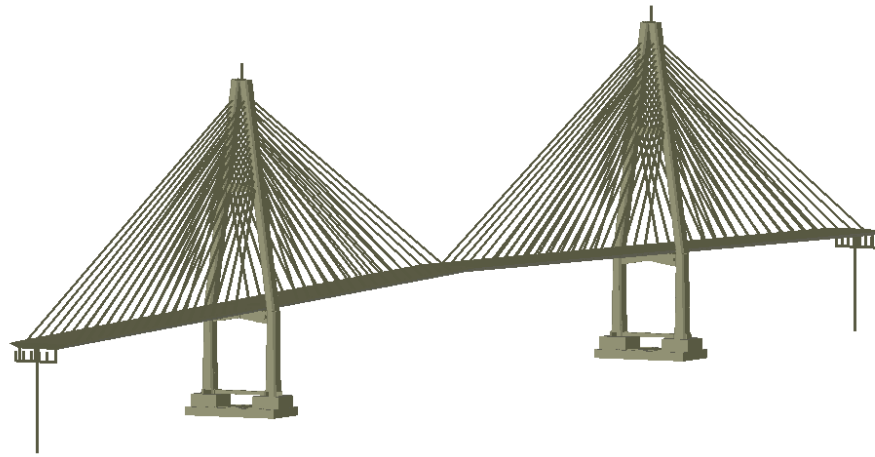
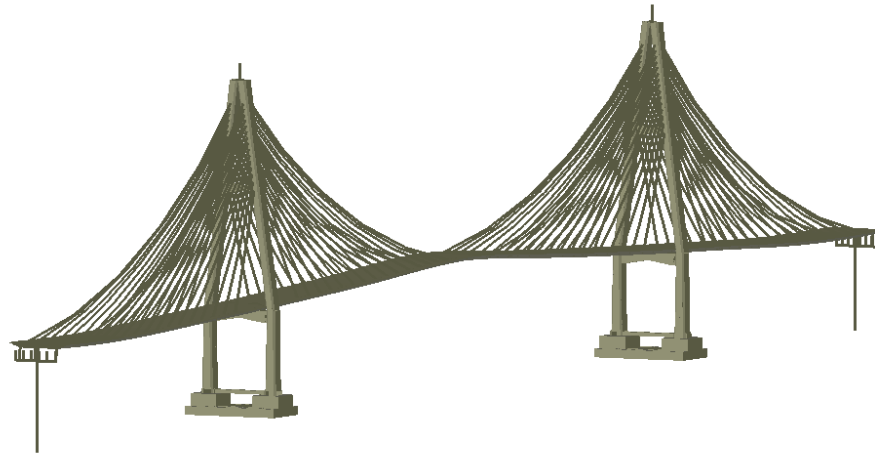


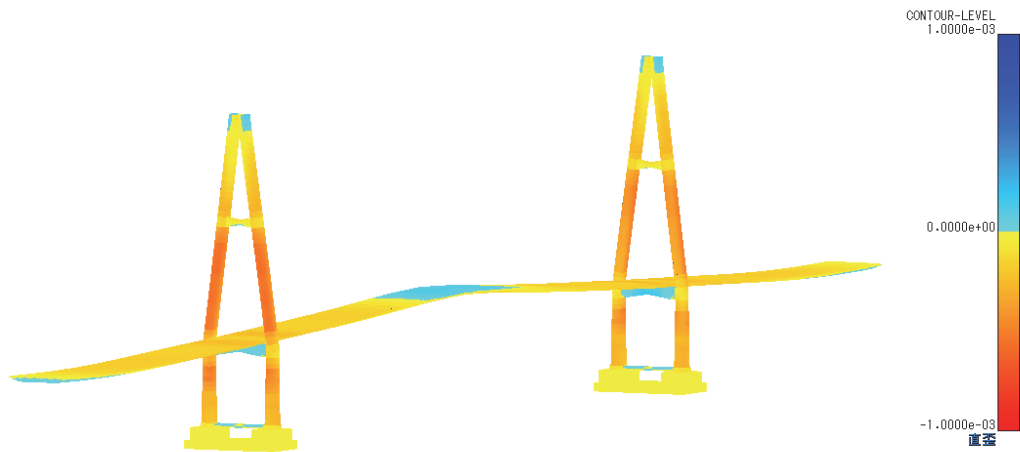
図 3.1 対象橋梁一般図



(a) 死荷重載荷前モデル



(b) 死荷重時解析モデル (変形倍率 10 倍)



(c) 死荷重時ひずみ分布 (変形倍率 10 倍)

図 3.2 解析モデル

3.3 耐震性能評価と部材健全度

耐震性能評価は、構造部位ごとに限界状態を明確化した上で、安全性や修復性を考慮して部材健全度が定められる³⁻¹⁾。橋軸方向および橋軸直角方向の設計対象部位と設定した部材健全度を表 3.2 に示す。主塔・主桁は、基本的に弾性域に留める事を前提としつつ軽微な損傷を許容する、部材健全度 2 とした。ケーブルダンパー・ペンデル支承は部材耐力が小さく、別途フェールセーフ対策を講じることを前提とし、終局限界である部材健全度 4 とした。

表 3.2 設計対象部位と部材健全度

設計対象構造		限界状態	部材健全度	単位	許容値		備考	
					橋軸方向	直角方向		
上部構造	主塔・主桁	—	軽微な損傷	2 ($\epsilon_{max}/\epsilon_y \leq 2.0$)	—	—	—	
	ケーブル	7φ-337	無損傷	1 ($N_{max}/N_y \leq 1.0$)	kN	15081	15081	降伏張力
		7φ-313				14007	14007	
		7φ-283				12667	12667	
		7φ-253				11326	11326	
		7φ-223				9978	9978	
7φ-199	8904	8904						
ケーブルダンパー	P2,P3	終局限界	4 ($N_{max}/N_u \leq 1.0$)	kN	34542	34542	破断荷重	
支承	ペンデル支承	P1,P4	終局限界	4 ($\epsilon_{max} \leq 0.05$)	kN	38840 (32040)	38840 (32040)	破断荷重 (降伏荷重)
反力	ウィンド支承	P1,P4	無損傷	1 ($N_{max}/N_y \leq 1.0$)	kN	—	38000	降伏水平耐力の最小値
		P2,P3				—	—	
隣接橋との衝突		P1,P4	—	—	m	0.900	0.900	桁遊間

3.4 モデル化

解析モデルは、主塔、上部構造の軸力変動および2軸曲げの影響を考慮するとともに、材料非線形を精度良く評価するため、表 3.3、表 3.4、図 3.3 に示すファイバーモデルを基本とした3次元骨組モデルを使用した。ファイバー断面を図 3.4 に示す。鋼材は図 3.5 に示すように2次勾配を1/100としたバイリニアとし、硬化則は移動硬化則とする。

主塔のモデル化は、アンカーボルト、リブを含めたファイバーモデルとする。アンカーボルトの塑性伸びを考慮するため、圧縮側は抵抗しない材料構成則とする。

ケーブルは線形はり要素でモデル化し、サグが考慮できるようにケーブル長さに関係なく10分割とした。応答計算を行う前に、ケーブルに分布荷重を載荷し、各ケーブルの中間節点には質量を設けた。一般にはケーブルは非圧縮部材としてモデル化し、応答計算を行う場合が多いが、本論文では圧縮側も引張側と同様に抵抗する部材としてモデル化する。本解析は有限変位解析であり、ケーブルに圧縮がかかった時にケーブルがたわみ、結果的に非圧縮部材のような特性となり、実現象に近い挙動であると考えた。また、架設時の張力調整は内部応力（初期張力）として考慮した。

P1、P4 橋脚に左右2箇所ずつ設置されているペンデル支承、および主塔部（P2、P3）で主桁と連結するケーブルダンパーは、トラス要素でモデル化を行った。ペンデル支承は、応答解析時には幾何学的非線形性により振り子上のリンク挙動を示す。

基礎-地盤系はS-Rバネでモデル化する。道示式で算出した動的バネを表 3.5 に示す。

表 3.3 部材のモデル化

部材		モデル化	備考
上部構造	主桁	ファイバー要素	
	ケーブル	線形はり要素	サグ考慮
支承	ペンデル支承	トラス要素	
主塔	塔柱	ファイバー要素	
	水平材		
	アンカー部		
	杭基礎	S-Rバネ要素	
橋脚	コンクリート	線形はり要素	
	杭基礎	S-Rバネ要素	
その他	ケーブルダンパー	トラス要素	

表 3.4 解析モデル

節点数, 要素数	節点数 1874, 要素数 2019
ファイバー要素数	断面数 1635, 要素数 (セル) 117968

表 3.5 地盤バネ

下部工	基礎形式	鉛直 Kx(kN/m)	水平(橋軸) Ky(kN/m)	水平(直角) Kz(kN/m)	鉛直軸まわり KRx(kN.m/rad)	直角方向 橋軸まわり KRy(kN.m/rad)	橋軸方向 直角軸まわり KRz(kN.m/rad)	連成項 KYZ(kN)	連成項 KZY(kN)
P2, P3	ケーソン	∞	3.89E+07	3.89E+07	∞	2.39E+10	2.39E+10	-1.77E+08	-1.77E+08

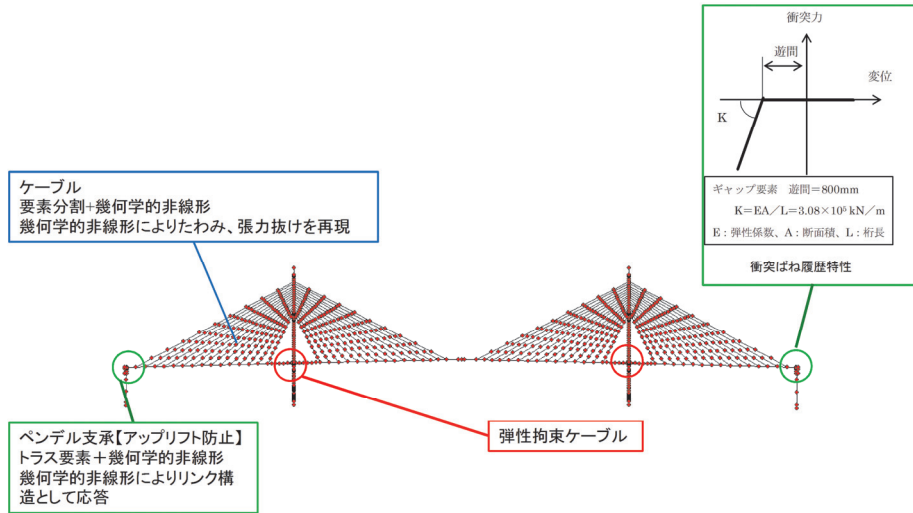


図 3.3 対象橋梁のモデル化

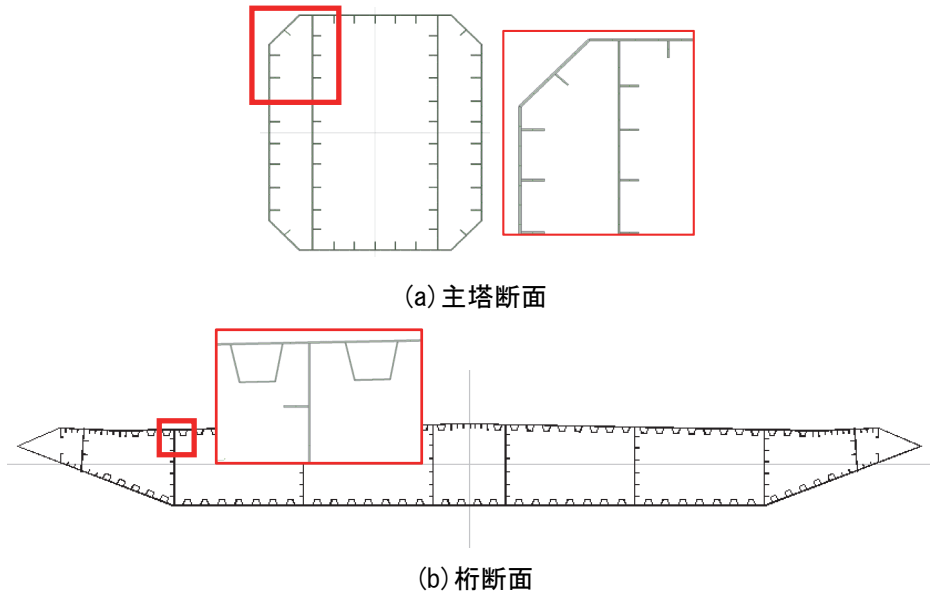


図 3.4 ファイバー断面

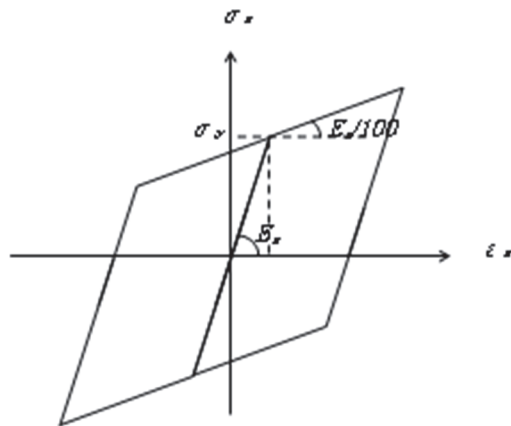


図 3.5 鋼材の材料構成則

3.5 固有値解析

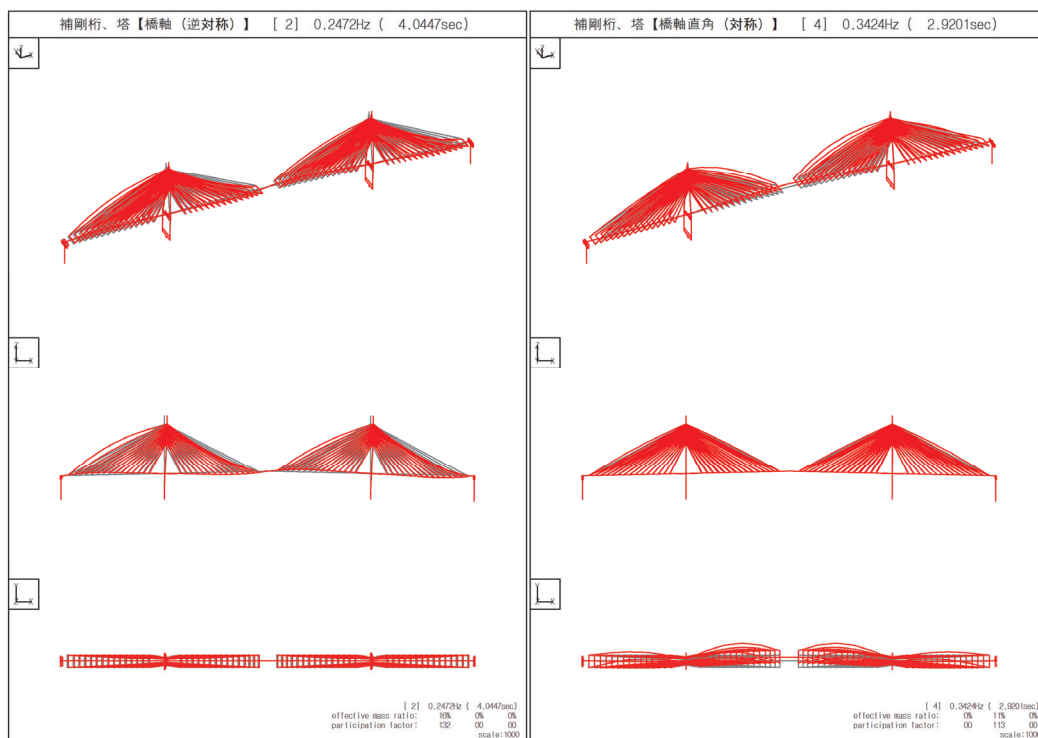
本橋の固有値解析結果を表 3.6 に示す。選択したモードと部材別剛性比例減衰の定数 β を表 3.7 に示す。橋軸方向および橋軸直角方向の主要モード図を図 3.6 に示す。図 3.7 に入力地震波（振幅倍率 1.0）の 5%減衰の絶対加速度応答スペクトルと各方向の卓越振動モードの固有周期を合わせて示す。

表 3.6 固有値解析結果

モード次数 n	振動数 f Hz	周期 T sec	刺激係数			有効質量比			ひずみ エネルギー 比例減衰	減衰 選択	モード形状
			TX	TY	TZ	X	Y	Z			
1	0.1898	5.2676	0	0	-19	0%	0%	0%	1.2%		
2	0.2472	4.0447	132	0	0	16%	0%	0%	1.1%	X_PP 補剛桁, 塔 [橋軸 (逆対称)]	
3	0.2929	3.4143	154	0	0	21%	0%	0%	0.6%		
4	0.3425	2.9201	0	113	0	0%	11%	0%	1.2%	Y_PP 補剛桁, 塔 [橋軸直角 (対称)]	
5	0.3543	2.8221	0	0	0	0%	0%	0%	1.2%		
6	0.3545	2.8209	0	1	0	0%	0%	0%	1.2%		
7	0.3547	2.8194	1	0	0	0%	0%	0%	1.2%		
8	0.3547	2.8193	1	0	0	0%	0%	0%	1.2%		
9	0.3893	2.5689	0	0	0	0%	0%	0%	1.2%		
10	0.3898	2.5655	0	0	0	0%	0%	0%	1.2%		

表 3.7 部材別剛性比例減衰の設定

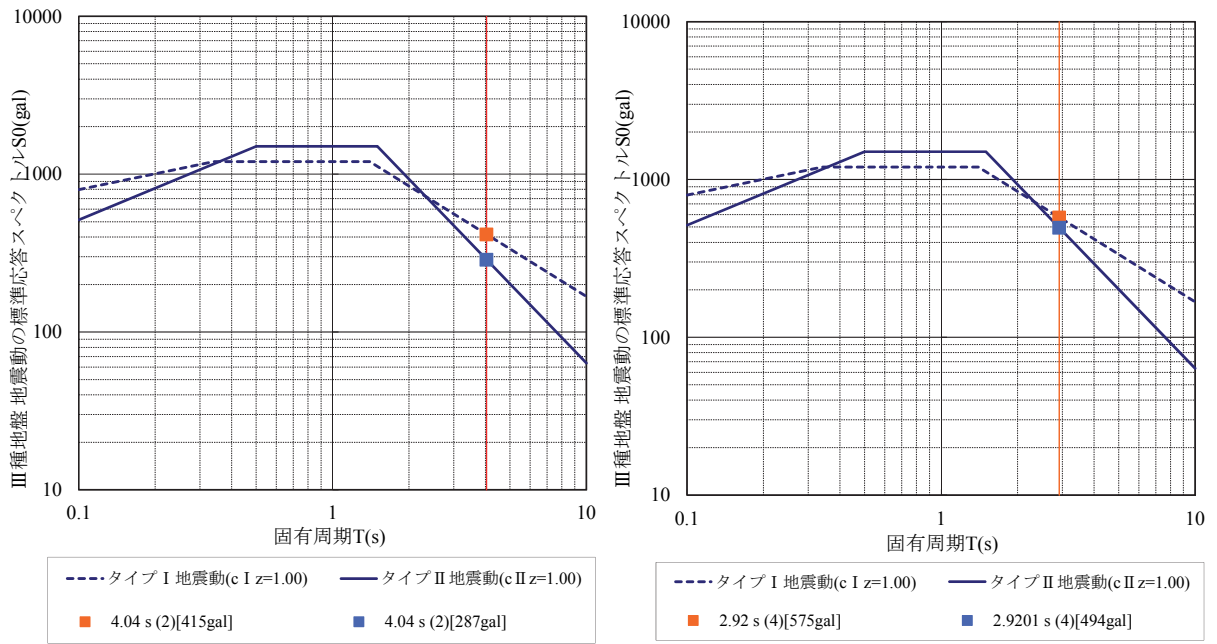
		振動単位		n	$h0$	$f0$	β
橋軸 方向	①	補剛桁, 塔	X_PP	2	0.011	0.2472	0.0145
	②	—	—	—	—	—	—
	③	—	—	—	—	—	—
直角 方向	①	補剛桁, 塔	Y_PP	4	0.012	0.3425	0.0115
	②	—	—	—	—	—	—
	③	—	—	—	—	—	—
	④	—	—	—	—	—	—



(a) 橋軸 $T_x=4.04s$

(b) 橋軸直角 $T_y=2.92s$

図 3.6 対象橋梁の卓越振動モード



(a) 橋軸 $T_x=4.04s$

(b) 橋軸直角 $T_y=2.92s$

図 3.7 絶対加速度応答スペクトル (減衰 5%)

3.6 IDA 曲線（橋軸方向入力）

3.6 節では，2.4.1 節で述べた入力地震動の組を用いて，橋軸方向入力時の IDA 解析を実施する．対象橋梁の各部位に対する IDA 曲線を描き，損傷が生じる振幅倍率の値を評価する．

3.6.1 橋軸方向入力時の損傷予測

ケーブルダンパーおよびペンデル支承は，破断することが判明している振幅倍率およびそれを超える振幅倍率の場合の動的解析では，最初からその部材をモデルから削除した解析を行った．表 3.8 に損傷振幅倍率を示し，動的解析時の損傷モデルを表 3.9 に示す．

表 3.8 設計対象部位と部材損傷振幅倍率（橋軸方向）

設計対象構造		単位	許容値	損傷振幅倍率（SF）	
				タイプ I	タイプ II
ケーブル ダンパー	P2,P3	kN	34542	SF=0.5 (35109)	SF=0.75 (34883)
ペンデル支承	P1,P4	kN	38840	SF=1.75 (43025)	—

表 3.9 動的解析時の損傷モデル

振幅倍率(SF)	タイプ I	タイプ II
0.25	—	ケーブルダンパー損傷
0.5	ケーブルダンパー損傷	
0.75		
1.0		
1.25		
1.5		
1.75	ケーブルダンパー損傷	
2.0	+ペンデル支承損傷	

3.6.2 主塔ひずみの IDA 曲線

(1)タイプ I 地震動

タイプ I 地震動での P2 主塔部の最大ひずみ分布を図 3.8 に示す。縦軸に主塔高さ、横軸に応答ひずみを示し、振幅倍率が 0.25 から 2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界 (SM570 材: 2250μ , SM490Y 材: 1775μ) も示す。圧縮側は振幅倍率 1.5 で降伏限界 $1.0\epsilon_y$ (2250μ , SM570 材) を超過し塑性化が進行する。振幅倍率 1.75 以上にて圧縮側で許容ひずみ $2.0\epsilon_y$ を超過し、健全度 2 を満足しない結果となる。引張側は振幅倍率 1.75 で降伏限界 $1.0\epsilon_y$ を超過し、許容ひずみ $2.0\epsilon_y$ は超過しない。

最大ひずみの IDA 曲線を図 3.9 に示す。縦軸に振幅倍率、横軸に応答ひずみを示す。応答ひずみは降伏ひずみとの比 ϵ/ϵ_y で表示する。L 側柱と R 側柱の応答ひずみは、降伏限界までは同じ挙動を示すが、塑性化の影響のため異なる結果を示すと考えられる。主塔基部における、振幅倍率 2.0 の時の最大ひずみ時コンター図を図 3.10 に示す。

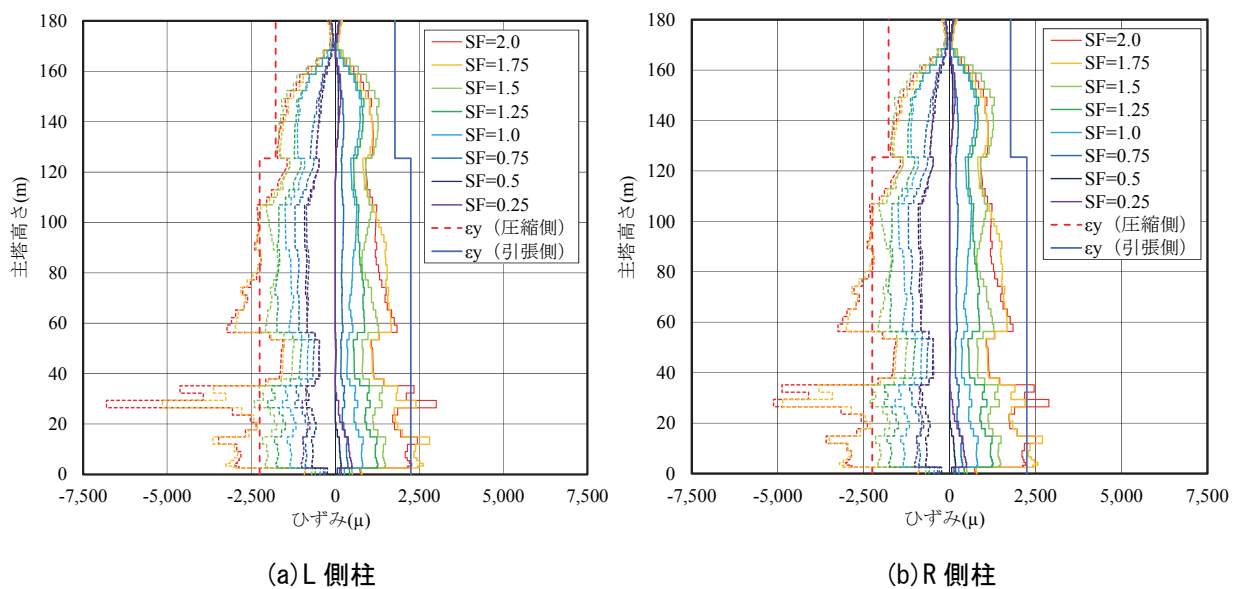


図 3.8 主塔の最大ひずみ分布 (タイプ I)

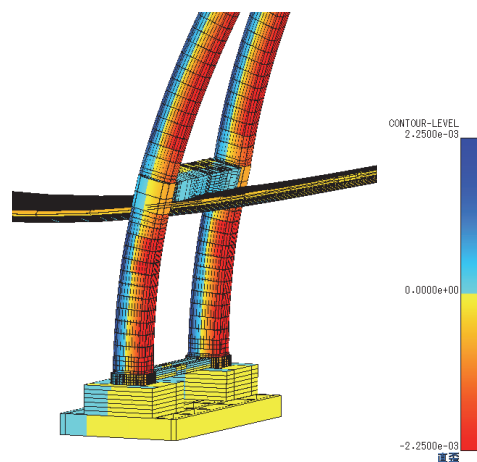
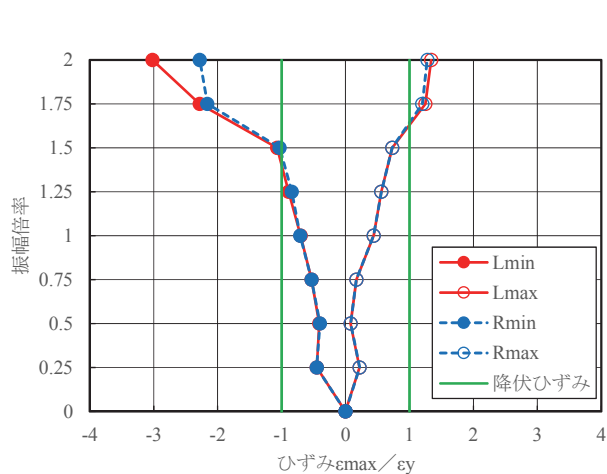


図 3.9 主塔の最大ひずみの IDA 曲線 (タイプ I) 図 3.10 最大ひずみ時コンター図 (変形倍率 10 倍)

(2)タイプII地震動

タイプII地震動では、図 3.11 に示すようにグラフ降伏限界 $1.0\epsilon_y$ は超過せず部材の塑性化は生じない。L 側柱・R 側柱は同一のため、L 側柱を代表して示す。最大ひずみの IDA 曲線を図 3.12 に示す。L 側柱と R 側柱の応答ひずみは同じ挙動を示す。

主塔（L 柱）の最大ひずみ IDA 曲線について、タイプ I 地震動とタイプ II 地震動を表示した結果を図 3.13 に示す。主塔における振幅倍率 2.0 の時の最大ひずみ時コンター図を図 3.14 に示す。

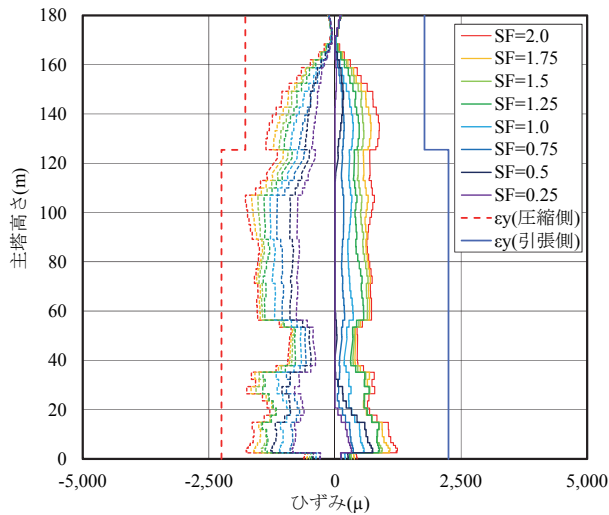


図 3.11 主塔の最大ひずみ分布（タイプII）

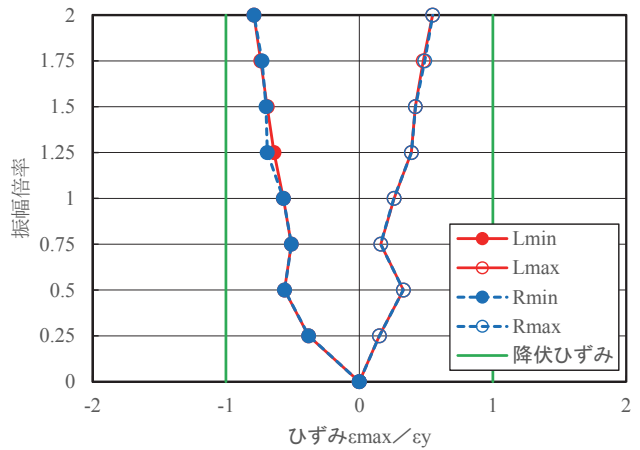


図 3.12 主塔の最大ひずみの IDA 曲線（タイプII）

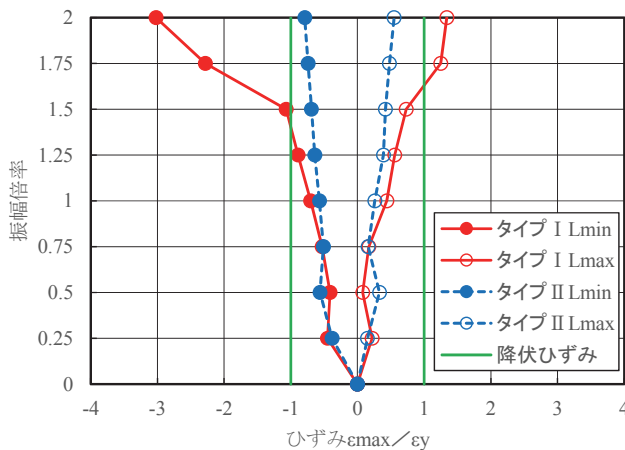


図 3.13 主塔の最大ひずみの IDA 曲線（タイプ I，タイプ II）

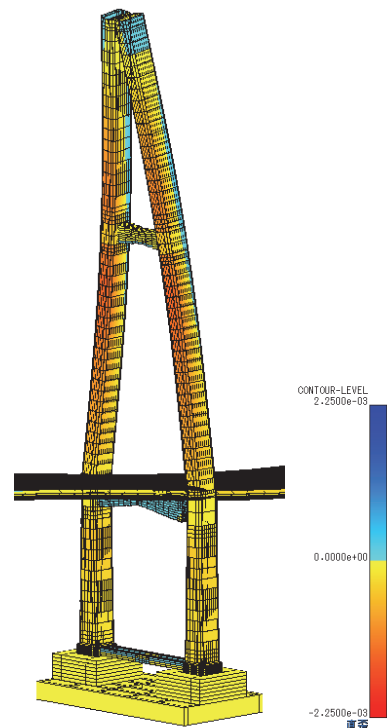


図 3.14 最大ひずみ時コンター図

3.6.3 主桁ひずみの IDA 曲線

(1)タイプ I 地震動

タイプ I 地震動での主桁の最大ひずみ分布を図 3.15 に示す。縦軸にひずみ、横軸に主桁長さを示し、振幅倍率が 0.25~2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界 (SM490Y 材: 1775μ , SM400 材: 1175μ) も示す。圧縮側は振幅倍率 1.0 で降伏限界 (1175μ , SM400 材) を超過し、振幅倍率 1.5 以上にて許容ひずみ $2.0\epsilon_y$ を超過し健全度 2 を満足しない結果となる。引張側は振幅倍率 1.25 で降伏限界 (1175μ , SM400 材) を超過し、振幅倍率 1.75 以上にて許容ひずみ $2.0\epsilon_y$ を超過し健全度 2 を満足しない結果となる。各振幅倍率の最大ひずみ分布を図 3.16 に示す。

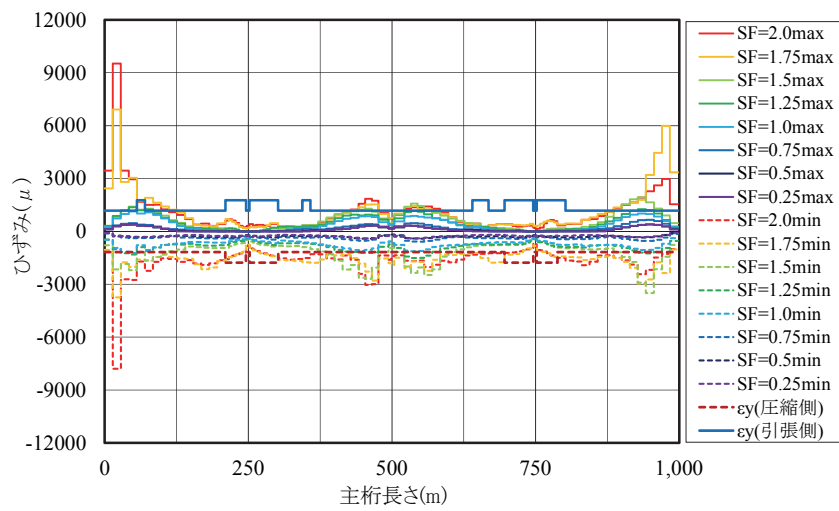
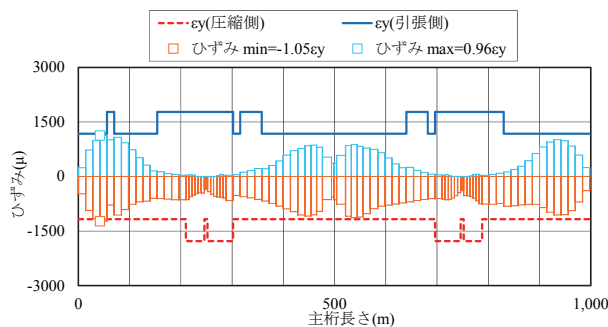
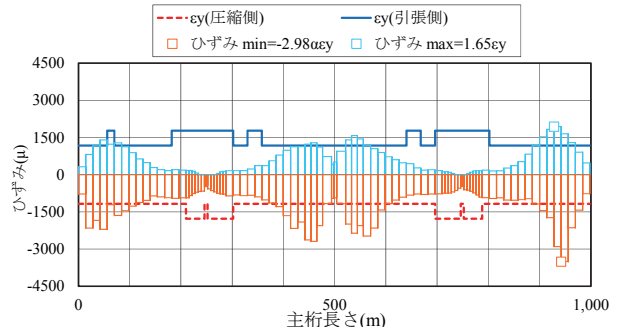


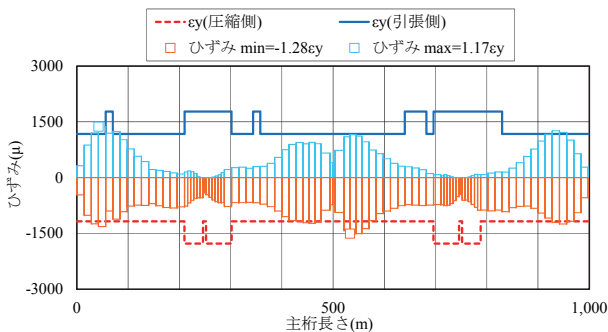
図 3.15 主桁の最大ひずみ分布 (タイプ I)



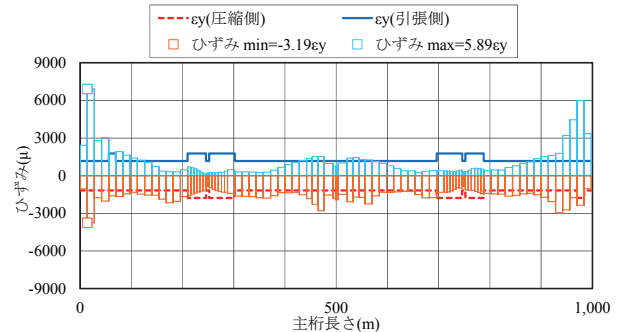
(a) 圧縮側降伏限界 (振幅倍率 1.0)



(b) 圧縮側許容限界 (振幅倍率 1.5)



(c) 引張側降伏限界 (振幅倍率 1.25)



(d) 引張側許容限界 (振幅倍率 1.75)

図 3.16 限界状態時の主桁の最大ひずみ分布

(2)タイプII地震動

タイプII地震動での主桁の最大ひずみ分布を図3.17に示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側は振幅倍率1.75で降伏限界(1175 μ , SM400材)を超過するが、許容ひずみ2.0 ϵ_y は超過しない。また引張側は降伏限界を超過しない。各振幅倍率の最大ひずみ分布を図3.18に示す。

主桁の最大ひずみのIDA曲線を図3.19に示す。縦軸に振幅倍率、横軸に応答ひずみを示す。応答ひずみは降伏ひずみとの比 ϵ/ϵ_y で表示する。タイプI地震動の結果とタイプII地震動の結果を示す。タイプIIについては塑性化の程度が小さいため、ほぼ原点を通る直線形状である。タイプIについては塑性化後に剛性が低下し、その後は2次勾配を持つ曲線で表すことができる。主桁の最大ひずみ時コンター図を図3.20に示す。

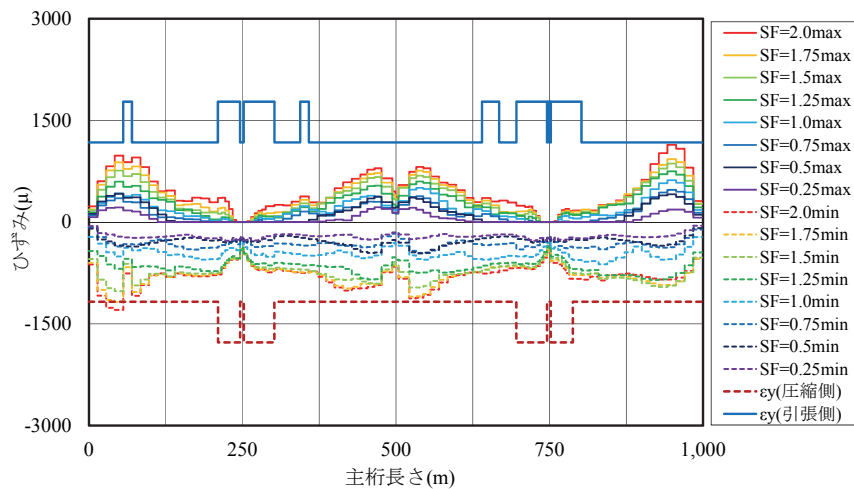


図 3.17 主桁の最大ひずみ分布 (タイプII)

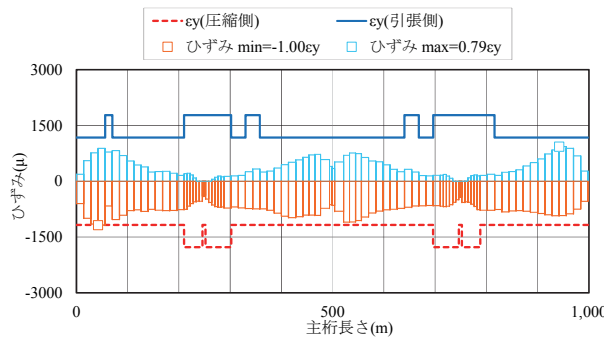


図 3.18 圧縮側降伏限界状態時の主桁の最大ひずみ分布

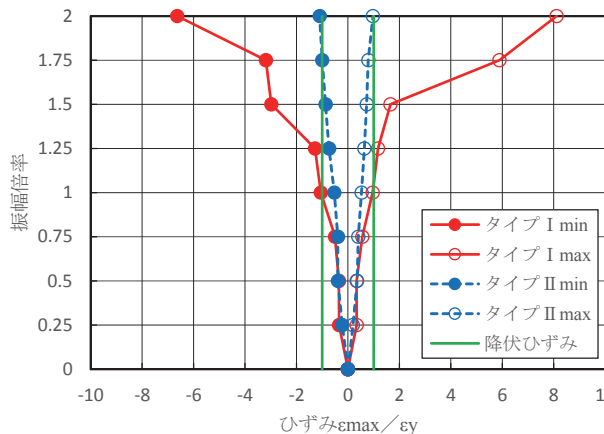


図 3.19 主桁の最大ひずみの IDA 曲線

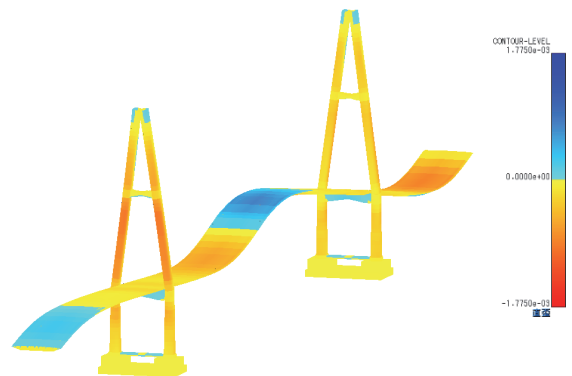


図 3.20 最大ひずみ時コンター図 (タイプII)

3.6.4 ケーブルの IDA 曲線

ケーブルの張力分布について、タイプ I 地震動を図 3.21、タイプ II 地震動を図 3.22 に示す。縦軸に張力/降伏張力、横軸にケーブル番号を示し、振幅倍率が 0.25 から 2.0 までの結果を示す。正側が引張を示し、負側が圧縮であり、張力抜けを想定している。ケーブルは圧縮側についても引張側と同様に抵抗する部材としてモデル化しており、一般的に行われる非圧縮部材のモデル化と異なるが、本解析は、有限変位解析であるためケーブルに圧縮力が作用した時にケーブルがたわみ、結果的に非圧縮部材のような特性となり、実現に近い挙動であると考えた。

タイプ I、タイプ II ともにケーブルは降伏張力に達しておらず、健全度 1 を満足した。圧縮側はタイプ I では振幅倍率 1.0、タイプ II 振幅倍率 1.75 で張力抜けが発生する。

ケーブルの最大張力の IDA 曲線を図 3.23 に示す。縦軸に振幅倍率、横軸にケーブル最大張力を示す。ケーブル最大張力は降伏張力との比 N/N_y で表示する。タイプ I、タイプ II ともに左側ケーブルと右側ケーブルの張力は同一であった。図 3.23 に示す IDA 曲線において、タイプ I では振幅倍率 0.5、タイプ II では振幅倍率 0.75 において、引張張力の減少と圧縮張力の増加が認められるが、各振幅倍率で主塔のケーブルダンパーが損傷のため削除して行った影響が考えられる。タイプ I 地震動における、主塔部のケーブルダンパーの損傷前後のケーブルの張力分布を図 3.24 に示す。ケーブルダンパーが負担していた水平力がケーブルに分担され、ケーブルの張力分布が平滑化されていることがわかる。タイプ I とタイプ II をまとめた IDA 曲線を図 3.22 に示す。ケーブル最大張力時の変形図を図 3.26 に示す（変形倍率 5 倍）。

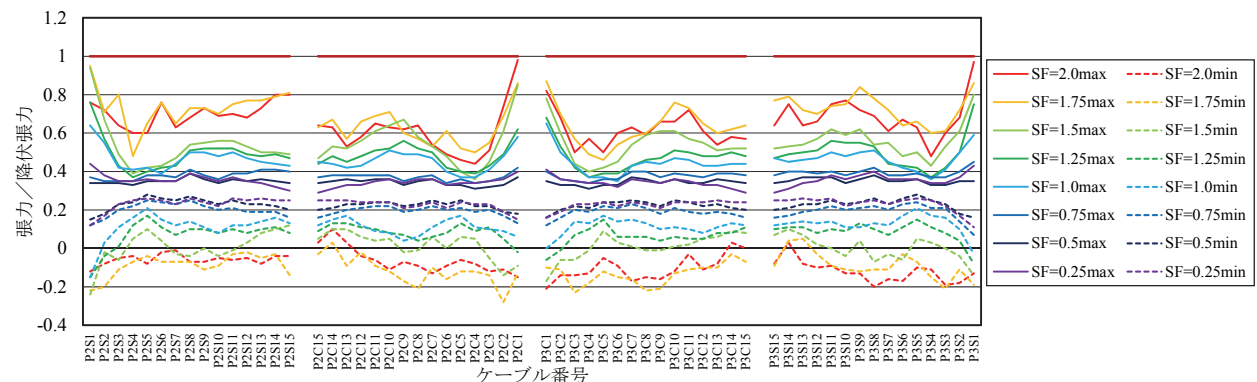


図 3.21 ケーブルの張力分布（タイプ I）

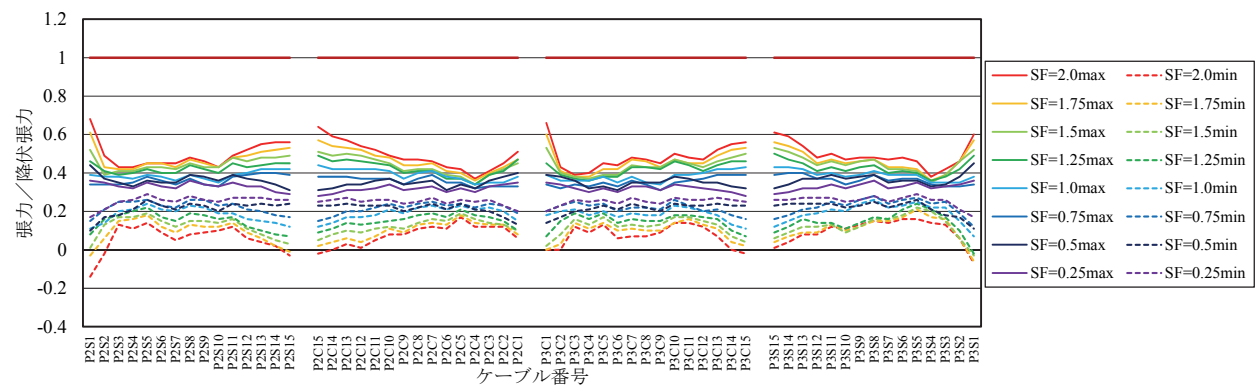
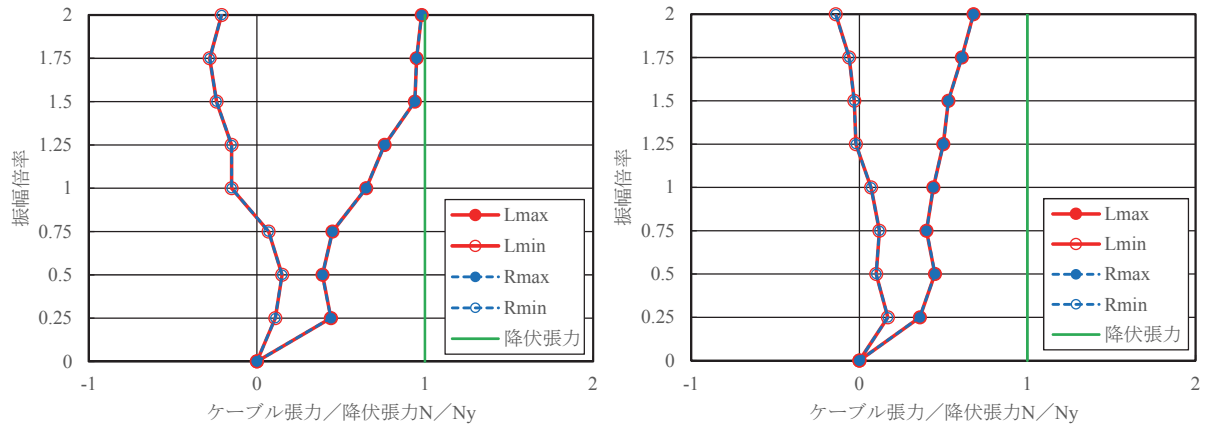


図 3.22 ケーブルの張力分布（タイプ II）



(a) タイプ I 地震動 (b) タイプ II 地震動

図 3.23 ケーブルの最大張力分布の IDA 曲線

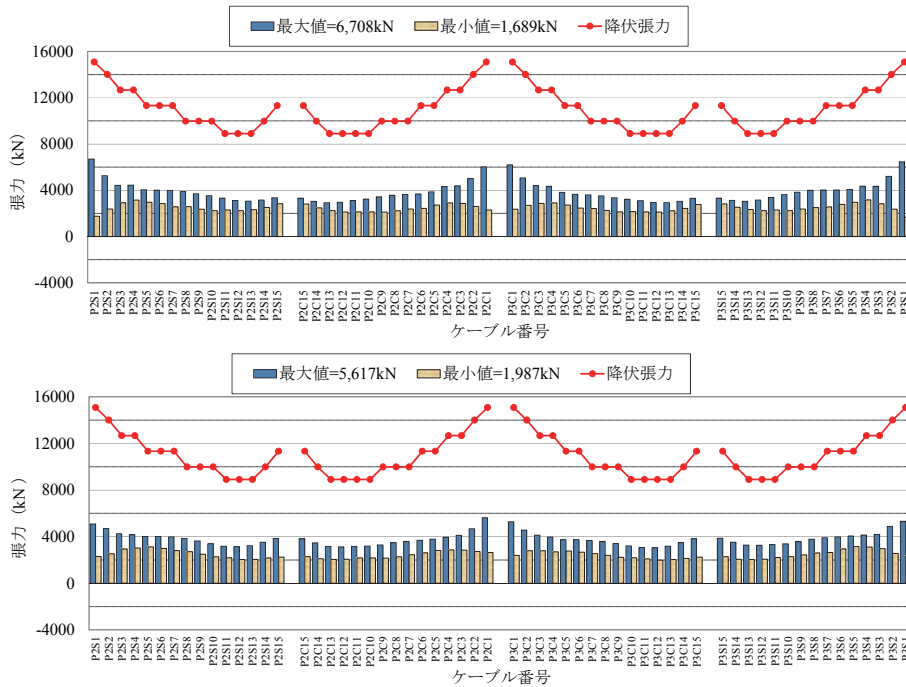


図 3.24 主塔部のケーブルダンパーの損傷前後のケーブルの張力分布 (タイプ I)

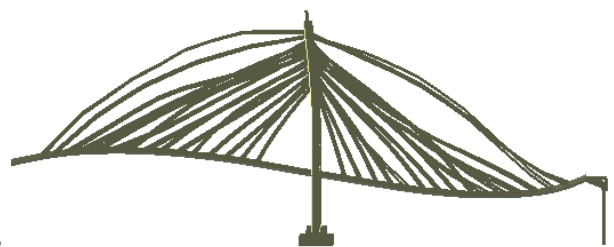
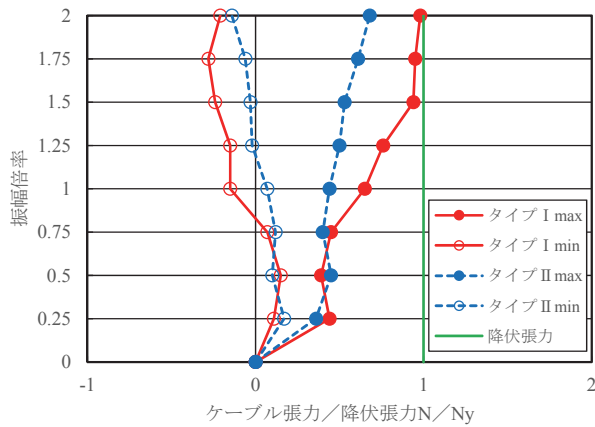


図 3.25 ケーブルの最大張力分布の IDA 曲線 図 3.26 ケーブル最大張力時 (タイプ I, 変形倍率 5 倍)

3.6.5 ペンデル支承の IDA 曲線

ペンデル支承の IDA 曲線を図 3.27 に示す。3.6.1 節で述べた通り、タイプ I 地震動では振幅倍率 1.75 において破断荷重を上回ったため、振幅倍率 1.75 以上はペンデル支承をモデルから削除した解析を行った。ここで破断時のひずみを 5%としている。振幅倍率 1.75 の時の P1・P4 橋脚上のペンデル支承反力を図 3.28、3.29 に示す。P1、P4 橋脚とも、破断荷重 (38840kN) を超過している (P1 : 40380kN, P4 : 43030kN)。タイプ II 地震動では破断荷重以下であった。

タイプ I 地震時のペンデル支承の荷重-変位関係を図 3.30 に示す。振幅倍率 0.5 は隣接桁との衝突が発生しておらず、隣接桁側 (+側) に移動した場合に最大・最小荷重が発生している。振幅倍率 1.5 は隣接桁と衝突が発生しており、最大・最小荷重は支間中央部に移動した時に発生している。ペンデル支承はトラス部材としてモデル化しており、幾何学的非線形性を考慮した解析により、リンク構造 (水平変位が大きくなると抵抗する水平反力も増加する) として応答していることがわかる。

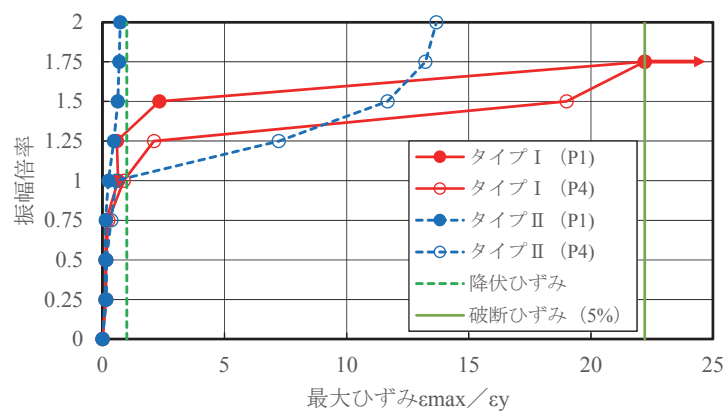


図 3.27 ペンデル支承の IDA 曲線

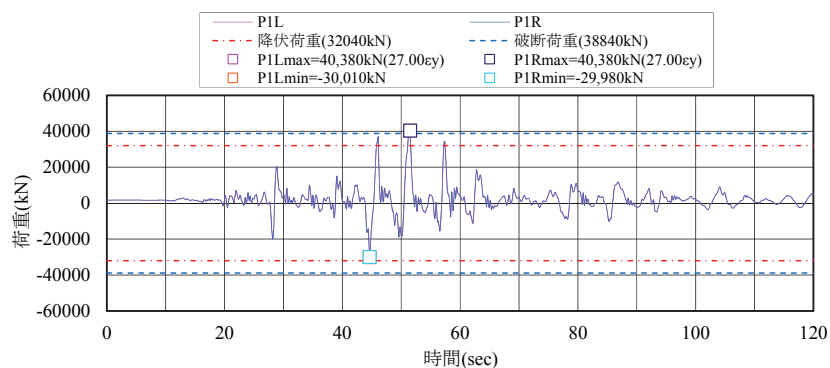


図 3.28 P1 橋脚ペンデル支承反力 (タイプ I, 振幅倍率 1.75)

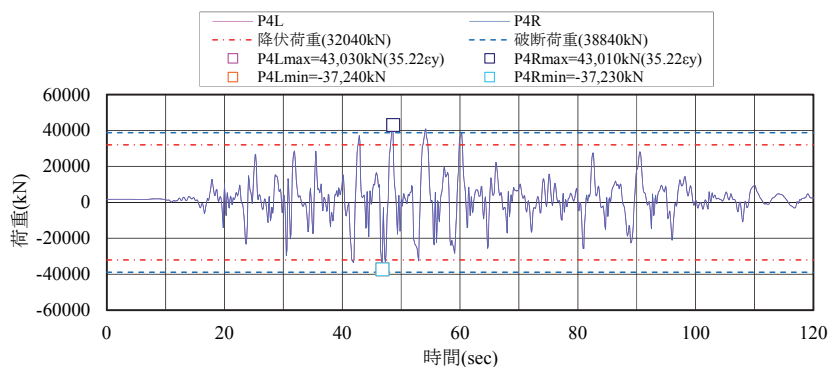
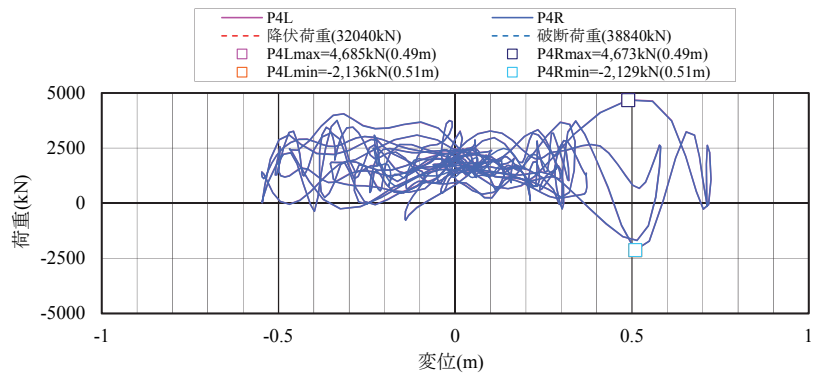
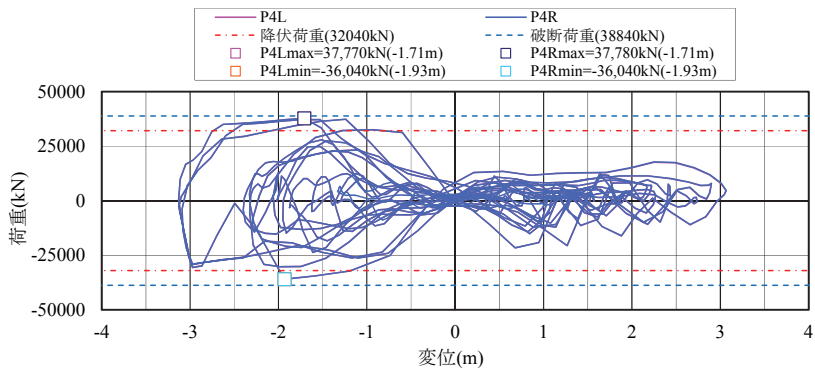


図 3.29 P4 橋脚ペンデル支承反力 (タイプ I, 振幅倍率 1.75)



(a) 振幅倍率 0.5



(b) 振幅倍率 1.5

図 3.30 ペンデル支承荷重-変位関係

3.6.6 ケーブルダンパーの IDA 曲線

主塔部のケーブルダンパーは、3.6.1 節で述べた通り、タイプ I 地震動では振幅倍率 0.5、およびタイプ II 地震時では振幅倍率 0.75 において破断荷重を上回ったため、各振幅倍率 0.5 および 0.75 以上はケーブルダンパーをモデルから削除した解析を行った。ケーブルダンパーの IDA 曲線を図 3.31 に示す。P2 橋脚タイプ I 地震時の振幅倍率 0.5 の時のケーブルダンパー反力を図 3.32 に、ケーブルダンパー荷重-変位関係を図 3.33 に示す。P2 橋脚の起点側・終点側ケーブルとも、破断荷重 (34542kN) を超過している (起点側 : 34960kN, 終点側 : 35370kN)。

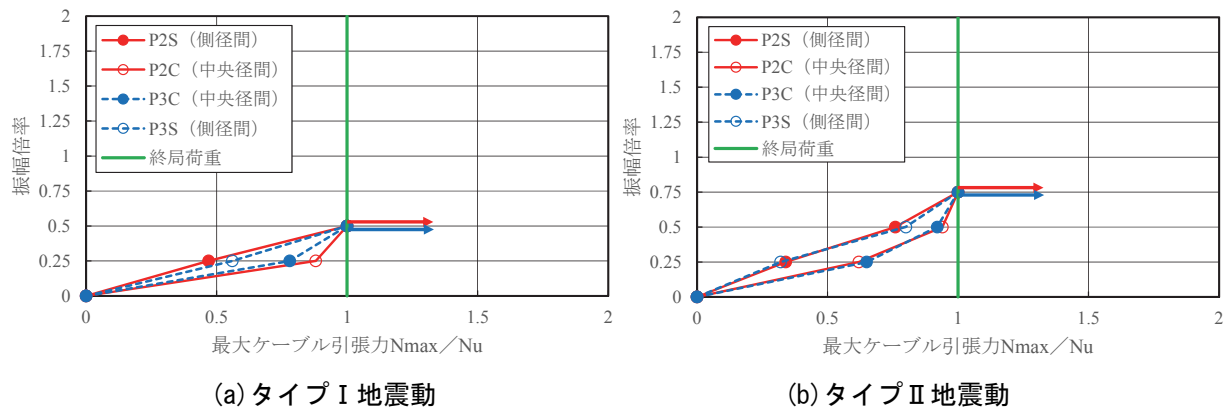


図 3.31 ケーブルダンパーの IDA 曲線

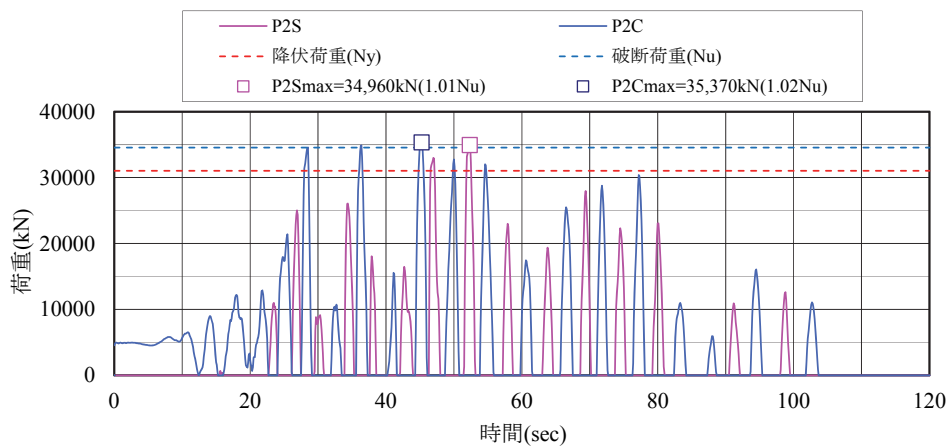


図 3.32 ケーブルダンパー反力 (タイプ I, 振幅倍率 0.5)

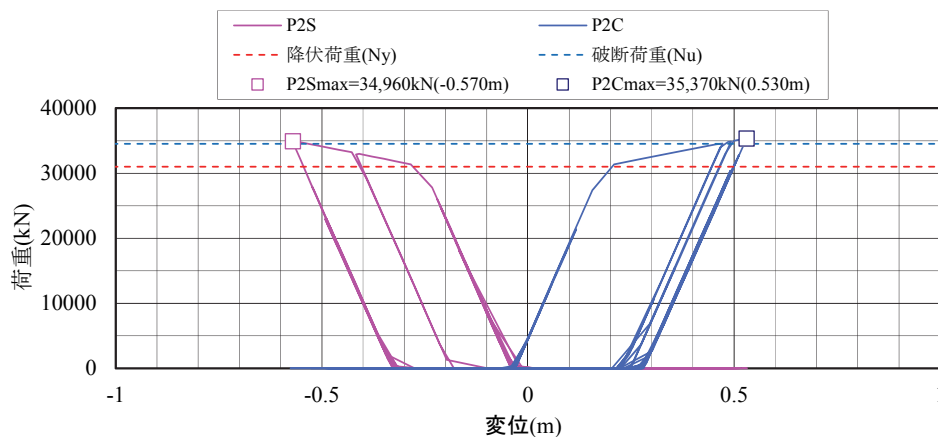


図 3.33 ケーブルダンパー荷重-変位関係 (タイプ I, 振幅倍率 0.5)

3.6.7 隣接桁との衝突に関する IDA 曲線

隣接桁との衝突は、隣接桁と本橋の変位で評価する。P1・P4 橋脚のタイプ I 地震時の桁変位を図 3.35 に示す。この図より振幅倍率 0.75 で桁の衝突が発生したと判断できる。横軸を桁移動量、縦軸に振幅倍率とした IDA 曲線を図 3.34 に示す。タイプ II 地震時の桁衝突は、振幅倍率 1.0 で発生している。

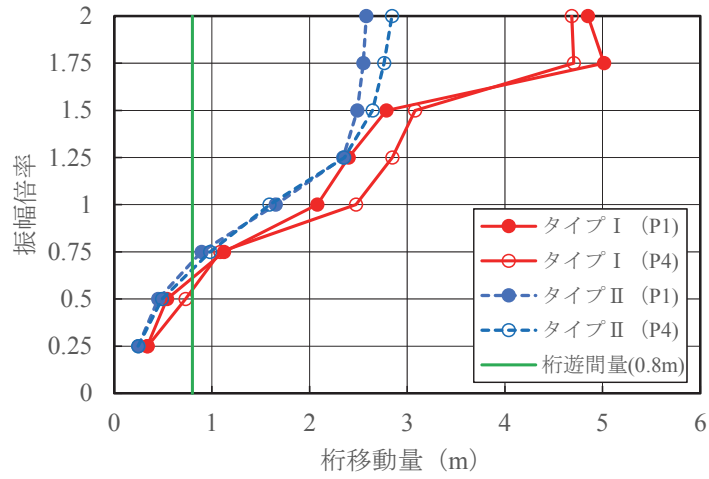


図 3.34 隣接桁との衝突に関する IDA 曲線

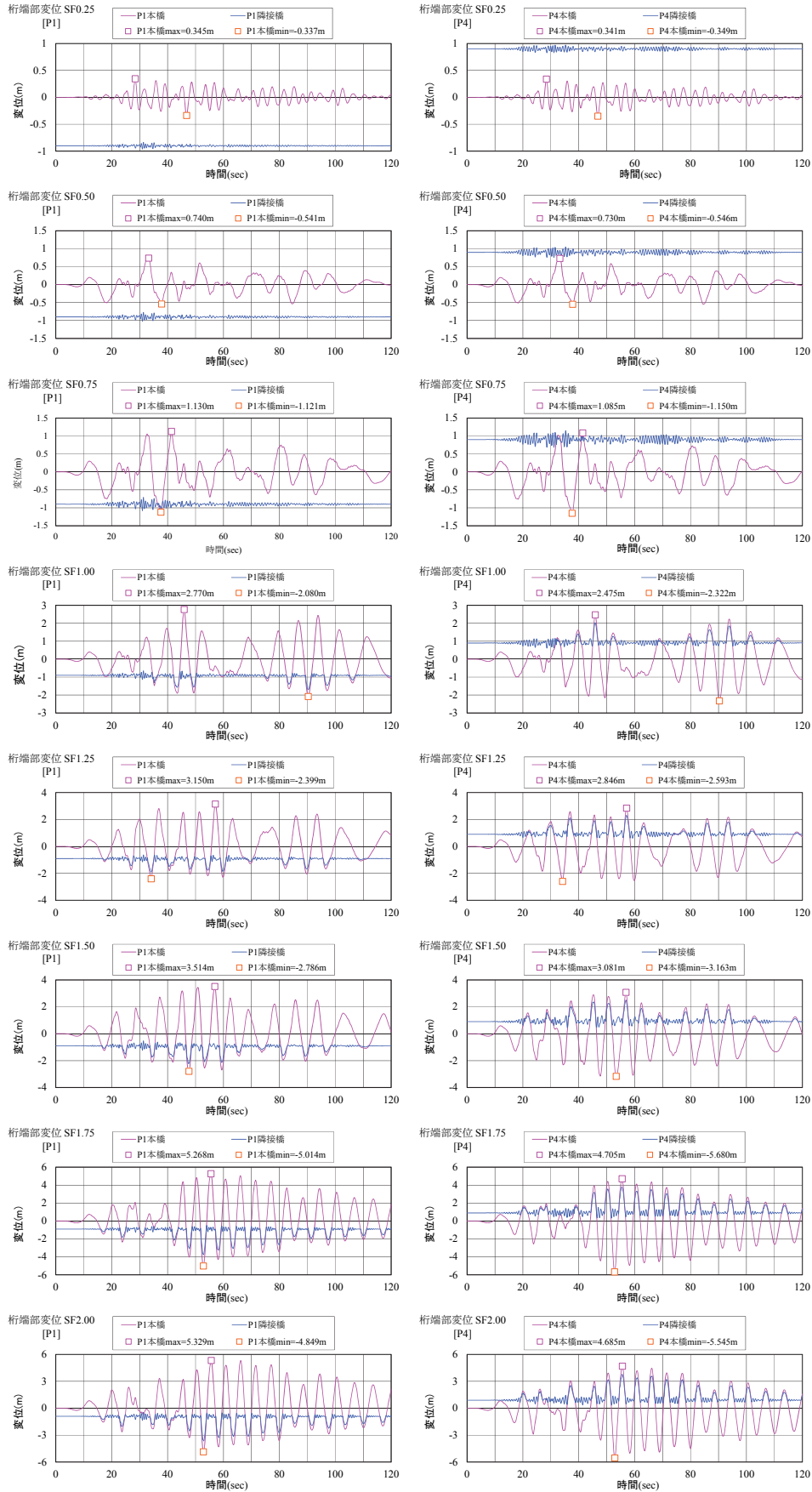


図 3.35 桁端部変位 (タイプ I, 左: P1 橋脚部, 右: P4 橋脚部)

3.6.8 変位に関する IDA 曲線

主桁支間中央と、主塔頂部 (P2, P3) の橋軸方向の応答変位時刻歴波形を図 3.38, 図 3.39 に示す。最大応答変位の IDA 曲線を図 3.36 に示す。

主桁支間中央と、端支点部 (P1, P4) の鉛直方向の応答変位時刻歴波形を図 3.40, 図 3.41 に示す。最大応答変位の IDA 曲線を図 3.37 に示す。

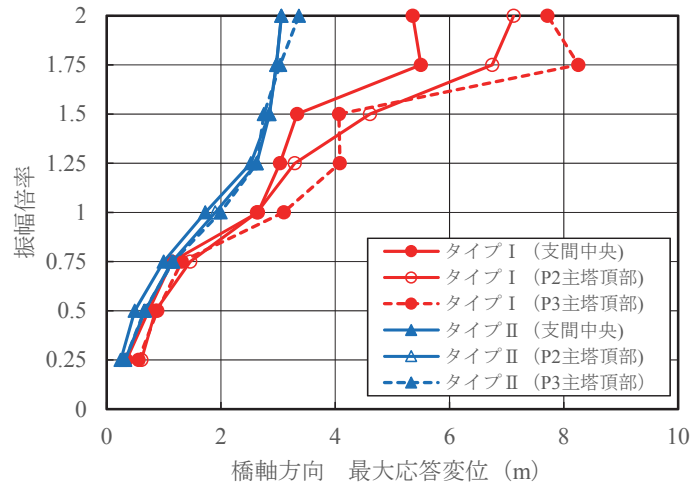


図 3.36 変位に関する IDA 曲線 (橋軸方向)

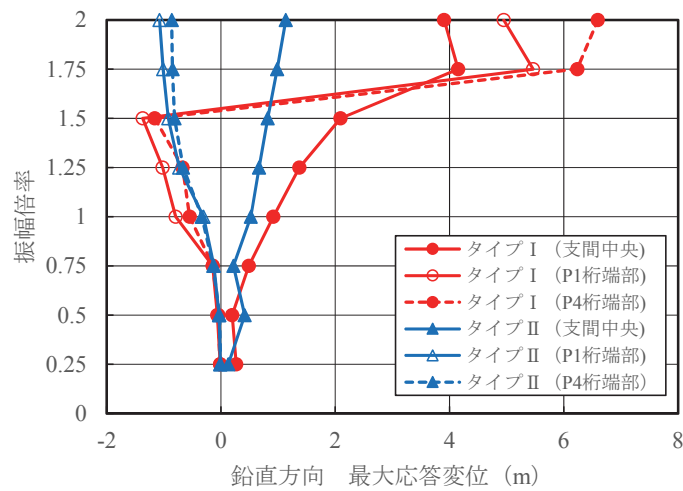


図 3.37 変位に関する IDA 曲線 (鉛直方向)

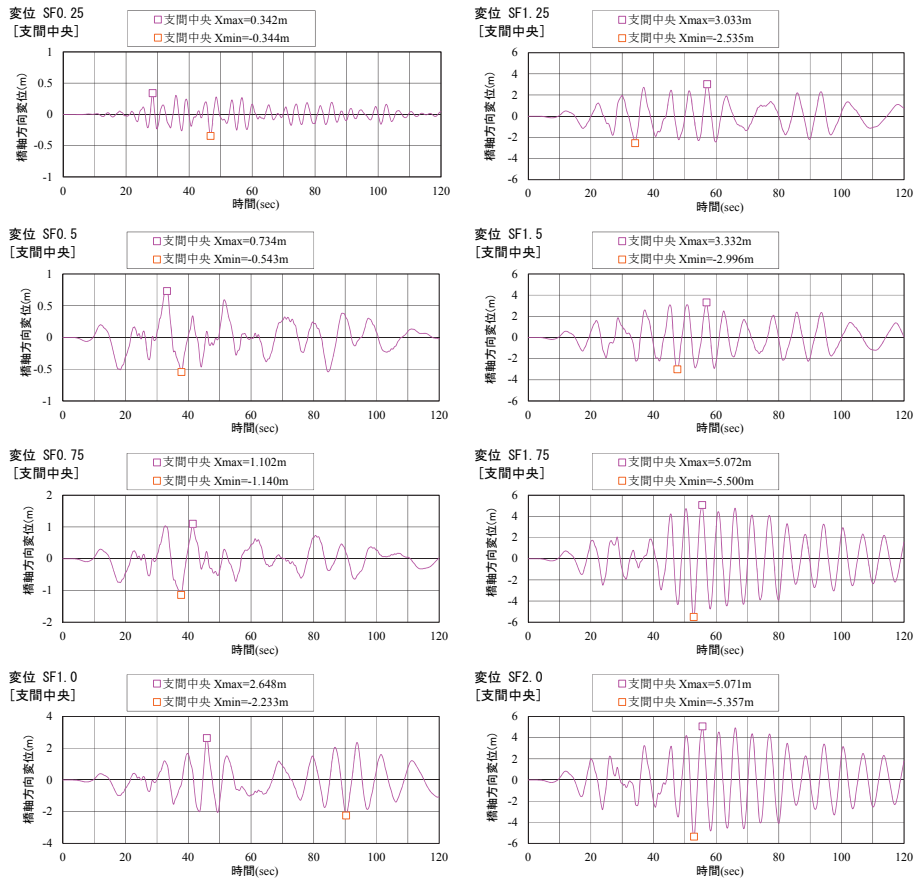


図 3.38 橋軸方向応答変位時刻歴波形（主桁支間中央，タイプ I）

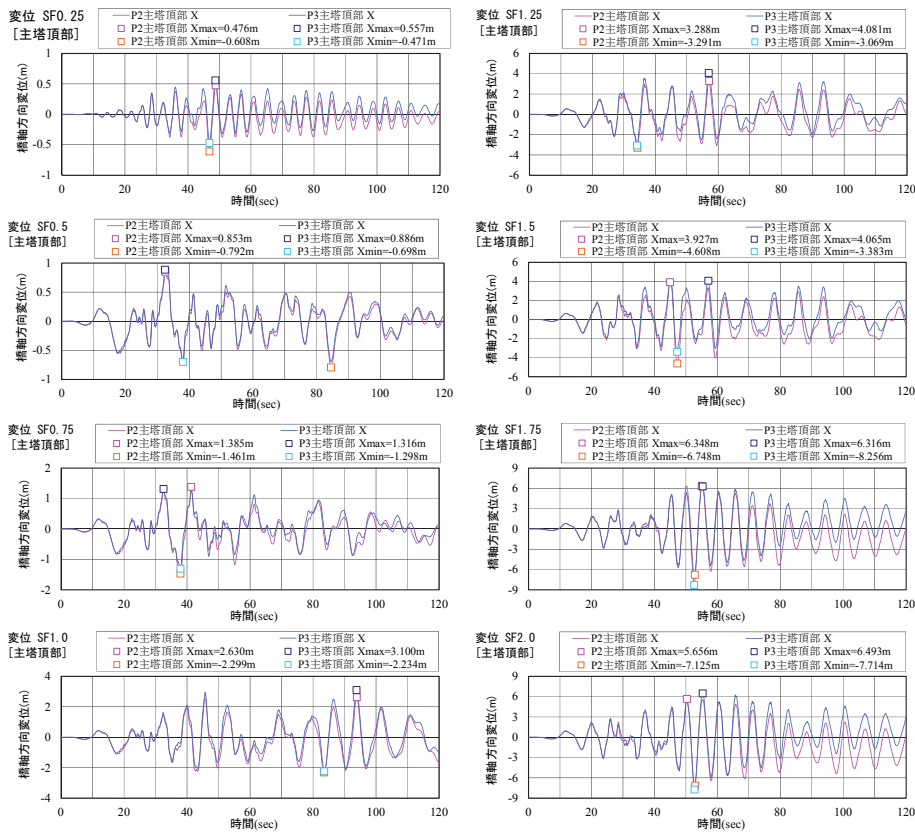


図 3.39 橋軸方向応答変位時刻歴波形（P2・P3主塔頂部，タイプ I）

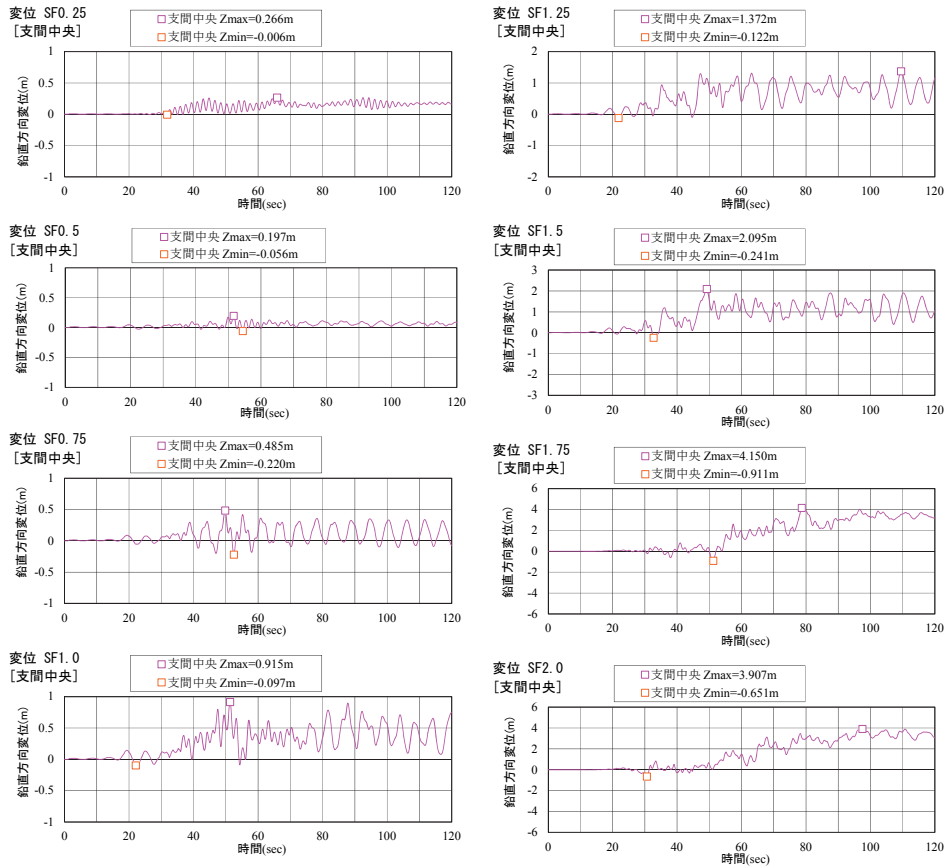


図 3.40 鉛直方向応答変位時刻歴波形 (主桁支間中央, タイプ I)

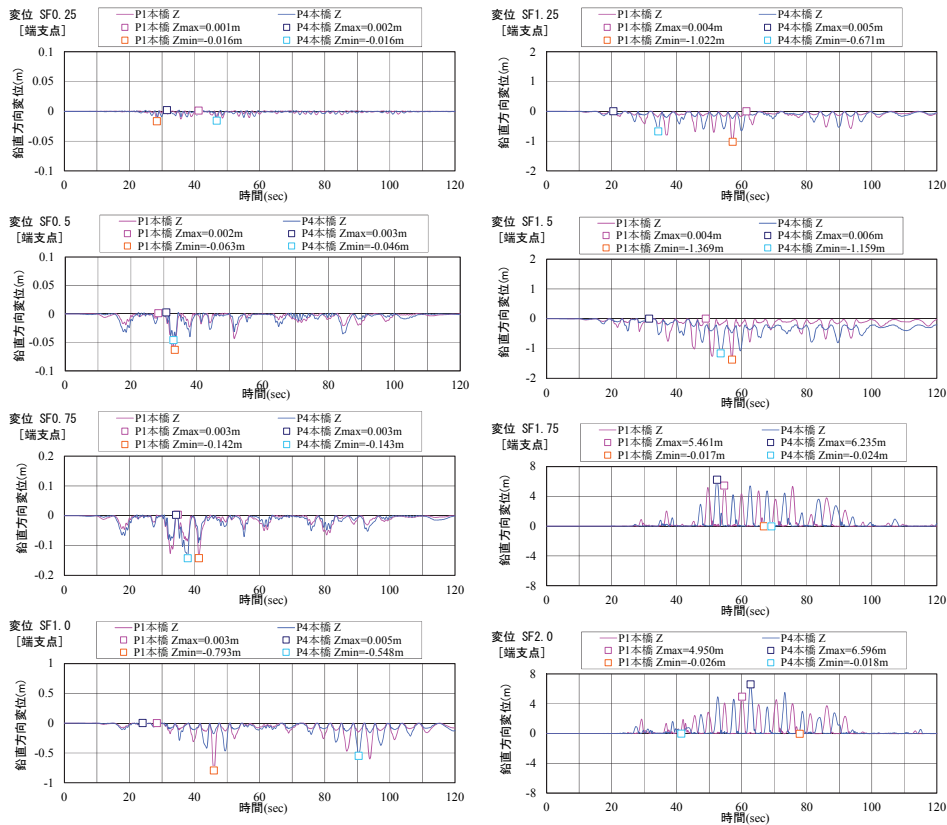
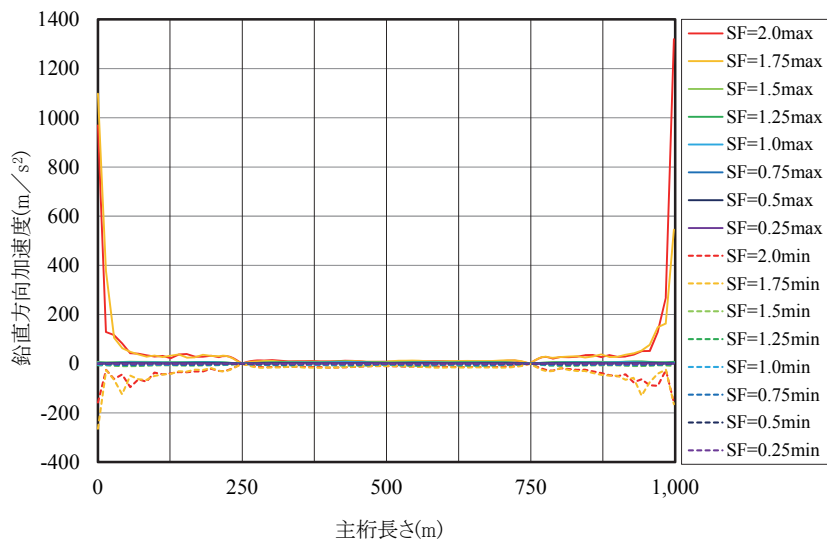


図 3.41 鉛直方向応答変位時刻歴波形 (P1・P4 端支点部, タイプ I)

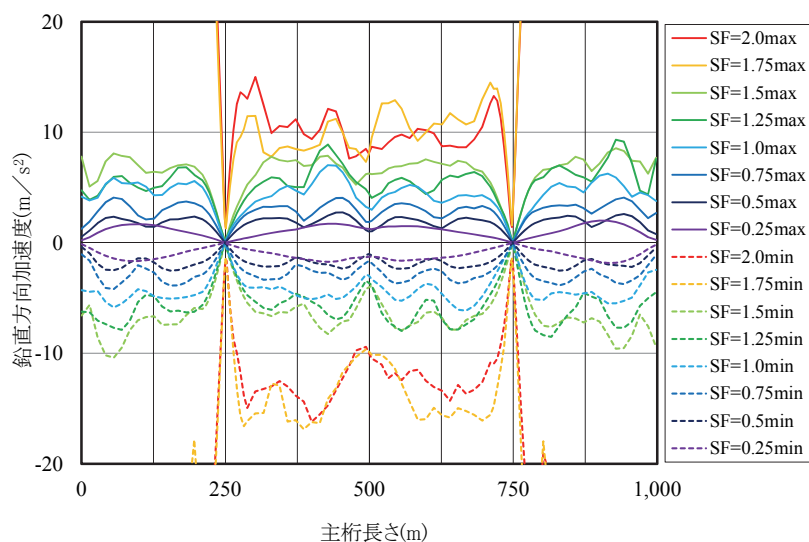
3.6.9 加速度に関する IDA 曲線

地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、主桁の鉛直方向の最大加速度の時刻歴応答を確認した。最大加速度分布について、タイプ I 地震動を図 3.42、タイプ II 地震動を図 3.43 に示す。桁端部の時刻歴波形を図 3.44 に示す。最大加速度の IDA 曲線を図 3.45 に示す。振幅倍率 1.0 では最大加速度 $6\sim 7\text{m/s}^2$ 程度であり、振幅倍率 2.0 では、タイプ II 地震動で $12\sim 13\text{m/s}^2$ 程度である。タイプ I 地震動では、振幅倍率 1.75 以上においてペンデル支承が損傷しアップリフトが発生しており、極めて大きい加速度が発生している。

各振幅倍率の最大加速度分布を表 3.10 に示す。



(a) 鉛直方向最大加速度 (全範囲)



(b) 鉛直方向最大加速度 (拡大)

図 3.42 鉛直方向最大加速度分布 (タイプ I)

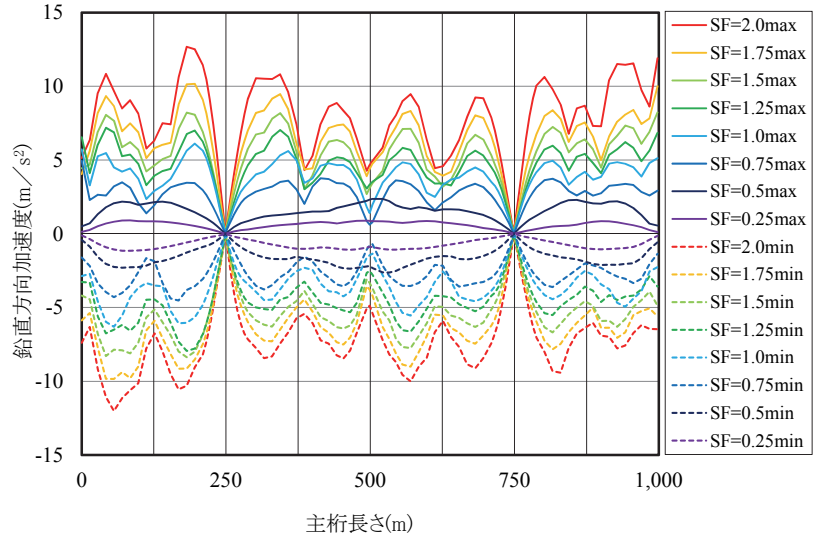


図 3.43 鉛直方向最大加速度分布 (タイプ II)

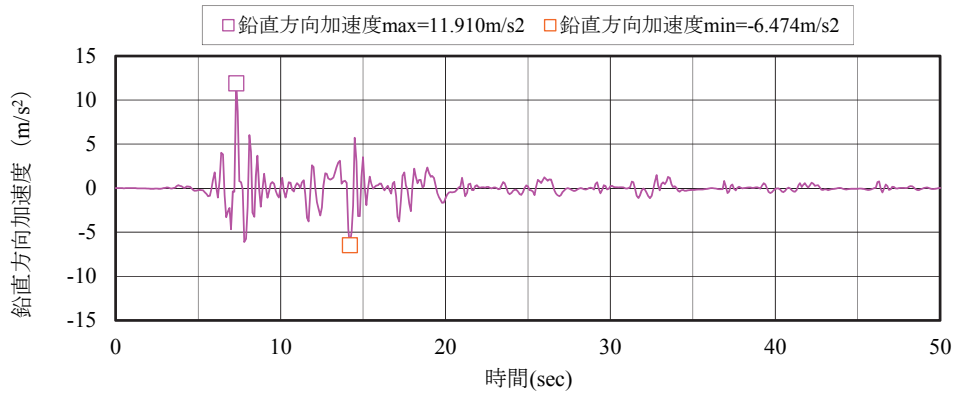


図 3.44 鉛直方向加速度時刻歴波形 (タイプ II, 振幅倍率 2.0, 桁端部)

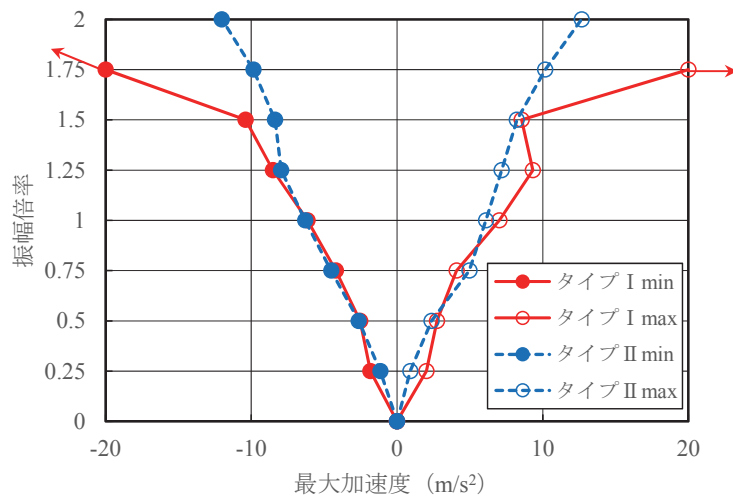


図 3.45 鉛直方向最大加速度の IDA 曲線

表 3.10(a) 鉛直方向最大加速度分布

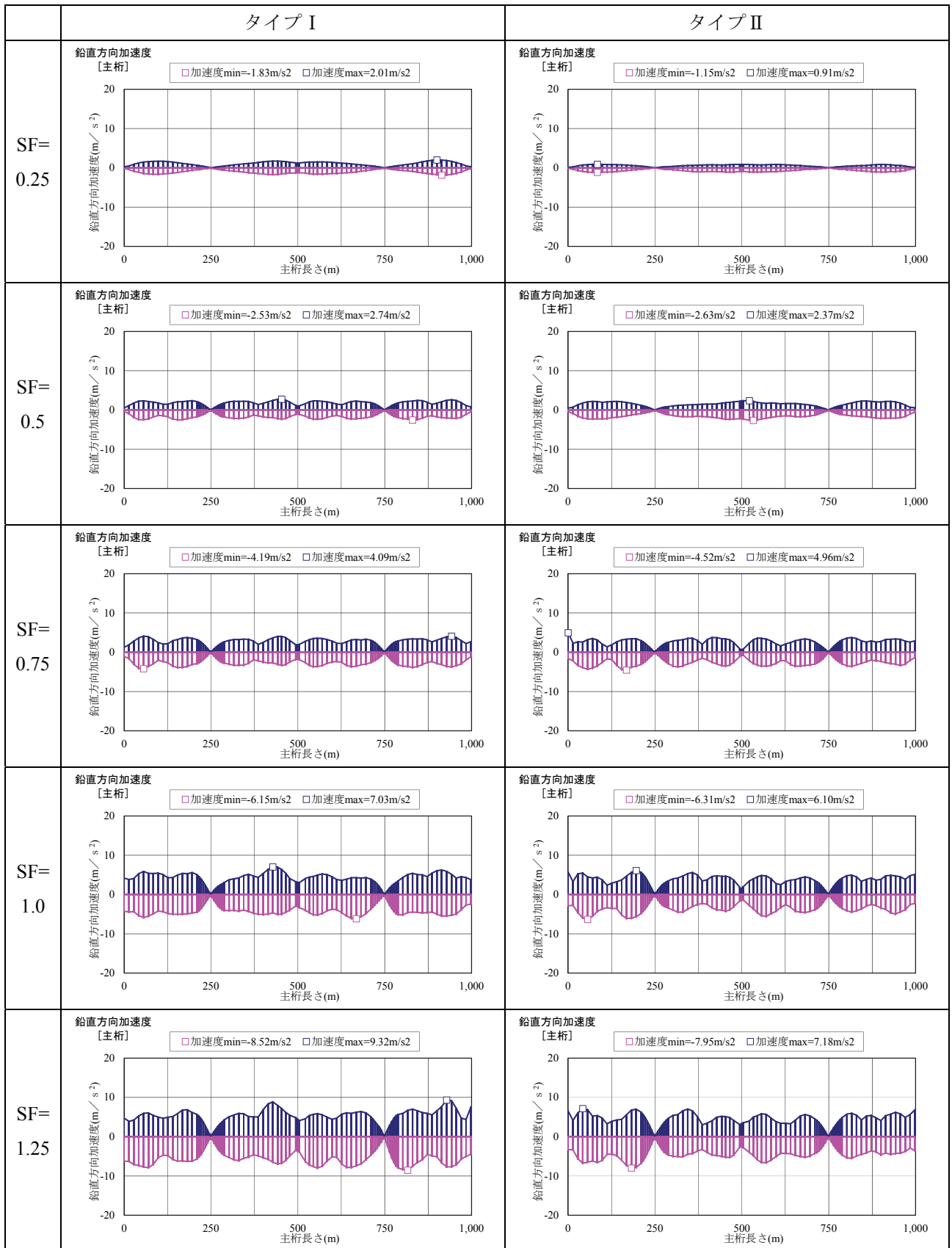
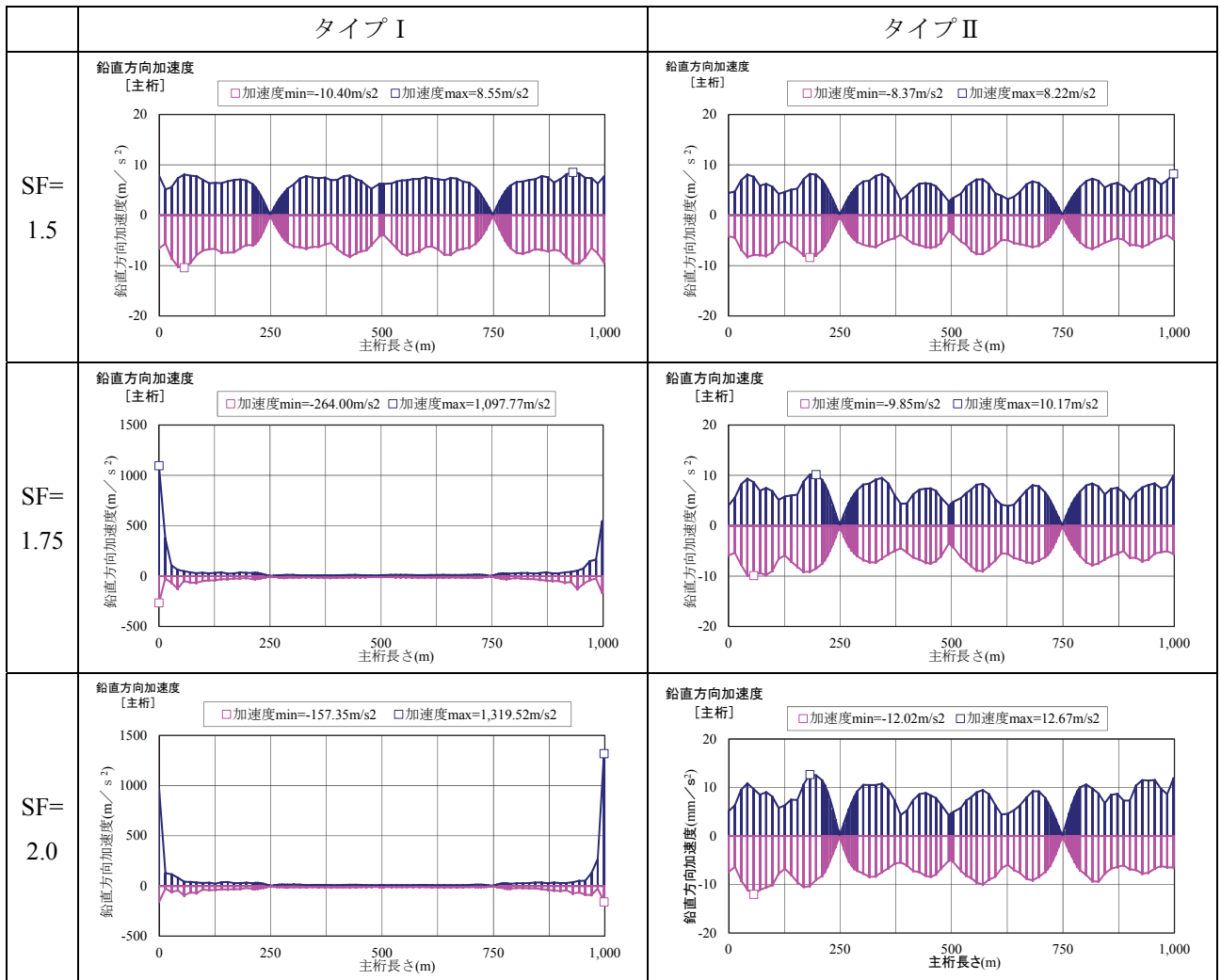


表 3.10 (b) 鉛直方向最大加速度分布



3.6.10 損傷順序ダイアグラム

各部位の IDA 曲線より限界状態を超過する振幅倍率を確認し作成した損傷順序ダイアグラムを図 3.46 に示す。タイプ I 地震動の損傷順序は、振幅倍率 0.5 でケーブルダンパーが損傷し、振幅倍率 0.75 で隣接橋との衝突、1.0 で主桁が降伏する。その後、振幅倍率 1.5 で主桁、1.75 で主塔の限界値を超過する。ペンデル支承も振幅倍率 1.75 で破断する。タイプ II 地震動の損傷順序は、振幅倍率 0.75 でケーブルダンパーが損傷し、振幅倍率 1.0 で隣接橋との衝突、1.75 で主桁が降伏する。その後、主桁の限界値は超過せず、主塔の降伏も発生しない。またペンデル支承も破断しない。

ケーブルダンパーが振幅倍率 0.5 (タイプ I)、0.75 (タイプ II) で破断するが、ケーブルは降伏せず、ケーブルダンパーの破断は耐震性能上の明確な弱点とはならないことがわかる。また、隣接橋との衝突が振幅倍率 0.75 (タイプ I)、1.0 (タイプ II) 以降に複数回確認できることから、橋軸方向の変位を抑制する必要がある。

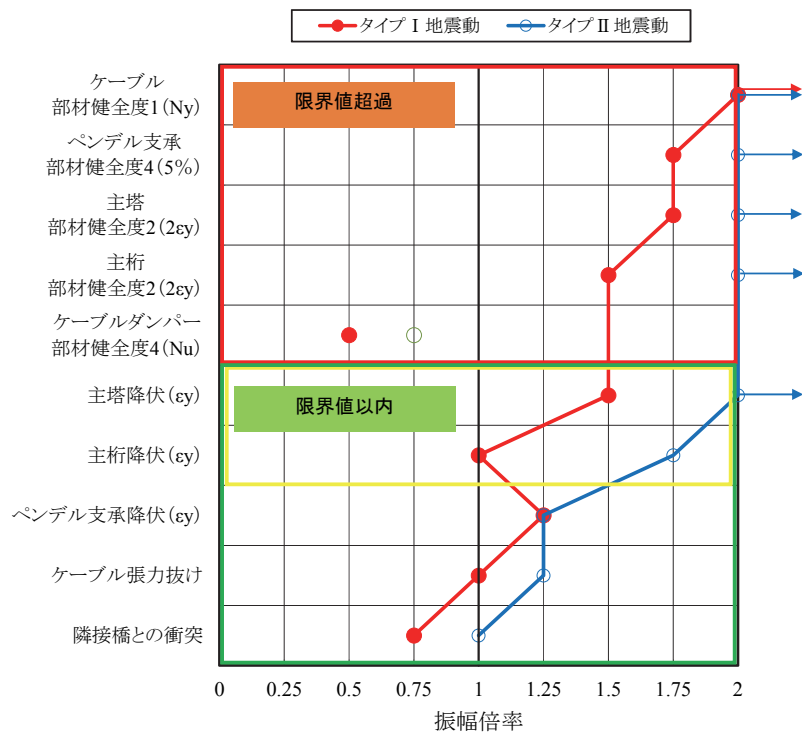


図 3.46 損傷順序ダイアグラム (橋軸方向)

3.7 IDA 曲線（橋軸直角方向入力）

3.7 節では，2.3.1 節で述べた入力地震動の組を用いて，橋軸直角方向入力時の IDA 解析を実施する．対象橋梁の各部位に対する IDA 曲線を描き，損傷が生じる振幅倍率の値を評価する．

3.7.1 橋軸直角方向入力時の損傷予測

ウィンド支承は，破断することが判明している振幅倍率およびそれを超える振幅倍率の場合の動的解析では，最初からその部材をモデルから削除した解析を行った．表 3.11 に損傷振幅倍率を示し，動的解析時の損傷モデルを表 3.12 に示す．

表 3.11 設計対象部位と部材損傷振幅倍率（橋軸直角方向）

設計対象構造		単位	許容値	損傷振幅倍率 (SF)	
				タイプ I	タイプ II
端支点 ウィンド支承	P1,P4	kN	38000	SF=1.25	SF=1.25

表 3.12 動的解析時の損傷モデル

振幅倍率(SF)	タイプ I	タイプ II
0.25	—	—
0.5		
0.75		
1.0		
1.25	端支点ウィンド支承 損傷	端支点ウィンド支承 損傷
1.5		
1.75		
2.0		

3.7.2 主塔ひずみの IDA 曲線

(1)タイプ I 地震動

タイプ I 地震動での P2 主塔部の最大ひずみ分布を図 3.47 に示す。縦軸に主塔高さ、横軸に応答ひずみを示し、振幅倍率が 0.25 から 2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界 (SM570 材 : 2250 μ , SM490Y 材 : 1775 μ) も示す。圧縮側は振幅倍率 1.0 (L 側柱) および 1.25 (R 側柱) で降伏限界 1.0 ϵ_y (2250 μ , SM570 材) を超過し塑性化が進行する。振幅倍率 1.75 (R 側柱) および 2.0 (L 側柱) にて圧縮側で許容ひずみ 2.0 ϵ_y を超過し、健全度 2 を満足しない結果となる。引張側は振幅倍率 1.75 (L 側柱) および 2.0 (R 側柱) で降伏限界 1.0 ϵ_y を超過し、許容ひずみ 2.0 ϵ_y は超過しない。

最大ひずみの IDA 曲線を図 3.48 に示す。縦軸に振幅倍率、横軸に応答ひずみを示す。応答ひずみは降伏ひずみとの比 ϵ/ϵ_y で表示する。L 側柱と R 側柱の応答ひずみは、圧縮側は降伏限界までは同じ挙動を示すが、塑性限界以降は塑性化の影響のため異なる結果を示す。引張側は降伏限界以前より異なる挙動を示す。これは圧縮側の塑性化が影響していると考えられる。振幅倍率 2.0 の最大ひずみ時のコンター図を図 3.49 に示す。

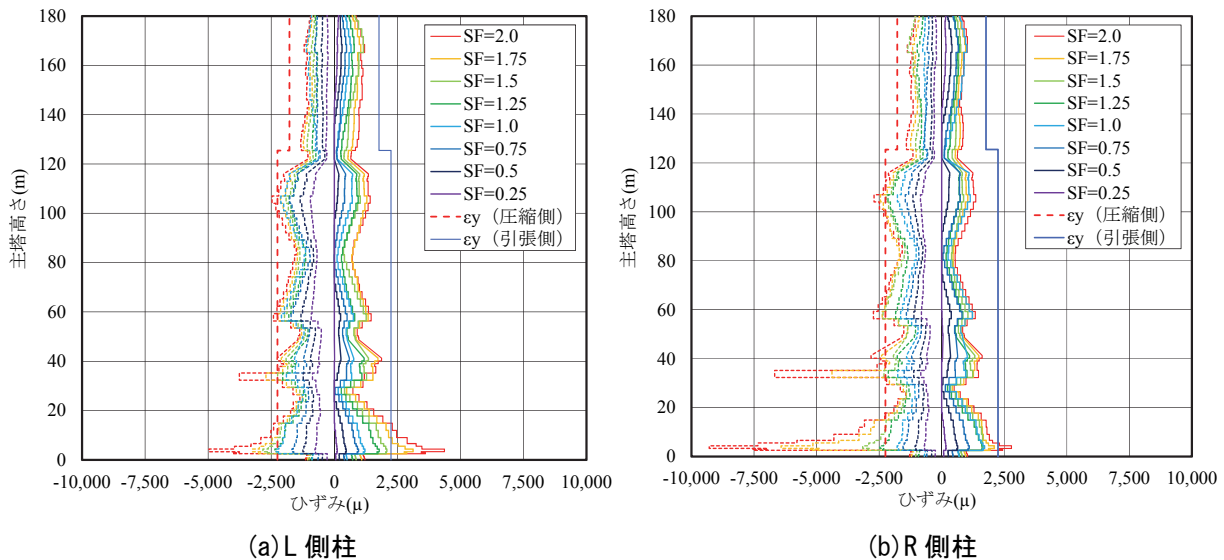


図 3.47 主塔の最大ひずみ分布 (タイプ I)

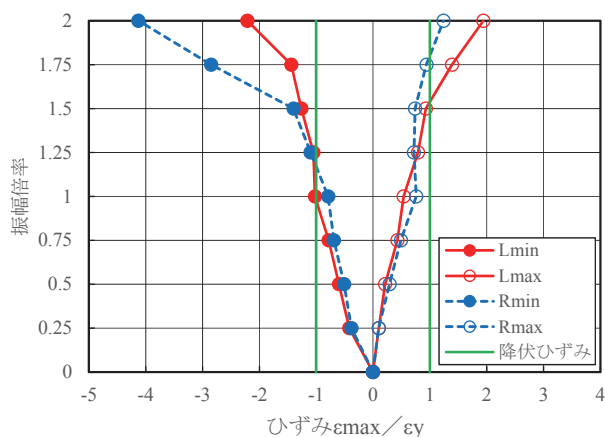


図 3.48 主塔の最大ひずみの IDA 曲線

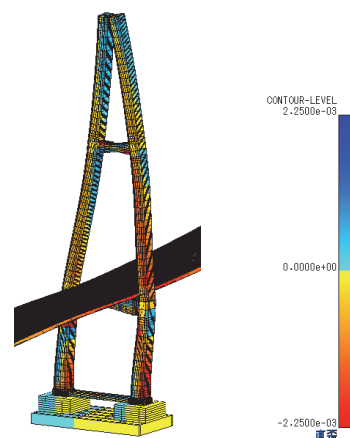
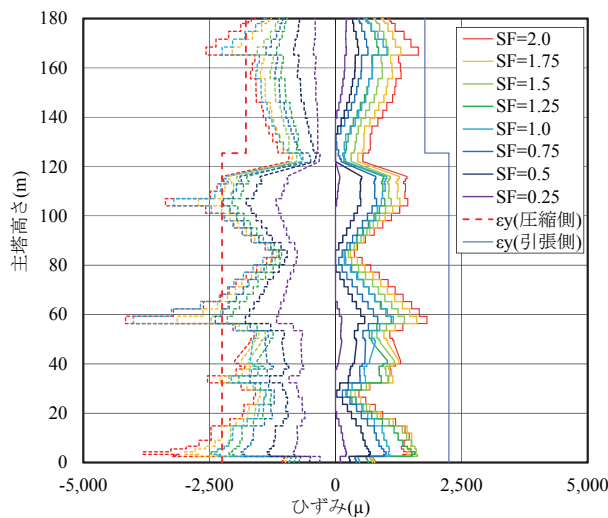


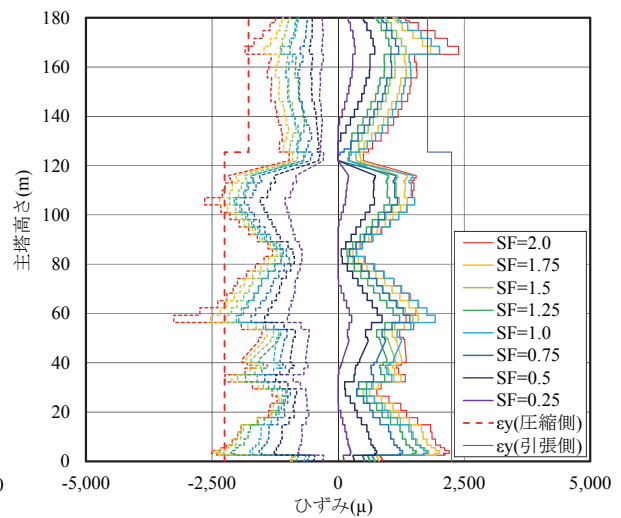
図 3.49 最大ひずみ時コンター図 (変形倍率 10 倍)

(2)タイプII地震動

タイプII地震動では、図 3.50 に示すように主塔の縁ひずみは降伏限界 $1.0\epsilon_y$ を超過し部材の塑性化が生じるが、許容ひずみ $2.0\epsilon_y$ は超過しない。最大ひずみの IDA 曲線を図 3.51 に示す。圧縮側は振幅倍率 0.75 (L 側柱) および 1.5 (R 側柱) で降伏限界 $1.0\epsilon_y$ (2250μ , SM570 材) を超過し塑性化が進行する。引張側は R 側柱のみで振幅倍率 1.0 (R 側柱) で降伏限界 $1.0\epsilon_y$ を超過する。振幅倍率 1.25 においてひずみ値が減少しているが、端支点部のウィンド支承の損傷を表現するため削除して解析を行った影響が考えられる。主塔 (L 柱) の最大ひずみ IDA 曲線について、タイプ I 地震動とタイプ II 地震動を表示した結果を図 3.52 に示す。



(a) L 側柱



(b) R 側柱

図 3.50 主塔の最大ひずみ分布 (タイプII)

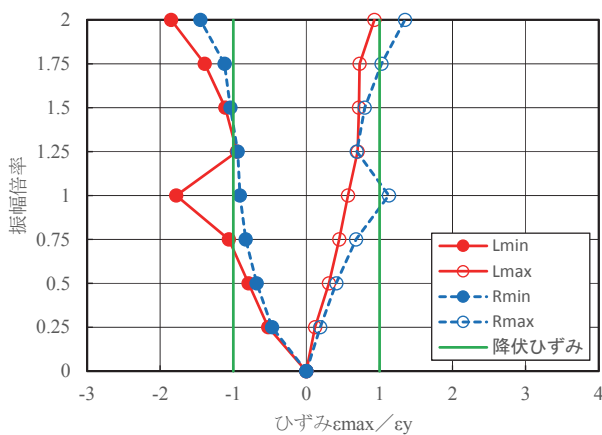


図 3.51 主塔の最大ひずみの IDA 曲線 (タイプII)

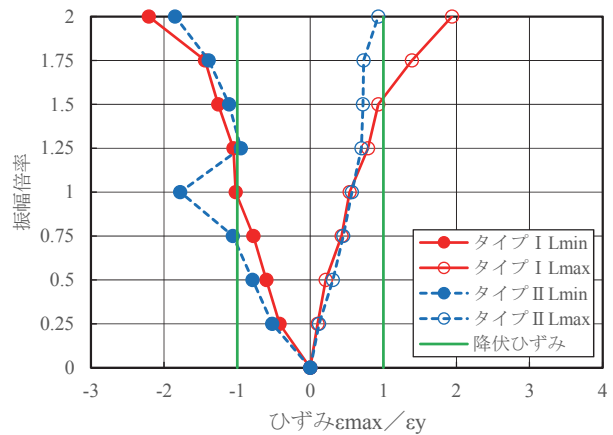


図 3.52 主塔ひずみの IDA 曲線 (L 側柱)

3.7.3 主桁ひずみの IDA 曲線

タイプ I 地震動での主桁の最大ひずみ分布を図 3.53 に示す。縦軸にひずみ、横軸に主桁長さを示し、振幅倍率が 0.25~2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界（SM490Y 材：1775 μ ，SM400 材：1175 μ ）も示す。圧縮側、引張側ともに、主桁支間中央部において振幅倍率 1.0 で降伏限界（1175 μ ，SM400 材）を超過し、振幅倍率 1.25 以上にて許容ひずみ 2.0 ϵ_y を超過し健全度 2 を満足しない結果となる。

タイプ II 地震動での主桁の最大ひずみ分布を図 3.54 に示す。圧縮側、引張側ともに振幅倍率 1.0 で降伏限界（1175 μ ，SM400 材）を超過し、引張側は振幅倍率 1.25，圧縮側は振幅倍率 1.5 以上にて許容ひずみ 2.0 ϵ_y を超過し健全度 2 を満足しない結果となる。主桁の最大ひずみの IDA 曲線を図 3.55 に示す。振幅倍率 2.0 の最大ひずみ時のコンター図を図 3.56 に示す。

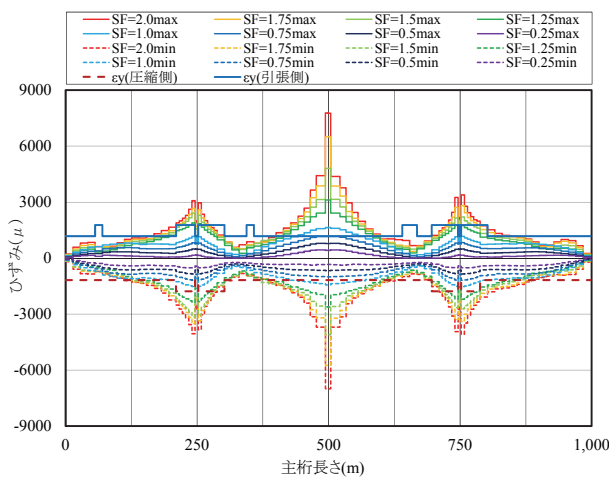


図 3.53 主桁の最大ひずみ分布（タイプ I）

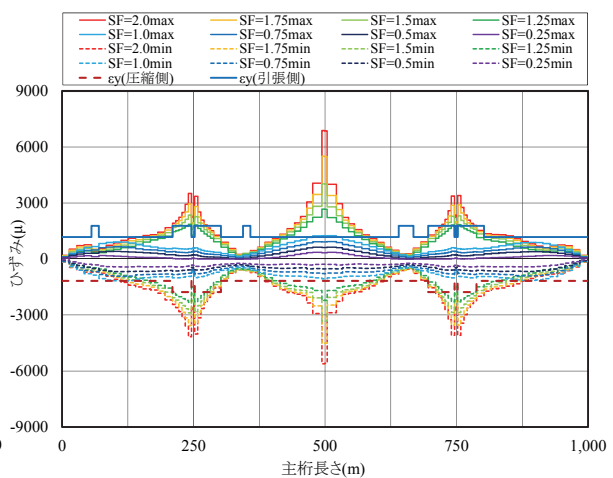


図 3.54 主桁の最大ひずみ分布（タイプ II）

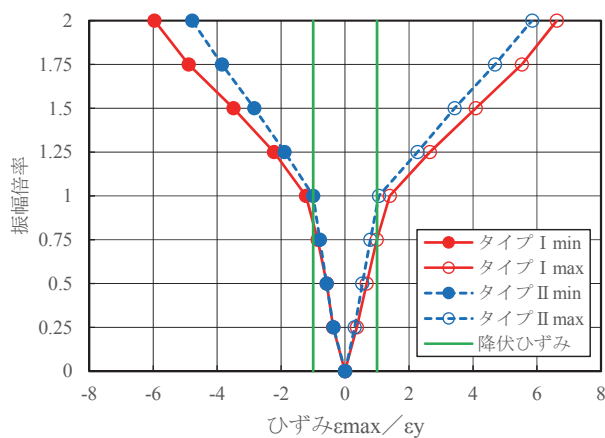


図 3.55 主桁の最大ひずみの IDA 曲線

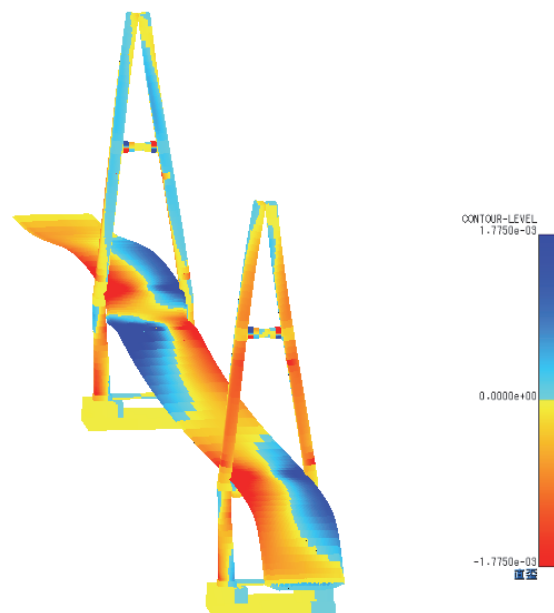


図 3.56 最大ひずみ時コンター図

3.7.4 ケーブルの IDA 曲線

ケーブルの張力分布について、タイプ I 地震動を図 3.57、タイプ II 地震動を図 3.58 に示す。縦軸に張力/降伏張力、横軸にケーブル番号を示し、振幅倍率が 0.25 から 2.0 までの結果を示す。負側が圧縮（張力抜け）、正側が引張である。タイプ I、タイプ II とともに右側ケーブルが左側ケーブルのより張力が大きいことから、右側ケーブルの結果を述べる。

タイプ I では振幅倍率 1.75 でケーブルの降伏張力に達し、健全度 1 を満足しない結果となった。圧縮側は振幅倍率 1.25 で張力抜けが発生した。タイプ II ではケーブルの降伏張力に達しておらず、健全度 1 を満足した。圧縮側は振幅倍率 2.0 で張力抜けが発生した。

ケーブルの最大張力の IDA 曲線を図 3.59 に示す。縦軸に振幅倍率、横軸にケーブル最大張力を示す。ケーブル最大張力は降伏張力との比 N/N_y で表示する。図 3.59 (b) に示すタイプ II の IDA 曲線では振幅倍率 1.25 において、引張張力の減少が認められるが、該当振幅倍率で端支点部のウィンド支承の損傷を表現するため削除して解析を行った影響が考えられる。タイプ I ではその傾向は認められない。タイプ I 地震動における端支点部のウィンド支承の損傷前後のケーブルの張力分布を図 3.60 に示す。ウィンド支承損傷後は、側径間の端支点部の橋軸直角方向の水平力をケーブルが負担するためケーブル張力が大きくなり、支間中央部も橋軸直角方向の変位が大きくなることからケーブル張力が増大している。タイプ I とタイプ II をまとめた IDA 曲線を図 3.61 に示す。

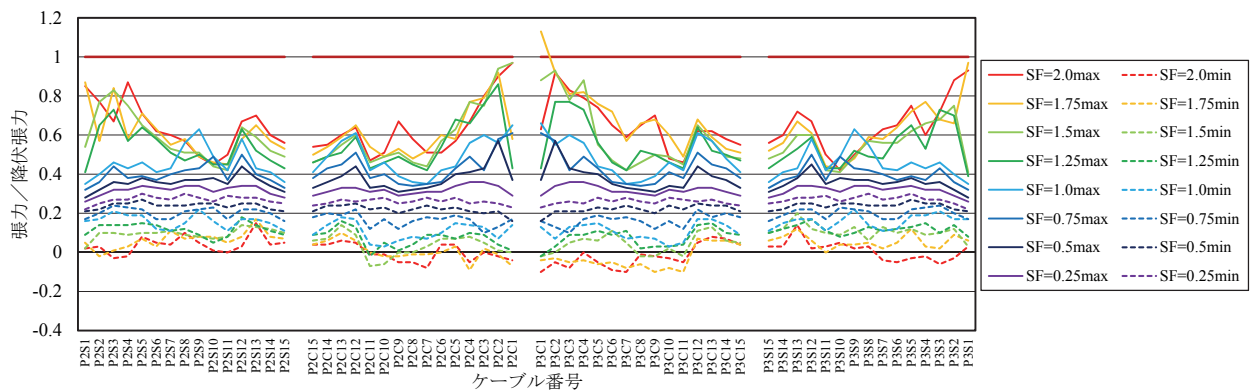


図 3.57 ケーブルの張力分布（タイプ I）

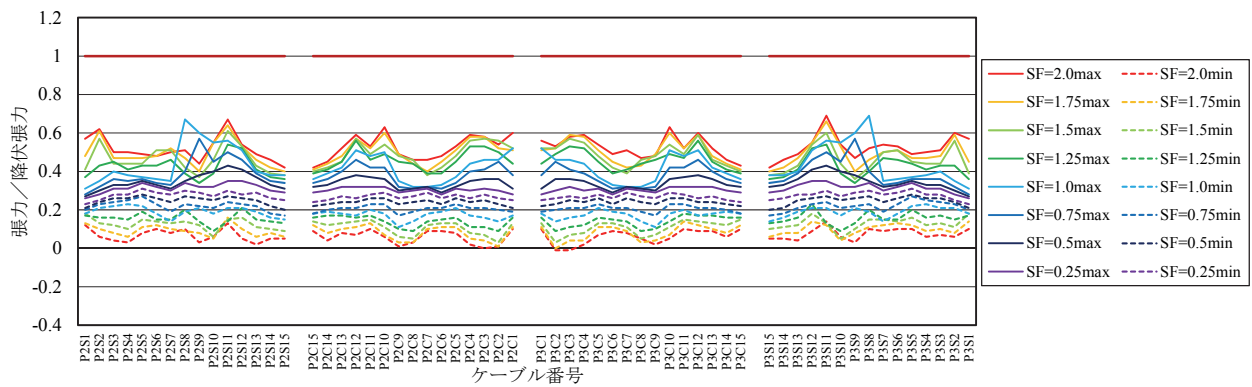


図 3.58 ケーブルの張力分布（タイプ II）

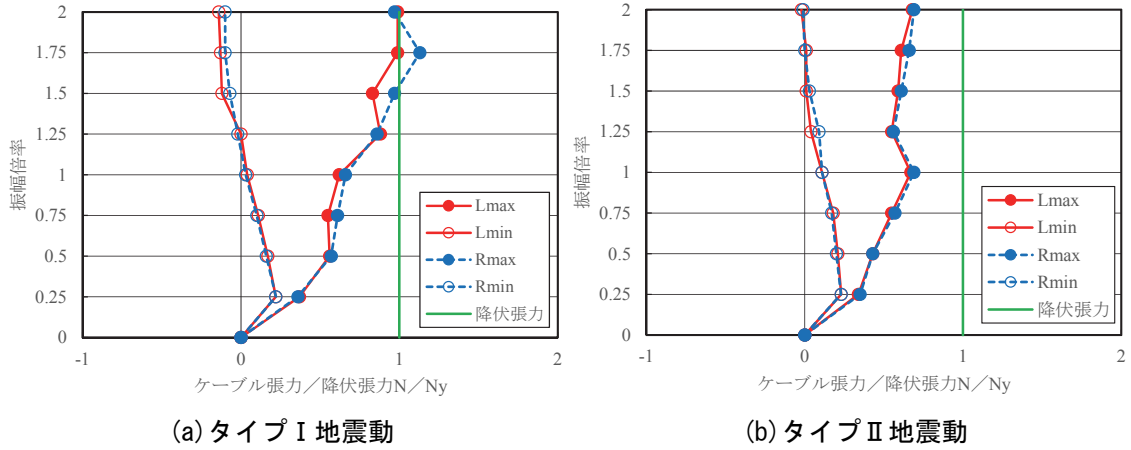
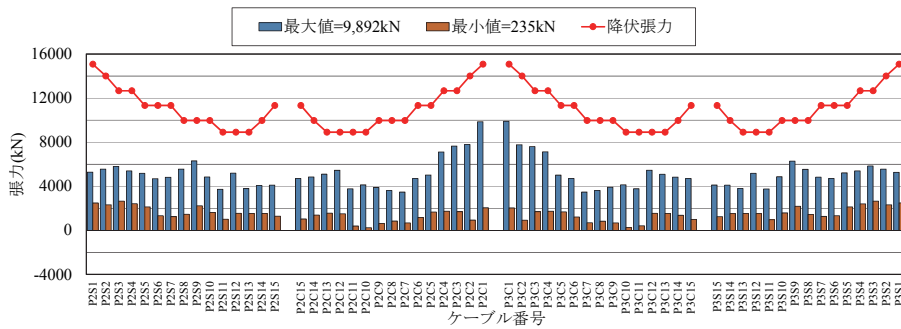
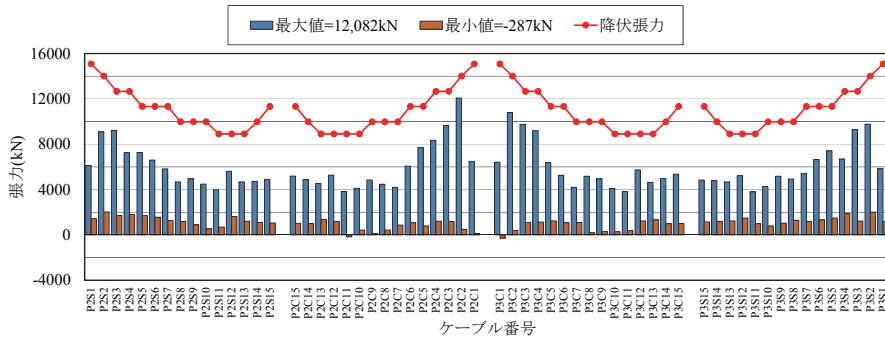


図 3.59 ケーブルの最大張力分布の IDA 曲線



(a) 損傷前 (SF=1.0)



(b) 損傷後 (SF=1.25)

図 3.60 端支点のウィンド支承の損傷前後のケーブルの張力分布

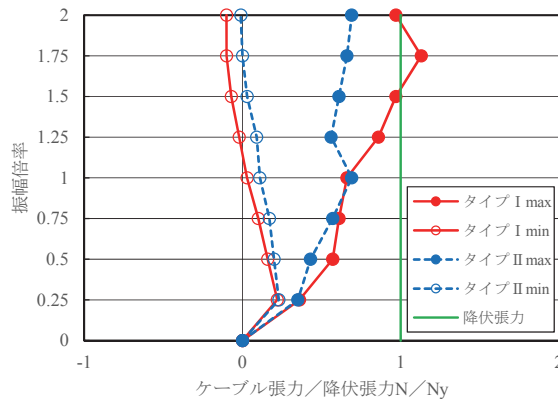


図 3.61 ケーブルの最大張力分布の IDA 曲線 (タイプ I, タイプ II)

3.7.5 ペンデル支承の IDA 曲線

ペンデル支承の IDA 曲線を図 3.62 に示す。ペンデル支承の反力は、図 3.63、図 3.64 に示すように振幅倍率 2.0 においても破断荷重は下回り、ペンデル支承は損傷しないことがわかった。降伏限界に対しては、タイプ I では振幅倍率 1.5、タイプ II では振幅倍率 2.0 において超過する。

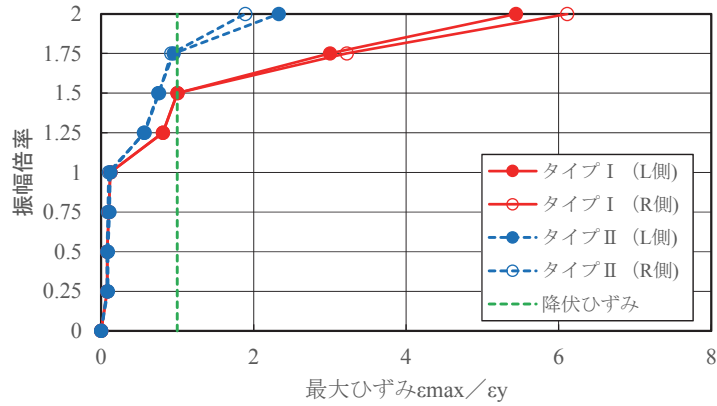


図 3.62 ペンデル支承の IDA 曲線

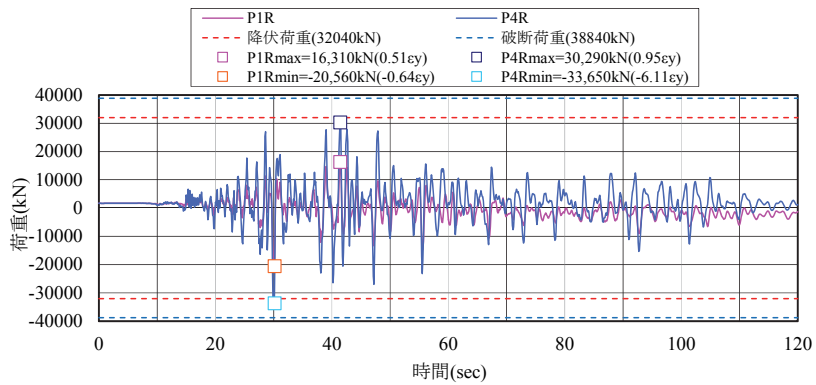


図 3.63 右側ペンデル支承反力 (タイプ I, 振幅倍率 2.0)

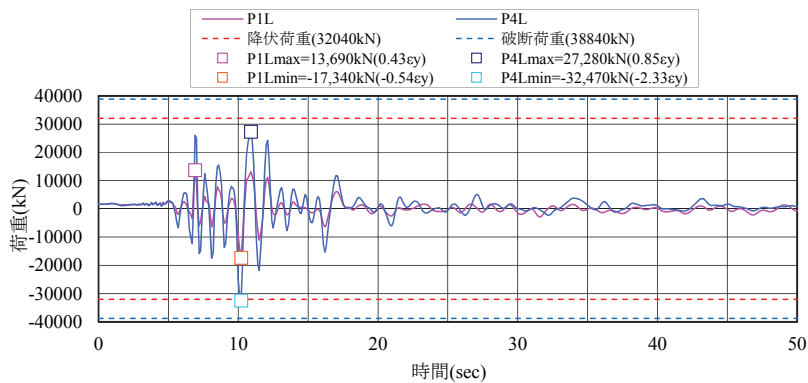


図 3.64 左側ペンデル支承反力 (タイプ II, 振幅倍率 2.0)

3.7.6 ケーブルダンパーの IDA 曲線

主塔部のケーブルダンパーの IDA 曲線を図 3.65 に示す。ケーブルダンパーの反力は、図 3.66、3.67 に示すように振幅倍率 2.0 においても破断荷重は下回り、ケーブルダンパーは損傷しないことがわかった。

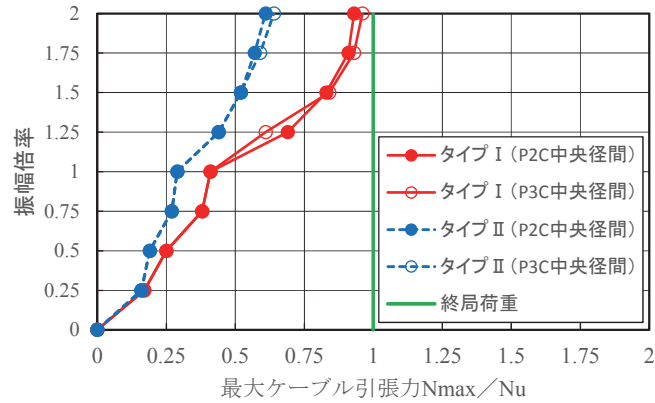


図 3.65 主塔部ケーブルダンパーの IDA 曲線

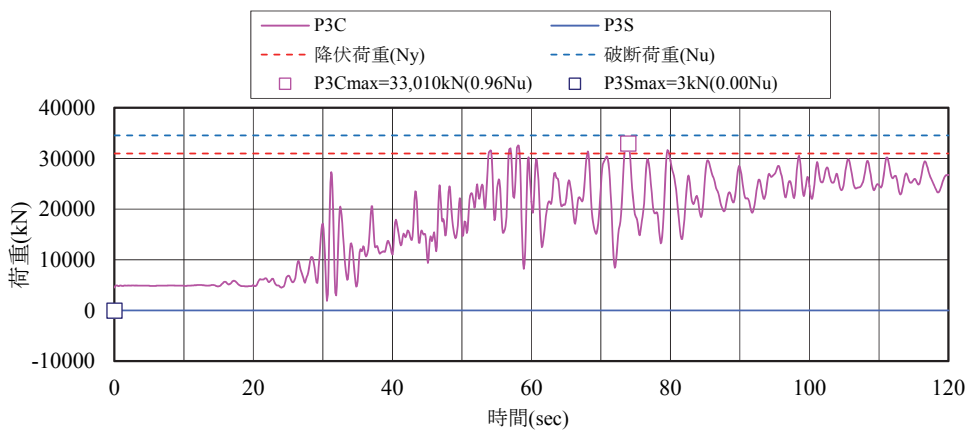


図 3.66 P3 ケーブルダンパー反力 (タイプ I, 振幅倍率 2.0)

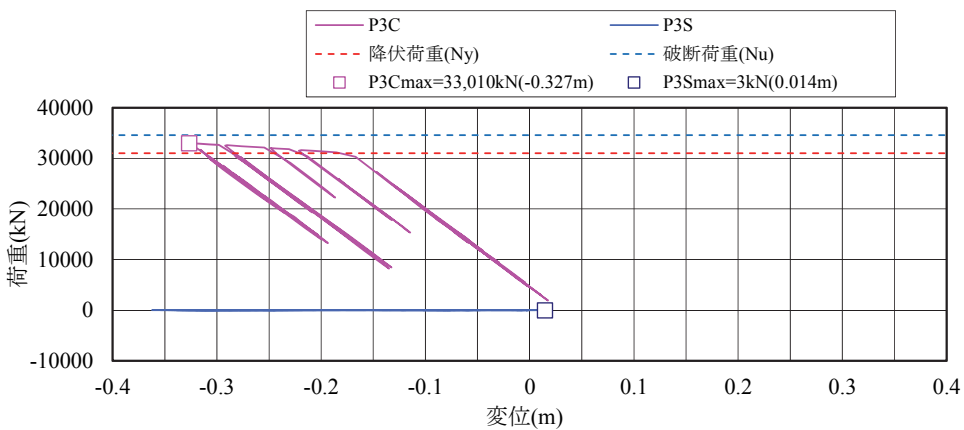


図 3.67 P3 ケーブルダンパー変位-反力関係 (タイプ I, 振幅倍率 2.0)

3.7.7 変位に関する IDA 曲線

橋軸直角方向の最大応答変位について、図 3.68 (a)に主桁支間中央と主塔頂部 (P2, P3) における IDA 曲線を示し、図 3.68 (b)に端支点部 (P1, P4) における IDA 曲線を示す。

主桁支間中央と、端支点部 (P1, P4) の鉛直方向の最大応答変位に関する IDA 曲線を図 3.69 に示す。主塔頂部 (P2, P3) の橋軸方向の最大応答変位に関する IDA 曲線を図 3.70 に示す。

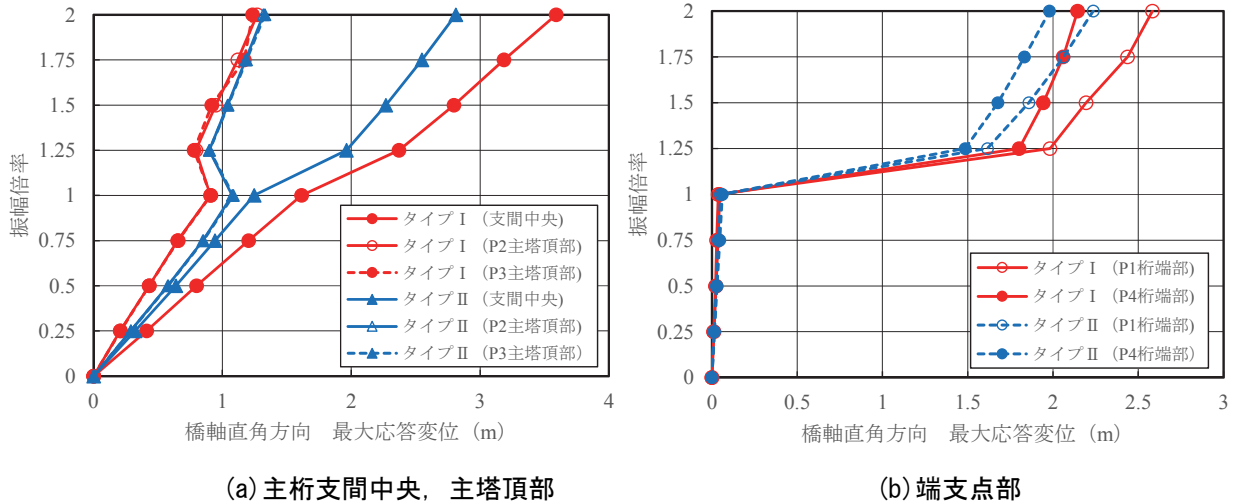


図 3.68 変位に関する IDA 曲線 (橋軸直角方向)

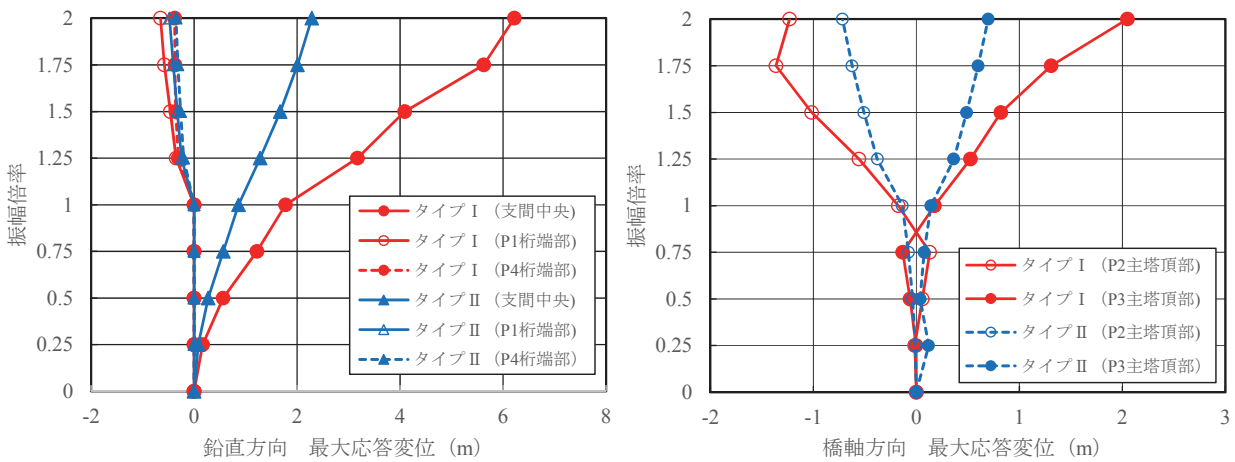


図 3.69 変位に関する IDA 曲線 (鉛直方向)

図 3.70 変位に関する IDA 曲線 (橋軸方向)

3.7.8 加速度に関する IDA 曲線

地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、主桁の鉛直方向の最大加速度の時刻歴応答を確認した。最大加速度分布について、タイプ I 地震動を図 3.71、タイプ II 地震動を図 3.72 に示す。最大加速度の IDA 曲線を図 3.73 に示す。振幅倍率 1.0 においてタイプ I 地震動では最大加速度 7~10 m/s^2 程度、タイプ II 地震動では 4~5 m/s^2 程度であり、振幅倍率 2.0 において、タイプ I 地震動では 14~17 m/s^2 程度、タイプ II 地震動で 10~13.5 m/s^2 程度である。図 3.74、図 3.75 に最大加速度が発生する支間中央部の時刻歴波形を示す。

各振幅倍率の最大加速度分布を表 3.13 に示す。

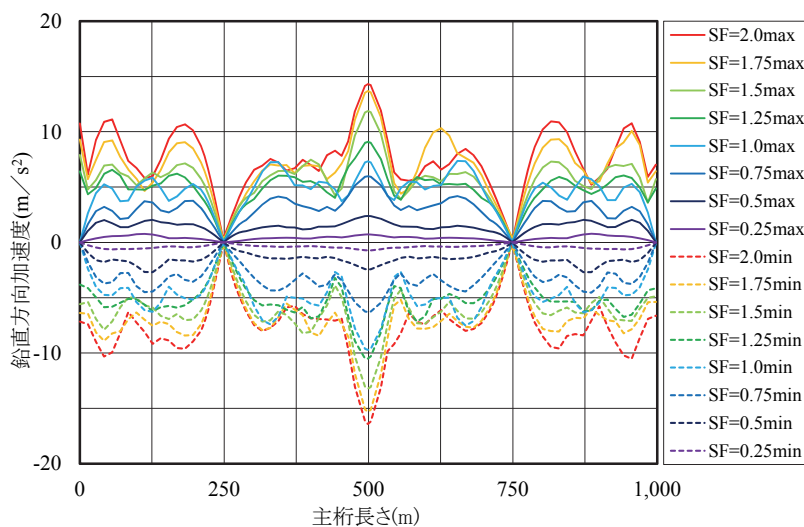


図 3.71 鉛直方向最大加速度分布（タイプ I）

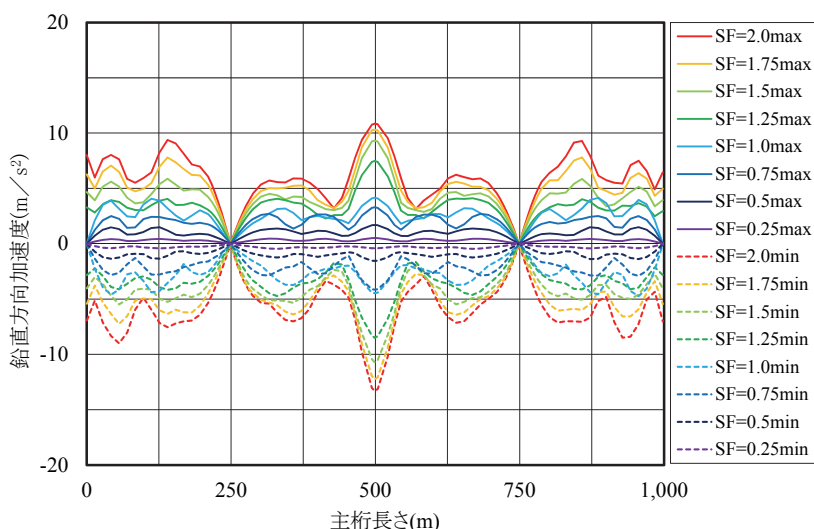


図 3.72 鉛直方向最大加速度分布（タイプ II）

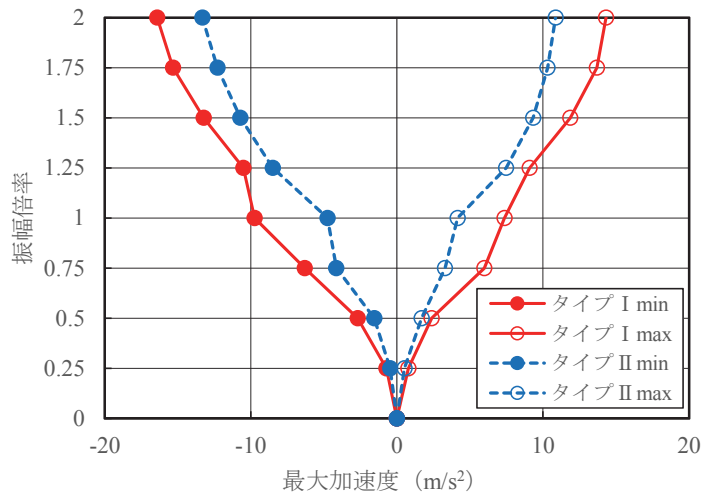


図 3.73 鉛直方向最大加速度の IDA 曲線

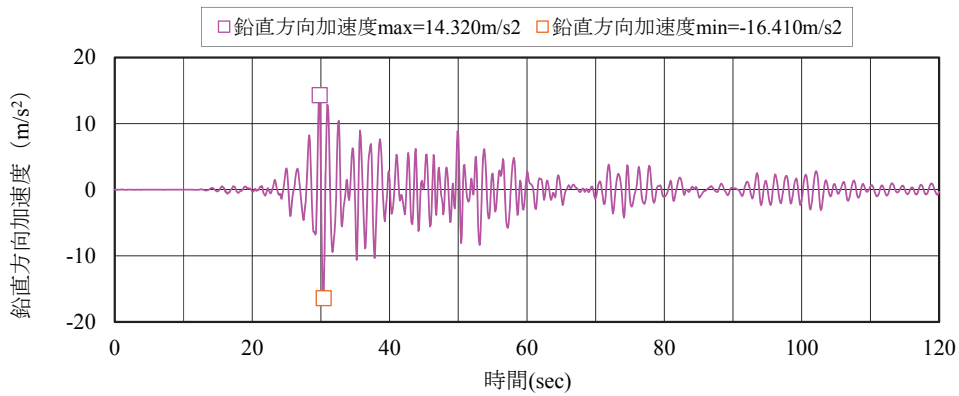


図 3.74 鉛直方向加速度時刻歴波形 (タイプ I, 振幅倍率 2.0, 支間中央部)

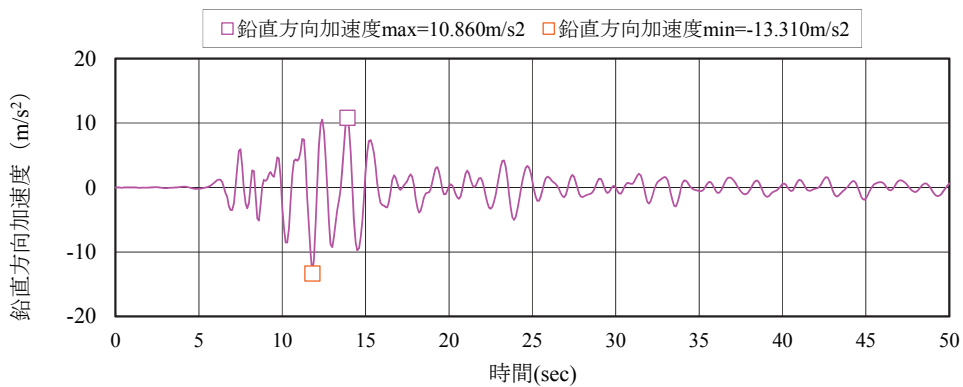


図 3.75 鉛直方向加速度時刻歴波形 (タイプ II, 振幅倍率 2.0, 支間中央部)

表 3.13(a) 鉛直方向最大加速度分布

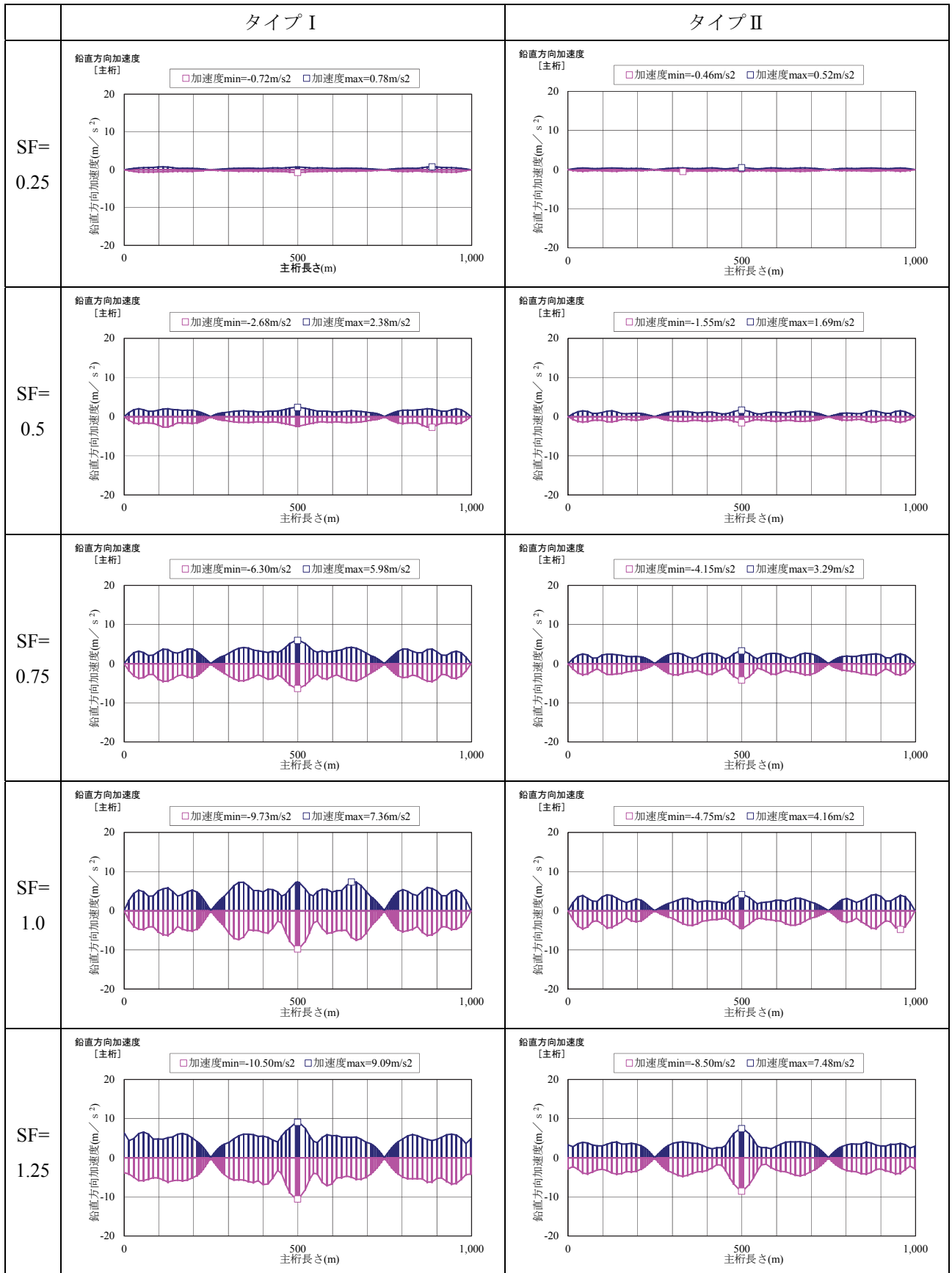
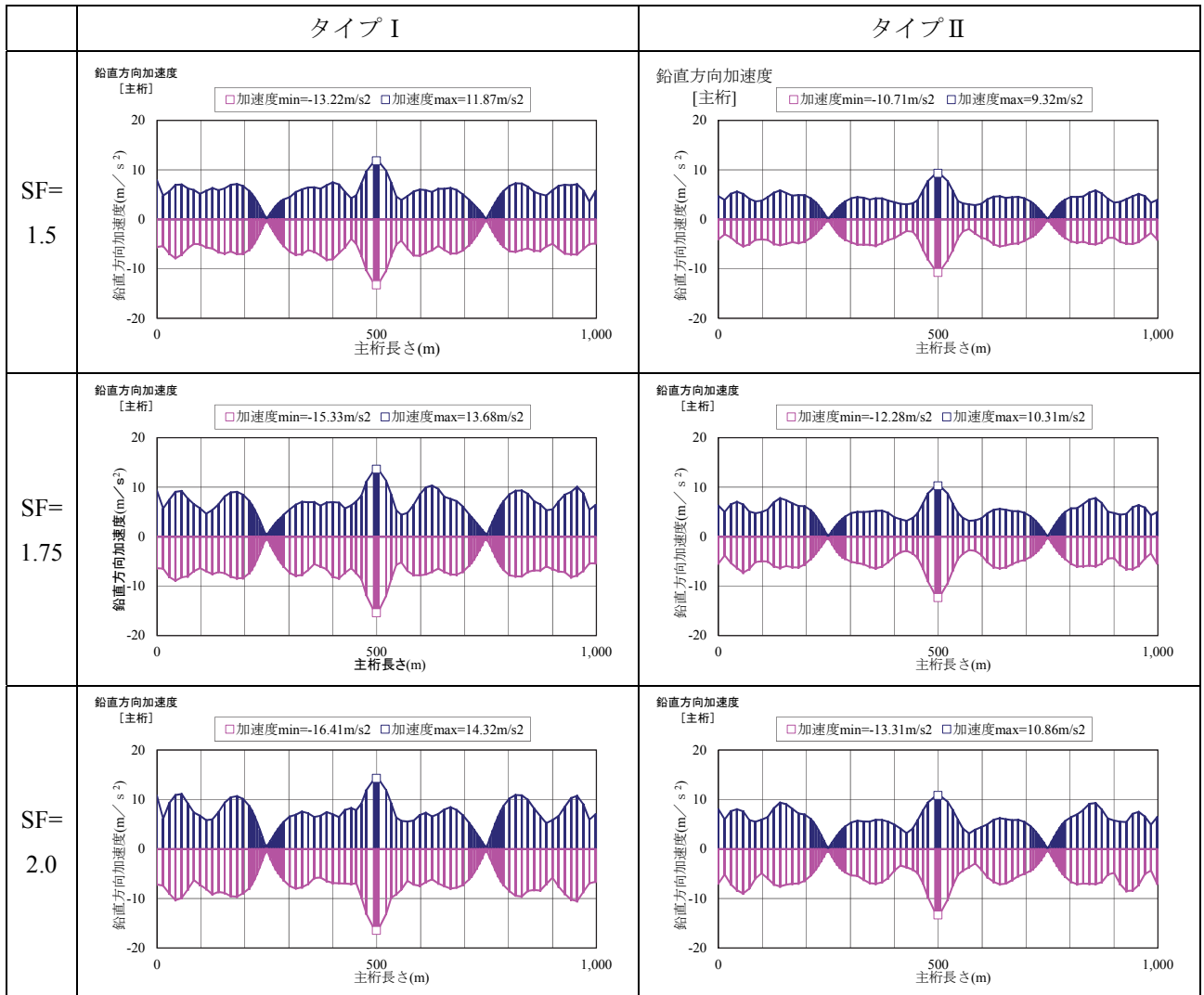


表 3.13(b) 鉛直方向最大加速度分布



3.7.9 損傷順序ダイアグラム

各部位の IDA 曲線より限界状態を超過する振幅倍率を確認し作成した損傷順序ダイアグラムを図 3.76 に示す。タイプ I 地震動の損傷順序は、振幅倍率 1.0 で主桁、主塔が降伏し、振幅倍率 1.25 で端橋脚の支承が破断し、主桁が限界値を超過する。振幅倍率 1.5 でペンデル支承が降伏し、振幅倍率 1.75 で主塔、ケーブルが限界値を超過する。タイプ II 地震動の損傷順序は、振幅倍率 0.75 で主塔、振幅倍率 1.0 で主桁が降伏する。振幅倍率 1.25 で端橋脚の支承が破断し、主桁が限界値を超過する。その後、振幅倍率 2.0 でペンデル支承が降伏するが、他の損傷は発生しない。

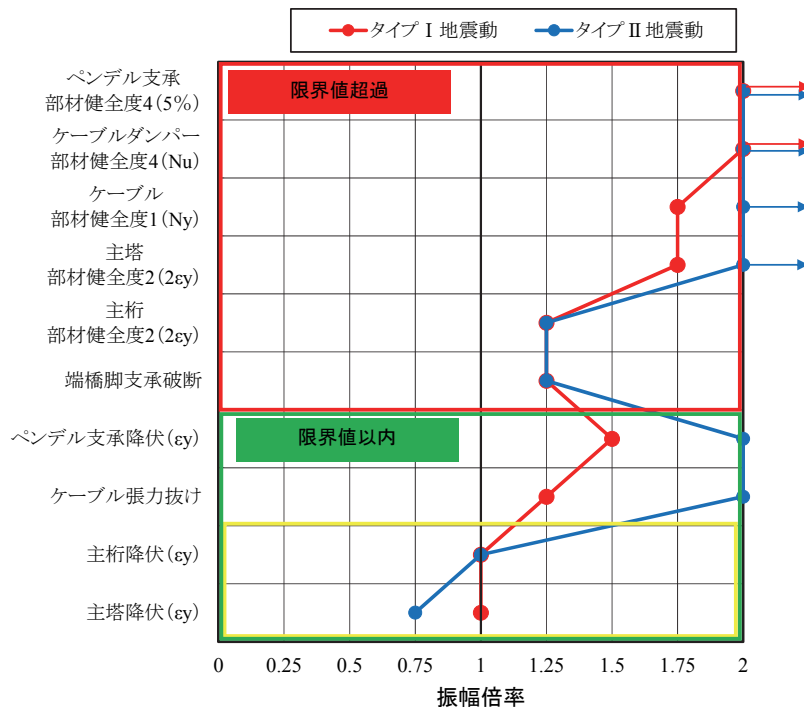


図 3.76 損傷順序ダイアグラム（橋軸直角方向）

3.8 IDA 曲線（標準波一相補直交成分 2 方向入力）

3.6 節, 3.7 節で述べた 1 方向入力のみによる耐震性能照査では, レベル 2 地震時の弾塑性挙動や幾何学的非線形性を含めた複合非線形性と合わせて考えた場合, 3 次元性を持つ実際の地震動に対する応答が適切に評価されない可能性がある. したがって, 3.8 節では, 橋軸方向, 橋軸直角方向 2 方向入力時の IDA 解析を実施する. 2.3.1 節で述べたタイプ II の入力地震動（標準波）のスペクトルに適合し, 2 方向入力としての特性が明確な波形を用いることが望ましいと考えられることから, 標準波にヒルベルト変換を適用した相補直交成分波を算出し, 図 3.77 に示す標準波および相補直交成分波を 2 方向入力地震動の 2 成分として用いる（相補 2 方向波）. この方法は, 固有周期に関わらず 2 方向弾性応答の大きさが 1 方向入力の場合の応答の大きさと一致するような 2 方向入力は, 図 3.78 に示す加速度軌跡が円運動の性質を持つ, という仮説に基づき導かれるものである³⁻²⁾. なお, 比較として, 2.3.1 節で述べた入力地震動を用いた標準波を 2 方向入力した結果（1 方向 45 度波）も合わせて述べる.

対象橋梁の各部位に対する IDA 曲線を描き, 損傷が生じる振幅倍率の値を評価する.

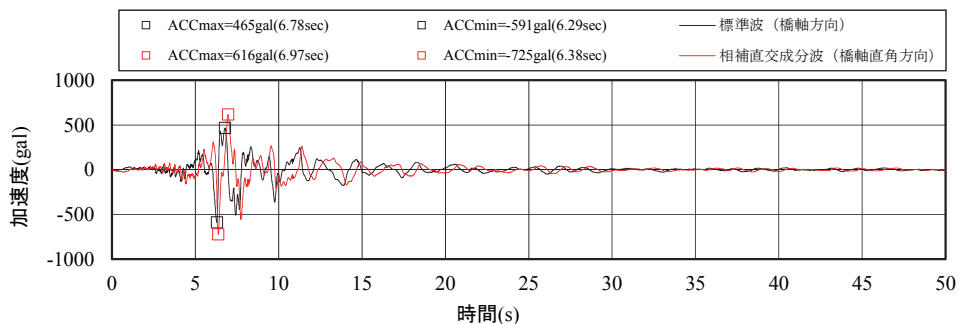


図 3.77 動的解析に用いるレベル 2 地震動 II-III-1 の加速度波形（標準波一相補直交成分 2 方向入力）

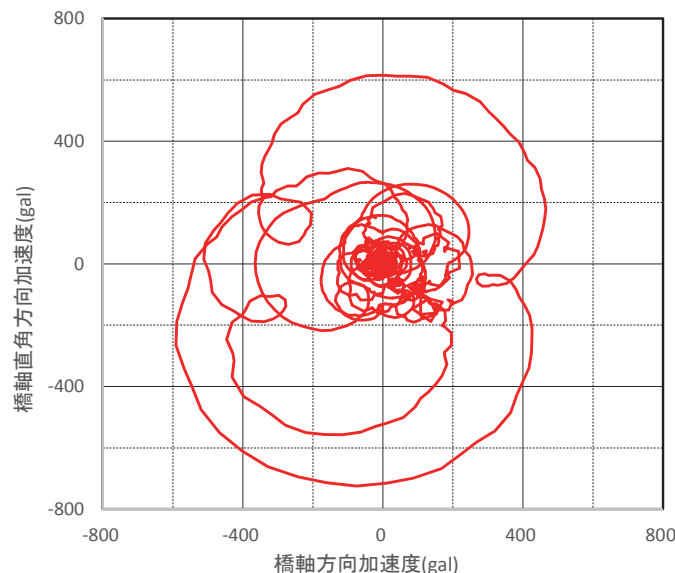


図 3.78 標準波 II-III-1 より作成した 2 方向入力の加速度軌跡

3.8.1 標準波－相補直交成分 2 方向入力時の損傷予測

ケーブルダンパー，ペンデル支承およびウィンド支承は，破断することが判明している振幅倍率およびそれを超える振幅倍率の場合の動的解析では，最初からその部材をモデルから削除した解析を行った．表 3.14 に損傷振幅倍率を示し，動的解析時の損傷モデルを表 3.15 に示す．表 3.15 には 3.6 節，3.7 節で述べた橋軸方向，橋軸直角方向の損傷モデルも示す．

表 3.14 設計対象部位と部材損傷振幅倍率（タイプⅡ，2 方向入力）

設計対象構造		単位	許容値	損傷振幅倍率 (SF)	
				1 方向 45 度波	相補 2 方向波
ケーブル ダンパー	P2,P3	kN	34542	SF=0.75 (34920)	SF=0.75 (34899)
ペンデル支承	P1,P4	kN	38840	SF=1.0 (38912)	SF=1.25 (44178)
端支点 ウィンド支承	P1,P4	kN	38000	SF=1.0 (40649)	SF=1.25 (46810)

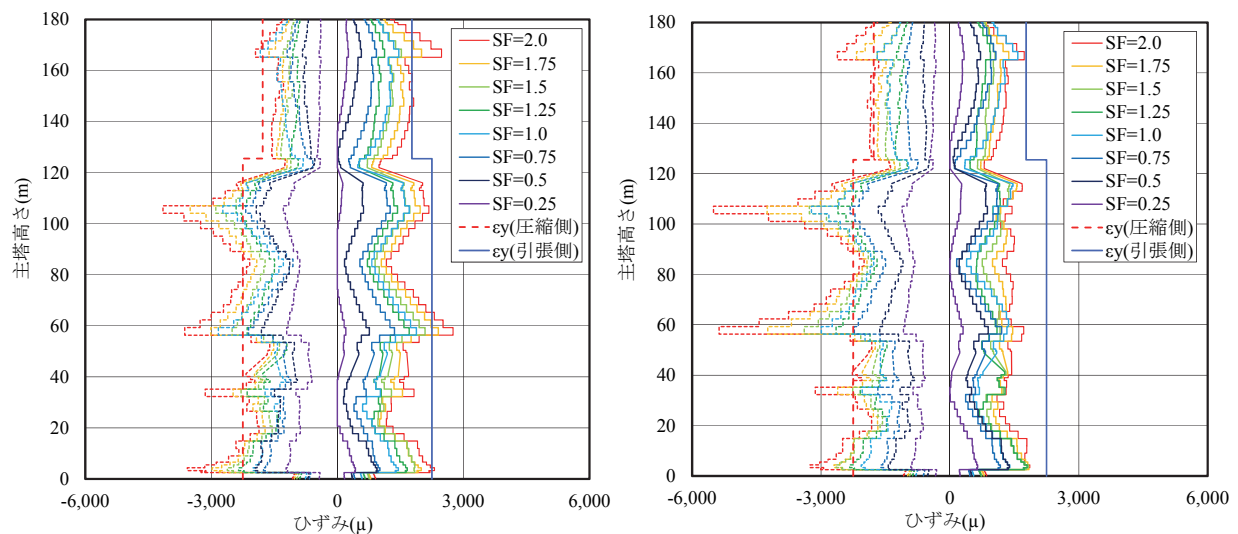
表 3.15 動的解析時の損傷モデル（タイプⅡ）

振幅倍率 (SF)	1 方向 45 度波	相補 2 方向波	橋軸方向波 (比較用)	橋軸直角方向波 (比較用)
0.25	—	—	—	—
0.5				
0.75	ケーブルダンパー 損傷	ケーブルダンパー 損傷	ケーブルダンパー 損傷	端支点ウィンド 支承損傷
1.0	ケーブルダンパー・ ウィンド支承・ ペンデル支承 損傷	ケーブルダンパー・ ウィンド支承・ ペンデル支承 損傷		
1.25				
1.5				
1.75				
2.0				
備考			3.6 節	3.7 節

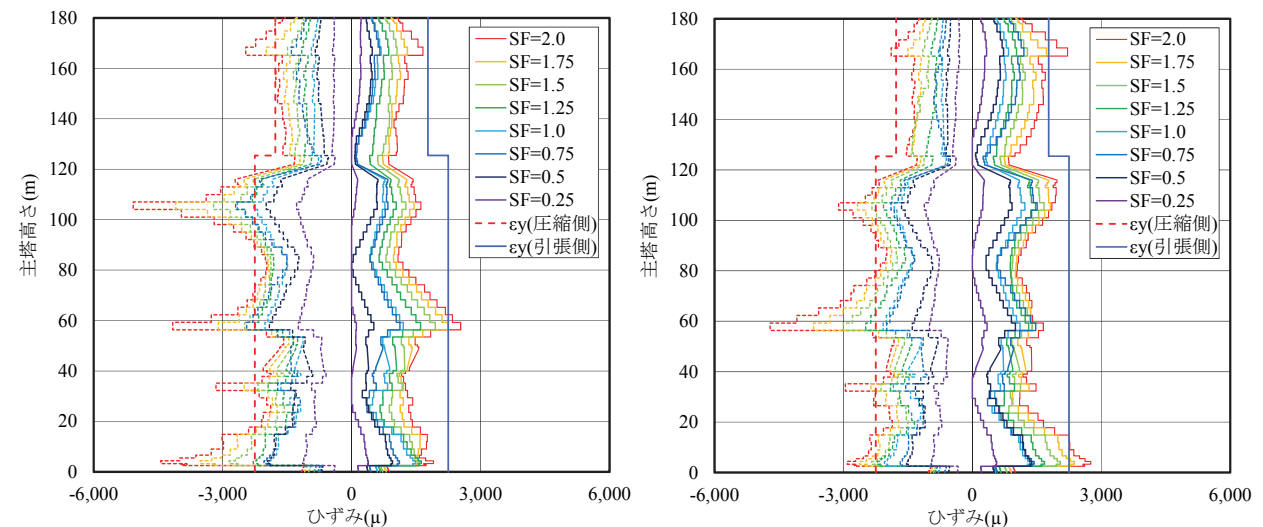
3.8.2 主塔ひずみの IDA 曲線

P2 主塔部の最大ひずみ分布について、相補 2 方向波の入力時を図 3.79 に、1 方向 45 度波を入力時の結果を図 3.80 に示す。各振幅倍率の最大ひずみ分布を表 3.16 に示す。両者において、圧縮側は振幅倍率 0.75 で降伏限界 $1.0\epsilon_y$ (2250μ , SM570 材) を超過し塑性化が進行する。振幅倍率 2.0 にて圧縮側で許容ひずみ $2.0\epsilon_y$ を超過し、健全度 2 を満足しない結果となる。引張側は振幅倍率 1.75 で降伏限界 $1.0\epsilon_y$ を超過するが、許容ひずみ $2.0\epsilon_y$ は超過しない。

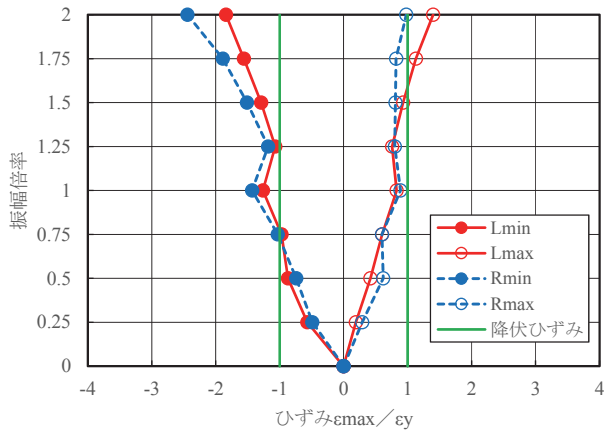
最大ひずみの IDA 曲線を図 3.81, 図 3.82 に示す。ひずみ値が減少する振幅倍率があるが、端橋脚支承の損傷と一致していることから、その影響により主塔部の水平力が減少したと考えられる。相補 2 方向波と 1 方向 45 度波では、最大ひずみに大きな差は認められない。図 3.83 に振幅倍率 2.0 の最大ひずみ時のコンター図を示す。



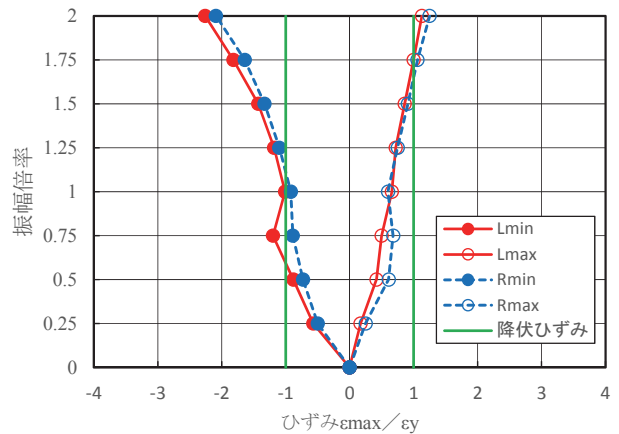
(a) L側柱 (b) R側柱
図 3.79 主塔の最大ひずみ分布 (相補 2 方向波, タイプ II)



(a) L側柱 (b) R側柱
図 3.80 主塔の最大ひずみ分布 (1 方向 45 度波, タイプ II)

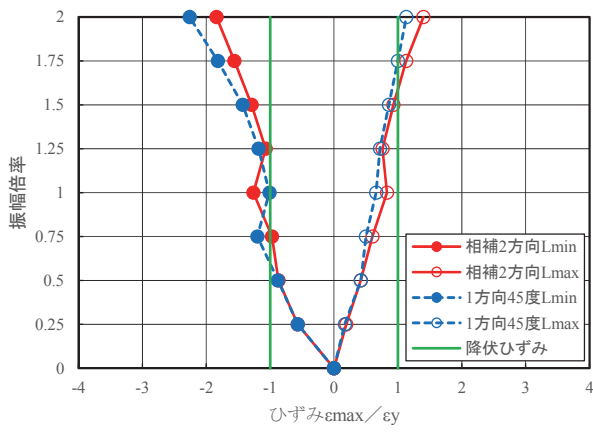


(a) 相補 2 方向波

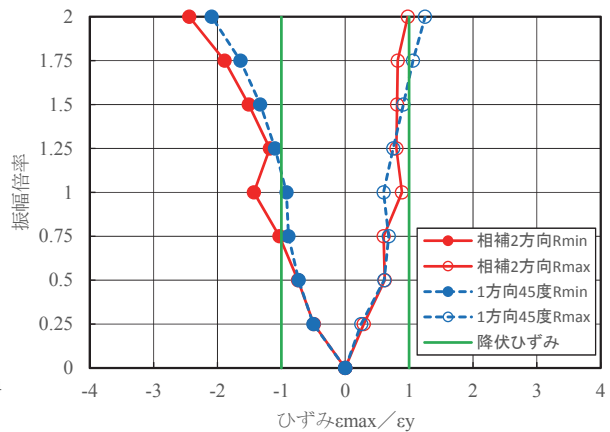


(b) 1 方向 45 度波

図 3.81 主塔の最大ひずみの IDA 曲線

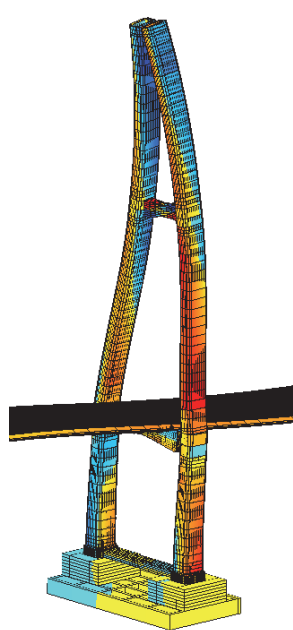


(a) L 側柱

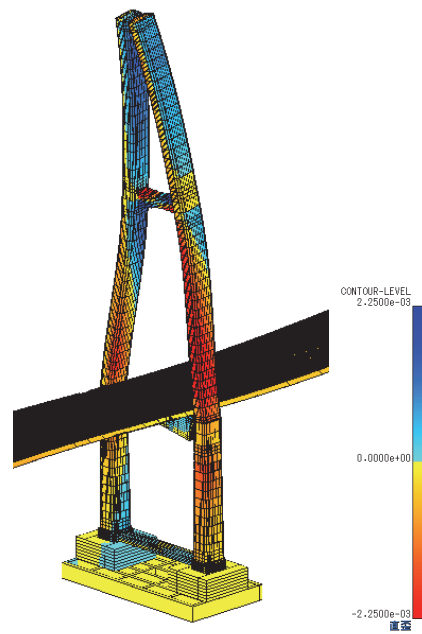


(b) R 側柱

図 3.82 主塔の最大ひずみの IDA 曲線



(a) 相補 2 方向波



(b) 1 方向 45 度波

図 3.83 最大ひずみ時コンター図

表 3.16 (a) 主塔の最大ひずみ分布

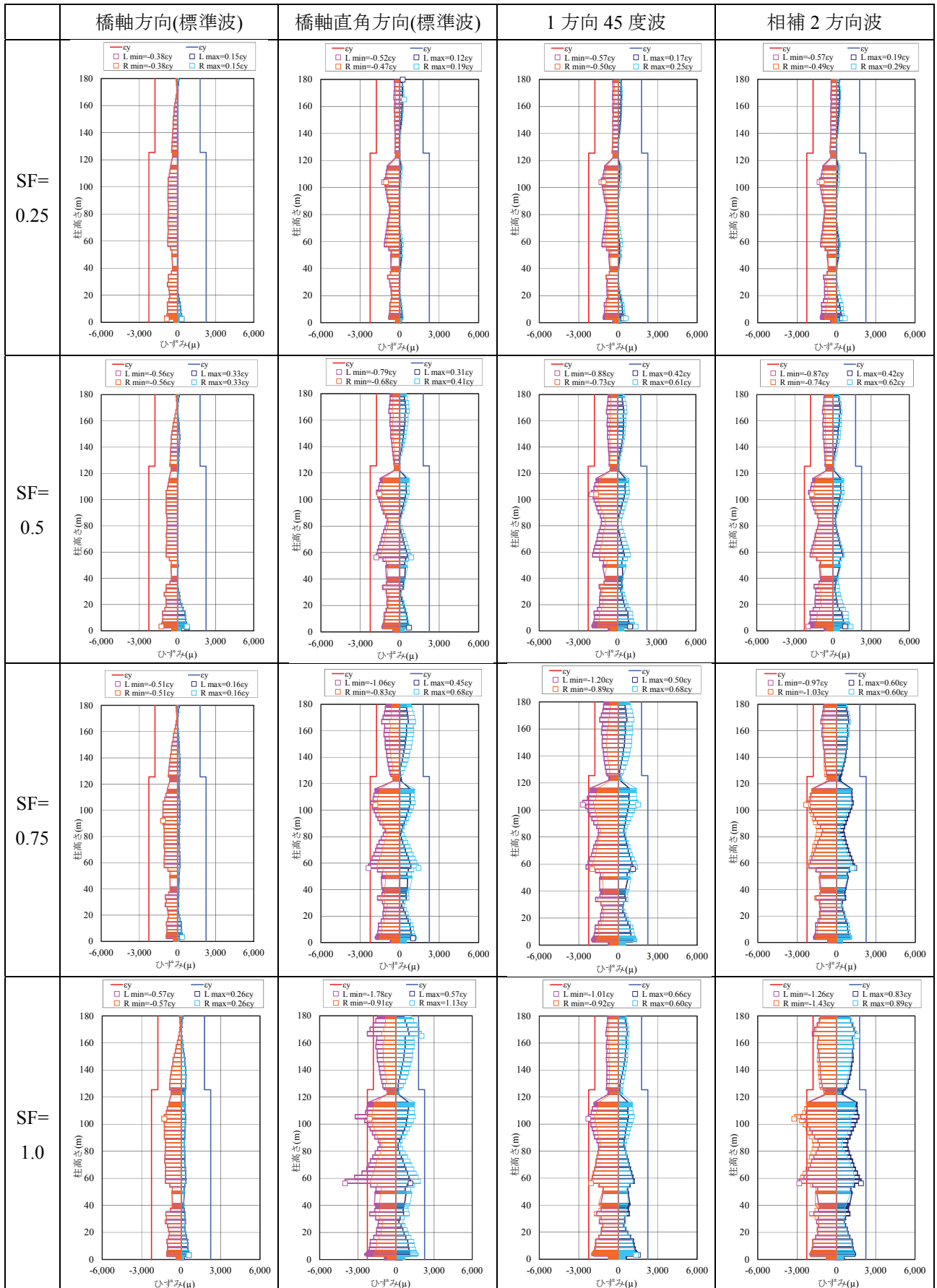
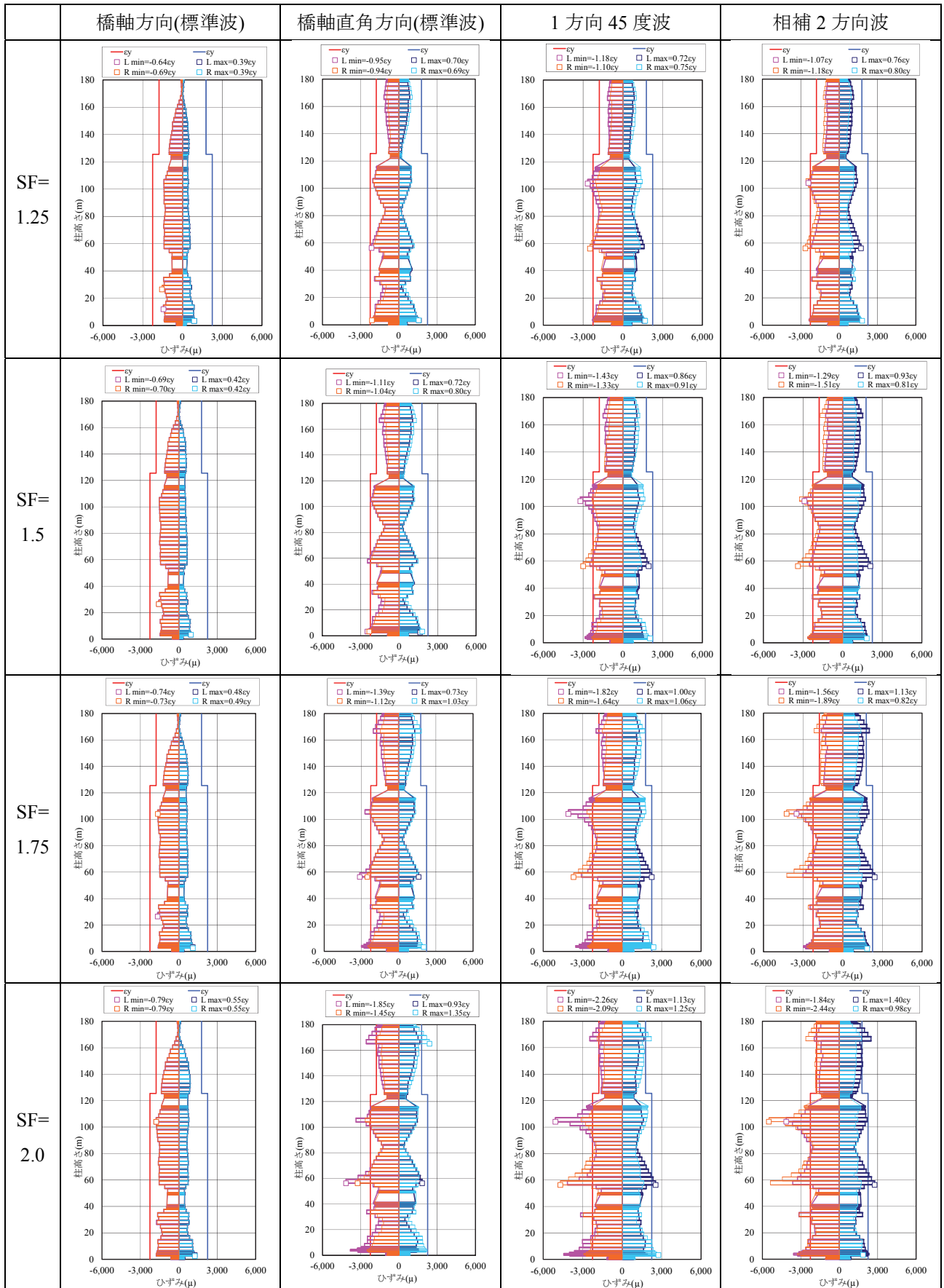


表 3.16 (b) 主塔の最大ひずみ分布



3.8.3 主桁ひずみの IDA 曲線

主桁部の最大ひずみ分布について、図 3.84 に相補 2 方向波の入力時、図 3.85 に 1 方向 45 度波を入力時の結果を示す。各振幅倍率の最大ひずみ分布を表 3.17 に示す。引張側では、主桁支間中央部において振幅倍率 1.0 で降伏限界（ 1175μ ，SM400 材）を超過し、振幅倍率 1.25 以上にて許容ひずみ $2.0\epsilon_y$ を超過し健全度 2 を満足しない結果となる。圧縮側では損傷する振幅倍率は引張側と同様であり、損傷部位が主塔部または側径間中央部となる。

図 3.86 に最大ひずみの IDA 曲線を示す。1 方向 45 度波と比較して、相補 2 方向波はひずみが小さいことがわかった。図 3.87 に 1 方向入力時（橋軸方向、橋軸直角方向）の結果を合わせて示すが、橋軸直角方向波と、相補 2 方向波の結果がほぼ等しいことがわかった。図 3.88 に振幅倍率 2.0 の最大ひずみ時のコンター図を示す。

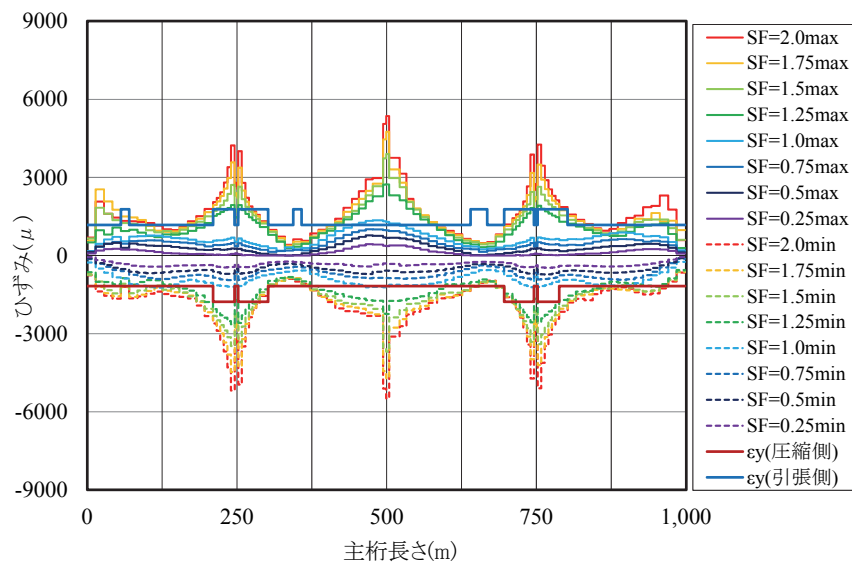


図 3.84 主桁の最大ひずみ分布（相補 2 方向波，タイプ II）

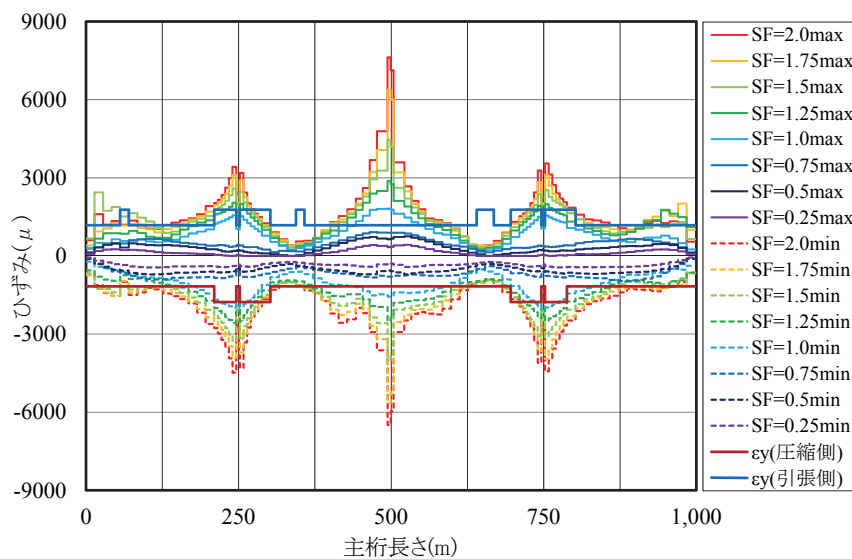


図 3.85 主桁の最大ひずみ分布（1 方向 45 度波，タイプ II）

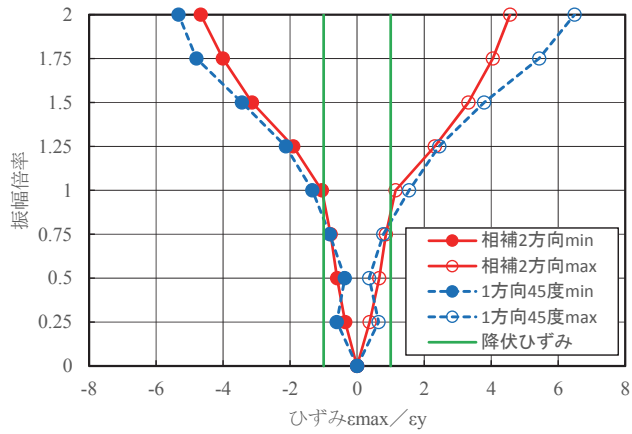


図 3.86 主桁の最大ひずみの IDA 曲線

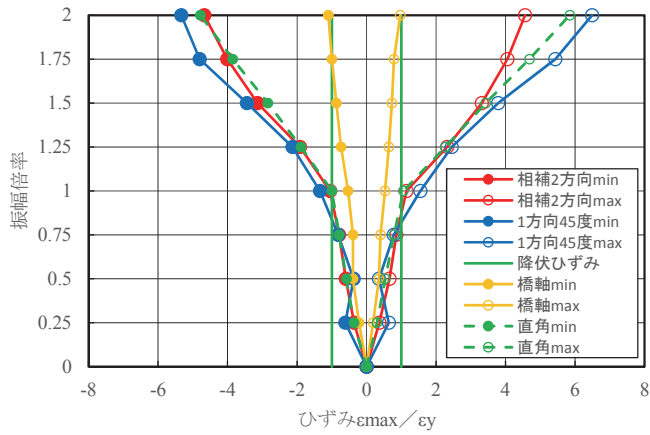
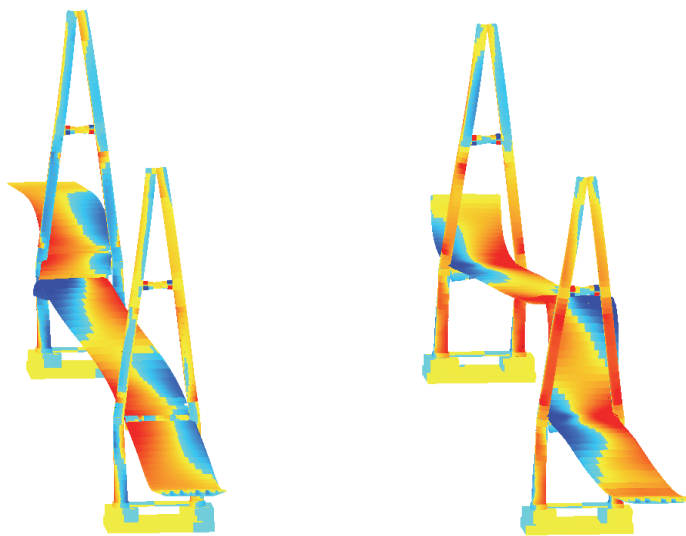


図 3.87 主桁の最大ひずみの IDA 曲線



(a) 相補2方向波

(b) 1方向45度波

図 3.88 最大ひずみ時コンター図

表 3.17(a) 主桁の最大ひずみ分布

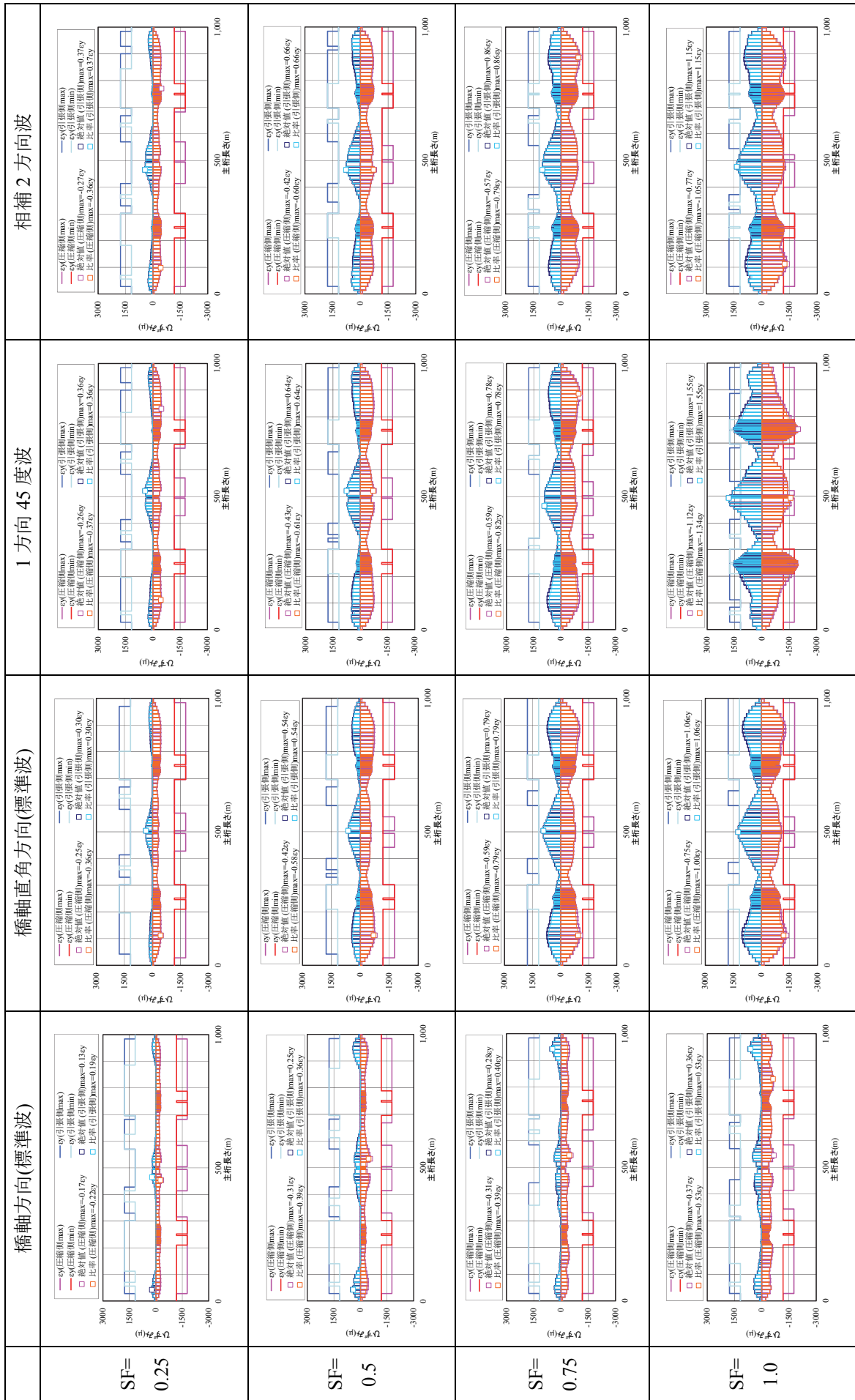
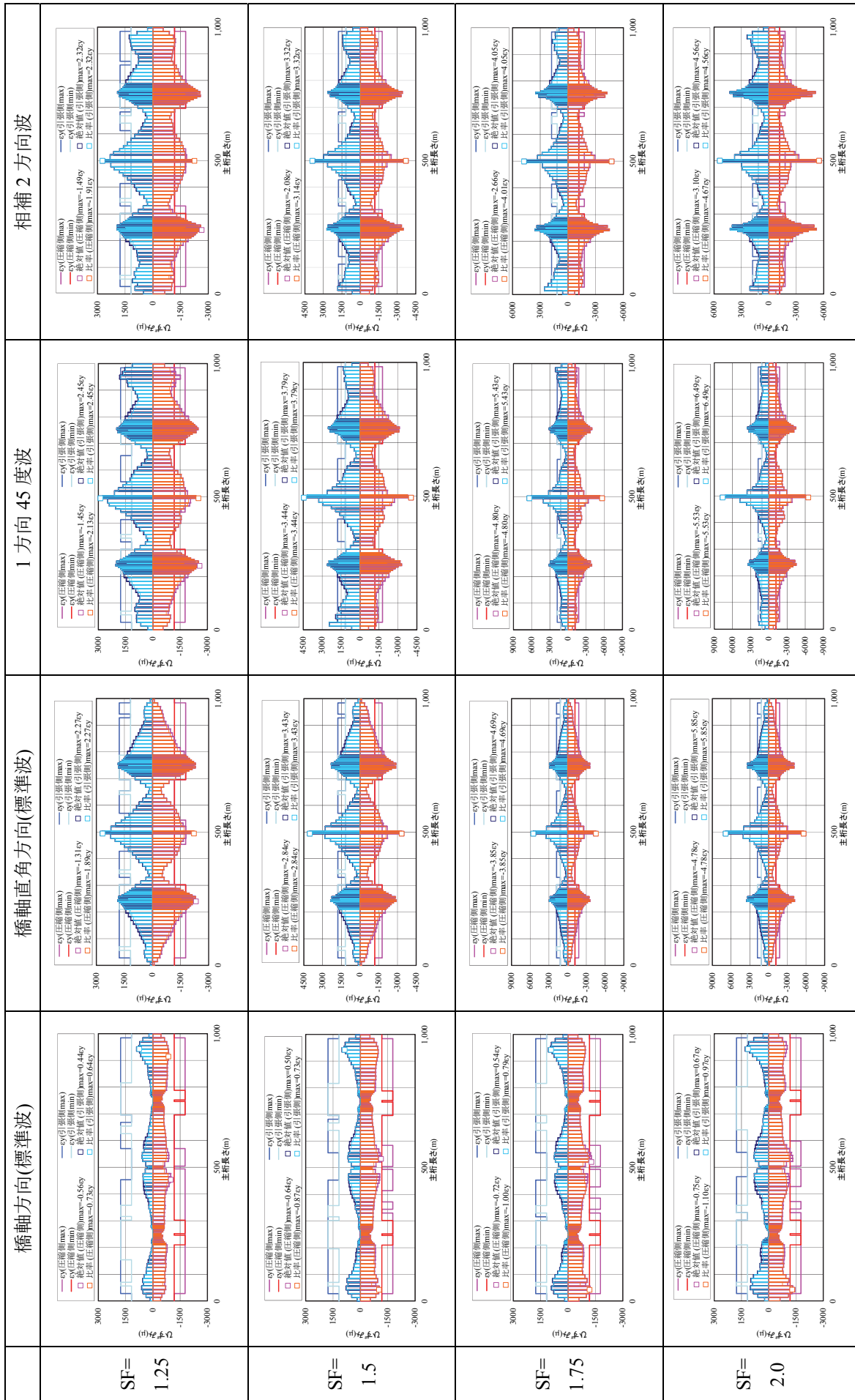


表 3.17 (b) 主桁の最大ひずみ分布



3.8.4 ケーブルの IDA 曲線

ケーブルの張力分布について、図 3.89 に相補 2 方向波の入力時、図 3.90 に 1 方向 45 度波を入力時の結果を示す。両者において引張側ではケーブルの降伏張力に達せず、健全度 1 を満足する結果であった。圧縮側の張力抜けは、相補 2 方向波において振幅倍率 1.5、1 方向 45 度波では振幅倍率 1.25 で発生した。

ケーブルの最大張力の IDA 曲線を 3.91 に示す。相補 2 方向波と 1 方向 45 度波では、張力分布に大きな差は認められない。1 方向入力時（橋軸方向、橋軸直角方向）の結果を合わせて図 3.92 に示す。引張側においては橋軸直角方向の入力とほぼ同等であり、圧縮側においては橋軸方向の入力とほぼ同等の結果となった。

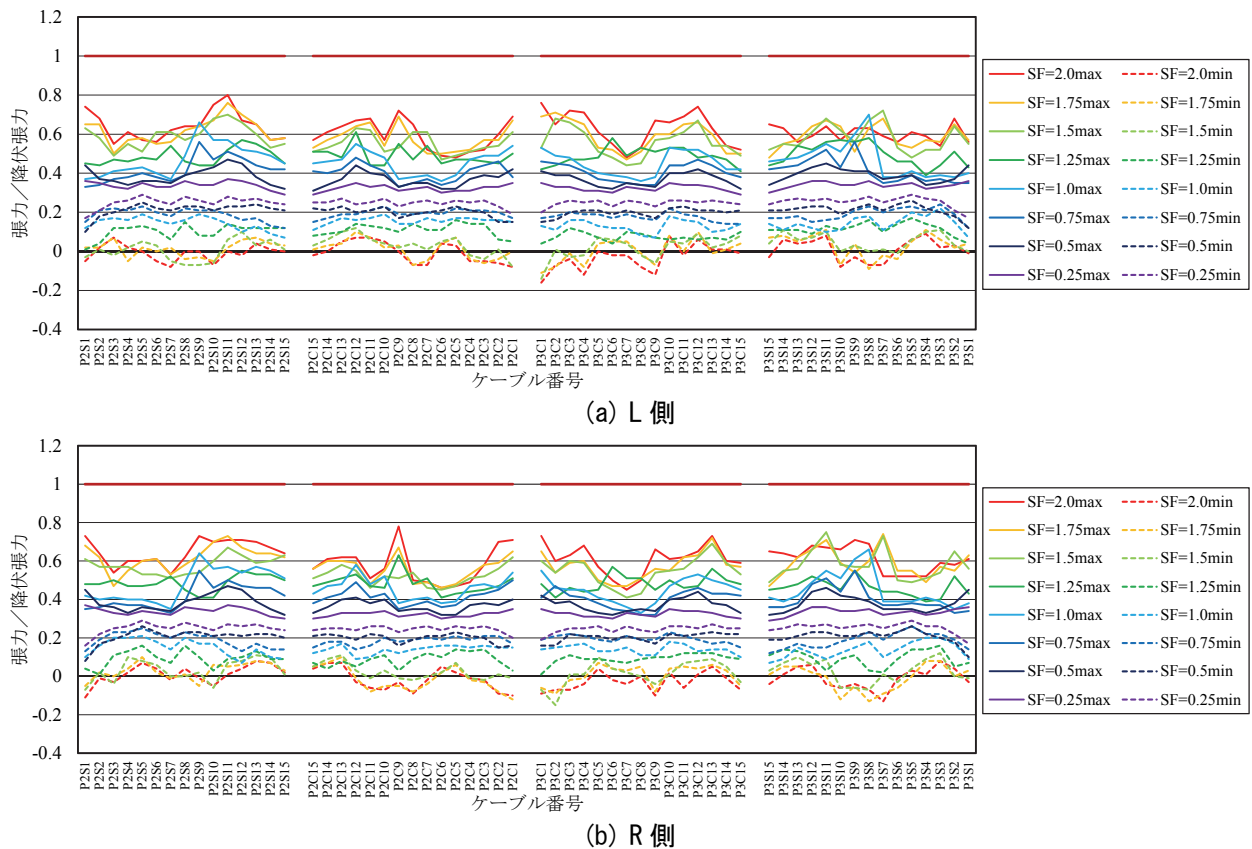
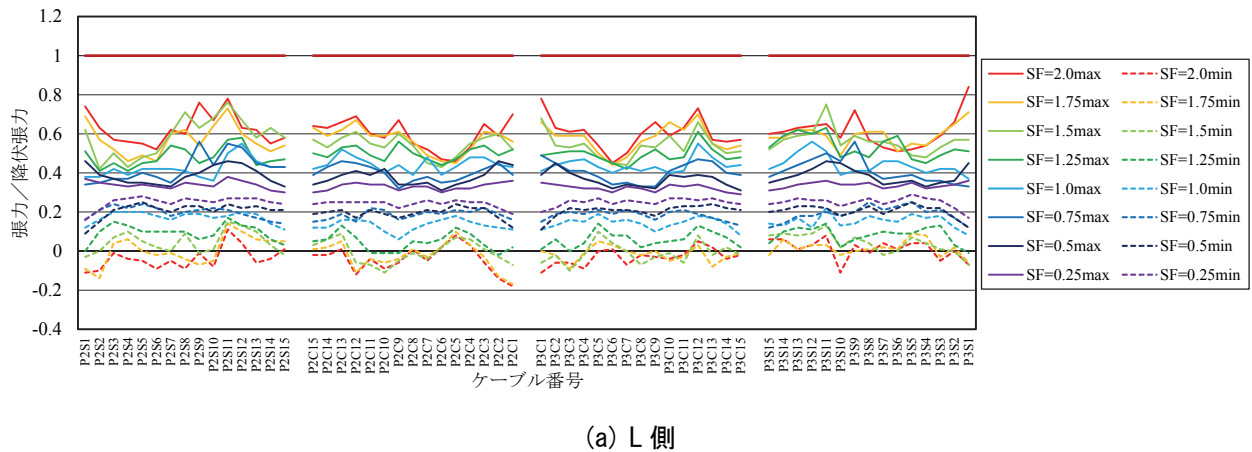
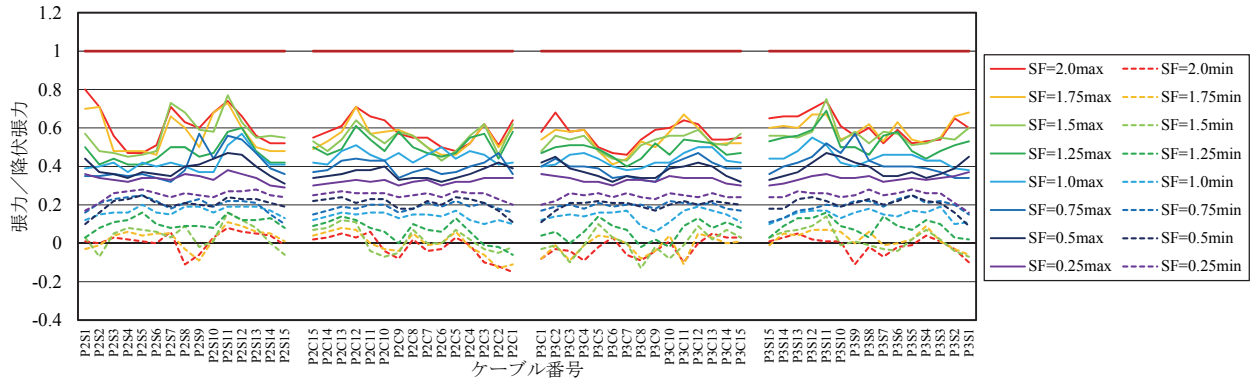


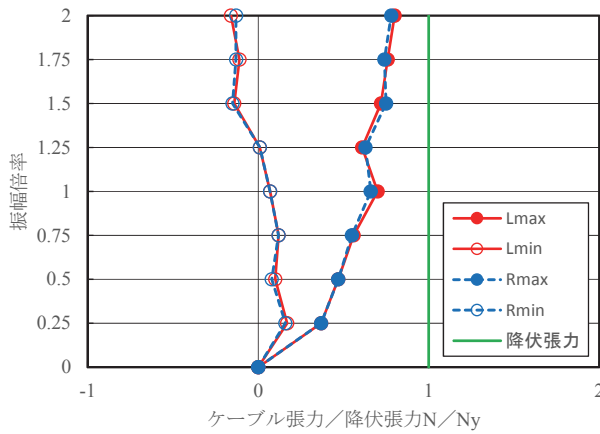
図 3.89 ケーブルの張力分布（相補 2 方向波，タイプ II）



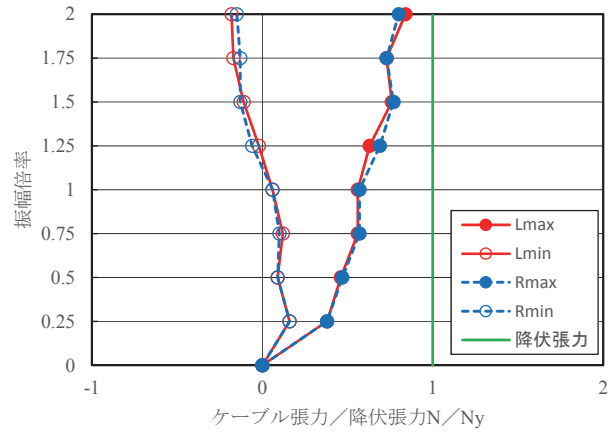


(b) R側

図 3.90 ケーブルの張力分布 (1 方向 45 度波, R 側, タイプ II)

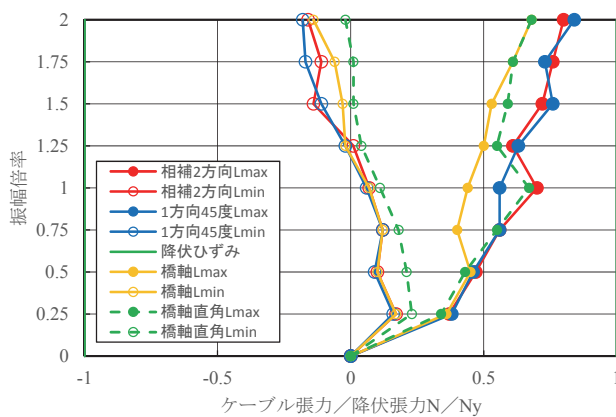


(a) 相補 2 方向波

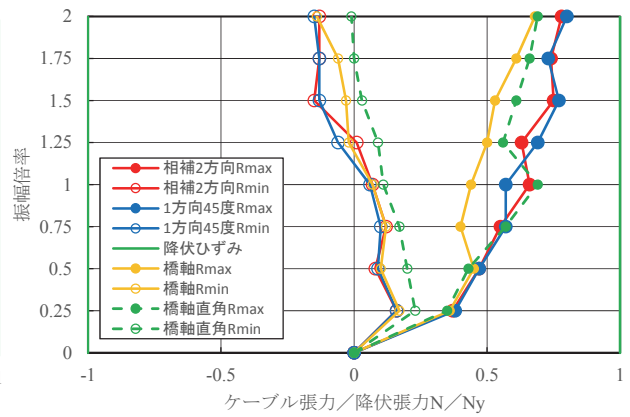


(b) 1 方向 45 度波

図 3.91 ケーブルの最大張力分布の IDA 曲線



(a) L 側



(b) R 側

図 3.92 ケーブルの最大張力分布の IDA 曲線 (橋軸・橋軸直角・相補 2 方向・1 方向 45 度)

3.8.5 ペンデル支承の IDA 曲線

ペンデル支承の IDA 曲線を図 3.93 に示す。3.8.1 節で述べた通り、相補 2 方向波の入力時は振幅倍率 1.25 において、1 方向 45 度波を入力時は振幅倍率 1.0 において破断荷重を上回ったため、それらの振幅倍率以上はペンデル支承をモデルから削除した解析を行った。ペンデル支承の破断は、端橋脚の支承の破断と同時に発生している。

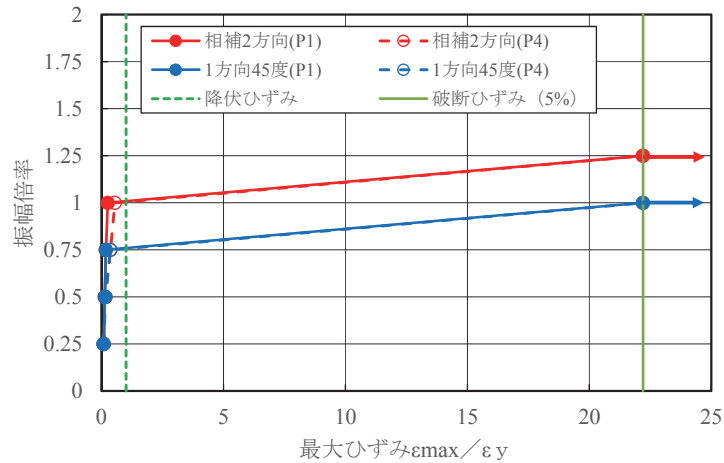


図 3.93 ペンデル支承の IDA 曲線

3.8.6 ケーブルダンパーの IDA 曲線

ケーブルダンパーの IDA 曲線を図 3.94 に示す。3.8.1 節で述べた通り、両者とも振幅倍率 0.75 において破断荷重を上回ったため、それらの振幅倍率以上はケーブルダンパーをモデルから削除した解析を行った。

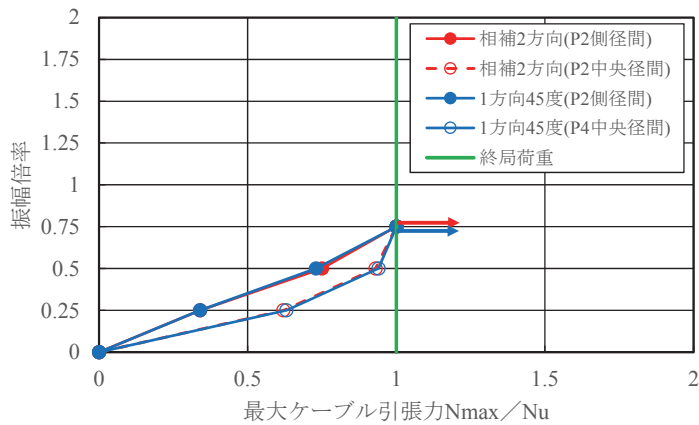


図 3.94 ケーブルダンパーの IDA 曲線

3.8.7 隣接桁との衝突に関する IDA 曲線

隣接桁との衝突は、隣接桁と本橋桁の変位で評価する。次頁の図 3.96、図 3.97 に P1・P4 橋脚の桁変位を示す。振幅倍率 1.0 で桁の衝突が発生したと判断する。横軸に桁移動量、縦軸に振幅倍率とした IDA 曲線を図 3.95 に示す。相補 2 方向波と 1 方向 45 度波では、桁移動量に大きな差は認められない。

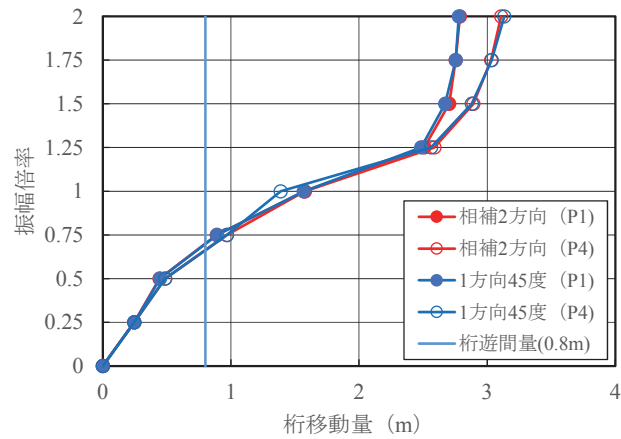


図 3.95 隣接桁との衝突に関する IDA 曲線

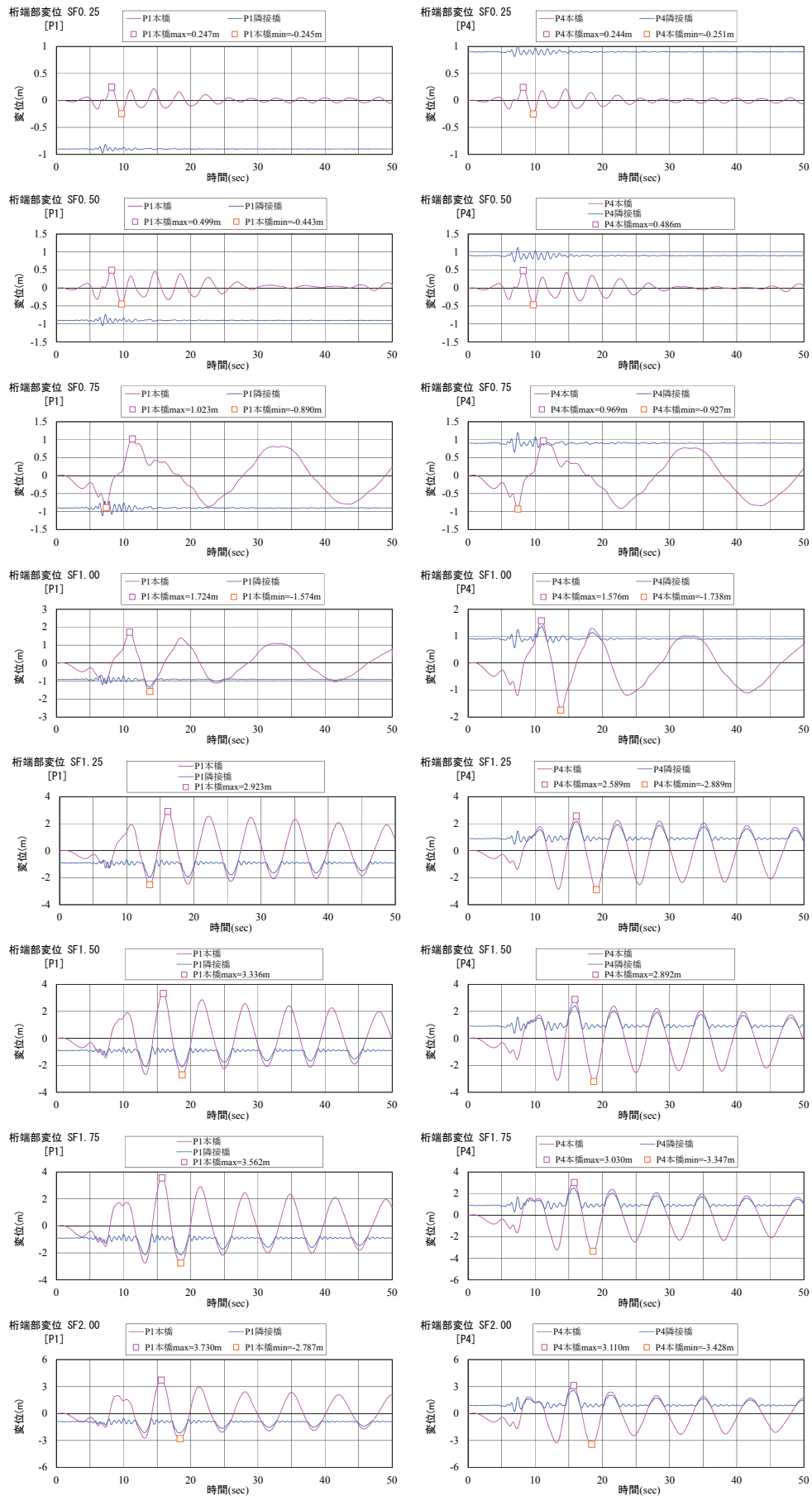


図 3.96 桁端部変位 (相補 2 方向波, タイプ II, 左: P1 橋脚部, 右: P4 橋脚部)

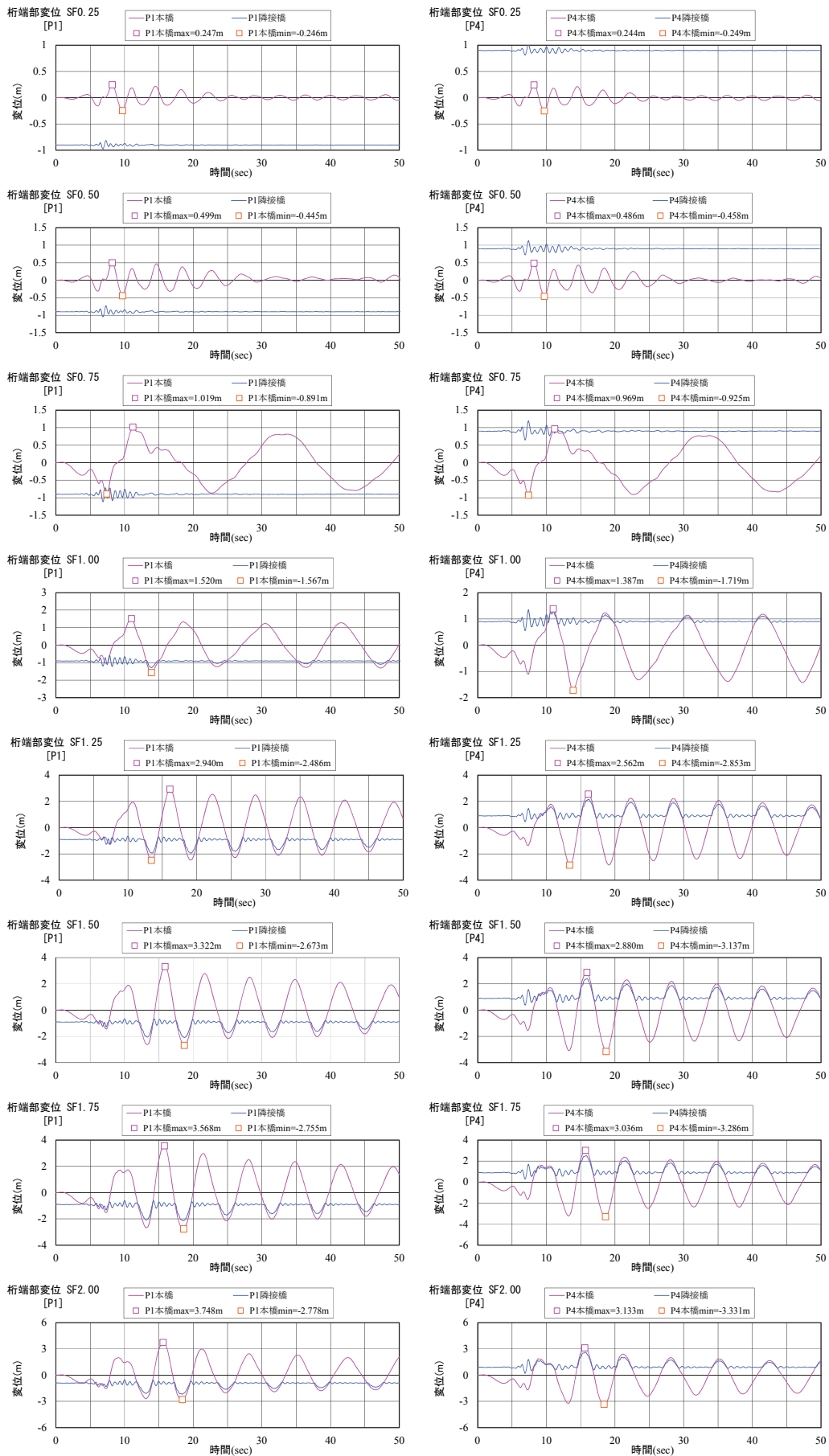


図 3.97 桁端部変位 (1 方向 45 度波, タイプ II, 左 : P1 橋脚部, 右 : P4 橋脚部)

3.8.8 変位に関する IDA 曲線

主桁支間中央と、主塔頂部 (P2, P3) 最大応答変位の IDA 曲線について、図 3.98 に橋軸方向に相補 2 方向波と 1 方向 45 度波の結果を示す。図 3.99 については同様に橋軸直角方向の結果を示す。1 方向 45 度波と比較して、相補 2 方向波は応答変位が小さい傾向が確認できる。

次頁の図 3.100, 図 3.101 に橋軸方向成分波 (1 方向) と、橋軸直角方向成分波 (1 方向) の IDA 曲線を追記した図を示す。1 方向 45 度波の場合、1 方向成分波を上回る応答変位が発生しているが、相補 2 方向波では、1 方向 45 度波を下回っている。

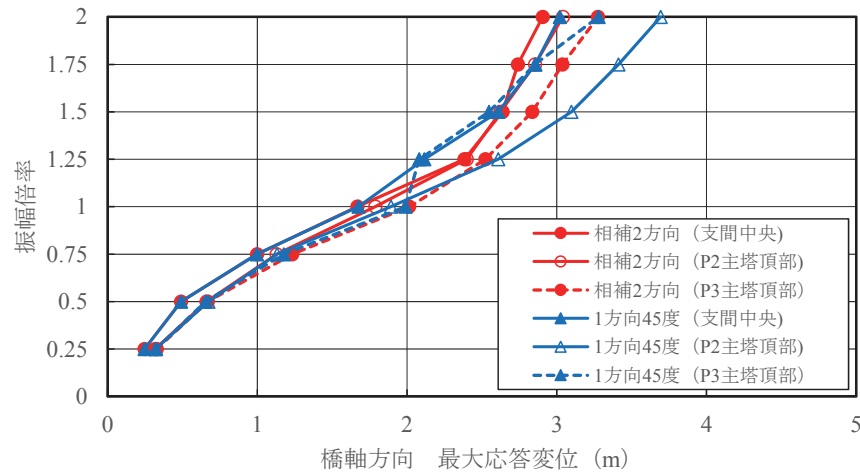


図 3.98 変位に関する IDA 曲線 (橋軸方向)

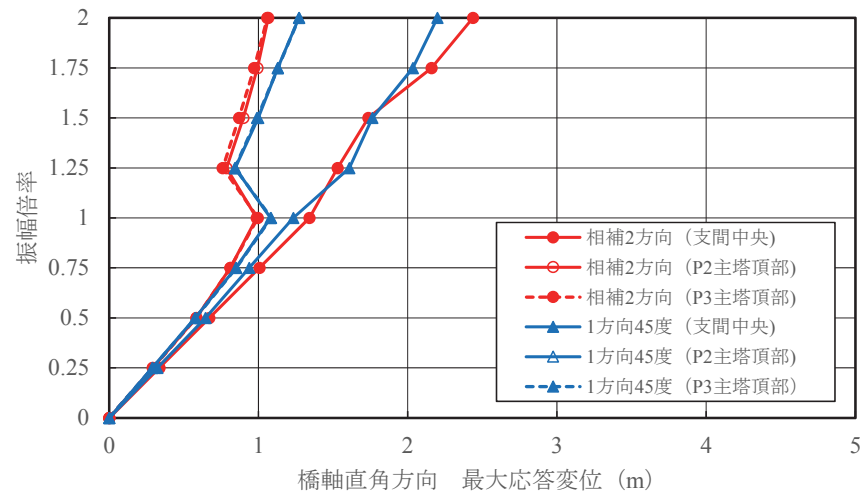


図 3.99 変位に関する IDA 曲線 (橋軸直角方向)

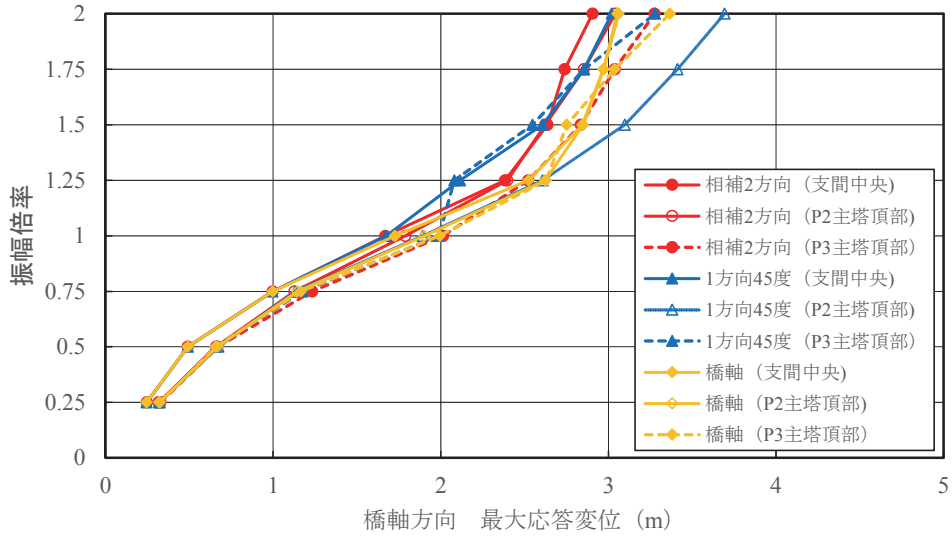


図 3.100 変位に関する IDA 曲線 (橋軸方向)

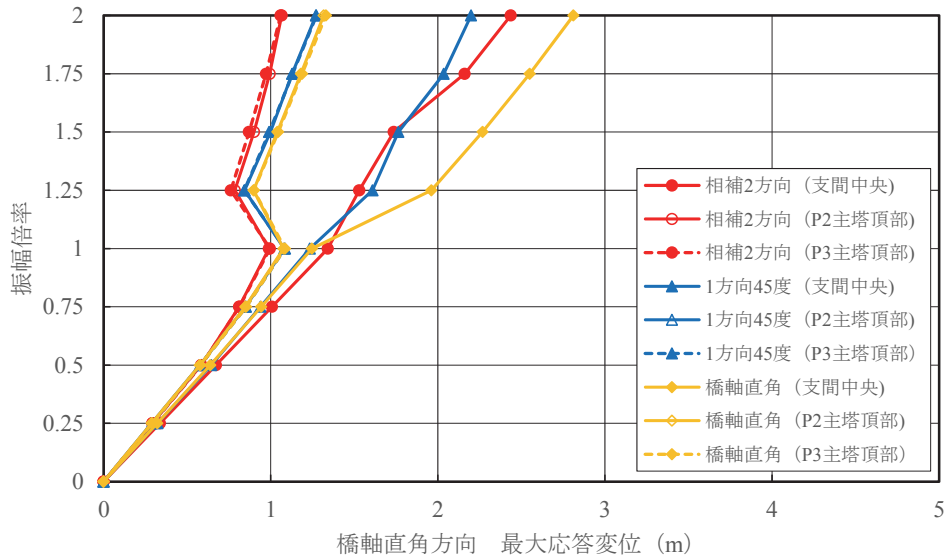
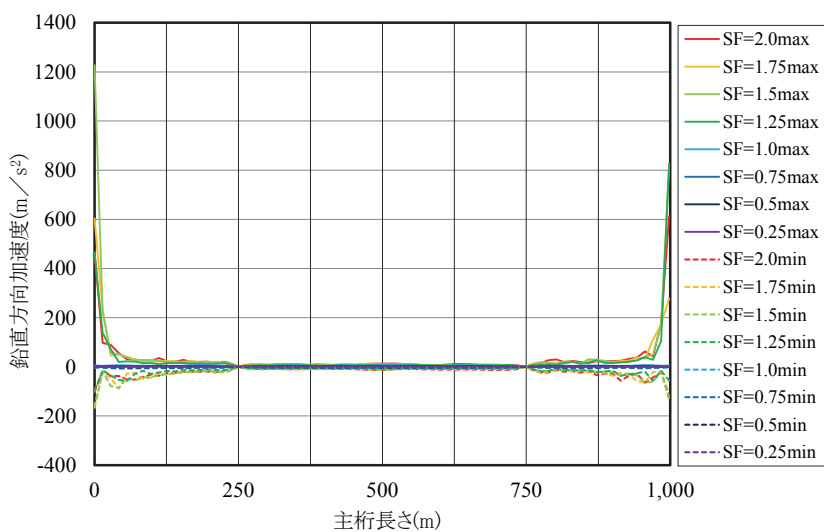


図 3.101 変位に関する IDA 曲線 (橋軸直角方向)

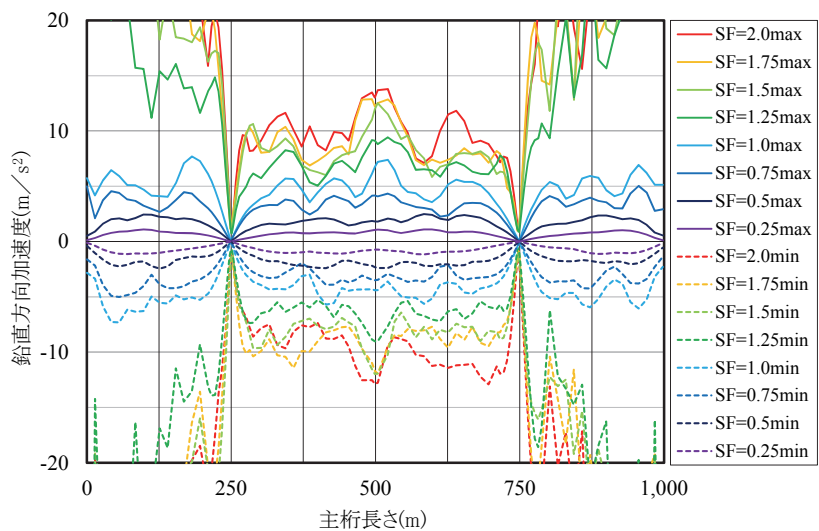
3.8.9 加速度に関する IDA 曲線

地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、主桁の鉛直方向の最大加速度の時刻歴応答を確認した。最大加速度分布について、相補 2 方向波を図 3.102, 1 方向 45 度波を図 3.103 に示す。最大加速度の IDA 曲線を図 3.104 に示す。図 3.105 に橋軸方向成分波 (1 方向) と、橋軸直角方向成分波 (1 方向) の IDA 曲線を追記した図を示す。振幅倍率 1.0 において相補 2 方向波では最大加速度 7~8m/s² 程度であり、振幅倍率 1.0 の 1 方向 45 度波, および振幅倍率 2.0 において、ペンデル支承が損傷しアップリフトが発生している。振幅倍率 2.0 の鉛直方向の加速度時刻歴波形を図 3.106 に示す。

各振幅倍率の最大加速度分布を表 3.18 に示す。

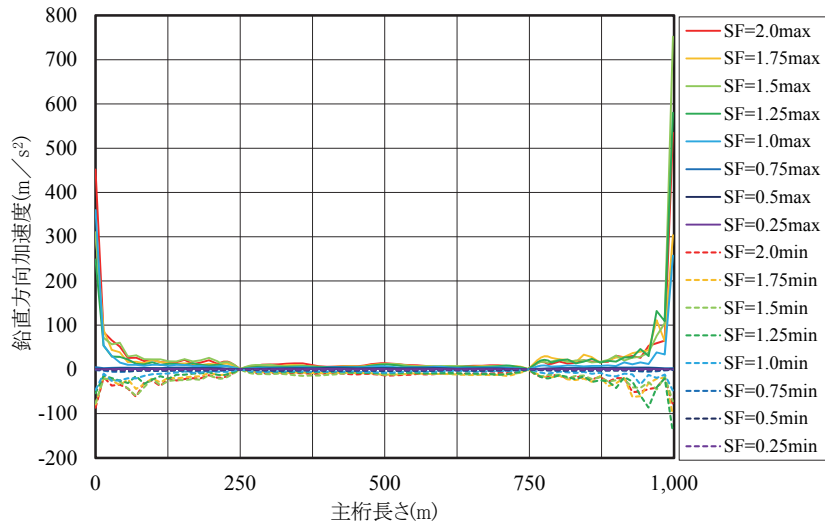


(a) 鉛直方向加速度全体

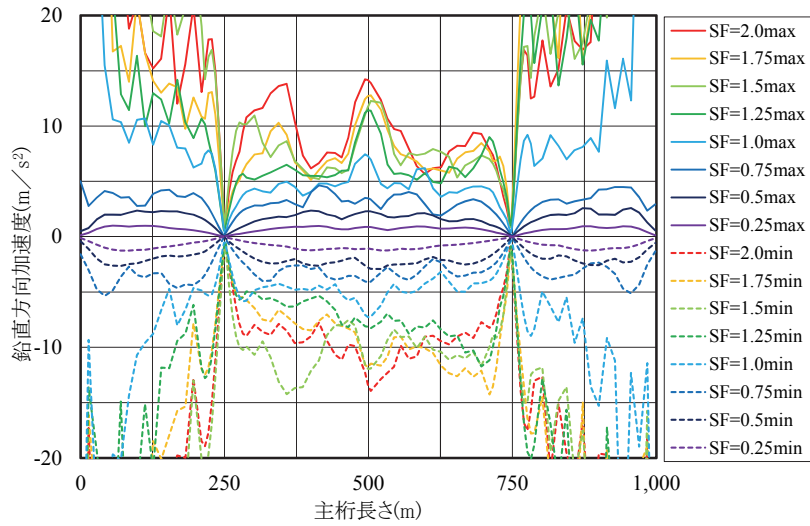


(b) 鉛直方向加速度拡大

図 3.102 鉛直方向最大加速度分布 (相補 2 方向波)

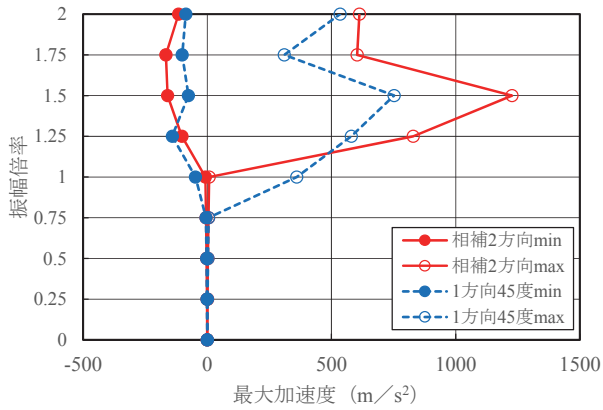


(a) 鉛直方向加速度全体

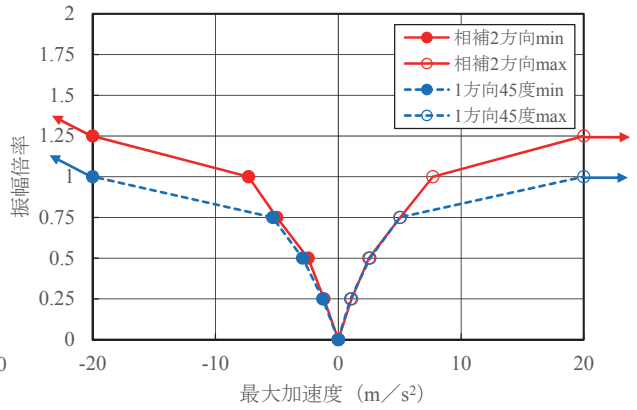


(b) 鉛直方向加速度拡大

図 3.103 鉛直方向最大加速度分布 (1 方向 45 度波)

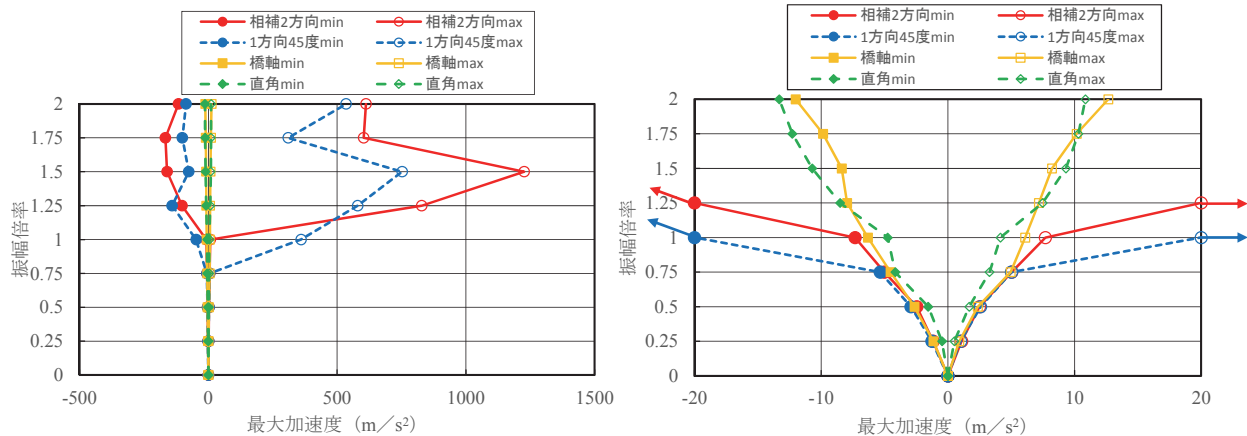


(a) 最大加速度全体



(b) 最大加速度拡大

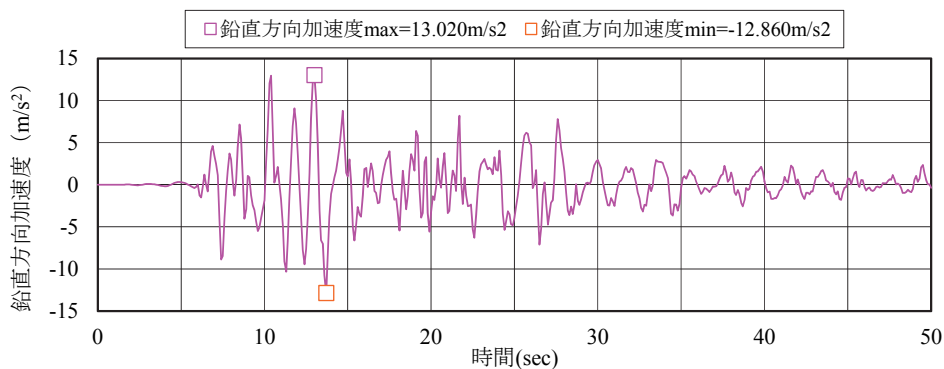
図 3.104 鉛直方向最大加速度の IDA 曲線



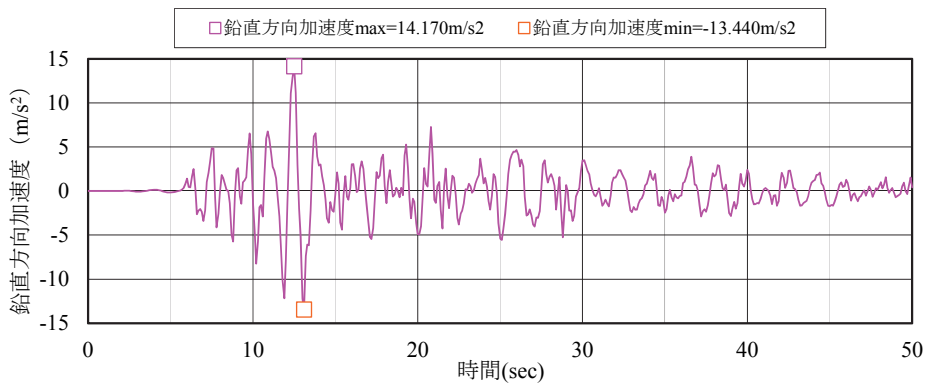
(a) 最大加速度全体

(b) 最大加速度拡大

図 3.105 鉛直方向最大加速度の IDA 曲線



(a) 相補 2 方向波



(b) 1 方向 45 度波

図 3.106 鉛直方向加速度時刻歴波形 (支間中央部, 振幅倍率 2.0)

表 3.18(a) 鉛直方向最大加速度分布

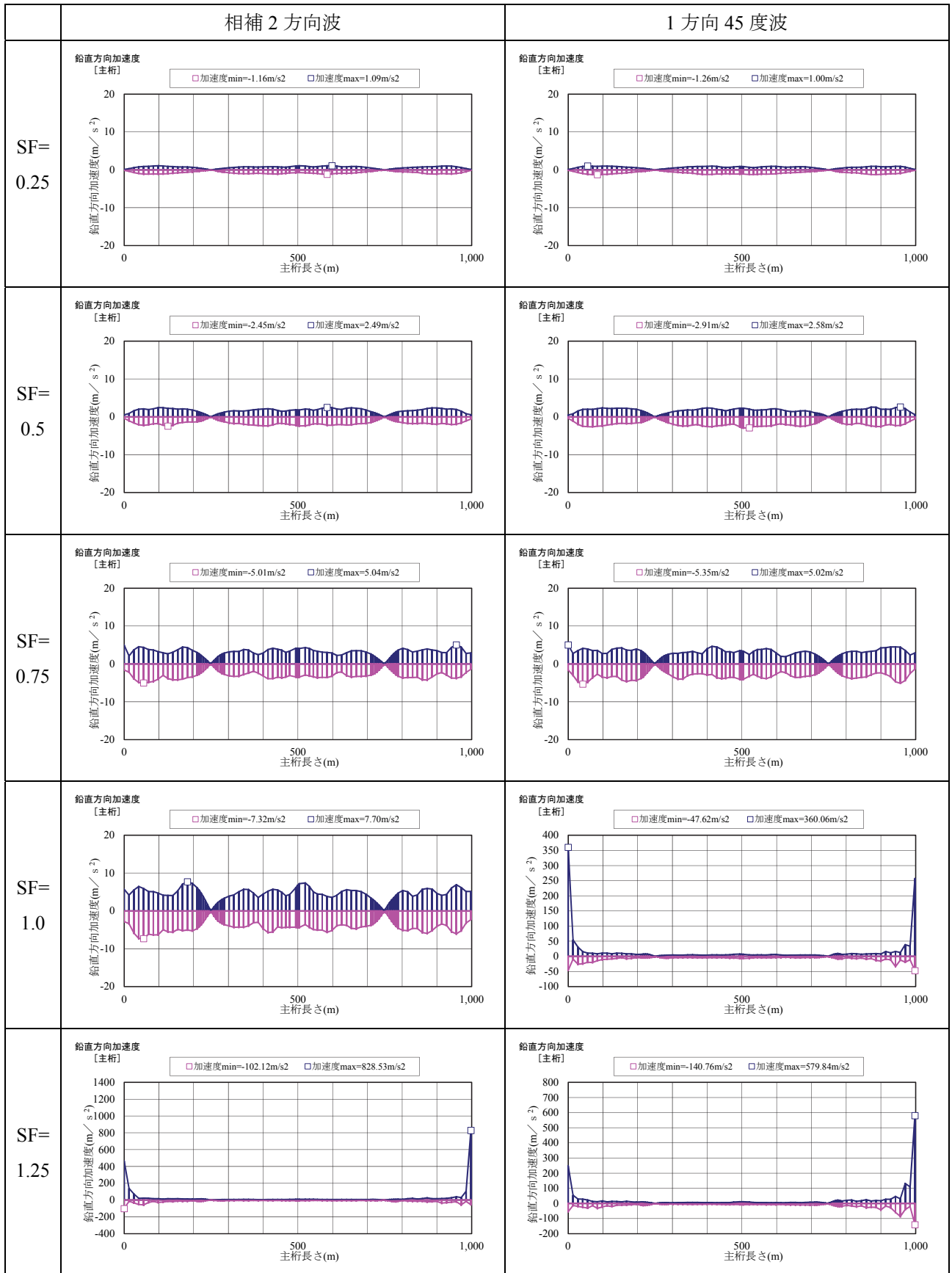
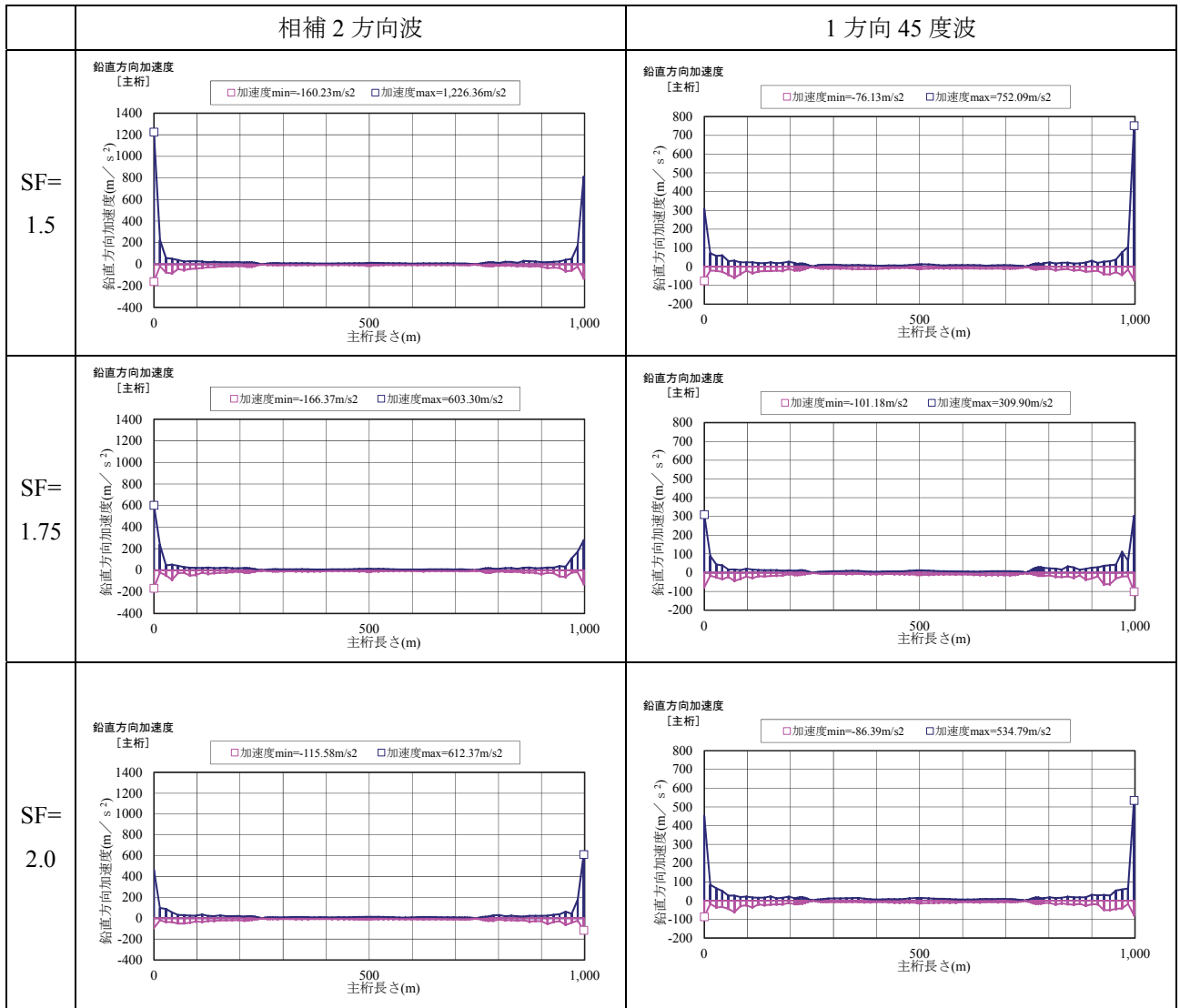


表 3.18 (b) 鉛直方向最大加速度分布



3.8.10 損傷順序ダイアグラム

各部位の IDA 曲線より限界状態を超過する振幅倍率を確認し作成した損傷順序ダイアグラムを図 3.107 に示す。相補 2 方向波の損傷順序は、振幅倍率 0.75 でケーブルダンパーが損傷し、主塔が降伏する。振幅倍率 1.0 で主桁が降伏し、隣接橋との衝突が発生する。その後、振幅倍率 1.25 で主桁、ペンデル支承、端橋脚支承の限界値を超過する。主塔は振幅倍率 2.0 で限界値を超過する。ケーブルの張力抜けは 1.5 で発生する。

1 方向 45 度波の損傷順序は、振幅倍率 0.75 でケーブルダンパーが損傷し、主塔が降伏する。振幅倍率 1.0 で主桁とペンデル支承が降伏し、隣接橋との衝突が発生する。またペンデル支承と端橋脚支承の限界値を超過する。その後、振幅倍率 1.25 で主桁の限界値、振幅倍率 2.0 で主塔の限界値を超過する。ケーブルの張力抜けは 1.25 で発生する。

1 方向 45 度波は、相補 2 方向波と比較して、応答値が大きく、損傷パターンが発生する振幅倍率が小さいことが確認された。

ケーブルダンパーが振幅倍率 0.75 で破断するが、ケーブルは降伏せず、ケーブルダンパーの破断は耐震性能上の明確な弱点とはならないことがわかる。また、隣接橋との衝突が振幅倍率 1.0 以降に複数回確認できることから、橋軸方向の変位を抑制する必要がある。

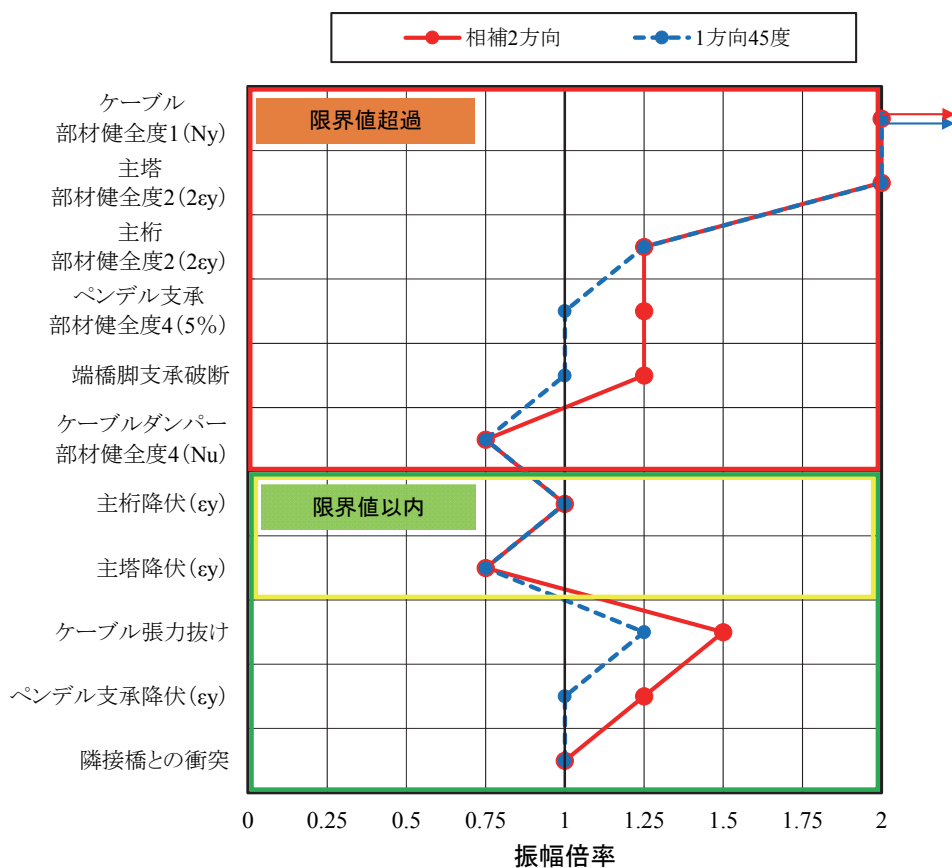


図 3.107 損傷順序ダイアグラム (相補 2 方向波, 1 方向 45 度波)

3.9 損傷順序ダイアグラムを用いた耐震性能照査

3.8.10 節の 2 方向加振時の損傷順序ダイアグラムに、3.6.10 節、3.7.9 節の 1 方向加振（橋軸方向、橋軸直角方向）を追記した損傷順序ダイアグラムを図 3.108 に示す。

相補 2 方向波は、1 方向 45 度波と比較して、1 方向加振に近い結果が得られていることがわかる。また各損傷パターンの IDA 曲線からも相補 2 方向波のほうが、1 方向加振（橋軸方向、橋軸直角方向）の応答値と近い結果が得られたことから、相補 2 方向波を使用することにより、1 方向加振時では評価することができなかった損傷パターンを予測することができ、適切な耐震性能照査が可能となると考えられる。

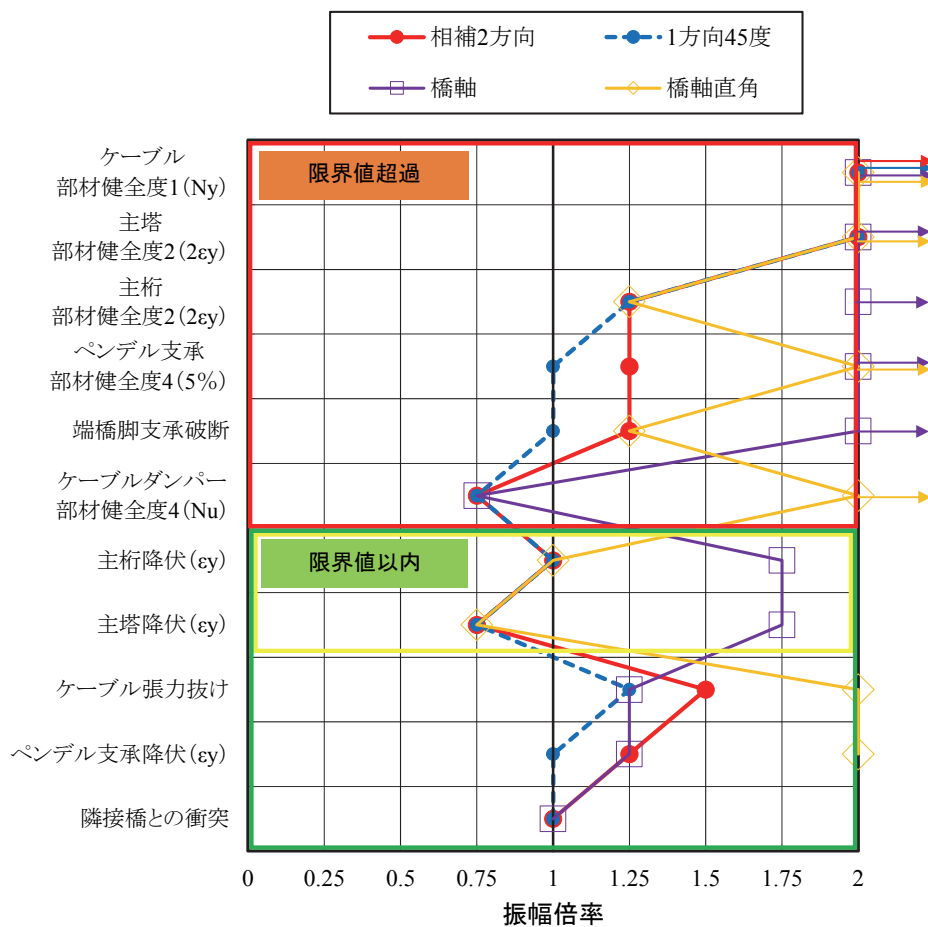


図 3.108 損傷順序ダイアグラム

3.10 IDA を適用した耐震補強検討

前述した IDA を橋軸方向入力に適用した損傷順序ダイアグラムを図 3.109 に示す。一般的な設計では、耐震性能は標準波のみを使用して照査されることから振幅倍率 1.0 の検討を行うことになる。タイプ I 地震動では、ケーブルダンパーの破断、主桁降伏、ケーブルの張力抜け、隣接橋との衝突が発生する。タイプ II 地震動では、ケーブルダンパーの破断、隣接橋との衝突が発生する。この結果より、耐震補強検討として橋軸方向の主桁変位を抑えるために、ケーブルダンパーの代用として写真 3.1 に示す橋軸方向変位制御装置の設置が考えられる。また、端橋脚のペンデル支承のフェールセーフとして、写真 3.2 示すアップリフト防止構造の設置が想定される。

IDA より耐震性能を検討した場合には、振幅倍率が 0.5 および 0.75 でケーブルダンパーを削除した動的解析の結果、振幅倍率 2.0 の地震動においても、ケーブルが水平力を負担し耐力にも余裕があることが判明した。よってケーブルダンパーの破断は致命的な損傷とならず、橋軸方向変位制御構造は不要と考えることができる。また、ペンデル支承はタイプ I では振幅倍率 1.75 で破断し、タイプ II では破断しない結果であり耐力にも余裕があり、またペンデル支承が破断すると致命的な損傷となることから、アップリフト防止構造のケーブルにプレストレスを導入し、ペンデル支承（既設）とアップリフト防止ケーブル（新設）を同時に機能させ橋軸方向の変位を抑える構造が検討可能と考える。

このように耐震補強検討に IDA を適用することで、部材の損傷順序などの評価が可能であり、想定外の地震動の挙動も確認できることから、妥当な耐震補強検討が可能になると考える。

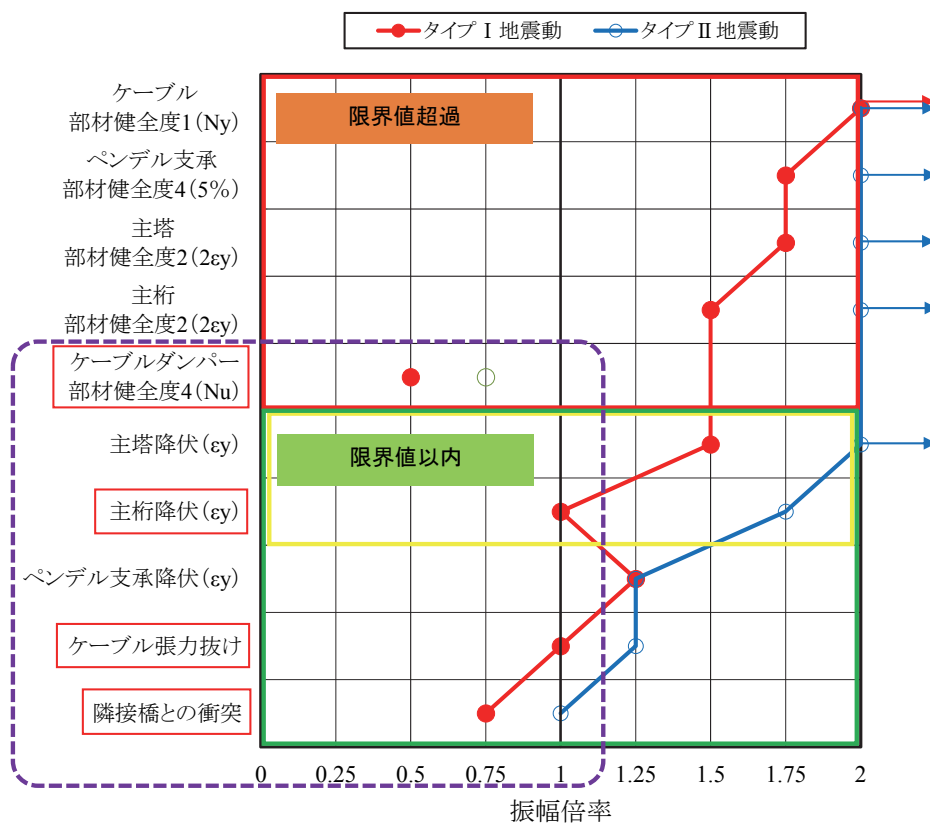


図 3.109 IDA による損傷順序ダイアグラム

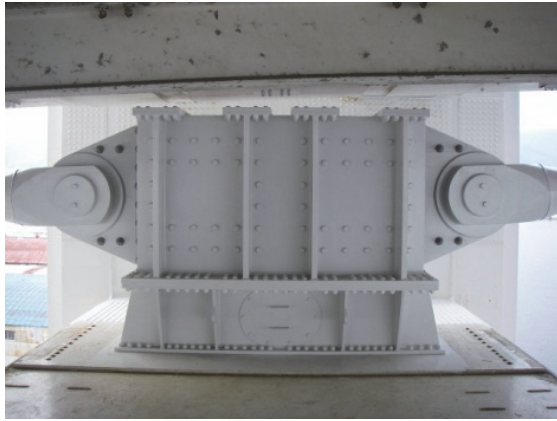


写真 3.1 橋軸方向変位制御装置例



写真 3.2 端橋脚アップリフト防止構造案例

3.11 まとめ

第3章「鋼斜張橋への適用」では、仮想的な鋼斜張橋に漸増動的解析（IDA）を適用し耐震性能評価を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 動的特性が複雑な鋼斜張橋に IDA を適用することで、ケーブルダンパー、ペンデル支承など破断することが判明している振幅倍率およびそれを超える振幅倍率の場合の動的解析では最初からその部材を削除した解析を行うことにより部材損傷後の挙動を把握した。構造物の損傷順序を考慮した耐震性の明確な評価が可能であり、弱点部材の抽出に有用であることを示した。
- (2) 対象橋梁では、主塔部のケーブルダンパーが最弱点部材であり、地震動を橋軸方向に入力した場合、振幅倍率 0.5 以降で破断することがわかった。また端橋脚部のペンデル支承も弱点であり、振幅倍率 1.25 以降で降伏することがわかった。弱点部材の損傷によりダンパーが水平力を負担することが明らかとなったが、ケーブルは降伏せず、ケーブルダンパー、ペンデル支承は耐震性能上の明確な弱点とならないことがわかった。
- (3) 従来の耐震性能評価で行われている地震動の 1 方向入力において IDA を適用するだけでなく、2 方向入力時に IDA を適用した。2 方向入力は、標準波を 2 方向入力した 1 方向 45 度波のケースと、1 方向入力の場合の応答の大きさと一致することを目的とする相補直交成分を使用した相補 2 方向波のケースを実施した。その結果、相補 2 方向波を使用すれば、妥当な耐震性能照査が可能であることが示唆された。
- (4) 地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、主桁の鉛直方向の最大加速度の時刻歴応答を確認した。振幅倍率 1.0 では最大加速度 $6\sim 8\text{m/s}^2$ 程度であり、振幅倍率 2.0 では、タイプ II 地震動で $12\sim 13\text{m/s}^2$ 程度であるが、ペンデル支承が損傷しアップリフトが発生しているケースでは、極めて大きいことが分かった。フェールセーフとしてアップリフト防止構造は必要であり、車両は安全に停止できない可能性が高いため検討が必要と考えられる。

参考文献

- 3-1) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書，耐震設計編，2008.
- 3-2) 五十嵐晃，井上和真，古川愛子，宇野裕恵，松田宏：標準波一相補直交成分波の組合せによる橋梁の耐震照査用水平2方向入力地震動，土木学会論文集 A1，Vol.68，No.4，pp. I_458- I_469，2012

第4章 中路式鋼アーチ橋への適用

4.1 概説

本章では、仮想的な中路式鋼アーチ橋に対して提案手法を適用し、耐震性能評価の具体例を示す。対象は昭和55年以前に設計された橋梁を想定しており、耐震性能上問題があることが確認されたので、現況照査と当て板補強による耐震補強照査を考える。4.2節では対象橋梁とした鋼3径間連続中路式アーチ橋のモデル化について述べる。4.3節では、構造部位ごとに限界状態を明確化した上で、安全性や修復性を考慮して部材健全度を決定した耐震性能評価について述べる。4.4節は部材のモデル化について述べる。4.5節は対象橋梁の固有値解析の結果を示し、主要な固有周期と振動モードを示す。4.6節から4.7節は、対象橋梁の各部材に対して、橋軸方向、橋軸直角方向に地震波を入力する地震応答解析にIDAを適用し、損傷が生じるような入力振幅倍率を評価し、損傷順序ダイアグラムに結果をまとめる。

4.2 対象橋梁と解析モデル

想定する対象橋梁は、表4.1、図4.1に示す橋長294m、中央径間200mを有する3径間連続中路式鋼アーチ橋である。上部構造はダブルデッキ構造であり、中間橋脚のニューマチックケーソン基礎、端支点のRC橋脚+杭基礎で支持されている。各橋脚上の支持条件はP2橋脚のみ固定支承、P1、P3、P4は可動支承である。端支点にはペンデル支承が設置されている。橋軸直角方向は全支点部で支承により固定されている。隣接橋もモデル化しており、隣接橋との衝突の判定が可能である。図4.2に死荷重時のひずみ分布を示す。

対象は、昭和55年以前に設計された橋梁を想定しており、現在のような橋梁全体系をモデル化した耐震性照査はされておらず、設計水平震度も0.2程度しか考慮されていない。

表 4.1 対象橋梁

橋長	橋長：294m（支間割：47+200+47m）
上部構造	3径間連続中路式鋼アーチ橋
支承条件	P1、P4：可動支承（BP支承） P2：固定支承（ピン支承） P3：可動支承（ピンローラー支承）
下部構造	中間橋脚：ニューマチックケーソン基礎 端橋脚：RC橋脚+杭基礎

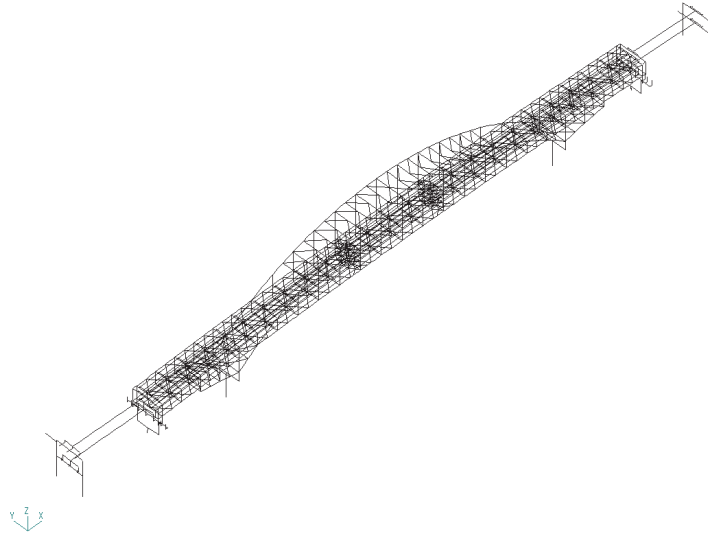


図 4.1 対象橋梁一般図

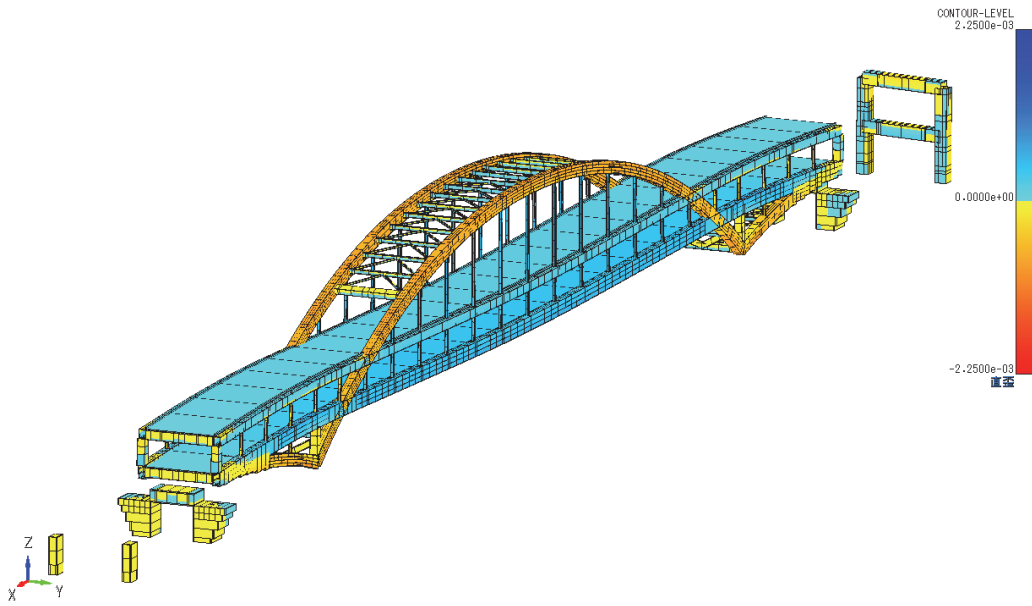


図 4.2 死荷重時のひずみ分布

4.3 耐震性能評価と部材健全度

耐震性能評価は、構造部位ごとに限界状態を明確化した上で、安全性や修復性を考慮して部材健全度が定められる⁴⁻¹⁾。橋軸方向および橋軸直角方向の設計対象部位と設定した部材健全度を表 4.2 に示す。1 次部材（アーチリブ、上弦材、下弦材）は、軽微な損傷を許容する部材健全度 2 に留めることが多いが、限定的な損傷を許容する部材健全度 3 を許すものとする。

端支承（BP 沓）、中間支承（ピン支承、ピンローラー支承）、ペンデル支承は部材耐力が小さいが、3.6 節または 3.7 節で述べた損傷部材を削除した解析をおこなうと特に中間支承では全体構造が不安定となるため、写真 4.1、写真 4.2 に示すフェールセーフ対策を別途講じることを想定し、部材削除はおこなわずに解析をおこなった。

2 次部材（吊材、鉛直材、ストラット、橋門構、横構）はファイバー要素でモデル化しているが、地震後に取替えが可能な部材として塑性化を許容し、地震エネルギーを吸収させることで、橋全体の補強規模の低減を図るため、部材の限界状態は定めない。

表 4.2 設計対象部位と部材健全度

設計対象構造		限界状態	部材健全度	単位	許容値		備考
					橋軸方向	直角方向	
上部構造	アーチリブ	—	限定的な 損傷	3 ($\epsilon_{\max} / \epsilon_y \leq 8.4$)	—	—	—
	上弦材 下弦材						
支承 反力	ペンデル 支承	P1,P4	部材損傷を考慮せず	kN	2285	2285	降伏荷重 (鉛直)
	端支承	P1,P4			—	1477	降伏水平耐 力の最小値
	中間支承	P2			16261	9613	
P3		—	5194				
隣接橋との衝突		P1	—	m	0.250	—	桁遊間
		P4			0.322	—	



写真 4.1 中間支承の段差防止構造例



写真 4.2 ペンデル支承のアップリフト防止構造例

4.4 モデル化

解析モデルは、主塔、上部構造の軸力変動および2軸曲げの影響を考慮するとともに、材料非線形を精度良く評価するため、表 4.3、表 4.4 に示すファイバーモデルを基本とした3次元骨組モデルを使用した。ファイバー断面を図 4.3 に示す。

鋼材は2次勾配を1/100としたバイリニアとし、硬化則は移動硬化則とする。ここで断面パラメータ (R_R など) を満足していない断面に対して、その弾性座屈強度に対応するたけ σ_y を低減した材料構成則をモデル化した⁴²⁾。図 4.4 に弾性座屈強度による降伏応力度低減の方法を示す。局部座屈に対するパラメータを満足しない断面に対しては、座屈が局部的に生じても終局まで耐力が急激に低下することが無いため、安全側を考慮し図中の座屈強度分を降伏強度から差し引いた点 $\alpha\sigma_y$ を折れ点とする非線形のバイリニア型でモデル化を行う。

表 4.3 部材のモデル化

部材		モデル化	備考
アーチ	アーチリブ	ファイバー要素(鋼)	
	吊材		
	支柱		
	支材		
	横構		
補剛桁	上弦材	ファイバー要素(鋼)	
	下弦材		
	鉛直材		
	横構		
	制動構		
床組	横桁	ファイバー要素(鋼)	
	縦桁		
	床版	ファイバー要素(RC)	
支承	中間支承	線形バネ要素	
	端支承		
	ペンデル支承	トラス要素	
RC橋脚		ファイバー要素(RC)	
基礎地盤		線形バネ要素	

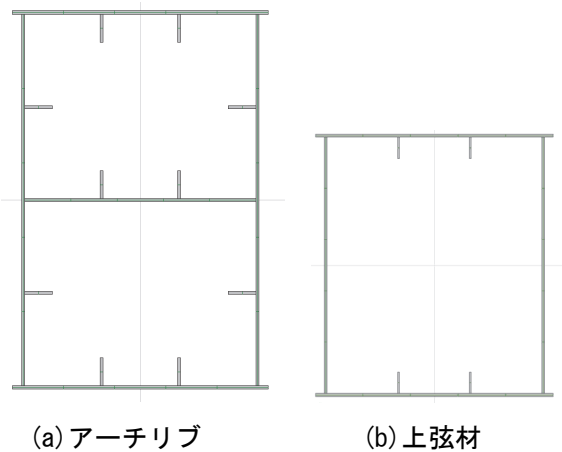


図 4.3 アーチリブファイバー断面

表 4.4 解析モデル

節点数, 要素数	節点数 1874, 要素数 2019
ファイバー要素数	要素数 (セル) 117968

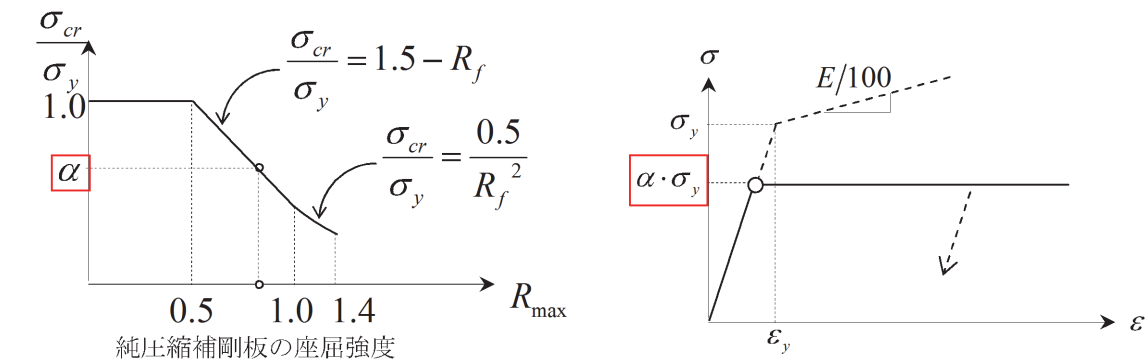


図 4.4 鋼材の降伏応力度の低減

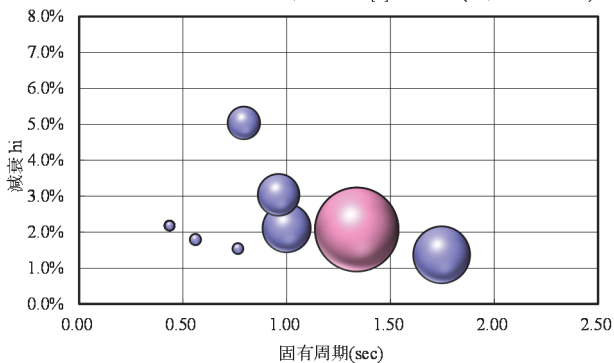
4.5 固有値解析

本橋の固有値解析結果を表 4.5 に示す。図 4.5 に固有周期と減衰の関係を示し、選択したモードと部材別剛性比例減衰の定数 β を表 4.6 に示す。図 4.6 に橋軸方向および橋軸直角方向の卓越振動モードを示す。図 4.7 に入力地震波 II-III-1 (タイプ II 地震動, III種地盤, その 1) の 5%減衰の絶対加速度応答スペクトルと各方向の卓越振動モードの固有周期を合わせて示す。主要モード図を図 4.8 に示す。

表 4.5 固有値解析結果

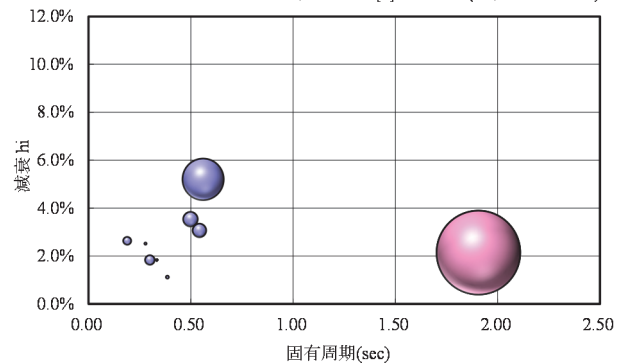
モード次数 n	振動数 f Hz	周期 T sec	刺激係数			有効質量比			ひずみエネルギー- 比例減衰	減衰 選択	モード形状
			TX	TY	TZ	X	Y	Z			
1	0.5250	1.9047	0	103	0	0%	36%	0%	2.1%	橋直全体	面外対称1次
2	0.5728	1.7457	61	0	11	13%	0%	0%	1.4%		面内逆対称1次
3	0.7484	1.3361	74	0	47	19%	0%	8%	2.1%	橋軸全体	面内対称1次
4	1.0024	0.9976	57	0	-51	11%	0%	9%	2.1%		面内対称2次
5	1.0402	0.9614	53	-2	6	9%	0%	0%	3.0%		
6	1.2300	0.8130	0	2	0	0%	0%	0%	2.0%		面内逆対称
7	1.2593	0.7941	-47	0	-2	7%	0%	0%	5.0%		
8	1.2633	0.7916	0	16	0	0%	1%	0%	0.8%		面外対称2次
9	1.3070	0.7651	-28	0	40	3%	0%	5%	1.5%		面内逆対称2次
27	3.1136	0.3212	-52	0	1	9%	0%	0%	9.6%	P4	P4橋脚変形
28	3.1228	0.3202	51	0	8	9%	0%	0%	9.2%	P1	P1橋脚変形

固有周期と減衰の関係(X方向) ●ひずみエネルギー-比例減衰(有効質量比2.0%以上)
●卓越モード [3] 1.3361sec (有効質量比18.6%)



(a) 橋軸方向

固有周期と減衰の関係(Y方向) ●ひずみエネルギー-比例減衰(有効質量比1.0%以上)
●卓越モード [1] 1.9047sec (有効質量比36.2%)

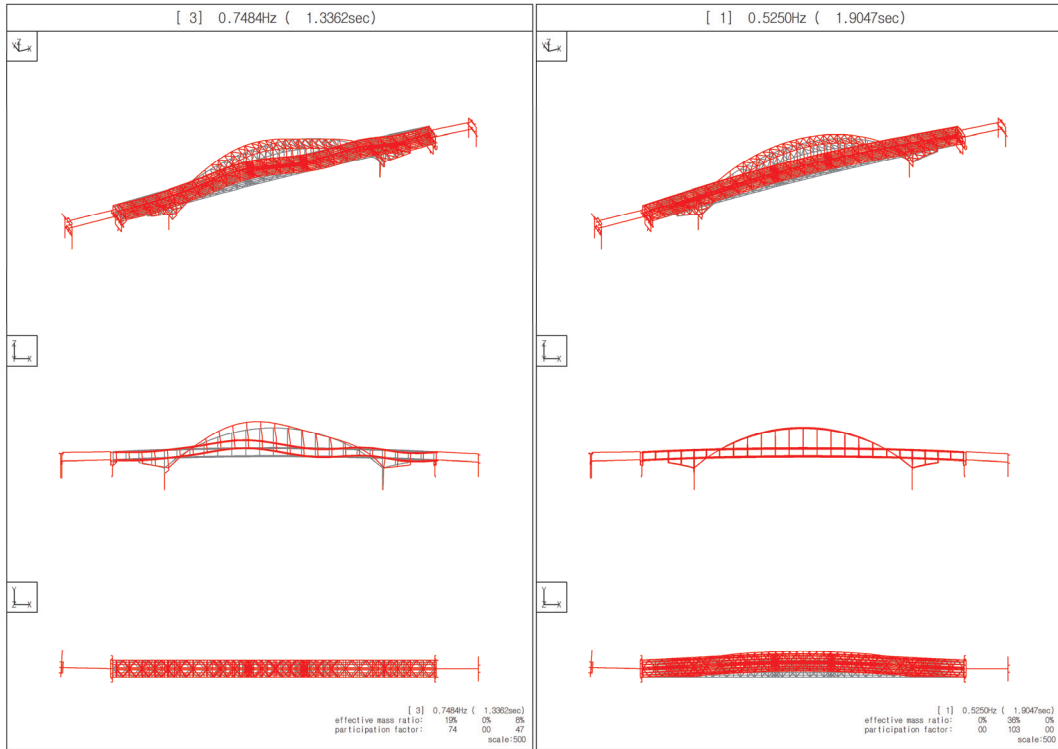


(b) 橋軸直角方向

図 4.5 固有周期と減衰の関係

表 4.6 部材別剛性比例減衰の設定

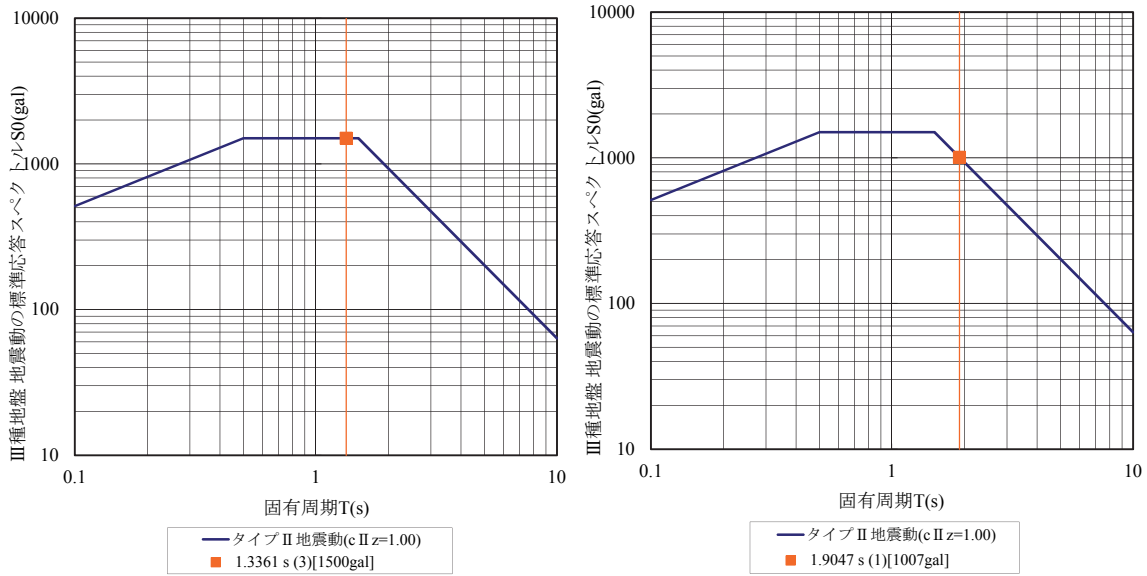
		振動単位		n	$h0$	$f0$	β
橋軸 方向	①	本橋	橋軸全体	3	0.02075	0.74842	0.008825
	②	隣接桁	P4	27	0.09636	3.1136	0.009851
	③	隣接桁	P1	28	0.09239	3.1228	0.009417
	④	—	—	—	—	—	—
直角 方向	①	本橋	橋直全体	1	0.02144	0.52503	0.012998
	②	—	—	—	—	—	—
	③	—	—	—	—	—	—
	④	—	—	—	—	—	—



(a) 面内対称 1 次 (3 次 $T_x=1.34s$)

(b) 面外対称 1 次 (1 次 $T_y=1.90s$)

図 4.6 対象橋梁の卓越振動モード



(a) 橋軸 $T_x=1.34s$

(b) 橋軸直角 $T_y=1.90s$

図 4.7 絶対加速度応答スペクトル (減衰 5%)

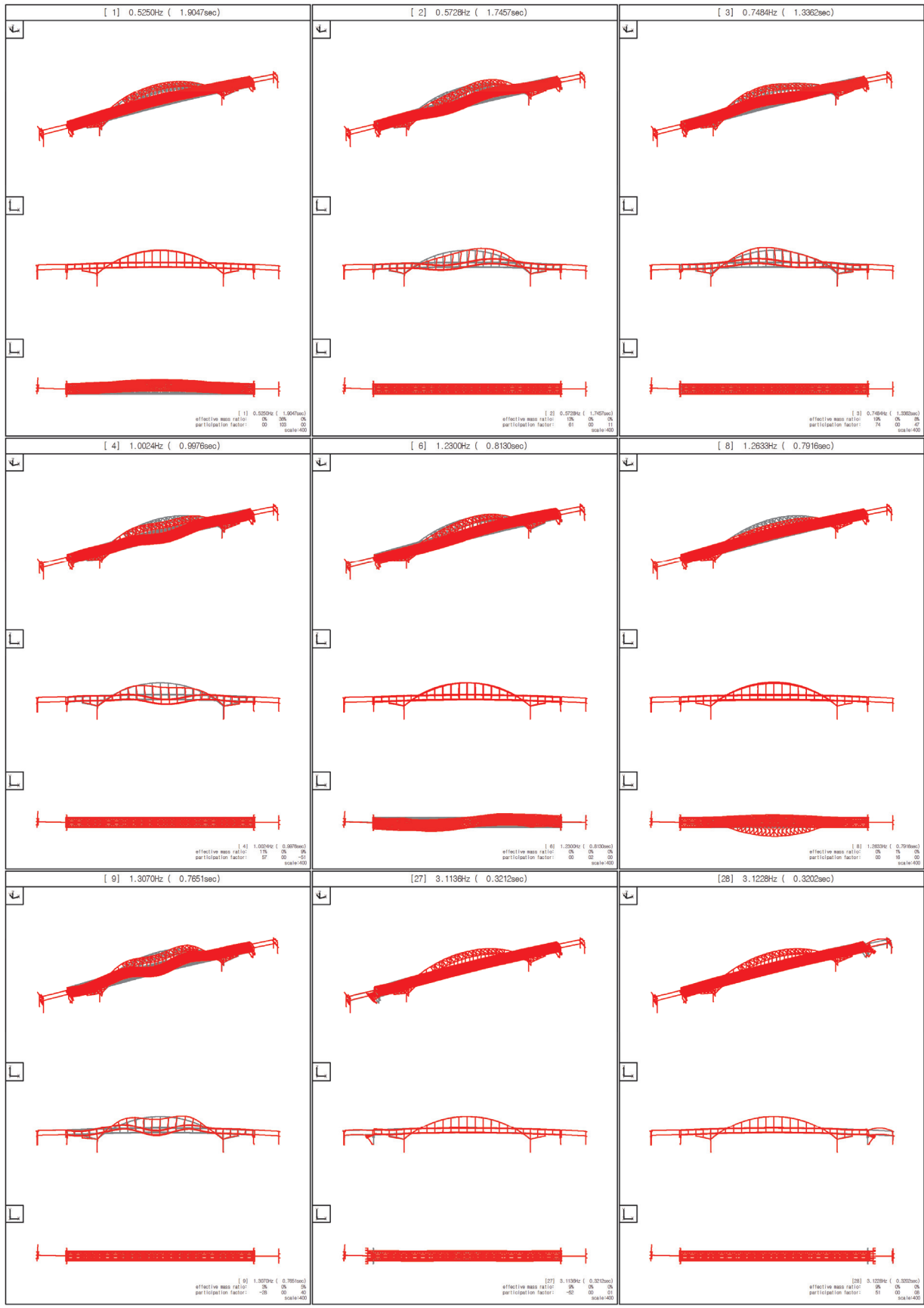


図 4.8 固有振動モード

4.6 IDA 曲線（橋軸方向入力）

4.6 節では，2.3.1 節で述べた入力地震動の組を用いて，橋軸方向入力時の IDA 解析を実施する．対象橋梁の各部位に対する IDA 曲線を描き，損傷が生じる振幅倍率の値を評価する．

4.6.1 橋軸方向入力時のモデル

現況照査の結果，P2 固定支承付近のアーチリブは，振幅倍率 1.0 で $-5.99\epsilon_y$ （圧縮側），振幅倍率 2.0 で $-21.15\epsilon_y$ のひずみが発生した．この部位に当て板補強として図 4.9，図 4.10 に示す箱形状の鋼材を設置した．写真 4.3 は想定した構造のイメージを示しており，当て板補強と，支承損傷時の段差防止構造を兼用した構造である．

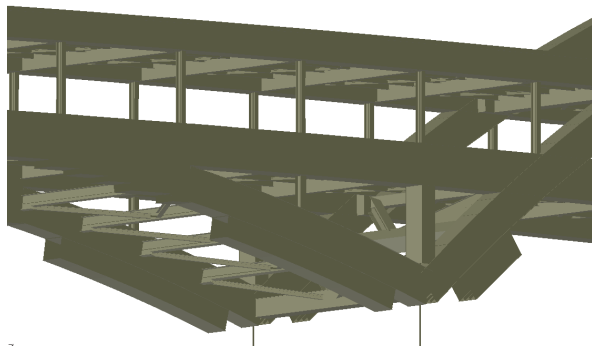
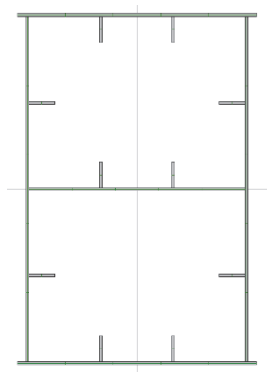


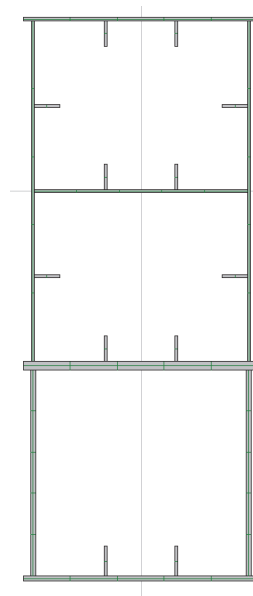
図 4.9 アーチリブ当て板補強



写真 4.3 アーチリブ当て板補強例



(a) 現況



(b) 当て板補強後

図 4.10 当て板補強箇所のファイバー断面

4.6.2 アーチリブひずみの IDA 曲線

図 4.11 に現況のアーチリブの最大ひずみ分布を示す。縦軸にひずみ、横軸にアーチリブ長さを示し、振幅倍率が 0.25～2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界 (SM570 材 : 2250 μ , SM490Y 材 : 1775 μ , SM400 材 : 1175 μ , 弾性座屈強度による降伏応力度低減あり) も示す。図 4.12 に、振幅倍率 2.0 のアーチリブの最大ひずみ時のコンター図を示す。P2 固定支承付近のアーチリブに大きなひずみが発生している。現況照査において、圧縮側は振幅倍率 0.25 で P2 固定支承付近において降伏限界を超過し、振幅倍率 1.25 以上にて損傷限界 8.4 ϵ_y を超過し健全度 3 を満足しない結果となる。引張側は振幅倍率 1.25 で降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。

図 4.13 にアーチリブの当て板補強後のアーチリブの最大ひずみ分布を示す。図 4.14 に、振幅倍率 2.0 のアーチリブの最大ひずみ時のコンター図を示す。補強範囲は現況で最大ひずみが発生した箇所とした。圧縮側は振幅倍率 0.25 で当て板補強範囲より P1 側の無補強部において降伏限界を超過し、振幅倍率 1.0 で損傷限界 8.4 ϵ_y を超過し健全度 3 を満足しない結果となる。引張側は振幅倍率 0.75 で降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。図 4.15 にアーチリブの最大ひずみの IDA 曲線を示す。当て板補強の効果は IDA 曲線より確認できないが、これは、当て板補強範囲のひずみは著しく低減したが、補強範囲に隣接する部位に応力集中が発生し、現況より大きなひずみが発生したためである。

表 4.7 に各振幅倍率の最大ひずみ分布を示す。

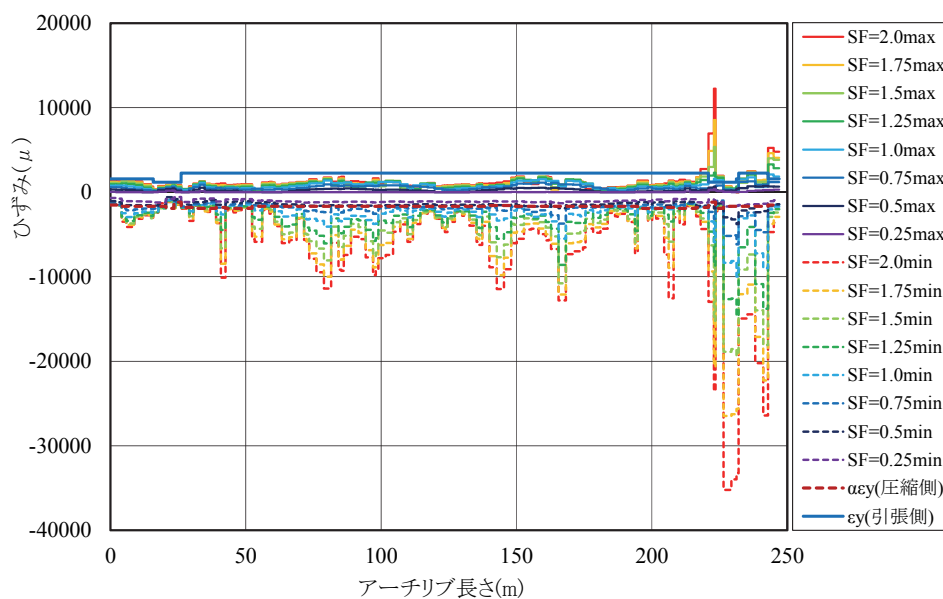


図 4.11 アーチリブの最大ひずみ分布 (現況)

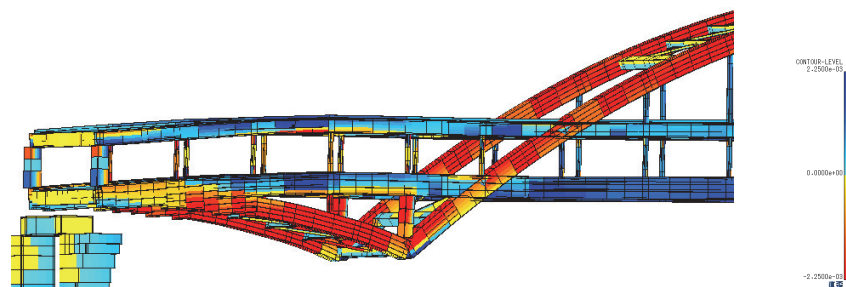


図 4.12 アーチリブ最大ひずみ時コンター図 (現況)

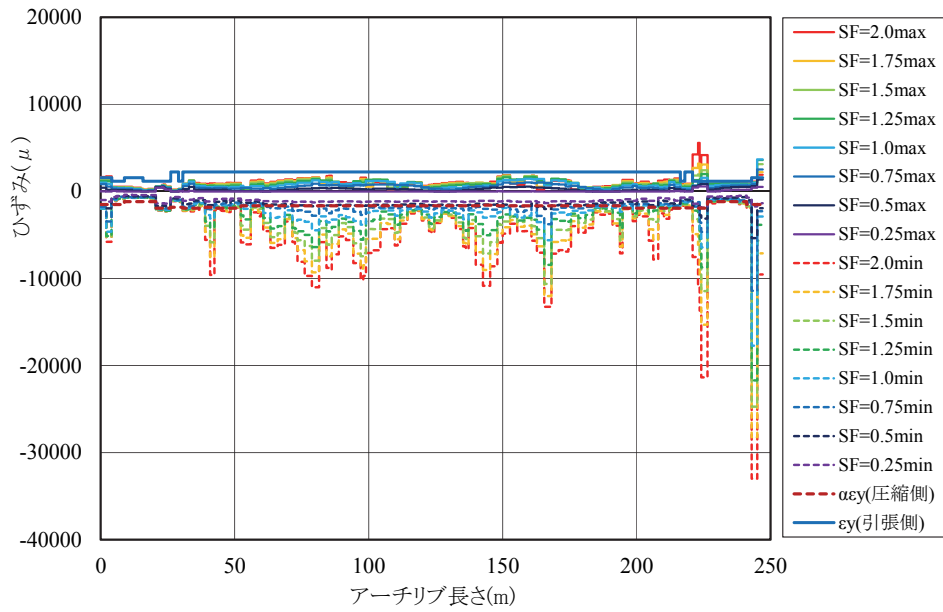


図 4.13 アーチリブの最大ひずみ分布 (補強後)

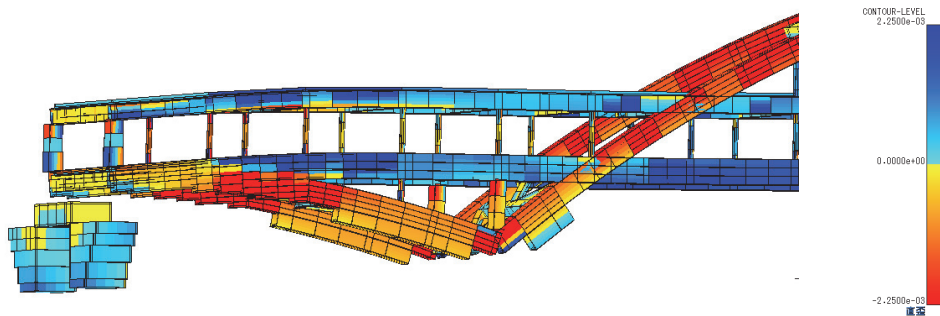


図 4.14 アーチリブ最大ひずみ時コンター図 (補強後)

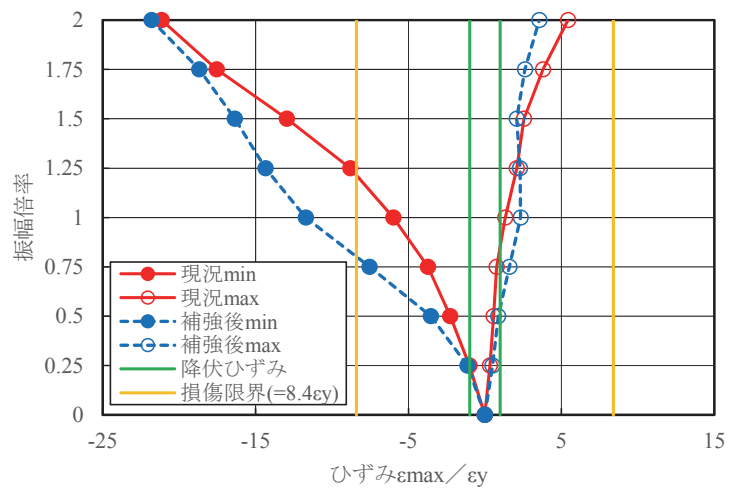


図 4.15 アーチリブの最大ひずみの IDA 曲線

表 4.7(a) アーチリブの最大ひずみ分布

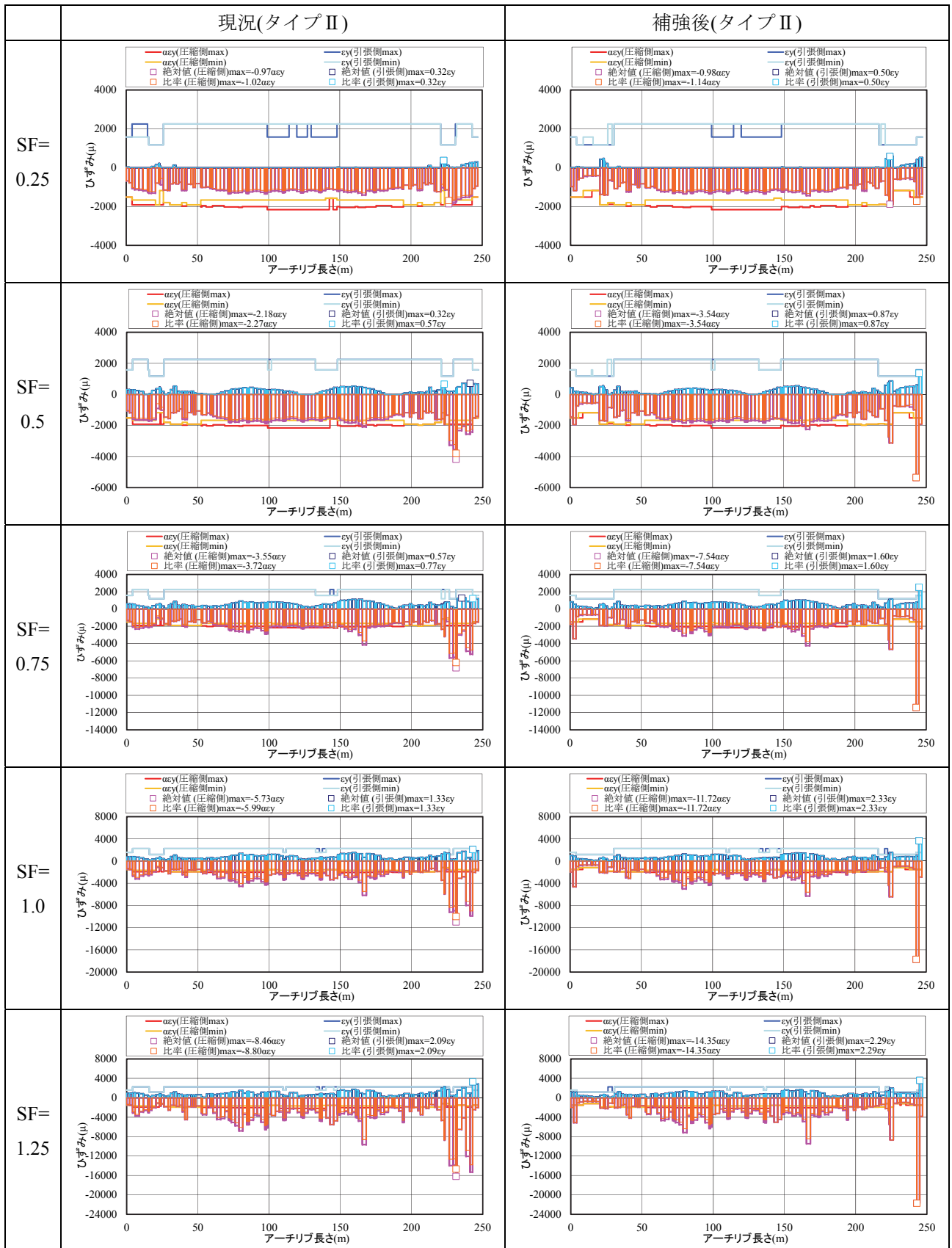
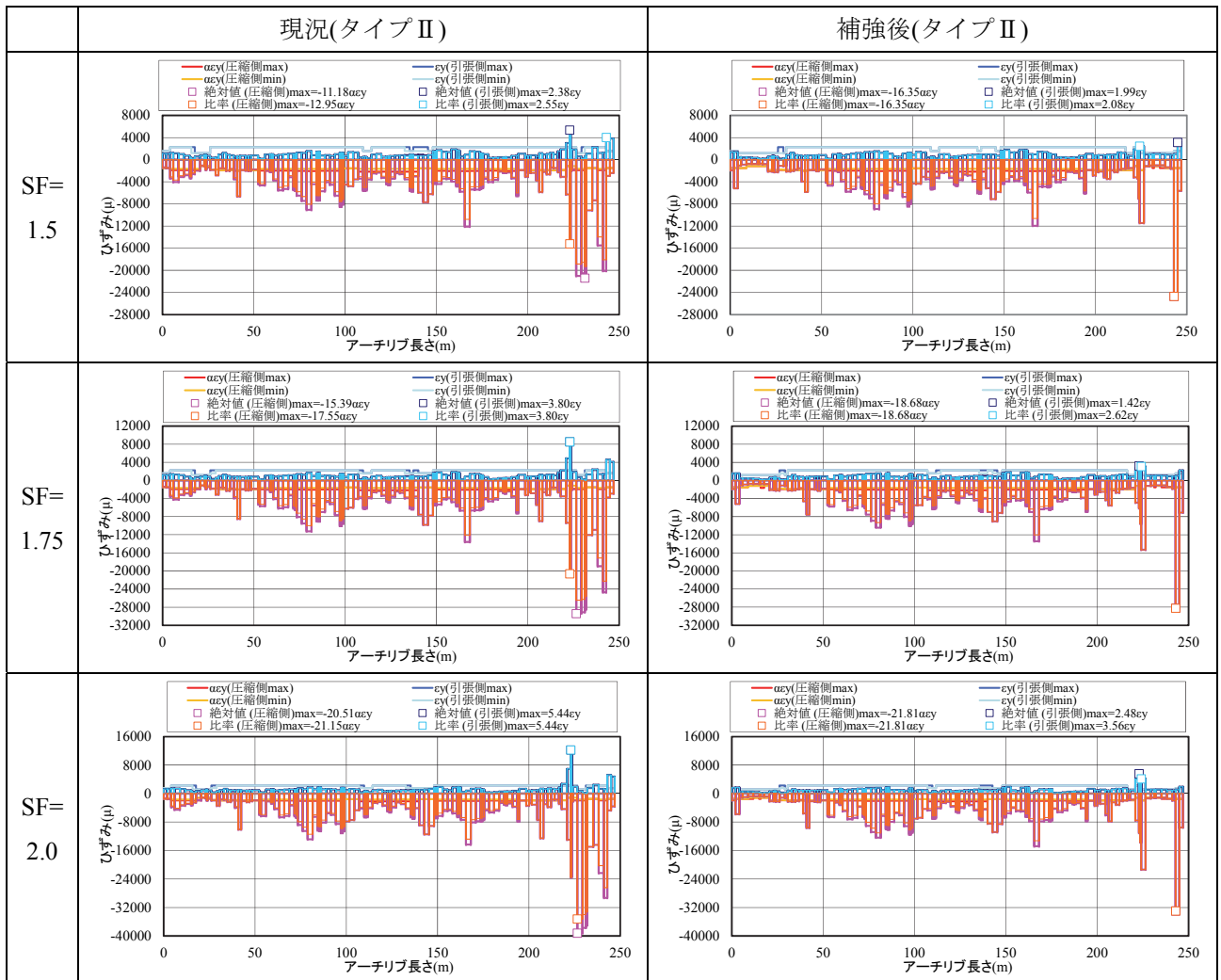


表 4.7 (b) アーチリブの最大ひずみ分布



4.6.3 上弦材ひずみの IDA 曲線

図 4.16 に現況の上弦材の最大ひずみ分布を示す。縦軸にひずみ、横軸に上弦材長さを示す。振幅倍率が 0.25～2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界（SM570 材：2250 μ ，SM490Y 材：1775 μ ，SM400 材：1175 μ ，弾性座屈強度による降伏応力度低減あり）も示す。現況照査において、圧縮側は振幅倍率 0.5 で支間中央付近において降伏限界を超過するが、損傷限界 8.4 ϵ_y を超過しない。引張側は振幅倍率 0.75 で降伏限界を超過し、振幅倍率 1.75 で損傷限界 8.4 ϵ_y を超過する。

図 4.17 にアーチリブの当て板補強後の上弦材の最大ひずみ分布を示す。圧縮側は振幅倍率 0.5 で支間中央付近において降伏限界を超過するが、損傷限界 8.4 ϵ_y を超過しない。引張側は振幅倍率 0.75 で降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。図 4.18 に上弦材の最大ひずみの IDA 曲線を示す。当て板補強により、引張側で損傷限界以下となったが、アーチリブの補強箇所付近では、現況より大きなひずみが発生した箇所がある。表 4.8 に各振幅倍率の最大ひずみ分布を示す。

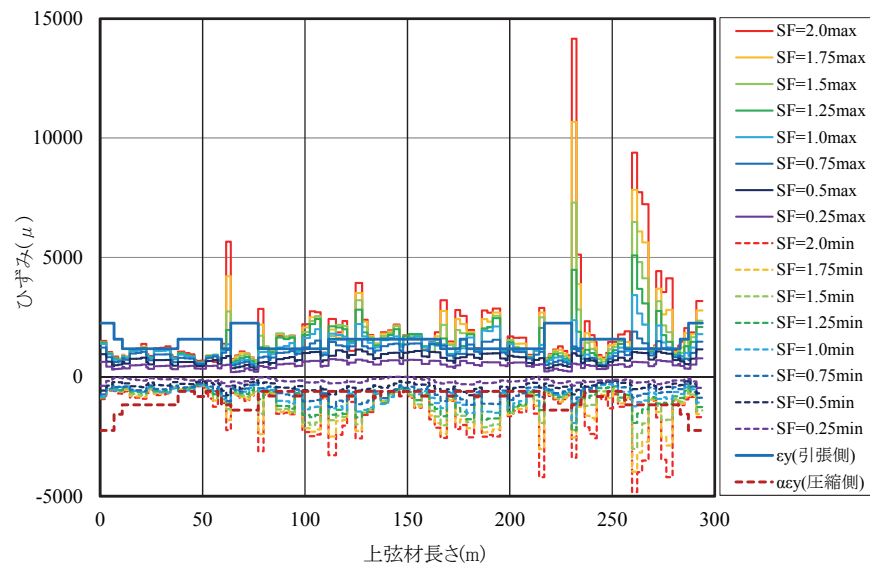


図 4.16 上弦材の最大ひずみ分布（現況）

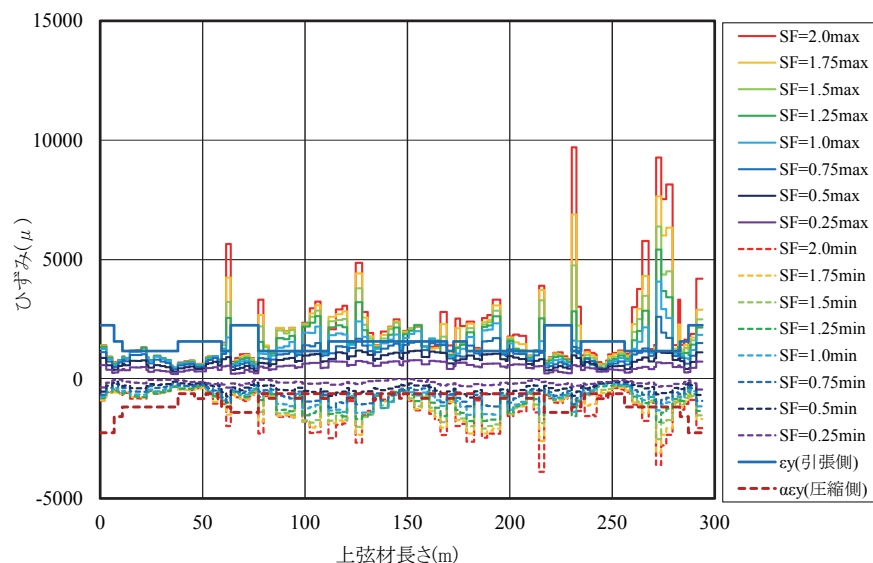


図 4.17 上弦材の最大ひずみ分布（補強後）

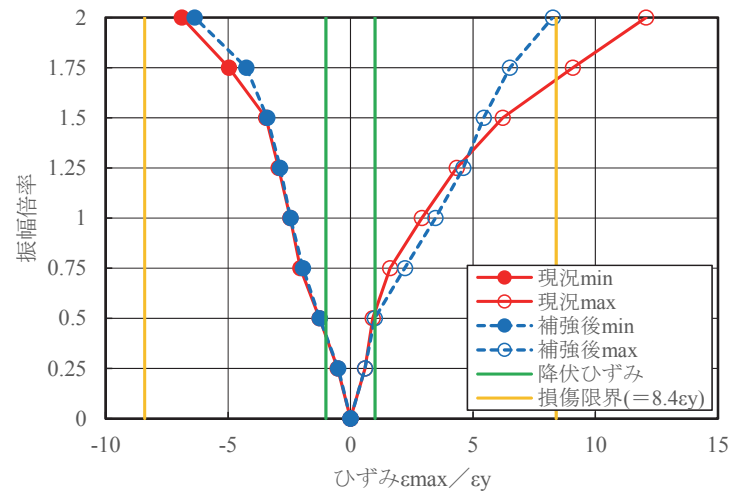


図 4.18 上弦材の最大ひずみの IDA 曲線

表 4.8(a) 上弦材の最大ひずみ分布

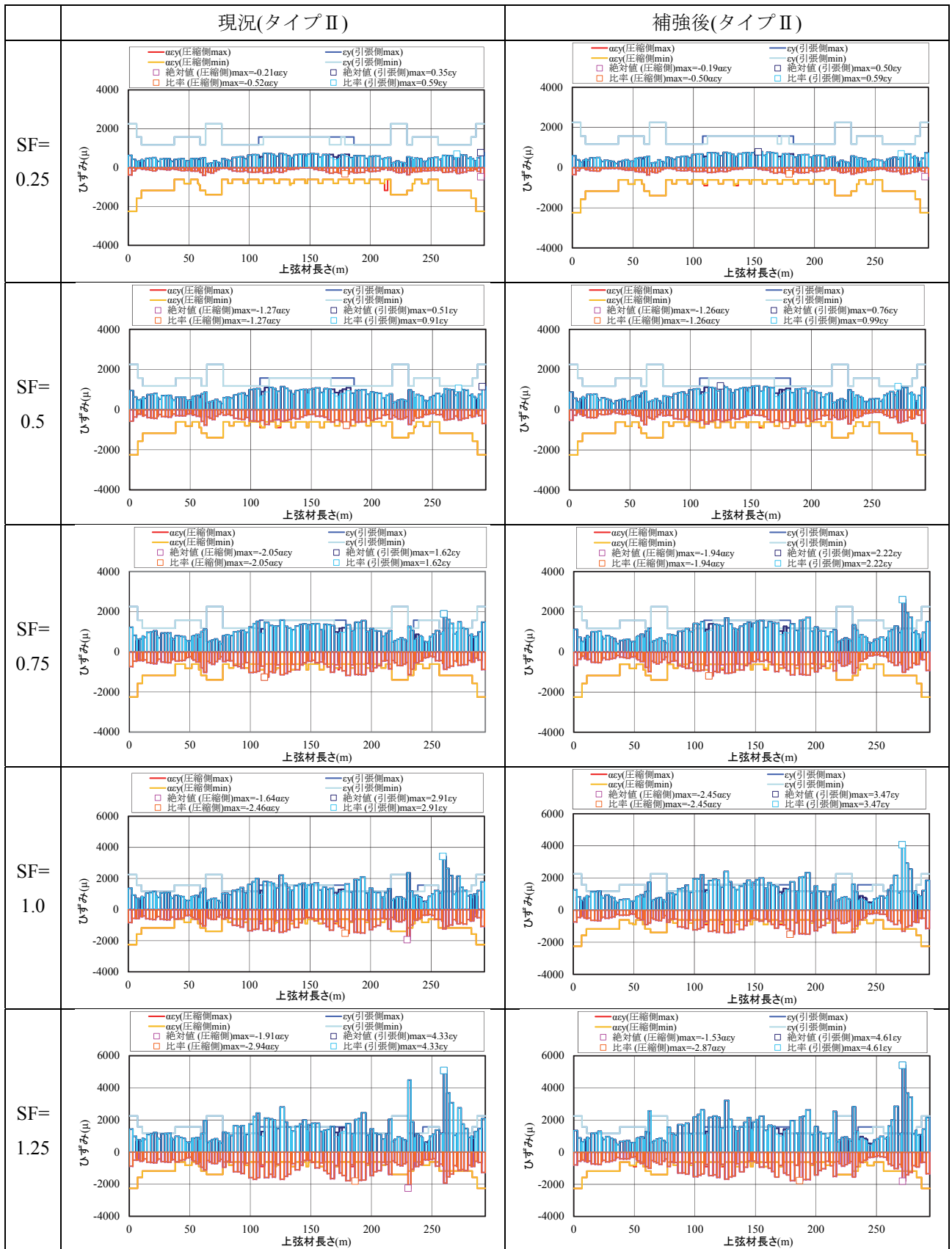
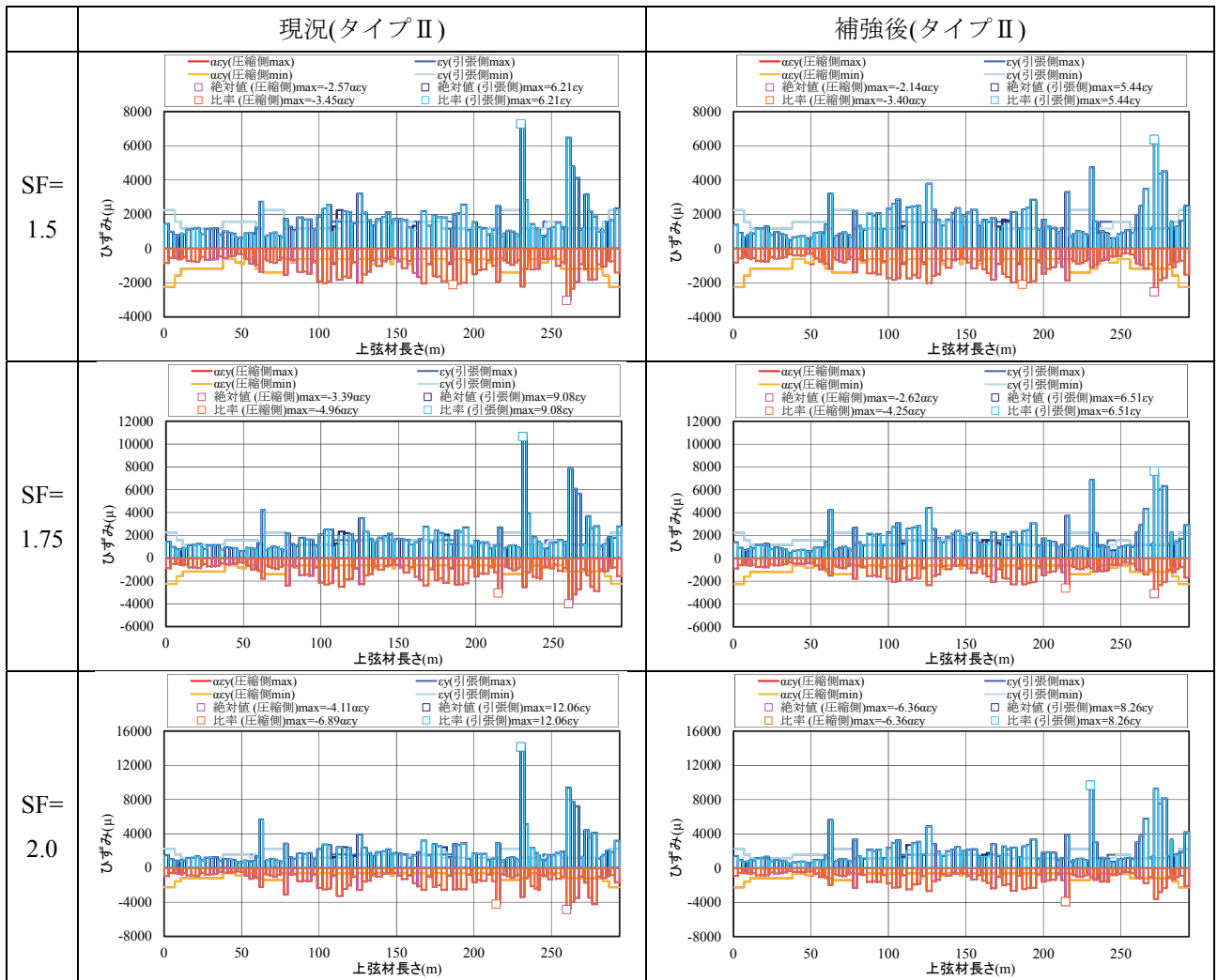


表 4.8 (b) 上弦材の最大ひずみ分布



4.6.4 下弦材ひずみの IDA 曲線

図 4.19 に現況の下弦材の最大ひずみ分布を示す。縦軸にひずみ、横軸に下弦材長さを示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界（SM570 材：2250 μ ，SM490Y 材：1775 μ ，SM400 材：1175 μ ，弾性座屈強度による降伏応力度低減あり）も示す。現況照査において、圧縮側は振幅倍率 0.25 で P2 固定支承付近において降伏限界を超過するが、損傷限界 8.4 ϵ_y は超過しない。引張側は振幅倍率 0.75 で P2 固定支承付近において降伏限界を超過し、振幅倍率 1.5 で損傷限界 8.4 ϵ_y を超過する。

図 4.20 にアーチリブの当て板補強後の下弦材の最大ひずみ分布を示す。圧縮側は振幅倍率 0.25 で P2 固定支承付近において降伏限界を超過し、振幅倍率 1.25 で損傷限界 8.4 ϵ_y を超過する。引張側は振幅倍率 0.5 で P2 固定支承付近において降伏限界を超過し、振幅倍率 1.25 で損傷限界 8.4 ϵ_y を超過する。図 4.21 に下弦材の最大ひずみの IDA 曲線を示す。アーチリブの当て板補強により、下弦材に現況より大きなひずみが発生し、圧縮側で損傷限界 8.4 ϵ_y 以上となった。アーチリブの補強の影響が下弦材に影響を及ぼしていることがわかった。表 4.9 に各振幅倍率の最大ひずみ分布を示す。

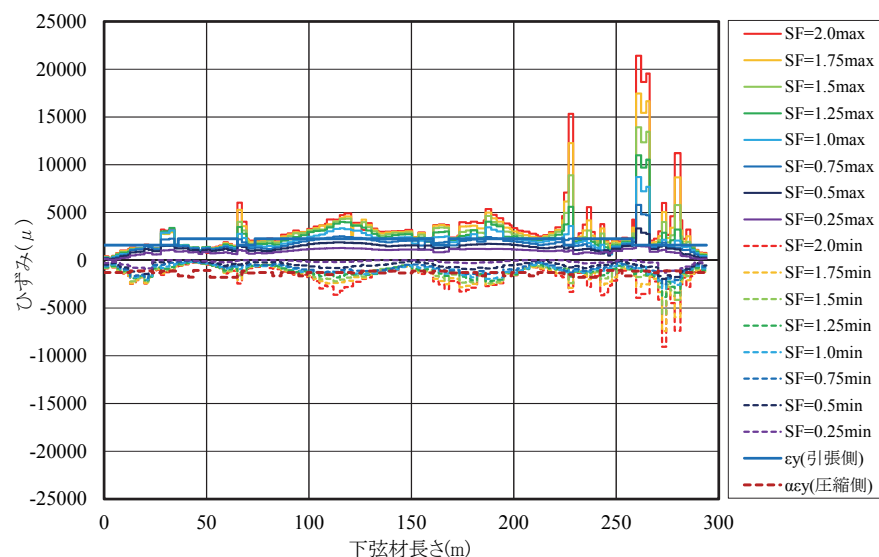


図 4.19 下弦材の最大ひずみ分布（現況）

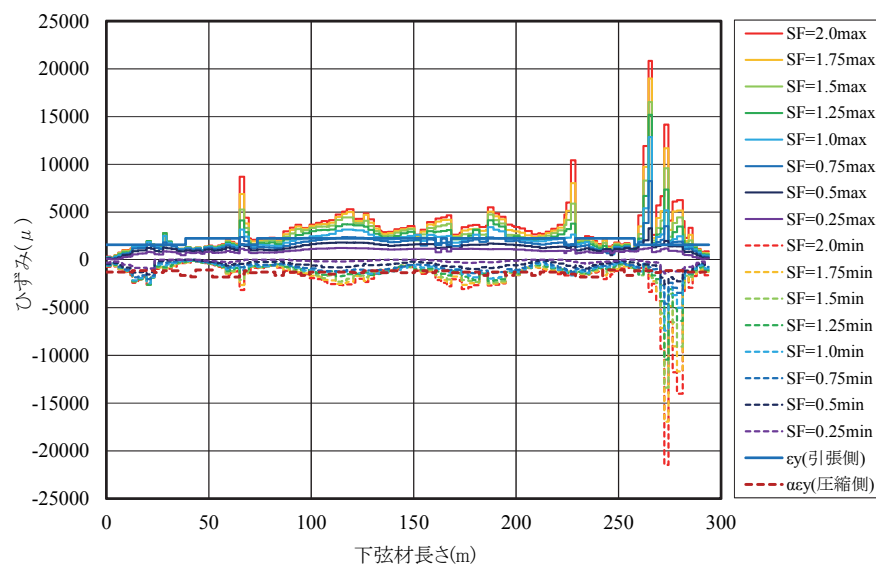


図 4.20 下弦材の最大ひずみ分布（補強後）

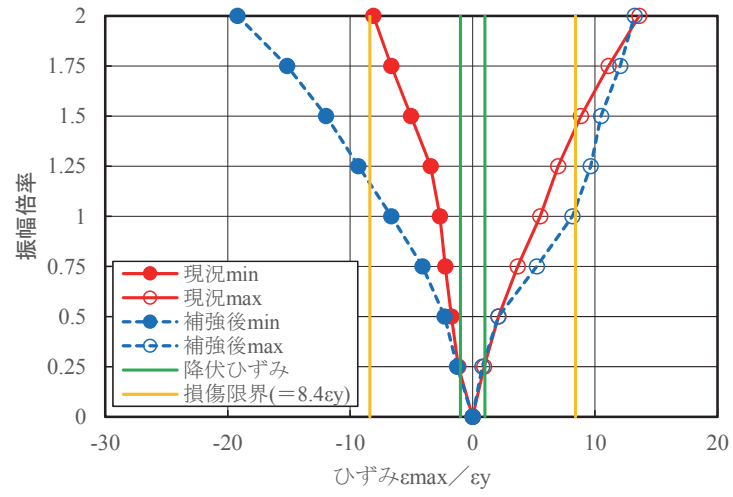


図 4.21 下弦材の最大ひずみの IDA 曲線

表 4.9 (a) 下弦材の最大ひずみ分布

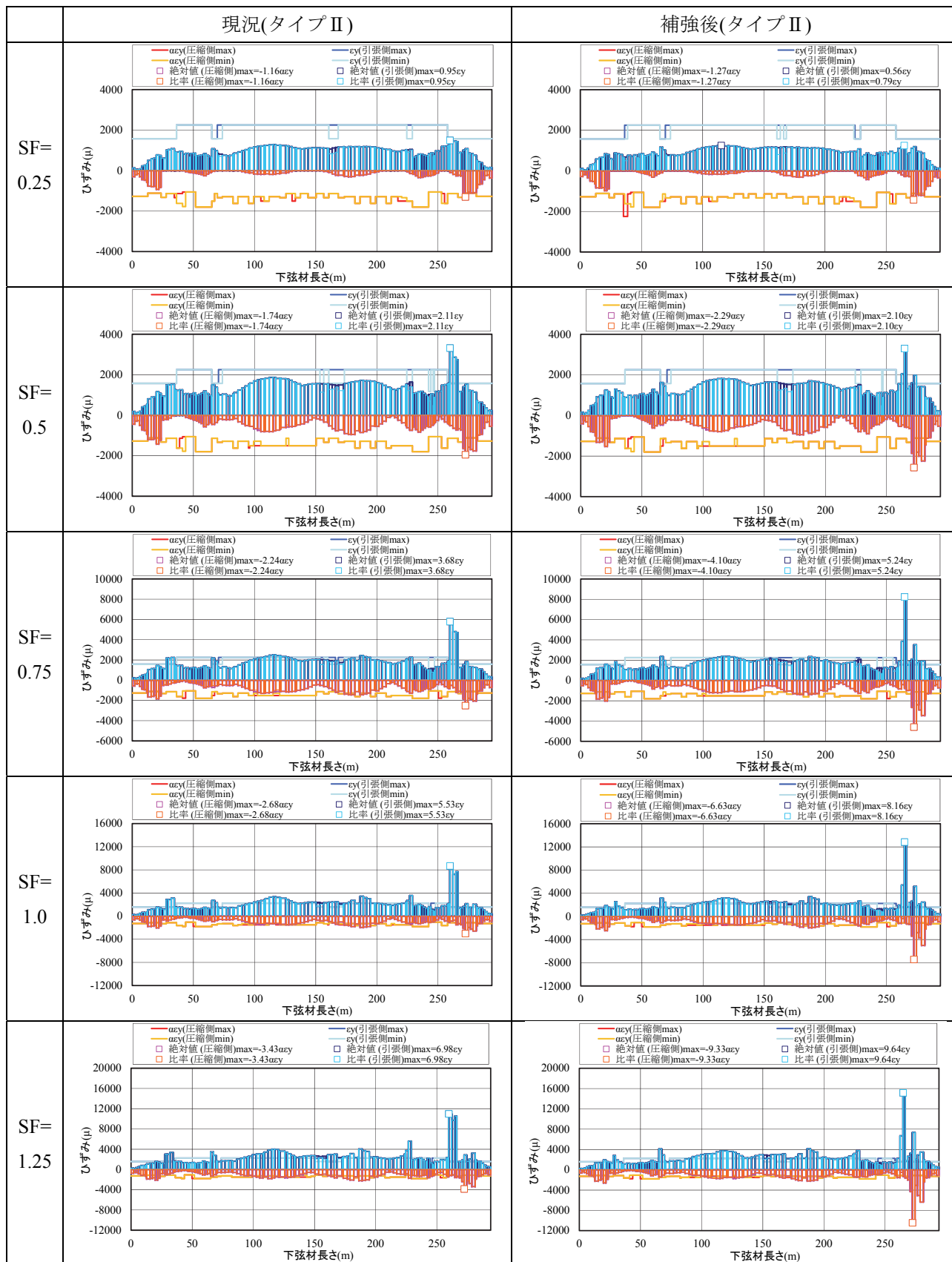
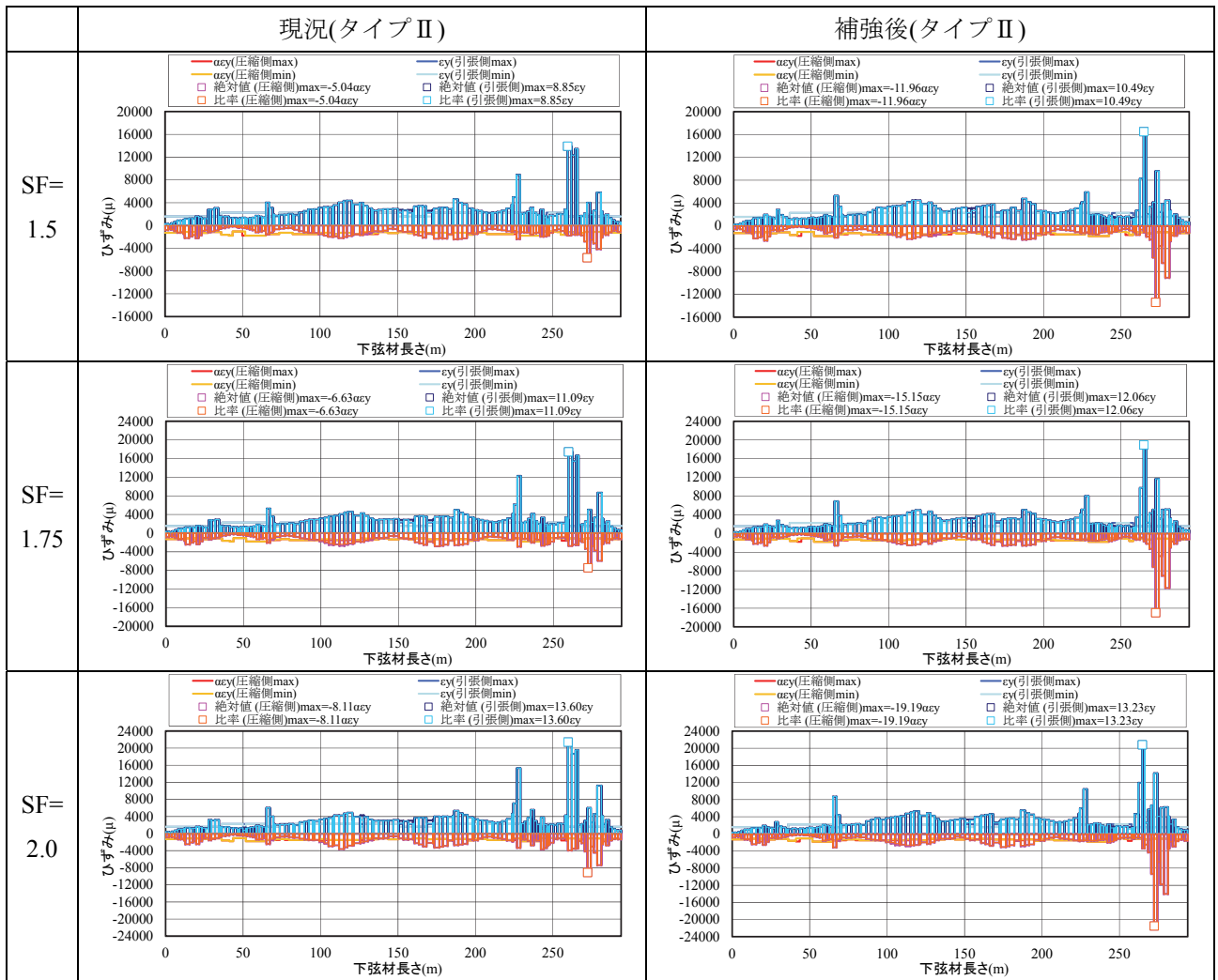


表 4.9 (b) 下弦材の最大ひずみ分布



4.6.5 支承の IDA 曲線

P2 固定支承の橋軸方向水平力の IDA 曲線を図 4.22 に示す。アーチリブの当て板補強により P2 固定支承に作用する橋軸方向水平力は 2 倍程度となることがわかる。

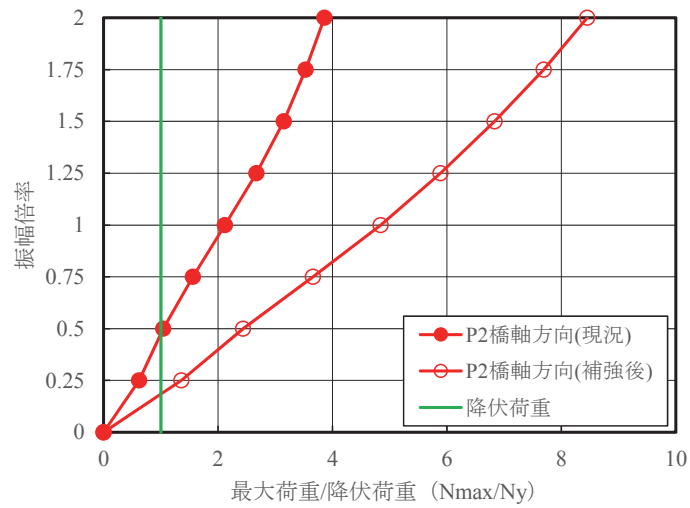


図 4.22 P2 固定支承（中間支点）の橋軸方向水平力の IDA 曲線

4.6.6 ペンデル支承の IDA 曲線

ペンデル支承の IDA 曲線を図 4.23 に示す。4.3 節で述べた通りフェールセーフ対策を別途講じることが想定し、ペンデル支承の部材削除はおこなわずに解析をおこなった。ペンデル支承は部材耐力が小さいため、振幅倍率 0.25 でペンデル支承の降伏荷重を上回ることがわかる。ペンデル支承に作用する鉛直方向の引張力は、P2 固定支承に近い P1 橋脚のほうが P4 橋脚より大きく、補強による増加率も P1 橋脚が大きい。

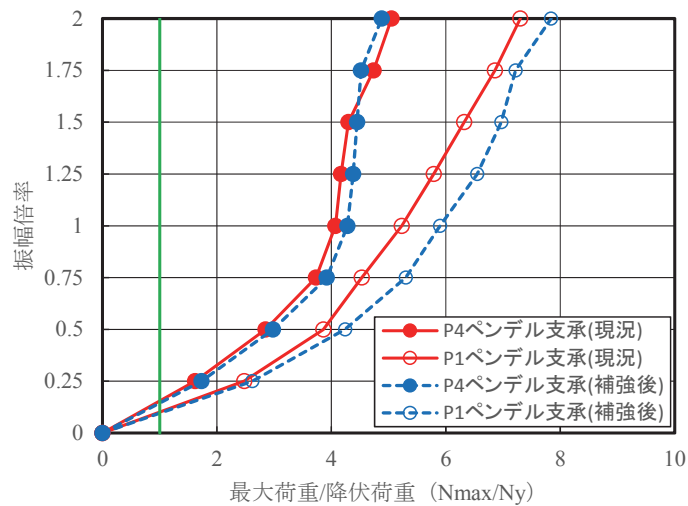


図 4.23 ペンデル支承の IDA 曲線

4.6.7 隣接桁との衝突に関する IDA 曲線

隣接桁との衝突は、隣接桁と本橋桁の変位で評価する。現況照査において P4 橋脚部で振幅倍率 0.75 の時に桁の衝突が発生する。P1 橋脚では桁の衝突は発生しない。アーチリブの当て板補強後の照査においても桁の移動量に大きな差はなく、同じ振幅倍率で桁の衝突が発生する。図 4.24 に横軸を桁移動量、縦軸に振幅倍率とした IDA 曲線を示す。

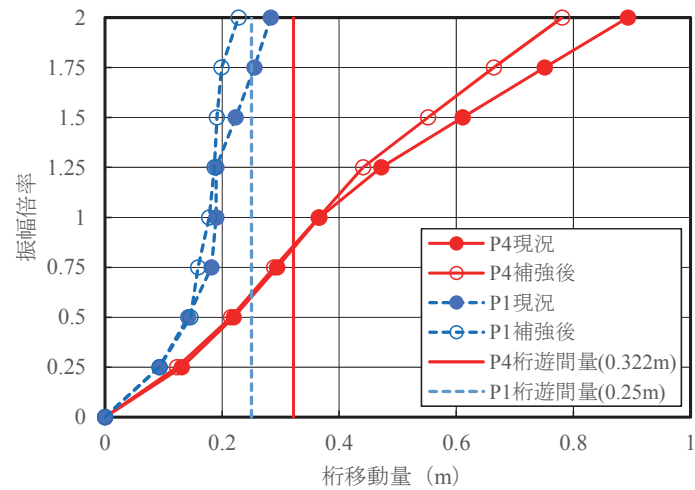


図 4.24 隣接桁との衝突に関する IDA 曲線

4.6.8 加速度に関する IDA 曲線

地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、上弦材の鉛直方向の最大加速度の時刻歴応答を確認した。最大加速度分布について、現況を図 4.25、補強後を図 4.26 に示す。最大加速度の IDA 曲線を図 4.27 に示す。振幅倍率 1.0 では最大加速度 20m/s^2 程度であり、振幅倍率 2.0 では 25m/s^2 程度である。補強前後で大きな差はない。

各振幅倍率の最大加速度分布を表 4.10 に示す。

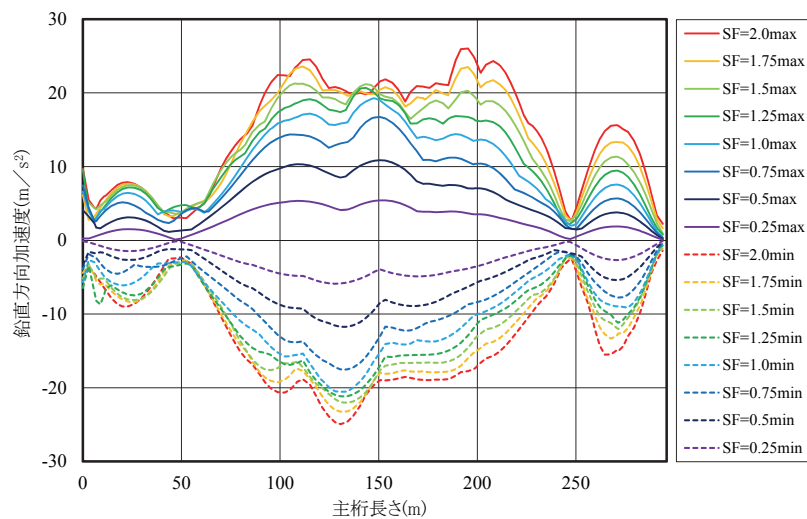


図 4.25 鉛直方向最大加速度分布（現況）

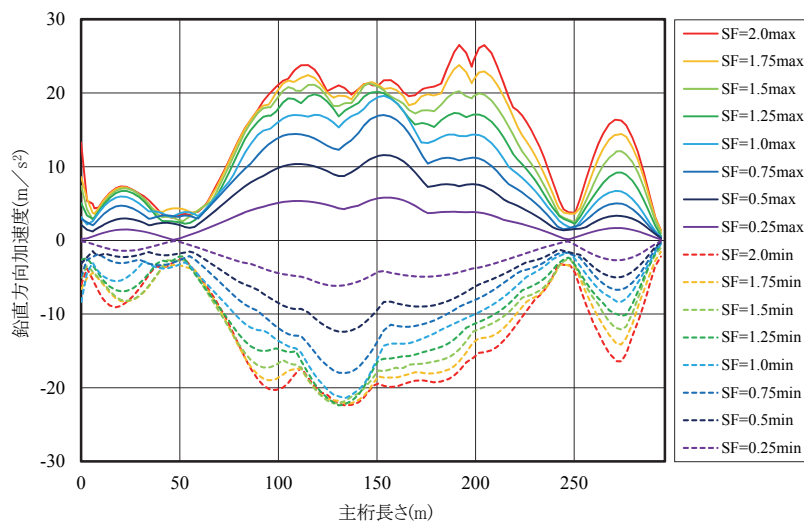


図 4.26 鉛直方向最大加速度分布（補強後）

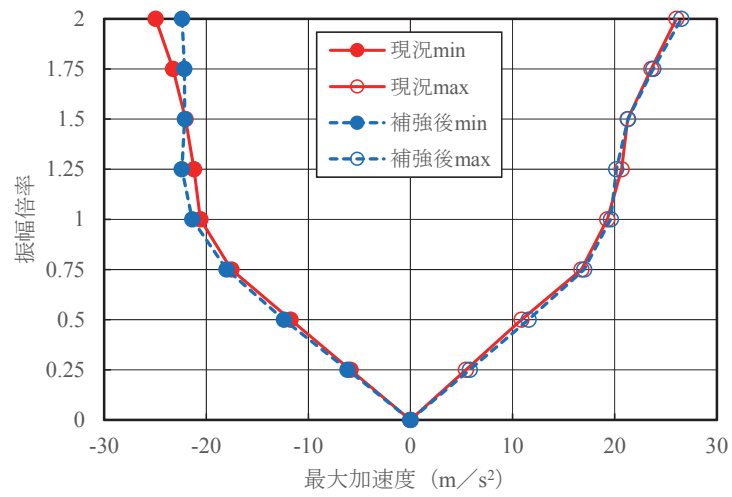


図 4.27 鉛直方向最大加速度の IDA 曲線

表 4. 10 (a) 鉛直方向最大加速度分布 (橋軸方向)

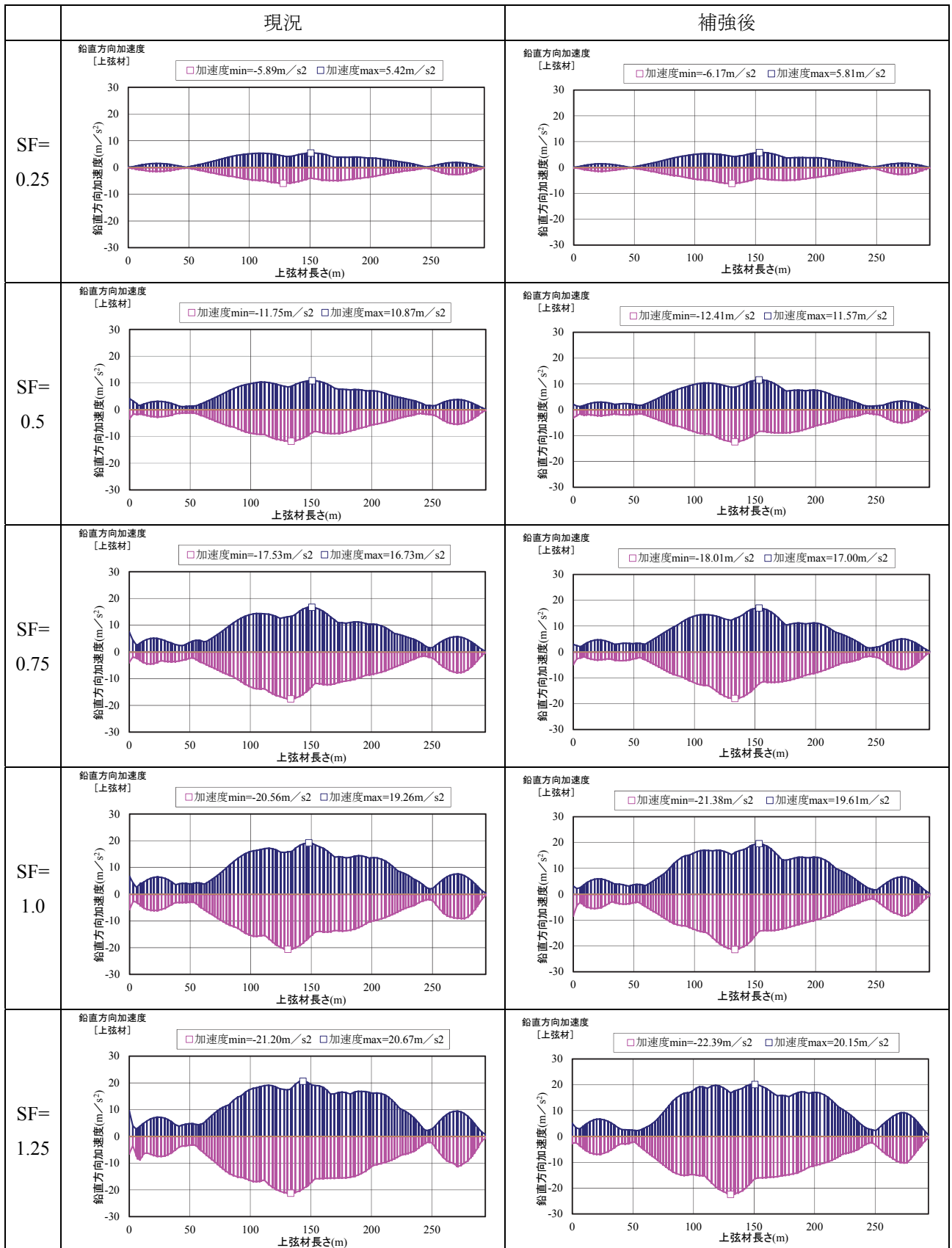
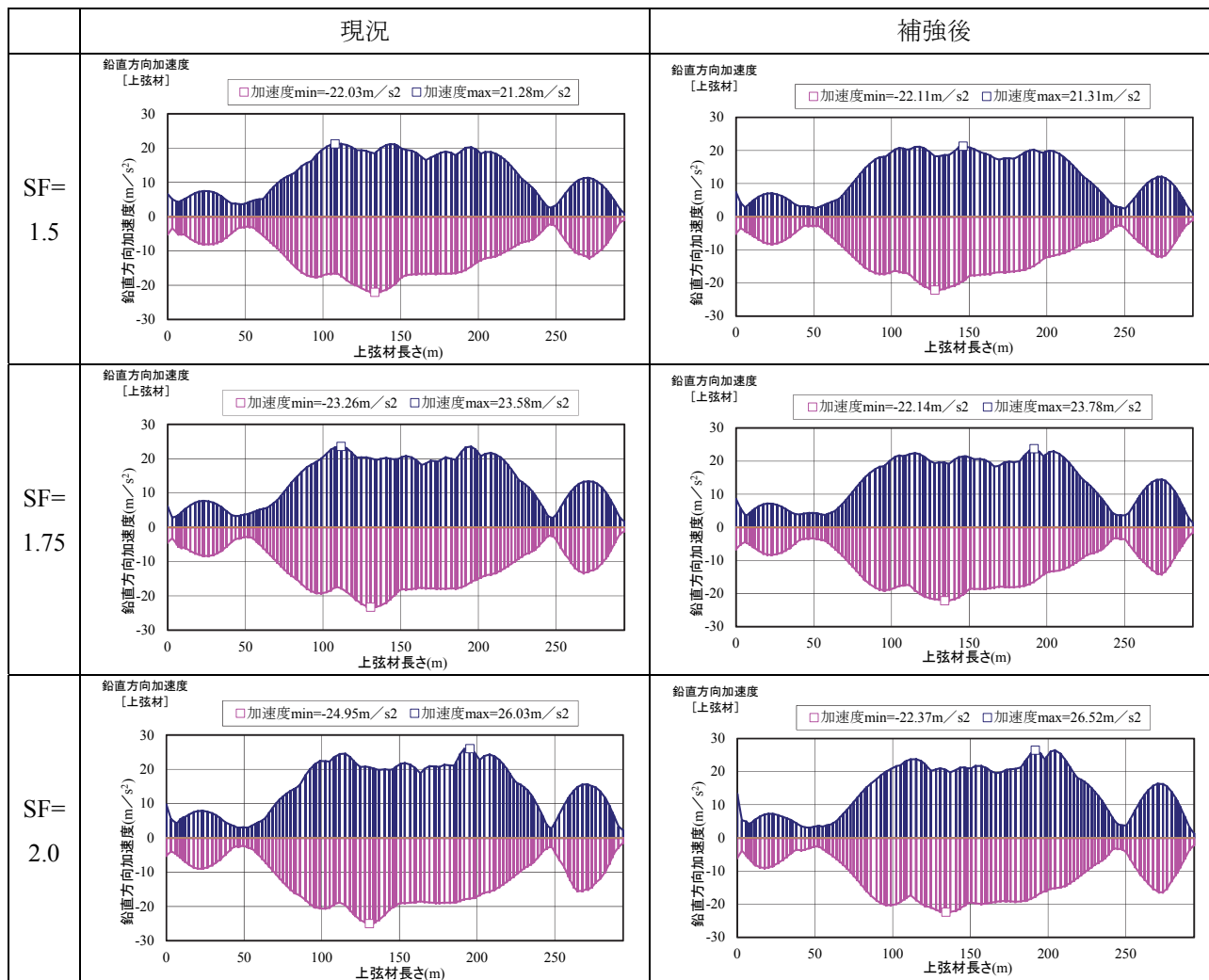


表 4.10 (b) 鉛直方向最大加速度分布 (橋軸方向)



4.6.9 損傷順序ダイアグラム

各部位の IDA 曲線より限界状態を超過する振幅倍率を確認し作成した損傷順序ダイアグラムを図 4.28 に示す。現況構造における損傷順序は、振幅倍率 0.25 でアーチリブ、下弦材において塑性化する。振幅倍率 0.5 で上弦材が塑性化する。アーチリブは振幅倍率 1.25 で損傷限界 ($8.4\epsilon_y$) を超過し、振幅倍率 1.5 において下弦材、振幅倍率 1.75 で上弦材が損傷限界を超過する。

当て板補強後の損傷順序は、アーチリブ、下弦材、上弦材の塑性化する振幅倍率は、現況構造と同様である。アーチリブに当て板補強したにもかかわらず、アーチリブおよび下弦材の損傷限界は、現況構造より振幅倍率が 0.25 早くなることがわかった。しかし、上弦材の損傷限界は発生しない結果となった。

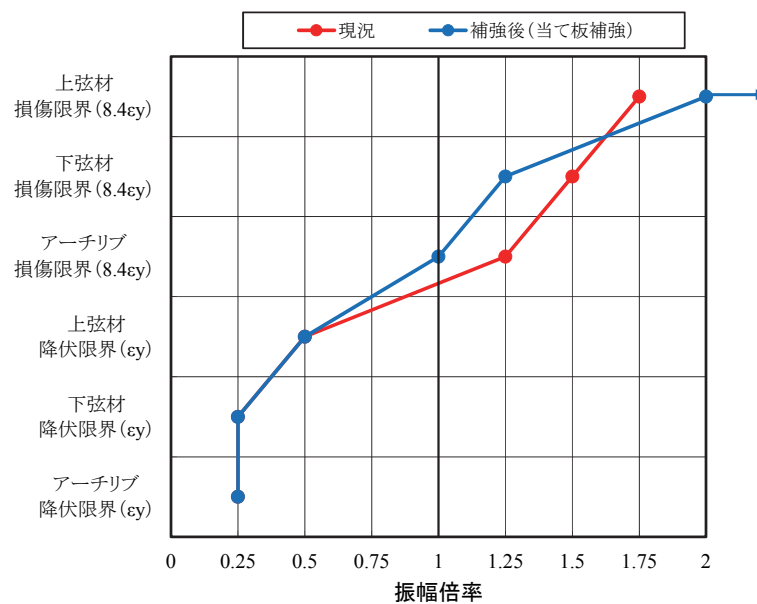


図 4.28 損傷順序ダイアグラム (橋軸方向)

4.7 IDA 曲線（橋軸直角方向入力）

4.7 節では，2.3.1 節で述べた入力地震動の組を用いて，橋軸直角方向入力時の IDA 解析を実施する．対象橋梁の各部位に対する IDA 曲線を描き，損傷が生じる振幅倍率の値を評価する．

4.7.1 橋軸直角方向入力時のモデル

現況照査の結果，P2 固定支承付近のアーチリブは振幅倍率 1.0 で $-5.36\epsilon_y$ （圧縮側），振幅倍率 2.0 で $-22.05\epsilon_y$ のひずみが発生した．橋軸方向の耐震照査と同様に，この部位に当て板補強として箱形状の鋼材を設置した．

4.7.2 アーチリブひずみの IDA 曲線

図 4.29 に現況のアーチリブの最大ひずみ分布を示す。縦軸にひずみ、横軸にアーチリブ長さを示し、振幅倍率が 0.25~2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界 (SM570 材 : 2250 μ , SM490Y 材 : 1775 μ , SM400 材 : 1175 μ , 弾性座屈強度による降伏応力度低減あり) も示す。図 4.30 に、振幅倍率 2.0 のアーチリブの最大ひずみ時のコンター図を示す。現況照査において、圧縮側は振幅倍率 0.25 で P2 固定支承付近において降伏限界を超過し、振幅倍率 1.5 以上にて損傷限界 8.4 ϵ_y を超過し健全度 3 を満足しない結果となる。引張側は振幅倍率 0.5 で降伏限界を超過し、振幅倍率 2.0 で損傷限界を超過する。

図 4.31 にアーチリブの当て板補強後のアーチリブの最大ひずみ分布を示す。図 4.32 に、振幅倍率 2.0 のアーチリブの最大ひずみ時のコンター図を示す。補強範囲は現況で最大ひずみが発生した箇所とした。圧縮側は振幅倍率 0.25 で降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。引張側は振幅倍率 0.75 で降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。図 4.33 にアーチリブの最大ひずみの IDA 曲線を示す。当て板補強の効果は IDA 曲線より確認でき、圧縮側において損傷限界以下となる。

表 4.15, 表 4.16 に各振幅倍率の最大ひずみ分布を示す。

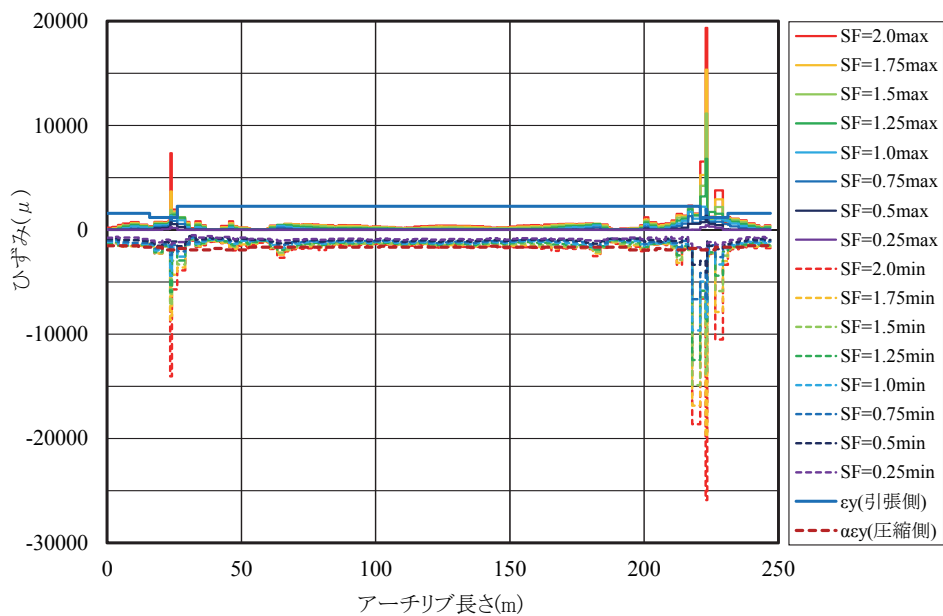


図 4.29 アーチリブの最大ひずみ分布 (現況)

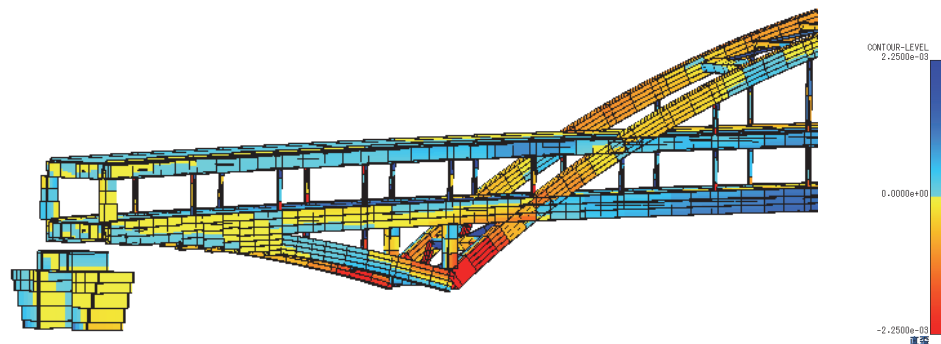


図 4.30 アーチリブ最大ひずみ時コンター図 (現況)

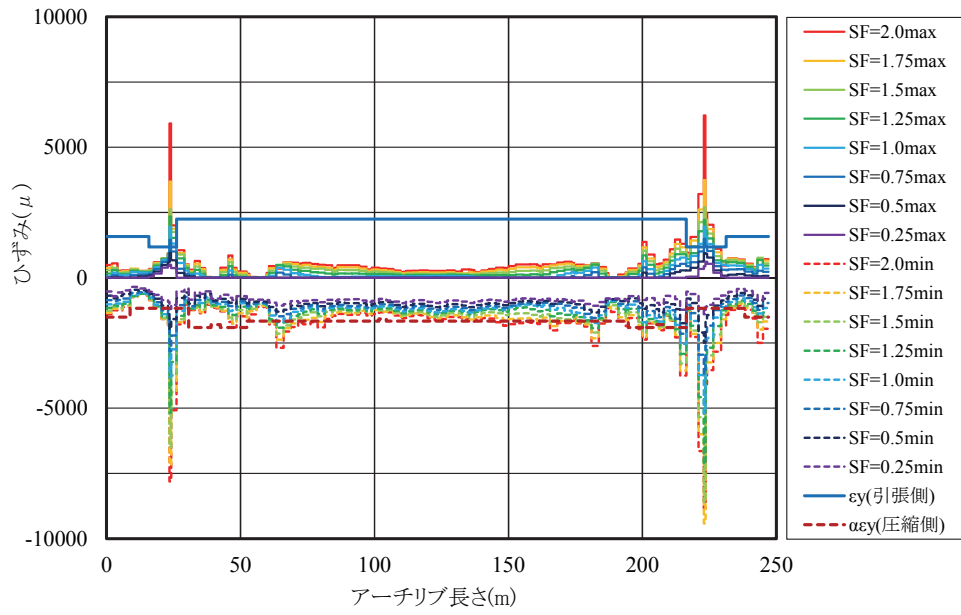


図 4.31 アーチリブの最大ひずみ分布（補強後）

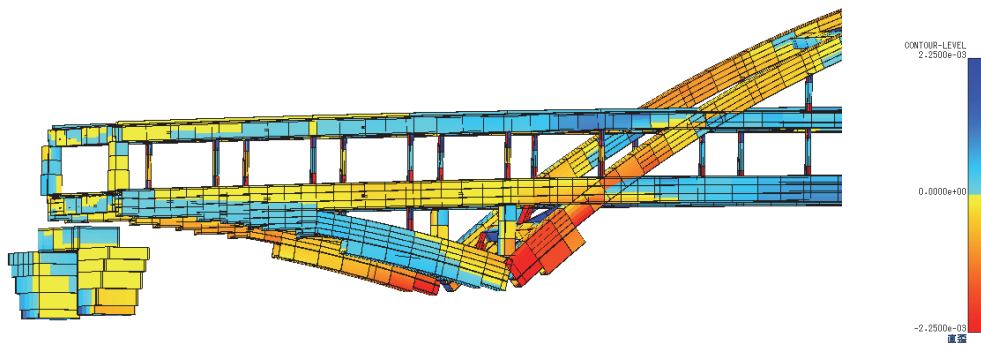


図 4.32 アーチリブ最大ひずみ時コンター図（補強後）

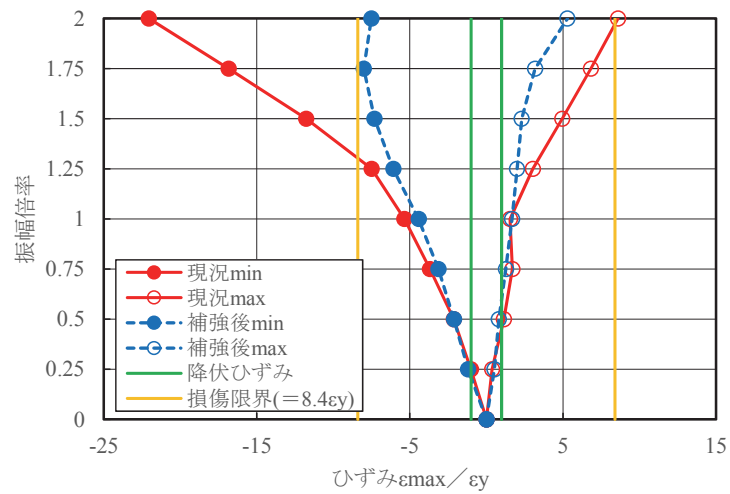


図 4.33 アーチリブの最大ひずみの IDA 曲線

表 4.11(a) アーチリブの最大ひずみ分布

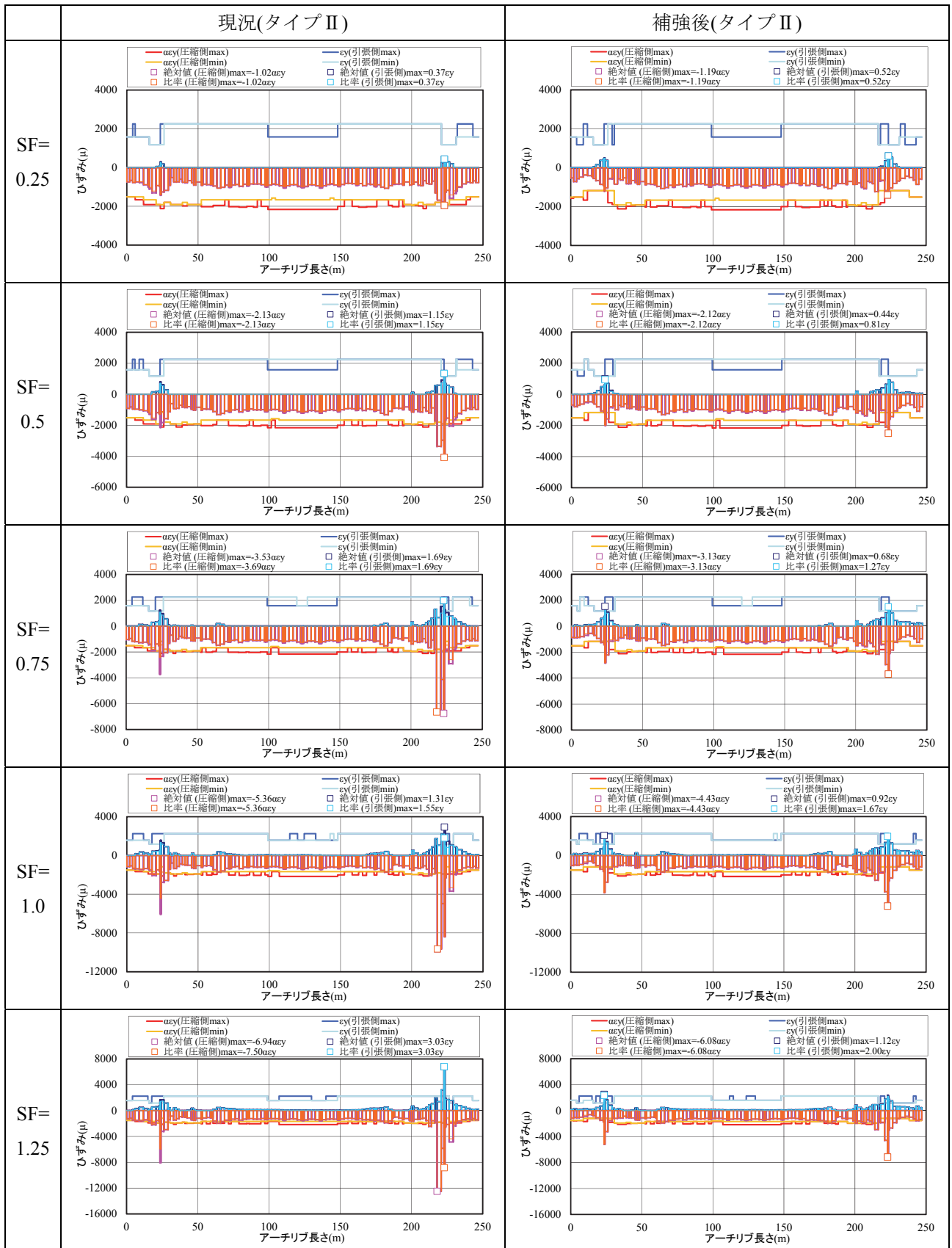
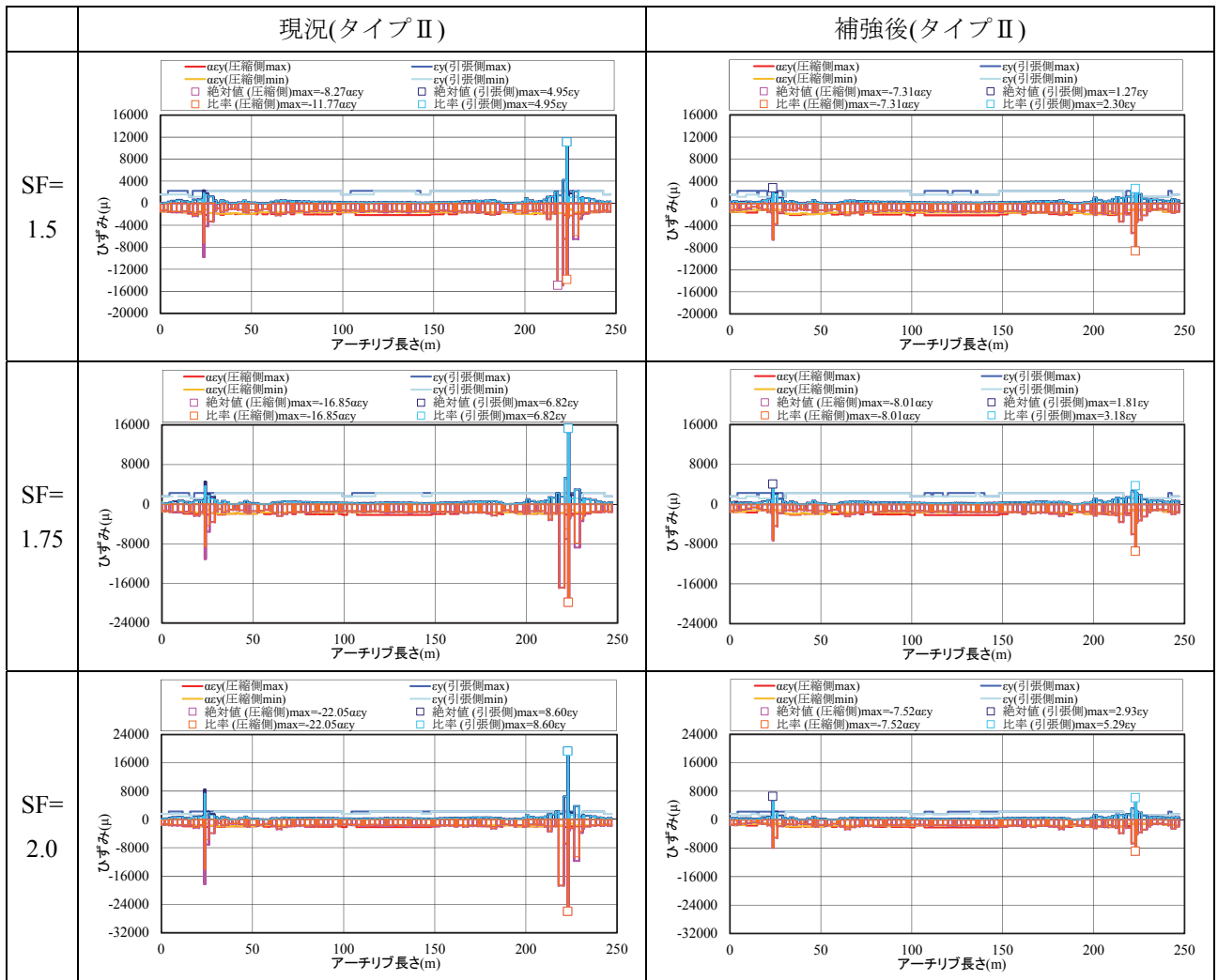


表 4.11 (b) アーチリブの最大ひずみ分布



4.7.3 上弦材ひずみの IDA 曲線

図 4.34 に現況の上弦材の最大ひずみ分布を示す。縦軸にひずみ、横軸に上弦材長さを示す。振幅倍率が 0.25～2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界 (SM570 材 : 2250 μ , SM490Y 材 : 1775 μ , SM400 材 : 1175 μ , 弾性座屈強度による降伏応力度低減あり) も示す。図 4.35 に、振幅倍率 2.0 の上弦材の最大ひずみ時のコンター図を示す。現況照査において、圧縮側は振幅倍率 0.75 で支間中央付近において降伏限界を超過するが、損傷限界 8.4 ϵ_y を超過しない。引張側は振幅倍率 0.75 で降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。

図 4.36 にアーチリブの当て板補強後の上弦材の最大ひずみ分布を示す。図 4.37 に、振幅倍率 2.0 の上弦材の最大ひずみ時のコンター図を示す。圧縮側は振幅倍率 0.75 で支間中央付近において降伏限界を超過するが、損傷限界 8.4 ϵ_y を超過しない。引張側は振幅倍率 0.75 で降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。図 4.38 に上弦材の最大ひずみの IDA 曲線を示す。当て板補強により、圧縮側は大きな差はないが、引張側では補強後のひずみが大きくなることわかる。損傷限界以下となったが、アーチリブの補強箇所付近では、現況より大きなひずみが発生した。

表 4.12 に各振幅倍率の最大ひずみ分布を示す。

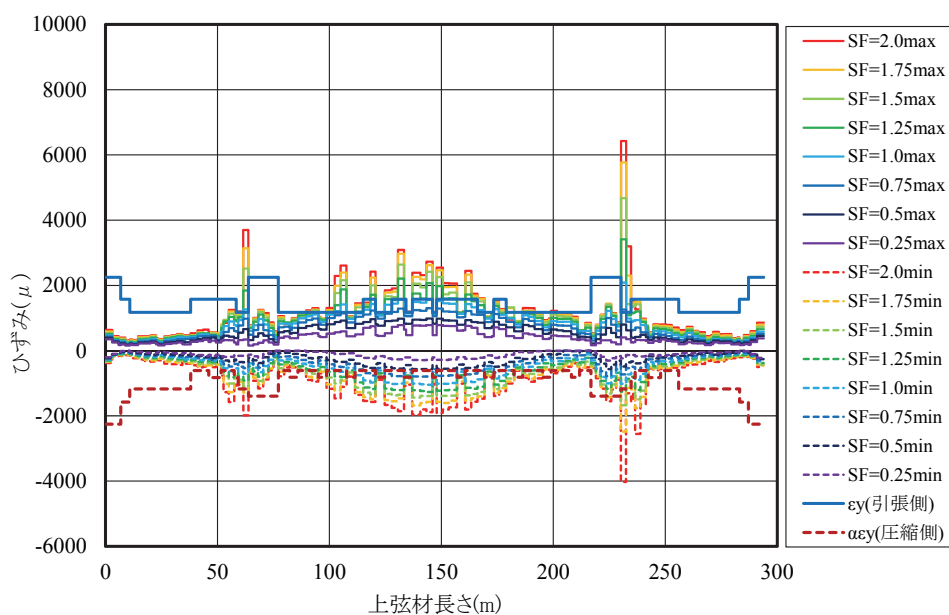


図 4.34 上弦材の最大ひずみ分布 (現況)

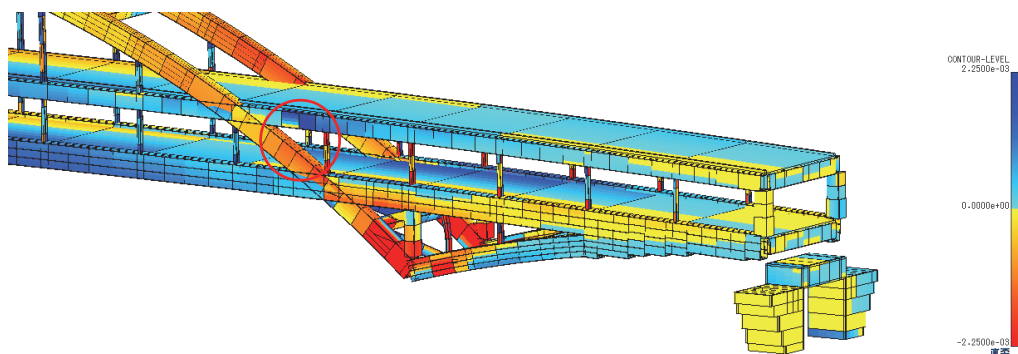


図 4.35 上弦材の最大ひずみ時コンター図 (現況)

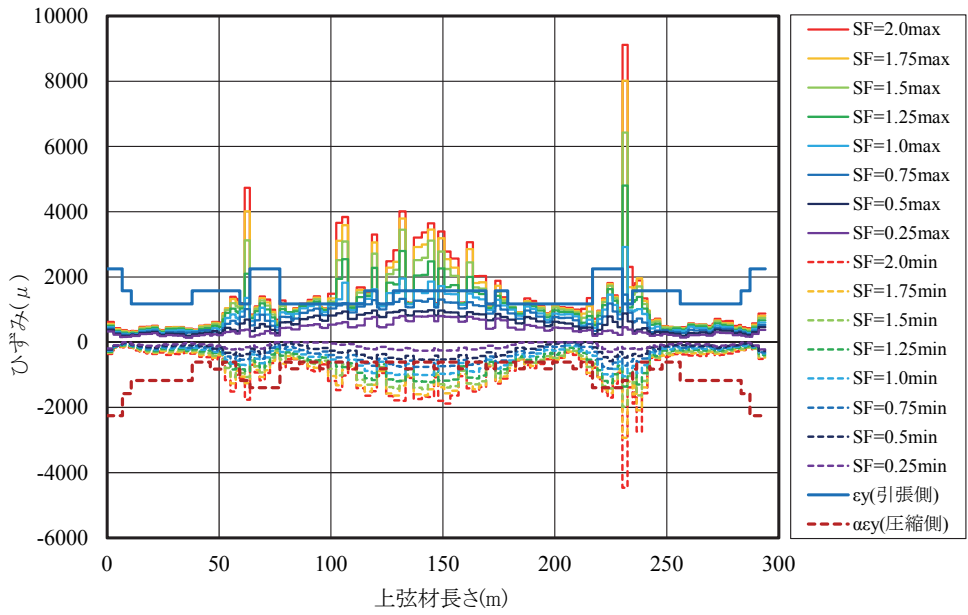


図 4.36 上弦材の最大ひずみ分布 (補強後)

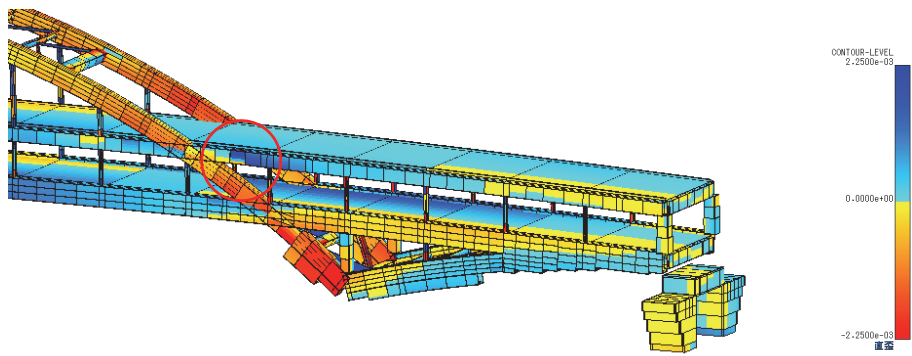


図 4.37 上弦材の最大ひずみ時コンター図 (補強後)

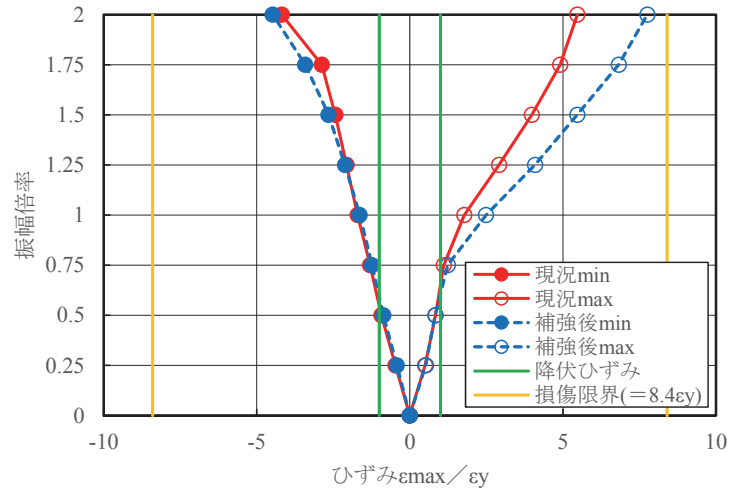


図 4.38 上弦材の最大ひずみの IDA 曲線

表 4.12 (a) 上弦材の最大ひずみ分布

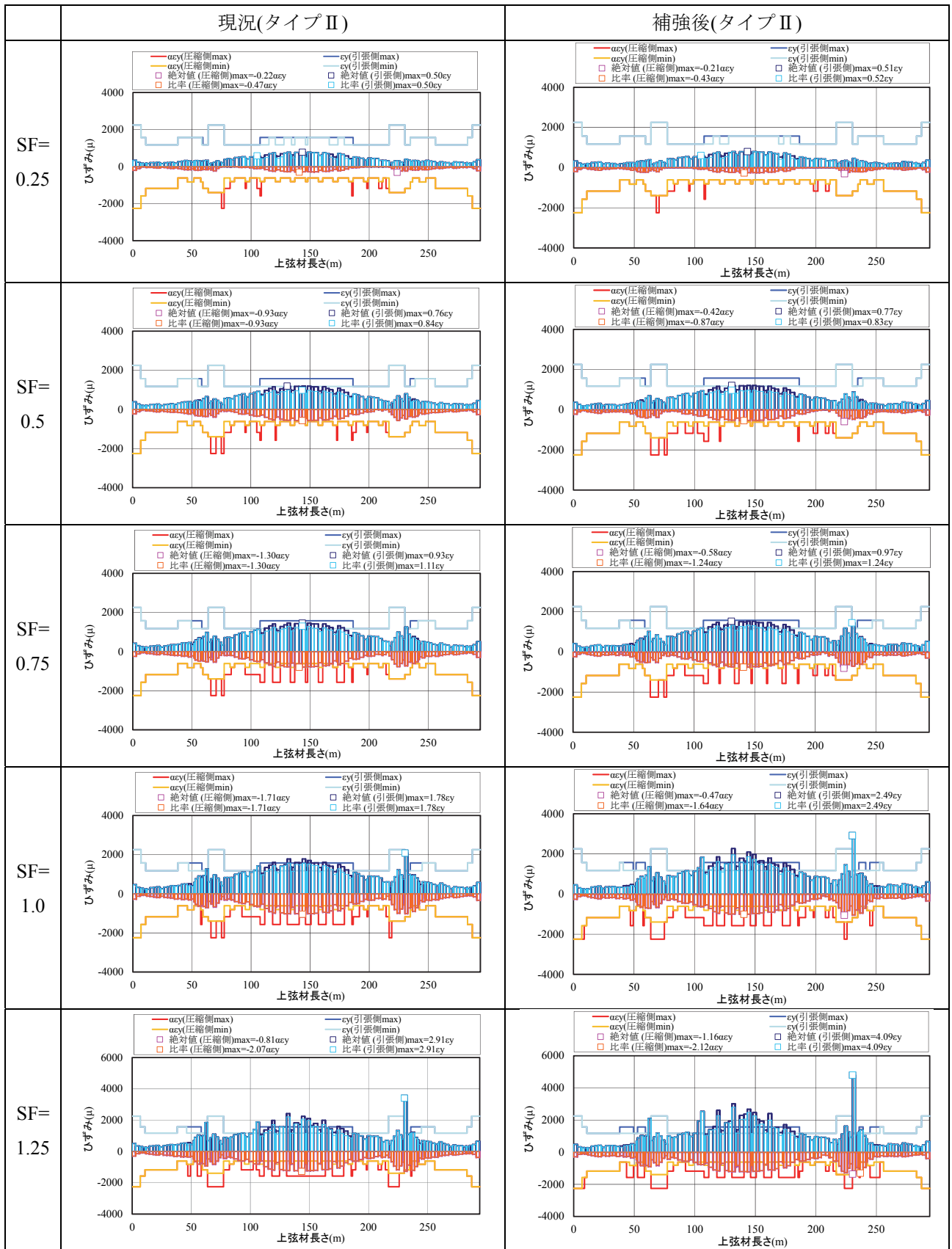
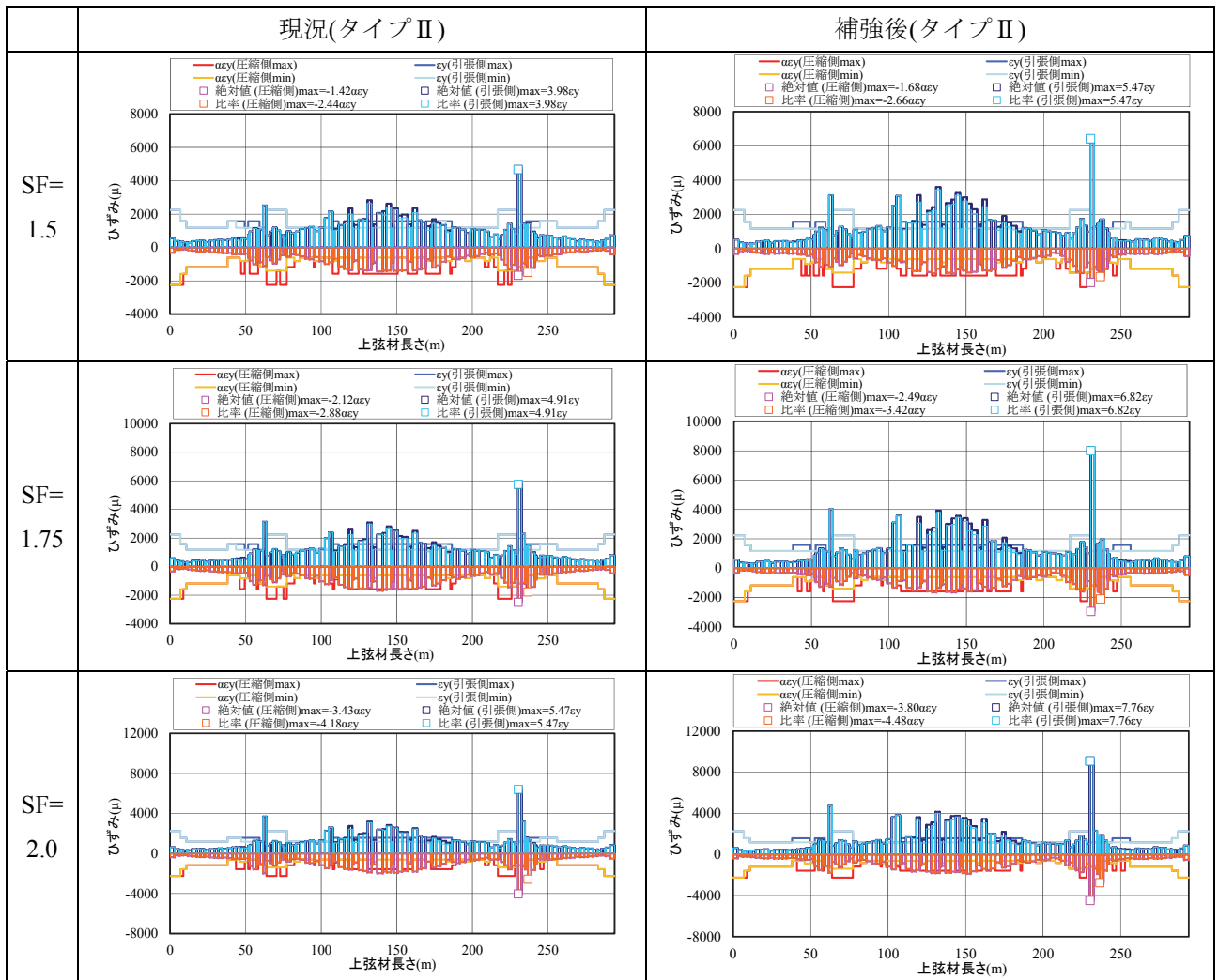


表 4.12 (b) 上弦材の最大ひずみ分布



4.7.4 下弦材ひずみの IDA 曲線

図 4.39 に現況の下弦材の最大ひずみ分布を示す。縦軸にひずみ、横軸に下弦材長さを示す。振幅倍率が 0.25～2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界 (SM570 材 : 2250 μ , SM490Y 材 : 1775 μ , SM400 材 : 1175 μ , 弾性座屈強度による降伏応力度低減あり) も示す。現況照査において、圧縮側は振幅倍率 1.0 で P2 固定支承付近において降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。引張側は振幅倍率 1.0 で支間中央付近において降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。

図 4.40 にアーチリブの当て板補強後の下弦材の最大ひずみ分布を示す。圧縮側は振幅倍率 1.25 で P2 固定支承付近において降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。引張側は振幅倍率 0.5 で P2 固定支承付近において降伏限界を超過するが、損傷限界は超過しない。図 4.41 に下弦材の最大ひずみの IDA 曲線を示す。アーチリブの当て板補強により、下弦材の発生ひずみは大きな影響は及ぼさないことがわかる。表 4.13 に各振幅倍率の最大ひずみ分布を示す。

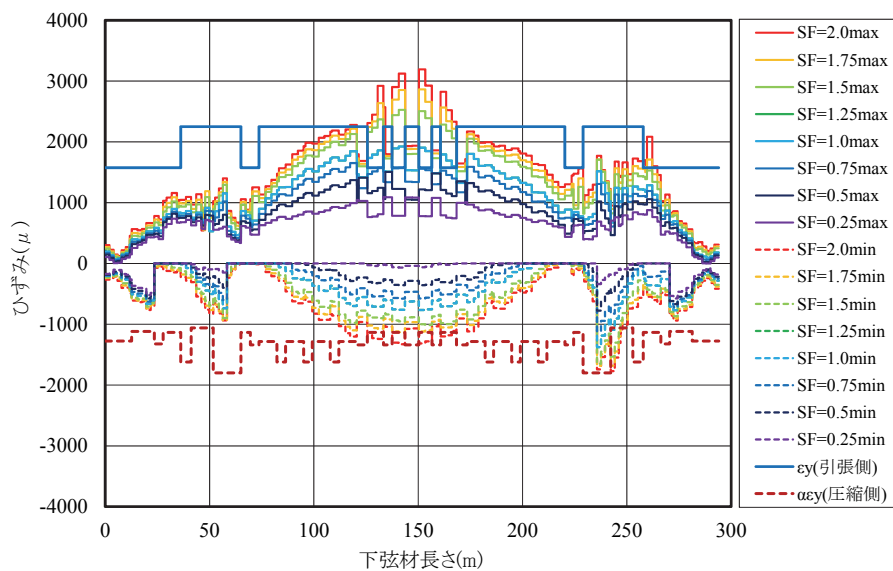


図 4.39 下弦材の最大ひずみ分布 (現況)

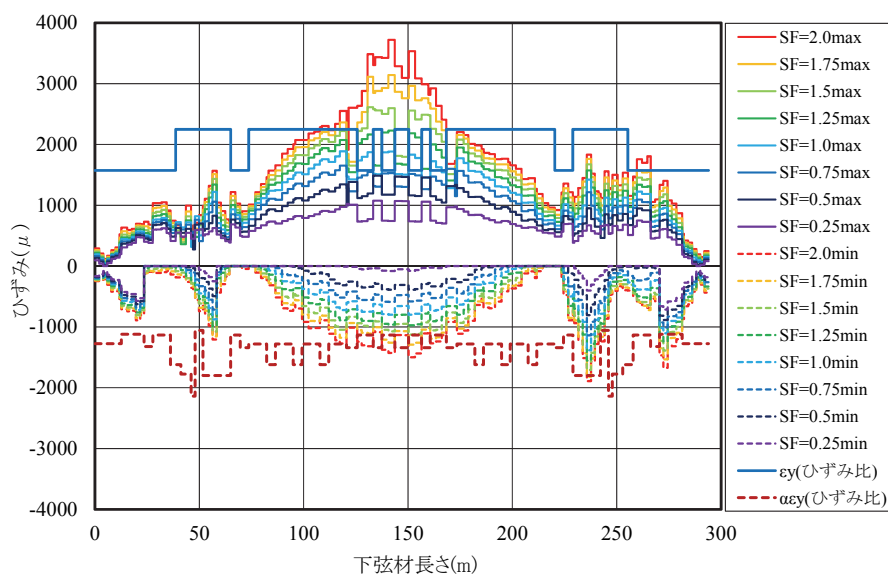


図 4.40 下弦材の最大ひずみ分布 (補強後)

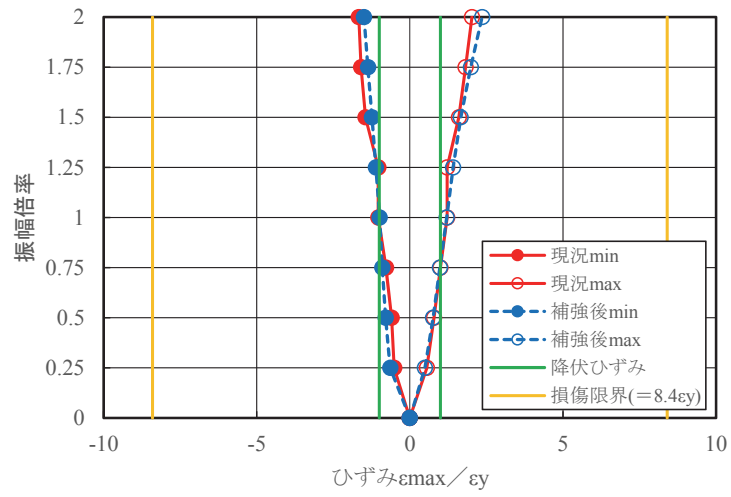


図 4.41 下弦材の最大ひずみの IDA 曲線

表 4.13 (a) 下弦材の最大ひずみ分布

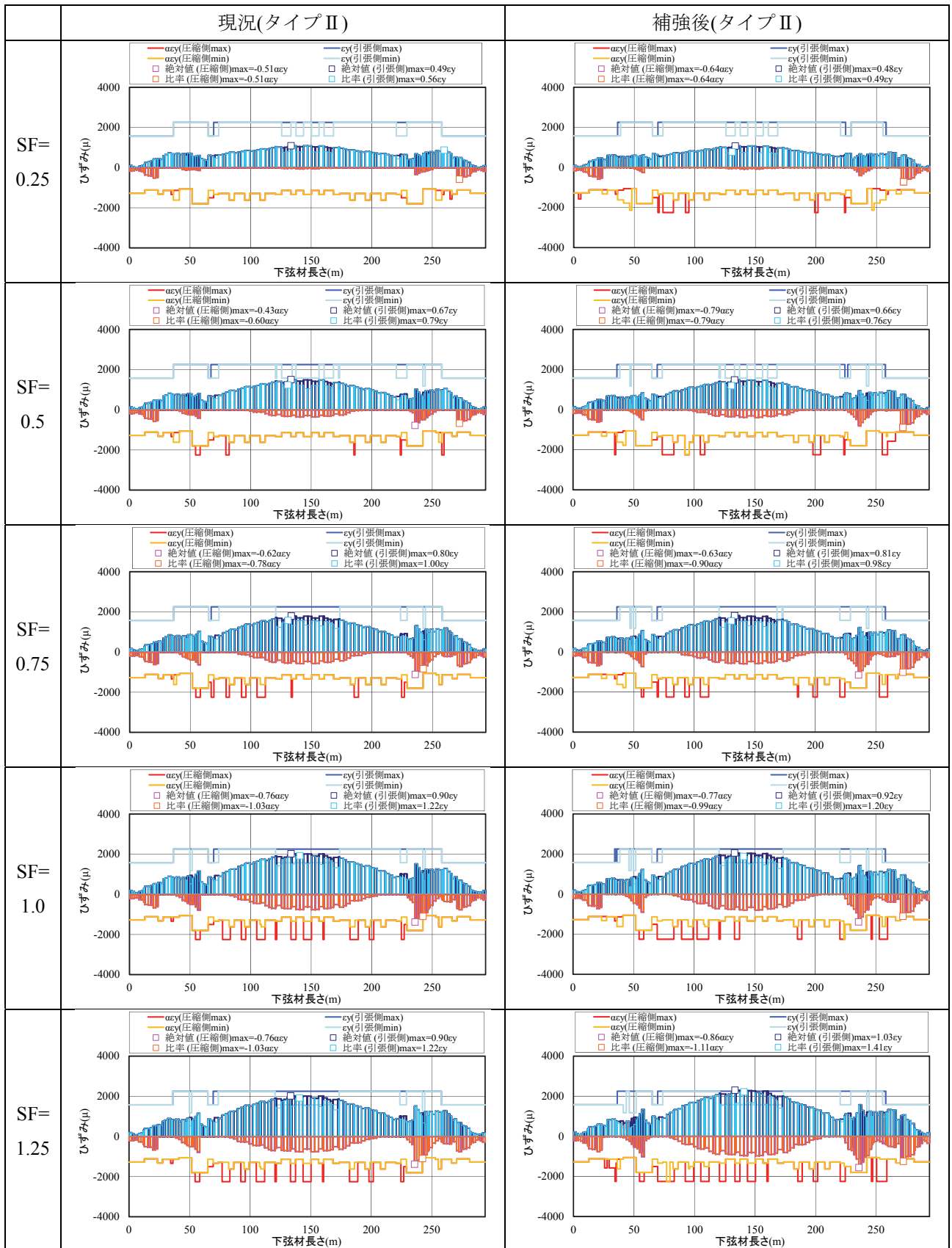
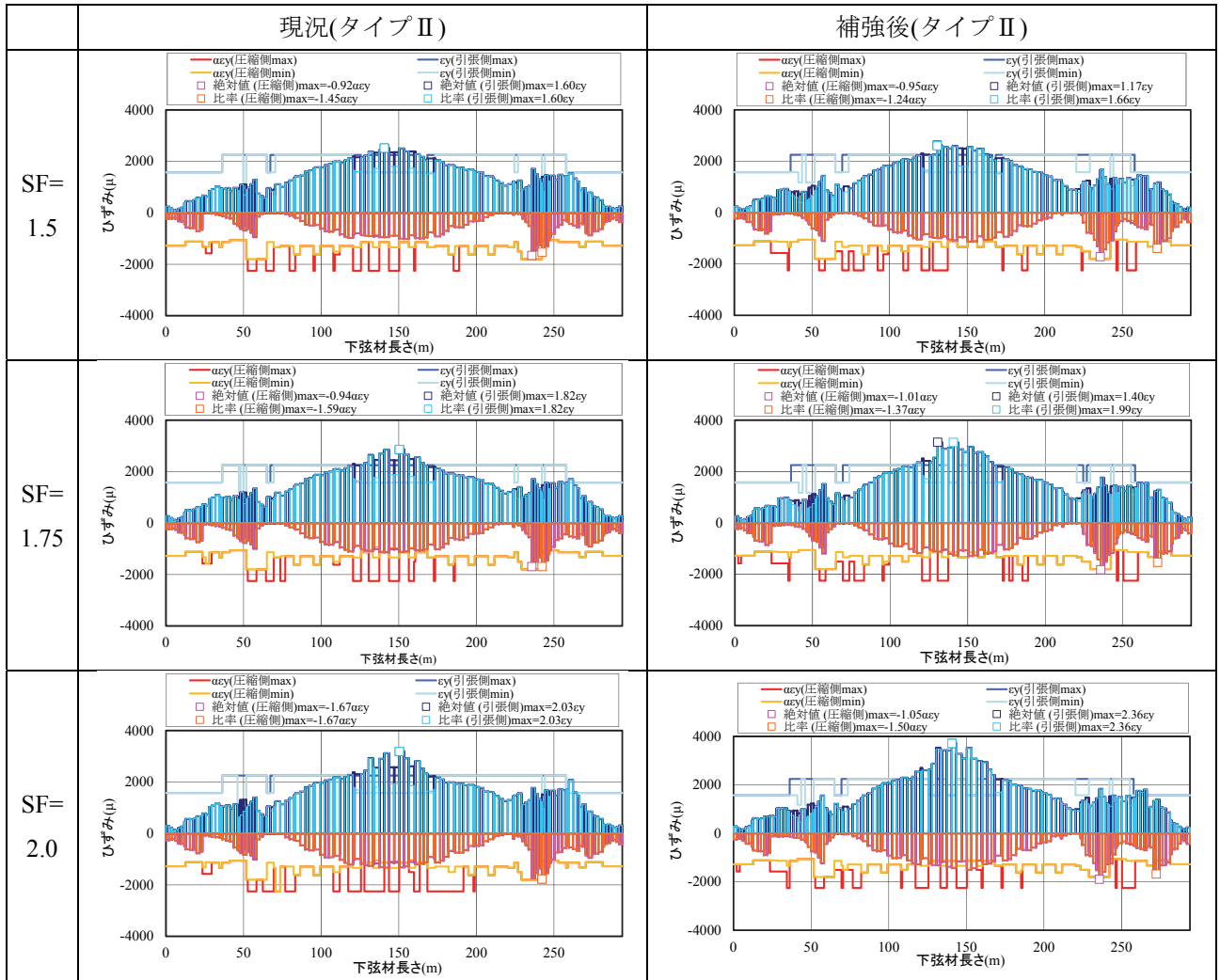


表 4.13 (b) 下弦材の最大ひずみ分布



4.7.5 支承の IDA 曲線

P2 固定支承の橋軸方向水平力、および橋軸直角方向水平力の IDA 曲線を図 4.42 に示す。アーチリブの当て板補強により橋軸直角方向には変化は見られないが、橋軸方向の水平力は 1.5 倍程度となることわかる。可動支承の橋軸直角方向水平力の IDA 曲線を図 4.43 に示す。アーチリブの補強前後で作用する水平力に大きな変化はない。

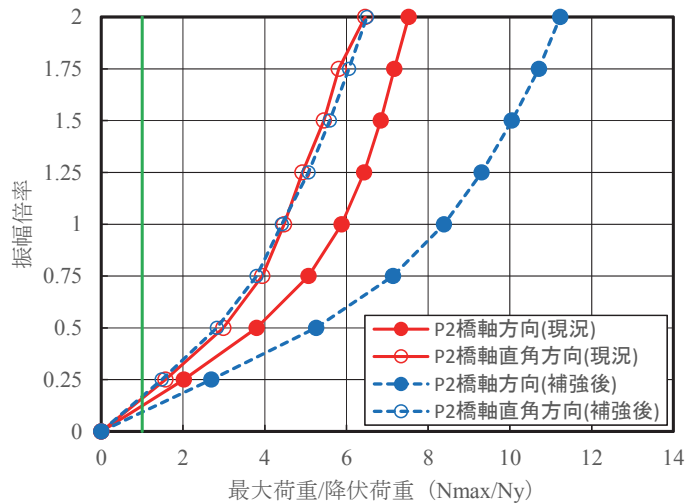


図 4.42 固定支承 (P2 中間支点) の IDA 曲線

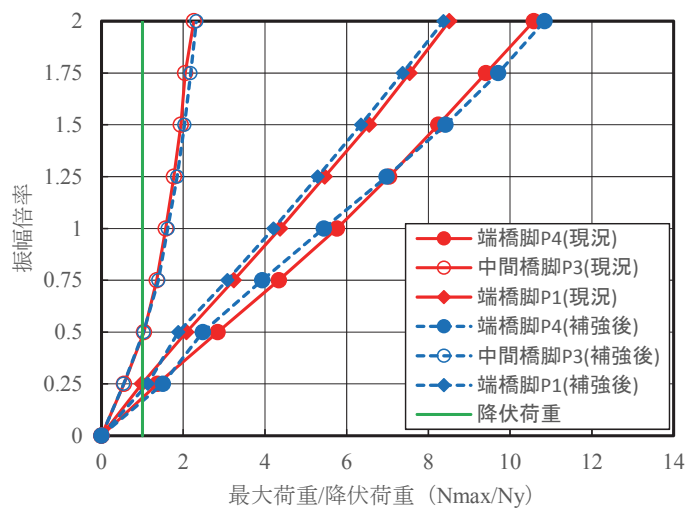


図 4.43 可動支承 (P3 中間支点, P1・P4 端支点) の IDA 曲線

4.7.6 ペンデル支承の IDA 曲線

ペンデル支承の IDA 曲線を図 4.44 に示す。4.3 節で述べた通りフェールセーフ対策を別途講じること
を想定し、ペンデル支承の部材削除はおこなわずに解析をおこなった。ペンデル支承は部材耐力が小さい
ため、振幅倍率 0.25 でペンデル支承の降伏荷重を上回ることがわかる。ペンデル支承に作用する鉛直方
向の引張力は、P2 固定支承に近い P1 橋脚のほうが P4 橋脚より大きく、補強により P4 橋脚では減少して
いるが、P1 橋脚では増加している。

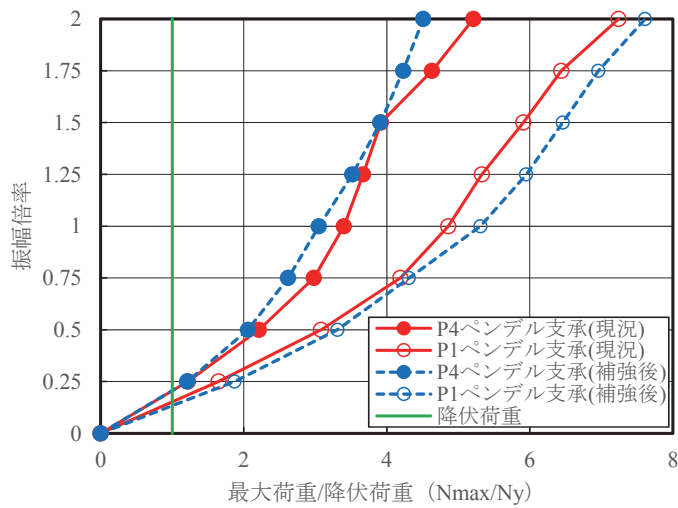


図 4.44 ペンデル支承の IDA 曲線

4.7.7 加速度に関する IDA 曲線

地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、上弦材の鉛直方向の最大加速度の時刻歴応答を確認した。最大加速度分布について、現況を図 4.45、補強後を図 4.46 に示す。最大加速度の IDA 曲線を図 4.47、橋軸方向結果と合わせた IDA 曲線を図 4.48 に示す。振幅倍率 1.0 では最大加速度 $2\sim 3\text{m/s}^2$ 程度であり、振幅倍率 2.0 では $6.5\sim 7.5\text{m/s}^2$ 程度である。補強前後で大きな差はない。

各振幅倍率の最大加速度分布を表 4.14 に示す。

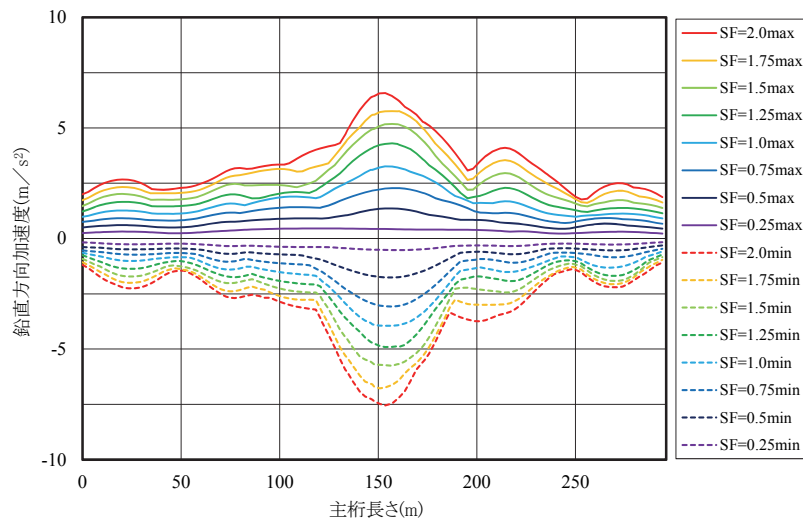


図 4.45 鉛直方向最大加速度分布（現況）

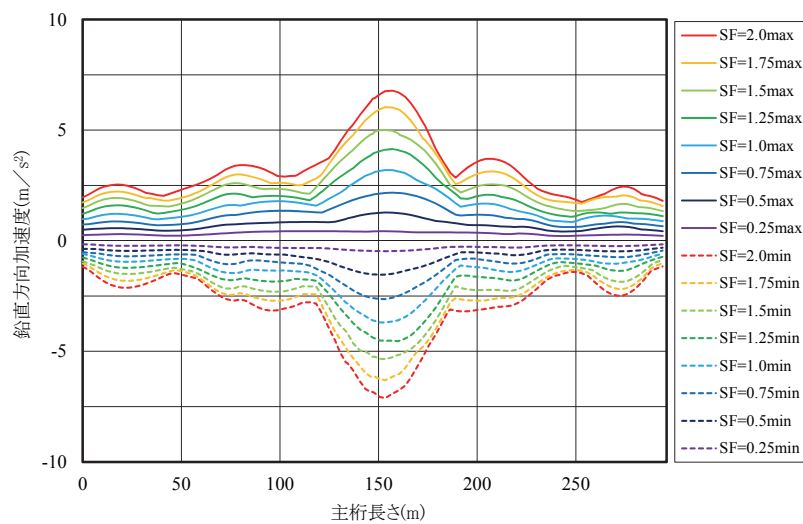


図 4.46 鉛直方向最大加速度分布（補強後）

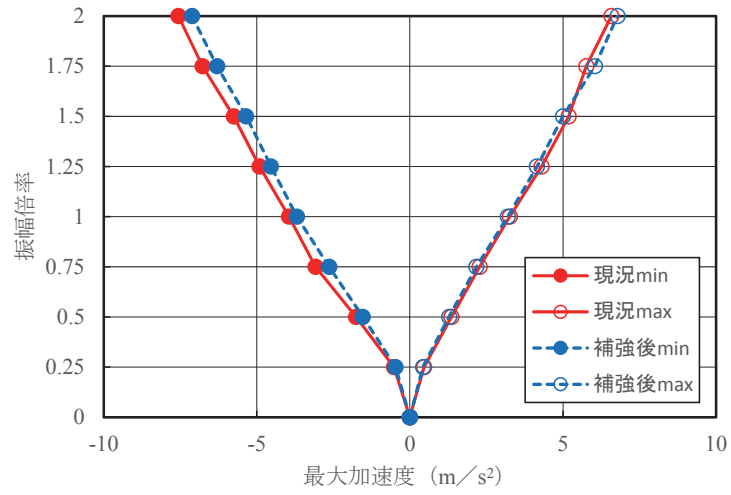


図 4.47 鉛直方向最大加速度の IDA 曲線

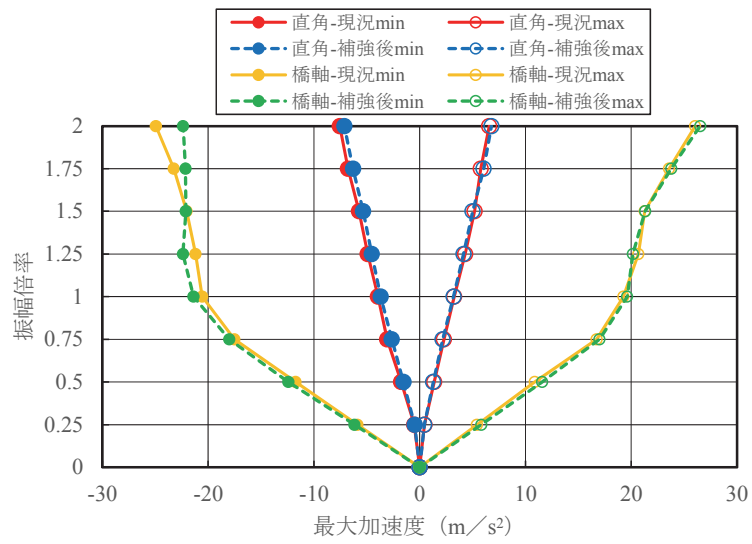


図 4.48 鉛直方向最大加速度の IDA 曲線

表 4.14(a) 鉛直方向最大加速度分布 (橋軸直角方向)

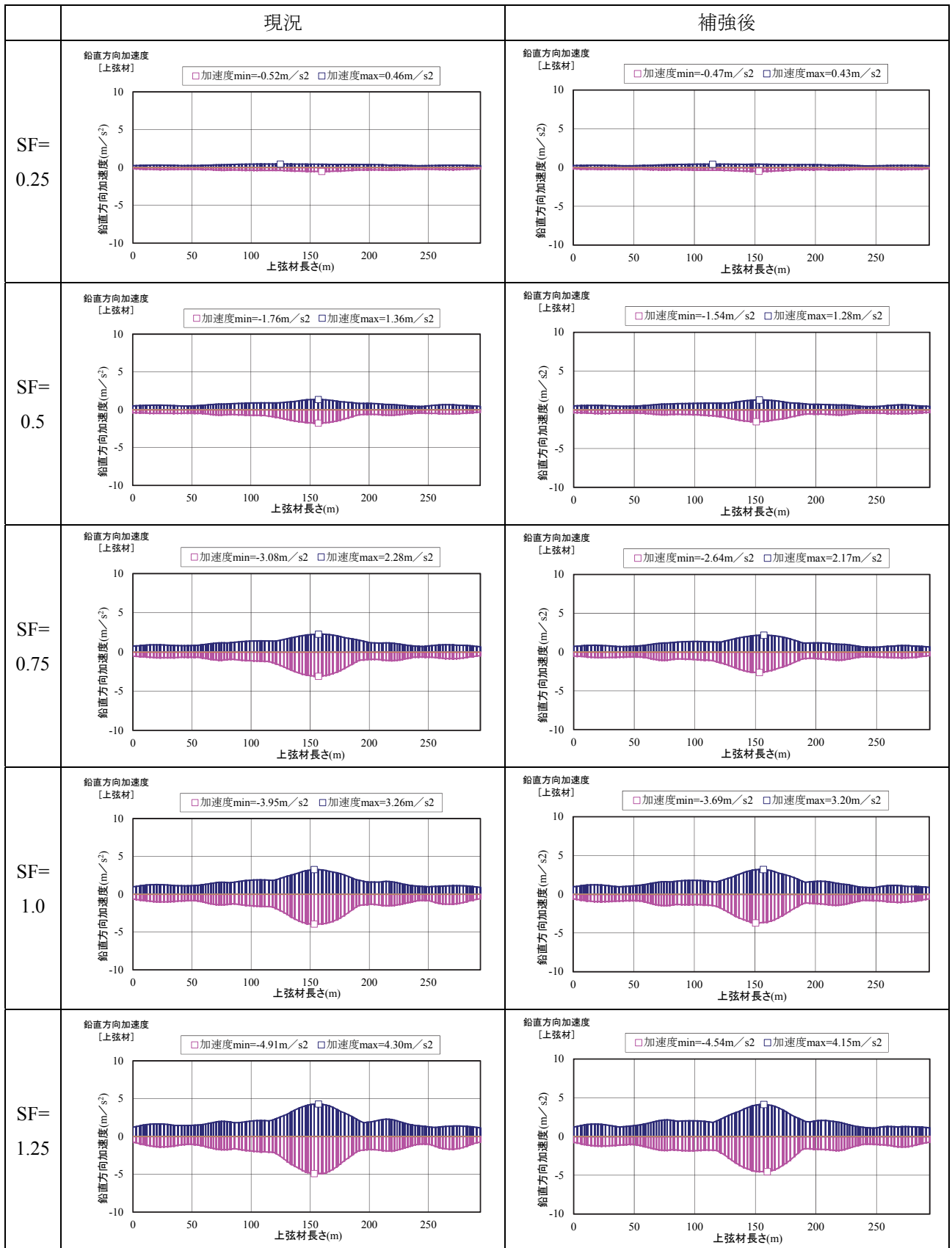
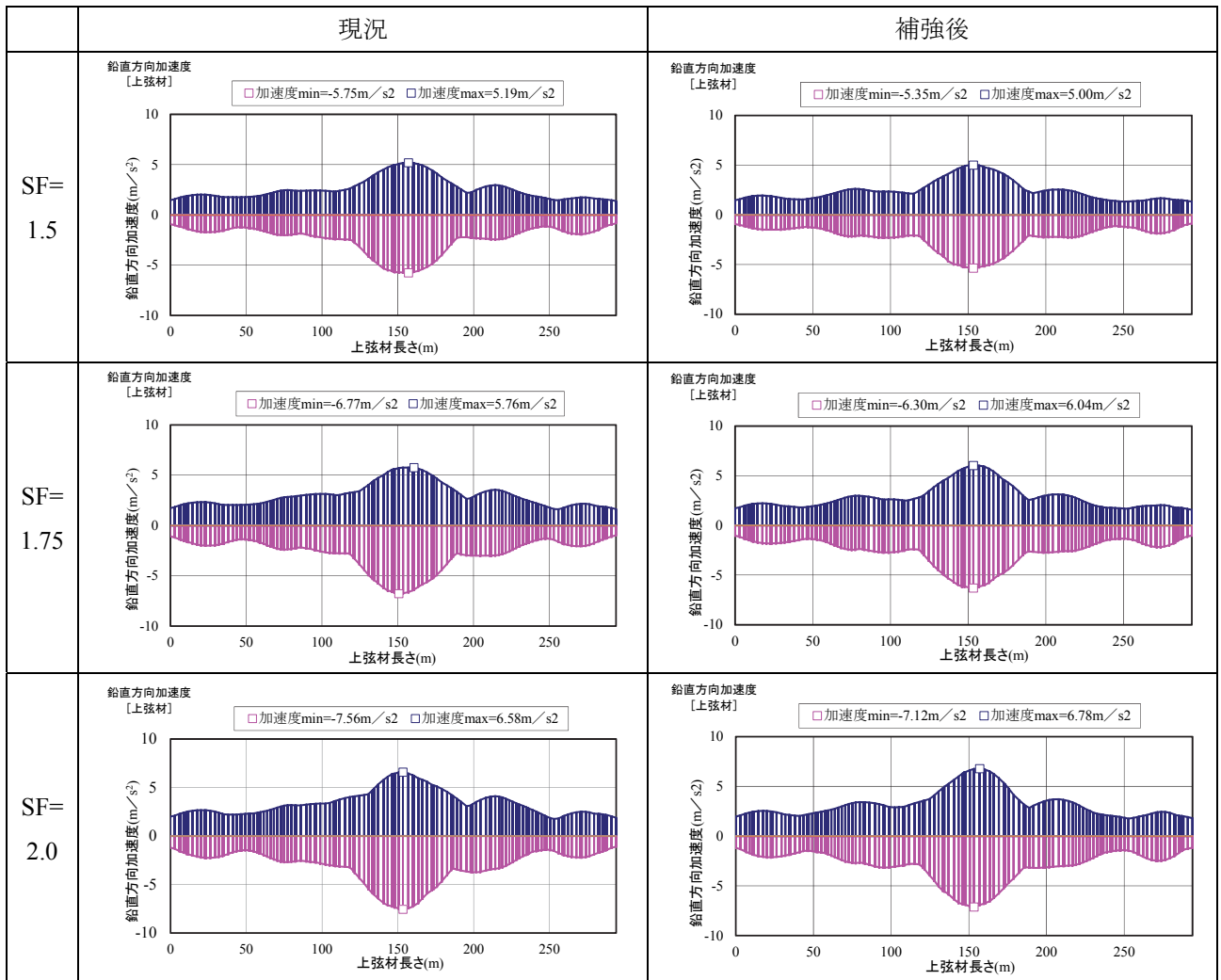


表 4.14 (b) 鉛直方向最大加速度分布 (橋軸直角方向)



4.7.8 損傷順序ダイアグラム

各部位の IDA 曲線より限界状態を超過する振幅倍率を確認し作成した損傷順序ダイアグラムを図 4.49 に示す。現況構造における損傷順序は、振幅倍率 0.25 でアーチリブが塑性化し、下弦材は振幅倍率 0.75、上弦材は振幅倍率 1.0 において塑性化する。アーチリブは振幅倍率 1.5 で損傷限界 ($8.4\epsilon_y$) を超過するが、下弦材、上弦材は損傷限界を超過しない。

当て板補強後の損傷順序は、アーチリブ、下弦材の塑性化する振幅倍率は、現況構造と同様である。アーチリブの当て板補強により、上弦材は振幅倍率が 0.25 遅くなる 1.25 で塑性化し、アーチリブは損傷限界以下となり、補強効果があることがわかった。

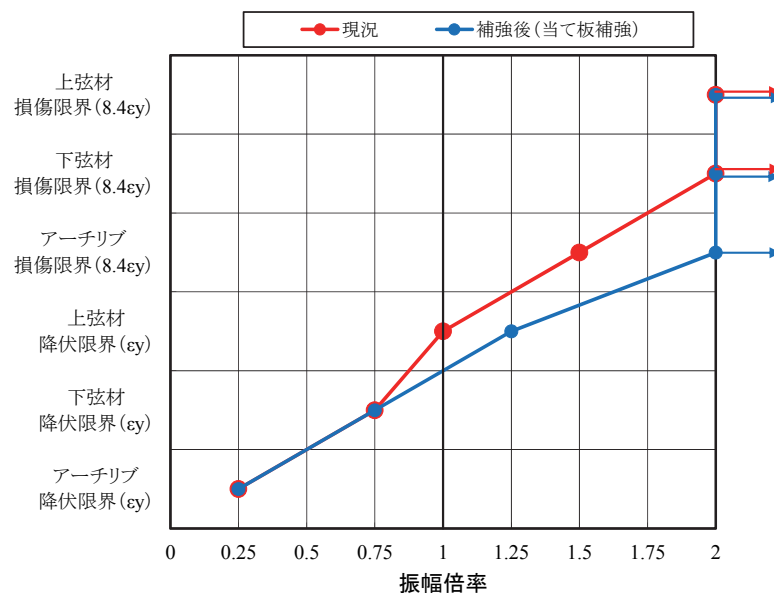


図 4.49 損傷順序ダイアグラム (橋軸直角方向)

4.8 まとめ

第4章「中路式鋼アーチ橋への適用」では、仮想的な中路式鋼アーチ橋に漸増動的解析（IDA）を適用し、現況照査と耐震補強検討の耐震性能評価を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 提案手法を用いると、当て板補強前後での損傷順序と弱点部材の変化が確認できる。補強前後での得失を評価することが可能なため、耐震補強検討にも有用であることを示した。
- (2) 設計年度が古く耐震性能に劣る中路式鋼アーチ橋に、橋軸方向および橋軸直角方向に地震波を入力した現況照査において、固定支承である P2 橋脚付近のアーチリブ、上弦材、下弦材に著しい塑性化が発生することがわかった。固定支承と接続されるアーチリブのひずみが最も大きいことから、当て板による補強検討をおこなった結果、当て板補強部位のひずみは改善されるが、未補強部に応力集中が発生するなど損傷と部材挙動が複合的に干渉することが確認できた。
- (3) 当て板補強を行った結果、P2 固定支承の橋軸方向水平力は、橋軸方向入力時で 2.0 倍、橋軸直角方向で 1.5 倍となり、支承損傷を早める可能性が高いことがわかった。
- (4) 当て板による耐震補強により、未補強部に応力集中が発生し、かつ支承の損傷を早める結果となったが、支承損傷による長大橋本体の沈下は復旧性に係る致命的な現象であり、当て板補強は支承損傷後の段差防止装置を兼用すると考えれば、大規模地震にも有効である
- (5) 地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、上弦材の鉛直方向の最大加速度の最大加速度分布について確認したところ、橋軸方向に加振した場合、振幅倍率 1.0 では最大加速度 20m/s^2 程度であり、振幅倍率 2.0 では 25m/s^2 程度と極めて大きいことが分かった。車両は安全に停止できない可能性が高いため検討が必要と考えられる。

参考文献

- 4-1) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書，耐震設計編，2008.
- 4-2) 杉岡弘一，松本茂，大石秀雄，金治英貞，馬越一也，長井正嗣：局部座屈を簡易に考慮するファイバーモデルを用いた橋梁全体系解析に関する基礎的検討，構造工学論文集，Vol.57A, pp.703-714, 2011.

第5章 上路式鋼トラス橋への適用

5.1 概説

本章では、仮想的な上路式鋼トラス橋に対して提案手法を適用し、耐震性能評価の具体例を示す。対象橋梁は耐震性能上問題があることが確認されたので、既設支承を免震支承への取替える補強ケースを考慮する。5.2節では対象橋梁とした3径間連続上路式鋼トラス橋のモデル化について述べる。5.3節では、構造部位ごとに限界状態を明確化した上で、安全性や修復性を考慮して部材健全度を決定した耐震性能評価について述べる。5.4節は部材のモデル化について述べる。5.5節は対象橋梁の固有値解析の結果を示し、主要な固有周期と振動モードを示す。5.6節は、対象橋梁の各部材に対して、橋軸方向に地震波を入力する地震応答解析にIDAを適用し、損傷が生じるような入力振幅倍率を評価し、損傷順序ダイアグラムに結果をまとめる。5.6.8節は、損傷順序ダイアグラムによる耐震性能評価を述べる。

5.2 対象橋梁と解析モデル

想定する対象橋梁は、表5.1、図5.1に示す橋長165mの3径間連続上路式鋼トラス橋である⁵⁻¹⁾。上部構造は2基のRC橋脚(P1, P2)により支持されており、各橋脚上の支持条件は可動支承である。A1橋台は可動支承、A2橋台は固定支承である。図5.2に死荷重載荷時のひずみ分布を示す。

地盤はI種地盤を想定し、タイプI地震動(I-I-1)、タイプII地震動(II-I-1)を選択した。

表 5.1 対象橋梁

橋長	橋長：165m（支間割：37.5+90+37.5m）
上部構造	3径間連続上路式鋼トラス橋
支持条件 (下部構造)	A1：可動支承，P1，P2：可動支承（RC橋脚） A2：固定支承

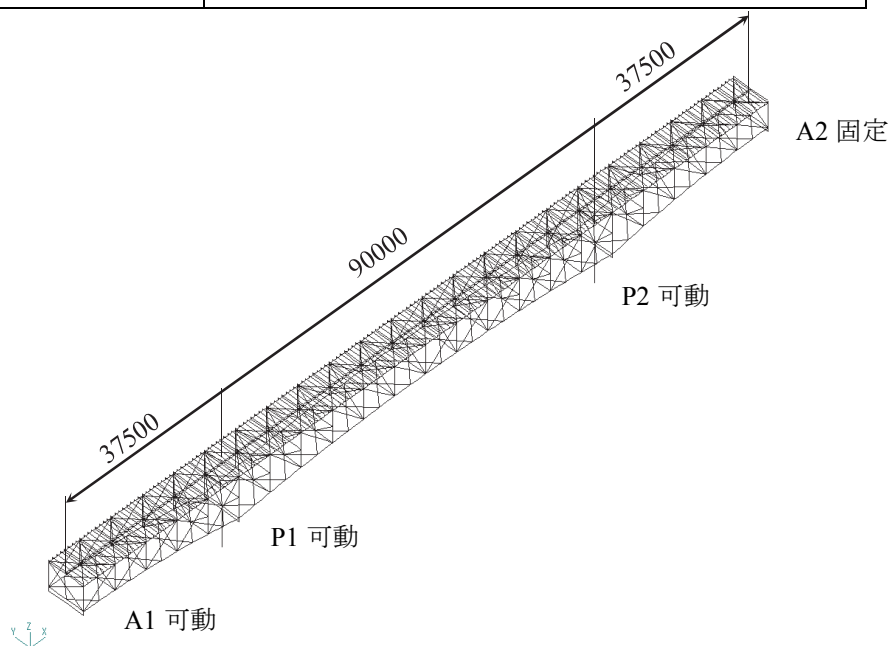


図 5.1 対象橋梁一般図

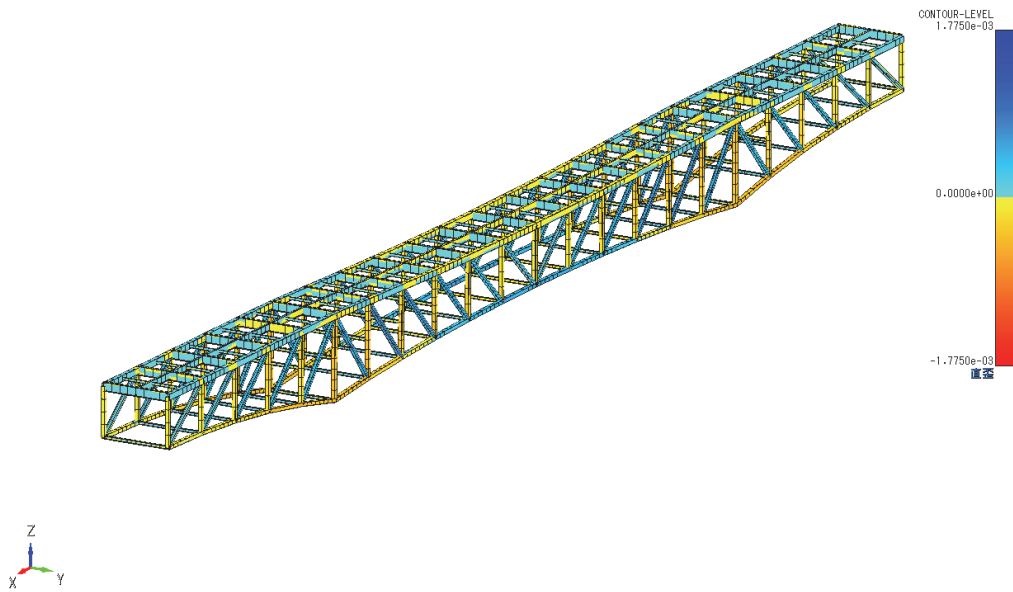


図 5.2 死荷重時のひずみ分布

5.3 耐震性能評価と部材健全度

耐震性能評価は、構造部位ごとに限界状態を明確化した上で、安全性や修復性を考慮して部材健全度が定められる⁵⁻²⁾。橋軸方向の設計対象部位と設定した部材健全度を表 5.2 に示す。主構などの 1 次部材は、弾性域に留める事を前提とし無損傷の部材健全度 1 とした。横構、対傾構などの 2 次部材については、地震後取替えを前提に、損傷を許容する部材健全度 2~4 とする必要があるが、今回は部材健全度 2 とした。支点对傾構と支点对傾構支材は、本検討の橋軸方向の照査では対象としていないが、橋軸直角方向の照査では塑性化や部材座屈が発生しやすい部位であることから、1 次部材として考える。

表 5.2 設計対象部位と部材健全度

設計対象構造		限界状態	部材健全度
上部構造	1 次部材	主構（上弦材，下弦材，垂直材，斜材），支点对傾構，支点对傾構支材	無損傷 1 ($\epsilon_{\max} / \epsilon_y \leq 1.0$)
	2 次部材	上横構，下横構，下支材，中間対傾構，中間対傾構支材	軽微な損傷 2 ($\epsilon_{\max} / \epsilon_y \leq 2.0$)

5.4 モデル化

解析モデルは、主塔、上部構造の軸力変動および2軸曲げの影響を考慮するとともに、材料非線形を精度良く評価するため、表 5.3、表 5.4 に示すファイバーモデルを基本とした3次元骨組モデルを使用した。鋼材は2次勾配を1/100としたバイリニアとし、硬化則は移動硬化則とする。圧縮部材は、無補剛板であれば幅厚比パラメータ $R \leq 0.7$ であり、降伏点に達するまで局部座屈が生じない板厚である。

1次部材、2次部材のモデル化は、ファイバーモデルを基本とし、対傾構、横構はトラス要素とする。要素分割は1部材を4分割し、質量は要素両端に1/2ずつ载荷することにより、部材座屈の現象を再現している。格点ガセット部は剛接合としており、格点ガセット部の剛性は考慮していない。

補強後の検討として、支承を免震支承に変更したケースを行った。免震支承は、バイリニアの非線形バネ要素でモデル化する。免震化することで橋梁の固有周期は現況と比較して長周期化するため、固有値解析での免震支承等価剛性に置き換えて算出した。免震支承の減衰は地震時の履歴減衰のみを期待するため、固有値解析時の免震支承の等価減衰は0としている。免震支承の履歴特性を図 5.3、諸元を表 5.5 に示す。

表 5.3 部材のモデル化

部材		モデル化	
上部構造	1次部材	主構（上弦材，下弦材，垂直材，斜材），支点对傾構支材	ファイバー要素
		支点对傾構	トラス要素
	2次部材	下支材，中間対傾構支材	ファイバー要素
		上横構，下横構，中間対傾構	トラス要素
RC床版		線形はり要素	
RC橋脚		線形はり要素	

表 5.4 解析モデル

節点数	節点数 2850
要素数	要素数 3838
ファイバー要素数	68000（セル）

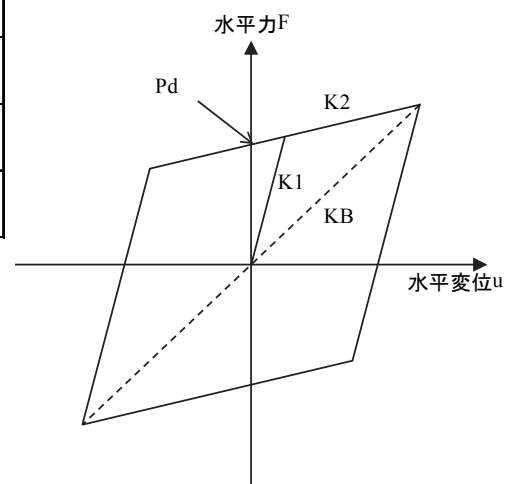


図 5.3 免震支承の履歴特性

表 5.5 免震支承諸元

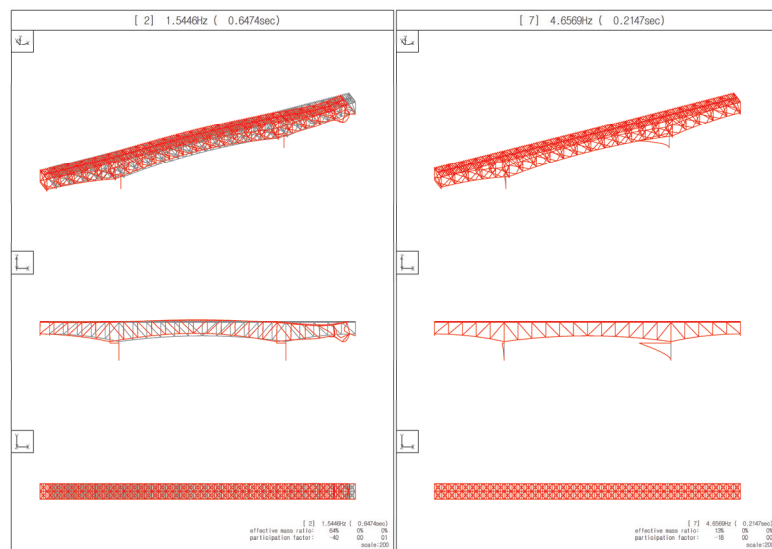
支点	方向	初期剛性 K1 (kN/m)	二次剛性 K2 (kN/m)	降伏荷重 Pd (kN)	剛性比 K1/K2	等価剛性 KB (kN/m)
A1, A2	橋軸	3860	594	210	6.5	915
P1, P2	橋軸	19150	2946	590	6.5	3930

5.5 固有値解析

本橋の現況の固有値解析結果を表 5.6 に示す。図 5.3 に卓越振動モード，図 5.4 に固有周期と減衰の関係を示す。Rayleigh 型減衰 ($[C]=\alpha[M]+\beta[K]$) の係数 α ， β は，それぞれ 8.38×10^{-2} ， 1.27×10^{-3} とした。1 次～9 次までの固有振動モードを図 5.5 に示す。

表 5.6 固有値解析結果 (現況)

モード次数 n	振動数 f Hz	周期 T sec	刺激係数			有効質量比			ひずみ エネルギー - 比例減衰	モード形状
			TX	TY	TZ	X	Y	Z		
1	1.4097	0.7094	0	37	0	0%	55%	0%	1.6%	面外対称1次【橋直振動モード①】
2	1.5446	0.6474	-40	0	1	64%	0%	0%	1.0%	桁水平移動【橋軸振動モード①】
3	1.7660	0.5663	6	0	24	1%	0%	23%	1.1%	面内対称1次
4	2.9882	0.3346	0	1	0	0%	0%	0%	1.5%	面外非対称1次
5	3.9607	0.2525	-1	0	-1	0%	0%	0%	1.1%	面内非対称1次
6	4.5366	0.2204	0	-15	0	0%	9%	0%	1.3%	面外対称1次【橋直振動モード②】
7	4.6569	0.2147	-18	0	0	13%	0%	0%	2.0%	P2橋脚変形【橋軸振動モード②】
8	4.6569	0.2147	-16	0	0	10%	0%	0%	2.0%	P1橋脚変形
9	4.9388	0.2025	0	0	-20	0%	0%	16%	1.0%	A1-P1側径間変形
10	5.1896	0.1927	-4	0	17	1%	0%	11%	1.1%	P2-A2側径間変形



(a) 桁水平移動 (2 次, $T_x=0.65s$) (b) P2 橋脚変形 (7 次, $T_x=0.21s$)

図 5.3 対象橋梁の卓越振動モード (現況, 橋軸方向)

固有周期と減衰の関係 (X方向) ●ひずみエネルギー-比例減衰(有効質量比1.0%以上)
●卓越モード

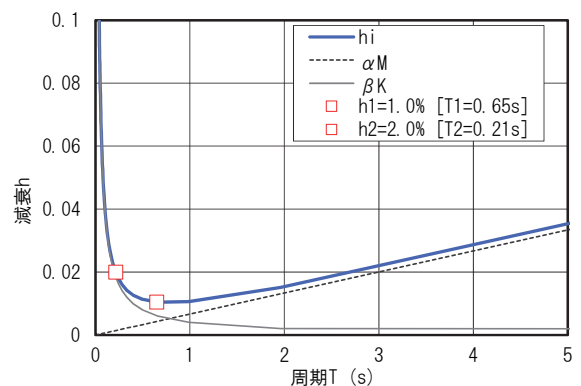
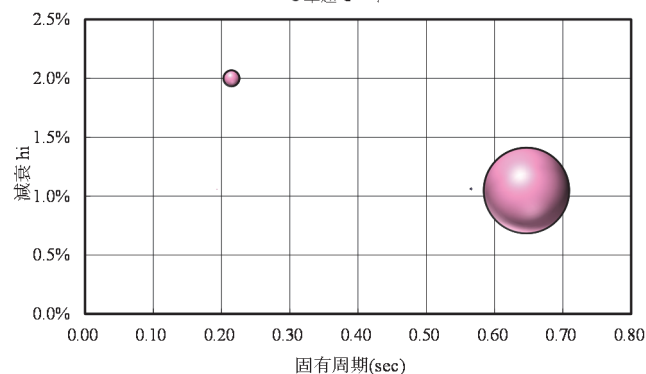


図 5.4 Rayleigh 型減衰の設定 (現況, 橋軸方向)

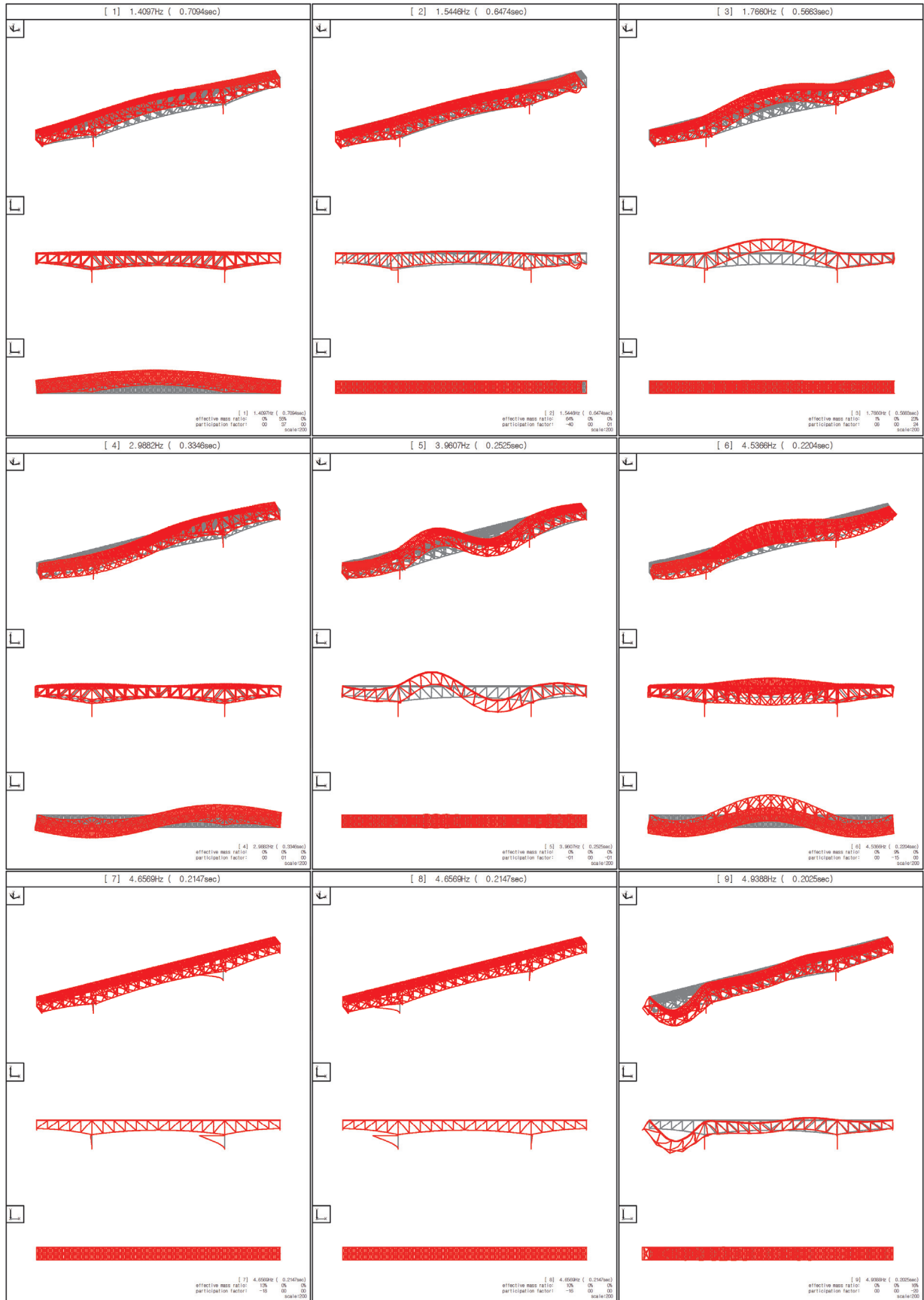


図 5.5 固有振動モード (現況)

本橋の免震支承への取替え後の固有値解析結果を表 5.7 に示す。図 5.6 に固有周期と減衰の関係を示す。Rayleigh 型減衰 ($[C] = \alpha[M] + \beta[K]$) の係数 α , β は、それぞれ 7.54×10^{-4} , 6.56×10^{-4} とした。図 5.7 に入力地震波 I-I-1 (タイプ I 地震動, I 種地盤, その 1), II-I-1 (タイプ II 地震動, I 種地盤, その 1) の 5% 減衰の絶対加速度応答スペクトルと各方向の卓越振動モードの固有周期を合わせて示す。免震支承取替後の固有周期は、現況の 0.65s から 1.89s に長周期化している。1 次～9 次までの固有振動モードを図 5.8 に示す。

表 5.7 固有値解析結果 (免震後)

モード次数 n	振動数 f Hz	周期 T sec	刺激係数			有効質量比			ひずみエネルギー 比例減衰	モード形状
			T_X	T_Y	T_Z	X	Y	Z		
1	0.5286	1.8918	41	0	0	68%	0%	0%	0.1%	桁水平移動
2	1.3598	0.7354	0	37	0	0%	56%	0%	1.6%	面外対称1次
3	1.7653	0.5665	0	0	24	0%	0%	23%	1.0%	面内対称1次
4	2.8837	0.3468	0	0	0	0%	0%	0%	1.5%	面外非対称1次
5	3.9595	0.2526	-1	0	0	0%	0%	0%	1.0%	面内非対称1次
6	4.4578	0.2243	0	15	0	0%	9%	0%	1.4%	面外対称2次
7	4.8020	0.2082	0	0	5	0%	0%	1%	1.9%	P1・P2橋脚変形(逆方向)
8	4.8069	0.2080	23	0	0	21%	0%	0%	1.9%	P1・P3橋脚変形(同一方向)
9	4.9346	0.2027	0	0	-26	0%	0%	27%	1.0%	側径間変形(対称)
10	4.9620	0.2015	-3	0	0	0%	0%	0%	1.0%	側径間変形(非対称)

固有周期と減衰の関係(X方向) ○ひずみエネルギー比例減衰(有効質量比1.0%以上)

●卓越モード

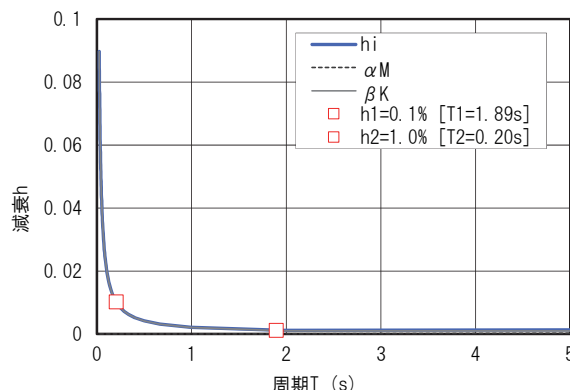
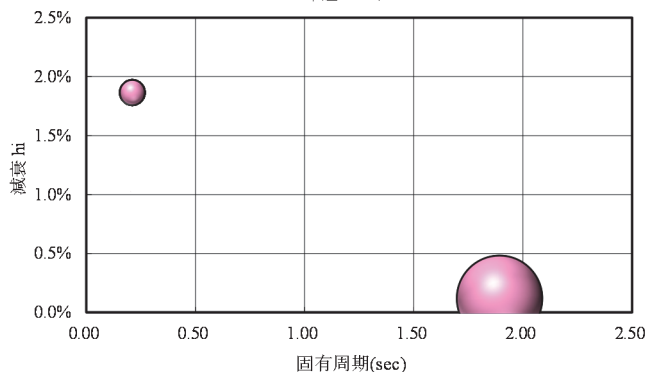
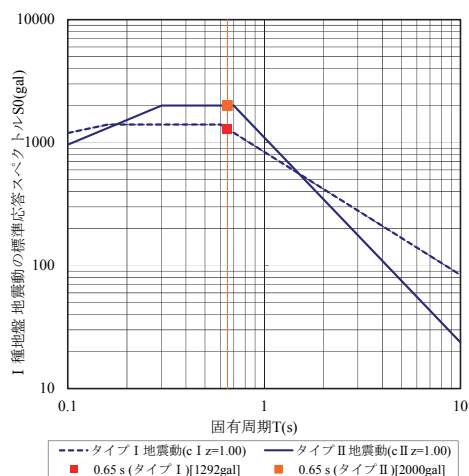
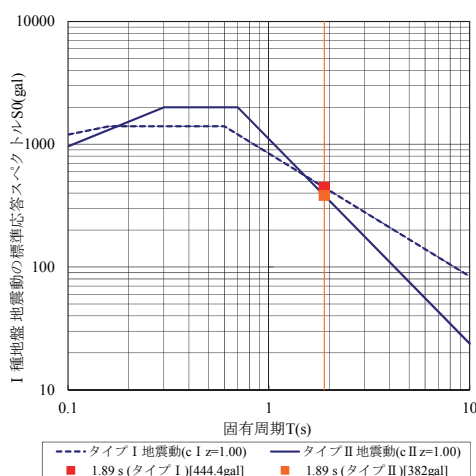


図 5.6 Rayleigh 型減衰の設定 (免震後, 橋軸方向)



(a) 現況 (橋軸) $T_x=0.65s$



(b) 免震支承取替後 (橋軸) $T_x=1.89s$

図 5.7 絶対加速度応答スペクトル

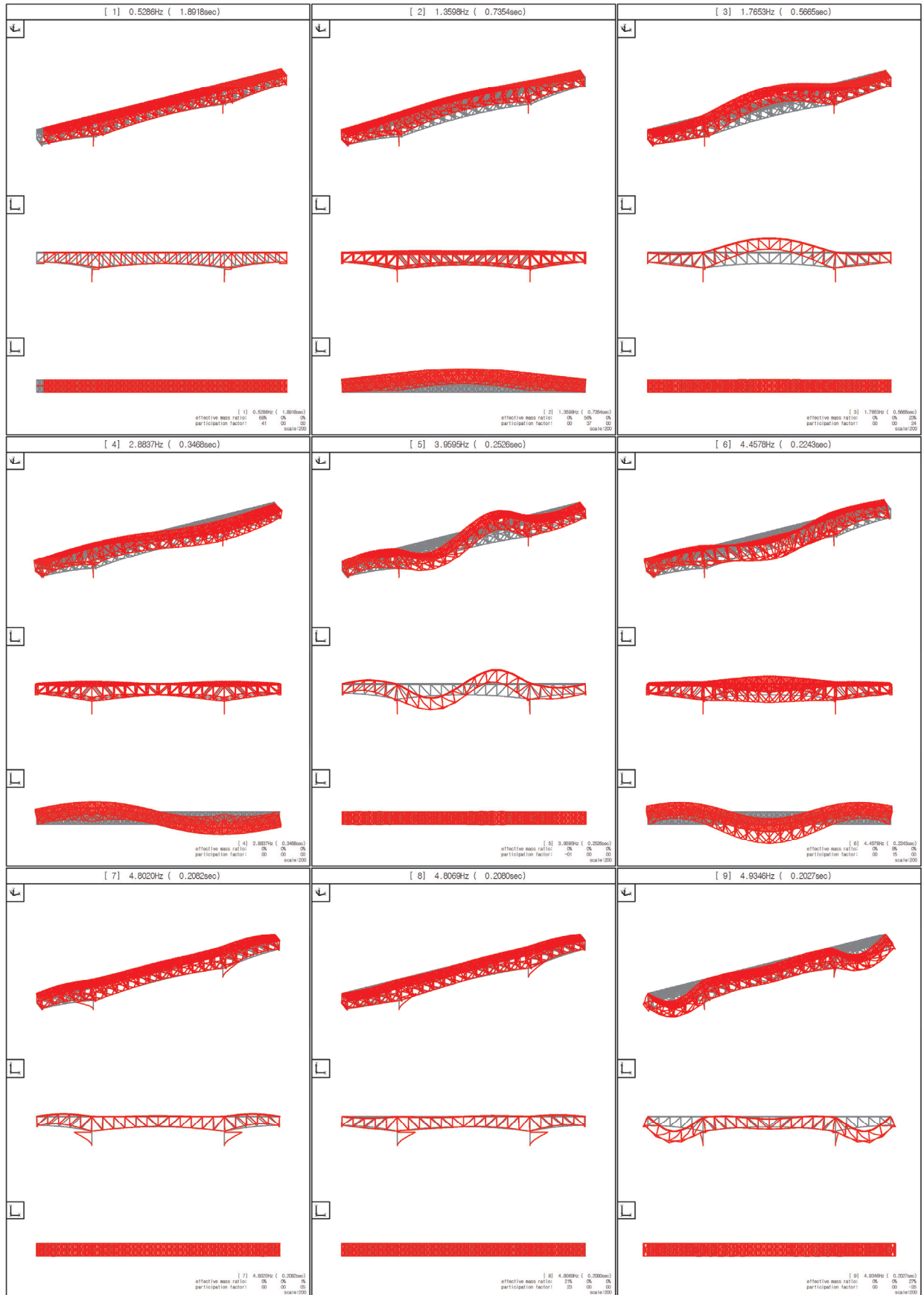


図 5.8 固有振動モード (免震後)

5.6 IDA 曲線（橋軸方向入力）

5.6 節では，2.3.1 節で述べた入力地震動の組を用いて，橋軸方向入力時の IDA 解析を実施する．対象橋梁の各部位に対する IDA 曲線を描き，損傷が生じる振幅倍率の値を評価する．

5.6.1 橋軸方向入力時の損傷予測

上路式鋼トラス橋は RC 床版の重量が大きく，かつ重心が高いことから地震の影響が大きい．本橋の部材断面の設計は，死荷重，B 活荷重に対して設計はされており，レベル 2 地震動に対して照査を行ったところ，部材断面には余裕があることがわかったが，支承条件が A2 橋台での 1 点固定の構造であるため，A2 支承周りの下弦材，垂直材，斜材において塑性化することがわかった．したがって，既設支承を免震支承に取替えを想定した検討を行い，耐震性能の比較を行った．

5.6.2 上弦材ひずみの IDA 曲線

上弦材の最大ひずみ分布について、タイプ I 地震動での現況照査を図 5.9、補強後照査を図 5.10、タイプ II 地震動での現況照査を図 5.11、補強後照査を図 5.12 に示す。縦軸にひずみ、横軸に上弦材の長さを示し、振幅倍率が 0.25~2.0 までの結果を示す。負側が圧縮、正側が引張であり、圧縮側と引張側の降伏限界 (SM490Y 材 : 1775 μ , SM400 材 : 1175 μ) も示す。

タイプ I 地震動では、固定支承の A2 橋台付近において、振幅倍率 2.0 の場合、-0.89 ϵ_y (圧縮側), 0.56 ϵ_y (引張側) のひずみが発生するが、圧縮側、引張側とも降伏限界を超過せず、健全度 1 を満足する。タイプ II 地震動でも同様に、振幅倍率 2.0 の場合、-0.51 ϵ_y (圧縮側), 0.59 ϵ_y (引張側) のひずみが発生するが、圧縮側、引張側とも降伏限界を超過せず、健全度 1 を満足する。免震支承への取替後、A2 橋台付近のひずみは、その他の部位のひずみと同様の値となり、またその他の部位のひずみに大きな変動は見られない。

図 5.13 に上弦材の最大ひずみの IDA 曲線を示す。圧縮側では補強前と補強後で差は見られないが、引張側ではひずみ値が 1/6 程度に減少した。各振幅倍率の最大ひずみ分布について、表 5.8 にタイプ I 地震動、表 5.9 にタイプ II 地震動を示す。

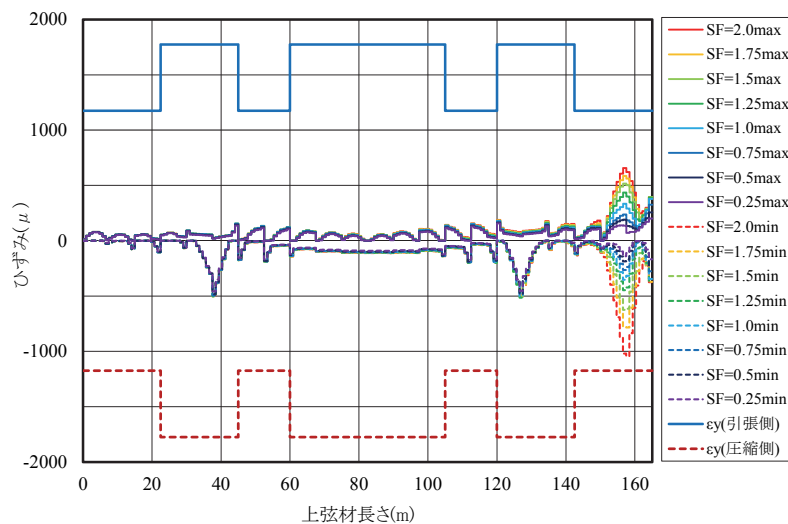


図 5.9 上弦材の最大ひずみ分布 (タイプ I, 現況)

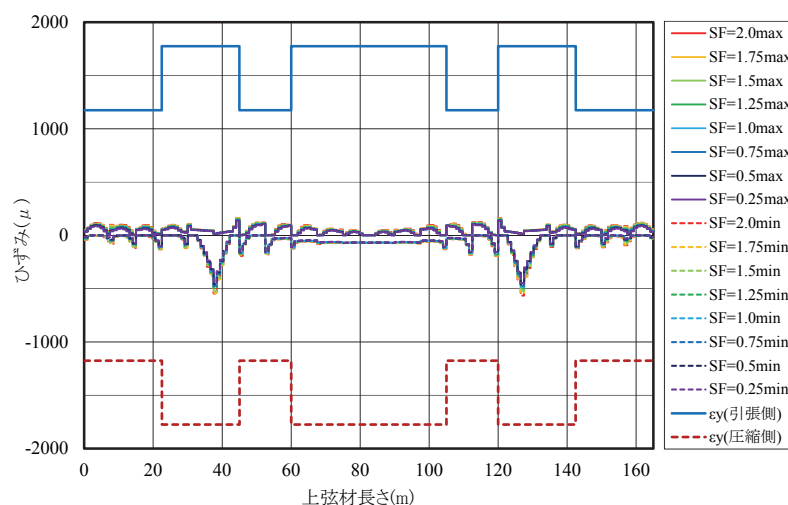


図 5.10 上弦材の最大ひずみ分布 (タイプ I, 補強後)

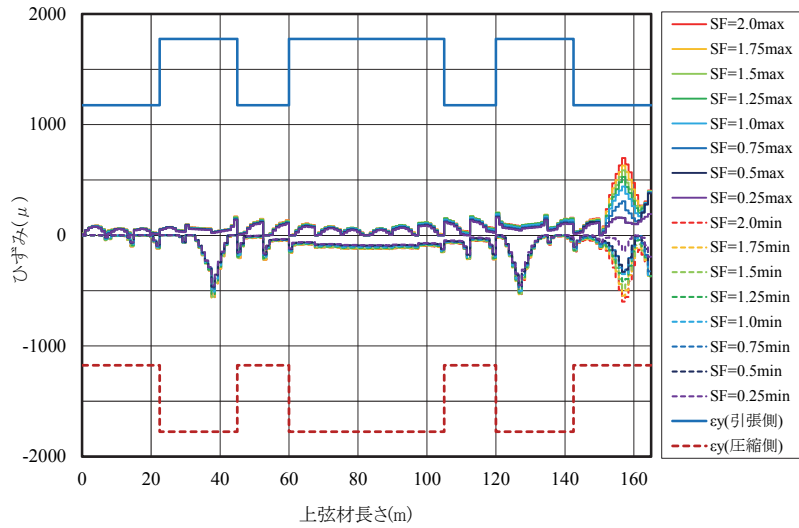


図 5.11 上弦材の最大ひずみ分布 (タイプ II, 現況)

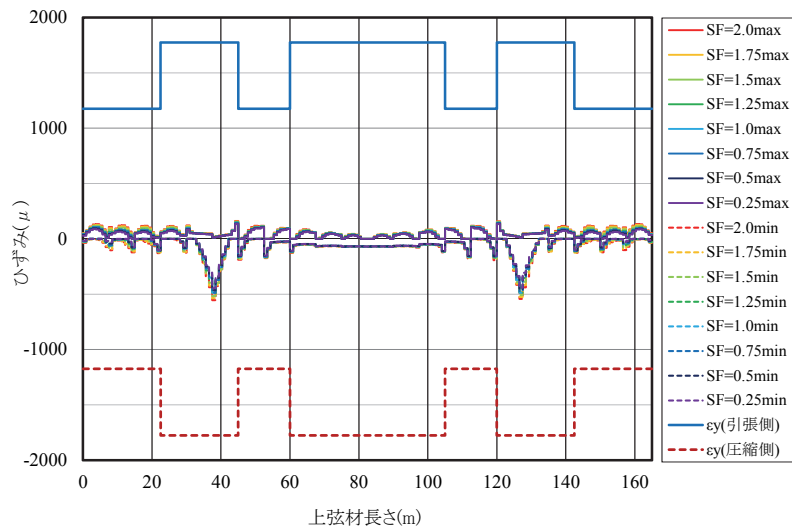
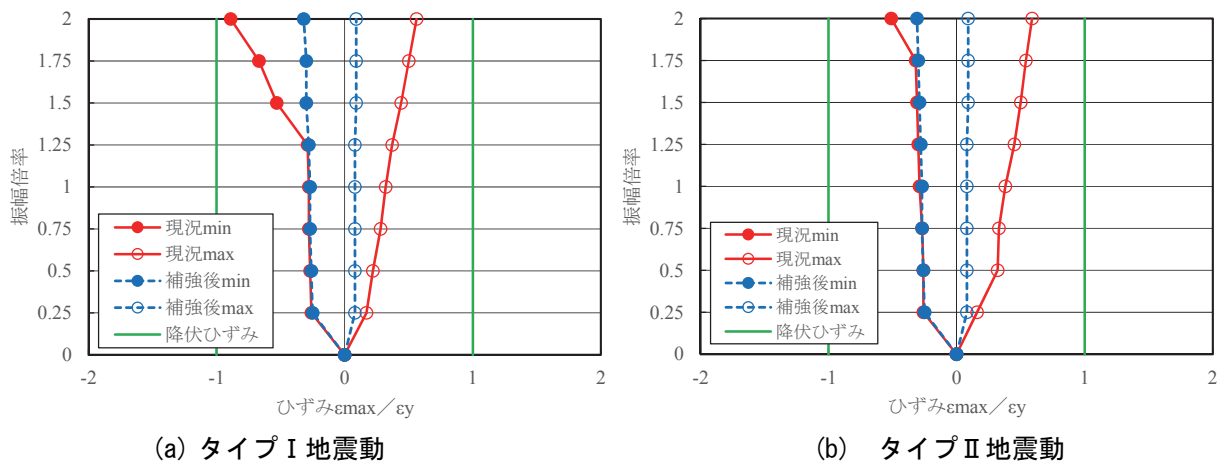


図 5.12 上弦材の最大ひずみ分布 (タイプ II, 補強後)



(a) タイプ I 地震動

(b) タイプ II 地震動

図 5.13 上弦材の最大ひずみの IDA 曲線

表 5.8 (a) 上弦材の最大ひずみ分布 (タイプ I 地震動)

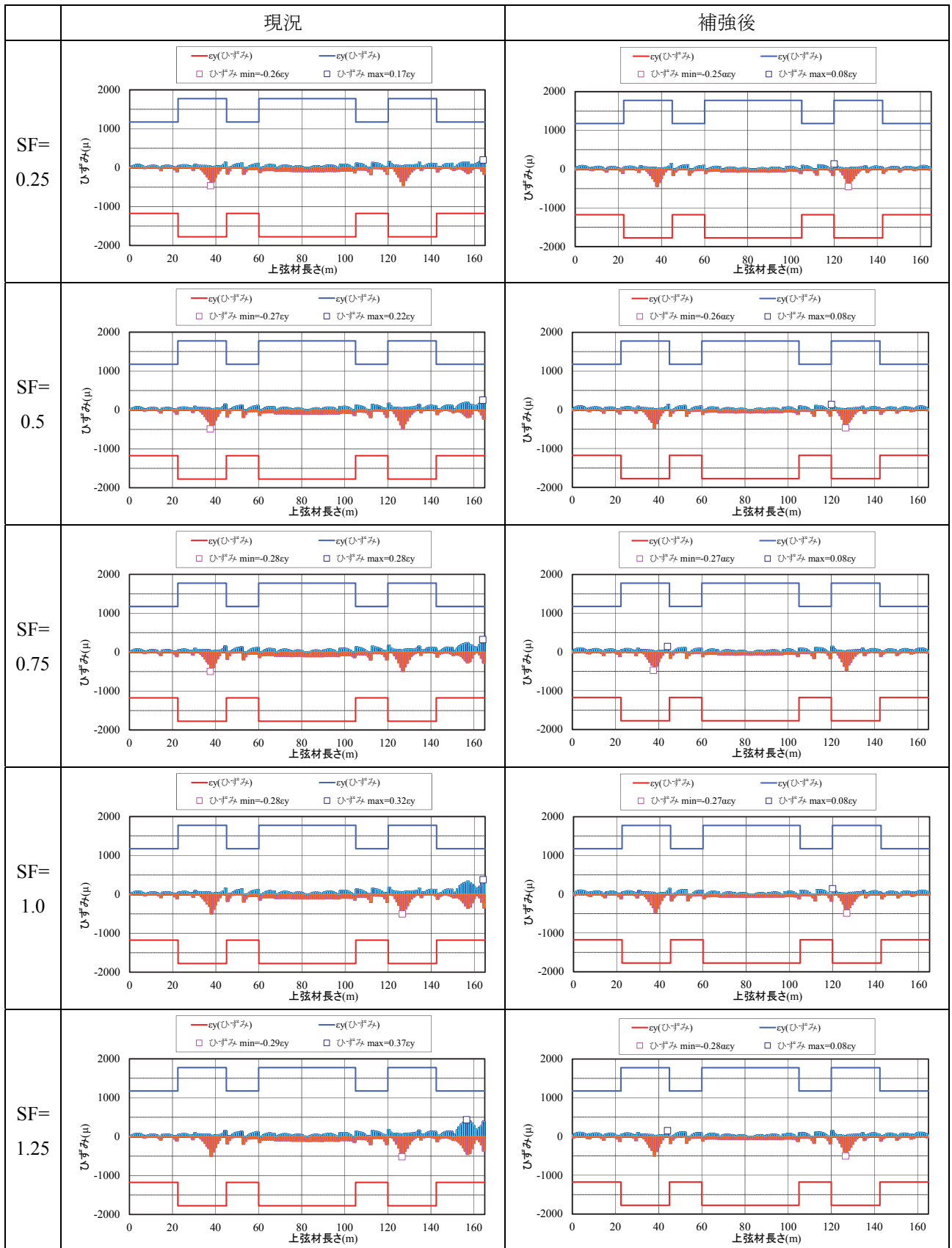


表 5.8 (b) 上弦材の最大ひずみ分布 (タイプ I 地震動)

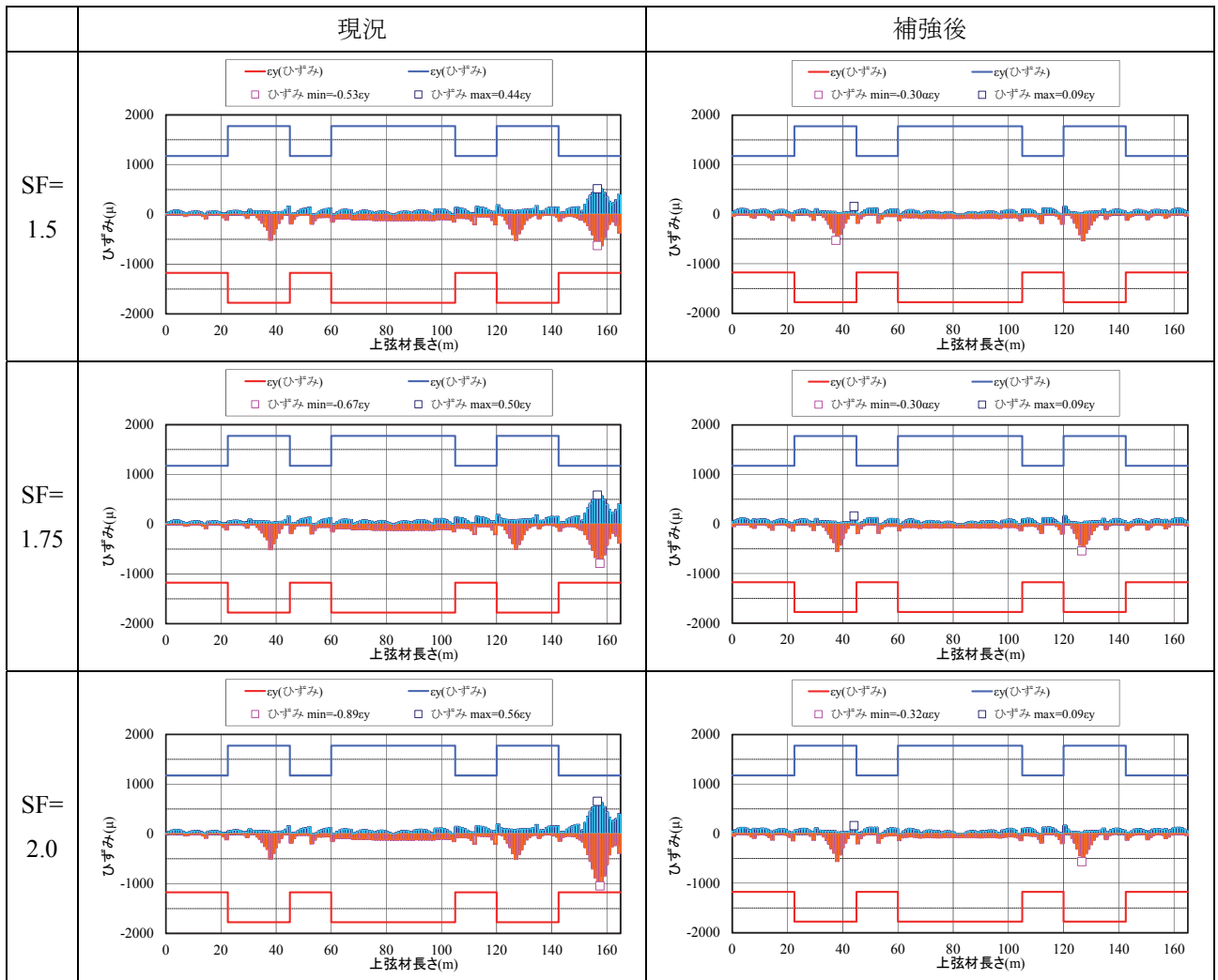


表 5.9 (a) 上弦材の最大ひずみ分布 (タイプII地震動)

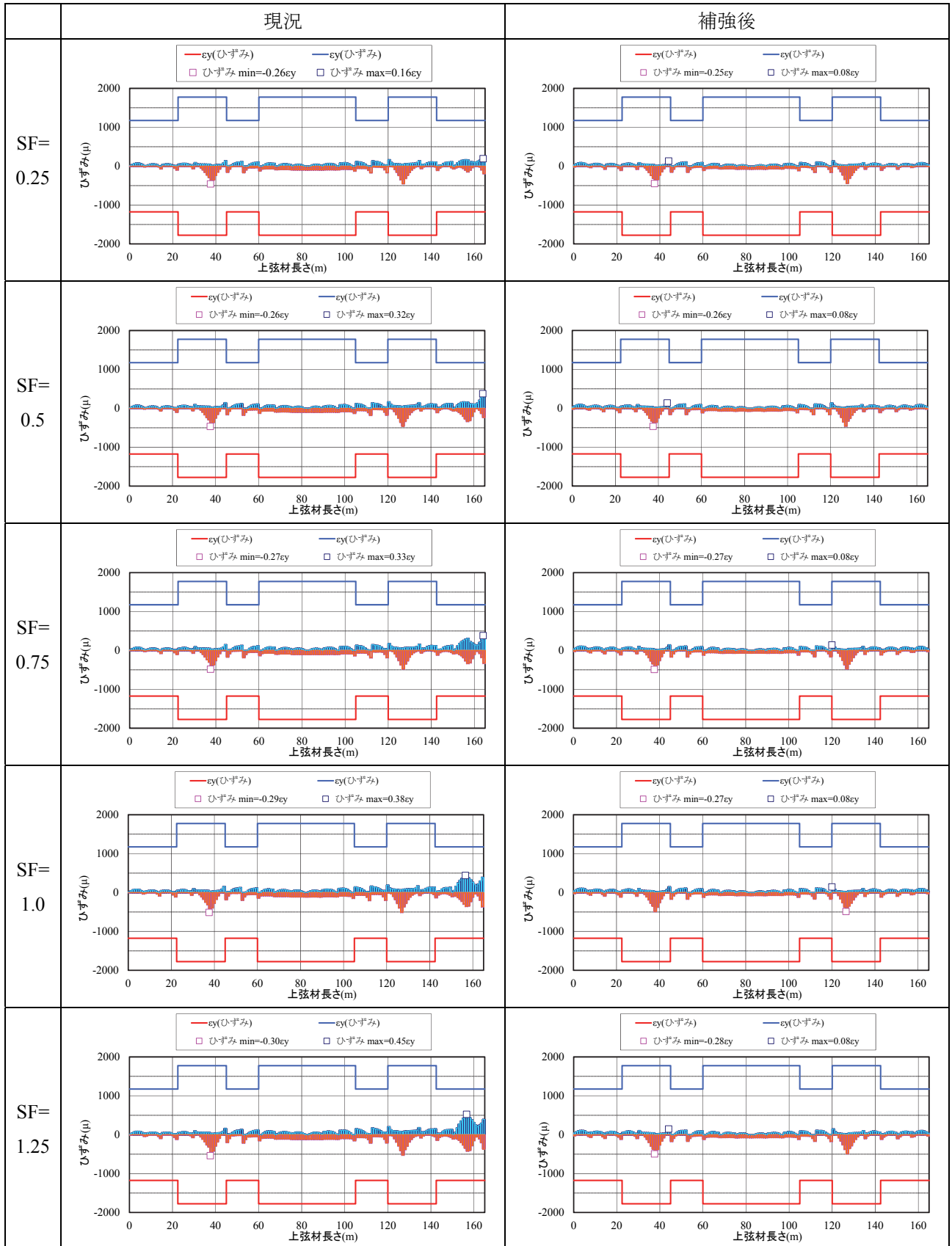
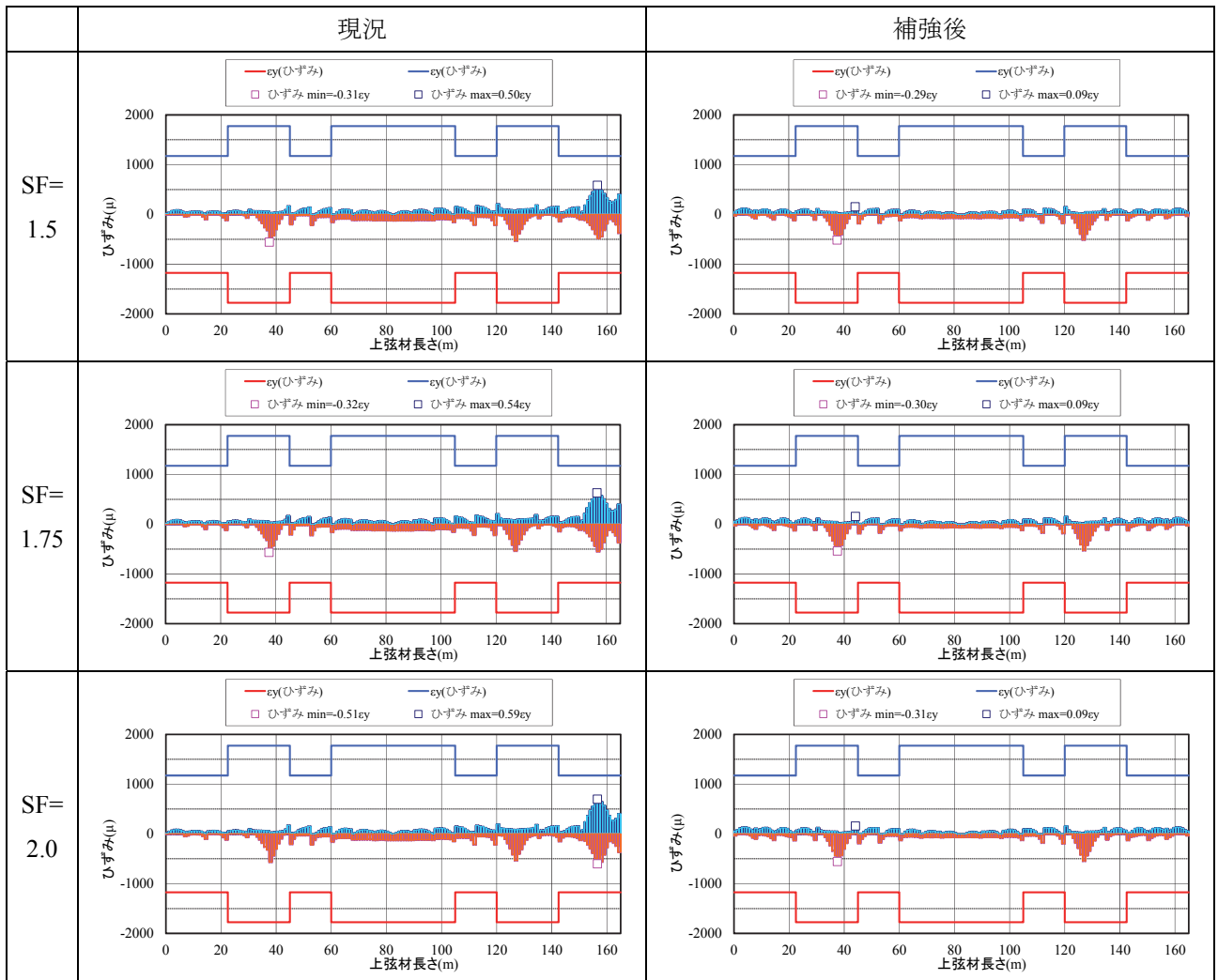


表 5.9 (b) 上弦材の最大ひずみ分布 (タイプII地震動)



5.6.3 下弦材ひずみの IDA 曲線

下弦材の最大ひずみ分布について、タイプ I 地震動での現況照査を図 5.14、補強後照査を図 5.15 に示す。図 5.16 に固定支承付近の最大ひずみ時のコンター図を示す。振幅倍率 2.0 の場合、 $-52.06\epsilon_y$ (圧縮側)、 $59.18\epsilon_y$ (引張側) のひずみが発生し、引張側では終局限界 (5%) のひずみが発生する。図 5.14 (b) に示すように A2 橋台付近以外は、降伏限界以内である。免震支承への取替後、A2 橋台付近のひずみは降伏限界以内に減少し、また中間支点のひずみは増加したが、降伏限界以内となる。タイプ II 地震動での現況照査を図 5.17、補強後照査を図 5.18、最大ひずみ時のコンター図を図 5.19 に示す。振幅倍率 2.0 の場合、 $-43.51\epsilon_y$ (圧縮側)、 $58.04\epsilon_y$ (引張側) のひずみが発生し、引張側では終局限界 (5%) のひずみが発生する。図 5.17 (b) に示すように A2 橋台付近以外は、降伏限界以内である。免震支承への取替後、A2 橋台付近のひずみは降伏限界以内に大幅に減少し、また中間支点のひずみは増加したが、降伏限界以内である。

図 5.20 に上弦材の最大ひずみの IDA 曲線を示す。圧縮側、引張側ともひずみが大きく減少し、部材健全度 1 を満足することから免震支承への取替は補強効果が高いことがわかる。各振幅倍率の最大ひずみ分布について、表 5.10 にタイプ I 地震動、表 5.11 にタイプ II 地震動を示す。

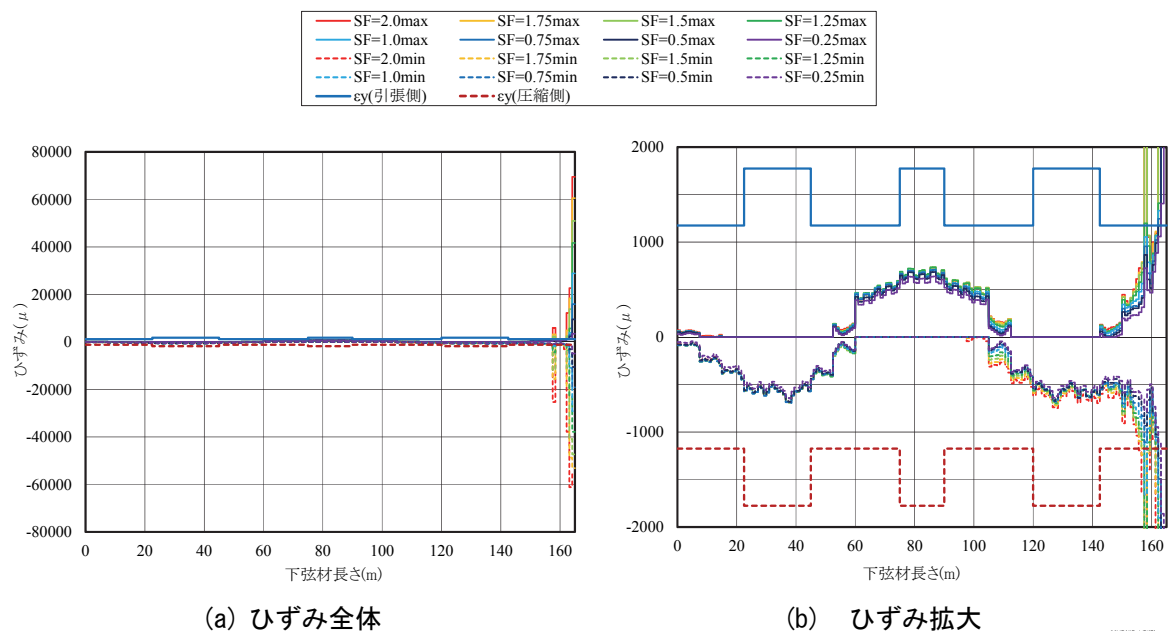


図 5.14 下弦材の最大ひずみ分布 (タイプ I, 現況)

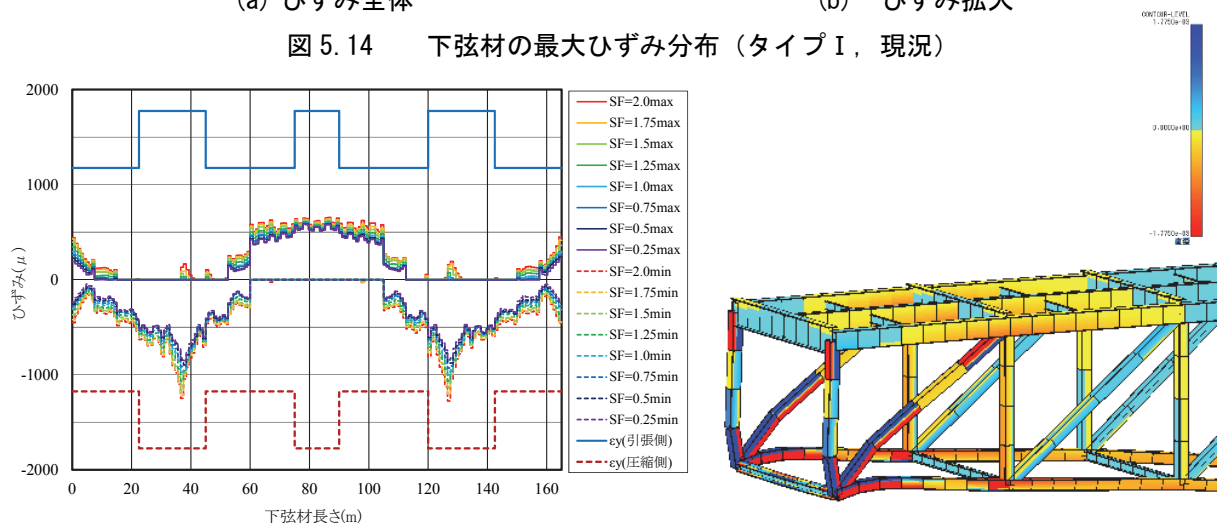


図 5.15 下弦材の最大ひずみ分布 (タイプ I, 補強後) 図 5.16 下弦材の最大ひずみ時コンター図 (現況)

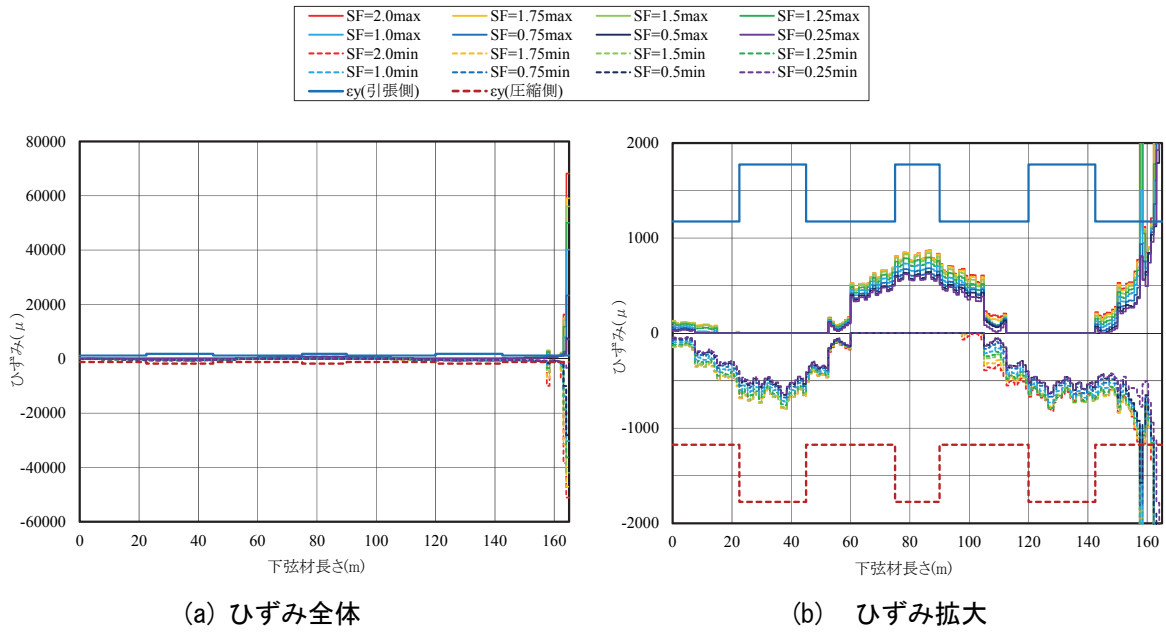


図 5.17 下弦材の最大ひずみ分布 (タイプ II, 現況)

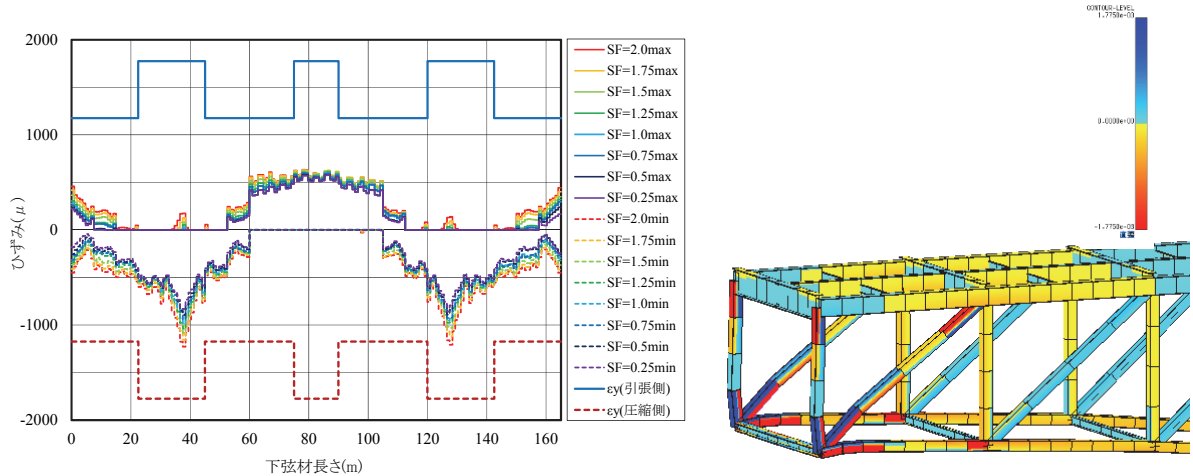


図 5.18 下弦材の最大ひずみ分布 (タイプ II, 補強後) 図 5.19 最大ひずみ時コンター図 (現況)

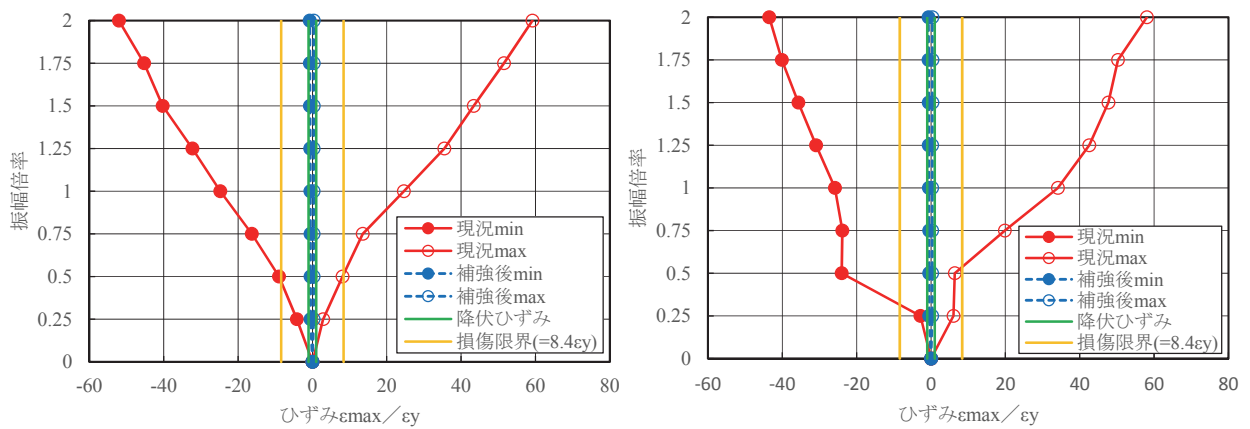


図 5.20 下弦材の最大ひずみの IDA 曲線

表 5.10(a) 下弦材の最大ひずみ分布 (タイプ I 地震動)

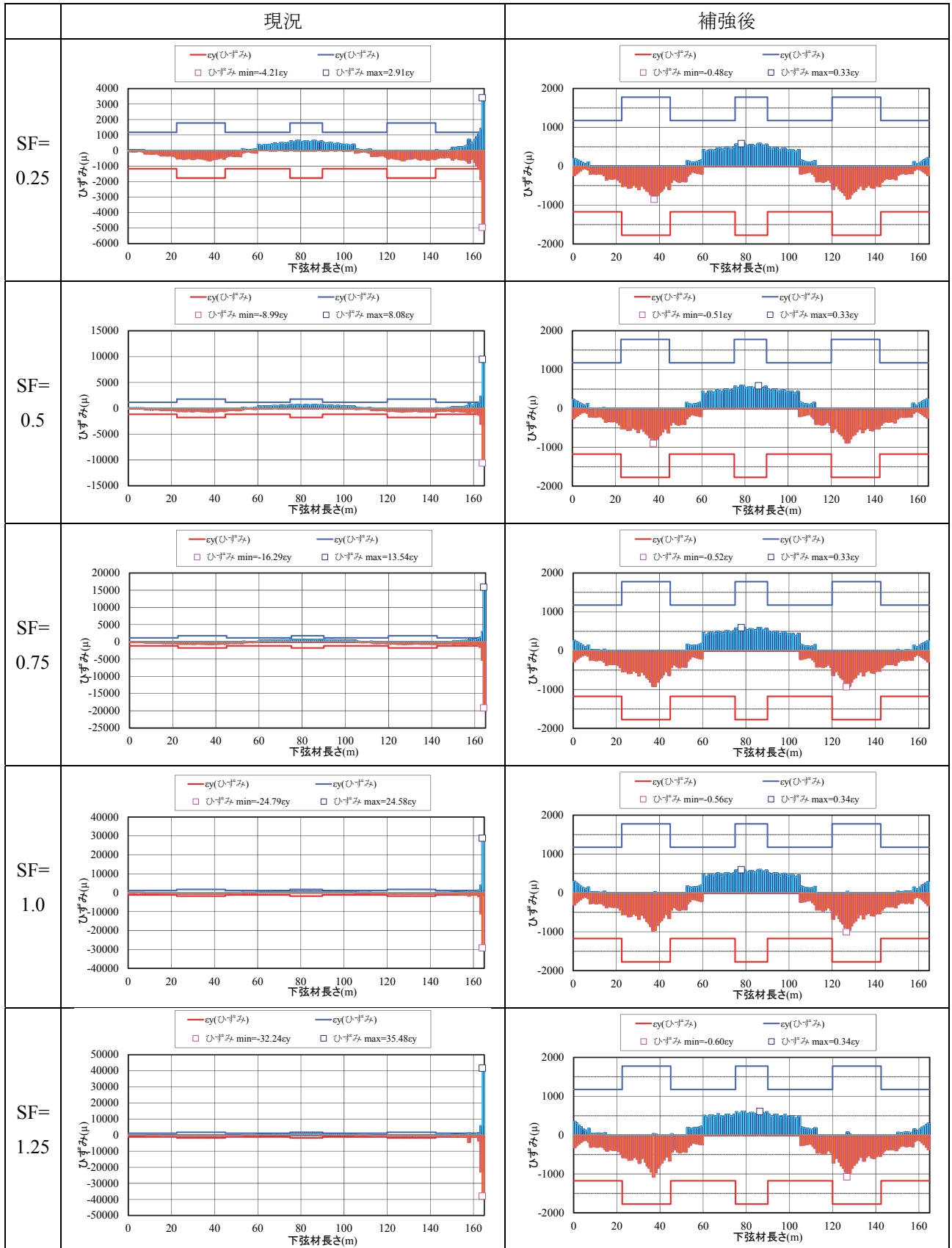


表 5.10(b) 下弦材の最大ひずみ分布 (タイプ I 地震動)

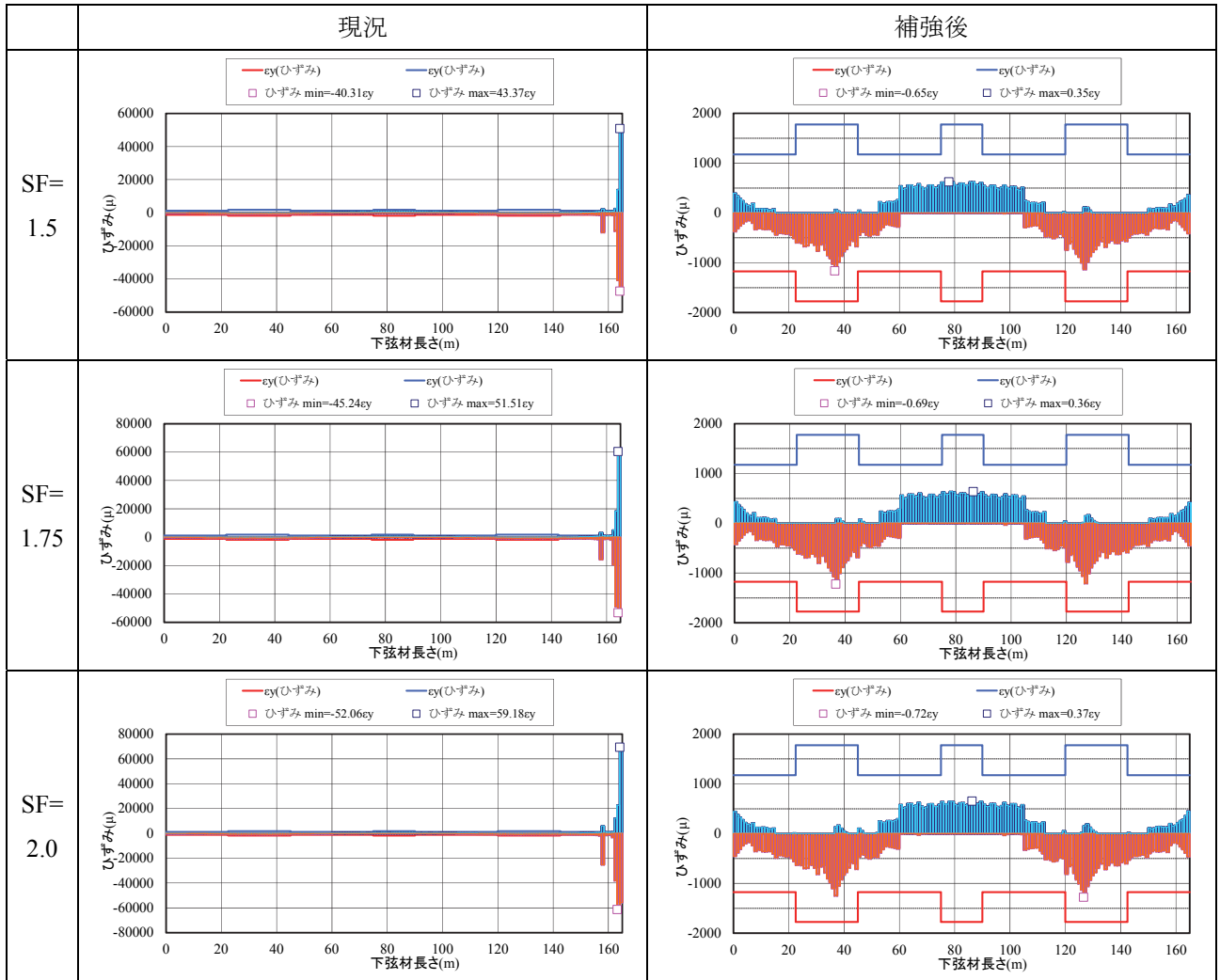


表 5.11(a) 下弦材の最大ひずみ分布 (タイプII地震動)

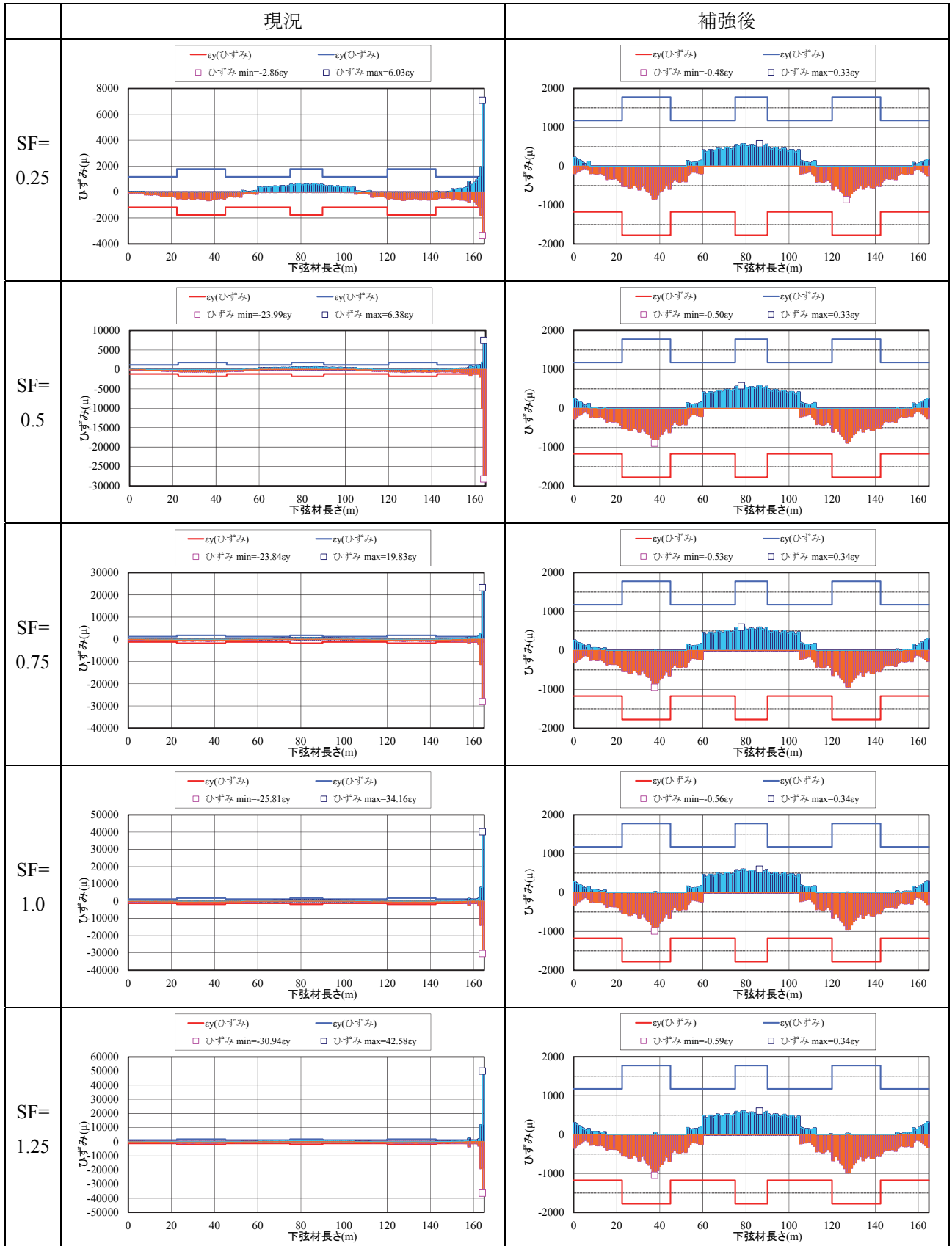
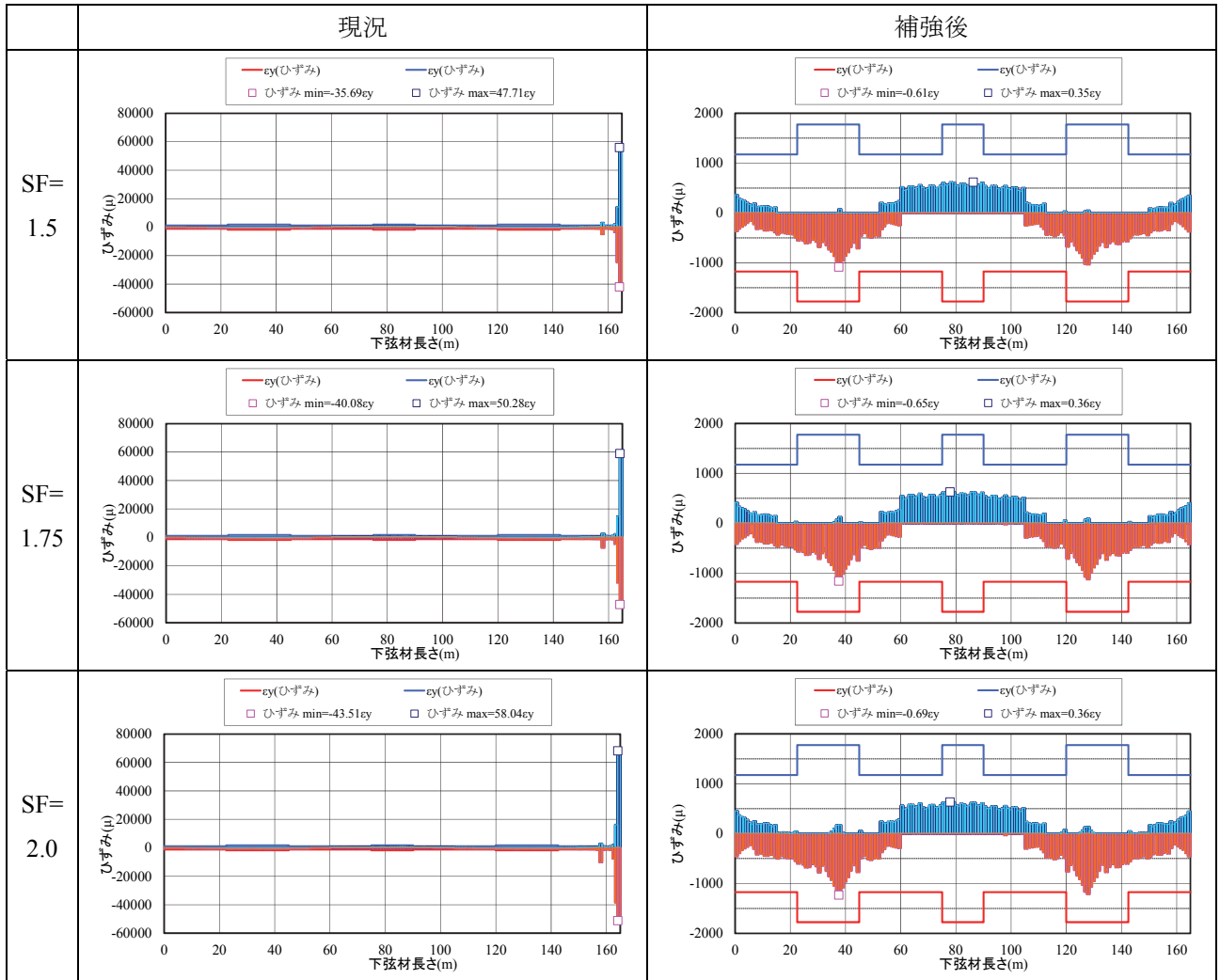


表 5.11 (b) 下弦材の最大ひずみ分布 (タイプII地震動)



5.6.4 垂直材ひずみの IDA 曲線

垂直材の最大ひずみ分布について、タイプ I 地震動での現況照査を図 5.21、補強後照査を図 5.22、タイプ II 地震動での現況照査を図 5.23、補強後照査を図 5.24 に示す。タイプ I 地震動では、固定支承の A2 橋台付近において、振幅倍率 2.0 の場合、 $-38.94\epsilon_y$ (圧縮側)、 $52.14\epsilon_y$ (引張側) のひずみが発生し、引張側では終局限界 (5%) のひずみが発生する。図 5.21 (b) に示すように A2 橋台付近以外は、降伏限界以内である。免震支承への取替え後、A2 橋台付近のひずみは降伏限界以内に減少し、また中間支点のひずみは増加したが、降伏限界以内となる。タイプ II 地震動でも同様に、振幅倍率 2.0 の場合、 $-28.29\epsilon_y$ (圧縮側)、 $32.98\epsilon_y$ (引張側) のひずみが発生し、引張側では終局限界 (5%) のひずみが発生する。図 5.23 (b) に示すように A2 橋台付近以外は、降伏限界以内である。免震支承への取替後、A2 橋台付近のひずみは降伏限界以内に大幅に減少し、また中間支点のひずみは増加したが、降伏限界以内である。

図 5.25 に垂直材の最大ひずみの IDA 曲線を示す。圧縮側、引張側ともひずみが大きく減少し、部材健全度 1 を満足することから免震支承への取替は補強効果が高いことがわかる。

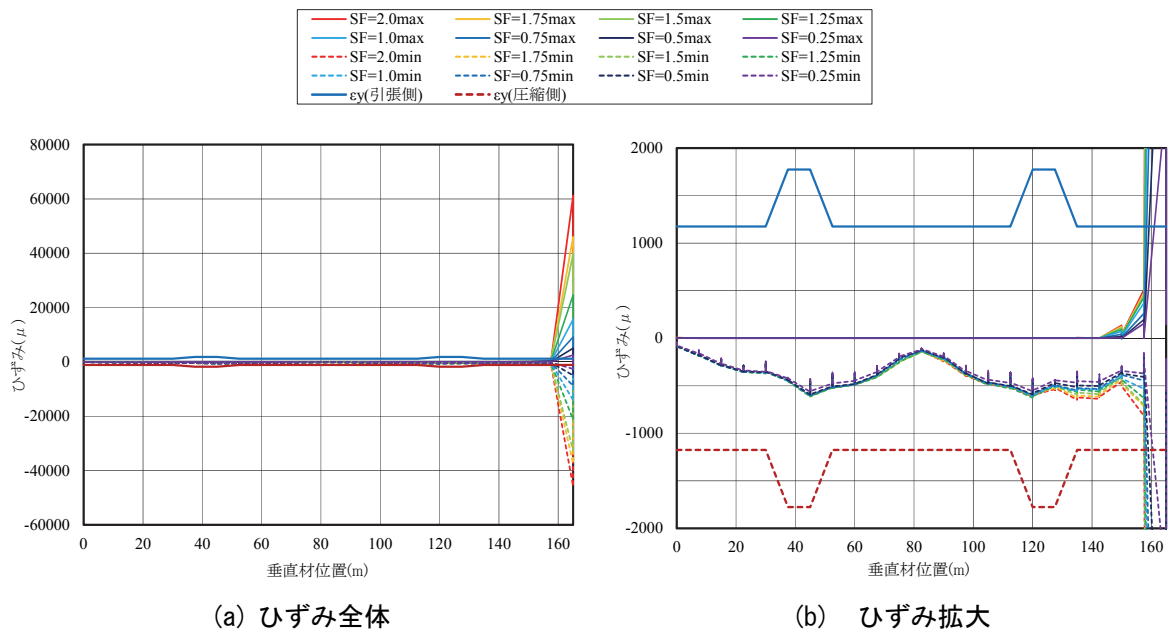


図 5.21 垂直材の最大ひずみ分布 (タイプ I, 現況)

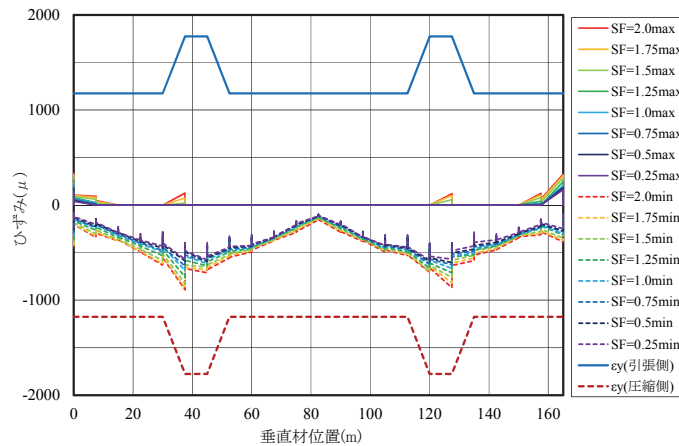
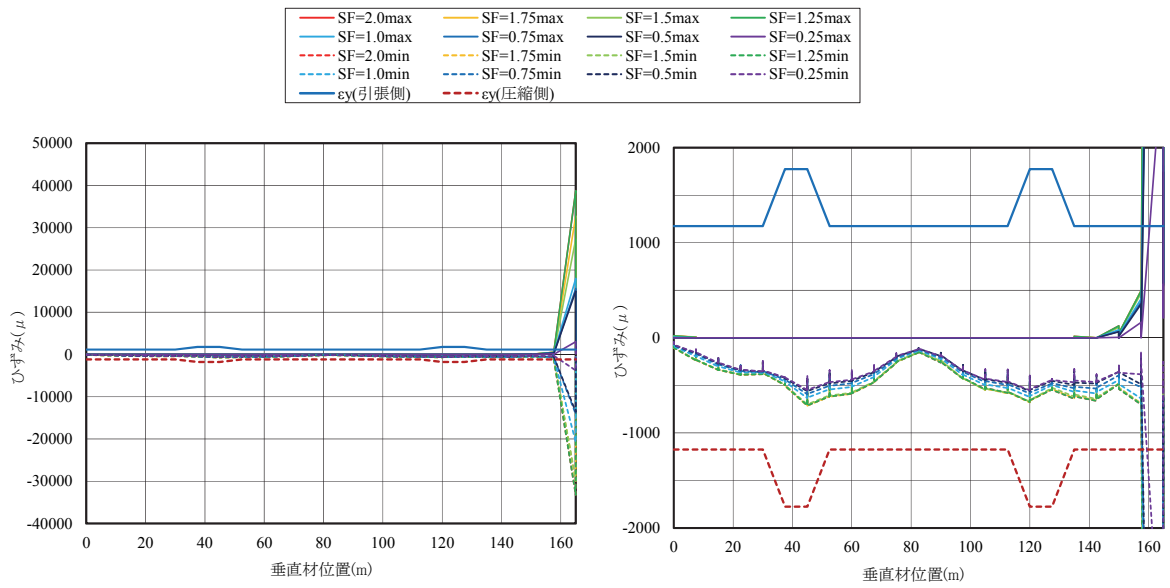


図 5.22 垂直材の最大ひずみ分布 (タイプ I, 補強後)



(a) ひずみ全体 (b) ひずみ拡大
 図 5.23 垂直材の最大ひずみ分布 (タイプII, 現況)

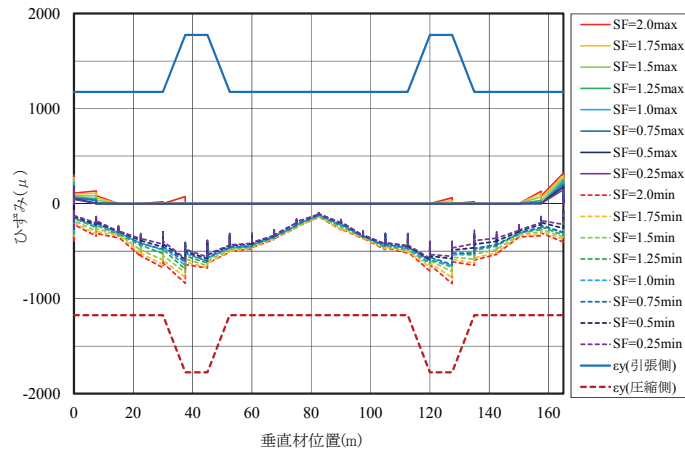
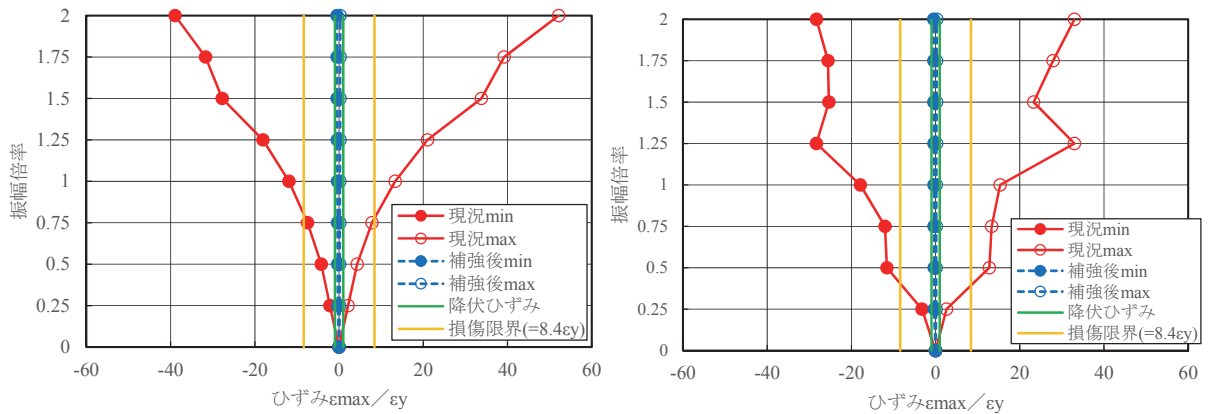


図 5.24 垂直材の最大ひずみ分布 (タイプII, 補強後)



(a) タイプI地震動 (b) タイプII地震動

図 5.25 垂直材の最大ひずみの IDA 曲線

5.6.5 斜材ひずみの IDA 曲線

斜材の最大ひずみ分布について、タイプ I 地震動での現況照査を図 5.26、補強後照査を図 5.27、タイプ II 地震動での現況照査を図 5.28、補強後照査を図 5.29 に示す。タイプ I 地震動では、固定支承の A2 橋台付近において、振幅倍率 2.0 の場合、 $-25.42\epsilon_y$ (圧縮側)、 $23.41\epsilon_y$ (引張側) のひずみが発生する。図 5.26 (b) に示すように A2 橋台付近以外は、降伏限界以内である。免震支承への取替え後、A2 橋台付近のひずみは降伏限界以内に減少し、また中間支点のひずみは増加したが、降伏限界以内となる。タイプ II 地震動でも同様に、振幅倍率 2.0 の場合、 $-17.92\epsilon_y$ (圧縮側)、 $17.68\epsilon_y$ (引張側) のひずみが発生する。図 5.28 (b) に示すように A2 橋台付近以外は、降伏限界以内である。免震支承への取替後、A2 橋台付近のひずみは降伏限界以内に大幅に減少し、また中間支点のひずみは増加したが、降伏限界以内である。

図 5.30 に斜材の最大ひずみの IDA 曲線を示す。圧縮側、引張側ともひずみが大きく減少し、部材健全度 1 を満足することから免震支承への取替は補強効果が高いことがわかる。

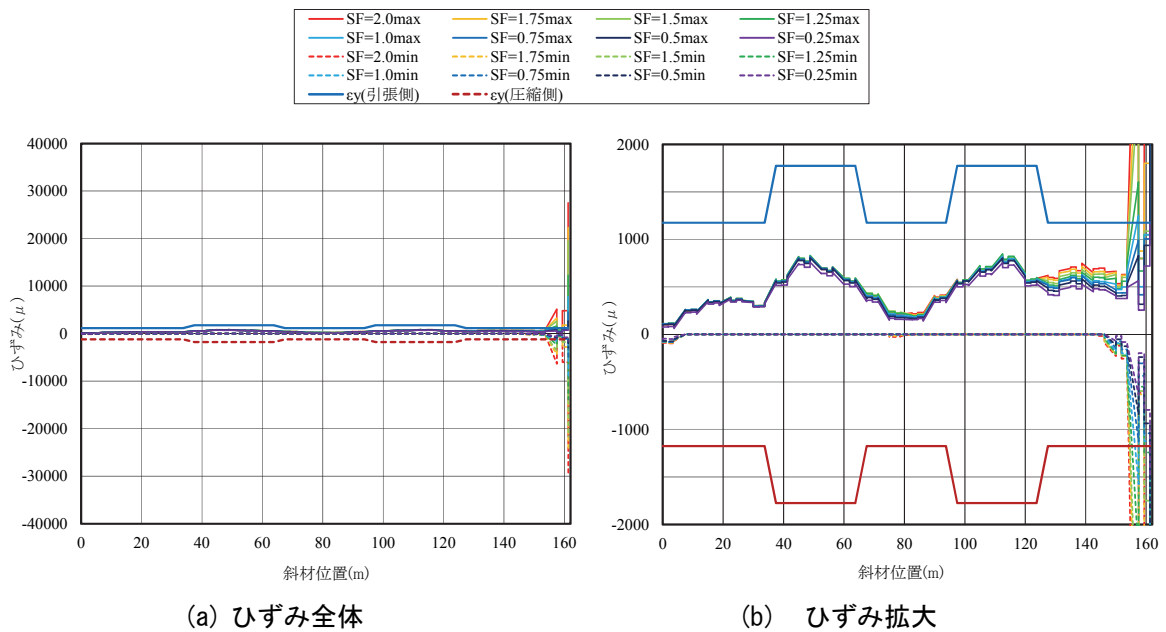


図 5.26 斜材の最大ひずみ分布 (タイプ I, 現況)

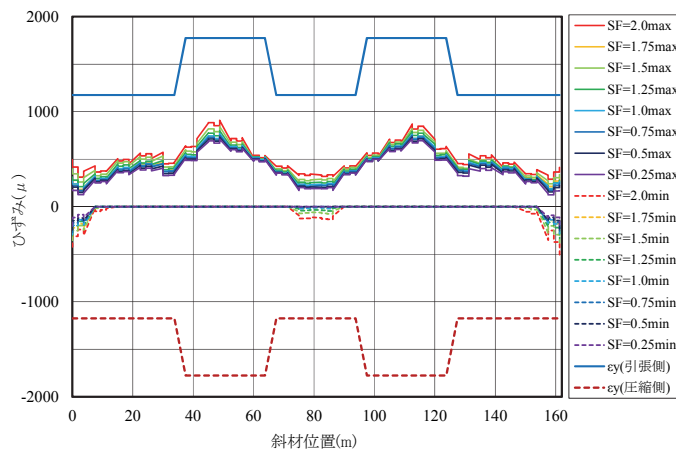
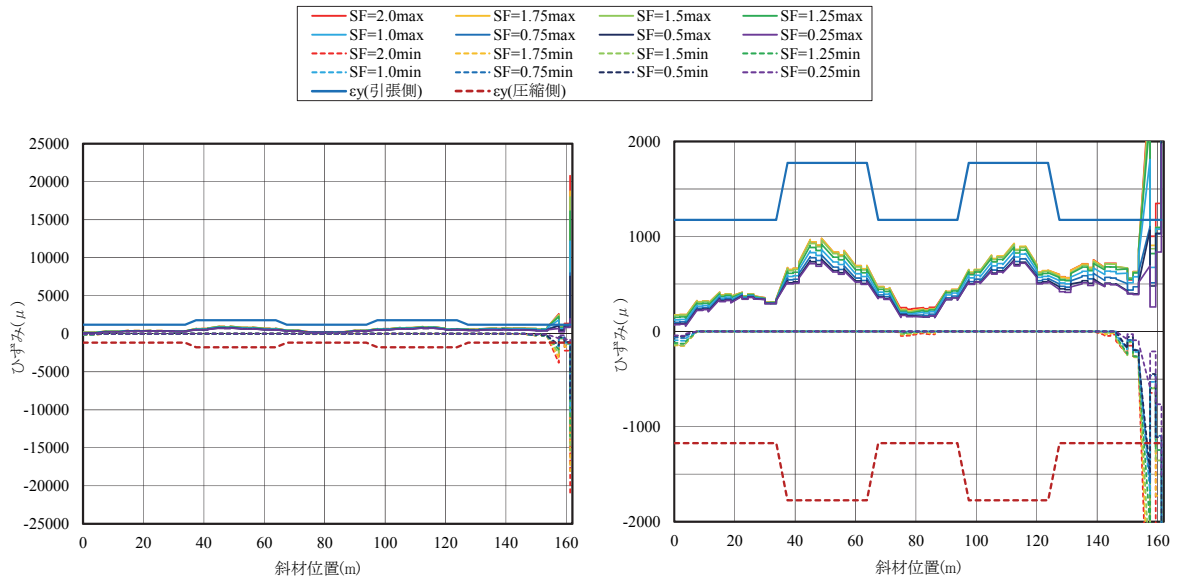


図 5.27 斜材の最大ひずみ分布 (タイプ I, 補強後)



(a) ひずみ全体 (b) ひずみ拡大

図 5.28 斜材の最大ひずみ分布 (タイプ II, 現況)

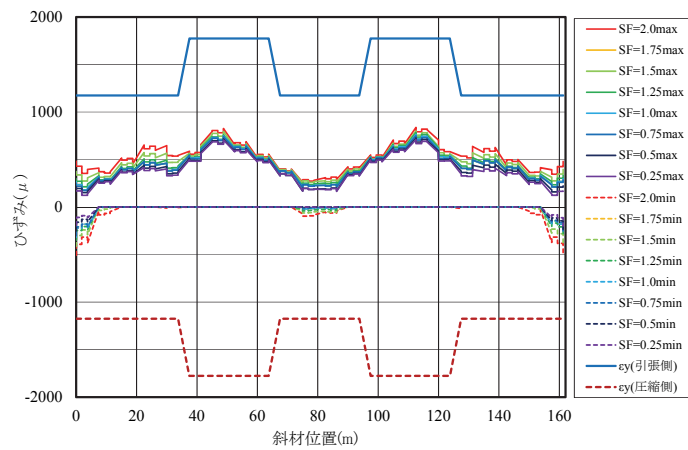
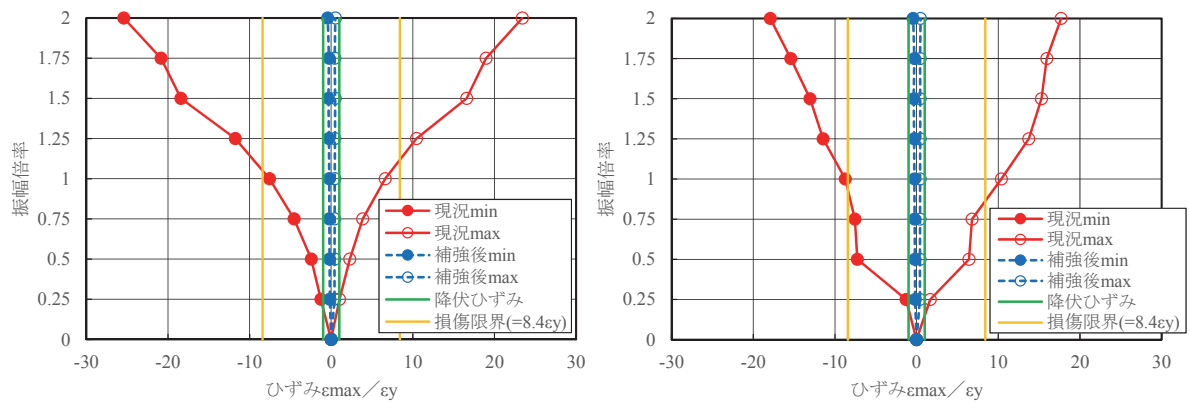


図 5.29 斜材の最大ひずみ分布 (タイプ II, 補強後)

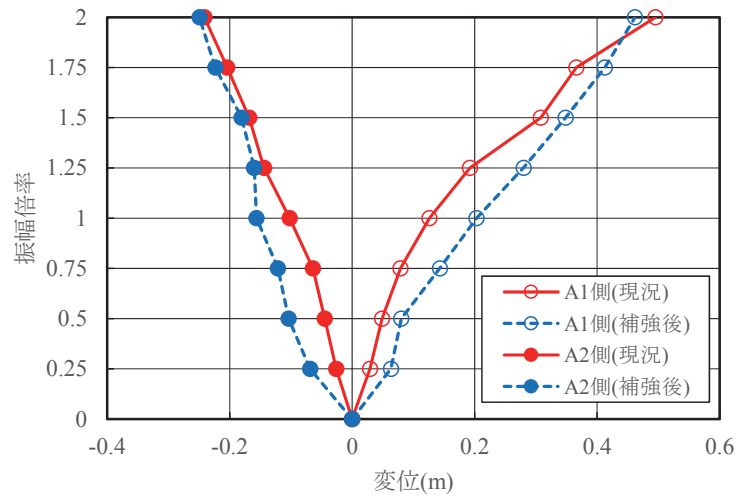


(a) タイプ I 地震動 (b) タイプ II 地震動

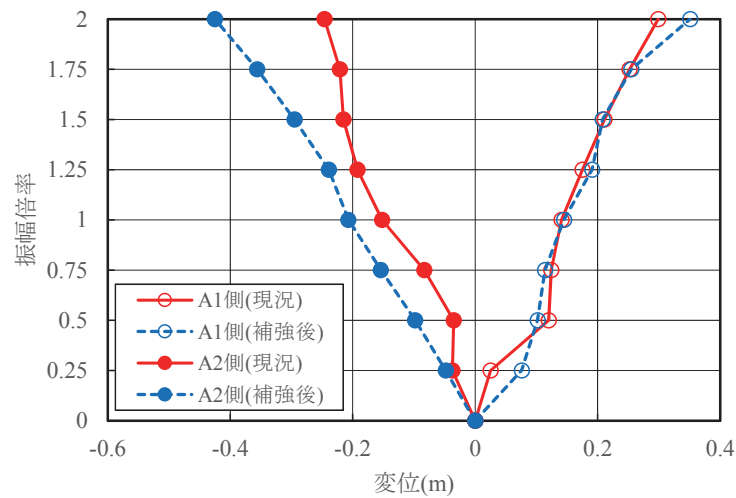
図 5.30 斜材の最大ひずみの IDA 曲線

5.6.6 変位に関する IDA 曲線

トラス主構端部の A1 橋台, A2 橋台の最大応答変位の IDA 曲線を図 5.31 に示す. タイプ II 地震動の現況では振幅倍率 2.0 において A2 橋台側で 246mm, A1 橋台側で 299mm の変位が発生する. 補強後では振幅倍率 2.0 において, A2 橋台側で 425mm, A1 橋台側で 351mm の変位が発生する. 変位量に大きな差は見られないことから, 免震支承への取替えにおいても隣接桁との衝突を防止することが可能であることが示唆される.



(a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

図 5.31 変位に関する IDA 曲線

5.6.7 加速度に関する IDA 曲線

地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、上弦材の鉛直方向の最大加速度の時刻歴応答を確認した。最大加速度分布について、タイプ I 地震動を図 5.32、タイプ II 地震動を図 5.33 に示す。最大加速度の IDA 曲線を図 5.34 に示す。振幅倍率 1.0 では最大加速度 5 m/s^2 程度であり、振幅倍率 2.0 では、タイプ I 地震動で現況、補強後ともに $7\sim 8.5\text{ m/s}^2$ 程度、タイプ II 地震動で現況 8 m/s^2 、補強後 12.5 m/s^2 程度である。

各振幅倍率の最大加速度分布について、表 5.12 にタイプ I 地震動、表 5.13 にタイプ II 地震動を示す。

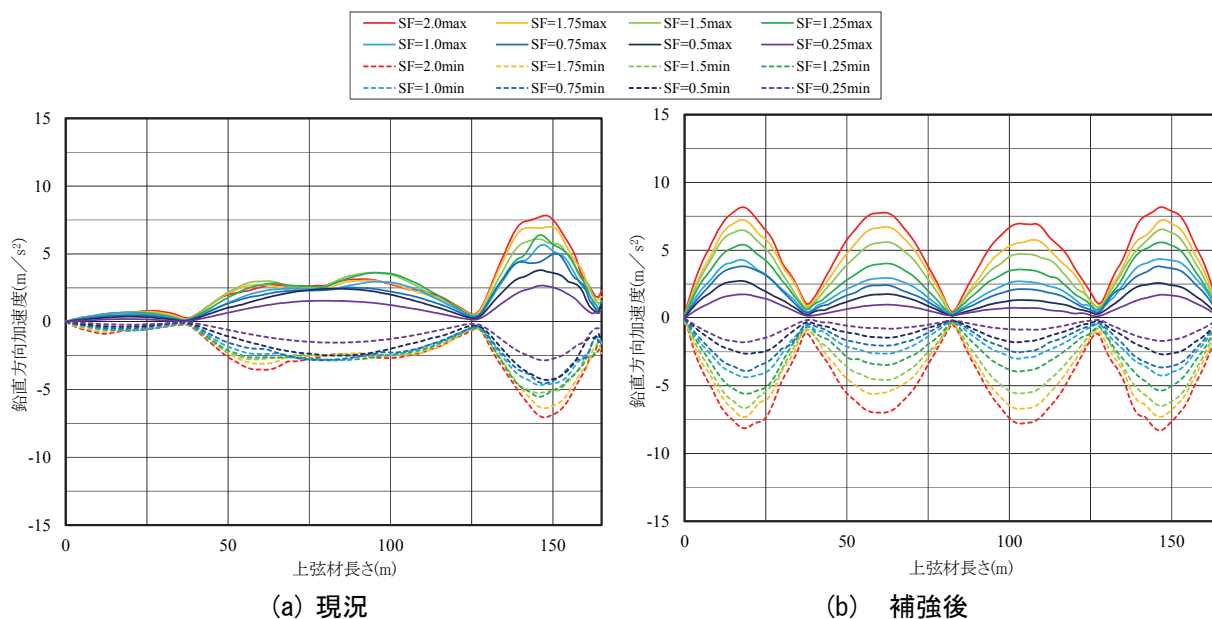


図 5.32 鉛直方向最大加速度分布 (タイプ I 地震動)

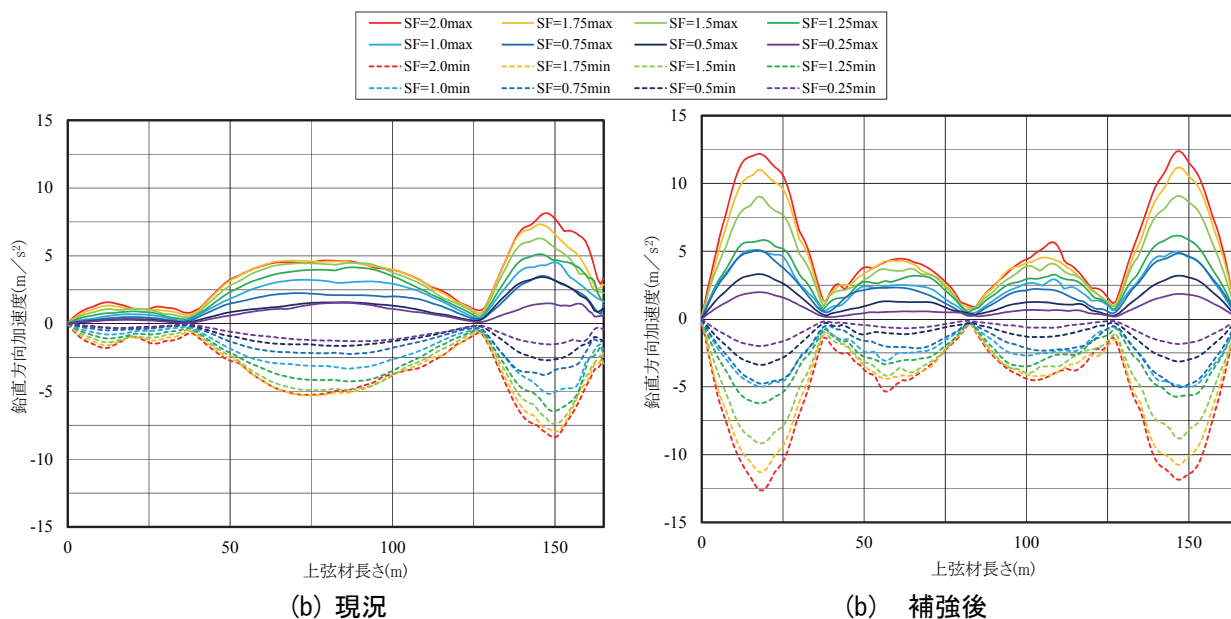
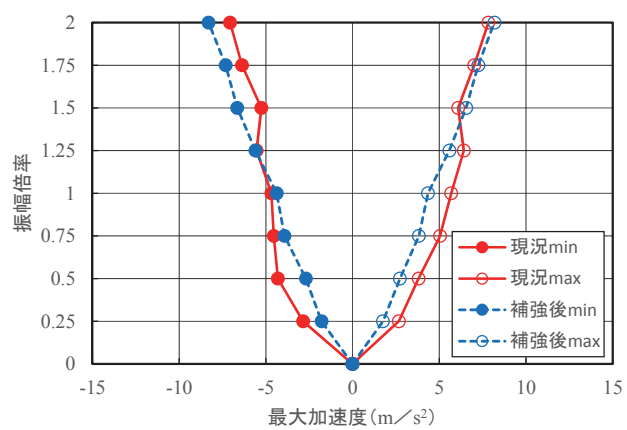
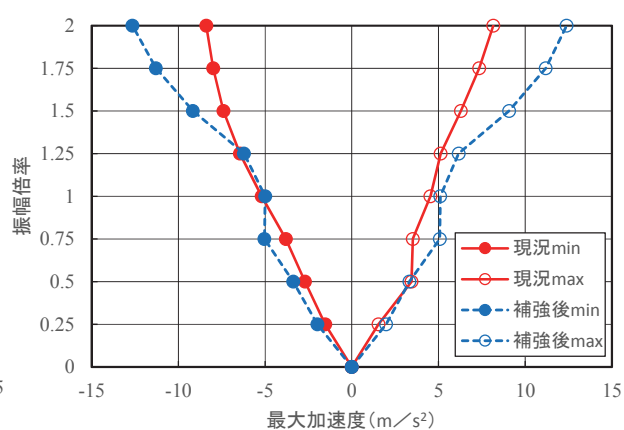


図 5.33 鉛直方向最大加速度分布 (タイプ II 地震動)



(a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

図 5.34 鉛直方向最大加速度の IDA 曲線

表 5.12(a) 鉛直方向最大加速度分布 (タイプ I 地震動)

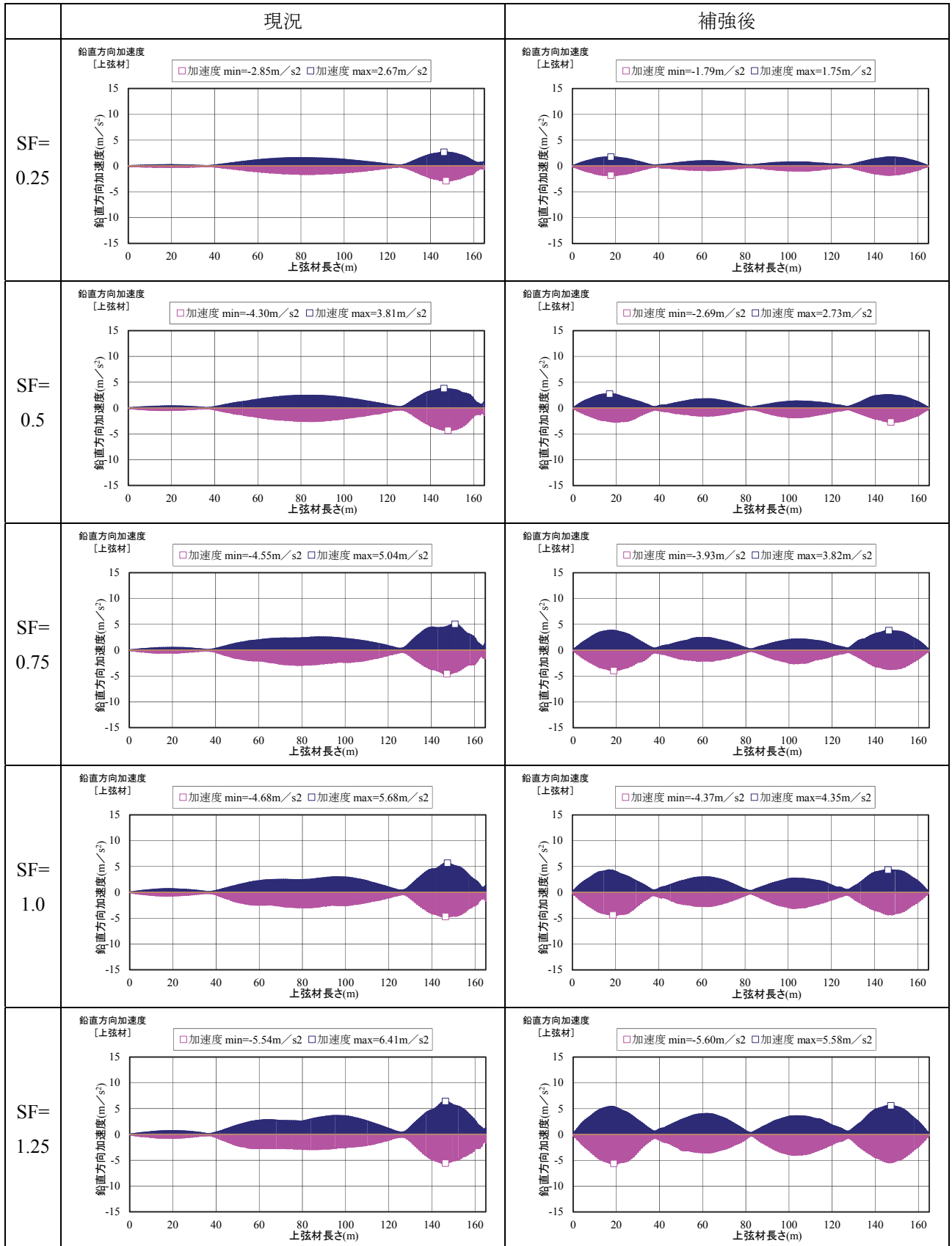


表 5.12(b) 鉛直方向最大加速度分布 (タイプ I 地震動)

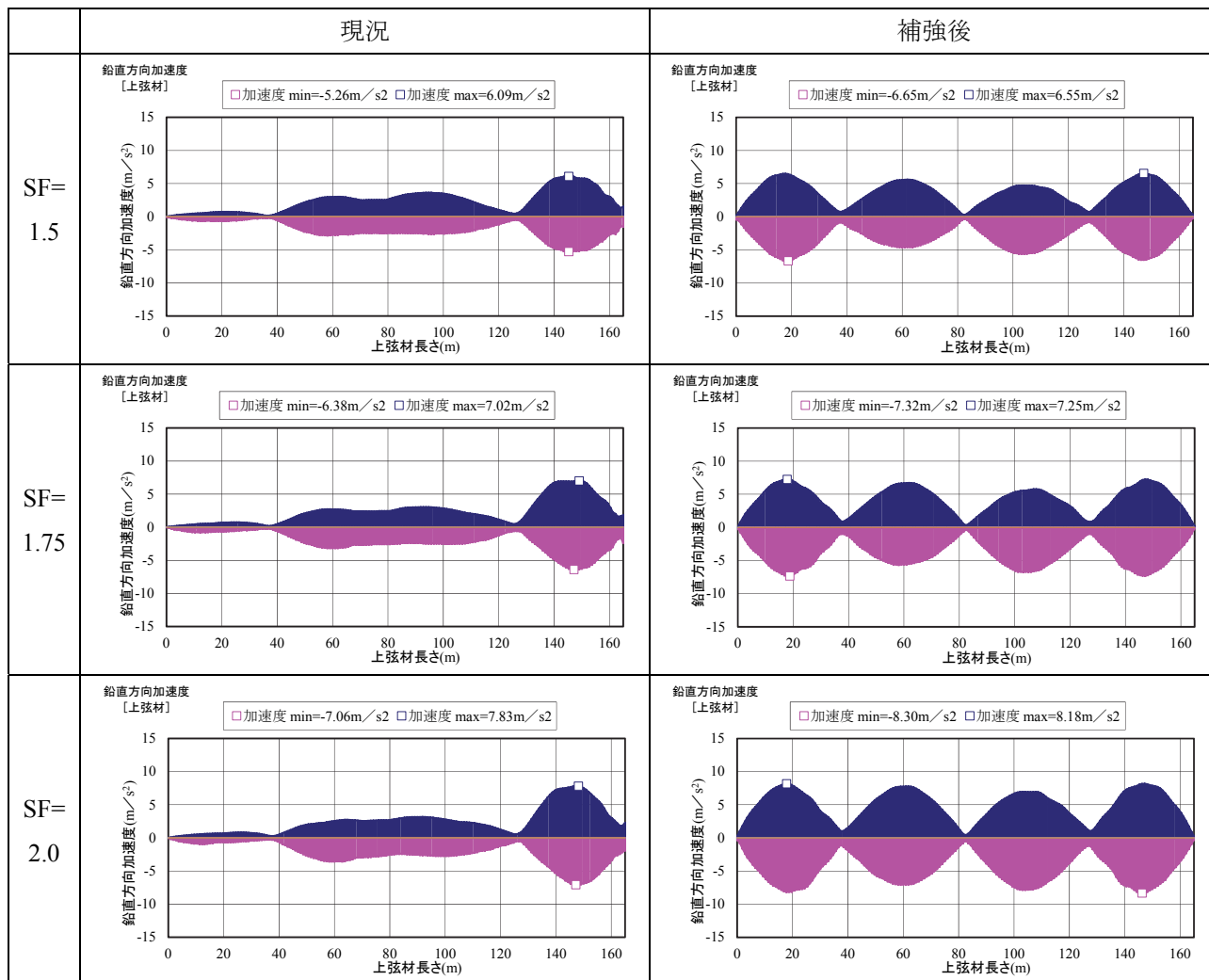


表 5.13(a) 鉛直方向最大加速度分布 (タイプII地震動)

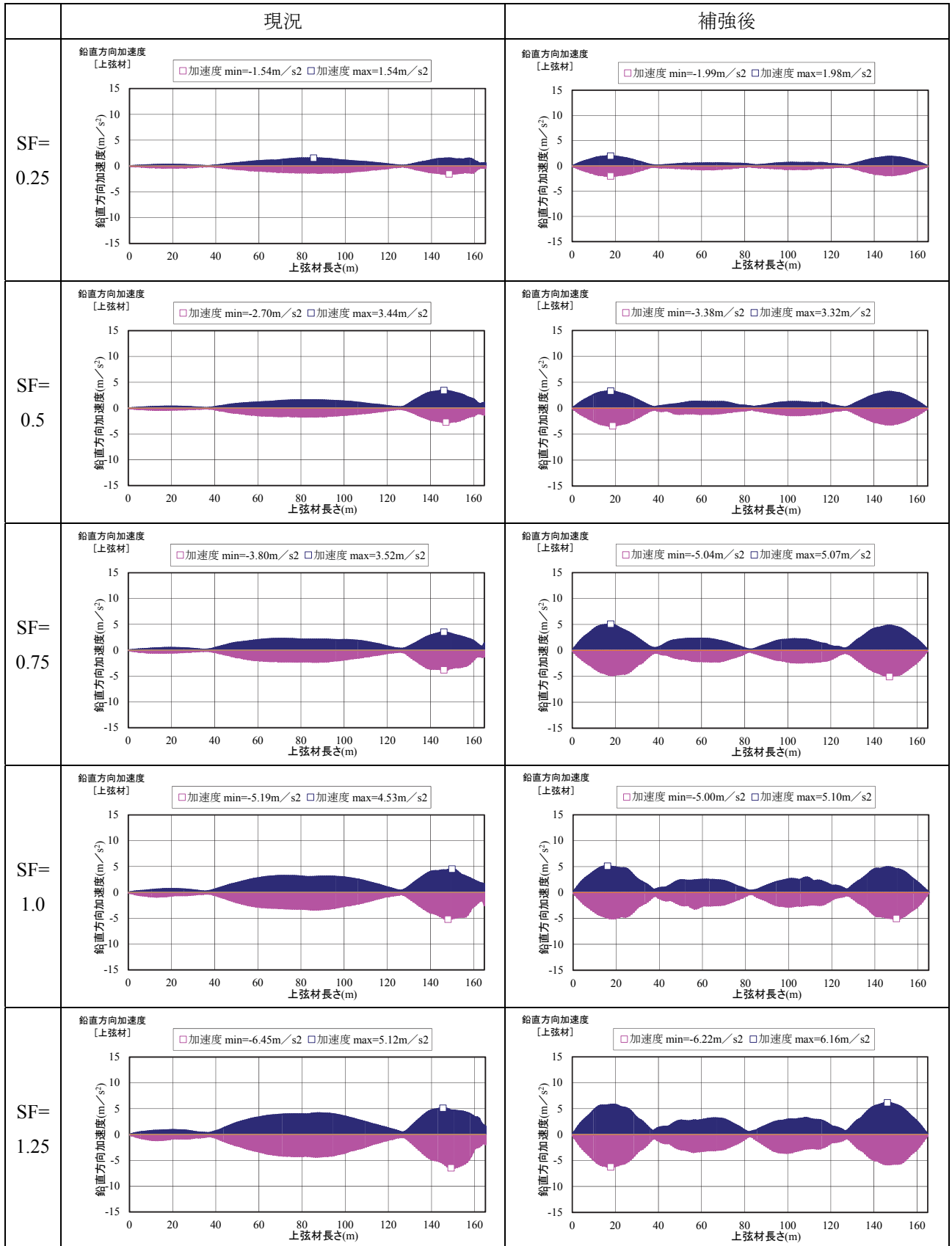
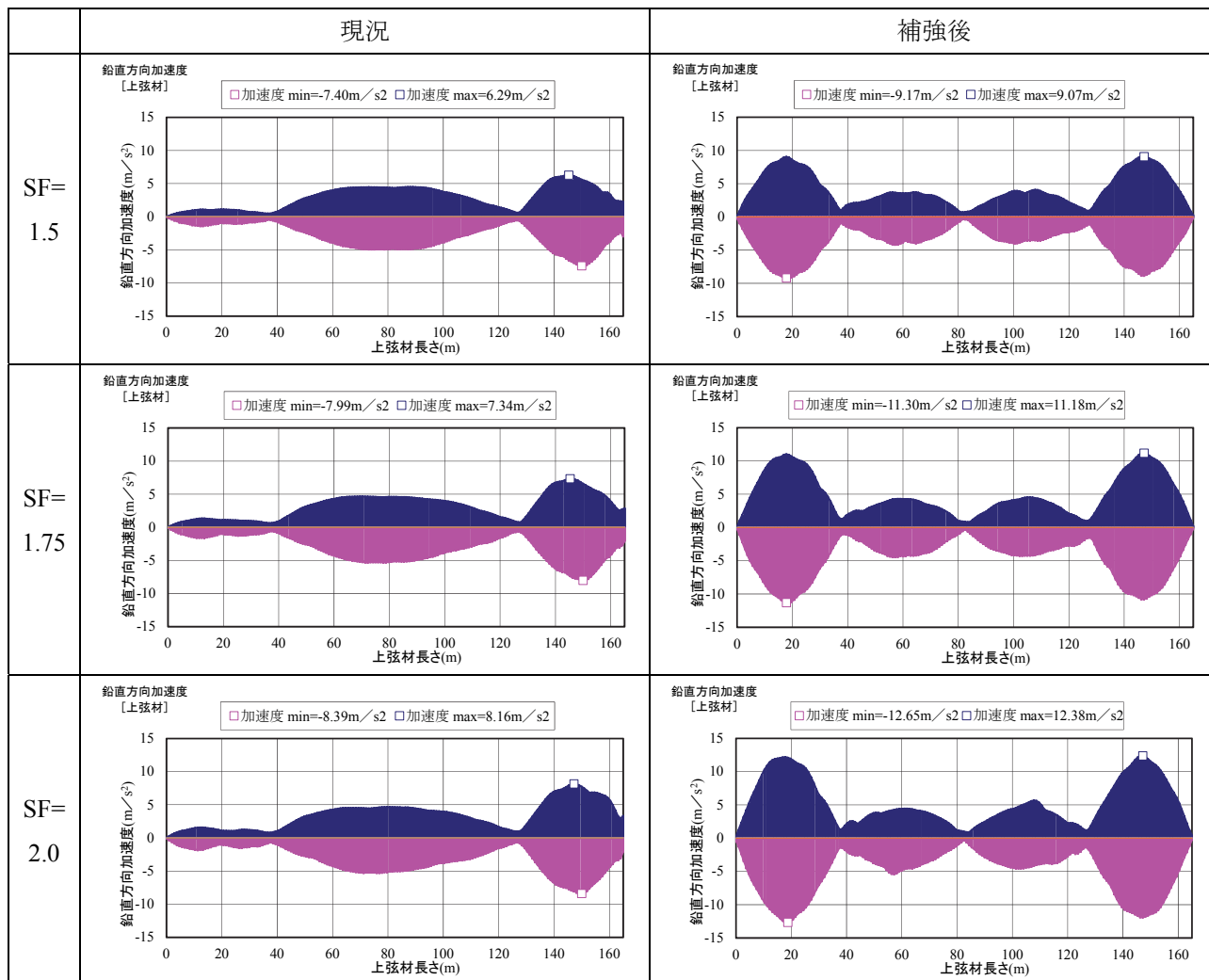


表 5.13(b) 鉛直方向最大加速度分布 (タイプII地震動)



5.6.8 損傷順序ダイアグラム

各部位の IDA 曲線より限界状態を超過する振幅倍率を確認し作成した損傷順序ダイアグラムについて、タイプ I 地震動を図 5.35、タイプ II 地震動を図 5.36 に示す。

タイプ I 地震動の損傷順序は、振幅倍率 0.25 で主構のうち上弦材を除く、下弦材、垂直材、斜材において塑性化する。振幅倍率 0.5 において下弦材が損傷限界 (8.4εy) を超過し、引き続き振幅倍率 1.0 において垂直材、振幅倍率 1.25 において斜材が損傷限界を超過する。下弦材は振幅倍率 1.5 において終局限界 (5%) を超過する。塑性化箇所は前述のとおり、固定支承の A2 橋台部近傍においてのみ発生する。免震支承への取替後においては、塑性化する部材は全く発生せず、耐震性能を満足した。

タイプ II 地震動の損傷順序は、振幅倍率 0.25 で主構のうち上弦材を除く、下弦材、垂直材、斜材において塑性化する。振幅倍率 0.5 において下弦材、垂直材が損傷限界 (8.4εy) を超過し、振幅倍率 1.0 において斜材が損傷限界を超過する。下弦材は振幅倍率 1.25 において終局限界 (5%) を超過する。塑性化箇所は前述のとおり、固定支承の A2 橋台部近傍においてのみ発生する。免震支承への取替後においては、塑性化する部材は全く発生せず、耐震性能を満足した。

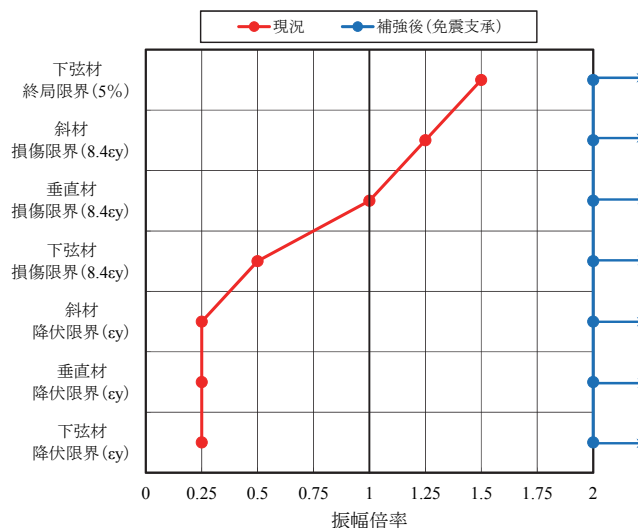


図 5.35 損傷順序ダイアグラム (タイプ I 地震動)

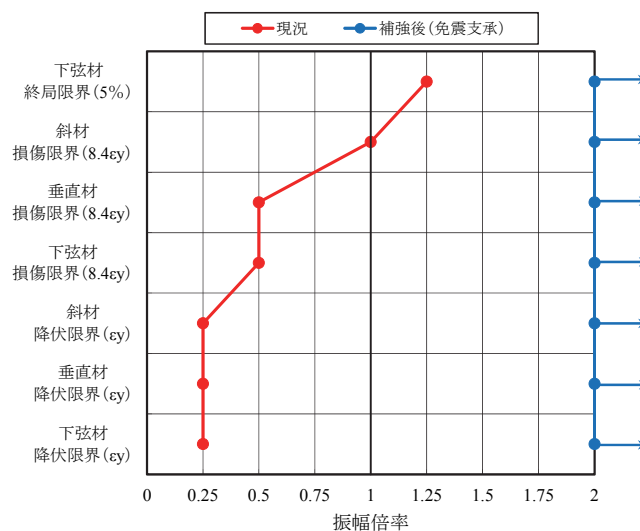


図 5.36 損傷順序ダイアグラム (タイプ II 地震動)

5.7 まとめ

第5章「上路式鋼トラス橋への適用」では、仮想的な3径間連続上路式鋼トラス橋に漸増動的解析(IDA)を適用し、現況照査と既設支承を免震支承への取替える補強ケースの耐震性能評価を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 提案手法を用いると、補強前後での損傷順序と弱点部材の変化が確認できる。補強前後での得失を評価することが可能なため、耐震補強検討にも有用であることを示した。
- (2) 橋軸方向に地震波を入力した現況照査において、重要部材である主構（上弦材、下弦材、垂直材、斜材）が固定支承であるA2支承近傍において局所的に著しい塑性化が生じることがわかった。1点固定構造の既設支承を、多点支持構造の免震支承に取替える検討を行った結果、振幅倍率2.0においても主構は全く塑性化が発生せず、目標とした耐震性能を満足することがわかった。
- (3) 通常の連続桁橋であれば、1点固定構造の欠点はその部位の橋脚および支承に地震水平力が集中することであるが、トラス橋においては下弦材、垂直材、斜材などの主構にも地震水平力が集中することが明らかとなった。
- (4) 現況と耐震補強後において、橋軸方向の変位量に大きな差は見られないことから、免震支承への取替えにおいてもパラペットや隣接桁との衝突を防止することが可能であることが示唆された。隣接桁との衝突が懸念される場合は、端橋台部の耐力を確認した上で、制震ダンパーの設置により耐震性能を満足することが可能と考える。
- (5) 地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、上弦材の鉛直方向の最大加速度の最大加速度分布について確認したところ、振幅倍率1.0では最大加速度 5m/s^2 程度、振幅倍率2.0では、 $7\sim 12.5\text{m/s}^2$ 程度と極めて大きいことがわかった。車両は安全に停止できない可能性が高いため検討が必要と考えられる。

本検討では、橋軸方向の照査結果を述べた。橋軸直角方向入力時の耐震性能の確保について、支点对傾構、支点对傾構支材の塑性化が発生しやすい、5.2節で述べたとおり1次部材として塑性化させない配慮が必要である。また、上路式鋼トラス橋では重心位置が高いことから、橋軸直角方向の地震時に支点部に上揚力が発生するため、写真5.1に示すフェールセーフ構造の採用が望ましいと考える。



写真 5.1 上路式鋼トラス橋の上揚力対策

参考文献

- 5-1) (社)日本鋼構造協会：ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性向上，2011.2.
- 5-2) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書，耐震設計編，2008.

第 6 章 鋼 V レッグラーメン橋への適用例

6.1 概説

3 章では鋼斜張橋，4 章では中路式鋼アーチ橋，5 章では上路式鋼トラス橋の耐震補強検討に提案手法を適用し，その有用性を示した．これらの検討は手法を示すことが目的であり，簡易的に入力波 1 波で検討を行った．しかしながら，IDA 解析は入力波によって結果が変動することが懸念される．そこで，6 章では仮想的な 5 径間連続鋼 V レッグラーメン橋に対して，道路橋示方書標準波と仮想的なサイト波のそれぞれに関して，入力波を 3 波用いて地震記録間の結果のばらつきを評価する．道路橋示方書では地震動のタイプごとに 3 波平均値で耐震性能を評価することが記述されている．また，長大橋の場合は架橋地点における断層帯を考慮したサイト波が数波用いられる．

6.2 節，6.3 節では対象橋梁とした 5 径間連続鋼 V レッグラーメン橋のモデル化について述べる．6.4 節では対象橋梁のモデルの妥当性を振動特性に基づいて確認する．6.5 節では検討に用いた入力波について記述する．道示タイプ II の III 種地盤の 3 波，仮想的なサイト波 3 波が選択される．6.6 節では，これらの地震記録を用いて IDA 解析を行い，記録間での結果のばらつきを評価する．そして，6.7 節では，入力波の違いが損傷順序に与える影響を踏まえて，IDA 解析に用いる入力波の数について考察する．

6.2 対象橋梁と解析モデル

6.2.1 橋梁概要

IDAによる耐震性能評価の対象例とした橋梁であるA橋の一般図を図6.1に示す。A橋は5径間連続鋼Vレグラーメン橋である。橋長は400mで、P1側が曲線橋になっている。支間割は60m+60m+160m+60m+60m、幅員は18mである。上部構造は2つの鋼箱桁(G1,G2)と鋼床版で構成されている。中間橋脚(P2,P3)は箱型断面を有する鋼製のVレグ橋脚であり、高さは27.75mである。柱は断面変化を伴い、鋼材はSM490YおよびSM570が使用されている。端橋脚(P1,P4)は鉄筋コンクリートラーメン橋脚であり、現に鋼板巻き立て補強が施工されている。P1は曲線部に設置されており、左右の柱で高さが若干異なる。基礎は各々ケーソン基礎、杭基礎を想定する。中間橋脚基部はピボット支承（固定支承）で支持され、端橋脚では支承板支承（可動支承）を仮定している。ピボット支承は現に耐震補強が施工されており、鉄筋コンクリート製の固定装置で支承破損後の変位が制限される。

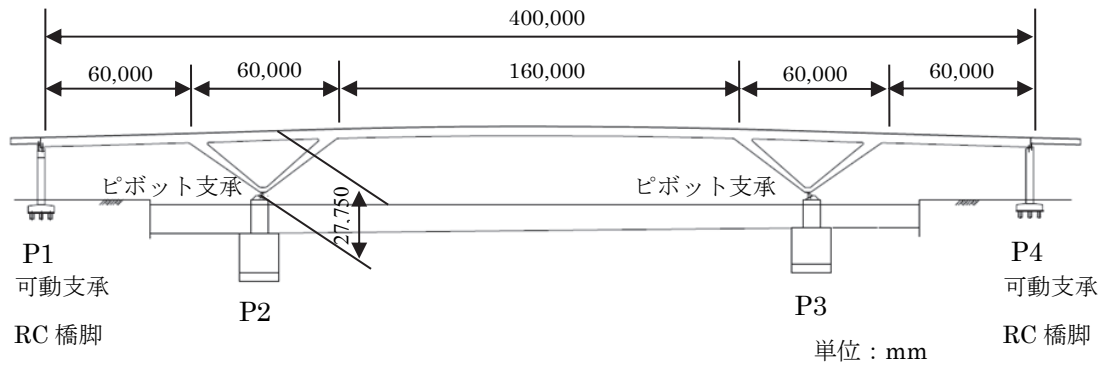


図 6.1 A 橋一般図

6.2.2 主桁

主桁は鋼箱桁であり、鋼床版とは一体構造となっている。断面は図 6.2 に示す通りであり、桁高は 3,750mm、下フランジ幅は 3,000mm である。主桁は図 6.3 に示す位置で断面形状または材料特性が変化し、表 6.1 に示す通り材質および板厚が変化する。

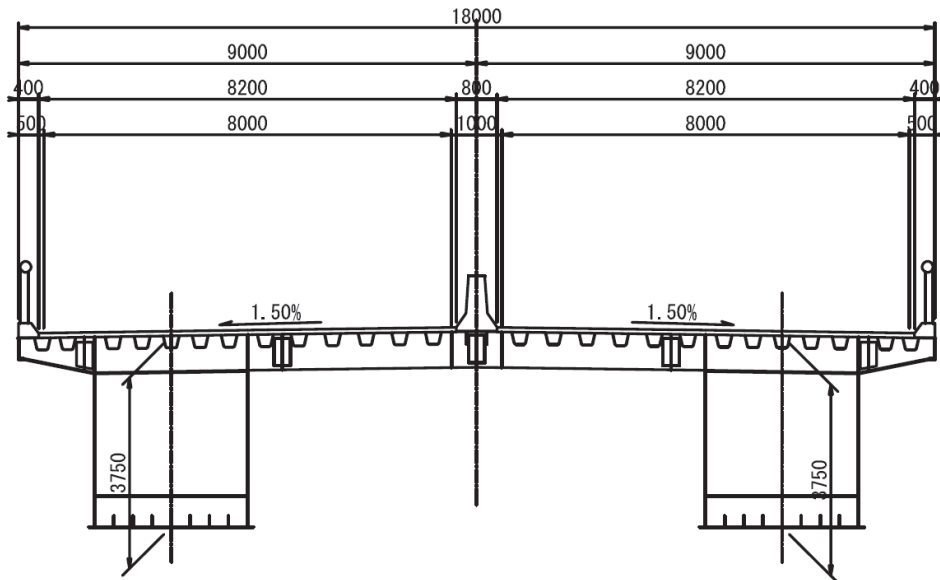


図 6.2 主桁断面図

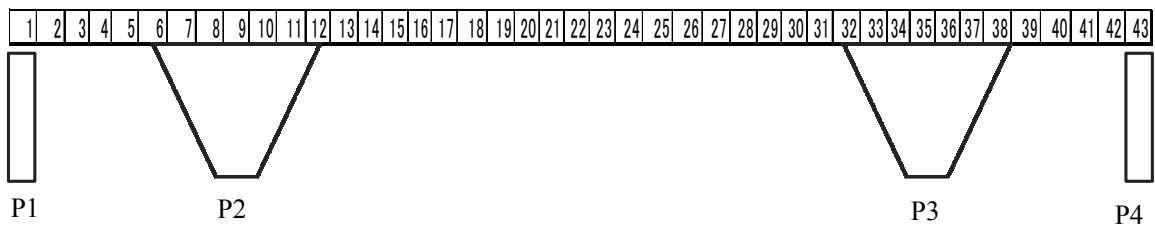


図 6.3 主桁断面変化

表 6.1 主桁断面構成

断面		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
G1	位置	P1					P2					P2				
	Deck	SS400					SM490Y					SS400				
	Deck	12					12					12				
	Web	SS400					SM490Y					SS400				
	Web	13					25					13				
	L-Flange	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	SM490Y	SS400	SS400	SS400	SM490Y	SM490Y	SM570	SM570	SM490Y	SM490Y
	L-Flange	10	16	26	21	18	18	18	12	13	17	37	57	37	37	25
	断面	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28		
	位置						支間中央									
	Deck	SM490Y					SM490Y					SM570				
	Deck	12					14					19				
	Web	SM490Y					SM570					SM490Y				
	Web	13					15					13				
	L-Flange	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM570	SM570	SM570	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	
	L-Flange	13	10	20	26	28	30	34	30	28	26	20	10	13		
断面	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
位置						P3					P3					
Deck	SM490Y					SM570					SM490Y					
Deck	13					13					12					
Web	SM490Y					SM570					SM490Y					
Web	17					29					13					
L-Flange	SM490Y	SM490Y	SM570	SM570	SM490Y	SM490Y	SS400	SS400	SS400	SM490Y	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	
L-Flange	25	37	37	57	37	17	13	12	18	18	18	21	13	10		
断面	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
位置	P1					P2					P2					
Deck	SS400					SM490Y					SS400					
Deck	12					12					12					
Web	SS400					SM490Y					SS400					
Web	13					25					13					
L-Flange	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	SM490Y	SS400	SS400	SS400	SM490Y	SM490Y	SM570	SM570	SM490Y	SM490Y	
L-Flange	10	20	32	25	18	18	18	12	13	17	37	57	37	37	25	
断面	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28			
位置						支間中央										
Deck	SM490Y					SM490Y					SM570					
Deck	12					14					19					
Web	SM490Y					SM570					SM490Y					
Web	13					15					13					
L-Flange	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM570	SM570	SM570	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y		
L-Flange	13	10	20	26	28	30	34	30	28	26	20	10	13			
断面	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	
位置						P3					P3					
Deck	SM490Y					SM570					SM490Y					
Deck	13					13					12					
Web	SM490Y					SM570					SM490Y					
Web	17					29					13					
L-Flange	SM490Y	SM490Y	SM570	SM570	SM490Y	SM490Y	SS400	SS400	SS400	SM490Y	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	
L-Flange	25	37	37	57	37	17	13	12	18	18	18	21	13	10		

6.2.3 V レッグ橋脚

中間橋脚(P2,P3)は図 6.4 のような箱型断面を有する鋼製の V レッグ橋脚で、基礎はケーソン基礎である。柱は図 6.5 に示すように 17 断面で構成されており、表 6.2 に示す通り断面形状または材料特性が変化する。

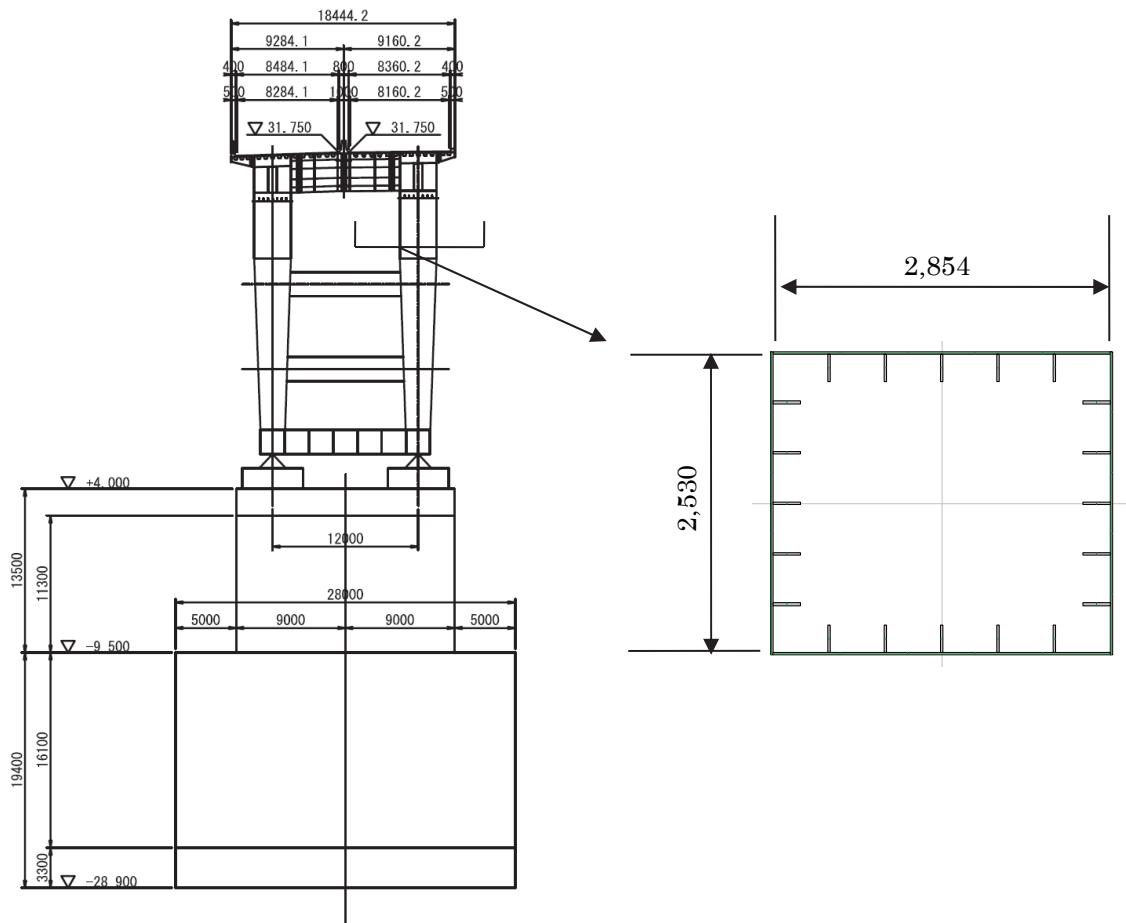


図 6.4 V レッグ橋脚

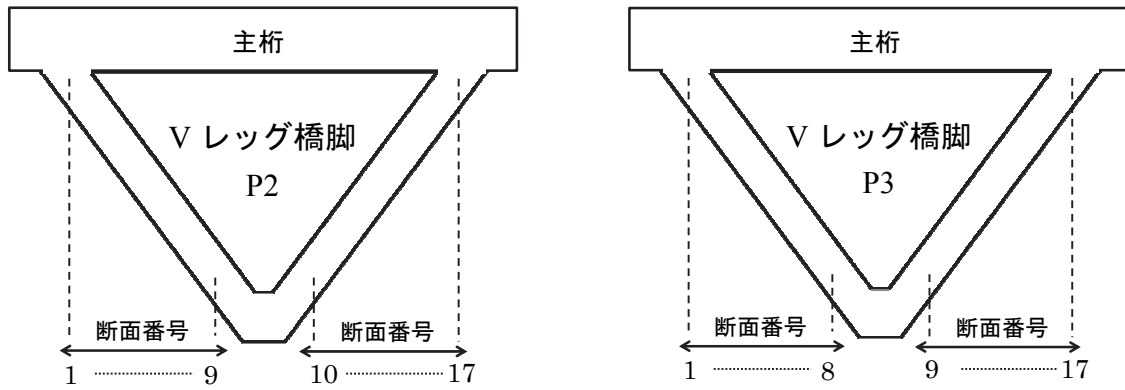


図 6.5 Vレグ橋脚断面変化

表 6.2 Vレグ橋脚断面構成

P2	断面番号	1,2	3,4	5,6	7	8,9	10,11	12,13	14,15	16,17
	材質	SM490Y				SM570		SM490Y		SM570
	Frangle 板厚 (mm)	25	19		33	48		43		45
	Web 板厚 (mm)	25	19		33	45		40		45
P3	断面番号	1,2	3,4	5,6	7,8	9,10	11	12,13	14,15	16,17
	材質	SM570	SM490Y		SM570		SM490Y			
	Frangle 板厚 (mm)	45	43		48		33	19		25
	Web 板厚 (mm)	45	40		45		33	19		25

6.2.4 鉄筋コンクリート橋脚

端橋脚(P1,P4)は鉄筋コンクリートラーメン橋脚であり、鋼板巻き立て補強が施工されているものとした。補強鋼板は P1, P4 のそれぞれで 6mm, 10mm である。基礎は杭基礎である。P1 側は曲線橋になっており、左右の橋脚の高さが 1.7m 異なる。図 6.6 に P1 橋脚の形状、図 6.7 に P4 橋脚の形状、表 6.3 に両橋脚の諸元を示す。橋脚の曲げ耐力、せん断耐力および許容塑性率は道路橋示方書 V 耐震設計編⁶⁻¹⁾に従い地震時保有水平耐力法により設定する。鉄筋コンクリート橋脚の耐力および限界状態をまとめると、表 6.4 のようになる。また、水平力-水平変位関係は図 6.8 のようになる。

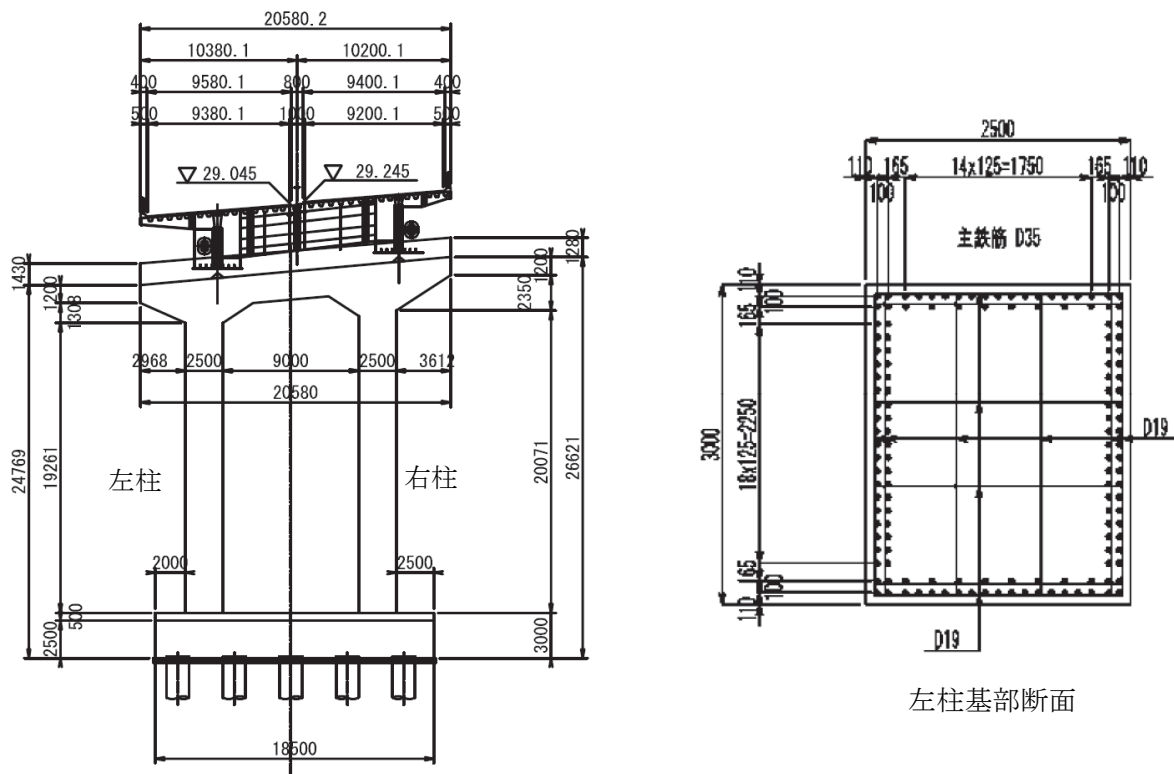


図 6.6 P1 鉄筋コンクリート橋脚形状

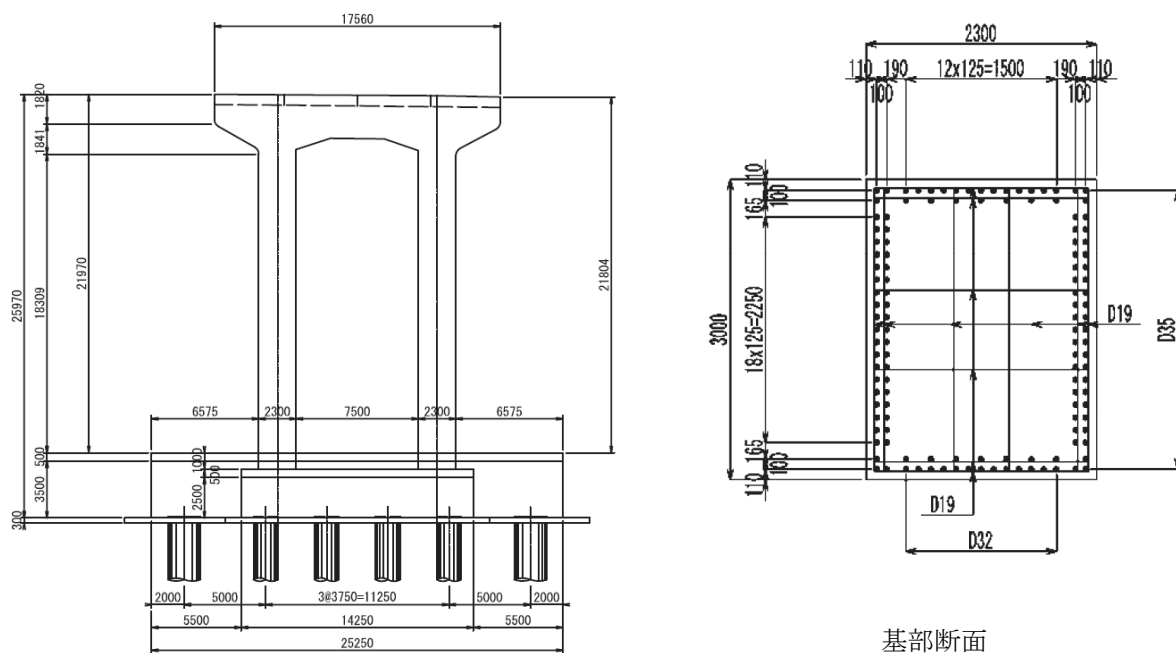


図 6.7 P4 鉄筋コンクリート橋脚形状

表 6.3 鉄筋コンクリート橋脚諸元

		P1		P4	
		左柱	右柱		
橋脚高さ (mm)		21,769	23,621	22,804	
断面寸法	断面幅 (mm)	3,000	3,000	2,300	
	断面高さ (mm)	3,000	3,000	3,000	
主鉄筋	主に橋軸方向で抵抗	1段目	D35 × 15	D35 × 15	D32 × 13
		2段目	D35 × 8	D35 × 8	D32 × 7
	主に直角方向で抵抗	1段目	D35 × 23	D35 × 23	D35 × 23
		2段目	D35 × 23	D35 × 23	D35 × 23
鉄筋材質		SD345	SD345	SD345	
帯鉄筋	使用鉄筋	D19	D19	D19	
	材質	SD345	SD345	SD345	
	ピッチ (mm)	300	300	300	
コンクリート	設計基準強度 (N/mm ²)	24.0	24.0	24.0	
補強鋼板	材質	SM490	SM490	SM490	
	鋼板厚 (mm)	6	6	10	

表 6.4 鉄筋コンクリート橋脚の耐力

				P1		P4
				左柱	右柱	
水平耐力	終局水平耐力	P_u	N	3,187,880	3,145,000	2,735,500
	降伏水平耐力	P_y	N	3,187,880	3,145,000	2,735,500
	降伏変位	δ_y	mm	180	185	206
	耐震性能2の限界状態に相当する変位	δ_{ls2}	mm	366	375	419
せん断耐力	せん断耐力	P_s	N	18,123,140	18,123,160	25,527,254
破壊形式		-		曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
許容塑性率		μ_a	-	1.70	1.68	1.70

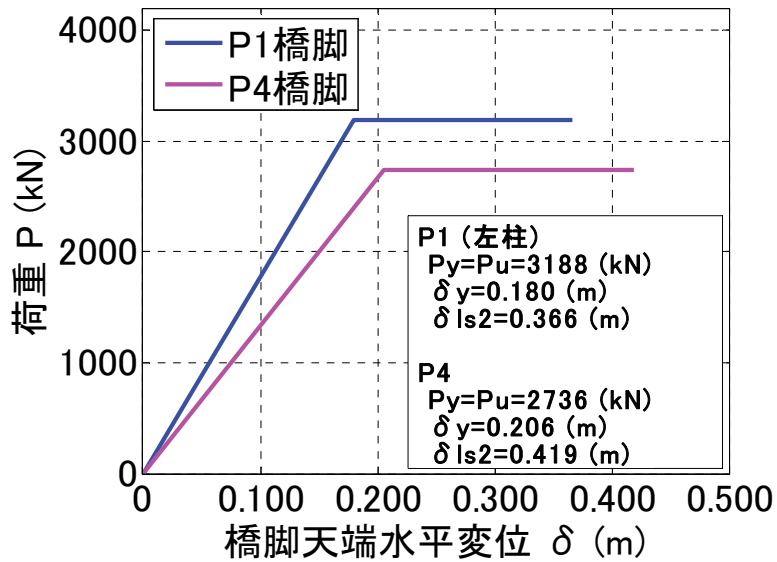


図 6.8 水平力-水平変位関係

6.2.5 支承

端橋脚 P1,P4 には、それぞれ 2 基ずつ可動支承が設置されている。可動支承として図 6.9 に示す支承板支承が設置されている。可動支承は、上沓と下沓の相対変位が 0.215m に達するとストッパーに衝突する。ストッパーが支承耐力に達すると破損し、破損後も相対変位が 0.915m に達するまでは上沓と下沓が完全には分離しない。支承耐力は鋼製部材の耐力のうち最小のものと仮定し、881kN と仮定する。中間の V レッグ橋脚 P2,P3 には、それぞれ 2 基ずつ固定支承が設置されている。固定支承としてピボット支承が設置されており、その耐力は 25,000kN と仮定する。これらは図 6.10 に示す鉄筋コンクリート製の固定装置が設置されており、支承破損時の鉛直、橋軸、橋軸直角方向の変位が制限されるよう耐震補強が実施されているものとする。それぞれの支承の限界状態を表 6.5 に示す。

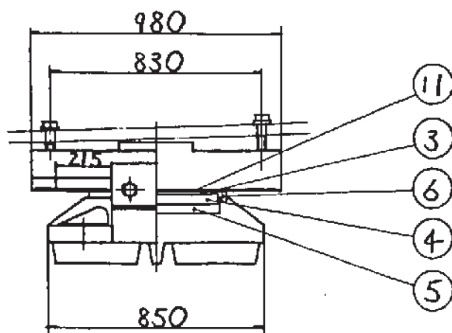


図 6.9 可動支承

表 6.5 支承の限界状態

可動支承	移動可能量 (m)	0.215
	支承脱落に対応する変位 (m)	0.915
	支承耐力 (kN)	881
固定支承	支承耐力 (kN)	25,000

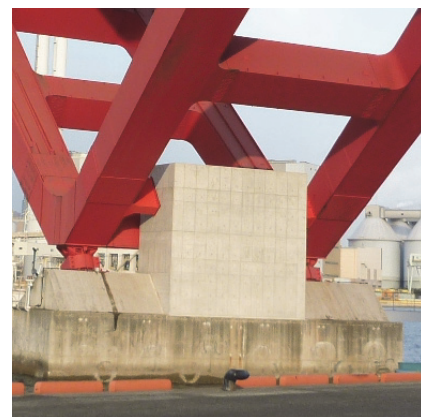
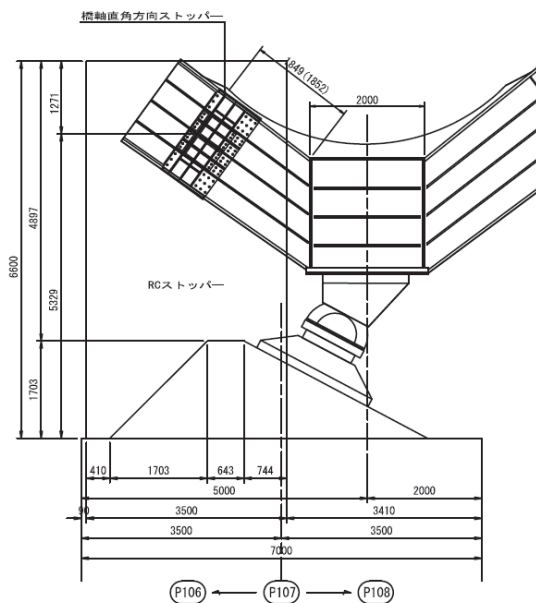


図 6.10 固定支承

6.3 モデル化

解析に用いたモデルは自由度が8850，節点数が1481，要素数が1626の3次元モデルである．減衰は鋼製部材の振動特性がそれぞれ異なることから，剛性比例型とする．各部材のモデル化は以下のように行う．

6.3.1 鋼部材

鋼部材は，圧縮側で部材の降伏より先に局部座屈が生じる可能性がある．局部座屈の発生を評価するため，**図6.11**に示す局部座屈の影響を考慮したバイリニアモデルで表現する⁶⁻³⁾．材料構成則は，圧縮側で部材の降伏が先行する場合には，ヤング係数Eに対して2次勾配がE/100のバイリニアモデルとなり，局部座屈が先行する場合には式(6.1)に示した低減率を降伏応力度に乘じた値を近似的に圧縮降伏点とみなした非対称バイリニアモデルとした．ヤング係数Eは200,000N/mm²とする．低減率は道路橋示方書Ⅱ鋼橋編⁶⁻⁴⁾（以下，道示Ⅱ）に示された手法で算出する．この材料構成則を導入すると，降伏と局部座屈のいずれかが先行して発生する現象を評価できる．主桁とVレグ橋脚の材料特性をそれぞれ**表6.6**，**表6.7**に示す．なお，全体座屈は有限変位解析なので自動的に考慮される．主桁は**図6.12**に示すような断面でモデル化し，断面変化位置，横桁位置に節点を設ける．各桁を113要素で表現する．V脚は**図6.13**に示すような矩形断面でモデル化し，柱を24要素，支材を7要素で表現する（P3の場合）．

低減率の算出式を式(6.1)に示す．

$$\alpha = \frac{\sigma_u}{\sigma_y} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.5) \\ 1.5 - R & (0.5 < R \leq 1.0) \\ 0.5 / R^2 & (1.0 < R) \end{cases} \quad (6.1)$$

ここに，

σ_u : 局部座屈強度

σ_y : 降伏強度

R : 幅厚比パラメーター

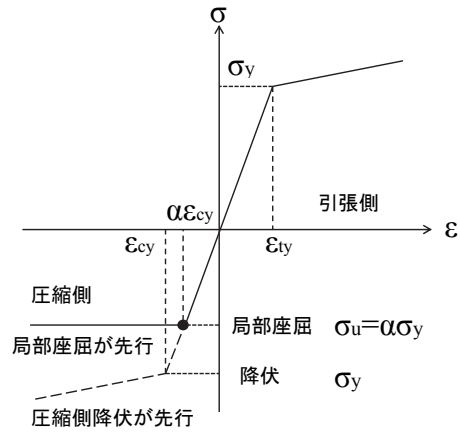


図 6.11 鋼材の材料特性

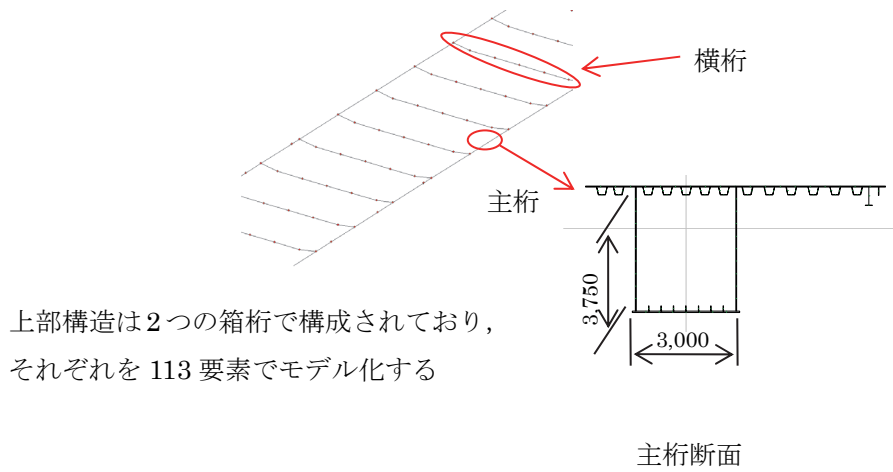


図 6.12 主桁構造モデル

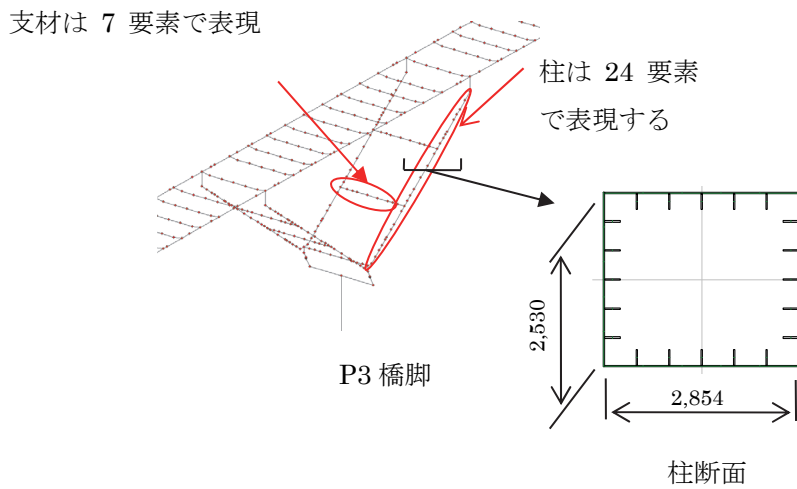


図 6.13 V脚構造モデル

表 6.6 主桁材料特性

Sec	G1				G2			
	材質	低減率 α	ε_{cy}	ε_{ty}	材質	低減率 α	ε_{cy}	ε_{ty}
1	SS400	0.82	0.000964	0.001175	SS400	0.82	0.000964	0.001175
2	SS400	0.93	0.001093	0.001175	SS400	0.88	0.001034	0.001175
3	SS400	0.83	0.000975	0.001175	SS400	0.80	0.000940	0.001175
4	SS400	0.87	0.001022	0.001175	SS400	0.84	0.000987	0.001175
5	SS400	1.00	0.001175	0.001175	SS400	1.00	0.001175	0.001175
6	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775
7	SS400	1.00	0.001175	0.001175	SS400	1.00	0.001175	0.001175
8	SS400	0.94	0.001105	0.001175	SS400	0.94	0.001105	0.001175
9	SS400	0.98	0.001152	0.001175	SS400	0.98	0.001152	0.001175
10	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775
11	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775
12	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM570	1.00	0.002250	0.002250
13	SM570	0.89	0.002003	0.002250	SM570	0.89	0.002003	0.002250
14	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775
15	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775
16	SM490Y	0.86	0.001527	0.001775	SM490Y	0.86	0.001527	0.001775
17	SM490Y	0.67	0.001189	0.001775	SM490Y	0.67	0.001189	0.001775
18	SM490Y	0.67	0.001189	0.001775	SM490Y	0.67	0.001189	0.001775
19	SM490Y	0.76	0.001349	0.001775	SM490Y	0.76	0.001349	0.001775
20	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775
21	SM570	0.88	0.001980	0.002250	SM570	0.88	0.001980	0.002250
22	SM570	0.93	0.002093	0.002250	SM570	0.93	0.002093	0.002250
23	SM570	0.88	0.001980	0.002250	SM570	0.88	0.001980	0.002250
24	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775
25	SM490Y	0.76	0.001349	0.001775	SM490Y	0.76	0.001349	0.001775
26	SM490Y	0.67	0.001189	0.001775	SM490Y	0.67	0.001189	0.001775
27	SM490Y	0.67	0.001189	0.001775	SM490Y	0.67	0.001189	0.001775
28	SM490Y	0.86	0.001527	0.001775	SM490Y	0.86	0.001527	0.001775
29	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775
30	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775
31	SM570	0.89	0.002003	0.002250	SM570	0.89	0.002003	0.002250
32	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM570	1.00	0.002250	0.002250
33	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775
34	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775
35	SS400	0.98	0.001152	0.001175	SS400	0.98	0.001152	0.001175
36	SS400	0.94	0.001105	0.001175	SS400	0.94	0.001105	0.001175
37	SS400	1.00	0.001175	0.001175	SS400	1.00	0.001175	0.001175
38	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775	SM490Y	0.91	0.001615	0.001775
39	SS400	1.00	0.001175	0.001175	SS400	1.00	0.001175	0.001175
40	SS400	0.90	0.001058	0.001175	SS400	0.90	0.001058	0.001175
41	SS400	0.87	0.001022	0.001175	SS400	0.87	0.001022	0.001175
42	SS400	0.97	0.001140	0.001175	SS400	0.97	0.001140	0.001175
43	SS400	0.82	0.000964	0.001175	SS400	0.82	0.000964	0.001175

表 6.7 Vレグ橋脚材料特性

柱	Sec	P2				P3			
		材質	低減率 α	ϵ_{cy}	ϵ_{ty}	材質	低減率 α	ϵ_{cy}	ϵ_{ty}
左側	1	SM490Y	0.95	0.001686	0.001775	SM570	0.91	0.002048	0.002250
	2	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	3	SM490Y	0.94	0.001669	0.001775	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	4	SM490Y	0.98	0.001740	0.001775	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	5	SM490Y	0.87	0.001544	0.001775	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	6	SM490Y	0.92	0.001633	0.001775	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	7	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	8	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	9	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	10	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	11	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	12	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM490Y	0.92	0.001633	0.001775
	13	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM490Y	0.87	0.001544	0.001775
	14	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM490Y	0.98	0.001740	0.001775
	15	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM490Y	0.94	0.001669	0.001775
	16	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	17	SM570	0.91	0.002048	0.002250	SM490Y	0.96	0.001704	0.001775
右側	1	SM490Y	0.96	0.001704	0.001775	SM570	0.91	0.002048	0.002250
	2	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	3	SM490Y	0.94	0.001669	0.001775	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	4	SM490Y	0.99	0.001757	0.001775	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	5	SM490Y	0.88	0.001562	0.001775	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	6	SM490Y	0.93	0.001651	0.001775	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	7	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	8	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	9	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	10	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM570	1.00	0.002250	0.002250
	11	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	12	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM490Y	0.92	0.001633	0.001775
	13	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM490Y	0.87	0.001544	0.001775
	14	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM490Y	0.98	0.001740	0.001775
	15	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775	SM490Y	0.94	0.001669	0.001775
	16	SM570	1.00	0.002250	0.002250	SM490Y	1.00	0.001775	0.001775
	17	SM570	0.91	0.002048	0.002250	SM490Y	0.96	0.001704	0.001775

6.3.2 鉄筋コンクリート橋脚

コンクリートおよび鉄筋の履歴則は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編⁶⁻⁵⁾（以下、道示Ⅲ）の材料構成則を使用する。A橋の鉄筋コンクリート橋脚は横拘束筋の間隔が最大で300mmであり、現行の道路橋示方書の配筋基準⁶⁻¹⁾を満足しない既存不適格の橋脚であると仮定したことから、横拘束効果を期待しない道示Ⅲの材料構成則を用いた。コンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ関係をそれぞれ図6.14、図6.15に示す。橋脚柱部は軸方向主鉄筋の断落し位置を考慮して各柱を20要素で表現する。橋脚梁部は2要素で表現する。（P4の場合）なお、P1も同程度の要素でモデル化を行う。モデル化は図6.16のように行う。

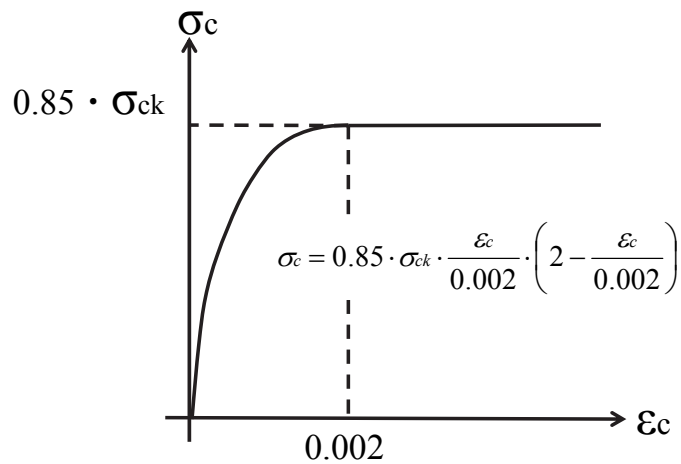


図 6.14 コンクリートの応力ひずみ関係

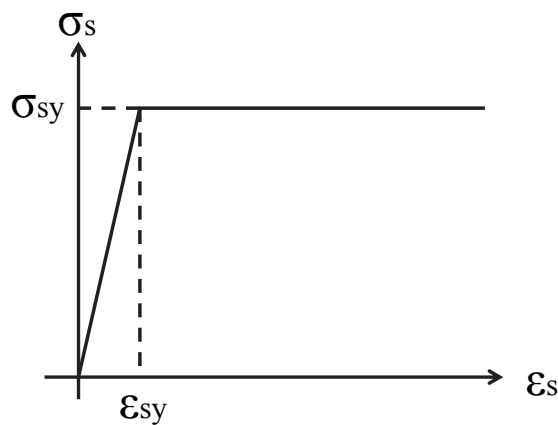


図 6.15 鉄筋の応力ひずみ関係

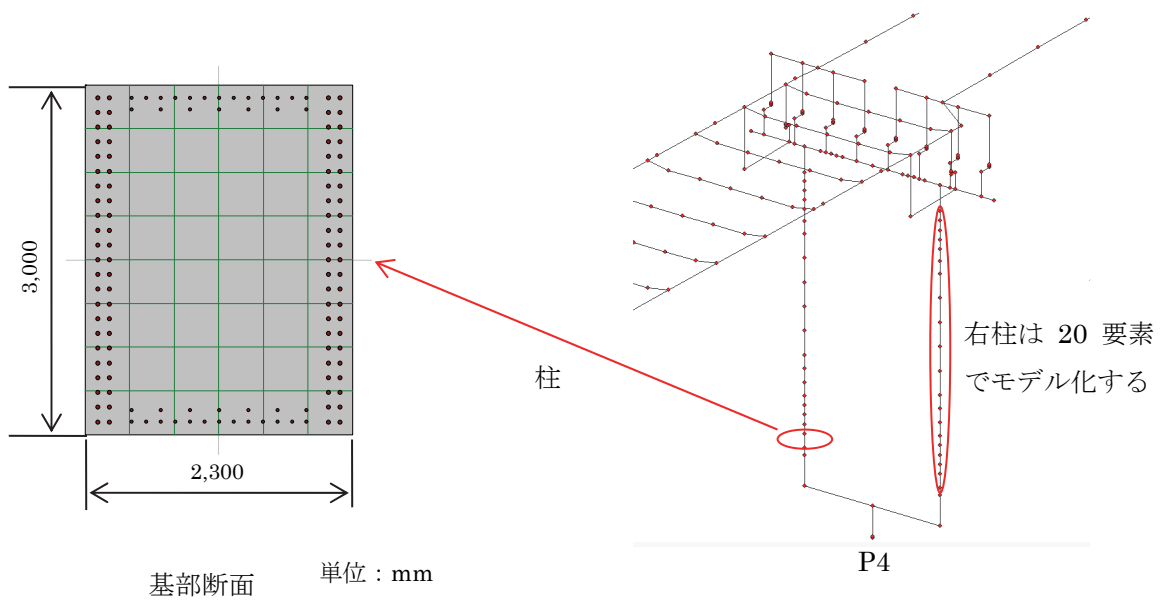


図 6.16 鉄筋コンクリート橋脚モデル化

6.3.3 支承

可動支承は破損前後で動的特性が異なる。そこで、履歴復元力を損傷前の動摩擦力の値、支承の耐力、破損後の動摩擦力の値が考慮できるモデル化とする⁶⁻⁶⁾。仮定した履歴復元力モデルを図 6.17 に示す。荷重は、上沓と下沓の相対変位が可動支承の移動可能量 ua に達するまでは動摩擦力 $F1$ 、荷重が支承耐力 $F2$ に達した後は動摩擦力 $F3$ の値とする履歴モデルである。動摩擦力は支承反力に摩擦係数を乗じて算出し、損傷前の摩擦係数 μ_1 は $0.10^{6-7)}$ 、損傷後の摩擦係数 μ_3 は $0.15^{6-6)}$ とした。損傷前および損傷後の動摩擦力はそれぞれ式 (6.2)(6.3) で表される。剛性は動的応答解析において解が安定することと、線形でモデル化した場合との 1 次固有周期の差が 5%以内になることを条件に設定した⁶⁻⁶⁾。

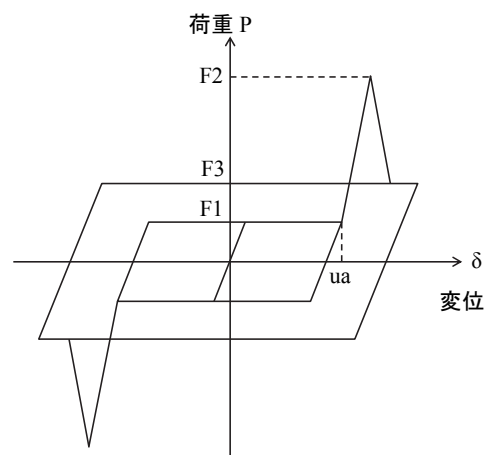
$$F1 = \mu_1 \cdot R_d \quad (6.2)$$

$$F3 = \mu_3 \cdot R_d \quad (6.3)$$

ここに、

R_d : 1 支承あたりの反力

固定支承は斜めに設置されており破壊後の挙動を予測する根拠が乏しいことから、線形ばね要素でモデル化することとした。



凡例

F1	移動可能量に達するまでの動摩擦力	102 (kN)
F2	支承耐力	881 (kN)
F3	移動可能量に達した後の動摩擦力	153 (kN)
ua	移動可能量	215 (mm)

図 6.17 可動支承の履歴復元力モデル

6.3.4 隣接桁との衝突

隣接桁との衝突は本橋桁の地震時応答に影響を与えるだけでなく、桁端部の損傷を引き起こすことが懸念される。そこで、隣接桁との衝突をばね要素で表現することとする。隣接桁との相対変位が遊間を下回ると、隣接橋の上部構造の剛性より設定される剛性 K のばねが作用する設定のモデルである⁶⁻⁸⁾。モデル化の概念図を図 6.18 に示す。

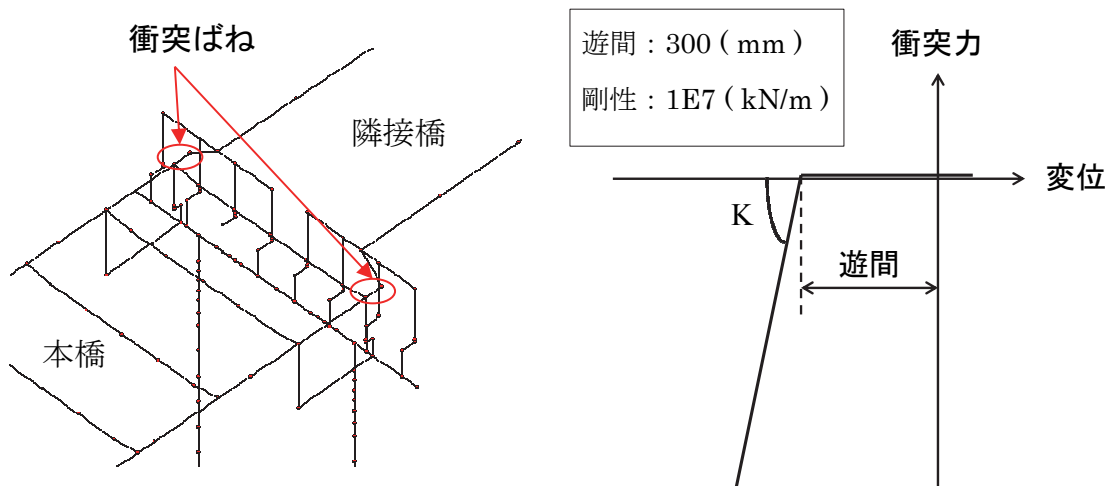


図 6.18 衝突ばねのモデル化

6.4 固有値解析

固有値解析を実施し、A 橋の振動特性を確認する。各モード次数での振動数、周期、有効質量比を表 6.8 に示す。解析を行う橋軸方向への影響が大きいモードは 1 次、15 次、17 次モードであり、モード形状は図 6.19 のようになる。1 次モードは主構が非対称に大きく変形するモード、15 次モードは P4 橋脚が橋軸方向に大きく変形するモード、17 次モードは P1 橋脚が橋軸方向に大きく変形するモードである。それぞれ、1.728 秒、0.571 秒、0.546 秒の固有周期を持つ振動モードが卓越する。

表 6.8 固有値解析

モード次数	振動数 (Hz)	周期 (Sec)	刺激係数			備考
			X	Y	Z	
1	0.579	1.728	56	-1	0	橋軸方向, 主桁が非対称に変形
2	0.675	1.482	0	0	39	
3	0.876	1.141	-56	0	-1	
4	0.923	1.084	1	-58	0	
5	1.007	0.993	26	0	0	
6	1.079	0.926	45	-21	-4	
7	1.201	0.832	24	-8	-4	
8	1.251	0.800	0	68	0	
9	1.446	0.691	-1	27	0	
10	1.491	0.671	-13	-53	10	
11	1.514	0.660	-1	-22	11	
12	1.581	0.633	22	50	12	
13	1.643	0.609	-6	-23	-17	
14	1.667	0.600	-16	27	-16	
15	1.751	0.571	-36	0	2	橋軸方向, P4橋脚が変形
16	1.765	0.567	9	8	4	
17	1.832	0.546	32	-12	-4	橋軸方向, P1橋脚が変形
18	1.904	0.525	-27	-1	0	
19	1.922	0.520	5	4	-4	
20	2.245	0.445	3	18	5	

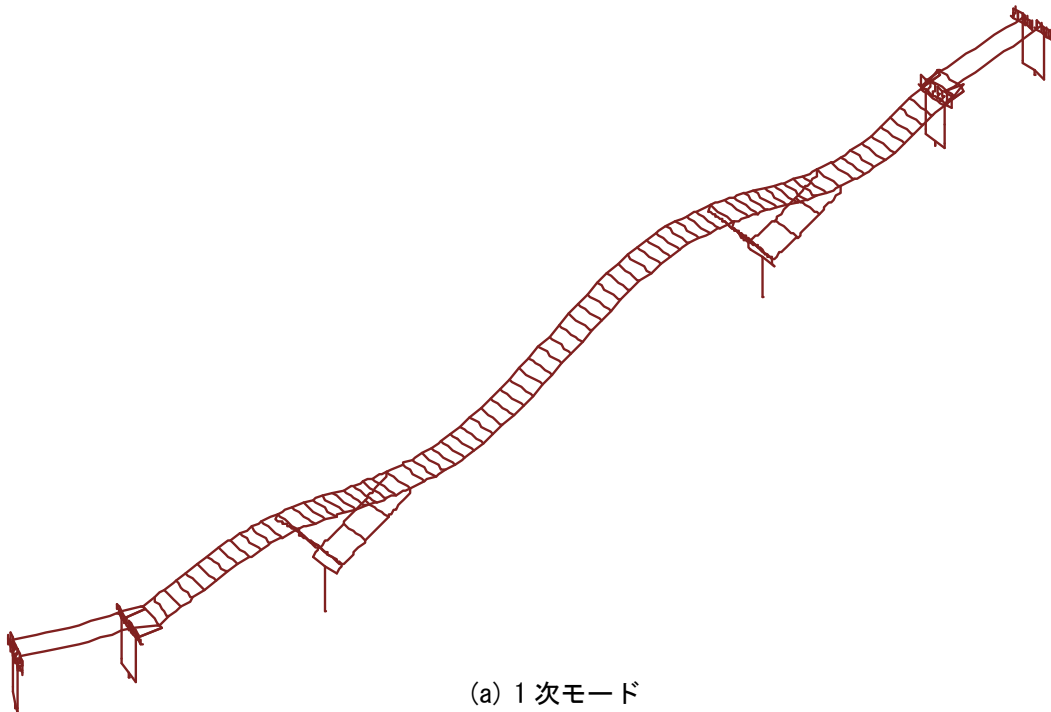


図 6.19 モード形状

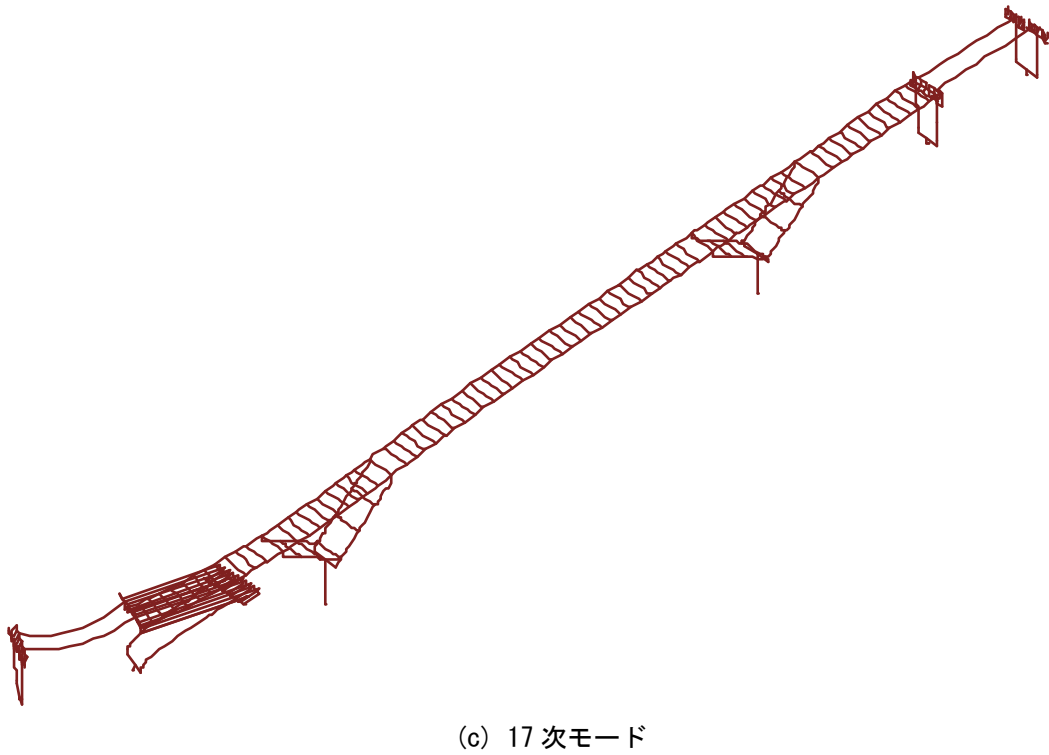
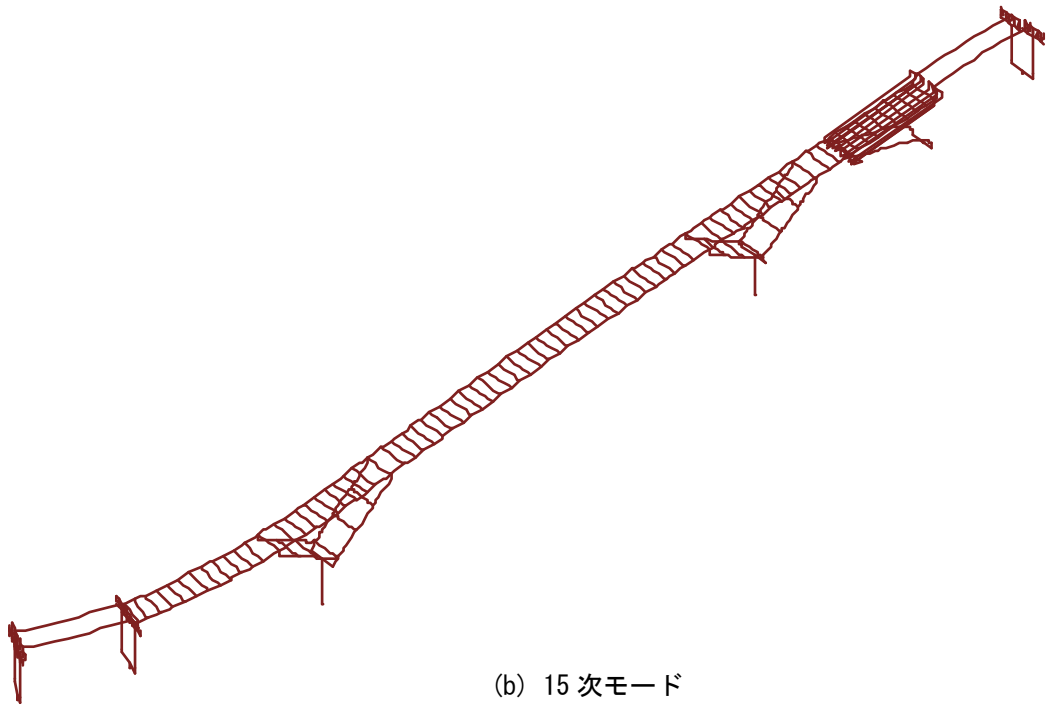


図 6.19 モード形状 (つづき)

6.5 入力波

6.5.1 道路橋示方書標準波

対象橋梁は港湾部に架橋されていると想定したので、レベル 2 地震動タイプ II のⅢ種地盤標準波を 3 波用いる。図 6.20 に入力波の加速度応答スペクトルを示す。このレベルを振幅倍率 SF=1.00 とし、IDA 解析を行う。3 波平均値とそれぞれの応答値を比較し、地震記録によりどの程度結果が変動するか評価する。

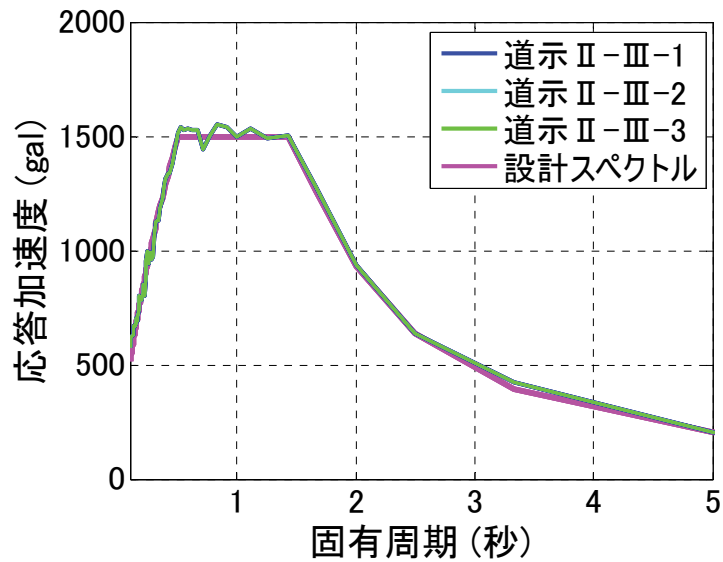


図 6.20 道路橋示方書標準波の加速度応答スペクトル

6.5.2 サイト波

長大橋の耐震設計では、架橋地点における断層帯を考慮したサイト波を数波用いて行われる。そこで、仮想的なサイト波 3 波で IDA 解析を行い、どの程度結果が変動するか評価する。加速度応答スペクトルを図 6.21 の点線に示す。サイト波は加速度応答スペクトルの違いが大きいため、特定の周期で設計スペクトルと一致するように振幅調整を行う。対象橋梁は主構が大きく変動する 1 次モードの影響が大きいため、1 次固有周期 T_1 にて設計スペクトルに調整する。

サイト波の振幅調整は式(6.4)、式(6.5) を用いて行う。1 次固有周期でのサイト波に対する設計スペクトルの比を調整係数 K とし、 K をサイト波の加速度波形に乘じることで振幅調整を行う。得られた地震波の加速度応答スペクトルは図 6.21 の実線で示した通りである。1 次固有周期の $T_1=1.583$ 秒にて設計スペクトルと一致していることが確認できる。これらの地震波を振幅倍率 $SF=1.00$ として IDA 解析を行う。

$$K_{T_1} = \frac{S_D(T_1)}{S_A(T_1)} \quad (6.4)$$

$$a_{T_1} = K_{T_1} \cdot a_s \quad (6.5)$$

ここに、

K_{T_1} : 固有周期 T_1 での調整係数

$S_D(T_1)$: T_1 での設計スペクトル

$S_A(T_1)$: T_1 でのサイト波の加速度応答スペクトル

a_{T_1} : 調整後の加速度波形

a_s : サイト波の加速度波形

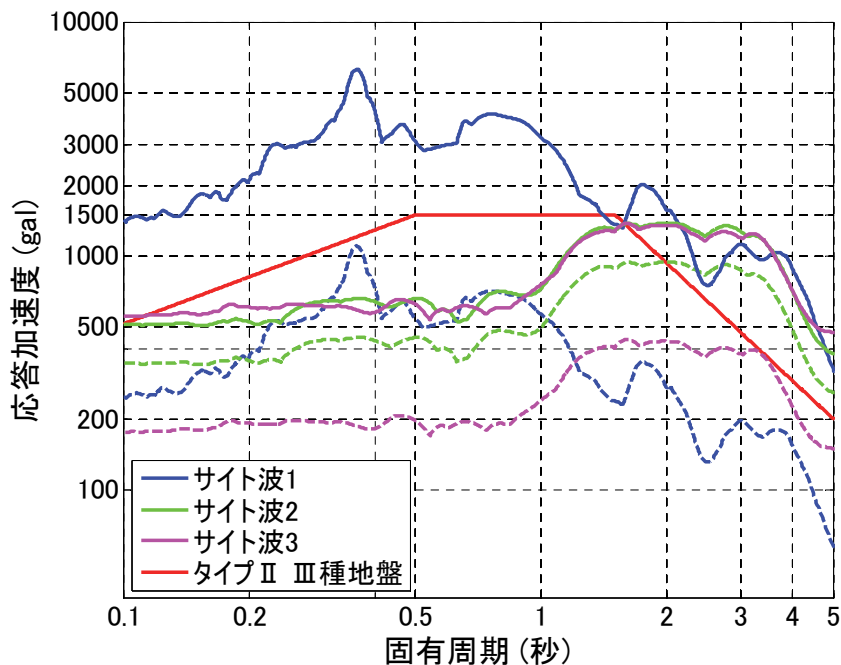


図 6.21 サイト波の加速度応答スペクトル

6.6 入力波形による評価のばらつき

6.6.1 評価のばらつきの評価方法

入力波形による評価のばらつきは、道路橋示方書標準波とサイト波のそれぞれについて、3波平均値との比を用いて評価する。3波平均値との比を H とし、式(6.6) で定義する。3波平均値との比が 1.0 に近いとばらつきが小さいと判断し、1.0 から離れると地震記録間で結果が大きく異なっていると判断する。なお、検討に用いるモデルは当て板補強を施工したケースとする。

$$H = \frac{X}{X_a} \quad (6.6)$$

ここに、

H : 3波平均値との比

X : それぞれの入力波での応答値

X_a : 3波平均値

6.6.2 主桁ひずみ

道路橋示方書標準波 3 波，サイト波 3 波を用いて主桁ひずみの IDA 曲線を作成し，入力波形による評価のばらつきを確認する．引張側，圧縮側のそれぞれについて 3 波平均との比を算出し，どのような傾向があるか評価する．

図 6.22 に道路橋示方書標準波 3 波を入力した場合，図 6.23 にサイト波 3 波を入力した場合の引張ひずみの IDA 曲線を示す．これらはひずみが大きい主桁断面での IDA 曲線を示す．いずれのケースにおいても弾性範囲内では IDA 曲線は線形となっており，おもに塑性化後に応答の差異が大きくなっていることが分かる．図 6.24 に道路橋示方書標準波の 3 波平均との比，図 6.25 にサイト波の 3 波平均との比を示す．それぞれ塑性化が生じ始める振幅倍率 $SF=1.00$ 以上の強度での 3 波平均との比をプロットしており，横軸が該当断面，縦軸が 3 波平均との比 H を表す．両者とも，3 波平均との比はほとんどすべての断面で $0.5\sim 1.5$ の範囲に収まるが，サイト波のほうが評価がばらつく傾向がある．サイト波のほうが入力波形による評価のばらつきが大きくなることが分かる．サイト波は対象橋梁の 1 次固有周期 $T1$ で振幅調整をしたので， $T1$ 以外での特性の違いが応答ひずみの違いに現れたと考えられる．

また，3 波平均値との比は Sec12~19，Sec25~32 の範囲がやや大きくなっている．これらの断面では死荷重状態で引張ひずみが発生せず，IDA 曲線は図 6.26 のような形状となる．振幅倍率を増加させた時に引張応力が生じる場合とそうでない場合があるので，入力波形による評価のばらつきが大きくなり，応答がばらつくと考えられる．このほか，ひずみの値が小さいので，わずかな応答の違いでも 3 波平均との比が大きめに評価されることも原因と考えられる．

図 6.27 に道路橋示方書標準波 3 波を入力した場合，図 6.28 にサイト波 3 波を入力した場合の圧縮ひずみの IDA 曲線を示す．引張ひずみと同様に，おもに塑性化後に応答の差異が大きくなることが分かる．また，最大圧縮ひずみはサイト波のほうが大きくなることが確認できる．図 6.29 に道路橋示方書標準波，図 6.30 にサイト波の 3 波平均値との比を示す．道路橋示方書標準波では，3 波平均値との比はほとんど全ての断面で $0.5\sim 1.5$ の範囲に収まるが，桁端部の Sec43 では $0.3\sim 1.7$ 程度となり，他の断面より圧縮ひずみのばらつきが大きい．サイト波では，3 波平均値との比は多くの断面で $0.5\sim 1.5$ の範囲に収まるが，道路橋示方書標準波と比較して圧縮ひずみのばらつきが大きい．桁端部の Sec1 および Sec3, 4, 19, 25 では 3 波平均値との比が $0.5\sim 1.5$ の範囲から離れた値をとり，特にこれらの断面で圧縮ひずみのばらつきが大きいことが分かる．

Sec3, 4, 19, 25 では，塑性化が原因で 3 波平均値との比が大きくなったと考えられる．図 6.31 にサイト波を振幅倍率 $SF=1.75$ で入力した際の全断面のひずみを示す．確かにこれらの断面にて塑性化が生じていることが分かる．サイト波は弾性の加速度応答スペクトルのみを調整したので，塑性化後の応答に差異が生じたと考えられる．また，構造物の固有周期のみで設計スペクトルに調整しているので，塑性化によるわずかな長周期化が原因で応答に大きな差異が生じたと考えられる．道路橋示方書標準波よりもサイト波のほうが 3 波平均値との比が大きくなっていることから，このことが裏付けられる．

Sec1, 43 は桁端部の断面であり，これらの断面では隣接桁との衝突による圧縮力が原因で，圧縮ひずみのばらつきが大きくなると考えられる．図 6.32 に隣接桁との衝突力と圧縮ひずみに関する 3 波平均値との比の関係を示す．それぞれの振幅倍率での桁端部 Sec1, 43 における 3 波平均値との比をプロットする．それぞれの 3 波平均値との比は相関関係が高く，衝突力が大きい場合に圧縮ひずみが大きくなっていることが確認できる．入力波形により隣接桁との衝突力の値には差異があるので，衝突力の違いが原因で桁端部にて圧縮ひ

ずみのばらつきが大きくなると考えられる。

このほか、可動支承がストッパーに衝突して固定支承のような特性を示す場合も、圧縮外力が加わると考えられる。図 6.33 にストッパーに衝突中の支承荷重と桁端部の圧縮ひずみに関する 3 波平均値との比の関係を示す。振幅倍率が SF=0.75 の場合、可動支承はストッパーに衝突するものの支承耐力には達しておらず、固定支承のような挙動をする。図 6.33 より、支承荷重が大きいほど圧縮ひずみが大きくなることが分かる。入力波により支承荷重に差異があるので、圧縮ひずみがばらつくと考えられる。隣接桁との衝突と比べると影響は限定的であるが、桁端部において圧縮ひずみがばらつく一因となっていることが分かる。

入力波の違いが IDA 曲線に及ぼす影響を確認できたので、次は限界状態を超過する振幅倍率がどの程度変化するか評価する。限界状態を超過する振幅倍率を表 6.9 に示す。道路橋示方書標準波では 3 波とも限界状態を超過する振幅倍率は同じで、SF=1.00 にて降伏、SF=1.25 にて限定的な損傷に関する限界状態を超過する。3 波平均値との比は 0.5~1.5 となるが、限界状態を超過する振幅倍率は変化しない。サイト波では、サイト波 1 を除き SF=1.00 で降伏、SF=1.25 で限定的な損傷に関する限界状態を超過する。なお、サイト波 1 は SF=0.75 にて降伏が発生する。異なる入力波を用いると限界状態を超過する振幅倍率が変化することがあるが、その差は SF で 1 段階以内とわずかである。入力波の違いが応答に与える影響は、損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる。

以上より、入力波形による評価のばらつきは、桁端部や塑性化の乗じる断面を除いて 3 波平均値との比が 0.5~1.5 の範囲となることが分かった。そして、構造物の固有周期でのみ設計スペクトルに調整したサイト波のほうが結果のばらつきが大きくなる傾向が見られた。これらの結果のばらつきは、塑性域での応答が入力波形により異なること、桁に加わる圧縮外力の大きさが入力波により異なることが原因であると分かった。また、異なる入力波形を用いると限界状態を超過する振幅倍率が変化したが、その差は SF で 1 段階以内とわずかである。入力波形の違いが応答に与える影響は、損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる。

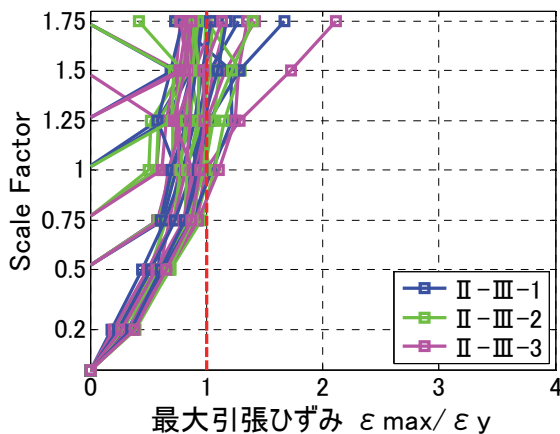


図 6.22 主桁引張ひずみ 標準波

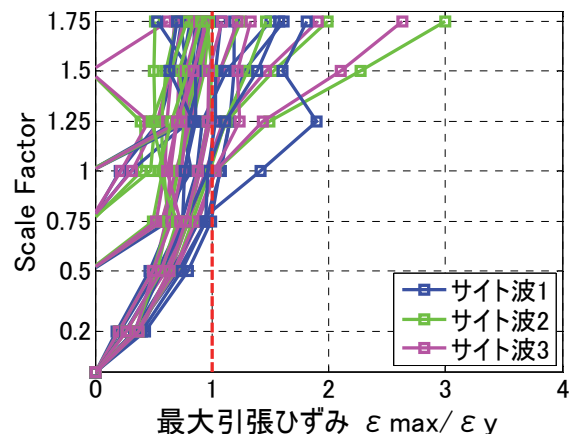


図 6.23 主桁引張ひずみ サイト波

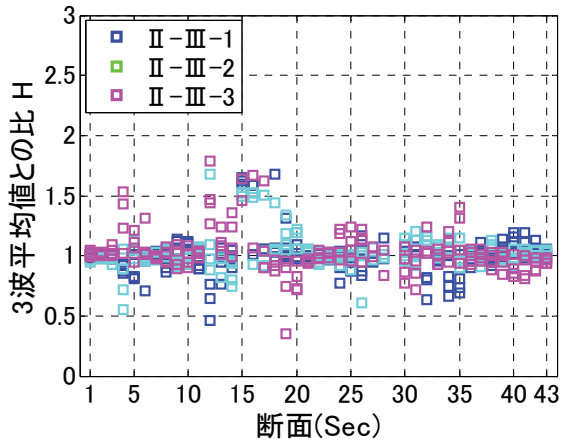


図 6.24 3波平均との比 (標準波)

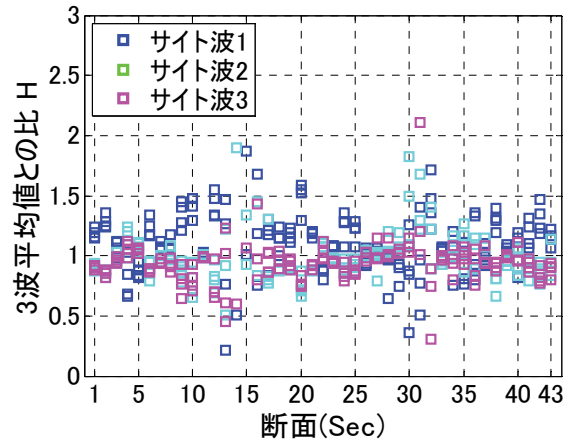


図 6.25 3波平均との比 (サイト波)

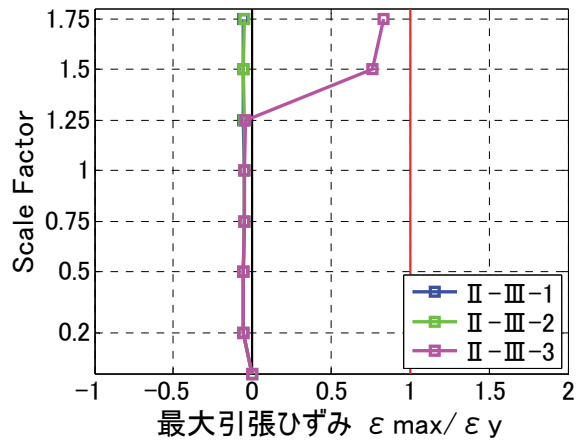


図 6.26 死荷重で圧縮応力のみが生じる断面での引張ひずみの IDA 曲線

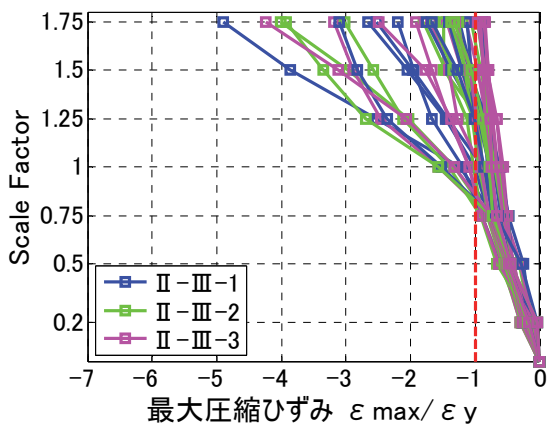


図 6.27 主桁圧縮ひずみ 標準波

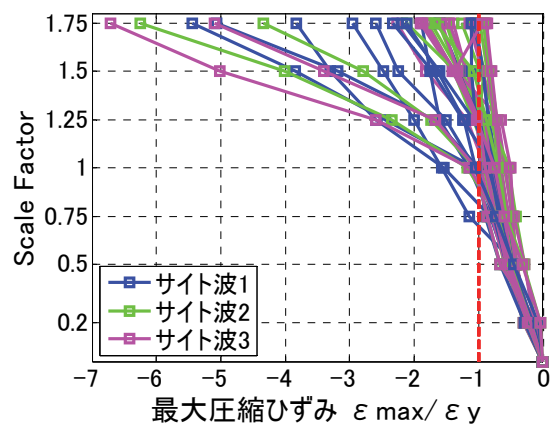


図 6.28 主桁圧縮ひずみ サイト波

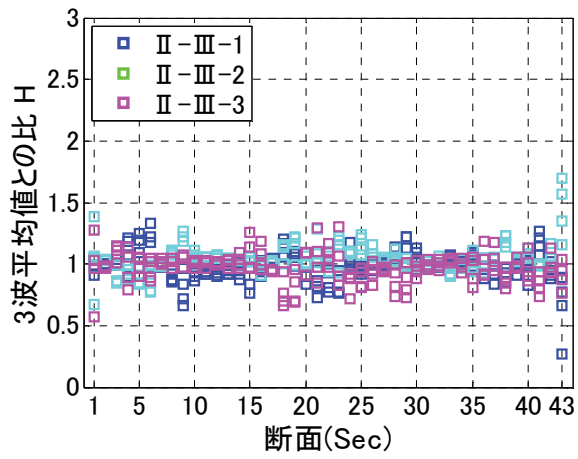


図 6.29 3波平均値との比 標準波

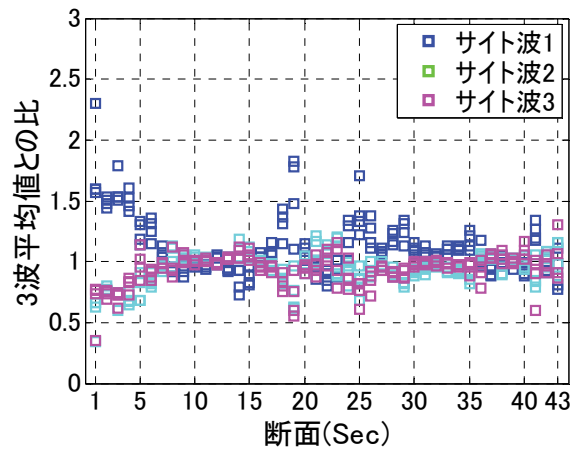


図 6.30 3波平均値との比 サイト波

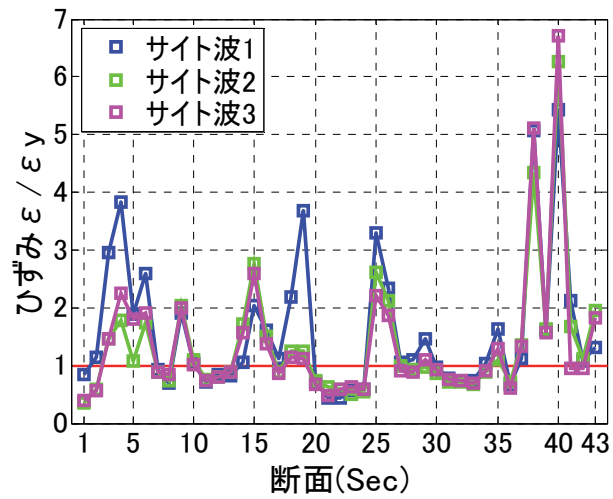


図 6.31 振幅倍率 SF=1.75 での全断面の圧縮ひずみ

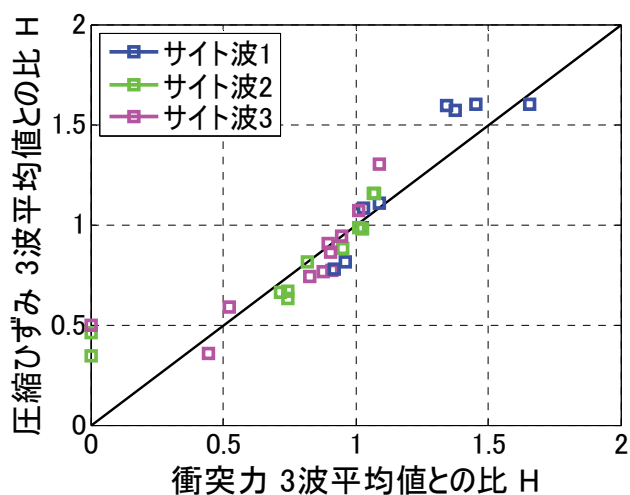


図 6.32 衝突力と圧縮ひずみの関係

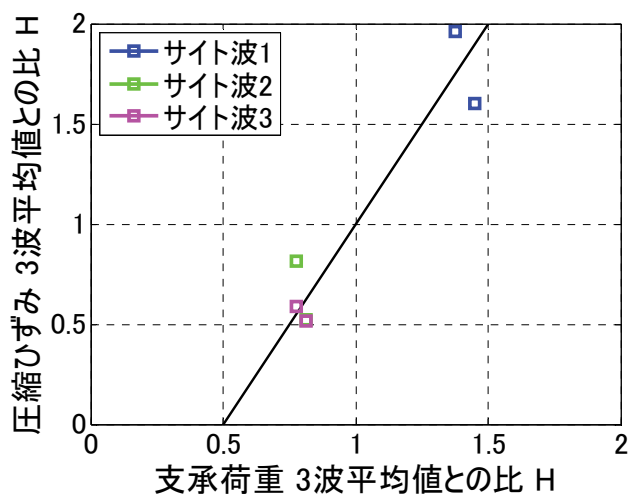


図 6.33 支承荷重と圧縮力の関係

表 6.9 主桁ひずみが限界状態を超過する振幅倍率

入力波	降伏限界		許容ひずみ		終局限界		
	引張	圧縮	引張	圧縮	引張	圧縮	
標準波	Ⅱ-Ⅲ-1	1.00	1.00	1.75	1.25	超過せず	超過せず
	Ⅱ-Ⅲ-2	1.00	1.00	1.75	1.25		
	Ⅱ-Ⅲ-3	1.00	1.00	1.75	1.25		
サイト波	1	0.75	0.75	1.50	1.25		
	2	1.00	1.00	1.50	1.25		
	3	1.00	1.00	1.50	1.25		

6.6.3 V レッグ橋脚ひずみ

道路橋示方書標準波 3 波，サイト波 3 波を用いて V レッグ橋脚ひずみの IDA 曲線を作成し，入力波形による評価のばらつきを確認する．引張側，圧縮側のそれぞれについて 3 波平均との比を算出し，どのような傾向があるか評価する．

図 6.34 に道路橋示方書標準波，図 6.35 にサイト波の IDA 曲線を示す．それぞれの橋脚，柱において最もひずみが大きくなる断面に関して IDA 曲線を示している．それぞれの IDA 曲線においてその形状は類似した形状となり，サイト波 1 以外はすべての振幅倍率において弾性範囲内の応答となる．入力波形間での応答の差異は小さいことが分かる．

図 6.36 に道路橋示方書標準波，図 6.37 にサイト波の 3 波平均値との比を示す．それぞれ引張ひずみ，圧縮ひずみに関して，すべての振幅倍率に関する 3 波平均値との比をプロットする．すべてのケースにおいて 3 波平均値との比はほとんどの断面で 0.8~1.2 の範囲に収まり，入力波形による応答の差異は小さいことが確認できる．V レッグ橋脚はほとんど塑性化が発生しないためと考えられる．なお，3 波平均値との比が 6.0 程度となるケースも数か所確認されたが，図 6.26 で示した全断面圧縮となる場合の主桁ひずみと同様の理由で応答がばらついたと考えられる．

V レッグ橋脚ひずみが限界状態を超過する振幅倍率は表 6.10 のようになる．サイト波 1 を入力した場合に SF=1.75 にて降伏限界を超過するが，その他の入力波では限界状態を超過しない．限界状態を上回る振幅倍率の差異は SF1 段階以内なので，入力波形による損傷順序のばらつきは小さいことが分かる．

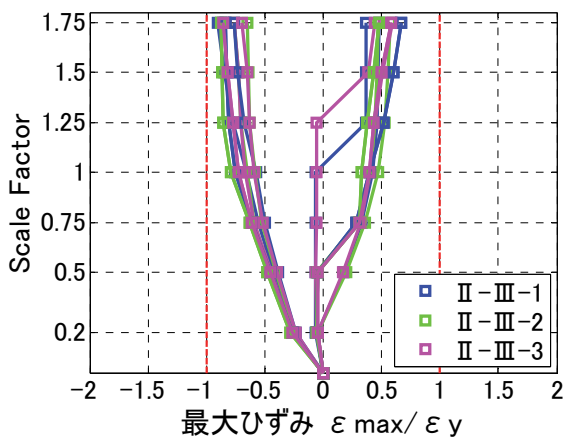


図 6.34 V レッグ橋脚 IDA 曲線 標準波

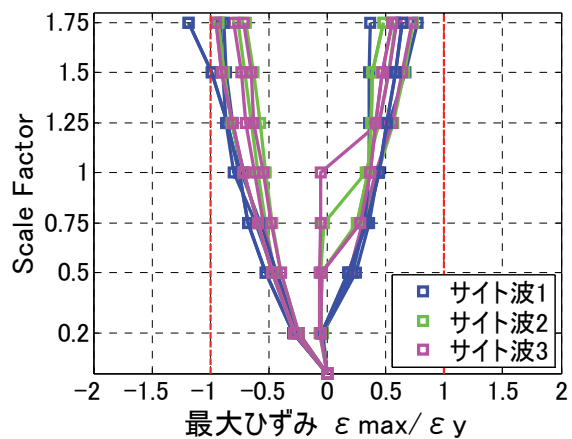
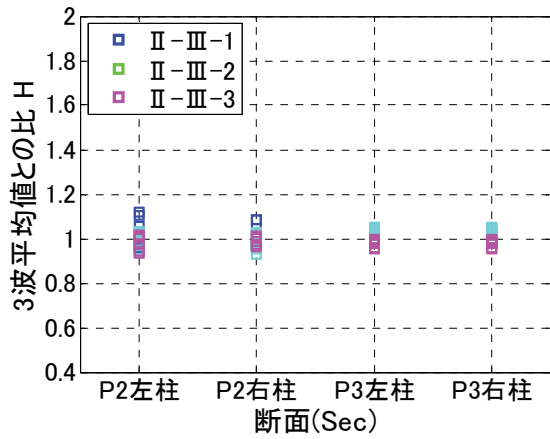
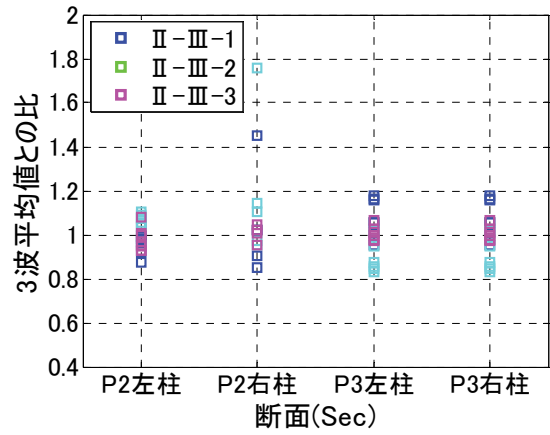


図 6.35 V レッグ橋脚 IDA 曲線 サイト波

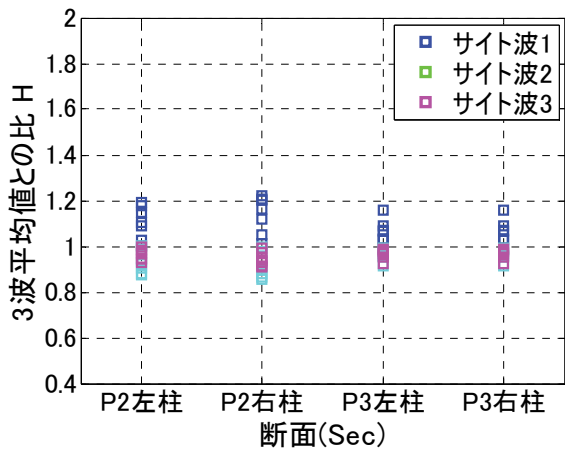


(a) 引張ひずみ

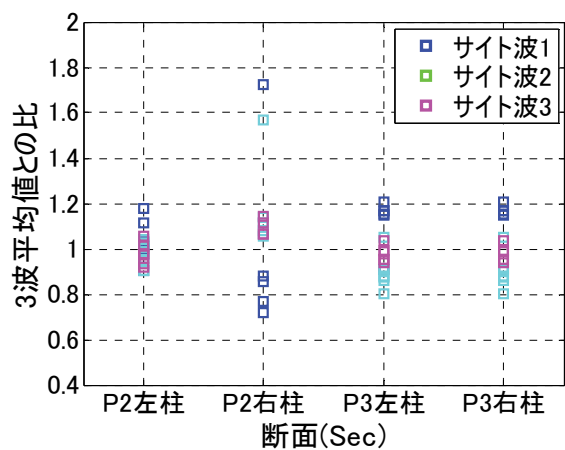


(b) 圧縮ひずみ

図 6.36 V レッグ橋脚 3 波平均値との比 標準波



(a) 引張ひずみ



(b) 圧縮ひずみ

図 6.37 V レッグ橋脚 3 波平均値との比 サイト波

表 6.10 V レッグ橋脚ひずみが限界状態を超過する振幅倍率

入力波		降伏限界		許容ひずみ		終局限界	
		引張	圧縮	引張	圧縮	引張	圧縮
標準波	II-III-1	超過せず	超過せず	超過せず	超過せず	超過せず	超過せず
	II-III-2						
	II-III-3						
サイト波	1	超過せず	1.75	超過せず	超過せず	超過せず	超過せず
	2						
	3						

6.6.4 鉄筋コンクリート橋脚塑性率

道路橋示方書標準波 3 波, シナリオ波 3 波を用いて鉄筋コンクリート橋脚の IDA 曲線を作成し, 入力波形による評価のばらつきを確認する. それぞれの橋脚塑性率に関して 3 波平均との比を算出し, どのような傾向があるか評価する. なお, サイト波は RC 橋脚の変形が卓越する 15 次, 17 次モードの固有周期での加速度応答値が入力波形間で異なる. そこで, これらの周期での設計スペクトルの値が SF=1.00 となるよう振幅倍率を補正する.

振幅倍率の補正は式(6.7) を用いて行う. もとの振幅倍率に補正係数 K を乗じて, RC 橋脚の変形が卓越する 15 次, 17 次モードの固有周期での設計スペクトルの値が SF=1.00 となるよう補正する. 補正係数は卓越周期でのサイト波の加速度応答スペクトルに対する設計スペクトルの比で表され, 式(6.8) となる. そして, 補正後の振幅倍率を用いて IDA 曲線を作成する. 補正後の振幅倍率は初めに設定した振幅倍率の値(SF=0.20, 0.50, 0.75, 1.00, 1.25, 1.50, 1.75) と一致しないので, 補正後の IDA 曲線を補間し, 初めに設定した振幅倍率での応答塑性率の値を求める.

$$SF_{TP} = K_{TP} \cdot SF \quad (6.7)$$

$$K_{TP} = \frac{S_D(T_P)}{S_A(T_P)} \quad (6.8)$$

ここに,

SF_{TP} : RC 橋脚の卓越周期の設計スペクトルの値を SF=1.00 としたときの振幅倍率

SF : 補正前の振幅倍率

K_{TP} : 振幅倍率の補正係数

$S_D(T_P)$: RC 橋脚の卓越周期での設計スペクトルの値

$S_A(T_P)$: RC 橋脚の卓越周期での加速度応答スペクトルの値

図 6.38 に道路橋示方書標準波, 図 6.39 にサイト波を入力したときの P1 橋脚左柱の IDA 曲線を示す. 道路橋示方書標準波では, 3 波とも IDA 曲線が類似した形状となり, 入力波形間での応答の差異は小さいことが分かる. サイト波では振幅倍率を補正した結果, SF=0.50 までの範囲でのみ IDA 曲線が作成される. この範囲では, 3 波とも類似した形状となるが, サイト波 3 が若干大きめの値をとっている.

図 6.40 に道路橋示方書標準波, 図 6.41 にサイト波の 3 波平均値との比を示す. 道路橋示方書標準波では, 全ての振幅倍率における 3 波平均値が橋脚柱ごとにプロットされる. サイト波では, 振幅倍率 SF=0.50 までの範囲でそれぞれの橋脚柱に対する 3 波平均値との比がプロットされる. 道路橋示方書標準波では, すべてのケースで 3 波平均値との比は 0.8~1.2 の範囲に収まる. サイト波では, サイト波 3 が若干 1.2 を上回るもののほとんどすべての柱で 0.8~1.2 の範囲に収まる. 入力波形による応答の差異は道路橋示方書標準波, サイト波とも小さいと言える. ただし, サイト波のほうが入力波形による応答のばらつきが大きいことが分かる.

3 波平均値との比を用いて入力波形の違いが IDA 曲線に与える影響の程度が評価できたので, 次は限界状態を超過する振幅倍率に与える影響を確認する. 表 6.11 に橋脚塑性率が限界状態を超過する振幅倍率を示す. 道示標準波では, P1 橋脚は概ね SF=1.25 で降伏限界, SF=1.75 にて許容塑性率を超過するものの終局限界は超過しない. ただし, II-III-1 では SF=1.00 で降伏限界, II-III-3 では SF=1.75 にて終局限界を超過する. P4 橋脚は全標準波に対して, SF=1.00 にて降伏限界, SF=1.25 にて許容塑性率, SF=1.50 にて終局限界を

超過する。限界状態を超過する振幅倍率の違いは最大でも SF1 段階以内である。入力波形による限界状態を超過する振幅倍率のばらつきは小さく、損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる。なお、サイト波は、サイト波 2, 3 の振幅倍率が最大で SF=0.50 となり、3 波で限界状態を超過する振幅倍率を比較することが困難である。

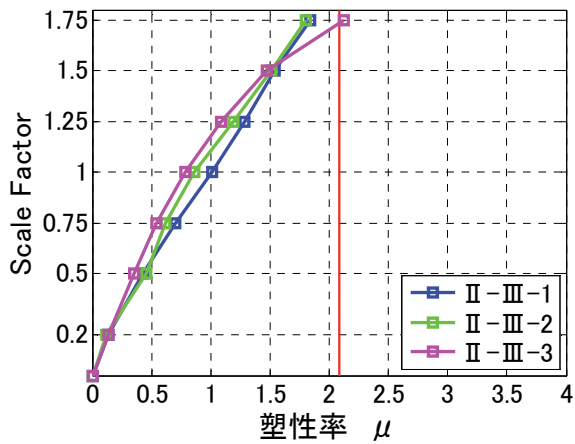


図 6.38 橋脚塑性率 IDA 曲線 標準波

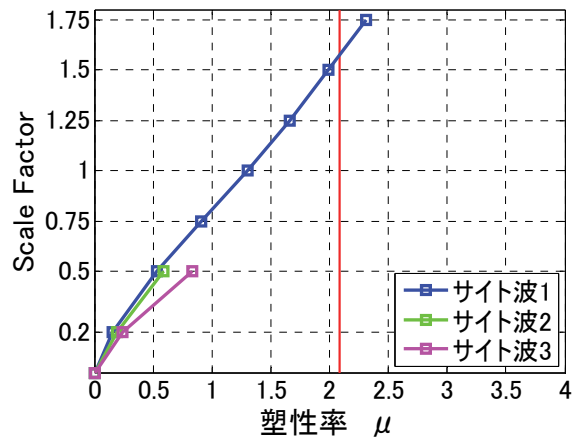


図 6.39 橋脚塑性率 IDA 曲線 サイト波

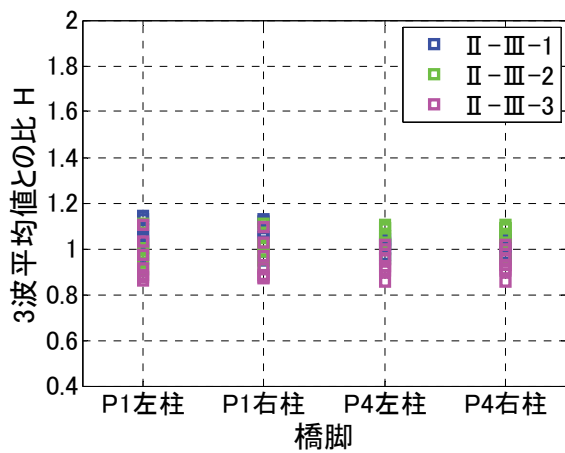


図 6.40 橋脚塑性率 3 波平均値との比 標準波

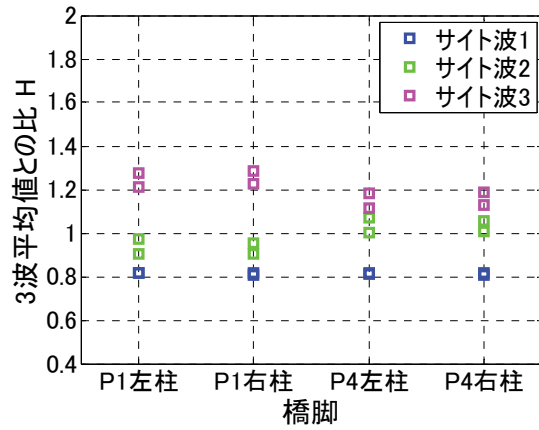


図 6.41 橋脚塑性率 3波平均値との比 サイト波

表 6.11 橋脚塑性率が限界状態を超過する振幅倍率

入力波		降伏限界		許容塑性率		終局限界	
		P1	P4	P1	P4	P1	P4
標準波	Ⅱ-Ⅲ-1	1.00	1.00	1.75	1.25	超過せず	1.50
	Ⅱ-Ⅲ-2	1.25	1.00	1.75	1.25		1.50
	Ⅱ-Ⅲ-3	1.25	1.00	1.75	1.25		1.75
サイト波	1	1.00	1.00	1.25	1.50	1.50	1.75
	2	超過せず					
	3						

6.6.5 可動支承

道路橋示方書標準波 3 波, サイト波 3 波を用いて可動支承相対変位の IDA 曲線を作成し, 入力波形による評価のばらつきを確認する. 全 4 基の可動支承に関して 3 波平均との比を算出し, どのような傾向があるか評価する.

図 6.42 に道路橋示方書標準波, 図 6.43 にサイト波に関する P1 橋脚 G1 側可動支承の IDA 曲線を示す. 道路橋示方書標準波では, 3 波とも類似した形状となり, 入力波形による応答の差異は小さいことが分かる. サイト波では, サイト波 2, 3 は類似した形状となるが, サイト波 1 のみ応答が大きくなる. 加速度応答スペクトルがサイト波のみ大きく異なることが原因と考えられる. 1 次固有周期でのみ設計スペクトルに調整したので, 他の周期での特性の違いが応答の差異となって表れたと考えられる.

図 6.44 に道路橋示方書標準波, 図 6.45 にサイト波の 3 波平均値との比を示す. すべての振幅倍率に対して, 全 4 基の 3 波平均値との比がプロットされる. 道示標準波では 3 波平均値との比が 0.8~1.2 の範囲となり, 入力波形による応答の差異は小さいことが分かる. 一方, サイト波では, 3 波平均値との比が 0.7~1.6 の範囲となる. サイト波 1 に関する P1 橋脚上の支承の応答が大きいためである. 以上より, サイト波 3 波のほうが入力波形による差異が大きくなることが分かる. 原因は 1 次固有周期以外での加速度応答スペクトルの違いと考えられる.

可動支承の相対変位が限界状態を超過する振幅倍率は表 6.12 のようになる. 道路橋示方書標準波, サイト波とも, 振幅倍率 SF=0.50 にて移動制限量を超過する. 3 波平均値との比は最大で 1.6 程度になり, 入力波により IDA 曲線に差異が生じると述べた. しかしながら, 限界状態を超過する振幅倍率は変化しないので, 損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる.

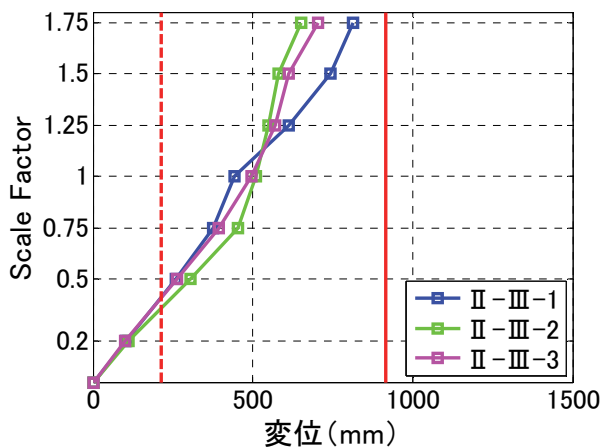


図 6.42 可動支承 IDA 曲線 標準波

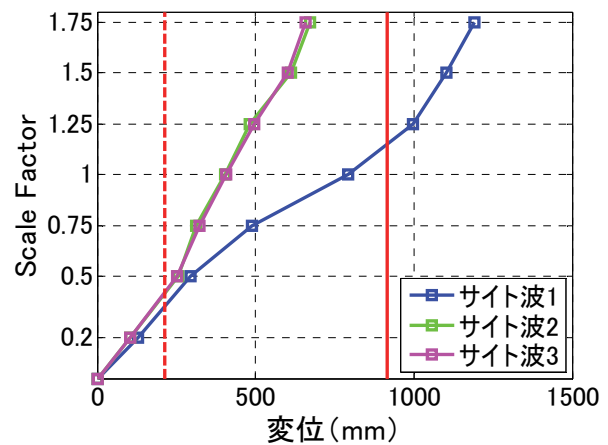


図 6.43 可動支承 IDA 曲線 サイト波

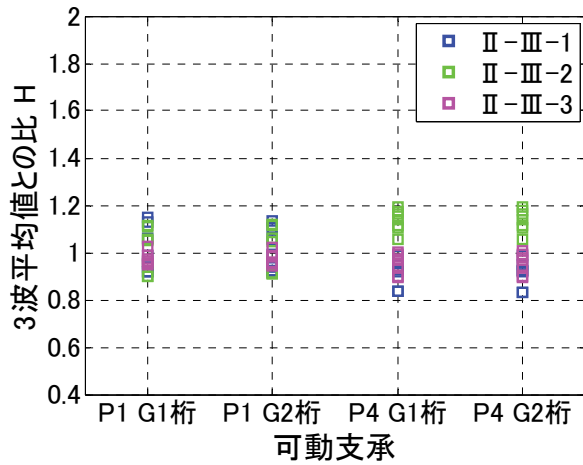


図 6.44 可動支承 3波平均値との比 標準波

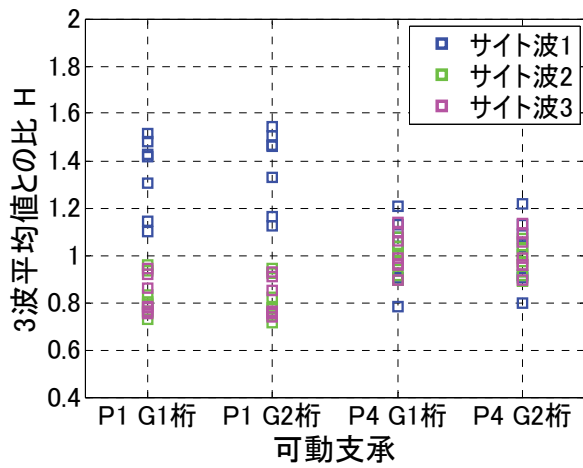


図 6.45 可動支承 3波平均値との比 サイト波

表 6.12 可動支承の相対変位が限界状態を超過する振幅倍率

入力波		移動可能量
標準波	II-III-1	0.50
	II-III-2	0.50
	II-III-3	0.50
サイト波	1	0.50
	2	0.50
	3	0.50

6.6.6 固定支承

道路橋示方書標準波 3 波, サイト波 3 波を用いて固定支承の IDA 曲線を作成し, 入力波形による評価のばらつきを確認する. 全 4 基の固定支承に関して 3 波平均との比を算出し, どのような傾向があるか評価する.

図 6.46 に道路橋示方書標準波, 図 6.47 にサイト波に関する P2 橋脚左側支承の IDA 曲線を示す. 道路橋示方書標準波では, IDA 曲線は類似した形状となり, 入力波形による差異が小さいことが分かる. サイト波では, サイト波 2, 3 は類似した形状となるが, サイト波 1 のみ応答が大きくなる.

図 6.48 に道路橋示方書標準波, 図 6.49 にサイト波の 3 波平均値との比を示す. すべての振幅倍率に対して 3 波平均値との比が示される. 道路橋示方書標準波では, 3 波平均値との比はほぼ全ての支承で 0.8~1.2 の範囲となり, 入力波形による応答の差異は小さい. サイト波では, 3 波平均値との比は 0.8~1.4 の範囲に収まり, サイト波 1 でやや大きい値をとっている. サイト波のほうがばらつきが大きくなる. 原因は 1 次固有周期以外での加速度応答スペクトルの違いと考えられる.

可動支承の荷重が限界状態を超過する振幅倍率を表 6.13 に示す. 道路橋示方書標準波 II-III-2 およびサイト波 1 は振幅倍率 SF=0.75 にて限界状態を超過するが, その他の入力波では SF=1.00 にて超過する. 限界状態を超過する振幅倍率の差異は SF で 1 段階以内となる. 入力波形による限界状態を超過する振幅倍率のばらつきは小さく, 損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる.

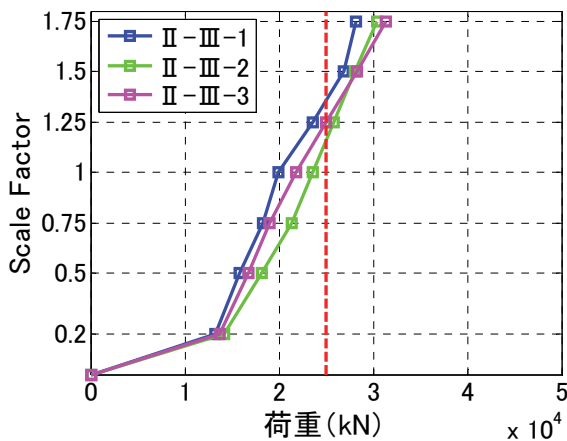


図 6.46 固定支承 IDA 曲線 標準波

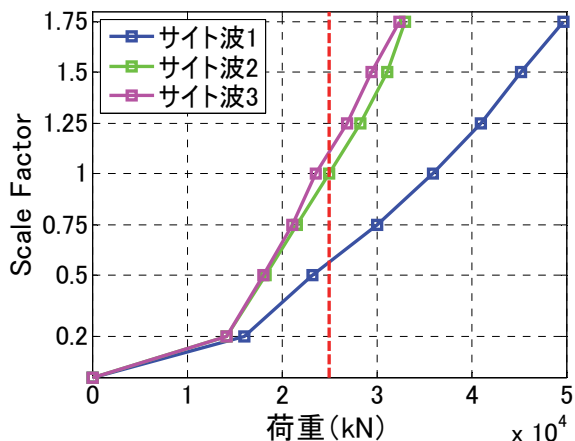


図 6.47 固定支承 IDA 曲線 サイト波

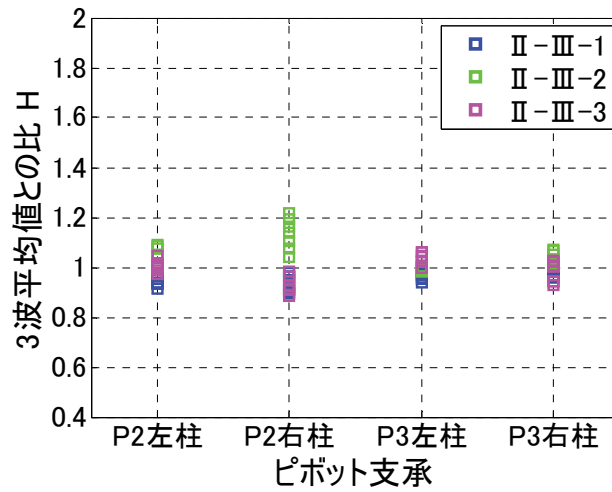


図 6.48 固定支承 3波平均値との比 標準波

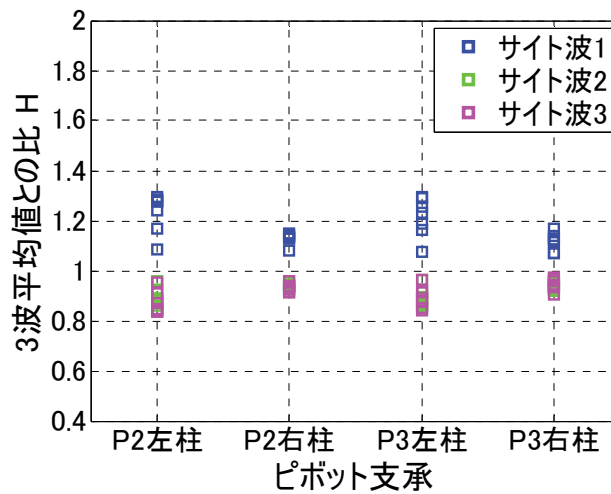


図 6.49 固定支承 3波平均値との比 サイト波

表 6.13 固定支承が限界状態を超過する振幅倍率

入力波		支承耐力
標準波	II-III-1	1.00
	II-III-2	0.75
	II-III-3	1.00
サイト波	1	0.75
	2	1.00
	3	1.00

6.6.7 隣接桁との衝突

道路橋示方書標準波 3 波, サイト波 3 波を用いて固定支承の IDA 曲線を作成し, 入力波形による評価のばらつきを確認する. G1, G2 桁両端での 3 波平均値との比を算出し, どのような傾向があるか評価する.

図 6.50 に道路橋示方書標準波, 図 6.51 にサイト波に関する IDA 曲線を示す. それぞれの入力波に関して, G1 桁 P1 橋脚側の相対変位に関する IDA 曲線が示される. 道路橋示方書標準波, サイト波とも, 衝突前に入力波形による応答の差異が見られ, 衝突後は一定の値に収束する傾向がある. 3 章で述べたように, 衝突力により変位が制限されるためと考えられる.

図 6.52 に道示標準波, 図 6.53 にサイト波の 3 波平均値との比を示す. 道路橋示方書標準波では 3 波平均値との比は 0.6~1.2 の範囲に収まり, サイト波では 0.6~1.5 の範囲となる. サイト波のほうが入力波形によるばらつきが大きいことが分かる. 1 次固有周期以外での加速度応答スペクトルの違いが原因で, サイト波で差異が大きくなったと考えられる.

隣接桁との相対変位が限界状態を超過する振幅倍率を表 6.14 に示す. 道示標準波 II-III-1 では SF=0.75 で限界状態を超過するが, その他の入力波では SF=0.50 にて超過する. 3 波平均値との比は最大で 1.5 程度となるが, 限界状態を超過する振幅倍率の差異は SF で 1 段階以内となる. 入力波形による限界状態を超過する振幅倍率のばらつきは小さく, 損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる. 3 波平均値を用いた評価を行うと, 道路橋示方書と同程度の精度で損傷順序の評価が行えると考えられる.

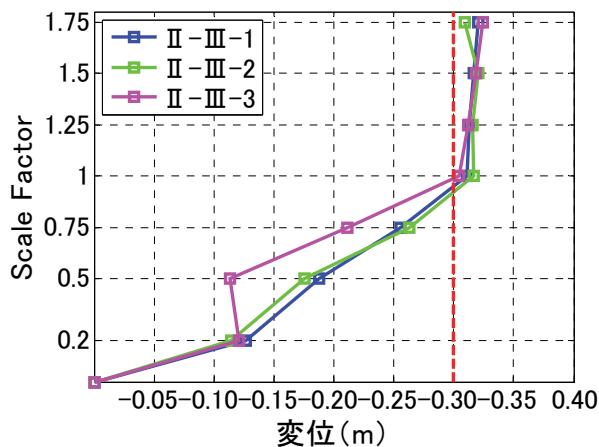


図 6.50 相対変位 IDA 曲線 標準波

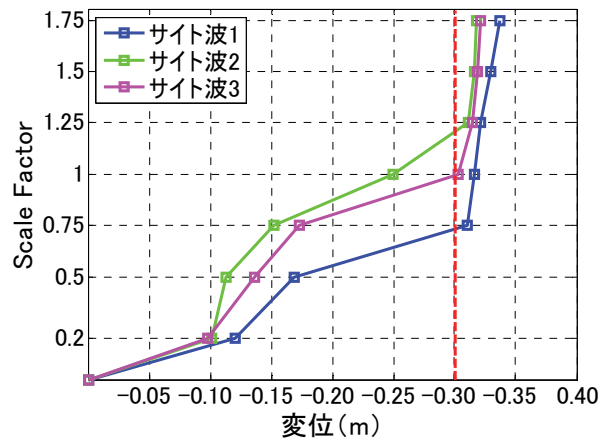


図 6.51 相対変位 IDA 曲線 サイト波

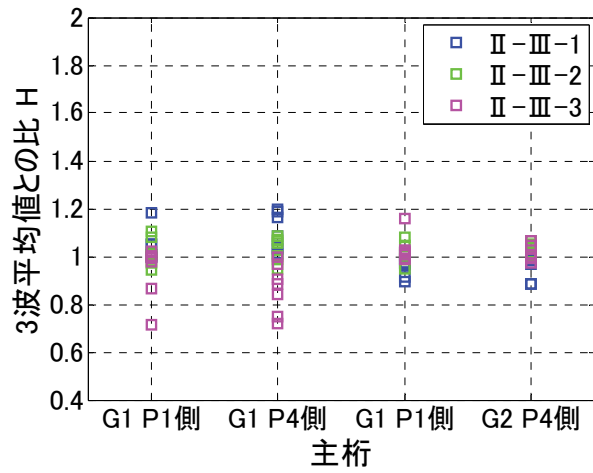


図 6.52 隣接桁との相対変位 3波平均値との比 標準波

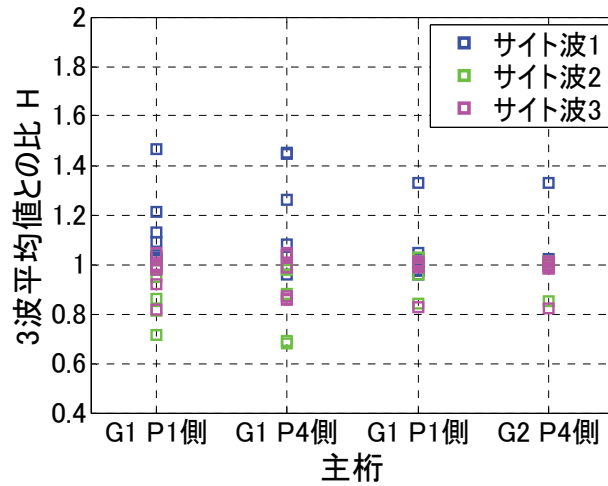


図 6.53 隣接桁との相対変位 3波平均値との比 サイト波

表 6.14 隣接桁との相対変位が限界状態を超過する振幅倍率

入力波		隣接桁との衝突
標準波	II-III-1	0.75
	II-III-2	0.50
	II-III-3	0.50
サイト波	1	0.50
	2	0.50
	3	0.50

6.7 IDA 解析を用いた耐震性能評価法で用いる地震記録の数

6.6 節では道路橋示方書標準波とサイト波を 3 波ずつ入力し、入力波形によるばらつきを評価した。そして、3 波平均値との比と限界状態を超過する振幅倍率を用いて、入力波の違いが IDA 曲線にどの程度の影響を与えるか評価した。そこで、6.7 節では入力波を何波用いると十分な精度で耐震性能評価を行えるか考察する。

損傷順序ダイアグラムを図 6.54 に示す。道路橋示方書標準波では、3 波平均値との比は主桁ひずみで 0.5～1.5 程度、その他の部位で 0.8～1.2 程度の範囲となり、入力波形により IDA 曲線がばらつくことが分かる。一方、限界状態を超過する振幅倍率は 3 波とも同じであるか、最大でも SF で 1 段階の差となった。入力波形による限界状態を超過する振幅倍率のばらつきは小さく、損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる。3 波平均値を用いた評価を行うと、道路橋示方書と同程度の精度で損傷順序の評価が行えると考えられる。

サイト波では、3 波平均値との比は主桁ひずみで 0.5～1.5 程度、その他の部位で 0.5～1.6 程度の範囲となる。1 次固有周期以外での加速度応答スペクトルが 3 波とも異なるので、道路橋示方書標準波と比べて入力波間の IDA 曲線の差異が大きくなっている。しかしながら、限界状態を超過する振幅倍率は 3 波とも同じであるか、最大でも SF で 1 段階の差となる。限界状態を超過する振幅倍率は道路橋示方書標準波と同程度の精度で評価が行えている。ただし、固有周期が主構と大きく異なる RC 橋脚では振幅倍率が最大で SF=0.50 となり損傷順序の評価が困難である。また、ある入力波でのみ応答が大きくなる場合がある。今回のケースでは損傷順序を道路橋示方書標準波と同程度の精度で評価できたが、場合によっては入力波により応答や損傷順序に大きな差が生じる可能性がある。さらに多数の地震記録を用いて評価を行うことが望ましいと考えられる。

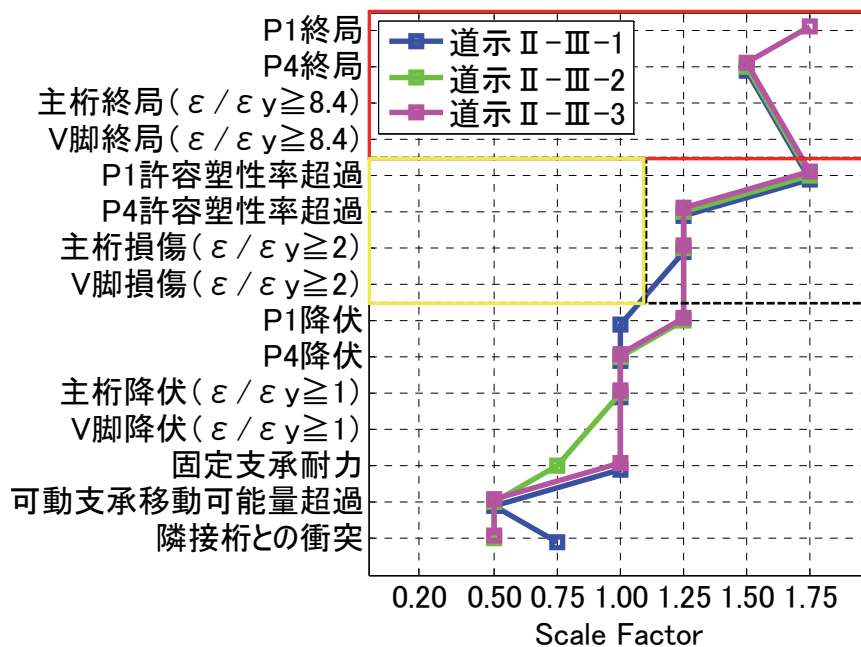


図 6.54 損傷順序ダイアグラム (道示波標準波)

6.8 まとめ

第6章「鋼Vレグラーメン橋への適用」では、仮想的な鋼Vレグラーメン橋に道路橋示方書標準波3波、サイト波3波を用いて漸増動的解析（IDA）を適用し、IDA曲線および損傷順序がどの程度変化するかの評価を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 道路橋示方書標準波3波を用いると、3波平均値との比は主桁で0.5～1.5程度、その他の部位で0.8～1.2程度となる。入力波によりIDA曲線に差異が生じているものの、限界状態を超過する振幅倍率は3波とも同じか、最大でもSFで1段階分の差異となる。入力波形による限界状態を超過する振幅倍率のばらつきは小さく、損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる。3波平均値を用いた評価を行うと、道路橋示方書と同程度の精度で損傷順序の評価が行えると考えられる。
- (2) サイト波3波を用いると、3波平均値との比は主桁で0.5～1.5程度、その他の部位で0.6～1.6程度となる。道路橋示方書標準波と比較してIDA曲線のばらつきは大きくなるが、限界状態を超過する振幅倍率は3波とも同じか、最大でもSFで1段階分の差異となる。本ケースにおいては、入力波形による限界状態を超過する振幅倍率のばらつきは小さく、損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる。
- (3) サイト波を用いると、固有周期が1次周期と異なるRC橋脚のような部材では、振幅倍率が小さい範囲にしかIDA曲線を作成できない場合があり、損傷順序の評価が困難な場合がある。また、ある入力波でのみ応答が大きくなる場合がある。今回のケースでは損傷順序のばらつきは小さかったが、場合によっては入力波により大きな差が生じる可能性がある。さらに多数の地震記録を用いて評価を行うことが望ましいと考えられる。
- (4) 鋼部材では、塑性ひずみが生じる場合、隣接桁との衝突力等が原因で圧縮外力が加わる場合に入力波間のばらつきが大きくなる。

参考文献

- 6-1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012.3.
- 6-2) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書，耐震設計編，2008.
- 6-3) 杉岡弘一，松本茂，大石秀雄，金治英貞，馬越一也，長井正嗣：局部座屈を簡易に考慮するファイバーモデルを用いた橋梁全体系解析に関する基礎的検討，構造工学論文集，Vol.57A, pp.703-714, 2011.
- 6-4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，pp.162-176, 2012.3.
- 6-5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，pp.142-147, 2012.3.
- 6-6) 梶田幸秀，渡邊英一，杉浦邦征，丸山忠明，永田和寿：鋼製支承の損傷を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と橋落防止装置の有効性の検討，構造工学論文，Vol.45A, pp.903-914, 1999.
- 6-7) 日本道路協会：道路橋支承便覧，pp24-25, 2004.
- 6-8) 山口栄輝，山田啓太，竜田淳美：橋梁の地震時応答解析における衝突ばね定数，応用力学論文集，Vol.13, pp595-600, 2010.

第7章 結論

本論文は、既設長大橋の耐震補強における課題として抽出した下記4項目の解明を目的として、仮想的な既設長大橋に対して、漸増動的解析（IDA）に基づき損傷過程と終局限界に対する安全余裕度を考慮した耐震性能評価に関する一連の研究成果を取りまとめたものである。

【課題①】 既設長大橋の大規模地震時の安全性の把握

【課題②】 既設長大橋の耐震性能評価法の高度化と、合理的な耐震補強対策

【課題③】 既設長大橋の損傷制御設計の評価法

【課題④】 既設長大橋を走行中のドライバーの安全性の把握

以下に各章の結論を総括する。

第3章「鋼斜張橋への適用」では、仮想的な鋼斜張橋に漸増動的解析（IDA）を適用し耐震性能評価を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 動的特性が複雑な鋼斜張橋に IDA を適用することで、ケーブルダンパー、ペンデル支承など破断することが判明している振幅倍率およびそれを超える振幅倍率の動的解析では最初からその部材を削除した解析を行うことにより部材損傷後の挙動を把握した。構造物の損傷順序を考慮した耐震性の明確な評価が可能であり、弱点部材の抽出に有用であることを示した。
- (2) 対象橋梁では、主塔部のケーブルダンパーが最弱点部材であり、地震動を橋軸方向に入力した場合、振幅倍率 0.5 以降で破断することがわかった。また端橋脚部のペンデル支承も弱点であり、振幅倍率 1.25 以降で降伏することがわかった。弱点部材の損傷によりダンパーが水平力を負担することが明らかとなったが、ケーブルは降伏せず、ケーブルダンパー、ペンデル支承は耐震性能上の明確な弱点とならないことがわかった。
- (3) 従来の耐震性能評価で行われている地震動の1方向入力において IDA を適用するだけでなく、2方向入力時に IDA を適用した。2方向入力は、標準波を2方向入力するケースと、1方向入力の場合の応答の大きさと一致することを目的とする相補直交成分を使用した相補2方向入力のケースを実施した。その結果、相補2方向入力を使用すれば、妥当な耐震性能照査が可能であることが示唆された。
- (4) 地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、主桁の鉛直方向の最大加速度の時刻歴応答を確認した。振幅倍率 1.0 では最大加速度 $6\sim 8\text{m/s}^2$ 程度であり、振幅倍率 2.0 では、タイプ II 地震動で $12\sim 13\text{m/s}^2$ 程度であるが、ペンデル支承が損傷しアップリフトが発生しているケースでは、極めて大きいことが分かった。フェールセーフとしてアップリフト防止構造は必要であり、車両は安全に停止できない可能性が高いため検討が必要と考えられる。

第4章「中路式鋼アーチ橋への適用」では、仮想的な中路式鋼アーチ橋に漸増動的解析（IDA）を適用し、現況照査と耐震補強検討の耐震性能評価を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 提案手法を用いると、当て板補強前後での損傷順序と弱点部材の変化が確認できる。補強前後での得

失を評価することが可能なため、耐震補強検討にも有用であることを示した。

- (2) 設計年度が古く耐震性能に劣る中路式鋼アーチ橋に、橋軸方向および橋軸直角方向に地震波を入力した現況照査において、固定支承である P2 橋脚付近のアーチリブ、上弦材、下弦材に著しい塑性化が発生することがわかった。固定支承と接続されるアーチリブのひずみが最も大きいことから、当て板による補強検討をおこなった結果、当て板補強部位のひずみは改善されるが、未補強部に応力集中が発生するなど損傷と部材挙動が複合的に干渉することが確認できた。
- (3) 当て板補強を行った結果、P2 固定支承の橋軸方向水平力は、橋軸方向入力時で 2.0 倍、橋軸直角方向で 1.5 倍となり、支承損傷を早める可能性が高いことがわかった。
- (4) 当て板による耐震補強により、未補強部に応力集中が発生し、かつ支承の損傷を早める結果となったが、支承損傷による長大橋本体の沈下は復旧性に係る致命的な現象であり、当て板補強は支承損傷後の段差防止装置を兼用すると考えれば、大規模地震にも有効である
- (5) 地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、上弦材の鉛直方向の最大加速度の最大加速度分布について確認したところ、橋軸方向に加振した場合、振幅倍率 1.0 では最大加速度 20m/s^2 程度であり、振幅倍率 2.0 では 25m/s^2 程度と極めて大きいことが分かった。車両は安全に停止できない可能性が高いため検討が必要と考えられる。

第 5 章「上路式鋼トラス橋への適用」では、仮想的な 3 径間連続上路式鋼トラス橋に漸増動的解析 (IDA) を適用し、現況照査と既設支承を免震支承への取替える補強ケースの耐震性能評価を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 提案手法を用いると、補強前後での損傷順序と弱点部材の変化が確認できる。補強前後での得失を評価することが可能なため、耐震補強検討にも有用であることを示した。
- (2) 橋軸方向に地震波を入力した現況照査において、重要部材である主構（上弦材、下弦材、垂直材、斜材）が固定支承である A2 支承近傍において局所的に著しい塑性化が生じることがわかった。1 点固定構造の既設支承を、多点支持構造の免震支承に取替える検討を行った結果、振幅倍率 2.0 においても主構は全く塑性化が発生せず、目標とした耐震性能を満足することがわかった。
- (3) 通常の連続桁橋であれば、1 点固定構造の欠点はその部位の橋脚および支承に地震水平力が集中することであるが、トラス橋においては下弦材、垂直材、斜材などの主構にも地震水平力が集中することが明らかとなった。
- (4) 現況と耐震補強後において、橋軸方向の変位量に大きな差は見られないことから、免震支承への取替えにおいてもパラペットや隣接桁との衝突を防止することが可能であることが示唆された。隣接桁との衝突が懸念される場合は、端橋台部の耐力を確認した上で、制震ダンパーの設置により耐震性能を満足することが可能と考える。
- (5) 地震時に長大橋を走行する車両の走行安定性への影響を調べるため、上弦材の鉛直方向の最大加速度の最大加速度分布について確認したところ、振幅倍率 1.0 では最大加速度 5m/s^2 程度、振幅倍率 2.0 では、 $7\sim 12.5\text{m/s}^2$ 程度と極めて大きいことがわかった。車両は安全に停止できない可能性が高いため検討が必要と考えられる。

第 6 章「鋼 V レグラーメン橋への適用」では、仮想的な鋼 V レグラーメン橋に道路橋示方書標準波 3 波、サイト波 3 波を用いて漸増動的解析 (IDA) を適用し、IDA 曲線および損傷順序がどの程度変化

するか評価を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 道路橋示方書標準波 3 波を用いると、3 波平均値との比は主桁で 0.5~1.5 程度、その他の部位で 0.8~1.2 程度となる。入力波により IDA 曲線に差異が生じているものの、限界状態を超過する振幅倍率は 3 波とも同じか、最大でも SF で 1 段階分の差異となる。入力波形による限界状態を超過する振幅倍率のばらつきは小さく、損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる。3 波平均値を用いた評価を行うと、道路橋示方書と同程度の精度で損傷順序の評価が行えると考えられる。
- (2) サイト波 3 波を用いると、3 波平均値との比は主桁で 0.5~1.5 程度、その他の部位で 0.6~1.6 程度となる。道路橋示方書標準波と比較して IDA 曲線のばらつきは大きくなるが、限界状態を超過する振幅倍率は 3 波とも同じか、最大でも SF で 1 段階分の差異となる。本ケースにおいては、入力波形による限界状態を超過する振幅倍率のばらつきは小さく、損傷順序を求める上では許容できる程度であると考えられる。
- (3) サイト波を用いると、固有周期が 1 次周期と異なる RC 橋脚のような部材では、振幅倍率が小さい範囲にしか IDA 曲線を作成できない場合があり、損傷順序の評価が困難な場合がある。また、ある入力波でのみ応答が大きくなる場合がある。今回のケースでは損傷順序のばらつきは小さかったが、場合によっては入力波により大きな差が生じる可能性がある。さらに多数の地震記録を用いて評価を行うことが望ましいと考えられる。
- (4) 鋼部材では、塑性ひずみが生じる場合、隣接桁との衝突力等が原因で圧縮外力が加わる場合に入力波間のばらつきが大きくなる。

漸増動的解析 (IDA) は、想定以上の地震が作用した場合の耐震性能の照査が可能であり、危機耐性の照査に対して有効な手段の一つと考えられる。

今後の展望については、以下の事項が考えられる。第一に、長大橋は橋梁毎に特殊な構造形式を採用していることが多いことから、耐震性能照査、耐震補強検討を個別に行う必要がある。第二に、本研究では部材破損後の挙動を評価したが、時刻歴応答解析において部材が破損した段階で該当部材を取り除く手法の検討が必要である。第三に、道路橋示方書の地震荷重は既往最大であることから、将来の耐震基準の改定により既存不適格となり再補強が必要となる既設長大橋に対して、維持管理性・施工性を考慮した免震・制震デバイスの開発に取り組む必要がある。

謝辞

本論文は、筆者が平成 23 年 10 月から京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻の社会人博士後期課程に編入学後の 3 年にわたり取り組んだ一連の研究成果を取りまとめたものです。

本研究を遂行するにあたり、終始多大なご指導、ご教示を頂きました京都大学大学院教授 杉浦邦征先生には、心より感謝の意を表しますとともに、厚く御礼申し上げます。

京都大学防災研究所教授 五十嵐 晃先生には、終始懇切丁寧なご指導、ご教示を頂きました。厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院教授 白土博通先生には、本研究のとりまとめにあたりまして、種々の貴重なご意見を賜りました。深く感謝の意を表します。

京都大学大学院教授 金 哲佑先生、神戸大学大学院准教授 橋本国太郎先生、京都大学大学院助教 鈴木康夫先生には、研究の実施にあたり、貴重なご助言を頂きました。深く謝意を表します。

本研究を進めるにあたり、京都大学大学院学生の谷口 惺氏（現在、阪神高速道路株式会社）には研究を手伝って頂きました。ここに深く御礼申し上げます。

また、本研究を進めるにあたり、構造解析に関して多大なご助力を頂きました株式会社耐震解析研究所の野中哲也氏、馬越一也氏に心より感謝の意を表します。

本研究の機会を与えて頂きましたショーボンド建設株式会社 上田 昭代表取締役会長、藤井宗司代表取締役社長、岳尾弘洋専務取締役技術本部長、加藤暢彦常務取締役研究所長に心より感謝の意を表します。また、河野富夫顧問（当時）には、入学に際し多大なご助力を賜りました。厚く御礼申し上げます。また、業務上の配慮を賜った山口政之取締役近畿圏支社長、竹村浩志近畿圏支社技術部長をはじめとする、職場の方々に心より感謝を申し上げます。

本研究の遂行にあたり心温まるご支援を下さった多くの方々（家族含む）に厚く御礼申し上げます。