

博士論文

主塔・主桁間の衝突を伴う長大橋の地震応答の再現と

大地震時の損傷過程の推定

(Reproduction of long-span bridge seismic responses involving tower-girder
pounding and damage process estimation for large earthquakes)

武田 智信

東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻

2017 年 3 月

論文要旨

長大橋は、平時には経済を支える物流ネットワークの要であり、非常時には避難経路や緊急車両の交通網として重要である。災害時に長大橋が損傷し、交通機能が失われた場合、甚大な経済的損失が発生することが予想されるため、将来起こり得る地震に対して確実に備えることが求められる。本研究で対象とする橋梁である横浜ベイブリッジでは、東北地方太平洋沖地震において橋軸直角方向の変位を制限する機構であるウインドタングとウインド杓との間で供用中に初めて衝突が観測された。観測された応答は、世界で供用中の長大斜張橋が経験した最も大きい地震動によるものであり、ウインドタングの損傷は見られなかったものの、タワーリンクの一部のボルトが破断する被害が発生した。衝突によりウインドタングが損傷した場合、橋軸直角方向の拘束力が低下し、タワーリンクの脱落が発生する恐れがある。脱落后を想定した耐震補強がなされているものの、一旦脱落が生じれば恒久的な補修や速度制限が必要で長期間の交通機能の低下は免れない。

しかし、ウインドタングの損傷過程や損傷後にタワーリンクにどのような応力や変形が発生し脱落に至るかといった過程については明らかになっていない。ウインドタング損傷については静的解析による検討のみであり、タワーリンク脱落については動的解析から得られた最大変位と図面に基づいたタワーリンク部材の干渉の有無のみにより脱落を判定している。発生したタワーリンクのボルト破断もメカニズムが分かっておらず、さらに、ウインド杓とウインドタングは一体となって挙動すると仮定されており、衝突を考慮した検討もなされていない。ウインドタング、タワーリンク系の損傷過程を明らかにすることは、長期間の交通機能低下を防ぐための対策を検討する上でも重要である。そこで、本研究では、横浜ベイブリッジを対象とし、観測された応答を再現した上で、大地震時の長大橋の衝突による損傷過程を明らかにすることを目的とした。

まず、二次部材およびタワーリンクの剛性やウインド杓とウインドタングの遊間も考慮して橋梁全体の 3 次元骨組みモデルを構築し、東北地方太平洋沖地震の本震と余震の観測記録との比較によりモデルの妥当性を検証した。地震時に卓越する水平方向のモードについては観測値と整合的であった。衝突発生時には固有振動数の増加が観測されたが、観測データに合わせたモデル修正を行うことなく、この変化を再現した。時刻歴応答については、通常のレイリー減衰を用いた場合に衝突加速度への寄与が大きい高次モードを過大評価していたため、観測に基づいた要素別レイリー減衰を用いることで、衝突を含む加速度の時刻歴応答を再現した。

続いて、構築した 3 次元骨組みモデルに対して、将来の大地震を想定し、レベル 2 地震動を入力し、ウインドタングの損傷可能性について検討を行った。その結果、道路橋示方書で規定されているレベル 2 地震動で衝突力がウインドタングの耐力を上回り、損傷が発生する可能性があることを明らかにした。

次に、全体応答に加えて局部損傷も再現するため、主塔、横桁、ウインドタング、ウイン

ド沓をシェルおよびソリッド要素で詳細にモデル化し、骨組みモデルと組み合わせること
でマルチスケールモデルを構築した。東北地方太平洋沖地震の本震を用いた動的解析を行
い、観測された加速度応答の時刻歴および固有振動数の時間変化といった全体応答を骨組
みモデルと同程度の精度で再現した。さらに、動的解析から得られたタワーリンク部分の橋
軸直角方向の最大変位を、ソリッド要素からなるタワーリンクの詳細モデルに静的に入力
し、タワーリンクのボルトの破断についての再現性を検討した。その結果、リンクプレート
の並進とタワーリンク本体の回転によりリンクプレートに付属する L 型鋼とタワーリンク
のボルトがせん断方向に接触し、せん断耐力を上回る接触力によりボルトが破断すること
を再現した。

最後に、骨組みモデルの動的解析でウインドタンクが損傷すると判定された地震動をマ
ルチスケールモデルに入力し、ウインドタンクの変形および損傷状態、さらにはウインドタ
ンク損傷後に付随して発生する橋梁の応答について検討した。その結果、衝突によりウイン
ドタンク基部にせん断変形が発生し、延性破壊が生じる可能性があることが明らかになっ
た。さらに、動的解析から得られたタワーリンクの最大変位をタワーリンク-主塔一体モデ
ルに入力し、タワーリンク-主塔間の衝突により生じる主塔の損傷および、ウインドタンク
損傷後におけるタワーリンクの脱落可能性について検討を行った。その結果、タワーリンク
が主塔に接近する方向に変位する場合、タワーリンクが主塔に衝突し、主塔のダイヤフラム
および縦リブが一部塑性化するものの軽微な損傷にとどまる一方で、タワーリンクの上側
のピンが約 20cm 抜け、余裕量が 1/3 まで低下することが明らかになった。また、タワーリ
ンクが主塔から離れる方向に変位する場合、タワーリンクの上側のピンが抜け、タワーリ
ンクが脱落する可能性があることを示した。

本研究では、長大橋で観測された極めて稀で貴重な衝突を含む地震応答記録に基づいて、
全体応答と局所的な応答の双方を現実的な計算コストで再現可能なマルチスケールモデル
を構築し、将来の大地震を想定した動的解析を行うことにより、長大橋のウインドタンク-
ウインド沓間の衝突によるウインドタンクの損傷およびウインドタンク損傷後の部材の損
傷過程を明らかにした。これに基づいてタワーリンク脱落など共用性を低下させ復旧に時
間を要する重大な損傷を防ぐための具体的な対策の検討が可能となると考えられる。

第 1 章 序論	1
1.1. 研究の背景	1
1.2. 長大橋の地震被害.....	2
1.2.1. 東神戸大橋における地震被害.....	2
1.2.2. 天保山大橋における地震被害.....	3
1.2.3. 六甲大橋における地震被害.....	4
1.2.4. 麻耶大橋における地震被害.....	5
1.2.5. 桑鶴大橋における地震被害.....	6
1.2.6. 横浜ベイブリッジにおける地震被害.....	7
1.3. 長大橋における衝突応答の観測の現状.....	8
1.4. 既往の研究	10
1.4.1. 地震時におけるウインドタンク・ウインド沓の解析的研究.....	10
1.4.2. 長大橋の耐震補強の現状.....	11
1.4.3. 衝突ばねを用いた隣接構造物の衝突に関する研究.....	13
1.4.4. 剛体理論に基づく三次元的な衝突応答に関する研究.....	14
1.4.5. 3次元モデルを用いた衝突応答の評価.....	14
1.5. 本研究の目的.....	16
1.6. 本論文の概要と構成.....	17
参考文献	18
第 2 章 骨組みモデルによる衝突応答の再現と衝突力の評価	21
2.1. 概要	21
2.2. 対象橋梁の概要.....	21
2.3. 東北地方太平洋沖地震で観測された地震応答	23
2.3.1. 観測された地震応答の概要.....	23
2.3.2. 橋軸方向の応答.....	27
2.3.3. 橋軸直角方向の応答.....	28
2.3.4. 基部で観測された地震動の相関性.....	29
2.4. 解析モデルの概要.....	30
2.5. 東北地方太平洋沖地震の観測結果に基づく骨組みモデルの妥当性の評価と更新.....	33
2.6. 計測データを用いない衝突応答の再現.....	38
2.7. 減衰のモデルの修正による時刻歴応答の再現.....	41
2.8. 将来の地震を想定した地震応答解析による衝突力の評価.....	47
2.9. 遊間量が衝突応答に与える影響.....	50
参考文献	52
第 3 章 マルチスケールモデルの構築と観察された局部損傷メカニズムの解明	55

3.1.	はじめに	55
3.2.	マルチスケールモデル.....	55
3.3.	単純モデルを用いたマルチスケールモデルの構築手法の妥当性の検証	56
3.4.	マルチスケールモデルの実橋梁への適用	59
3.4.1.	主塔の詳細モデル.....	59
3.4.2.	横桁とウインド沓の詳細モデル.....	60
3.4.3.	詳細モデルと骨組みモデルの結合	61
3.5.	マルチスケールモデルの妥当性の検証.....	63
3.6.	東北地方太平洋沖地震におけるタワーリンク防水カバー部分のボルト破断メカニ ズムの解明	67
3.6.1.	幾何学的関係によるボルトの破断可能性の検討	67
3.6.1.	タワーリンクの詳細モデル.....	69
3.6.2.	タワーリンクの詳細モデルを用いたプッシュオーバー解析	71
	参考文献	74
第 4 章	マルチスケールモデルを用いた大地震における損傷過程の推定	75
4.1.	はじめに	75
4.2.	将来の大地震におけるウインドタングの衝突力と損傷評価	75
4.3.	レベル 2 地震時におけるタワーリンクの損傷.....	81
4.4.	ウインド沓-タング間の衝突による横桁の損傷評価.....	85
4.5.	ウインドタング損傷後における横浜ベイブリッジの応答	86
	参考文献	97
第 5 章	結論	99
Appendix A	構造解析プログラム Interactive Simulator and Analyzer for Structures (ISAS).....	101
A.1.	座標系	101
A.2.	拘束条件と自由度の縮約.....	101
A.3.	変位関数	102
A.4.	剛性マトリクスの導出.....	103
A.4.1.	梁要素の軸剛性.....	103
A.4.2.	ねじり剛性.....	103
A.4.3.	せん断剛性.....	104
A.4.4.	曲げ剛性.....	106
A.4.5.	Z 方向のせん断剛性	107
A.4.6.	Z 軸回りの曲げ剛性	107
A.4.7.	梁の要素剛性マトリクス.....	108
A.4.8.	梁要素の幾何剛性マトリクス.....	108

A.4.9.	トラス要素の剛性マトリクス.....	111
A.4.10.	バネ要素の剛性マトリクス.....	112
A.4.11.	質量マトリクス.....	112
A.4.12.	座標変換.....	113
A.4.13.	局所座標系の更新.....	115
Appendix B	運動方程式の解法.....	117
Appendix C	多点異入力問題の定式化.....	121
Appendix D	System Realization Using Information Matrix(SRIM).....	123
Appendix E	入力地震動のノイズ除去.....	127
Appendix F	端橋脚ウインドタングにおける衝突力と耐力の比較.....	141
参考文献	142
謝辞	143

第1章 序論

1.1. 研究の背景

道路橋は平時には経済を支える物流ネットワークの要であり、非常時には避難経路や緊急車両の交通網として重要である。災害時に橋梁が損傷し、交通機能が失われた場合、甚大な経済的損失が発生することが予想される。このような被害を防ぐためにも、橋梁の耐震対策は重要である。

国内の道路橋は橋長 2 m 以上のものが 67 万橋以上存在し、そのうち橋長 15 m のものが 14 万橋、長大橋として分類される最大支間 200 m 以上のものが 140 橋あまり存在する²⁸⁾。過去の地震において橋梁の被害は多く報告されているが、そのほとんどは支間 200 m 未満であり、長大橋の被災事例は少ない。これは、長大橋は大都市の港湾部に建設されている一方、大都市で発生した大規模な地震が少ないからである。

国内において長大橋が最初に地震を受けた地震は兵庫県南部地震である。兵庫県南部地震における橋梁の地震被害の多くは支承の損傷とそれに伴う隣接桁との衝突による落橋であり、交通機能に支障をきたした。国内の主な長大橋は表 1.1 に示すように兵庫県南部地震が発生した 1995 年よりも前に完成しているものであるため、設計時には兵庫県南部地震以降に規定されたレベル 2 地震動については考慮されていない。

首都高の代表的な長大橋である横浜ベイブリッジもその一つである。2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震では、横浜ベイブリッジにおいて橋軸直角方向の変位を拘束する機構であるウインド沓とウインドタングの間で衝突が観測された^{8),9)}。ウインドタングが衝突により損傷した場合、橋軸直角方向の拘束力が低下し、リンクの脱落など連鎖的な被害につながる恐れがある。横浜ベイブリッジではこれまでも兵庫県南部地震以降、レベル 2 地震動を考慮した耐震補強が行われてきたが、ウインドタングとウインド沓の衝突現象は考慮されていない。衝突を考慮した具体的な耐震補強の方針を立てるためにも、大地震

表 1.1 国内の主な長大橋とその完成年²⁸⁾

橋梁名	橋梁形式	全長	最大支間長	完成年
レインボーブリッジ	吊橋	798m	570m	1993
横浜ベイブリッジ	斜張橋	860m	460m	1989
鶴見つばさ橋	斜張橋	1020m	510m	1994
港大橋	トラス橋	980	510	1974
西宮港大橋	ニールセン ローゼ橋	252	252	1993

時に衝突により生じるウインドタングの損傷状態を明らかにしたうえで、ウインドタング損傷後にどのような損傷過程を辿るのかを明らかにすることが重要である。

1.2. 長大橋の地震被害

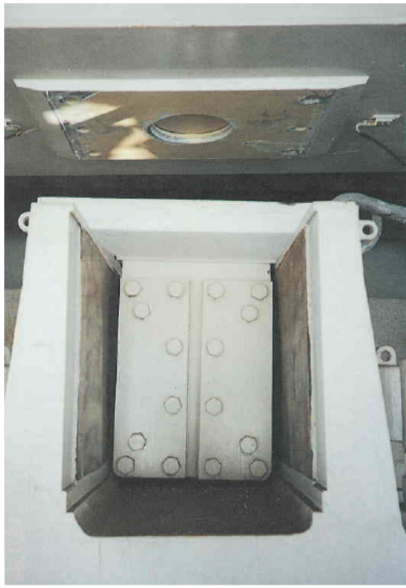
長大橋の地震被害は地震大国である我が国においても少ないが、1995年に発生した兵庫県南部地震において長大橋の被害が複数報告されている。また、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震や2016年に発生した熊本地震でも被害が発生した。ここでは、長大橋の地震被害として、兵庫県南部地震で被害を受けた東神戸大橋、天保山大橋、六甲大橋、麻耶大橋、東北地方太平洋沖地震で被害を受けた横浜ベイブリッジ、熊本地震で被害を受けた桑鶴大橋を例に挙げ、それぞれの構造的な特徴と代表的な地震被害について述べる。

1.2.1. 東神戸大橋における地震被害

東神戸大橋(図 1.1)は中央径間 485 m、側径間 200 m、全長 885 m の 3 径間連続斜張橋である。主塔は H 型の鋼製塔、主桁はダブルデッキトラス構造となっており、橋軸方向に全支点で可動とすることで長周期化し地震力を低減するオールフリー構造が採用されている、一方、端橋脚に設置されたベーンダンパーが橋軸方向の水平変位を拘束している。さらに、端橋脚および中間橋脚に設置されたペンデル支承がアップリフトに抵抗している。また、橋軸直角方向の水平変位は主塔、中間橋脚および端橋脚に設置されたウインド杓によって拘束している。兵庫県南部地震では図 1.2 に示すように橋軸直角方向の水平力を支持するウインド杓の上杓のセットボルトが全て破断し、上杓が脱落した。また、ベーンダンパーも損傷し、その機能を失った。さらに、鉛直方向の負反力を受け持つ桁端部のペンデル支承の脱落によりアップリフトが生じた。さらに、端橋脚では中間水平梁腹板にせん断座屈が発生し、橋脚基部においても曲げによる局部座屈が発生した^{2),6)}。



図 1.1 東神戸大橋²⁶⁾



(a) ウインド沓の脱落



(b) ベアリングの損傷



(c) ペンデル支承の脱落



(d) 桁端部のアップリフト

図 1.2 東神戸大橋の地震被害¹²⁾

1.2.2. 天保山大橋における地震被害

天保山大橋(図 1.3)は中央径間 350 m, 側径間 120 m および 170 m, 全長 640 m の 3 径間連続鋼斜張橋である。塔上部と塔下部を一体とし、基礎から直接立ち上がるフレキシブル構造により適度な固有周期としている。この橋梁では、供用できないほどの大きな損傷は受けなかったものの、ケーブル表面の変形、ケーブルダンパーの破損、耐震連結装置の破損や図 1.4 に示すようなラテラル沓支圧板の飛び出しなどが生じた³⁾。



図 1.3 天保山大橋

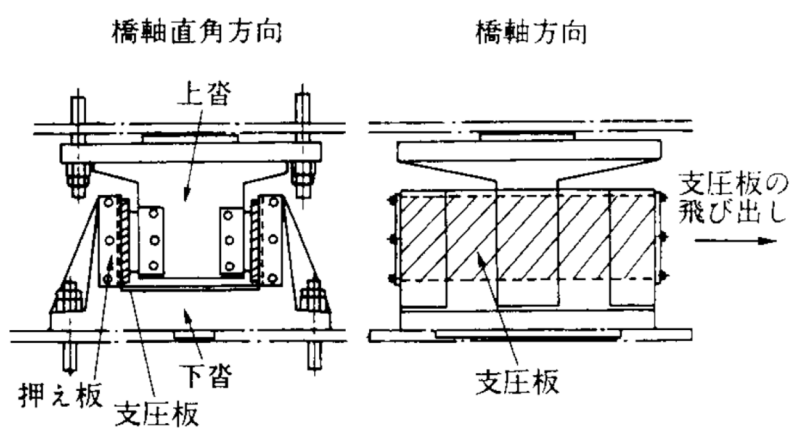


図 1.4 天保山大橋で発生したラテラル支承の損傷の概略³⁾

1.2.3. 六甲大橋における地震被害

六甲大橋(図 1.5)は中央径間 220 m, 側径間 90 m, 全長 400 m の 3 径間連続トラス鋼床版ダブルデッキ斜張橋である, 端橋脚にはペンデル沓と水平沓, 中間橋脚にはピン支承およびローラー支承, 独立形式である塔の基部にはピン支承が設置されている. 兵庫県南部地震の



図 1.5 六甲大橋

被害としては、隣接する立体ラーメン橋から玉突き状態で主桁全体が約 200 mm 移動した。また、図 1.6 に示すように中間橋脚ではピン支承のピンが抜け落ち、沓本体は脆性破壊した。また、ピンローラー支承で 6 本設置されているローラーの内 3 本のローラーと下沓が脱落したことにより上沓とピンが宙吊りになった。ウインド沓では、上沓が下沓と衝突し、桁移動に伴って橋門構下フランジ面をめくり上げる被害が発生した。別のピンローラー支承では、ピンの抜け落ちによりサイドブロックが脱落した⁴⁾。

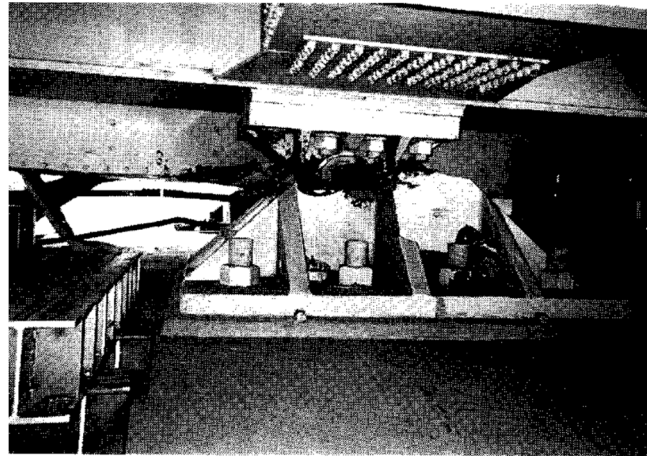


図 1.6 六甲大橋のピン支承の損傷⁴⁾

1.2.4. 麻耶大橋における地震被害

麻耶大橋(図 1.7)は支間長 140 m, 70 m で橋長 210 m の 2 径間連続桁の斜張橋である。端橋脚上にはペンデル沓と水平沓、ピンローラー支承、中間橋脚上にはピン支承、塔の基部はピン支承が設置されている。兵庫県南部地震の被害としては、橋軸直角方向のストッパー機能である端橋脚上の水平沓、ピンローラー支承および中間橋脚上のピン支承が損傷したことにより図 1.8(a)のように塔が大きく傾き、主桁全体が 0.4~1 m 程度横ずれした。また、ペンデル沓が座屈し、図 1.8(b)のように水平沓も沓座コンクリートが崩壊し、その機能が完



図 1.7 麻耶大橋



(a) 塔の傾斜状況



(b) 水平沓の損傷

図 1.8 麻耶大橋の損傷状況⁵⁾

全に失われた。中間橋脚上の桁沓は上沓と下沓が完全に分離して反力を受け持っておらず、塔沓はピンの抜け出しが発生した。また、端橋脚上のピンローラー支承は上下沓とローラーが底板から外れた。以上のように支承機能の大半が損なわれる被害が生じたが、橋梁全体としての機能喪失までには至らなかった⁵⁾。

1.2.5. 桑鶴大橋における地震被害

桑鶴大橋(図 1.9)は熊本県道 28 号を通る 2 径間連続鋼斜張橋である。熊本地震の被害としては、図 1.10 に示すように桑鶴大橋で桁が大きく動き、桁端部の損傷やケーブルの張力抜けが発生した。また、橋軸直角方向の変位制限装置が機能したものの、桁と変位制限装置が衝突により破損し、その機能を失った。主塔部においても桁が支承から脱落する被害が発生した²⁷⁾。また、桁端部においては鋼製支承が破壊し、桁が橋台に衝突した²⁷⁾。

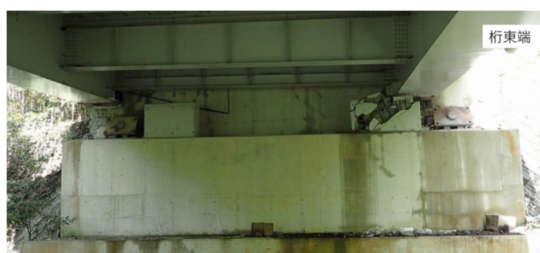
このように、支承の機能が失われた橋梁が余震により再度大きな外力を受けた場合、設計で想定されている構造的に安定した状態における挙動は期待できず、損傷が進展し、落橋につながる恐れがある。



図 1.9 桑鶴大橋³⁵⁾



(a) ケーブルの張力抜け



(b) 変位制限装置の損傷



(c) 主塔部における支承からの桁脱落

図 1.10 桑鶴大橋の地震被害²⁷⁾

1.2.6. 横浜ベイブリッジにおける地震被害

横浜ベイブリッジは中央径間 460 m、側径間 200 m、全長 860 m の 3 径間連続鋼斜張橋である。主桁はダブルデッキトラス構造であり、主桁は主塔と端橋脚でそれぞれタワーリンク、エンドリンクと接続されている。リンクは橋軸および橋軸直角方向に振り子状に可動することで固有周期を長周期化し、地震時には免震機能を発揮する構造となっている。主塔下部の横梁に設置された凸状のウインドタングと横桁に設置されたウインド沓により橋軸直角方向の変位を拘束している。

東北地方太平洋沖地震における被害としては、図 1.11 に示すウインド沓の表面に主桁が大きく橋軸方向に変位した滑動痕跡や、図 1.12 に示す主桁と主塔を結ぶタワーリンクの防水カバーである上面円盤近傍で数本のボルトの破損および円盤の塗装の剥離が確認された⁷⁾。ウインド沓の滑動痕跡は、ウインド沓とウインドタング間で衝突が発生したためと考えられる。一方、タワーリンクのボルト破断についてはリンクの変位量だけからでは破断メカニズムを明らかにするまでには至っていない。

横浜ベイブリッジではウインド沓とウインドタングの遊間は 5 mm に設計されているが、設計時の動的解析ではウインド沓とウインドタングは一体となって挙動すると仮定していたため、衝突力やこれに伴う非線形性についてはこれまで考慮されてこなかった。上述した東神戸大橋では、ウインド沓の損傷を起点に、ペンデル支承の脱落や桁端部のアップリフトが発生しており、横浜ベイブリッジでも、ウインドタングの損傷後におけるタワーリンクの脱落・ケーブルの破断、さらには補剛桁の損傷など、連鎖的な損傷が発生すると考えられる。横浜ベイブリッジではこのような被害を想定して静的解析に基づいて対策が行われているが、動的な効果を考慮した損傷過程までは明らかになっていない。

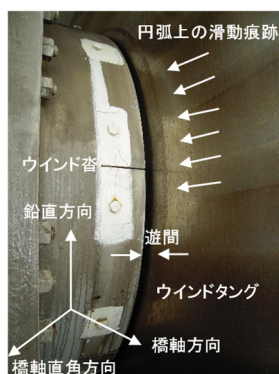


図 1.11 ウインドタンクの接触痕



図 1.12 タワーリンクのボルト破断

1.3. 長大橋における衝突応答の観測の現状

橋梁の衝突による被害はこれまでも数多く報告されており、衝突現象そのものは珍しいものではない。しかし、地震時の応答をモニタリングしている橋梁はまれであり、衝突時の橋梁の応答の観測データは限られている。設計で想定されていない応答が観測されることがあるため、地震時の橋梁の応答をモニタリングすることは耐震性能を評価するうえで重要である。

海外では斜張橋である Evripos 橋で 43Ch の加速度計により地震応答をモニタリングしている³⁷⁾。また、斜張橋である Cape Girardeau 橋でも 84Ch の加速度計によるモニタリングシステムが設置されており、固有振動数の推定などが行われている³⁸⁾。また、カリフォルニアの長大吊橋のひとつである Vincent Thomas 橋では図 1.13 のように 26Ch の加速度計が設置されており、地震時の応答をモニタリングしている³⁰⁾。Vincent Thomas 橋では、このモニタリングシステムにより、1992 年に発生したノースリッジ地震において補剛桁で図 1.14(a) に示す橋軸直角方向のスパイク状の加速度応答^{1), 30)}が観測されている。この橋梁ではノースリッジ地震の数週間前にウインド沓の塗装が行われており、地震後には塗装の剥離が観察されている。

国内でも、東神戸大橋に 15Ch の加速度計が設置されており、主塔下部横梁で周期的なパルス状の加速度応答が観測されている(図 1.14(b))⁶⁾。しかし、東神戸大橋では全体応答を追えるほど空間的に密なモニタリングシステムは設置されていないため、衝突応答を分析するには十分な観測データが得られていないのが現状である。

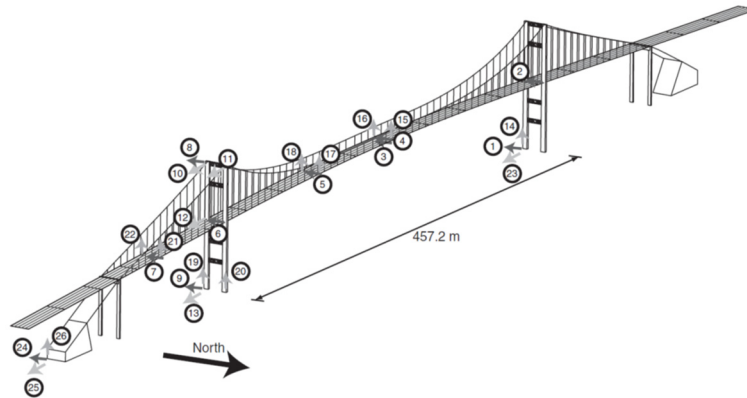
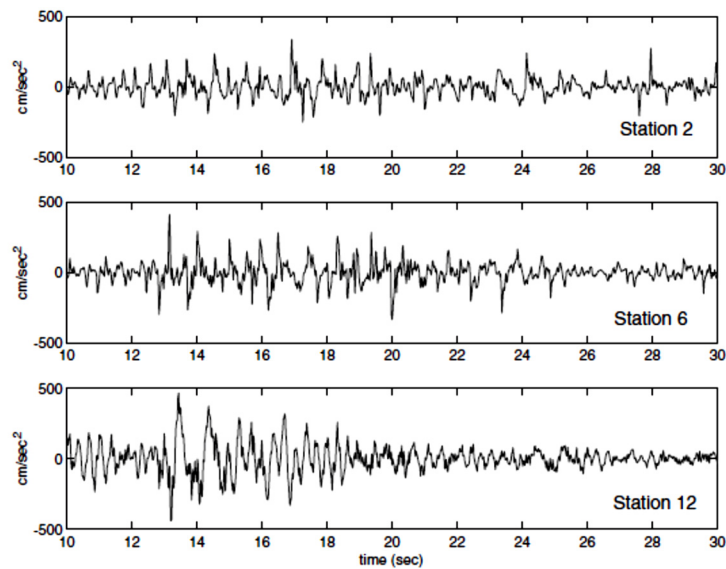
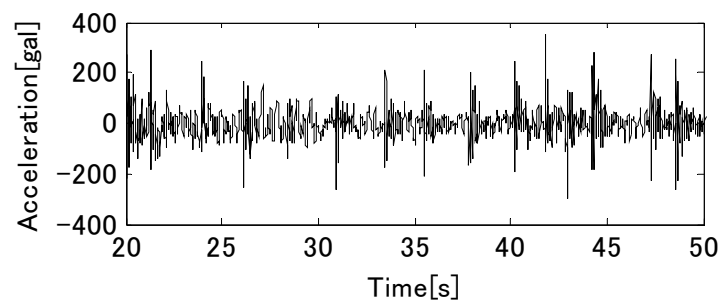


図 1.13 Vincent Thomas 橋のモニタリングシステム³⁰⁾



(a) Vincent Thomas 橋で観測された加速度応答³⁰⁾



(b) 東神戸大橋で観測された周期的なパルス状の加速度

図 1.14 過去の地震で観測された衝突応答

このような中、横浜ベイブリッジでは 85Ch の加速度計が設置されており、世界的にも類を見ない高密度なモニタリングシステムにより地震応答を観測している。東北地方太平洋沖地震時にはウインドタング部分で衝突応答とみられる周期的なパルス状の加速度応答が観測された。横浜ベイブリッジでは東神戸大橋のようにウインド沓が損傷するような比較的大きな被害はなかったものの、観測された衝突応答は耐震設計時には考慮されていないものである。横浜ベイブリッジのように長大橋の地震動を観測するために高密度にセンサが設置されている例は稀であり、この観測データから衝突応答を分析することは重要である。

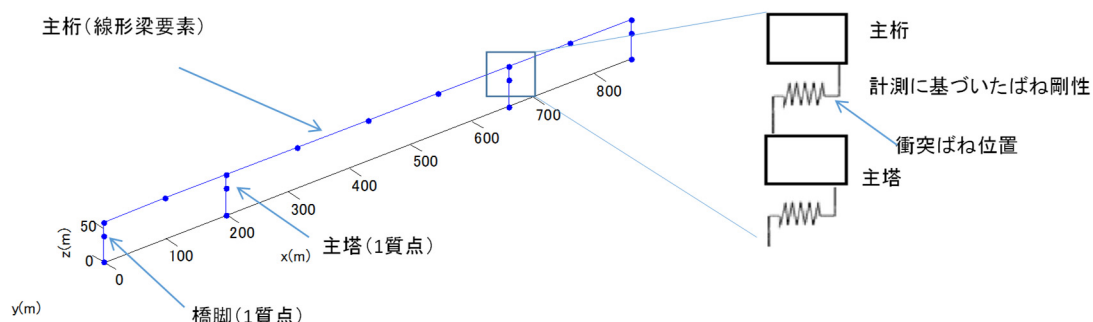
1.4. 既往の研究

本節ではまず、本研究で対象とするウインドタングの地震時の応答評価の現状と問題点について述べる。そのうえで、本研究の対称橋梁である横浜ベイブリッジの耐震補強で検討されている損傷シナリオと実際に実施された耐震補強について述べる。さらに、これまでに提案されている衝突解析手法についてまとめる。

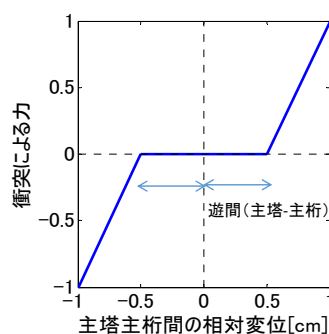
1.4.1. 地震時におけるウインドタング・ウインド沓の解析的研究

石崎ら⁹⁾は東神戸大橋を対象に橋梁全体系の骨組みモデルに兵庫県南部地震で観測された地震動を入力し、ウインド沓の水平反力とウインド沓のセットボルトの耐力から逆算したウインド沓の水平耐力との比較を行い、実際に発生した被災メカニズムを推定している。しかし、モード解析法を用いているため、ウインド沓の衝突現象や部材の非線形性については考慮されていない。

また、高本ら³²⁾は 2011 年の東北地方太平洋沖地震において横浜ベイブリッジで観測されたウインド沓-ウインドタング間の衝突応答の再現を行っている。この研究では、橋軸直角方向のみを考慮して図 1.15 のように主桁を梁要素、主塔とリンク部材をばねと集中質量でモデル化し、主塔と主桁の間に遊間以上の変位が発生した場合に剛性が作用する衝突ばねを導入することで衝突現象を再現したうえで、レベル 2 地震時にウインドタングに発生する衝突力を評価している。しかし、主塔やリンクの剛性および衝突ばねの剛性は非衝突時および衝突時のシステム同定結果が再現できるように設定されており、計測データがない場合にはこのモデル化により衝突応答を再現することができない。また、レベル 2 地震時のウインドタングの衝突力を線形解析で求めているため、部材の非線形化を考慮した場合のレベル 2 地震時の衝突力の評価にも至っていない。さらに、いずれの研究も骨組み解析にとどまっており、ウインド沓やウインドタングが衝突により損傷したときの変形状態や損傷状態を解析的に明らかにするまでには至っていない。また、損傷後に発生するリンク部材の脱落についても解析的に予測するまでには至っていない。



(a) 橋軸直角方向のみ考慮した 1 次元モデル



(b) 衝突ばねの復元力特性

図 1.15 既往研究における横浜ベイブリッジの衝突モデル

1.4.2. 長大橋の耐震補強の現状

兵庫県南部地震以降、長大橋の耐震対策は急速に進められてきた。首都高の代表的な長大橋である横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ大橋は 1995 年の兵庫県南部地震以前に設計されているため、供用中に発生する確率は低い、大きな地震強度を持つレベル 2 地震動を考慮した設計はされていない。兵庫県南部地震により多数の橋梁に落橋などの甚大な被害が発生したのを受けて、レベル 2 地震動についての規定が設けられ、これらの橋梁に対してもレベル 2 地震動に対する耐震性評価と耐震補強方法が 2000 年以降に検討されてきた。検討は、基本方針の策定し、サイト特性を考慮したレベル 2 地震動を作成したうえで骨組みモデルを用いた動的解析を行い、最大応答を用いて別途 FEM モデルによるプッシュオーバー解析に基づいて損傷評価を行い、補強構造を検討するという流れで行われている³³⁾。耐震性能の目標としては、レベル 2 地震時には損傷が限定的なものであり、落橋や倒壊が起きないこととしている。

横浜ベイブリッジでは、骨組み解析により損傷レベルの検討を行っているが、骨組みモデルだけでは損傷の程度を推定することが困難な構造部位であるウインドタングシステム、端橋脚、タワーリンクシステムについては、各構造要素において三次元シェル要素を用いて材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮したプッシュオーバー解析を行い損傷状態が

推定されている³⁴⁾。この検討により、ウインドタングシステム、端橋脚、タワーリンクは損傷した場合、目標とする耐震性能を確保することができないと判断されている。

長大橋では、個々の損傷が独立して発生するのではなく、ある損傷が起点となり、連鎖的に損傷が発生する。この連鎖現象を整理するために図 1.16 に示す損傷関連図が作成されており、許容できない損傷に対して検討が行われている³³⁾。ウインドタングが損傷した場合、タワーリンクに変形可能限界を超える面外変形が発生しピンが脱落、さらにはケーブルの破断や補剛桁の損傷など連鎖的な被害が発生する恐れがある。新設橋梁では、このような被害を未然に防ぐために、レベル 2 地震時に連鎖的な損傷の起点となるウインドタングが損傷しないように設計されている。しかし、横浜ベイブリッジのような設計当時にレベル 2 地震動が考慮されておらず、ウインドタングの補強が困難と判断されている既設の長大橋では、ウインドタング損傷後にタワーリンクが脱落した場合でも交通機能に支障が出ないように、現在では隣接橋梁の落橋防止構造、主塔部の段差防止構造、桁端部のアップリフト防止ケーブルが設置されている。横浜ベイブリッジの場合、レベル 2 地震時におけるタワーリンクの変位を CAD 上に落とし込み、タワーリンクがブラケットと干渉した場合にはタワーリンクが脱落すると判断し、対策を行っている。しかし、東北地方太平洋沖地震で発生したようなウインドタングとウインド杓の衝突については検討されておらず、衝突によりウインドタングの機能が失われ、タワーリンクの回転可能限界を超える変位が発生したときに、タワーリンクを構成する部材にどのような応力や変形が発生し、脱落に至るかまでは明らかになっていない。現在の耐震補強ではタワーリンク脱落后は段差防止構造が働き一般交通も可能であるが、恒久的な補修や走行速度制限が必要である。損傷過程を推定することで

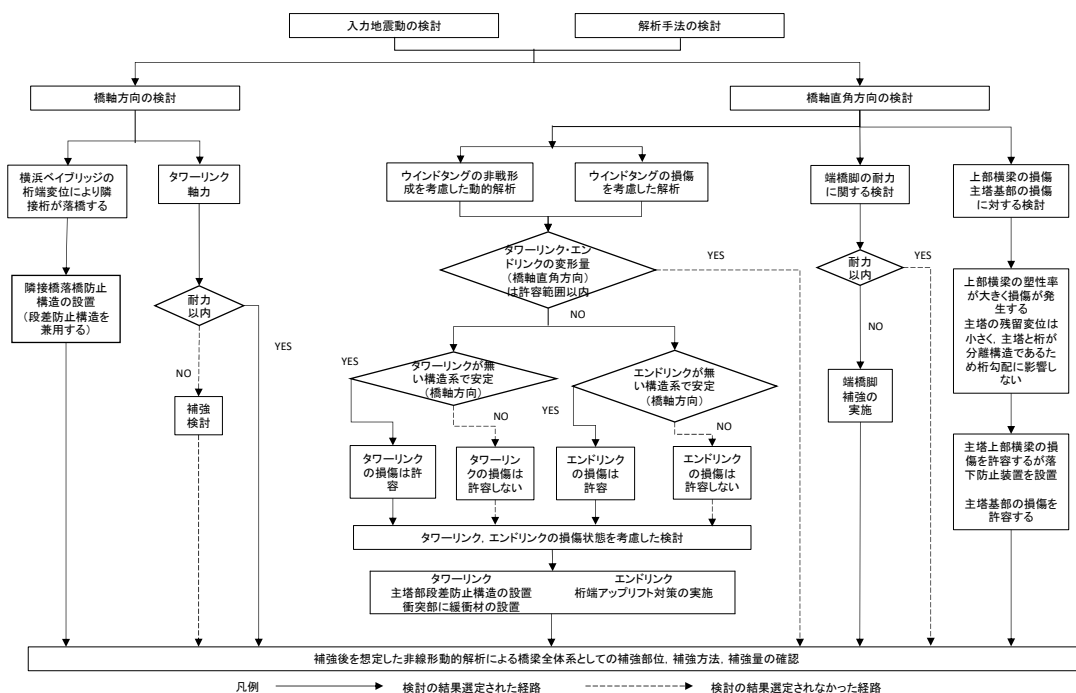


図 1.16 横浜ベイブリッジの耐震補強における損傷関連図³⁴⁾

タワーリンクの脱落を未然に防ぐ対策を立てることができれば、重要橋梁であっても交通機能が長期間低下することを防ぐことができる。このように、ウインドタンクが連鎖的な損傷の起点となることを考慮すると、衝突を考慮したウインドタンクの損傷および損傷後に重要な構造部材の損傷過程を明らかにすることは、衝突を含めた長大橋の耐震補強を検討する上で重要である。

1.4.3. 衝突ばねを用いた隣接構造物の衝突に関する研究

衝突は古典的な物理現象でありこれまでも多くの研究が行われている。質点における衝突の挙動は運動量保存則に基づいて衝突前後の互いの相対速度の比で定義される反発係数を用いて運動方程式から解くことができる。坂¹⁴⁾は一質点系に置き換えられた近接建物の衝突を理論的に扱っている。しかし、一般的に構造物の地震応答を求める場合に用いられる多自由度系モデルは剛体ではないことや、系の一部の速度応答を制約条件として規定することが困難であり、この古典的な手法をそのまま適用することはできない。また、衝突の継続時間や衝突力についても評価が困難であるという問題点がある。このように衝突現象は古典的な問題であるにもかかわらず、今日に至っても衝突に関する評価手法はそれほど進んではいない。この理由は衝突による破壊も含めた現象が極めて複雑であるということが原因である。

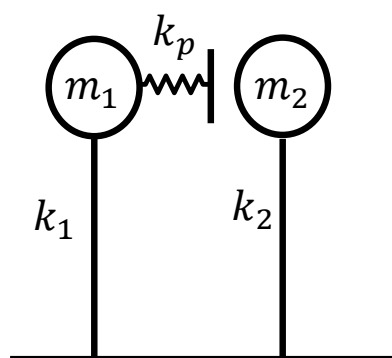


図 1.17 一質点系による衝突応答のモデル化

衝突応答を簡易に求める手法としては、衝突する構造物の間に剛性の高いばね要素（衝突ばね）を用いる手法がある。Anagnostopoulos¹⁵⁾は図 1.17 のように建物を一質点系でモデル化し、隣接する建物の間に衝突ばねを挿入することで、建物の衝突応答を求めている。Susendar ら³⁶⁾は Hertz の接触理論に基づいた衝突ばねの剛性および非線形の減衰を用いて衝突応答を評価する手法を提案している。Maison ら¹⁷⁾は構造物を多質点系でモデル化して 15 階建てのビルの衝突応答を求めている。

橋梁の衝突のモデル化に関する研究は川島¹³⁾が隣接する梁要素の軸方向剛性と同程度の剛性を持つ衝突ばねを挿入することで、衝突現象を近似できることを示しており、この研究で提案されている衝突ばねの剛性はその後の橋梁の衝突解析で広く用いられている。

Reginald ら¹⁶⁾や Jankowski ら²⁹⁾は橋梁を1自由度系でモデル化し、橋梁間に衝突ばねを挿入して衝突を考慮した地震応答解析を行い、衝突が免震橋梁の応答に与える影響について検討している。田崎ら³¹⁾は直線橋を対象に衝突を考慮した地震応答解析を行い、衝突により6径間が玉突き現象を起こし、実際に発生した落橋のメカニズムを明らかにしている。しかし、いずれの手法においても衝突時の全体応答を評価することができるが、衝突による局所的な変形や損傷を予測するまでには至っていない。

1.4.4. 剛体理論に基づく三次元的な衝突応答に関する研究

Zhu ら^{18),20)}は、振動台を用いた模型実験を行い、桁-橋台間および桁間の衝突現象を明らかにしたうえで、2次元剛体転倒モデルを拡張して接触解析手法と衝突ばねを融合することで有限要素法による3次元衝突モデルを提案し、実験結果と比較することで提案した衝突モデルの妥当性を示している。また、Zhu ら^{19),21)}はこの衝突モデルを用いて橋梁の動的解析を行い、衝突現象が橋梁の挙動におよぼす影響および変位制限装置と衝撃緩衝装置を有する桁間連結装置の有効性を定量的に評価したうえで、緊急車両の通行可能性について検討を行っている。

この手法は三次元的な衝突応答を比較的簡易に高精度で推定することができるが、剛体理論に基づいているため、弾性体の衝突や接触面が大きく変形する場合には適用できないという問題点がある。

1.4.5. 3次元モデルを用いた衝突応答の評価

衝突現象をばねでモデル化する場合、衝突する節点をあらかじめ定義する必要がある。しかし、一般的には衝突は三次元的に発生し、衝突する節点は時々刻々と変化する。また、衝突ばねでは衝突による局所的な応答を評価することはできない。機械系の分野では、系全体を三次元有限要素でモデル化し、衝突応答を検討している。Haitham ら²⁴⁾は自動車をフルスケールでモデル化し、衝突力や変形状態について検討している。Lin ら²⁵⁾は図 1.18 のように自動車とポールの衝突実験を行い、数値シミュレーションとの比較を行っている。土木分野では、Kaiming ら²³⁾が図 1.19 のように RC 桁橋を対象にソリッド要素でモデル化し、1方向入力および2方向入力の地震応答解析により隣接桁や橋台との衝突による局所的な応力状態や損傷状態の評価を行っている。この研究では、三次元モデルを用いることで、衝突する節点をあらかじめ仮定する必要がなく、局所的な損傷を評価できるという有効性や隣接桁が直接衝突する場合と橋軸直角方向の大変位により桁が支承から脱落した後に桁と支承が衝突する場合の2つの損傷が発生する可能性があることを示している。しかし、長大橋のような大規模な橋梁を全てソリッド要素でモデル化する場合、自由度が多くなり計算コストがかかる。また、全体応答については梁要素などでも十分再現可能であるため、必ずしも着目する部位以外の部分まで詳細にモデル化する必要はない。

Li ら¹⁰⁾はガセットプレートのような局部応力が発生する部位をソリッド要素やシェル要

素等で詳細にモデル化し、それぞれのモデルを Multi Point Constraint (MPC)によって結合するマルチスケールモデル(図 1.20)を提案している。トラス構造の実験模型を用いてモード実験および静的載荷実験を行い、梁モデル、シェルモデル、マルチスケールモデルの応答の比較を行っている。この検討により、モデル化の違いによる固有振動数や公称応力の差が小さく、マルチスケールモデルとシェルモデルの局所的な応力も大きな差がないことからマルチスケールモデルの有効性を示している。さらに、このモデル化手法を長大吊橋である Tsing Ma 橋に適用し、橋梁全体を梁要素、トラス部材のガセット部をシェル要素でモデル化したマルチスケールモデルを構築し、計算コストを抑えつつ、列車の走行荷重時における橋梁の疲労による局部応力の評価を行っている²²⁾。また、Li らは同じ橋梁を対象に周期的な外力を与えることで地震時に起こりうる局所的な損傷を検討している¹¹⁾。しかし、実際に発生しうる位相特性を持つ地震応答は求められておらず、非線形性が強く、高い時間分解能が必要とされる衝突応答と衝突による局所的な損傷および変形状態、さらには損傷後の橋梁の応答やそれに付随して発生する損傷についても検討されてきていない。

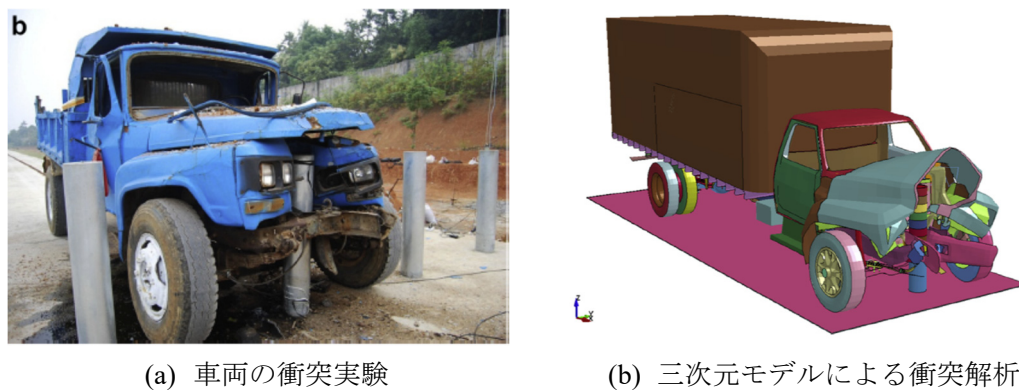


図 1.18 車両の衝突解析と実験の比較²⁵⁾

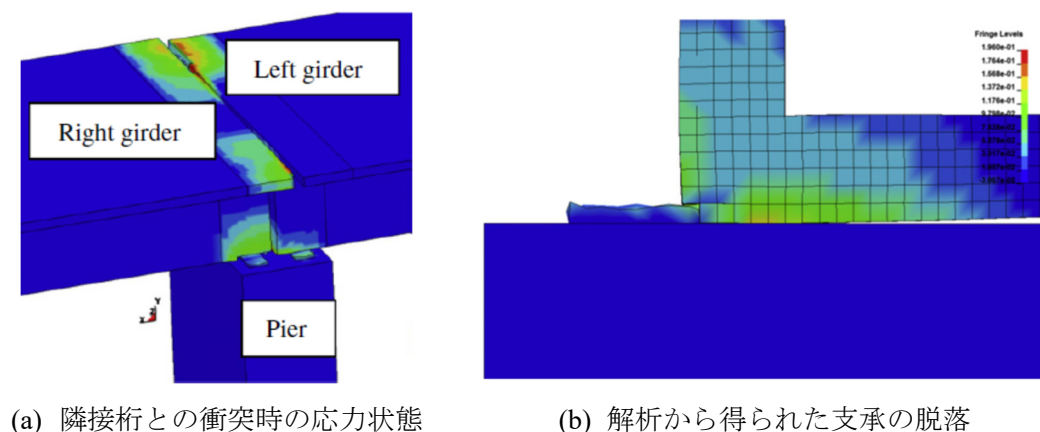


図 1.19 三次元有限要素モデルによる隣接桁との衝突解析

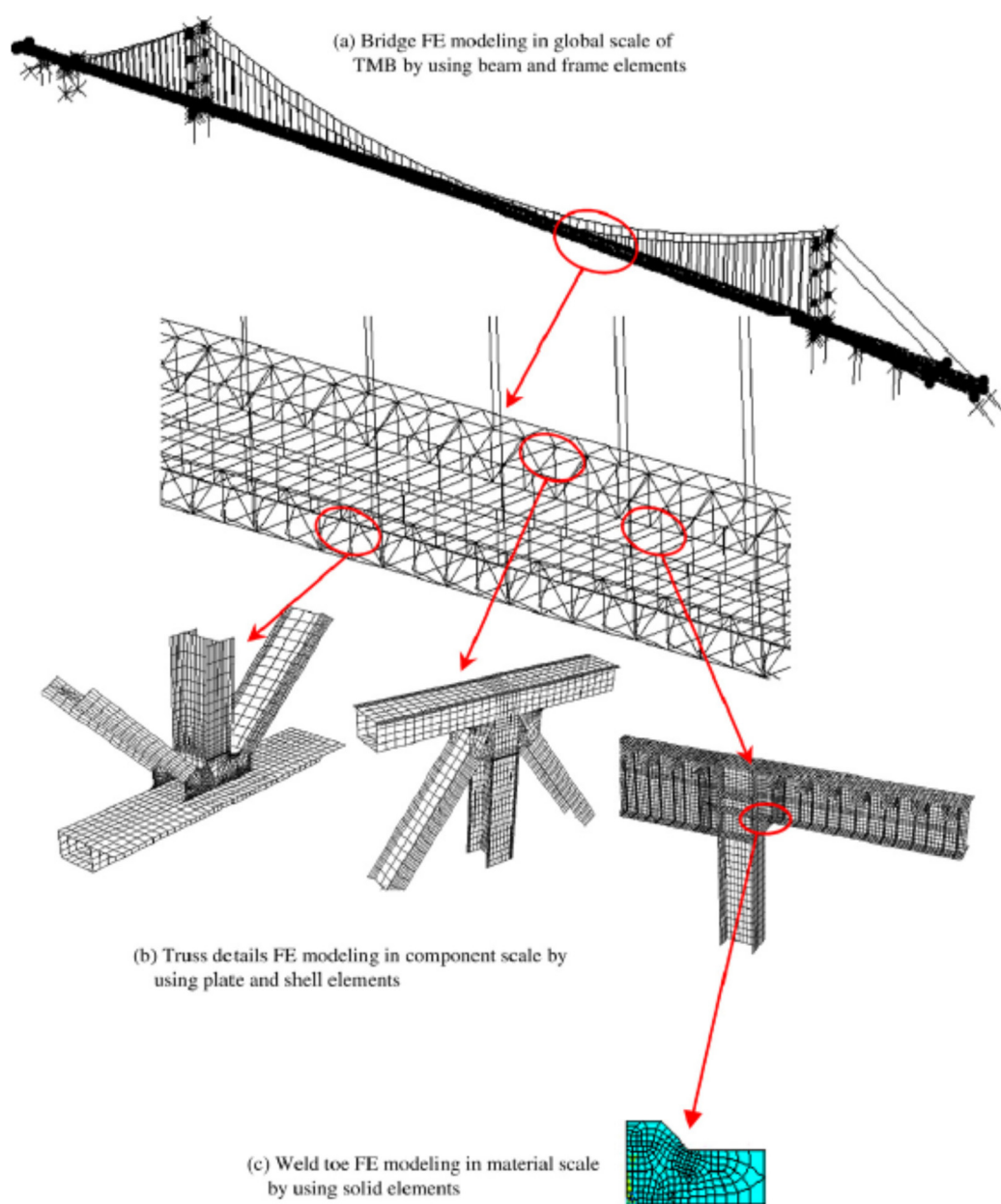


図 1.20 マルチスケールモデル²²⁾

1.5. 本研究の目的

以上の背景と既往の研究を踏まえ、本研究の目的は長大橋の衝突を考慮した具体的な補強を検討するために「長大橋の地震時の損傷過程をシミュレーションにより明らかにすること」とした。そのために、本研究は以下のフローを進める。

1. 横浜ベイブリッジを対象に三次元骨組みモデルを用いた衝突解析の妥当性を検証し

た上で、動的解析によりウインドタングが損傷する地震の判定を行う。実現現象を精度よく再現できるモデルの構築方法についても提案する。

2. マルチスケールモデルを構築し、東北地方太平洋沖地震で発生した横浜ベイブリッジにおける衝突時の応答を再現したうえで、ウインドタングの損傷箇所および損傷モード、さらには損傷後の橋梁の応答を明らかにする。同モデルで計算された東北地方太平洋沖地震時の応答を別途構築したリンク部分の詳細モデルに入力しボルト破断の原因まで明らかにする。
3. ウインドタングが損傷すると判定された地震動をマルチスケールモデルに入力し、将来の大地震におけるウインドタングやリンク部材に発生しうる損傷過程の推定を行う。

1.6. 本論文の概要と構成

本論文における各章の概要は、以下のとおりである。

第1章では、本研究の背景と、長大橋の衝突による地震被害および地震時の衝突に関する研究を調査することにより、現状の課題と長大橋における橋軸直角方向の衝突によるウインドタングの損傷状態を分析する手法を提示している。

第2章では、2011年3月11日に横浜ベイブリッジで観測された地震応答を用いて実応答を再現する横浜ベイブリッジの骨組みモデルを構築し、動的解析により大地震時のウインドタングの安全性について検討している。解析モデルの妥当性はシステム同定によって同定された固有振動数、モード形状といった振動特性と固有値解析結果との比較および観測された加速度応答と観測された地震動を用いた動的解析結果との比較により検証している。その後、構築した骨組みモデルに将来の大地震を想定したレベル2地震動を入力し、ウインドタングに発生する衝突力を推定する。推定された最大衝突力とウインドタングの耐力を比較することでウインドタングが損傷しうる地震を判定する。

第3章では、ウインドタングやウインド杓、横桁等、衝突による影響が大きい部材の変形状態や損傷状態の評価を行うために、衝突部付近をシェル・ソリッド要素で詳細にモデル化し、骨組みモデルと結合することでマルチスケールモデルを構築する。東北地方太平洋沖地震で観測された地震動を用いた動的解析を行い、解析結果と観測応答および実際に発生した損傷状態と比較することでマルチスケールモデルの妥当性を検証している。

第4章では、第2章でウインドタングの耐力を上回る衝突力が発生した地震動を第3章で構築したマルチスケールモデルに入力し、レベル2地震時におけるウインドタングの変形状態および損傷状態について評価を行う。さらに、タワーリンクと主塔の衝突による影響やタワーリンクの脱落といったウインドタングの損傷後に発生しうる重要部材への損傷過程について検討している。

第5章では、以上の章で得られた知見を結論にまとめる。

参考文献

- 1) 土木学会：1994年ノースリッジ地震震害調査報告，1997.
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 1 土木構造物の被害（橋梁），土木学会，pp.313-324，1996.
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 1 土木構造物の被害（橋梁），土木学会，pp.325-330，1996.
- 4) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 1 土木構造物の被害（橋梁），土木学会，pp.336-339，1996.
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 1 土木構造物の被害（橋梁），土木学会，pp.340-342，1996.
- 6) 石崎浩，北沢正彦，西森孝三，野口二郎：東神戸大橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析的検討，橋梁と基礎，pp.39-46，1998.
- 7) 並川賢治，布施光弘，藤野陽三：横浜ベイブリッジの東北地方太平洋沖地震後調査と耐震性能評価，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，I-048，pp.95-96，2012.
- 8) D. M. Siringoringo, Y. Fujino: Response analysis of Yokohama Bay Bridge under the 2011 Great East-Japan Earthquake, *15th World Conference on Earthquake Engineering*, pp.1-10, 2012.
- 9) Dionysius M. Siringoringo, Y. Fujino: Seismic response analyses of the Yokohama Bay cable-stayed bridge in the 2011 Great East Japan Earthquake, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.19, No.8, 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000508 A4014006, pp.1-17, 2014.
- 10) Z. X. Li, T. Q. Zhou, T. H. T. Chan, Y. Yu: Concurrent multi-scale modeling of civil infrastructures for analyses on structural deterioration Part I: Modeling methodology and strategy, *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 45, pp.782-794, 2009.
- 11) Z. X. Li, T. Q. Zhou, T. H. T. Chan, Y. Yu: Multi-scale analyses on seismic damage and progressive failure of steel structures, *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 48, pp.1358-1369, 2012.
- 12) 阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路震災から復旧まで 写真集，1997.
- 13) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察，土木学会論文報告集，Vol. 308，pp.123-126，1981.
- 14) 坂静雄：地震による近接建物の衝突，日本建築学会論文報告集，Vol. 221，pp.1-7，1974.
- 15) Stavros A. Anagnostopoulos: Pounding of buildings in series during earthquakes, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol. 16, pp.443-456, 1988.
- 16) Reginald DesRoches, Susendar Muthukumar: Effect of pounding and restrainers on seismic response of multiple-frame bridges, *Journal of Structural Engineering*, pp.860-869, 2002.
- 17) Bruce F. Maison, Kazuhiko Kasai: Analysis for type of structural pounding, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, pp.957-977, 1990.
- 18) Ping Zhu, Masato Abe, Yozo Fujino: Modelling three-dimensional nonlinear seismic

- performance of elevated bridges with emphasis on pounding of girders, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp.1891-1913, 2002.
- 19) 阿部雅人, 藤野陽三, 吉田純司, 朱平: 高架橋の三次元動的解析モデルを用いた桁間連結装置および車両走行性能の評価, 土木学会論文集, No. 773/I-69, pp.47-61, 2004.
 - 20) 阿部雅人, 藤野陽三, 吉田純司, 朱平, 柳野和也: 地震時における橋桁の衝突現象のモデル化と実験的検証, 土木学会論文集, No. 759/I-67, pp.181-197, 2004.
 - 21) Ping Zhu, Masato Abe, Yozo Fujino: Evaluation of pounding countermeasures and serviceability of elevated bridges during seismic excitation using 3D modeling, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, pp.591-609, 2004.
 - 22) Z.X. Li, T.Q. Zhou, T.H.T. Chan, Y. Yu, Multi-scale numerical analysis on dynamic response and local damage in long-span bridges, *Engineering Structures*, Vol. 29, pp.1507-1524, 2007.
 - 23) Kaiming Bi, Hong Hao: Numerical simulation of pounding damage to bridge structures under spatially varying ground motions, *Engineering Structures*, Vol. 46, pp.62-76, 2013.
 - 24) Haitham Al-Thairy, Y. C. Wang: Simplified FE vehicle model for assessing the vulnerability of axially compressed steel columns against vehicle frontal impact, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 102, pp.190-203, 2014.
 - 25) Lin Chen, Yan Xiao, Guo Xiao, Chunlin Liu, Anil K. Agrawal, Test and numerical simulation of track collision with anti-ram bollards, *International journal of Impact Engineering*, Vol. 75, pp.30-39, 2015.
 - 26) 阪 神 高 速 道 路 ホ ー ム ペ ー ジ : <http://www.hanshin-exp.co.jp/company/skill/library/quake/40004.html>
 - 27) 平成 28 年熊本地震被害調査速報会資料 構造物の調査報告 : <http://committees.jsce.or.jp/eec2/system/files/%E6%A7%8B%E9%80%A0%E7%89%A9%E8%A2%AB%E5%AE%B3%E5%A0%B1%E5%91%8A%E7%BC%91-2up1d.pdf>
 - 28) 社団法人 土木学会: 巨大地震災害への対応検討特別委員会 耐震性評価及び耐震設計検討部会 報告書, 平成 18 年 3 月.
 - 29) Robert Jankowski, Krzysztof Wilde, Yozo Fujino: Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.27, pp.487-502, 1998.
 - 30) Andrew W. Smyth, Jin-Song Pei, Sami F. Masri: System identification of the Vincent Thomas suspension bridge using earthquake records, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.32, pp.339-367, 2003.
 - 31) 田崎賢治, 幸左賢治, 山口栄輝, 庄司学: 衝突解析による橋梁の地震被害分析, 土木学会論文集 No.794/I-72, pp.143-156, 2005.7.
 - 32) 高本剛太郎, 水谷司, 藤野陽三, シリンゴリンゴ・ディオンシウス: 東北地方太平洋沖地震においてみられた横浜ベイブリッジの主塔主桁間の衝突とその再現による動的特

- 性の解明, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.242-248, 2014.
- 33) 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 No.801/I-73, pp.1-20, 2005.
- 34) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査, 土木学会論文集 A Vol.66 No.1, pp.13-30, 2010.
- 35) 日本橋梁建設協会ホームページ: <http://www.jasbc.or.jp/photo/detail.cgi?m=1&id=441>
- 36) Susendar Muthukumar, Reginald DesRoches: A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.35, pp.811-828, 2006.
- 37) Vassilis Lekidis, Maria Tsakiri, Konstantia Makra, Christos Karakostas, Nikos Klimis, Issam Sous: Evaluation of dynamic response and local soil effects of the Evripos cable-stayed bridge using multi-sensor monitoring systems, *Engineering Geology*, Vol.79, pp.43-59, 2005.
- 38) Mehmet Celebi: Real-time seismic monitoring of the New Cape Girardeau Bridge and preliminary analyses of recorded data: An overview, *Earthquake Spectra*, Vol.22, No.3, pp.609-630, 2006.

第2章 骨組みモデルによる衝突応答の再現と衝突力の評価

2.1. 概要

長大橋の橋梁の地震応答は詳細設計時に動的解析によって評価されている。しかし、設計時には実応答のデータがなく、衝突などの複雑な現象も省略して応答を評価している。そのため、設計時に構築された構造モデルに観測された地震動を入力しても、実際の応答とは異なる場合がある。さらに、モデルにおける仮定と実際の状態との差が大地震時の応答の評価に影響をおよぼす場合もある。

本章では、大地震時における応答を精緻に評価するために、実応答を再現可能な三次元骨組みモデルを構築することを目的とする。まず、耐震補強設計時の動的解析モデルを元に三次元骨組みモデルを構築する。固有値解析を行い、東北地方太平洋沖地震で観測された地震応答から同定された固有振動数、モード形状との比較により妥当性の検証を行う。その後、観測された地震応答を用いた動的解析を行い、観測された時刻歴応答の比較から動的応答の妥当性を検証する。特に、耐震補強設計時では考慮されていない衝突応答を考慮することで、衝突による卓越振動数の時間変化や瞬時的な加速度応答を再現する。そのうえで、将来の大地震を想定した動的解析により衝突力の評価を行い、ウインドタングが損傷しうる地震動を推定する。

2.2. 対象橋梁の概要

横浜ベイブリッジは1989年に開通した中央径間460 m、側径間200 m、全長860 mの3径間連続斜張橋である¹³⁾。図2.1に横浜ベイブリッジの全景を、図2.2に架橋位置を示す。主桁はダブルデッキートラス構造であり、上弦材は上フランジが鋼床版と一体化した箱断面となっている。上層は横浜高速湾岸線が6車線で通っており、下層には2004年に暫定供用が開始された国道357号線が通っている。主塔は高さ172 m、幅29.25 mのH型ラーメン構造である。図2.3左下に示すように主塔下部の横梁には凸状のウインドタングがあり、横桁に設置されたウインド沓を介して橋軸直角方向の変位が拘束されている。また、図2.3右下に示すように主桁と主塔はタワーリンク、主桁と端橋脚はエンドリンクによって接続されている。リンク端部は球面状の回転機構によるユニバーサルジョイントとなっており、このリンクが橋軸方向および橋軸直角方向回りに振り子のように動くことで、免震機構を果たすとともに、主桁の橋軸方向の変位を制限している。

本橋梁は建設当時では最新の技術が用いられているが、1995年の兵庫県南部地震以前のものであるため、レベル2地震動について考慮されていない。兵庫県南部地震により多数の橋梁に落橋などの甚大な被害が発生したのを受けてレベル2地震動について規定が設けられ、1995年から2007年にかけて材料非線形性や幾何学的非線形性を考慮した動的解析およ



図 2.1 横浜ベイブリッジ全景



図 2.2 横浜ベイブリッジの架橋位置

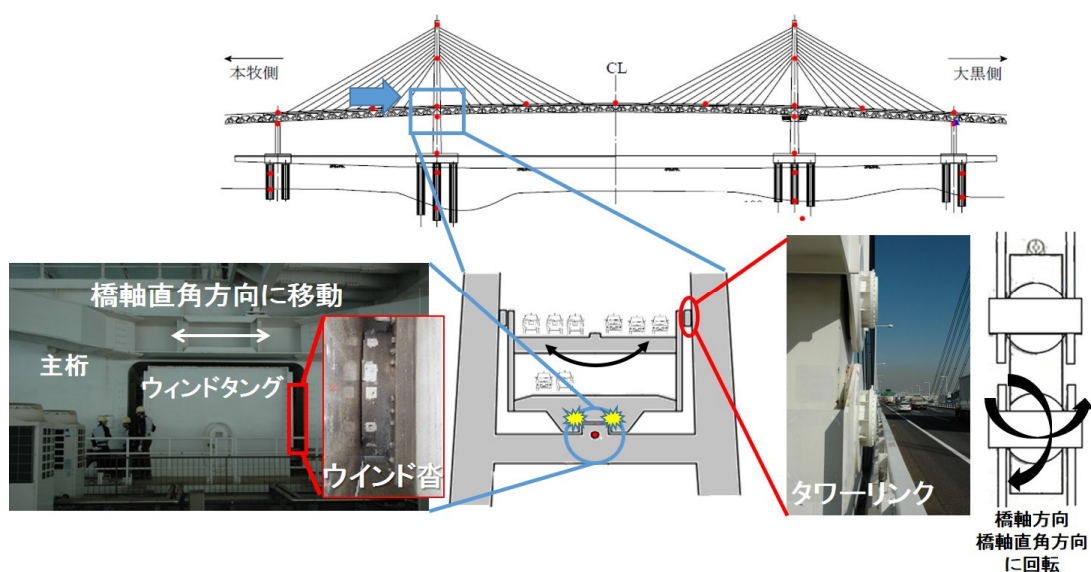


図 2.3 ウインドタンクとタワーリンク



(a) アップリフト防止ケーブル



(b) 主塔段差防止構造



(c) 端橋脚変位制限装置

図 2.4 横浜ベイブリッジの耐震補強

び詳細モデルによるプッシュオーバー解析に基づいた耐震補強が行われている^{3),8)}。この補強工事により、図 2.4 に示すようにアップリフト防止ケーブルや桁端部の変位制限装置、主塔部の段差防止構造の設置、端橋脚のリブの増設等が行われている¹⁾。

2.3. 東北地方太平洋沖地震で観測された地震応答

2.3.1. 観測された地震応答の概要

横浜ベイブリッジには 36 か所合計 85 ch のサーボ型加速度計によるモニタリングシステムが設置されている。主桁は 30 ch、主塔および橋脚は 28 ch、地盤および基礎構造は 27 ch で計測されている。センサは土丹層内に設置されている地震計 3 成分のうちどれかが 0.8 gal 以上を感知した場合に記録されるようになっている。計測のサンプリング周波数は 100 Hz である。図 2.5 に現地調査において撮影した T1 における加速度センサの設置状況、図 2.6 にセンサ配置図を示す。また、表 2.1 にセンサの名称と設置位置を示す。東北地方太平洋沖



図 2.5 センサ設置状況(T1)

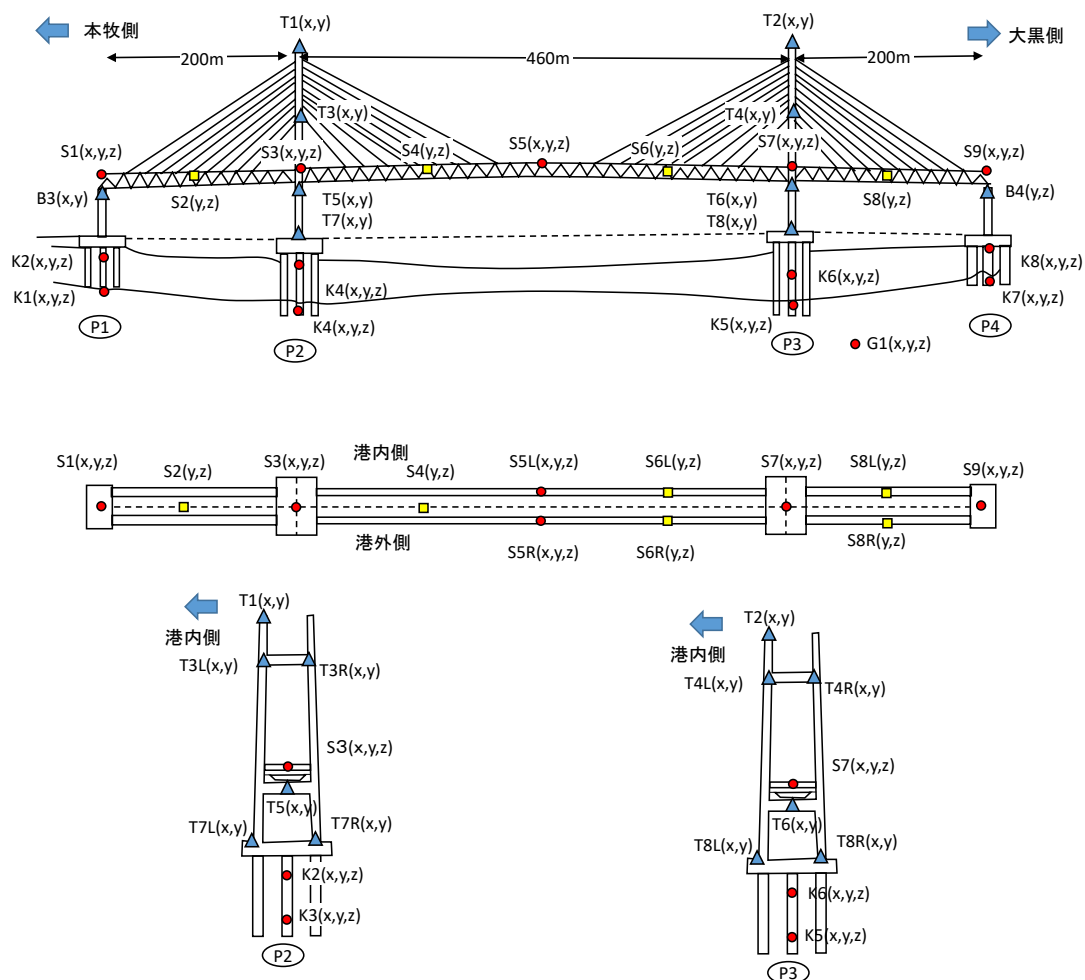


図 2.6 センサ配置図

地震時には、大黒側の端橋脚硬質地盤層(K7)とシルト層(K8)、側径間中央(S8)、桁端部(S9)、本牧側の主塔基部(T7)が故障していた。

横浜ベイブリッジで観測された地震応答の概要を表 2.2 に示す。東北地方太平洋沖地震では、本震と 9 つの余震の観測に成功した。図 2.7 に工学基盤面上(G1)で観測された地震動の加速度応答スペクトルと耐震設計時の入力地震動の応答スペクトルの比較を示す。

図 2.7 より、本震および余震 1 が余震 2~9 に比べて各周期について振幅レベルが大きいことが分かる。また、振幅の大きな本震および余震 1 でも耐震補強設計時に用いられた地震動のよりも応答が小さい。これは、東北地方太平洋沖地震で観測された地震応答は橋梁に大きな損傷を与えるものではないことを示している。

表 2.1 センサの名称と設置位置

名称	設置位置	計測の方向
S1	主桁，端橋脚 P1 位置	X, Y, Z
S2	主桁，側径間(本牧側)支 間中点	Y, Z
S3	主桁，主塔 P2 位置	X, Y, Z
S4	主桁，中央径間 1/4 位置	Y, Z
S5R(L)	主桁，中央径間中点	X, Y, Z
S6R(L)	主桁，中央径間 3/4 点	Y, Z
S7	主桁，主塔 P3 位置	X, Y, Z
S8	主桁，側径間(大黒側)支 間中点	Y, Z
S9	主桁，端橋脚 P4 位置	X, Y, Z
T1	主塔 P2，塔頂	X, Y
T2	主塔 P3，塔頂	X, Y
T3	主塔 P2，横梁(上層)	X, Y
T4	主塔 P3，横梁(上層)	X, Y
T5	主塔 P2，横梁(下層)	X, Y
T6	主塔 P3，横梁(下層)	X, Y
T7R(L)	主塔 P2，基部	X, Y
T8R(L)	主塔 P3，基部	X, Y
B3	端橋脚 P1，柱頭	X, Y
B4	端橋脚 P4，柱頭	X, Y
K1	P1 地中，硬質地盤層	X, Y, Z
K2	P1 地中，シルト層	X, Y, Z
K3	P2 地中，硬質地盤層	X, Y, Z
K4	P2 地中，シルト層	X, Y, Z
K5	P3 地中，硬質地盤層	X, Y, Z
K6	P3 地中，シルト層	X, Y, Z
K7	P4 地中，硬質地盤層	X, Y, Z
K8	P4 地中，シルト層	X, Y, Z
G1	P3 下工学的基盤面	X, Y, Z

X : 橋軸方向, Y : 橋軸直角方向, Z : 鉛直方向

表 2.2 観測された地震応答の概要

地震	発生時刻	Mw	震央からの 距離[km]	JMA 震度	データ長 [秒]	最大入力加速度 [gal](主塔基部)
本震	2011/3/11, 14:47	9.0	398	5-	600	83.32
余震 1	2011/3/11, 15:16	7.7	192	4	400	35.27
余震 2	2011/3/11, 15:27	7.5	567	3	200	6.06
余震 3	2011/3/11, 16:29	6.5	603	2	60	3.84
余震 4	2011/3/11, 17:20	6.1	295	3	150	7.16
余震 5	2011/3/12, 04:00	6.7	205	3	120	3.11
余震 6	2011/3/13, 10:27	6.4	233	3	120	3.82
余震 7	2011/3/14, 10:03	6.2	204	4	60	5.31
余震 8	2011/3/15, 22:32	6.4	63.78	4	120	16.65
余震 9	2011/3/16, 12:52	6.1	147.6	3	120	5.62

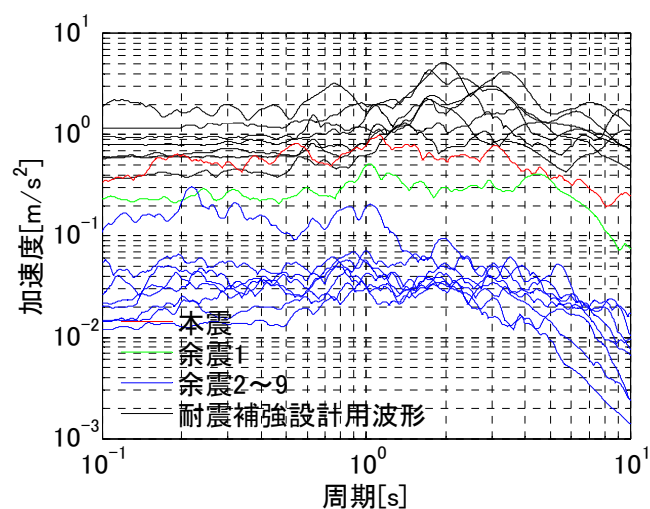


図 2.7 工学的基盤面(G1)で観測された地震応答と耐震補強設計に用いられた地震動の
応答スペクトル

2.3.2. 橋軸方向の応答

2.2 で述べたように、横浜ベイブリッジはタワーリンクおよびエンドリンクを介して主塔・端橋脚と主桁が接続されており、地震時にはこれらのリンク部材が振り子のように動くことで地震力が主桁に直接伝達されない構造となっている。しかし、過去の研究から、中小規模の地震においてはタワーリンクが固着し、免震機能が発揮されなかった例もある⁷⁾。ここでは、東北地方太平洋沖地震でリンク部材が設計時に想定された免震機能を発揮できていたかどうかを検証する。

図 2.8 に端橋脚柱頭における B3 と主桁端部における S1 の橋軸方向の加速度応答を示す。図より主桁端部で 0.5 Hz 以降の高周波成分が大幅に低減されていることが分かる。これは地震時にリンク部材が本来の免震機能を果たしたことを示している。また、振幅の小さな余震においても同様に高周波成分が低減されていることが確認できた。以上より、東北地方太平洋沖地震において横浜ベイブリッジのリンク部材は本来の免震機能を果たしたといえる。

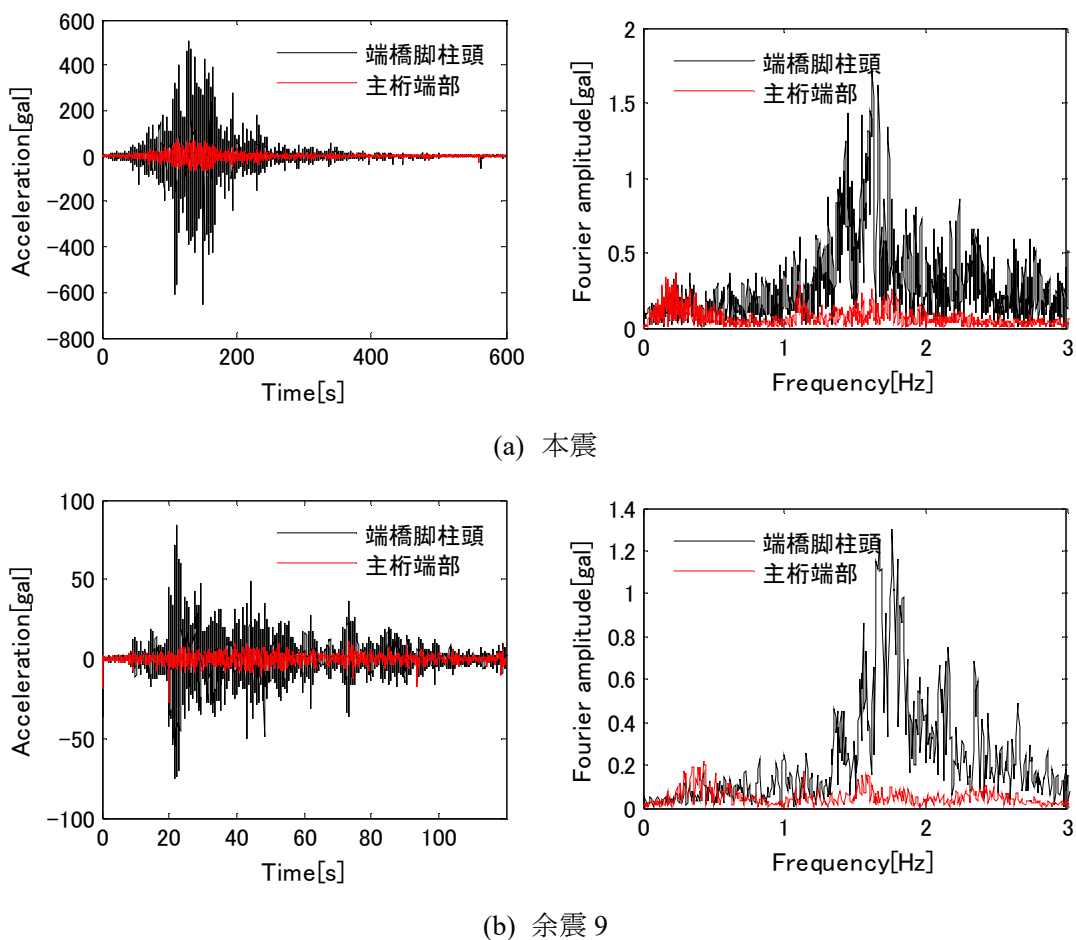
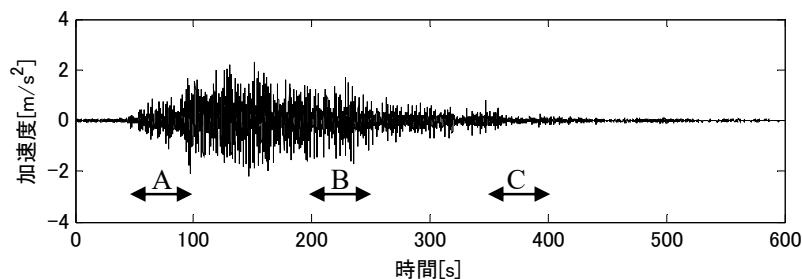


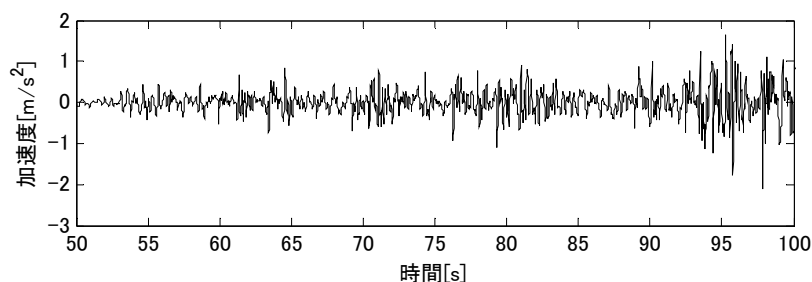
図 2.8 端橋脚 B3 と桁端部 S1 の加速度応答とフーリエ振幅スペクトルの比較

2.3.3. 橋軸直角方向の応答

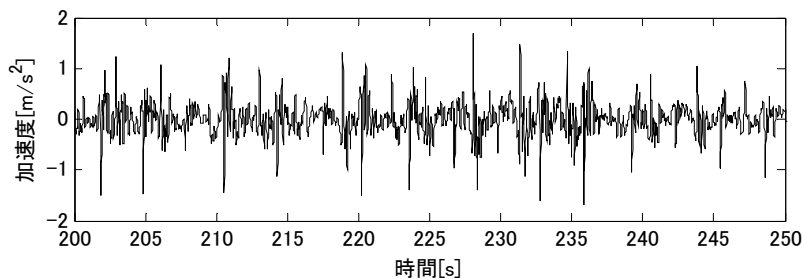
P2 ウインドタング部分における T5 の橋軸直角方向の加速度応答を図 2.9 に示す。図 2.9(a)の A, B, C それぞれの区間を拡大すると図 2.9(a)~(c)のように周期的なスパイク状の波形がみられる。この応答から、本震時にウインドタングとウインド脊で衝突が繰り返し発生していたと考えられる。この衝突応答により、見かけの固有振動数が変化していると考えられる。そこで、観測波形を 50 秒の移動式の時間窓で区切り、50%のオーバーラップをさ



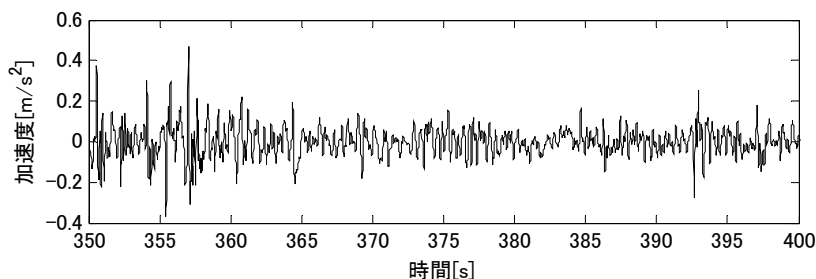
(a) 加速度応答全体



(b) A 部を拡大



(c) B 部を拡大



(d) C 部を拡大

図 2.9 ウインドタング部 T5 における橋軸直角方向の加速度応答

せながら移動させ、各時間窓における固有振動数の時間変化を同定した。システム同定手法には、System Realization using Information Matrix (SRIM)^{6),7)}を用いた。この手法は、入力信号と観測信号の相関から状態空間のモデルの係数行列を同定することで、固有振動数やモード形状などの振動特性を求めるものである。線形システムを対象とした手法であるため、解析波形を時間窓で区切り、その間は線形であると仮定して本手法を適用した。入力信号には橋脚および主塔基部で観測された加速度応答を用い、観測信号にはそれ以外の点で観測された加速度応答を用いた。

本震から得られた橋軸直角 1 次モードの固有振動数の時間変化を図 2.10 に示す。図より、固有振動数が時間的に大きく変化していることが分かる。振動数が増加している時間は強震時の加速度応答が計測されている時間に対応しており、振幅の大きな地震時に非線形現象が発生していたといえる。

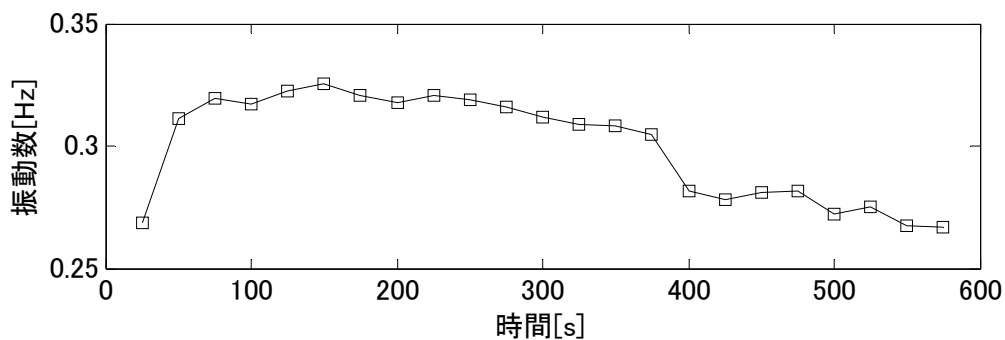


図 2.10 橋軸直角 1 次モードの固有振動数の時間変化

2.3.4. 基部で観測された地震動の相関性

多柱基礎の柱の上端付近で観測された地震応答のコヒーレンスを図 2.11 に示す。なお、K8 の加速度計は故障していたため、ここでは比較していない。K2 と K4 間における加速度は周期 3 秒以上の成分でいずれの方向においても高い相関を示している。一方、K2 と K6 間における加速度応答のうち周期 3 秒以上の成分は 3 秒以下の成分と比べると比較的高い相関を示しているが、K2 と K4 間の加速度応答と比べると相関は低い。これは、K2 と K6 では基礎の位置が離れており、地盤条件が異なるためであると考えられる。また、K4 と K6 のコヒーレンスを比べると、周期 3 秒以上の成分で高い相関を示している。しかし、K2 と K4 間のコヒーレンスと比べると相関性は低い。これは、K2 と K4 の距離が 200 m であるのに対し、K4 と K6 は中央径間である 460 m の距離が離れており、地盤条件の差が相関性に影響を与えたと考えられる。また、短周期成分についてはいずれの基礎の組み合わせにおいても相関性は見られなかった。

以上から、基部の観測応答は長周期成分では比較的高い相関性を示しているものの、各基礎の相関性に差があるため、この影響を考慮した応答を再現するためにも入力地震動は多点異入力を入力する必要があるといえる。

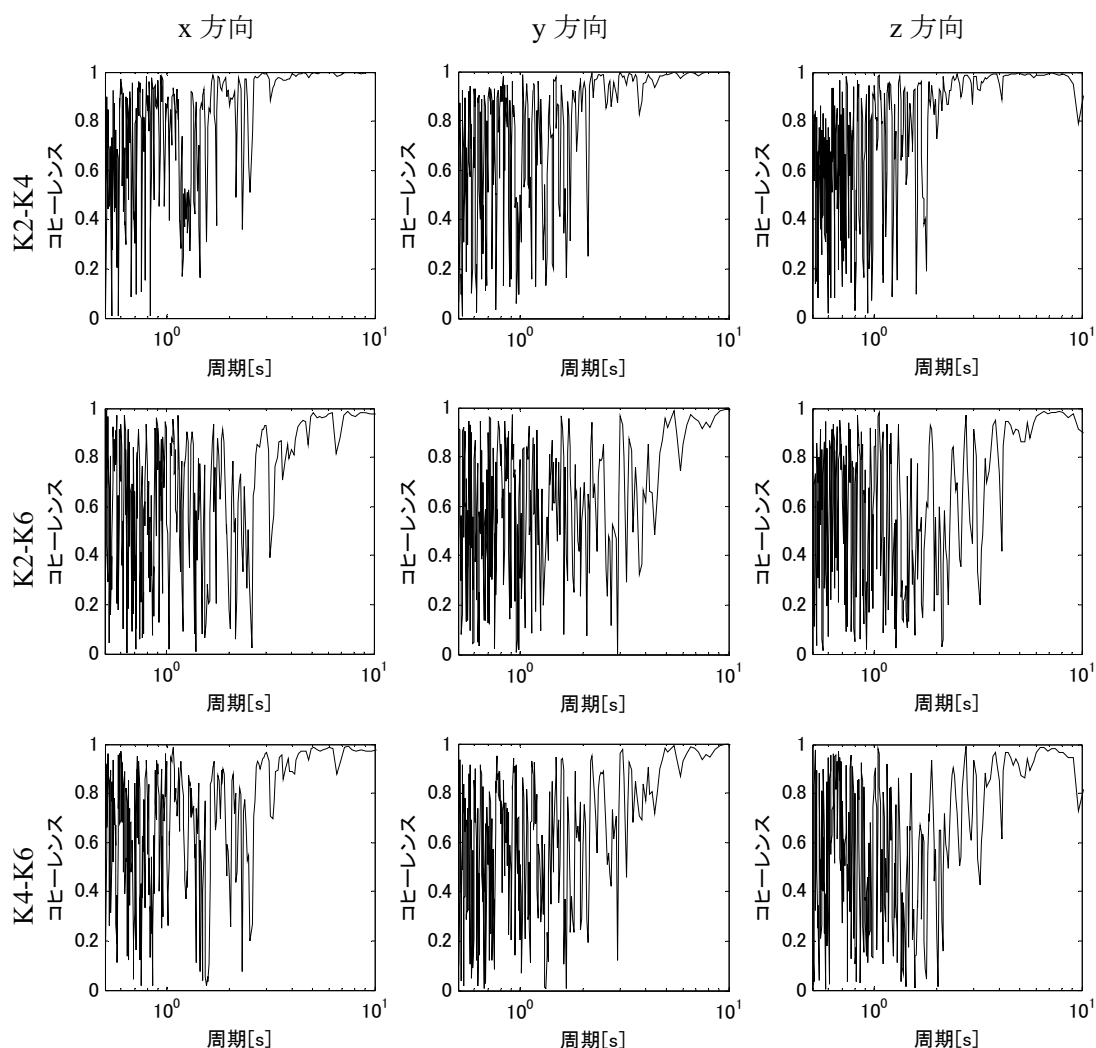


図 2.11 各基部における加速度応答のコヒーレンス

2.4. 解析モデルの概要

東北地方太平洋沖地震で観測された応答を再現するために横浜ベイブリッジの骨組みモデルを構築した。骨組みモデルは、横浜ベイブリッジの耐震補強設計時に用いられたモデル(以下設計モデル)を参考に構築している。図 2.12 に構築した骨組みモデルを示す。主構はトラス部材を梁要素によりモデル化し、暫定供用位置に下路床組を考慮している。ケーブルはトラス要素によりモデル化し、ケーブルのプレストレスを考慮している。また、図 2.13(a)のように引張にのみ抵抗し圧縮に抵抗しないように非線形性を考慮している。

橋脚および主塔は隅角部を剛部材とし、それ以外の部分を非線形梁要素によってモデル化している。復元力特性としては鋼箱型断面において圧縮側フランジと引張側のフランジ中央一に生じるひずみが降伏ひずみに達する時を降伏状態、圧縮側フランジに生じるひずみが許容ひずみに達した時を終局状態とした図 2.13(b)に示すトリリニア型の骨格曲線によ

りモデル化した。

地盤については基礎構造の変形を表す S-R バネによりモデル化し、水平および回転方向に図 2.13(c)の逆行型トリリニアを適用している。

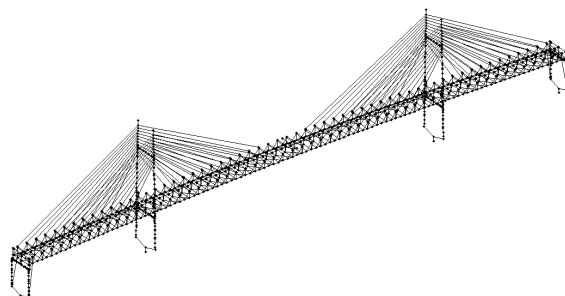
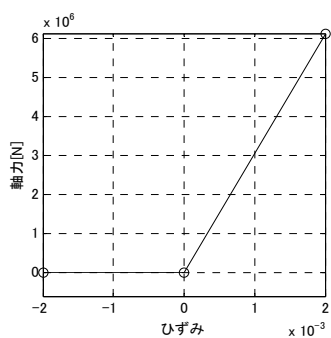
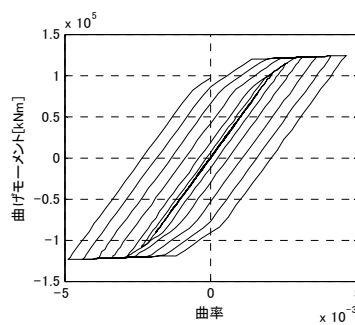


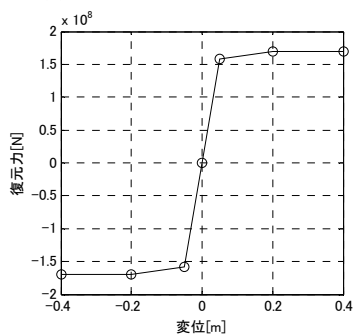
図 2.12 構築した骨組みモデル



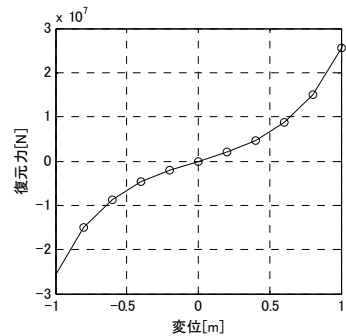
(a) ケーブルの非線形性



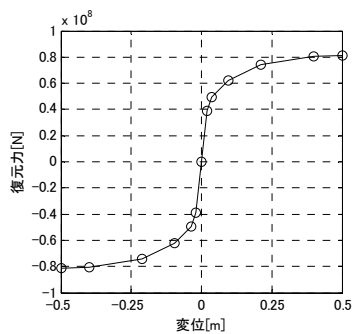
(b) 主塔・橋脚の非線形性



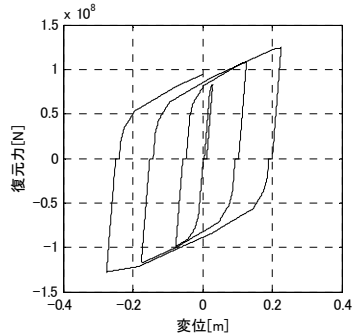
(c) 地盤バネの非線形性



(d) タワーリンクの非線形性



(e) ウインドダングの非線形性(設計)



(f) ウインドダングの非線形性(修正)

図 2.13 解析モデルの非線形性

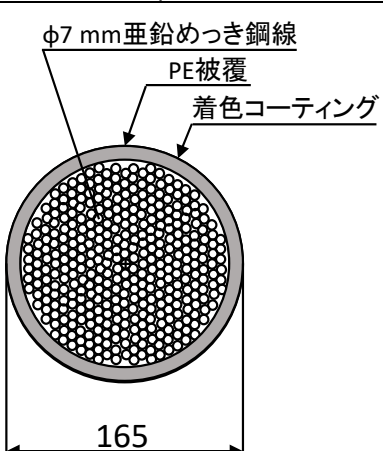
タワーリンクは鉛直方向のみ拘束とし、水平方向については図 2.13(d)に示す逆行型ヘキサリニア型によりタワーリンクの幾何学的な変形による非線形性をモデル化した。

ウインドタングシステムは、耐震補強検討時に実施された三次元有限要素モデルを用いたプッシュオーバー解析によって得られた荷重変位関係に基づき、図 2.13(e)の逆行型ヘキサリニアによりモデル化した。しかし、本研究で三次元有限要素モデルに対して正負交番載荷を作用させたプッシュオーバー解析を行った結果、ウインドタングは逆行型ではなくループを描く復元力特性が確認されたため、後述する修正モデルでは、衝突およびウインドタングの詳細な復元力特性を再現するために図 2.13 (f)の衝突を考慮したヘキサリニアモデルによってモデル化した。

また、本橋梁は供用後に 2006 年～2008 年にかけてレベル 2 地震動に対する耐震補強工事が行われている。端橋脚には段差防止構造、変位制限装置、橋脚補強、アップリフト防止ケーブルが、主塔には段差防止構造と緩衝材が設置されている。段差防止構造、変位制限装置については質量を考慮している。アップリフト防止ケーブルについては表 2.3 に示す耐震補強時の設計書を参考に、断面積を定義し、トラス要素でモデル化している。ケーブルの初期軸力は設計値を参考に 700 kN とした¹⁾。初期軸力は施工後一カ月後に張力導入に用いられたものと同じジャッキにより張力が低下していないことが確認されている。

なお、本研究では骨組みモデルの構築・固有値解析・動的解析には本研究室で開発した三次元動的非線形骨組み構造解析プログラムである Interactive Simulator and Analyzer for Structures (ISAS)⁴⁾を用いた。

表 2.3 アップリフト防止ケーブルの断面形状と諸元

ケーブル種別	$\phi 7 \times 361$
ケーブル断面構成	 <p> $\phi 7$ mm 垂鉛めつき鋼線 PE 被覆 着色コーティング 165 </p>
公称断面積	13900 mm ²
弾性係数	196 kN/mm ²
標準重量	116.1 kg/m

2.5. 東北地方太平洋沖地震の観測結果に基づく骨組みモデルの妥当性の評価と更新

構築したモデルの妥当性を検証するために固有値解析を行い、システム同定により算出された固有振動数および固有モードとの比較を行った。システム同定には System Realization using Information Matrix (SRIM)を用いた。図 2.14 に固有値解析から得られたモード形状とシステム同定によって得られたモード形状の比較を示す。図 2.14 の観測の振動数は、衝突応答が含まれていない余震 2～9 で同定された固有振動数の平均値を示している。また、図 2.15 に余震 2～9 で同定されたモードごとの固有振動数と固有値解析から求められた振動数の比較を示す。

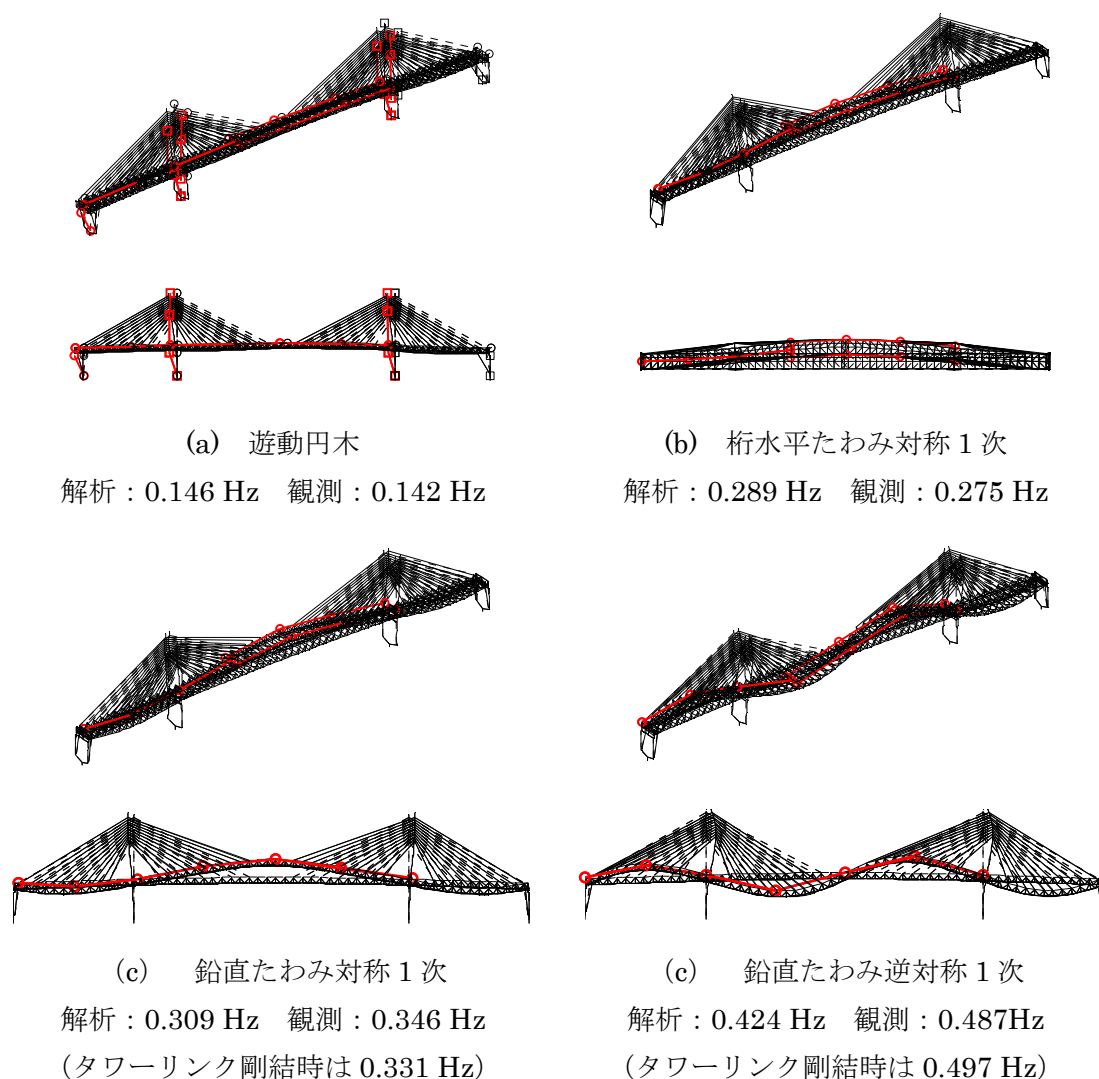


図 2.14 設計モデルの固有振動数とモード形状の比較

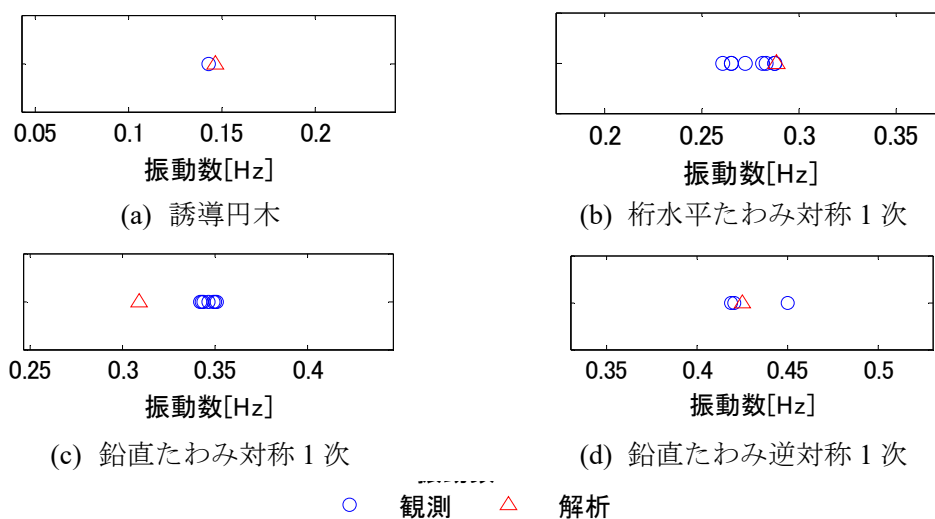


図 2.15 余震 2～9 から同定された固有振動数と設計モデルの固有振動数の比較

固有値解析によって得られた固有振動数は、遊動円木が 0.146 Hz、桁水平たわみ 1 次が 0.289 Hz、鉛直たわみ対称 1 次が 0.309 Hz、鉛直たわみ逆対称 1 次が 0.424 Hz であった。一方、システム同定によって同定された固有振動数の平均値は遊動円木が 0.142 Hz、桁水平たわみ 1 次が 0.275 Hz、鉛直たわみ対称 1 次が 0.346 Hz、鉛直たわみ逆対称 1 次が 0.487 Hz であった。水平モード、および鉛直たわみ 2 次モードの固有振動数は同定された固有振動数のばらつきの範囲内である。また、同定された固有振動数の平均値と固有値解析結果を比較すると、水平モードの観測に対する固有値解析の固有振動数の誤差は 3% 程度である一方、鉛直たわみ 1 次と鉛直たわみ 2 次については、固有値解析から得られた振動数が観測から得られた振動数に比べ 11～13% 小さな値となっていた。この傾向は 2004 年に発生した新潟中越地震における応答分析⁵⁾でも確認されており、鉛直モードにおいて、タワーリンクやエンドリンクが摩擦力を超える地震荷重が作用しなかったと考えられる。そこで、タワーリンクとエンドリンクの回転を拘束したモデルで固有値解析を行った。修正したモデルにおける鉛直モードの固有振動数の誤差は 4% 程度であった。以上より、桁の鉛直たわみ 1 次および逆対称 1 次モードにおける誤差にはタワーリンクの摩擦が寄与していると考えられる。

次に、構築したモデルの動的応答の妥当性を検証するため、動的解析を行った。積分時間間隔は観測された地震動のサンプリング周期と等しい 0.01 秒としている。本橋梁では橋脚および主塔基部で加速度が観測されているため、多点異入力問題として応答を計算した。大黒側の橋脚基部のセンサは故障していたため、水平方向は隣接している P3 主塔基部の加速度を、鉛直方向加速度は基部構造の影響が強いため、本牧側の橋脚基部で観測された鉛直方向加速度で代用した。減衰にはレイリー減衰を用いた。レイリー減衰のパラメータ α, β は、衝突が発生していない余震 2～9 の観測応答にシステム同定を適用して得られた減衰-固有振動数の関係から最小二乗法により決定している¹²⁾。観測から決定したレイリー減衰曲線を図 2.16 に示す。

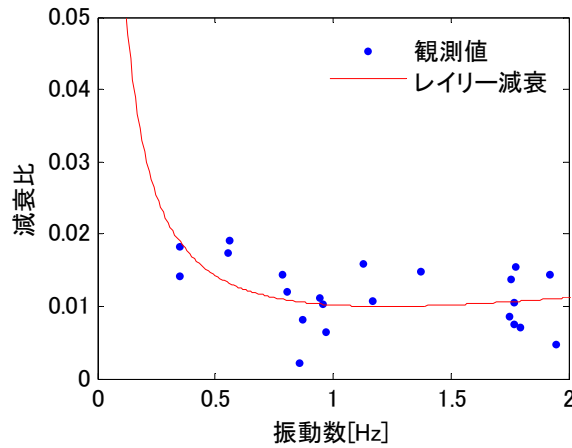


図 2.16 観測から決定したレイリー減衰

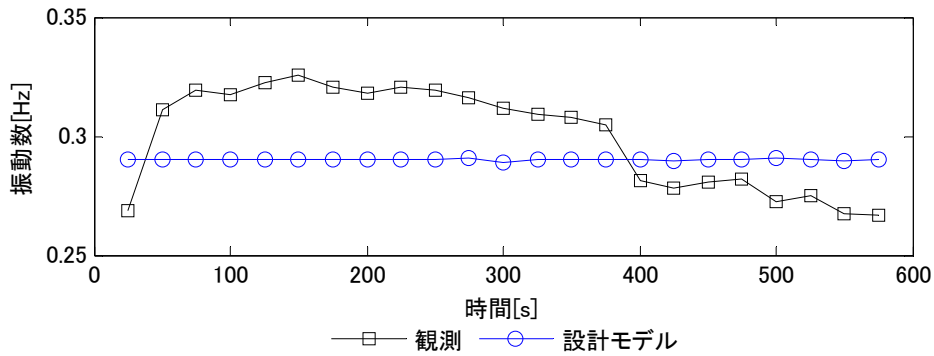


図 2.17 設計モデルと観測から同定された固有振動数の時間変化の比較

本震を入力して得られた加速度応答を 50 秒ごとの時間窓で区切り，各時間窓で SRIM を適用することによって固有振動数の時間変化を求めた．図 2.17 に観測と解析における固有振動数の時間変化を示す．図より，設計モデルでは固有振動数の時間変化が再現できていない．これは，実際にはウインド沓-ウインドタンク間に遊間が存在し，初期剛性が 0 であるにも関わらず，設計モデルでは遊間を考慮せず，ウインド沓とウインドタンクが一体となって挙動すると仮定して初期剛性が設定されているからである．

そこで，衝突を再現するためにウインド沓-ウインドタンク間の初期剛性を 0 として，固有値解析を行い，非接触時の系の固有振動数を計算した．その結果，橋軸直角 1 次モードは 0.0602 Hz であり，観測から同定された固有振動数から大きく離れている．これは，設計モデルではウインド沓-ウインドタンク間のばね要素のみで桁と主塔および橋脚を接続しており，タワーリンクの振り子挙動による復元力もこの剛性に加味されていたと考えられる．

タワーリンクを振り子と見なした時の復元力は幾何学的関係から次式により求まる^{2), 10)}．

$$H = \frac{\delta_H}{\sqrt{1 - \left(\frac{\delta_H}{L}\right)^2}} \left[\frac{V_0}{L} + k \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{\delta_H}{L}\right)^2} \right) \right] \quad (2.1)$$

この式は非線形であるが，ここでは，橋軸方向と同様のばね定数をタワーリンク部分の橋

軸直角方向のばね剛性として設定した．このモデルに対して固有値解析を行ったところ，橋軸直角 1 次モードの振動数は 0.121 Hz であり，依然として観測と大きな差がある．

これは，タワーリンクは実際には摩擦があり，上の式では実際の復元力特性を厳密に表現できないことを示している．しかし，摩擦のモデル化は複雑であること，観測データが十分に存在していることから，今回はシステム同定から得られた固有振動数に合うようにタワーリンクのばね剛性を設定した．このモデルで本震を用いた地震応答解析を行い，SRIMにより再度固有振動数の時間変化を求めた．同定された固有振動数の時間変化を図 2.18 に示す．図より，衝突時に設計モデルの固有振動数付近まで上昇しているが，依然として観測における衝突時の振動数 0.32Hz とは大きな差がある．

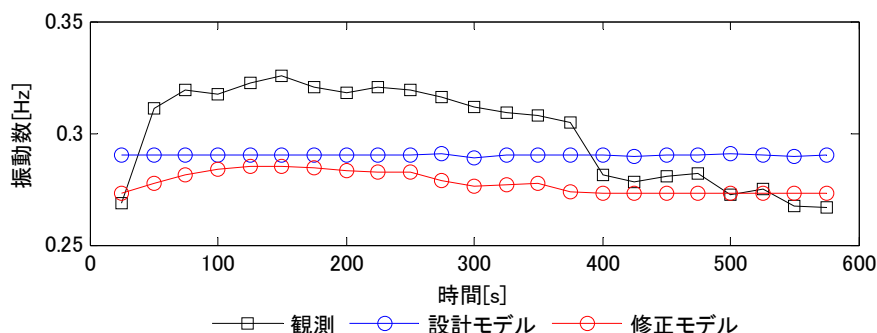


図 2.18 観測，設計モデル，修正モデルの固有振動数の時間変化の比較

橋軸直角 1 次モードの固有振動数は

- ①境界条件(衝突ばねの剛性)
- ②桁の曲げ剛性

の 2 つに依存するため，この 2 点についてそれぞれ検討する．

①の場合には衝突時の系の振動数のみ変化する．ここでは，衝突時のばね定数をプッシュオーバー解析から求められているばね剛性の 1000 倍まで上昇させ，衝突時の系の固有振動数を計算した．その結果，橋軸直角 1 次モードの固有振動数は 0.29 Hz であり，衝突ばねの剛性による感度は小さい．これは，設計モデルのばね定数はウインドタンク - ウインド空間で固定と見なせるほど十分大きく，ばね定数を増やしても物理的な影響が小さいからである．そのため，衝突ばねの剛性はプッシュオーバー解析から求められたものとした．

次に②について検討を行った．

設計図面をから，2 次部材も含めて断面 2 次モーメントを計算した．標準断面をもとに断面二次モーメントを計算し，初期モデルの平均断面二次モーメントに対する比を算出した．これを箱桁部の断面二次モーメントに乘じることで，桁の曲げ剛性の修正を行った．ただし，桁の曲げ剛性の修正により衝突時だけでなく非衝突時の系の固有振動数も変化する．そこで，非衝突時の固有振動数に合うようにタワーリンクの橋軸直角方向のばね剛性を再度修正した．修正モデルの固有値解析から得られた固有振動数とモード形状を図 2.19 に示す．図 2.19 における観測の振動数は衝突応答が含まれていない余震 2～9 で同定された固有振動数の平均値を示している．また，余震 2～9 で同定されたモードごとの固有振動数と修正

モデルの固有振動数の比較を図 2.20 に示す。

図より、設計モデルと同様に固有値解析から求められたモード形状および固有振動数が計測から同定された固有振動数およびモード形状を再現していることが分かる。また、固有値解析から求められた遊動円木、桁水平たわみ 1 次、鉛直たわみ逆対称 1 次の固有振動数も計測から同定された固有振動数のばらつきの範囲内にあることが分かる。鉛直たわみ逆対称 1 次の固有振動数は同定結果のばらつきの範囲外になっているが、これは設計モデルと同様の傾向である。

この修正モデルに対して本震を用いた地震応答解析を行い、振動数の時間変化を比較した。図 2.21 に SRIM で同定された振動数の時間変化を示す。図より、衝突の考慮および桁の剛性の修正により固有振動数の時間変化を精度良く再現できていることが分かる。

ここまでの衝突応答の再現について整理する。

①固有振動数の上昇は衝突・非衝突時のそれぞれの系の固有振動数の差によって生じる。

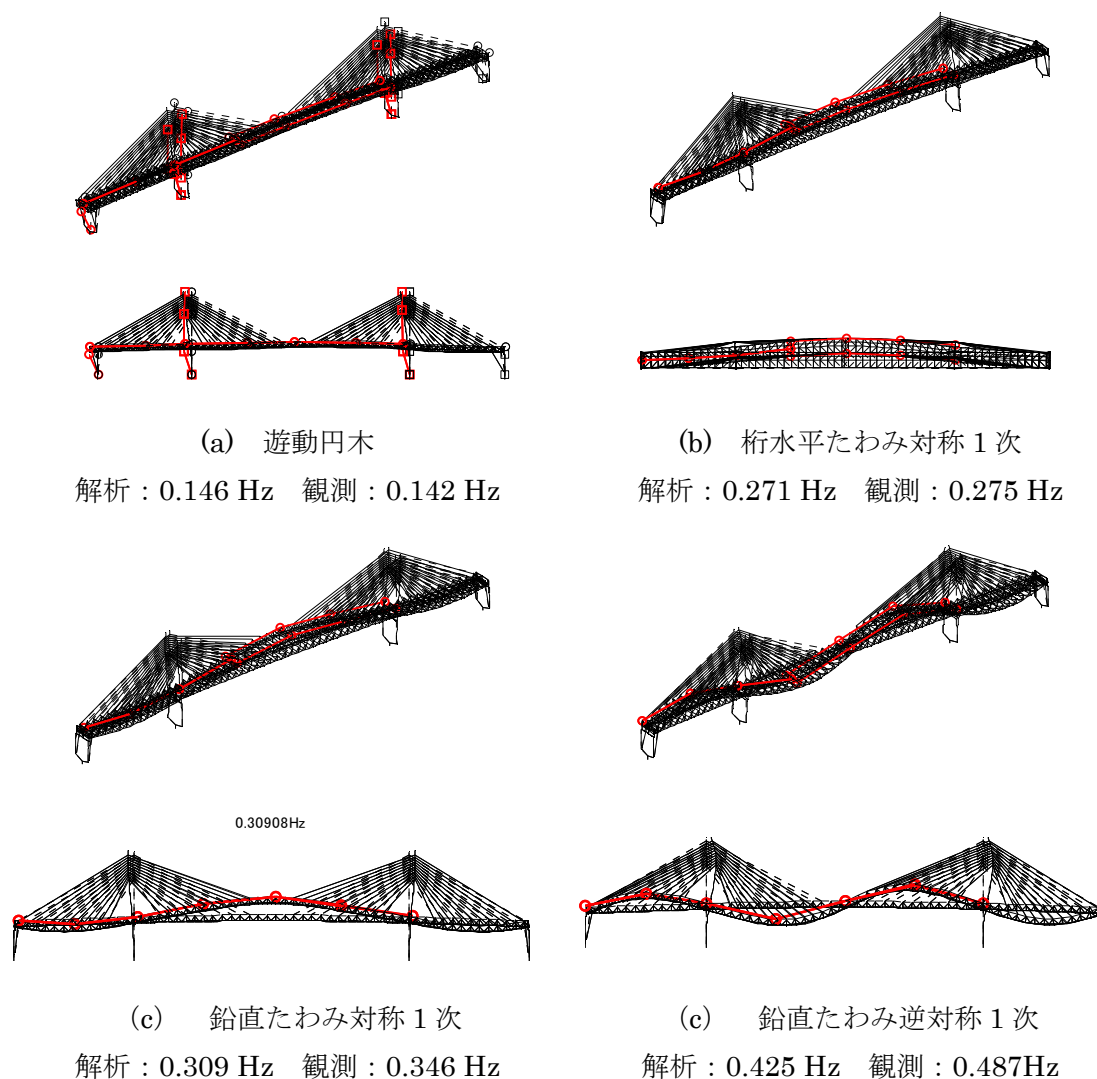


図 2.19 修正モデルの固有振動数とモード形状

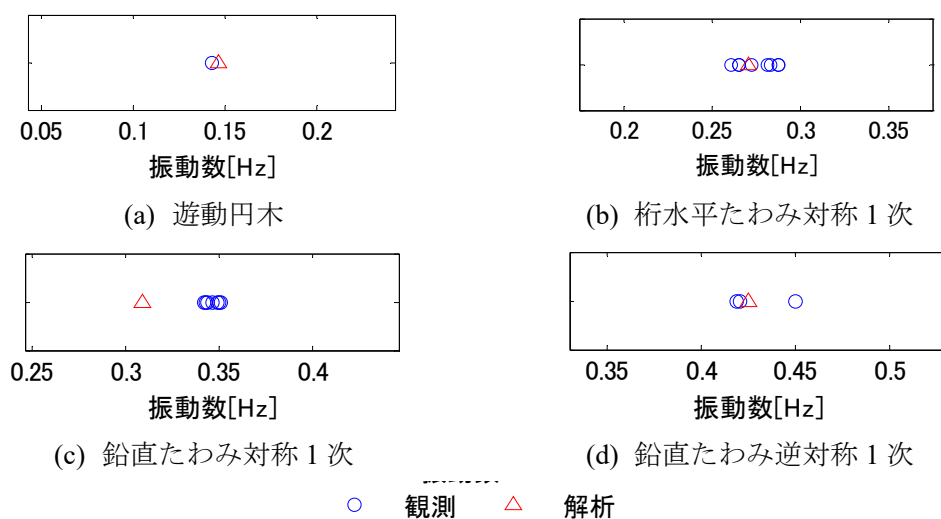


図 2.20 余震 2～9 から同定された固有振動数と修正モデルの固有振動数の比較

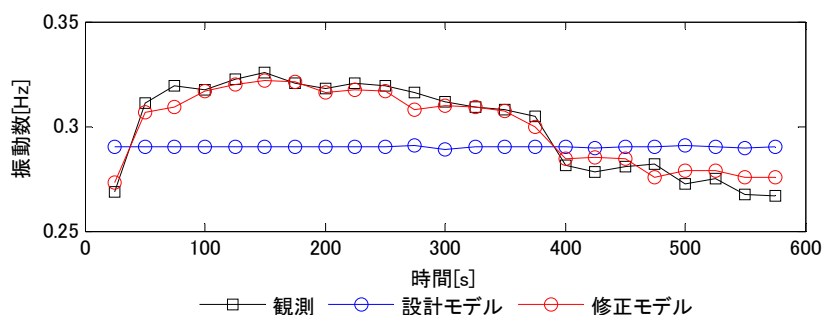


図 2.21 観測と最終的な修正モデルの振動数の時間変化の比較

②非衝突時の振動数は桁の曲げ剛性と非衝突時の境界条件により定まる．前者は設計図面から求めることができ，後者は小振幅の地震動データさえあれば求めることができる．

③衝突時の振動数は桁の曲げ剛性および衝突時の境界条件より定まる．前者は非衝突時のものと同一であり，後者は設計図面に基づいて構築した詳細モデルにプッシュオーバー解析を行うことで境界部のばね剛性が定まる．

以上より，微振動の観測データさえあれば衝突応答を精緻に再現できる．

2.6. 計測データを用いない衝突応答の再現

前節では微振動のデータを用いて衝突応答を再現した．しかし，実際には橋梁上に加速度計が設置されていることは少なく，常に計測データが得られるとは限らない．そこで，計測データが得られない場合における衝突応答の再現を試みた．前節では非衝突時のタワーリンクが摩擦によりモデル化が難しい部分であることから，リンクのばね定数を計測データから同定された固有振動数に基づいて定めた．ここでは，図面に基づいてタワーリンクを構成する部材の詳細モデルを組み合わせてタワーリンク全体の詳細モデルを構築した．各部材の接触面を定義し，プッシュオーバー解析により求められるタワーリンク内の摩擦を考

慮した荷重-変位関係からタワーリンクのばね定数を推定する。

構築したタワーリンクの詳細モデルを図 2.22 に示す。タワーリンク上側のピンは固定とし、まず、初期軸力を作用させたのちに下側のピンに一樣な荷重(1000 kN)を作用させた。鉛直方向、橋軸直角方向の変位および橋軸回りの回転のみを考え、それ以外の方向の剛体運動を防ぐために、タワーリンクと球面外受の接触面およびピンと球面軸受の接触面を固定拘束とした、タワーリンク本体の側面およびピンの側面の橋軸方向変位を固定とした。タワーリンク本体境界条件および荷重条件を図 2.23 に示す。

プッシュオーバー解析から得られた荷重とタワーリンク下側のピンの変位の関係を図 2.24 に示す。図より、荷重が小さい場合には摩擦により変位があまり発生せず、摩擦が切れた後は荷重の進展に伴い変位が増加する。そして、一定以上の変位以降はタワーリンクの球面軸受と球面外受が干渉し、回転しにくくなり、再度変位が増加しなくなるという現象が再現されていることが分かる。

初期の摩擦が発生している領域の荷重変位曲線の傾きから剛性を推定すると約 2.5×10^8 N/m であり、これは前節で適用したタワーリンクのばね定数である 2.43×10^8 N/m とほぼ等しい。以上のことから、リンク部材など摩擦のメカニズムが複雑な部分の剛性であっても図面に基づいて三次元モデルを構築し、プッシュオーバー解析から荷重変位曲線を求めることで、非接触時のばね定数を推定することができ、計測データがなくても衝突現象を再現可能であるといえる。

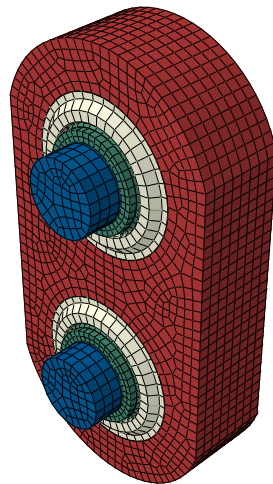


図 2.22 タワーリンクの詳細モデル

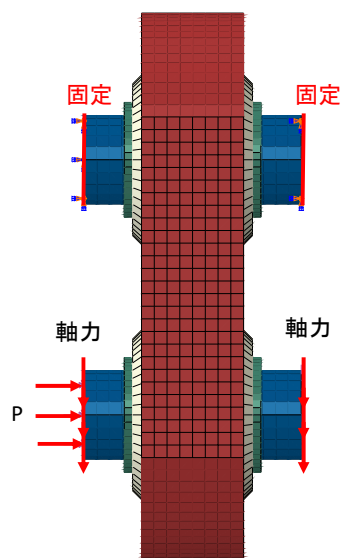


図 2.23 タワーリンクの境界条件

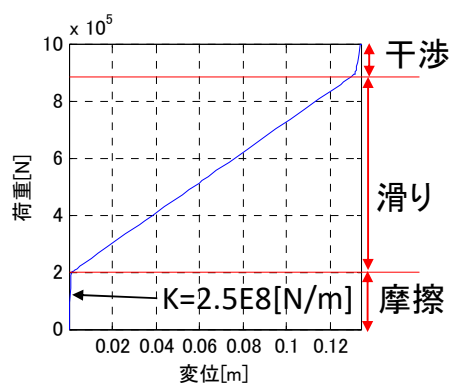
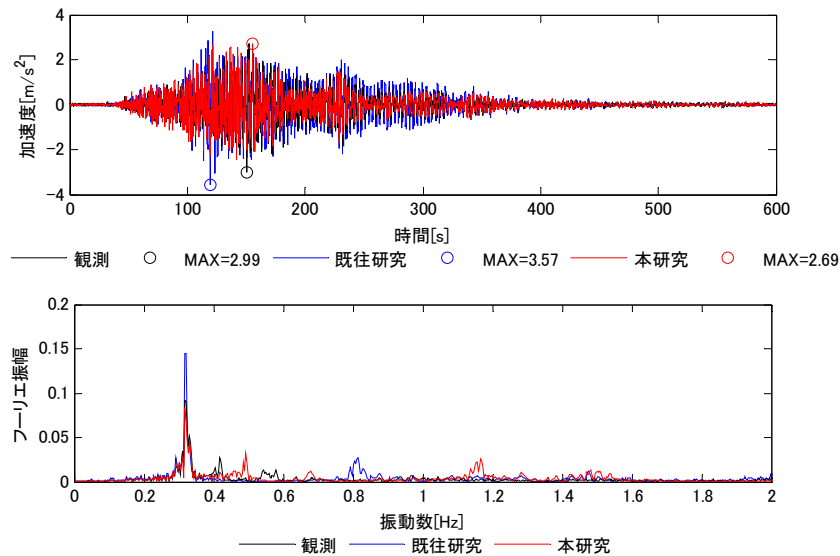


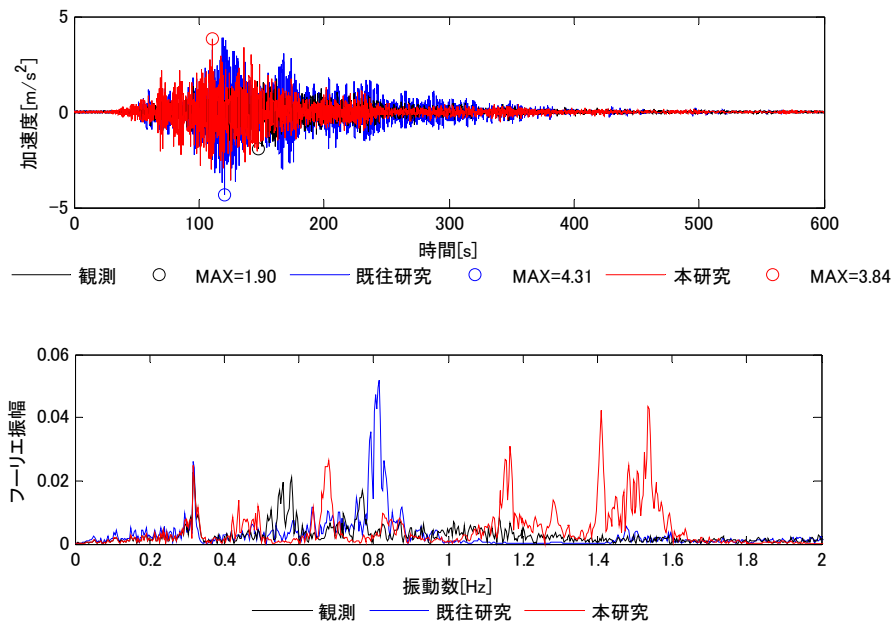
図 2.24 プッシュオーバー解析から求められたタワーリンクの荷重 - 変位曲線

2.7. 減衰のモデルの修正による時刻歴応答の再現

2.6 節では修正モデルにより衝突による振動数の時間変化を再現できることを示した。しかし、時刻歴応答や周波数領域におけるスペクトルの振幅については適切な減衰モデルを適用しなければ再現することはできない。図 2.25 に本震を入力したときの主桁中央(S5)および主桁 P2 主塔位置(S3)における橋軸直角方向の加速度応答とフーリエ振幅スペクトル、図 2.26 に橋軸直角方向の変位応答とフーリエ振幅スペクトルを示す。また、参考値として

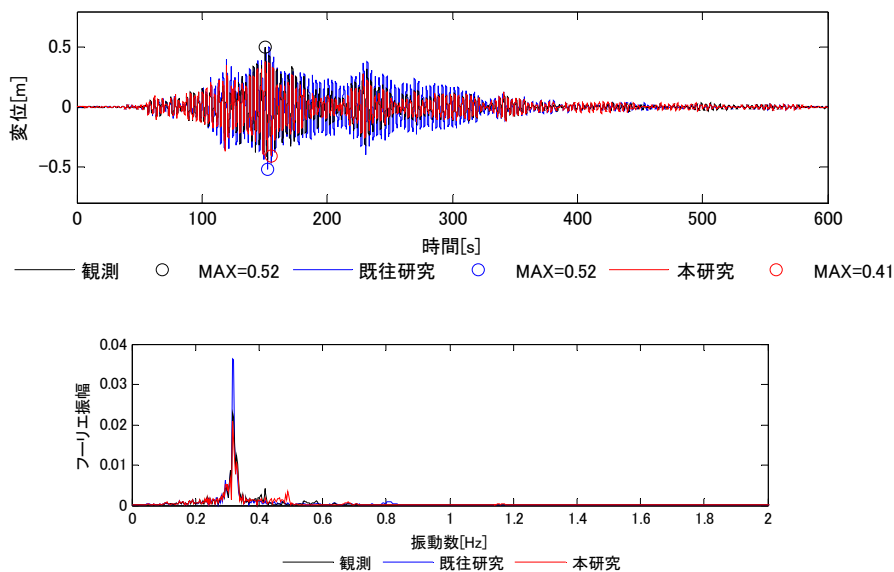


(a) S5 における加速度の時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルの比較

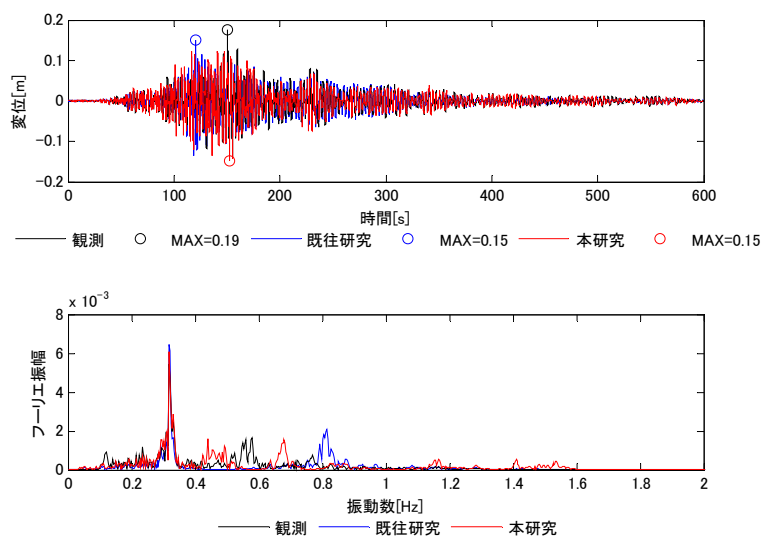


(b) S3 における加速度の時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルの比較

図 2.25 修正モデルの加速度の時刻歴とフーリエ振幅スペクトルの比較



(a) S5における変位の時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルの比較



(b) S3における変位の時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルの比較

図 2.26 修正モデルの変位の時刻歴とフーリエ振幅スペクトルの比較

既往研究¹⁶⁾のモデルを用いた応答も併せて示している。

図より、S5の時刻歴応答では既往研究では最大値を示す時刻に数十秒のずれが見られるが、本研究で構築したモデルでは観測と最大値およびその時刻が概ね一致している。また、周波数領域で見ると既往研究では橋軸直角1次モードに対応する0.32 Hzの応答を過大に評価しているが、本研究で構築したモデルでは概ね一致している。これは、既往研究の衝突時の減衰が過小に評価されていたためである。一方、S3では周波数領域で見ると観測では1 Hz以降に大きなピークは見られないが、本研究で構築したモデルでは1.15 Hzおよび1.4~1.5 Hz付近にピークがみられる。これは、レイリー減衰が一組のパラメータに対して全周波数

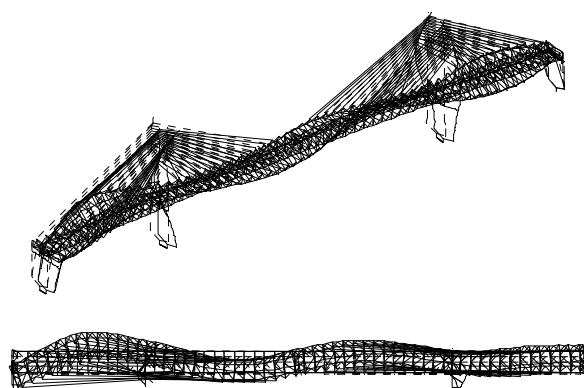


図 2.27 1.4Hz 付近に対応するモード(1.43Hz, 有効質量率 0.521)

領域の減衰を定めてしまうため、有効質量比が高い高次モードが存在した場合、実際の減衰よりも小さな減衰を仮定し、応答を過大に評価してしまうからである。

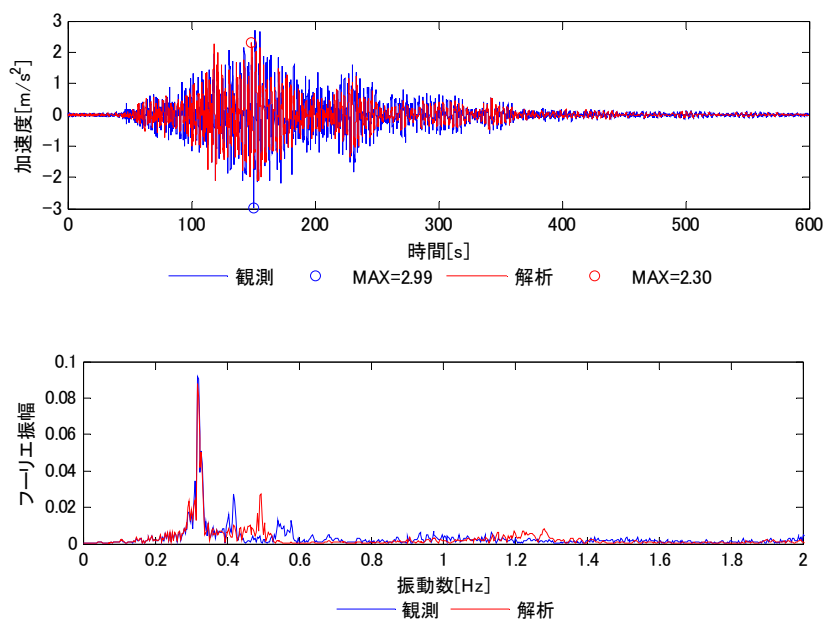
そこで、要素ごとにレイリー減衰のパラメータ α, β を定義する要素別レイリー減衰を適用し、高次モードで大きく応答する要素の減衰を増加させ、高次モードの応答を低減することで応答の再現性の向上を試みた。

全モードの中で橋軸直角方向の有効質量比が最も大きい 1.4 Hz に対応するモードを図 2.27 に示す。図より、橋脚および主塔基部の並進方向および桁の曲げモードである。桁の応答は低次モードの振幅が概ね再現できているため、ここでは、基部のばね要素のレイリー減衰係数 β を個別に増加させ、このモードの応答の低減を試みた。基部のばね要素におけるレイリー減衰のパラメータ β は 0.05 とした。地盤の減衰は設計では地盤特性および杭の状態から算出されるが、ここでは、低次モードの応答の再現性を損なわずに高次モードの応答を十分低減することが目的であるため、高次モードの応答が十分低減できていることを確認したうえでこの値を採用した。

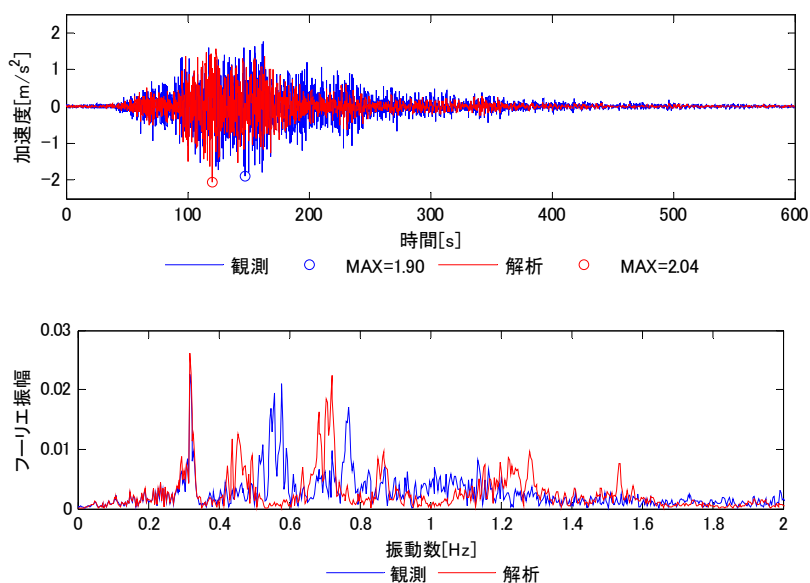
要素別レイリー減衰を適用した場合の解析と観測の S5 および S3 における加速度、変位の時刻歴波形とフーリエ振幅スペクトルの比較をそれぞれ図 2.28, 図 2.29 に示す。図より、要素別レイリー減衰の適用により高次モードの応答が低減されている。また、解析結果は観測された応答の時刻歴の外形を概ね再現しており、最大値を示す時刻および最大値も再現している。フーリエ振幅スペクトルを見ると、また、変位応答では支配的な 1 次モードの振動数とピーク値がよく一致している。

また、衝突位置である T5 の加速度応答およびその最大値付近の拡大図を示すと図 2.30 のようになる。衝突に起因するスパイク応答の間隔とそのピーク値が概ね一致しており、衝突の瞬時的な応答をよく再現している。

最後に、構築したモデルと減衰を適用してすべての観測地震動に対して動的解析を行い、解析と観測の橋軸直角方向の加速度 RMS を比較することで構築したモデルの動的応答の再現性について検討した。図 2.31 は設計モデルと修正モデルの各地震動における主桁中央 (S5) および主桁 P2 主塔位置 (S3) における加速度 RMS の比較を示したものである。振幅の小



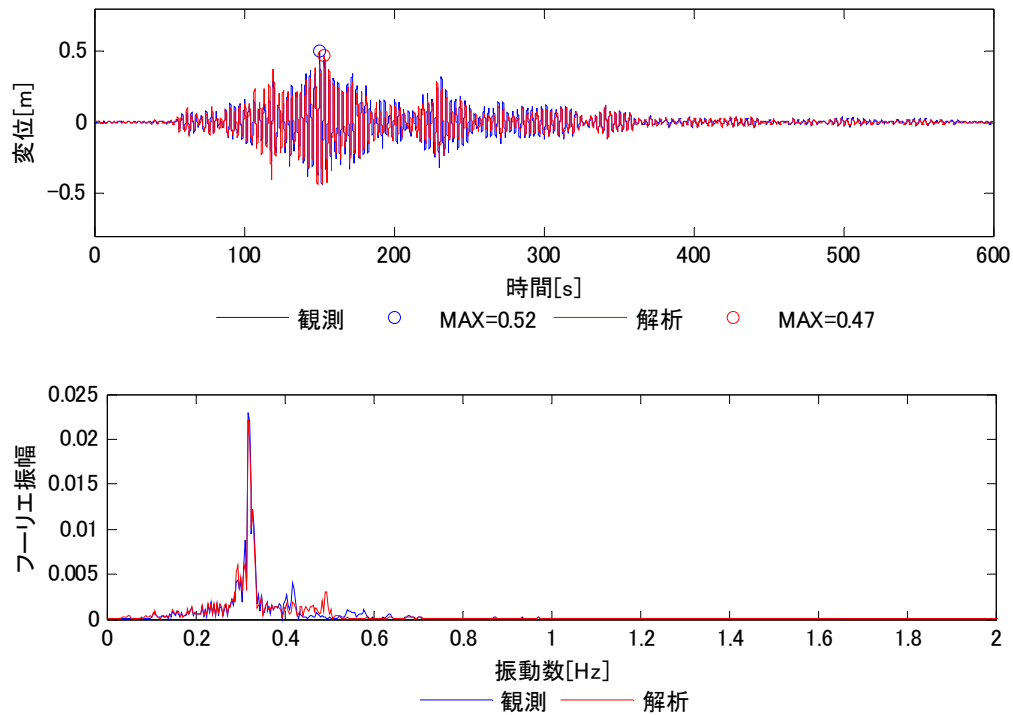
(a) S5 における加速度の時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルの比較



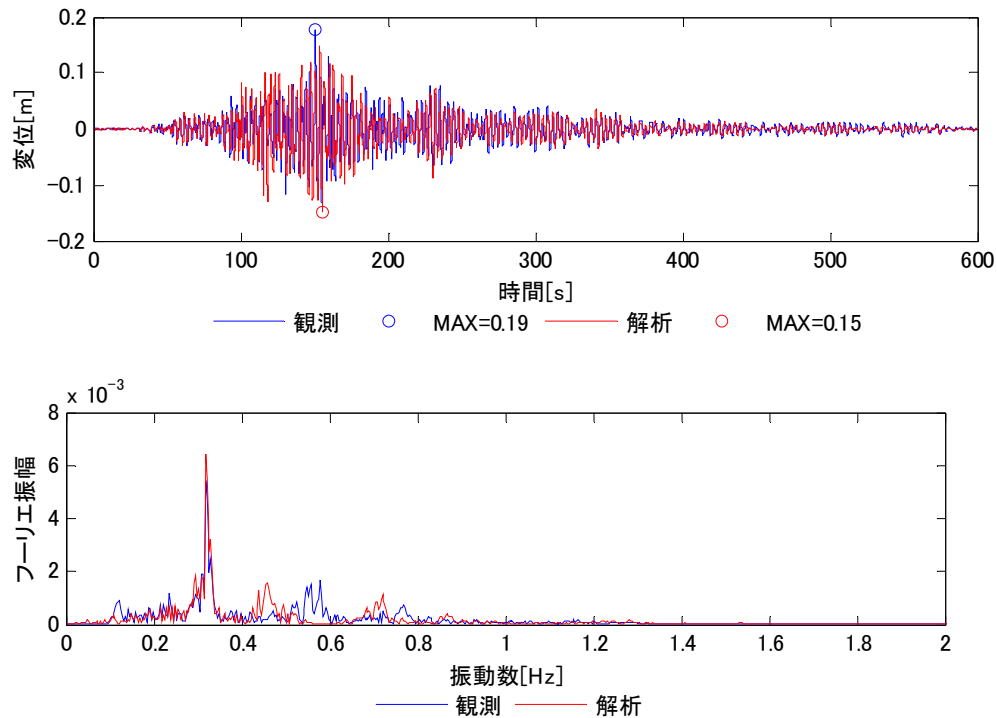
(b) S3 における加速度の時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルの比較

図 2.28 要素別レイリー減衰を適用した加速度の時刻歴とフーリエ振幅スペクトル

さい地震動の再現性は設計モデルと修正モデルで同程度であるが、衝突が発生した本震と余震1における観測に対する解析の加速度 RMS の平均絶対誤差率は設計モデルでは主桁中央で 46%，主桁 P2 位置では 54.2%と再現性が大きく低下している．一方，修正モデルの観測に対する解析の加速度 RMS の平均絶対誤差率は主桁中央で 5.53%，主桁 P2 位置で 13.7%と予測精度が向上している．以上により，衝突応答を再現することにより，小振幅の地震動だけでなく大振幅の地震動の応答も再現できたといえる．

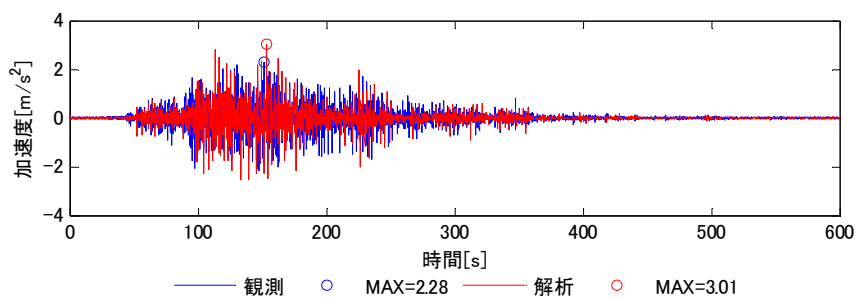


(a) S5 における変位の時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルの比較

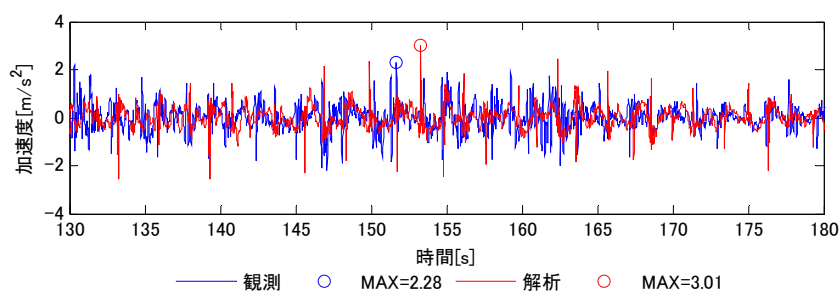


(b) S3 における変位の時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルの比較

図 2.29 要素別レイリー減衰を適用した変位の時刻歴とフーリエ振幅スペクトル

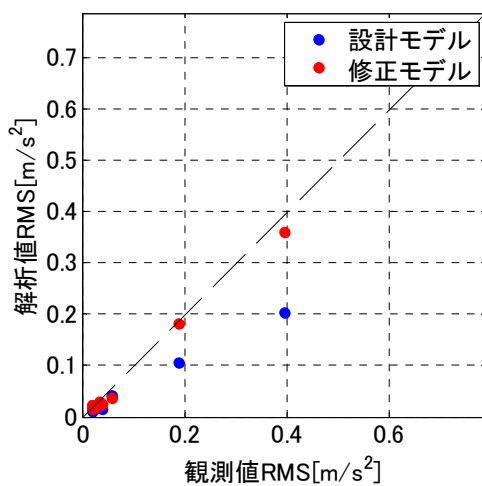


(a) 加速度の時刻歴

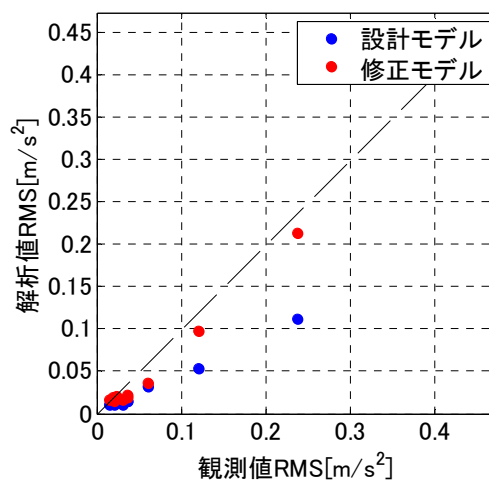


(b) 130～180 秒を拡大

図 2.30 T5 の加速度応答の比較



(a) 主桁中央(S5)



(b) 主桁 P2 位置(S3)

図 2.31 設計モデルと修正モデルの各地震動における変位 RMS の比較

2.8. 将来の地震を想定した地震応答解析による衝突力の評価

将来の大地震を想定し、レベル 2 地震動を入力し、ウインドタンクが損傷しうる地震動の判定を行った。入力地震動には、道路橋示方書¹⁴⁾で規定されている III 種地盤用のレベル 2 地震動タイプ 1 の 3 波およびタイプ 2 の 3 波、横浜ベイブリッジの耐震補強設計時に用いられたプレート境界型地震動⁹⁾の WAVE3, WAVE6, 地震調査研究推進本部で公開されている相模トラフ巨大地震¹⁵⁾の合計 9 波を用いた。道路橋示方書で規定されている入力地震動は、表 2.4 に示す強震記録をもとに減衰定数 0.05 の加速度応答スペクトルが標準加速度

表 2.4 動的解析に用いた道路橋示方書の設計地震動

	地震名	記録場所	呼び名
タイプ 1	平成 15 年十勝沖地震	大樹町生花観測点地盤上 EW 成分	I-III-I
	平成 23 年東北地方 太平洋沖地震	山崎震動観測所地盤上 NS 成分	I-III-II
		土浦出張所構内地盤上 EW 成分	I-III-III
タイプ 2	平成 7 年兵庫県 南部地震	東神戸大橋周辺地盤上 N12W 成分	II-III-I
		ポートアイランド内地盤上 NS 成分	II-III-II
		ポートアイランド内地盤上 EW 成分	I-III-III

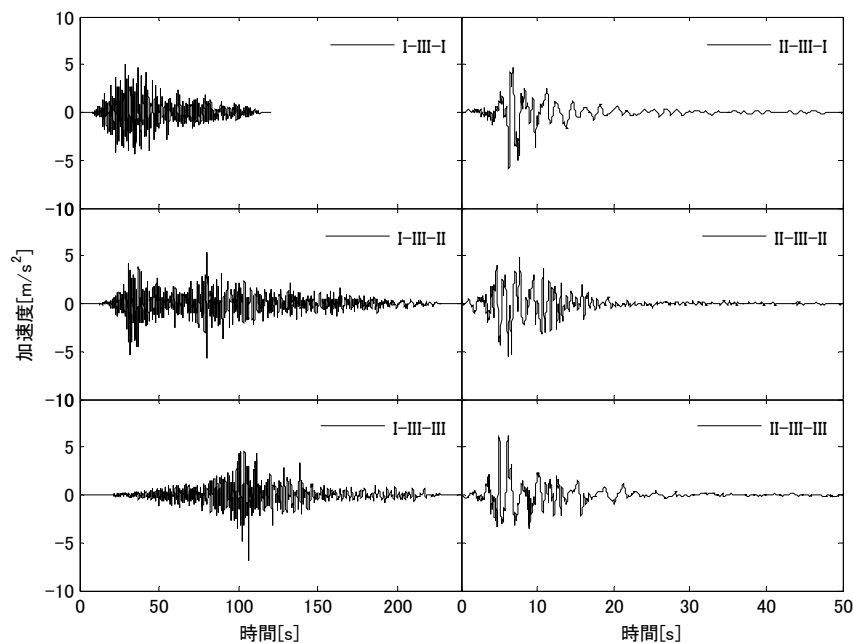


図 2.32 道路橋示方書で規定されている III 種地盤用レベル 2 設計地震動

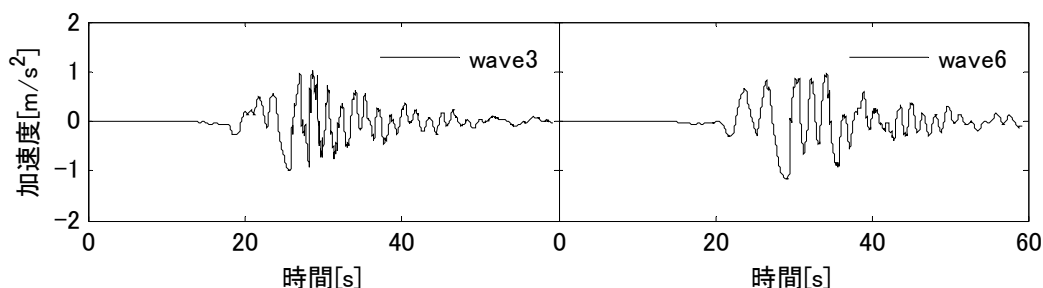


図 2.33 耐震補強設計時に用いられた入力地震動

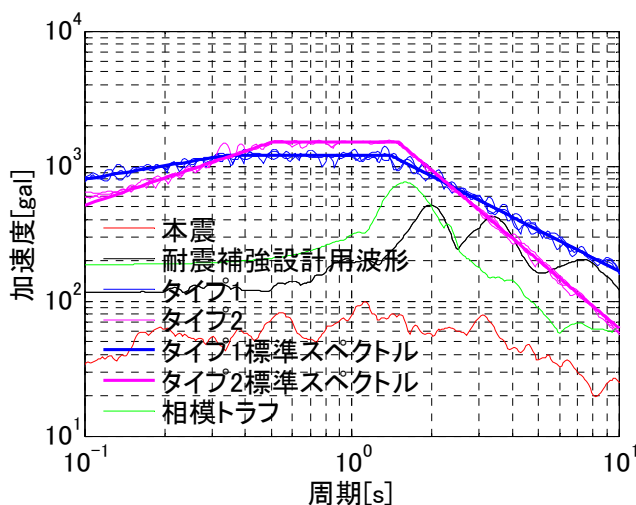


図 2.34 入力地震動の加速度応答スペクトル

応答スペクトルに合うように振幅調整されている。また、横浜ベイブリッジの耐震補強設計時に用いられたプレート境界型地震動は、1923年に発生した関東地震における震源モデルを基に、その破壊の伝搬経路を架橋地点に向かうように設定し、地震動の周期成分は横浜ベイブリッジの主要な固有モードの固有周期と同じ周期のものが多く含まれるように、アスペリティサイズとその位置を変化させている。地震調査研究推進本部の相模トラフ巨大地震動は、横浜ベイブリッジの架橋地点に最も近い位置の地震波を用いている。解析に用いた道路橋示方書の設計地震動、耐震補強設計時の入力地震動の時刻歴波形をそれぞれ図 2.32、図 2.33 に、東北地方太平洋沖地震の本震、耐震補強設計時に用いられた地震動、道路橋示方書のレベル 2 地震動(タイプ 1 およびタイプ 2)、レベル 2 設計地震動の標準スペクトル、地震調査研究推進本部で公開されている相模トラフ地震の加速度応答スペクトルの比較を図 2.34 に示す。なお、道路橋示方書で規定されているタイプ 1 の設計地震動は長周期成分を過大評価しており、地震調査研究推進本部で公開されている長周期地震動の相模トラフ地震や耐震補強設計時に用いられた地震動よりも安全側の評価になると予想される。

道路橋示方書で規定されている地震動は架橋地点の地域別補正係数を考慮し、図 2.32 に示す加速度波形を増幅させたものを入力している。地震動の増幅率はタイプ 1、タイプ 2 で

表 2.5 各地震動における衝突力と耐力の比較

タイプ	地震動の種類	最大衝突力[MN]	最大衝突力(平均) [MN]
タイプ 1	I-III-I	131.4	134.2
	I-III-II	139.8	
	I-III-III	131.4	
	WAVE3	57.3	71.2
	WAVE6	85.1	
タイプ 2	II-III-I	122.8	110.2
	II-III-II	101.5	
	II-III-III	106.4	
最大耐力			79.9

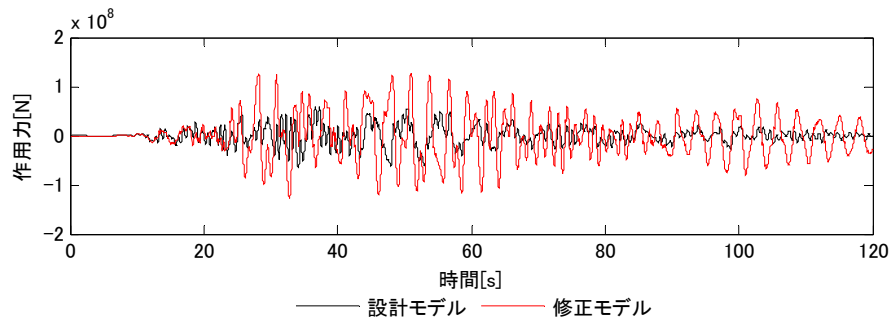


図 2.35 設計モデルと修正モデルにおけるウインドタングの作用力の比較

それぞれ 1.2, 1.0 としている．入力方向はウインド沓-ウインドタング間の衝突に最も厳しい橋軸直角方向としている．

また、Appendix F に示すように、端橋脚側と主塔側のウインドタングでは主塔側のウインドタングで損傷が先行することが確認されたため、ここでは、主塔側のウインドタングについて検討した．

各地震動において推定された最大衝突力とウインドタングの耐力の比較を表 2.5 に示す．表より、道路橋示方書で規定されている地震動のタイプ 1 およびタイプ 2 における最大衝突力の平均値がウインドタングの最大耐力を上回っており、ウインドタングが損傷する可能性があるといえる．タイプ 2 よりタイプ 1 において大きな衝突力が発生したのは、橋軸直角 1 次モードの固有周期である 3 秒付近の応答加速度がタイプ 2 に比べてタイプ 1 の方が大きいためであったからだと考えられる．一方、耐震補強設計で用いられたプレート境界型地震動における最大衝突力の平均値は耐力を下回った．そのため、東北地方太平洋沖地震をうけて改訂された現在の道路橋示方書で規定されている地震動を用いた方が安全側の評価を与えるといえる．

次に、本研究で衝突現象を考慮する際に修正したモデルと設計モデルにおけるウインドタングに作用する復元力を比較することで、衝突がウインドタングに与える影響を検討し

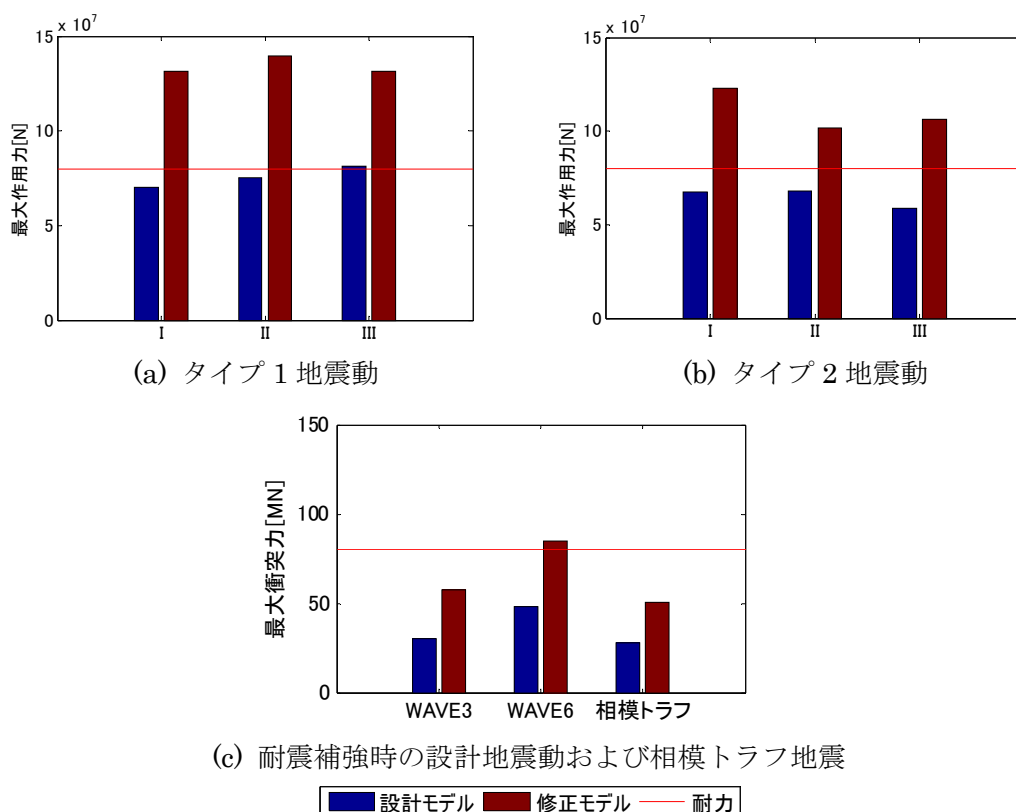


図 2.36 設計モデルと修正モデルの最大衝突力の比較

た. 一例として, 図 2.35 に入力地震動 I-III-I を作用させたときの設計モデルと修正モデルにおけるウインドタングの作用力の比較を示し, 図 2.36 に各地震動の設計モデルと修正モデルにおけるウインドタングの最大作用力の比較を示す. 図 2.36 より, 設計モデルではウインドタングの作用力は耐力を超えない一方で, 修正モデルでは, 道路橋示方書で規定されている地震動のいずれのケースにおいても衝突によりウインドタングの最大作用力が増加し, 耐力である 79.9MN を上回る結果となった. また, 耐震補強設計時に用いられた地震動では設計モデルでは耐力を上回らず, 修正モデルでは WAVE6 で耐力を上回るものの大きく上回ることはなかった. また, 地震調査研究推進本部の相模トラフ地震においても衝突力が耐力を上回ることはなかった.

以上より, 道路橋示方書で規定されているレベル 2 地震動が発生した場合に衝突によりウインドタングが損傷する可能性がある.

2.9. 遊間量が衝突応答に与える影響

設計モデルでは遊間を考慮せずウインドタングとウインド沓が一体となって挙動すると仮定していた. ここでは, 修正モデルの遊間量を変化させることで, 遊間が衝突力に与える影響について検討を行った. 入力地震動には, 初期の遊間で衝突の影響が小さい余震 3, 衝突が継続的に発生した東北地方太平洋沖地震の本震, 衝突によりウインドタングが非線形

化する道路橋示方書で規定されているレベル2地震動 I-III-II を用いた。

図 2.37 に各地震動におけるウインドタングに発生した最大衝突力の比較を示す。図より、小振幅地震では遊間が小さいほど最大衝突力が大きいが耐力に比べて小さいため、小振幅地震動では遊間量によるウインドタングへの影響は小さいといえる。また、衝突が継続的に発生した東北地方太平洋沖地震および道路橋示方書のレベル2地震動では、遊間の差による衝突力への影響は小さかった。これは、地震動の振幅レベルが遊間よりもはるかに大きいからであると考えられる。

以上の結果から、小振幅時にはウインドタングに衝突が発生したとしても耐力に比べて小さく、大振幅ではウインドタングに作用する衝突力に大きな差がないことから、いずれの地震動の規模によらず遊間量がウインドタングに与える影響は小さいといえる。

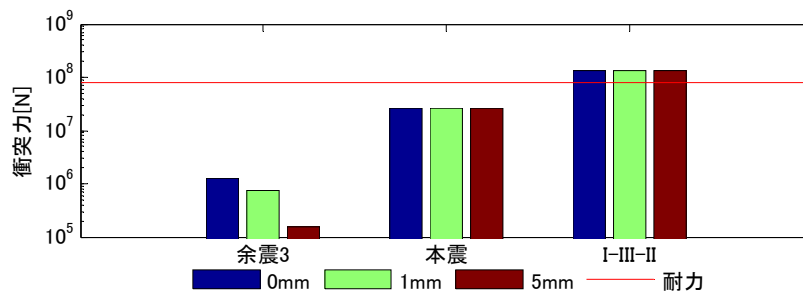


図 2.37 各地震動における遊間ごとの衝突力の比較

参考文献

- 1) 湯本大祐, 段下義典, 鈴木尊, 松本俊一, 米倉健二, 宮西淳: 長大橋耐震補強の設計・施工～横浜ベイブリッジ耐震性向上工事, 川田技法, Vol. 28, pp.60-65, 2009.
- 2) 吉川博, 並川賢治, 溝口孝夫, 山口宏樹, 矢部正明: 短リンクを有する斜張橋の複合非線形地震応答に現れる飛び移り現象とその解決, 地震工学論文集, Vol. 27, No. 89, pp.1-8, 2003.
- 3) 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, No. 801/I-73, pp.1-20, 2005.
- 4) 水谷司, 飯島怜, 武田智信, 築嶋大輔, 佐々木崇人: 新幹線高架橋上の電車線柱の連成系地震応答解析および TMD による震動制御, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 72, No. 4(地震工学論文集第 35 巻), pp.I_604-I_618, 2016.
- 5) 山本泰幹, 藤野陽三, 矢部正明: 地震観測された長大吊構造系橋梁の動特性と動的解析モデルによる再現性, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 3, pp.738-757, 2009.
- 6) Juang JN: System realization using information matrix, Journal of Guidance, Control and Dynamics, Vol.20, No.3, pp.492-500, 1997.
- 7) Siringoringo D.M, and Fujino Y.: System identification applied to long-span cable-supported bridges using seismic records. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.37, pp.361-386, 2008.
- 8) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 1, pp.13-20, 2010.
- 9) 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の基本方針と入力地震動, 土木学会論文集, No. 794/I-72, pp.1-19, 2005.
- 10) 前田邦夫: 短いリンク支承を有する斜張橋の力学特性と実用性に関する研究, 東京大学学位論文, 1991.
- 11) 首都高速道路公団神奈川建設局, 社団法人日本建設機械化協会建設機械化研究所: 横浜港横断橋の免震構造に関する検討報告書
- 12) 臺原直, 大月哲, 矢部正明: 非線形動的解析に用いる Rayleigh 減衰のモデル化に関する提案, 土木学会, 第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.371-378, 1998.
- 13) 首都高速道路公団: 横浜ベイブリッジ
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 15) 地震調査研究推進本部: 長周期地震動評価 2016 年試作版-相模トラフ巨大地震の検討, http://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard_map/lpshm/16_choshuki/
- 16) 高本剛太郎, 水谷司, 藤野陽三, シリングゴ・ディオンスウス: 東北地方太平洋沖地震においてみられた横浜ベイブリッジの主塔主桁間の衝突とその再現による動的特

性の解明，構造工学論文集，Vol. 60A，pp.242-248，2014.

第3章 マルチスケールモデルの構築と 観察された局部損傷メカニズムの解明

3.1. はじめに

第2章では東北地方太平洋沖地震で観測された実応答を再現できる骨組みモデルを構築し、レベル2地震動を用いた動的解析によりウインドタングに発生する衝突力について検討した。しかし、骨組みモデルでは耐力との比較による損傷の判定はできても、その損傷状態や部材の損傷部位については明らかにすることはできず、シェル要素やソリッド要素などが必要となる。そこで、本章では、衝突が発生する部位とその周辺の部材であるウインドタング、ウインド脊、主塔、横桁の詳細モデルをシェル・ソリッド要素により構築し、骨組みモデルと詳細モデルを組み合わせることでマルチスケールモデルを構築する。その後、固有値解析および動的解析を行い、観測データとの比較により、モデルの妥当性の検証を行う。

3.2. マルチスケールモデル

長大橋は巨大な土木構造物でありさまざまな部材によって構成されている。このような複雑な構造物であっても、梁要素等により5~10 mのオーダーで分割すれば全体応答を、シェル要素などにより5~10 cmのオーダーで分割すれば応力を、1~5 mmのオーダーで分割すればホットスポット応力や有効応力を精度よく再現することができる¹⁾。地震時に発生する損傷は局所的であり、その性状を把握するためには、梁要素を用いたモデルでは不十分であるが、詳細部の応力状態や変形状態を評価するために橋梁全体をシェル要素やソリッド要素などを用いて部材レベルや材料レベルのオーダーで分割しすることは計算コストの点で実用的ではない。全体応答を再現したうえで、損傷が発生すると予想される場所の詳細な応答が把握できれば実用上は十分であるといえる。

これまでは、このような問題の解決策として最初に簡易な全体モデルで全体応答を求め、全体モデルから得られた断面力や変位等を境界条件として詳細モデルに与えて解く2段階の解析が行われてきた²⁾。しかし、この手法では全体応答から局所応答を求めるという一方向の解析であるため、衝突現象に見られるような境界非線形性による局所的な応答が固有振動数の変化など全体応答に与える影響を考慮できない。全体応答を再現しつつ、衝突による局所的な応力状態や変形状態、さらには部材の損傷進展後における応答を評価するためには、スケールの異なるモデルの応答を別々に求めるのではなく、複数のスケールの要素を混在させたマルチスケールモデルを構築する手法が有効である^{3), 4), 5)}。

スケールの異なるモデルを 1 つのモデルに統合する手法として、Multi Point Constraint (MPC) という手法を用いる。この手法は参照する一つの節点(マスタ)とそれに対応する複数の節点(スレーブ)の変位が等しいという関係から、1 つの節点とそれに対応する複数の節点を拘束する手法である。この手法により、梁要素の 1 つの節点とシェル要素の断面に対応する複数の節点を拘束することで梁要素とシェル要素が混在したモデルを構築することができる。

ISAS ではシェル要素やソリッド要素および複雑な衝突応答については対応していないため、この章では汎用有限要素解析プログラムである ABAQUS を用いてモデル化および解析を行っている。

3.3. 単純モデルを用いたマルチスケールモデルの構築手法の妥当性の検証

実橋梁にマルチスケールモデルを適用する前に、単純なモデルを用いてマルチスケールモデルの構築手法について検証した。検証には図 3.1 に示す片持ち梁を用いた。梁は長さ 2 m で断面形状は箱型断面としている。骨組みモデル、シェルモデル、マルチスケールモデルを構築し、固有値解析および、プッシュオーバー解析により応答を比較することでマルチスケールモデルの構築手法の妥当性を検証した。図 3.2 に検証に用いた解析モデルを示す。骨組みモデル、シェルモデルは梁全体をそれぞれ梁要素、シェル要素でモデル化している。マルチスケールモデルは、応力が集中する固定端から梁の中央までをシェルモデル、梁の中央から自由端までを梁要素によりモデル化している。シェル要素と梁要素の境界部は、Multi Point Constraint (MPC) により梁要素の節点をマスタ、シェル要素の断面内の全節点スレーブとして結合している。MPC の結合手法には、剛体梁により拘束するはり、全自由度の変位が同一になるように拘束する結合、並進変位のみ拘束するピン、2 節点の相対距離が等しくなるように拘束するリンクなどがあるが、ここでは、境界部の断面形状は変化しないと仮定し、梁要素の節点と断面内のシェル要素の節点を剛体梁で拘束する MPC 梁¹⁰⁾を用いた。

骨組みモデル、シェルモデル、マルチスケールモデルの自由度はそれぞれ 486, 24120, 12366 である。

構築したモデルに対して固有値解析を行い、求められた振動数と理論値との比較を行った。理論値は、以下の式⁹⁾により求めた。

$$f_n = \frac{1}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} (\lambda_n L)^2 \quad (3.1)$$

ここで、 L は梁の長さ、 $\lambda_n L$ は片持ち梁の境界条件を適用して得られる振動数方程式

$$\cos \lambda L \cdot \cosh \lambda L = 1 \quad (3.2)$$

を満足する固有値であり，表 3.1 のように与えられる．

固有値解析から得られた各モデルの振動数と理論値との比較を表 3.2 に示す．表より，いずれのモデルにおいても固有振動数の誤差が理論値の 1%以下であり，モデル化の違いによる振動特性に差がないといえる．

次に，片持ち梁の自由端に 100N の荷重を作用させて静的解析を行い，固定端における応力を比較した．シェルモデルとマルチスケールモデルの変形図を図 3.3 に，最大応力の比較を表 3.3 に示す．自由度が約半分のマルチスケールモデルでもシェルモデルと同程度の応力状態および変形状態が得られており，本研究で用いるマルチスケールモデルの構築手法は妥当であるといえる．

表 3.1 片持ち梁の曲げ振動の固有値

n	1	2	3	4	5
$\lambda_n L$	1.8751	4.6941	7.8548	10.9955	14.1372

表 3.2 各モデル固有振動数の比較

モデル	振動数[Hz](A)	理論値[Hz](B)	振動数比(A/B)
骨組みモデル	14.435	14.532	0.993
シェルモデル	14.391		0.991
マルチスケール	14.397		0.991

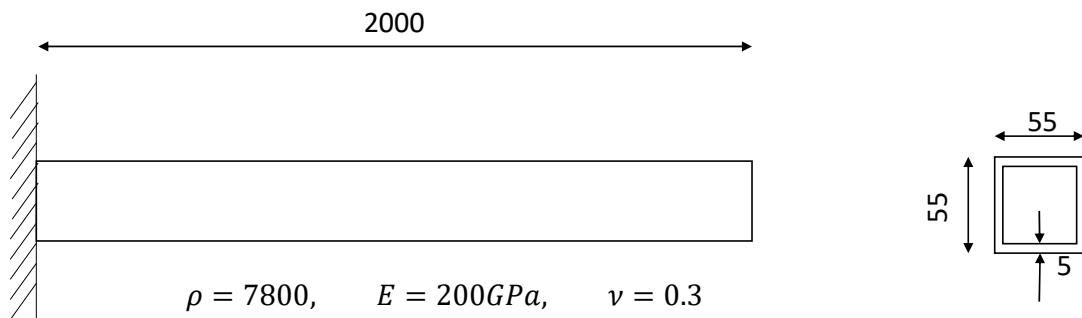


図 3.1 検証に用いた片持ち梁

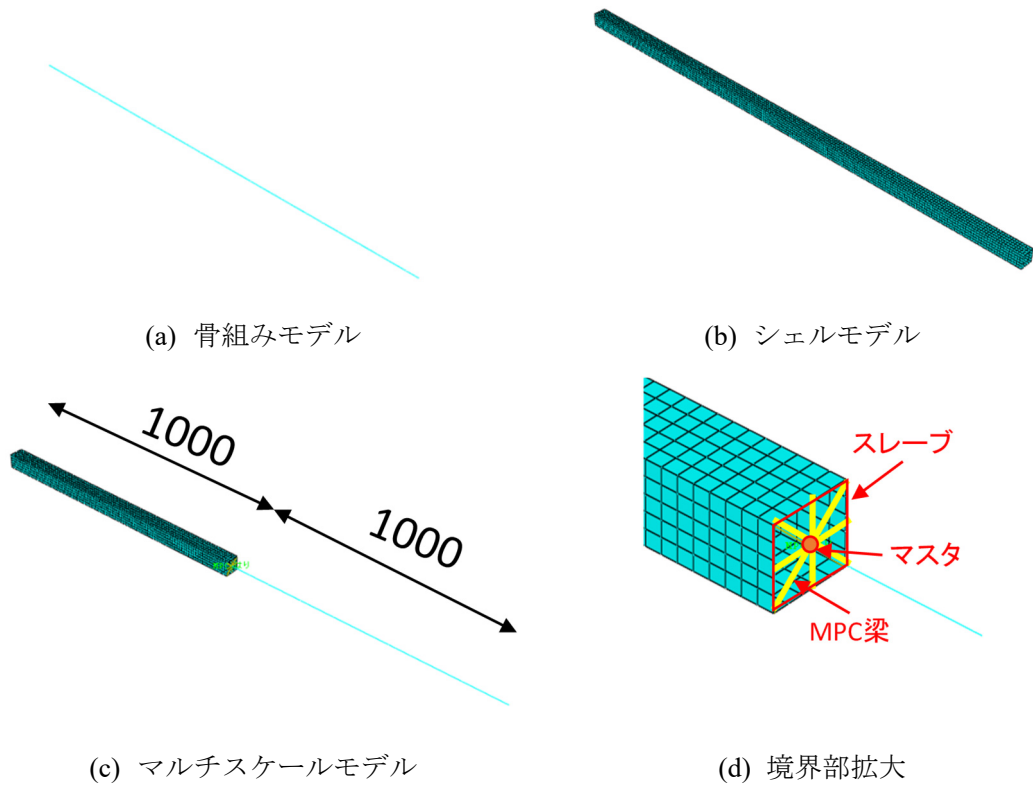


図 3.2 解析モデル

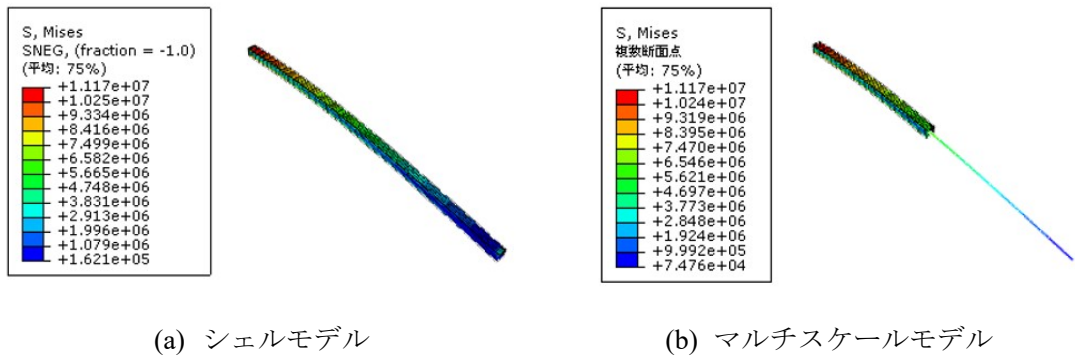


図 3.3 静的解析における応力状態の比較

表 3.3 最大応力の比較

	シェル(A)	マルチスケール(B)	変化率(A/B)
応力(MPa)	11.17	11.20	0.997

3.4. マルチスケールモデルの実橋梁への適用

上述したマルチスケールモデルの構築手法を横浜ベイブリッジに適用し、マルチスケールモデルを構築した。本研究では、衝突が発生するウインド杓、ウインドタンクおよび主塔、横桁をソリッド要素、シェル要素で詳細にモデル化し、骨組みモデルと組み合わせることでマルチスケールモデルを構築した。各詳細モデルについて以下に示す。

3.4.1. 主塔の詳細モデル

主塔の詳細モデルは山本らによる鋼製主塔の耐震性能評価⁶⁾に用いられた図 3.4 に示す主塔の詳細モデルをもとに構築した。主塔全体の解析モデルは 19 万節点、19 万要素となっている。水平材と柱の隅角部は、複数の部材が複雑に交差しているため剛域としてモデル化されることが多いが、一般部と接合部の剛性のバランスによって生じる柱や水平材の損傷を精度良く求めるために、図面に基づいて細部まで再現している。鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニア型とし、降伏後の剛性は初期剛性の 1%とした。

本研究では、ウインドタンクとウインド杓の衝突に着目しており、衝突部から離れている部材を梁要素に置き換えても衝突応答への影響は小さいと考えられる。また、大規模モデルの動的解析であるため、計算コストをできる限り削減することが好ましい。そのため、ウインドタンク、下部水平梁、およびタワーリンクブラケットのみを詳細にモデル化した。切断面は骨組みモデルの節点位置と対応する位置とした。図 3.5 にマルチスケールモデルに用いた主塔詳細モデルを示す。

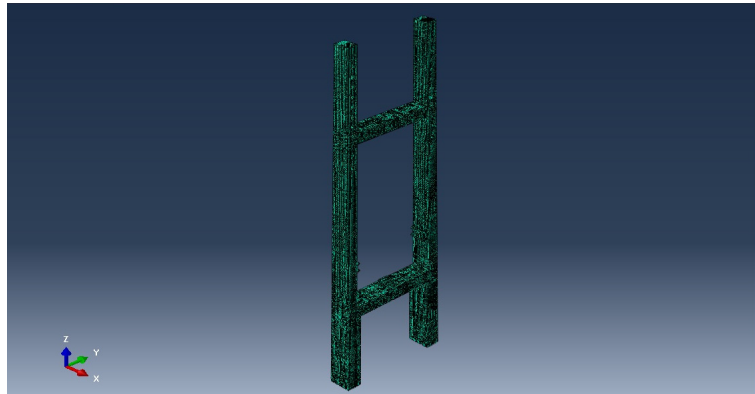
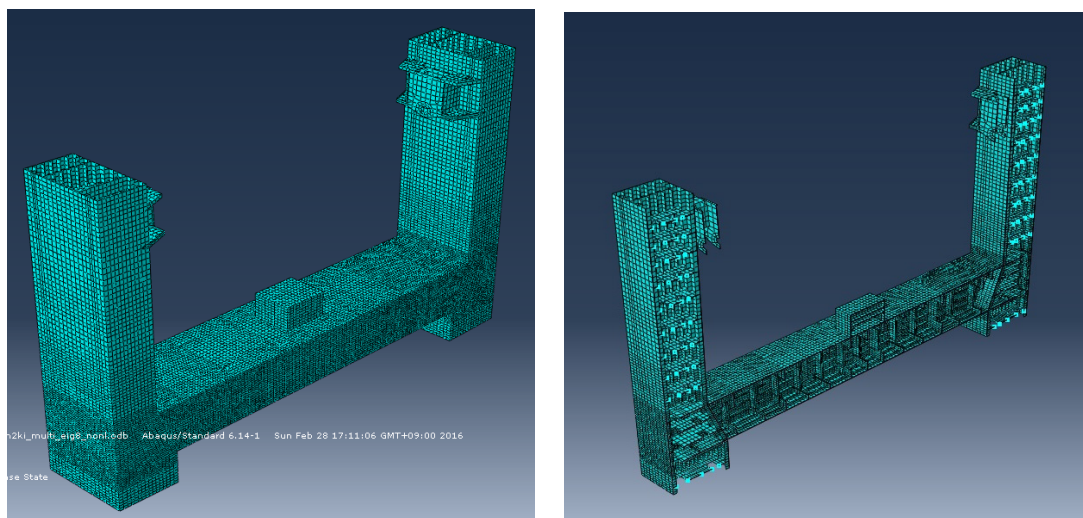


図 3.4 主塔全体モデル



(a) 主塔モデル全体

(b) 主塔モデル内部

図 3.5 主塔詳細モデル

3.4.2. 横桁とウインド沓の詳細モデル

図面に基づいて主塔 P2 および主塔 P3 位置における横桁およびウインド沓の詳細モデルを構築した。横桁とウインド沓の詳細モデルをそれぞれ図 3.6, 図 3.7 に示す。横桁は 4 辺形シェル要素, ウインド沓は 4 面体ソリッド要素によりモデル化している。

一般に 4 面体要素は一樣な圧力が加わった場合に中間節点とコーナー節点で得られる接触力が大きく異なり, 収束が困難となる。また, 塑性変形が大きくなるなど非圧縮性に近づいた場合, 体積ロッキング現象を示す。この問題を解決するために, 接触時の一樣な面圧に対して一樣な接触圧を生成し, せん断ロッキングと体積ロッキングを最小限に抑えることができる有限変形問題に対して有用な要素である修正 4 面体要素 C3D10M¹¹⁾を用いた。

横桁とウインド沓は境界部における節点の変位が等しくなるように拘束条件を適用することで結合している。横桁とウインド沓を結合したモデルを図 3.8 に示す。鋼材の応力—ひずみ関係は降伏後の剛性が初期剛性の 1%となるバイリニア型とした。

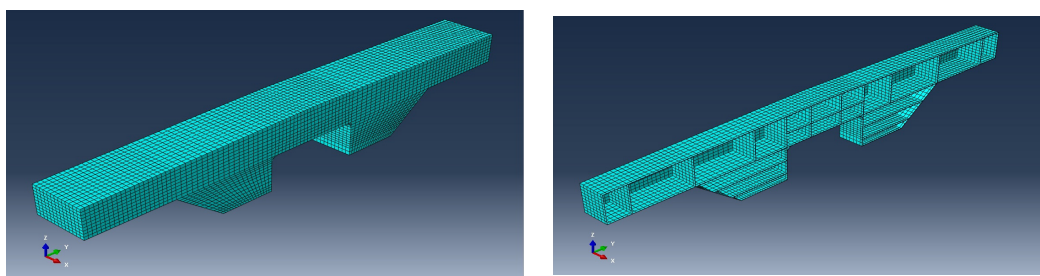


図 3.6 横桁の詳細モデル

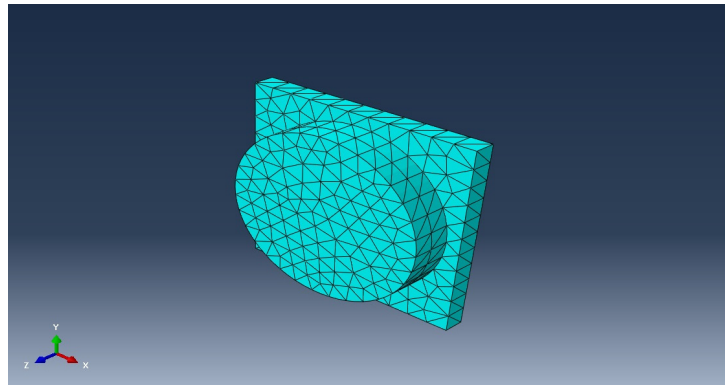


図 3.7 ウインド沓の詳細モデル

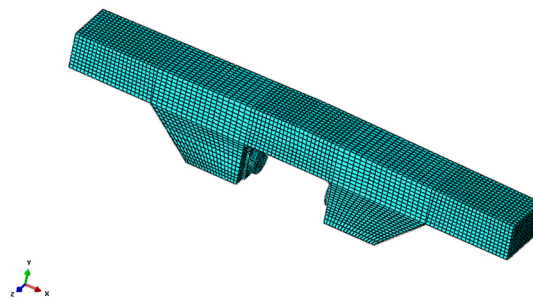


図 3.8 横桁-ウインド沓一体モデル

3.4.3. 詳細モデルと骨組みモデルの結合

骨組みモデルと詳細モデルの境界部に MPC を適用して結合した。結合位置は主塔の柱 4 か所、リンクブラケット 2 か所、横桁端部 2 か所、横桁と吊り材の接合部 1 か所、横桁と下横構の接合部 4 か所、横桁と下路床組の接合部 1 か所の合計 14 か所でありモデル全体では P2 および P3 位置あわせて 28 か所である。

主塔の柱は境界部における骨組みモデルの節点をマスタ、同じ高さにある詳細モデルの全節点をスレーブとして MPC 梁により結合した。タワーリンクブラケットと骨組みモデルの接合は、骨組みモデルのタワーリンクに対応する節点をマスタ、タワーリンクブラケットの節点をスレーブとして結合した。横桁端部は、骨組みモデルの節点位置を横桁の詳細モデルの端部の座標に重なるように調整したうえで、骨組みモデルの節点をマスタ、対応する位置における断面の詳細モデルの全節点をスレーブとして結合した。横桁と吊り材および下横構との接続部についても骨組みモデルの節点を詳細モデルの接合面に重なるように調整し、骨組みモデルの節点をマスタ、詳細モデルの節点をスレーブとして結合した。詳細モデル側の結合範囲は、図面に基いて決定した。下路床組は横桁詳細モデル上面の床組が設置されている範囲における節点をスレーブ、骨組みモデルの床組に対応する節点をマスタとして結合した。各部位における MPC の適応例を図 3.9 に示し、構築したマルチスケールモデルの全体図を図 3.10 に示す。

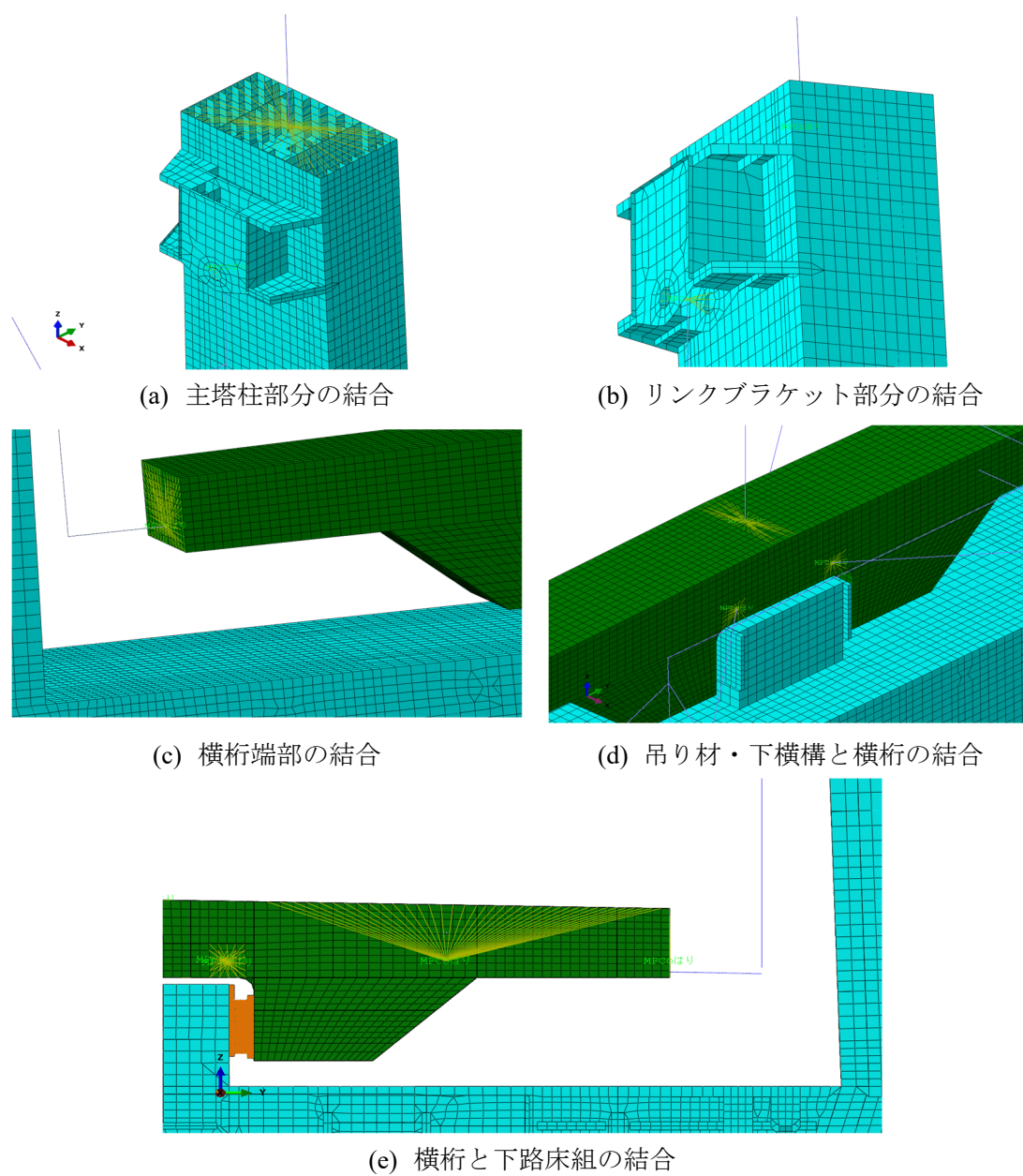


図 3.9 MPC 拘束の適用例

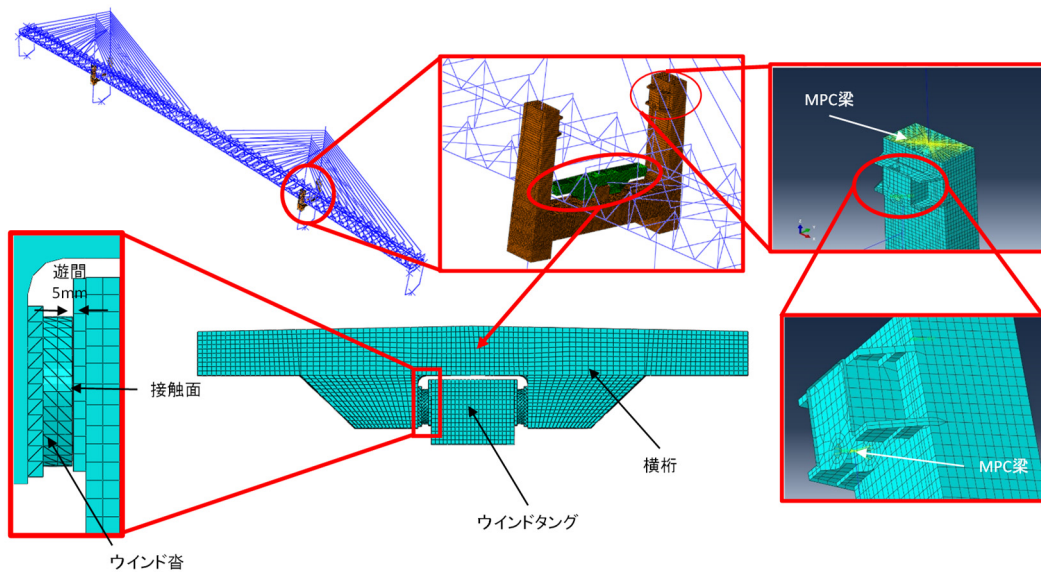


図 3.10 構築したマルチスケールモデル

3.5. マルチスケールモデルの妥当性の検証

構築したマルチスケールモデルに対して固有値解析を行い、観測から得られた固有振動数を比較することでモデルの妥当性の検証を行った。図 3.11 に主なモード形状と観測により同定された固有振動数の平均値を示す。また、図 3.12 に余震 2～9 により同定された全固有振動数と固有値解析から得られた固有振動数の比較を示す。

図より、構築したモデルの水平モードの固有振動数は観測で同定された固有振動数のばらつきの範囲内である。また、鉛直モードについては観測に対して解析の固有振動数が低く、骨組みモデルと同様の傾向がみられた。そのため、全体的な振動特性は骨組みモデルと同程度の精度のモデルであるといえる。

次に、マルチスケールモデルの動的応答の妥当性を検証するために動的解析を行い、観測データとの比較を行った。骨組みモデルの解析結果から、タワーリンクの最大応答が 148.8 秒で得られていたため、入力地震動には衝突応答を含み、かつ最大応答が得られる本震の最初の 150 秒間のデータを用いた。入力加速度は、2 章の骨組みモデルによる動的解析と同様に P1 橋脚基部(K2)および P2 主塔基部(K4)と P3 主塔基部(K6)の入力加速度には観測で得られた 3 方向の加速度を使用した。P4 橋脚基部(K8)の加速度は観測記録が得られなかったため、水平方向の加速度は最も近い位置にある P3 主塔基部(K6)の水平加速度、基礎構造の影響が大きい鉛直方向の加速度は同じ構造である P1 橋脚基部(K2)の鉛直加速度を用いた。

数値積分には、ニューマーク β 法を拡張した Hilber-Hughes-Taylor¹²⁾法を用いた。また、数値積分の各ステップにおいて収束計算を行い、収束しない場合には積分時間間隔を短くし

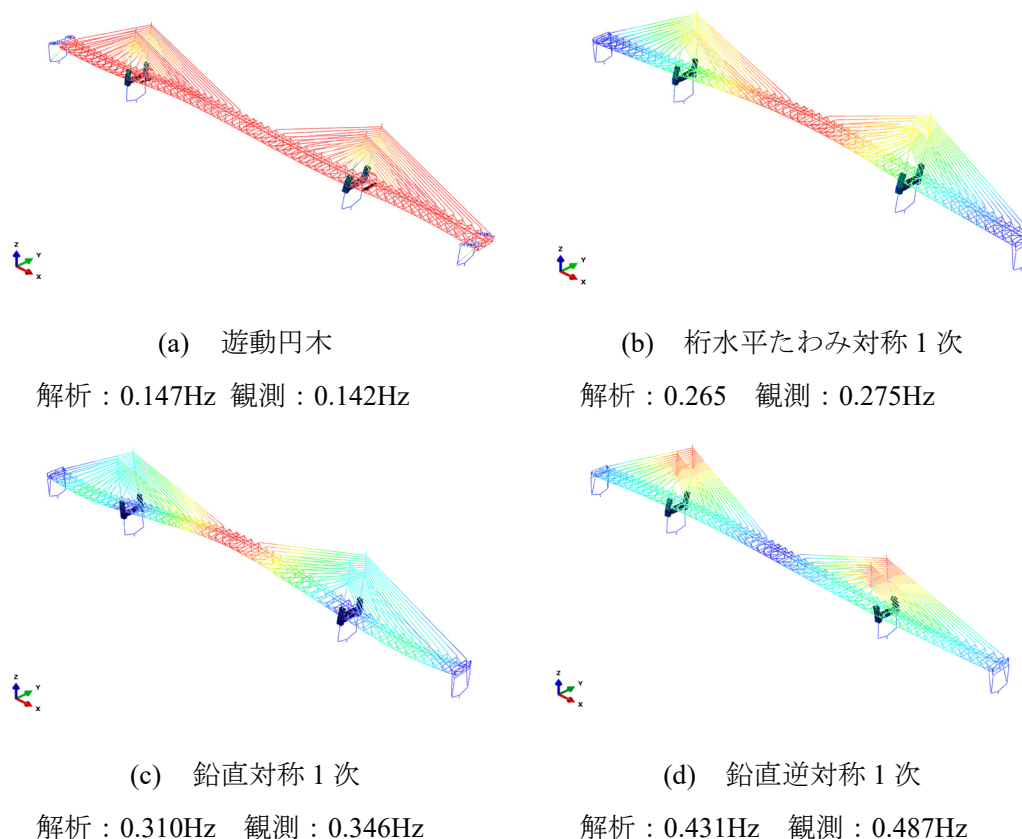


図 3.11 固有値解析から得られたマルチスケールモデルのモード形状

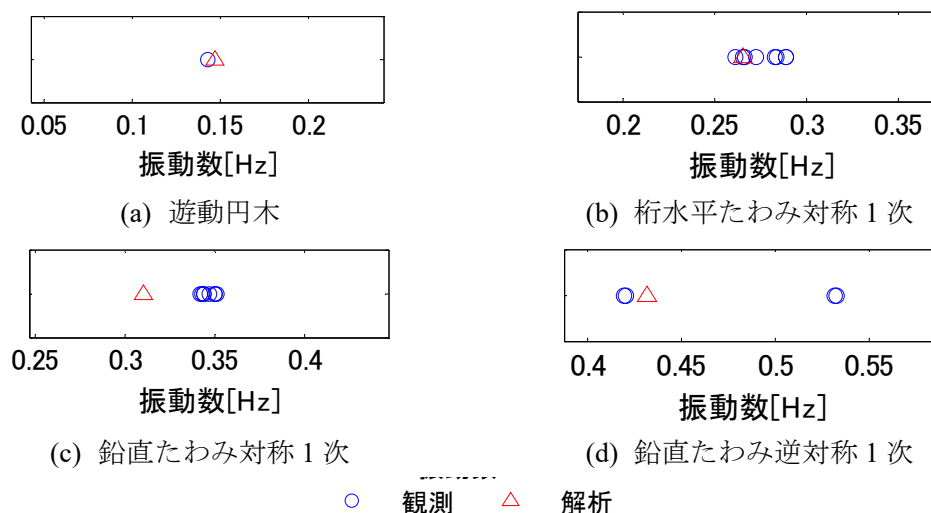


図 3.12 固有値解析結果と観測された固有振動数のばらつきの比較

て計算し、収束が速かった場合には積分時間間隔を増加させている。積分時間間隔の上限は入力地震動のサンプリング周期と同様の 0.01 秒としている。また、接触状態の変化時には有効な接触界面における速度と加速度を適合させるために非常に小さな時間増分で計算を行い、積分時間間隔の下限は 1.0×10^{-7} 秒としている。解析には 48 コアの CPU が搭載され

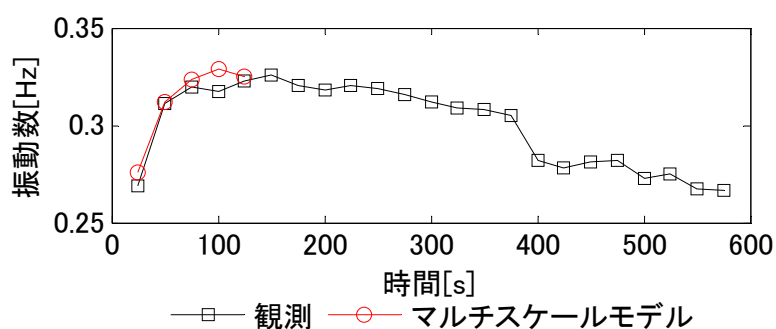
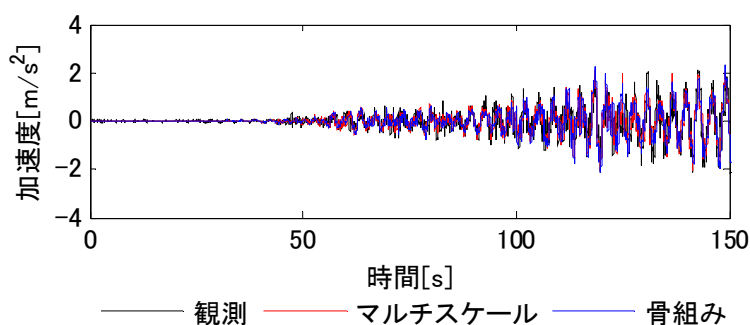
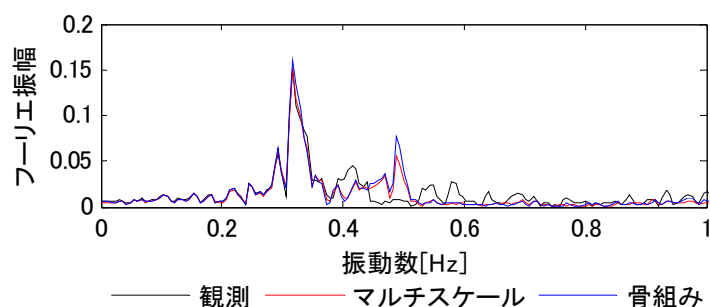


図 3.13 観測とマルチスケールモデルの固有振動数の時間変化の比較



(a) 加速度応答の時刻歴



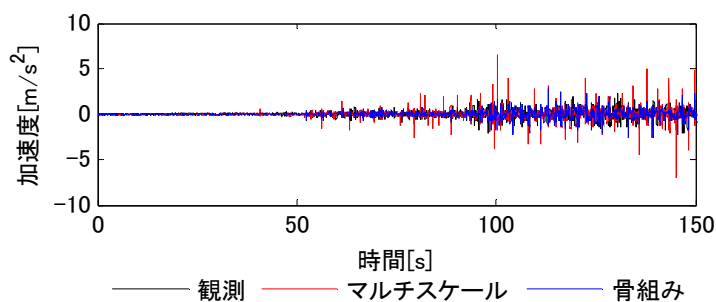
(b) フーリエ振幅スペクトル

図 3.14 本震における観測と解析の主桁中央(S5)の橋軸直角方向加速度の比較

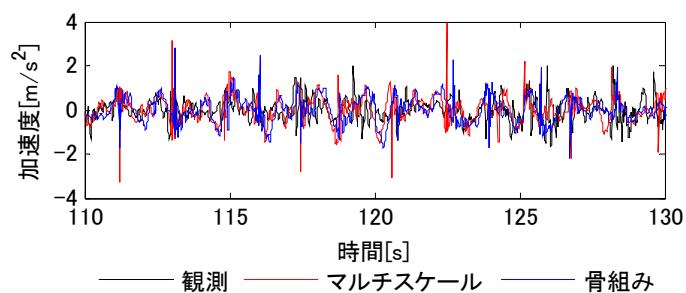
たワークステーション PC を用いており、150 秒間の時刻歴応答の計算に約 10 日を要した。

動的解析から得られた加速度応答に移動式の時間窓を用いた SRIM を適用した。SRIM で同定された観測との固有振動数の時間変化の比較を図 3.13 に示す。2 章で示した骨組みモデルと同様に衝突による固有振動数の増加を再現していることが分かる。また、主桁中央(S5)における橋軸直角方向の加速度応答の比較を図 3.14 に示す。マルチスケールモデルの解析結果は骨組みモデルと同程度の精度で観測の時刻歴の外形を概ね再現している。また、周波数領域で比較すると、最も支配的な応答である 1 次モードの振幅が観測、マルチスケールモデル、骨組みモデルで概ね一致していることが分かる。また、衝突部分であるウインドタング部分(T5)の加速度応答の比較を図 3.15 に示す。積分時間間隔は骨組みモデルでは 0.01 秒で固定している一方、マルチスケールモデルでは可変で上限が 0.01 秒、衝突時などでは最小で 1.0×10^{-7} 秒である。サンプリング時間間隔は観測、骨組みモデル、マルチスケ

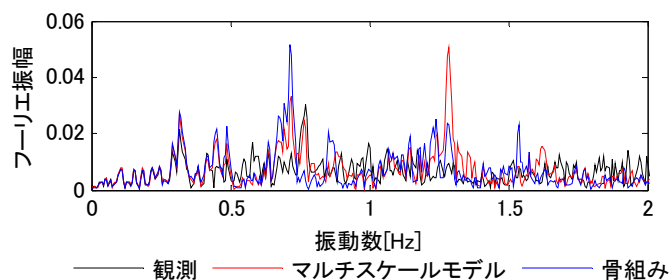
ールモデルのいずれにおいても 0.01 秒としている。図よりマルチスケールモデルでは加速度応答をやや過大評価しているものの、衝突部分においても衝突時間の間隔や 1 次モードの応答については骨組みモデルと同程度の精度で加速度応答を再現している。このことから、構築したマルチスケールモデルは骨組みモデルと同程度の精度で全体応答を再現しているといえる。



(a) 加速度の時刻歴



(b) 110～130 秒拡大



(c) フーリエ振幅スペクトル

図 3.15 本震における観測と解析のウインドタング部分(T5)の橋軸直角方向加速度の比較

3.6. 東北地方太平洋沖地震におけるタワーリンク防水カバー部分のボルト破断メカニズムの解明

3.6.1. 幾何学的関係によるボルトの破断可能性の検討

タワーリンクは、図 3.16 に示すようにリンク本体、球面外受、球面軸受、ピンで構成され、上側はタワーリンクブラケットにより主塔と、下側はリンクプレートにより主桁と接続されている。桁が橋軸方向に変位する場合にはピンと球面軸受の境界が摩擦面となって回転することで、橋軸直角方向に変位する場合には球面軸受と球面外受の境界が摩擦面となって回転することでそれぞれの方向の免震機能を發揮している⁸⁾。橋軸方向に変位する場合にはリンクの回転機構内で干渉する部分はないが、橋軸直角方向に回転する場合にはタワーリンクの軸受部が図 3.17 のように変形し、回転角が 3.1° の時に球面外受と球面軸受が干渉し、それ以上の変形に追従できなくなる⁷⁾。

東北地方太平洋沖地震後に行った現地調査において、図 3.18 に示すようにリンクプレート側の L 型鋼の塗装の剥離が生じるとともに、タワーリンク側の L 型鋼を接合しているボルトが一部破断した。そこでまず、東北地方太平洋沖地震で発生したタワーリンクのボルトの破断がタワーリンクの回転可能量を超えたことで発生したかどうか検討するために、本震を用いた動的解析によって得られたタワーリンクの橋軸直角方向の相対変位からタワーリンクの回転角を算出し、回転可能限界と比較した。本震の動的解析から得られたタワーリンクの上端と下端の相対変位の時刻歴を図 3.19 に示す。図より、各主塔の港内側と港外側でほぼ同位相で変位しており、4 つのタワーリンクにおける最大応答に大きな差はない。この最大変位をもとに、幾何学的な関係から以下の式によりタワーリンクの回転角を求めた。

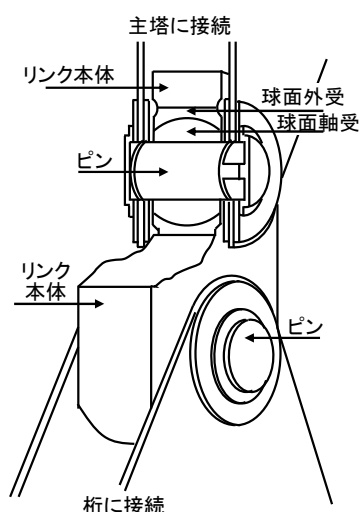


図 3.16 タワーリンクの構造

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{u}{L} \right) \quad (3.3)$$

ここで,

u : タワーリンクの上端に対する下端の相対変位

L : タワーリンクの長さ(2 m)

である. 表 3.4 に各タワーリンクの橋軸直角方向の最大変位と回転角を示す. タワーリンクの回転角はいずれも回転可能限界である 3.1° の半分程度であり, 回転可能限界に達する前にタワーリンクのボルトが破断したといえる. そのため, タワーリンクの回転角の観点のみの単純な検討だけではボルトの破断メカニズムについては明らかにできず, タワーリンクの各部材の応答も含めて明らかにするために, より詳細なモデルが必要であるといえる.

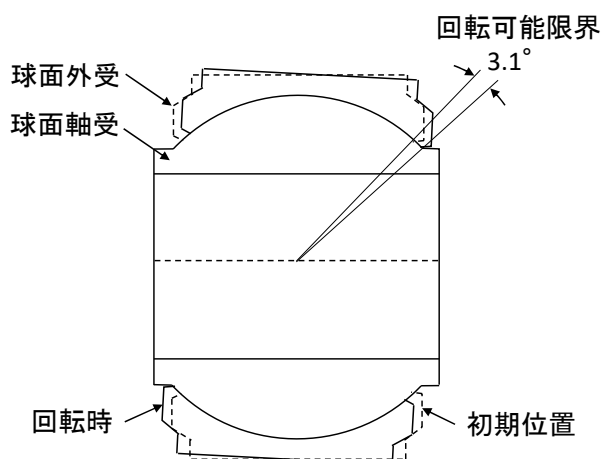


図 3.17 タワーリンクの回転の模式図と回転可能限界

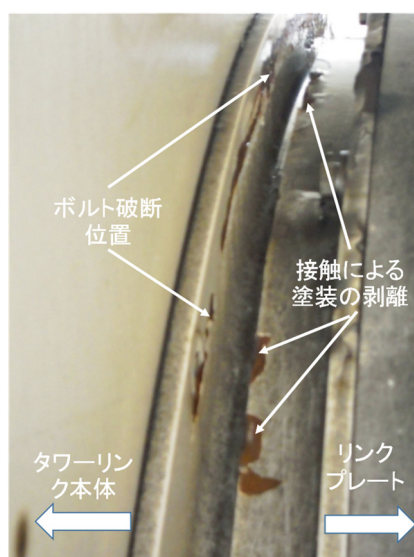
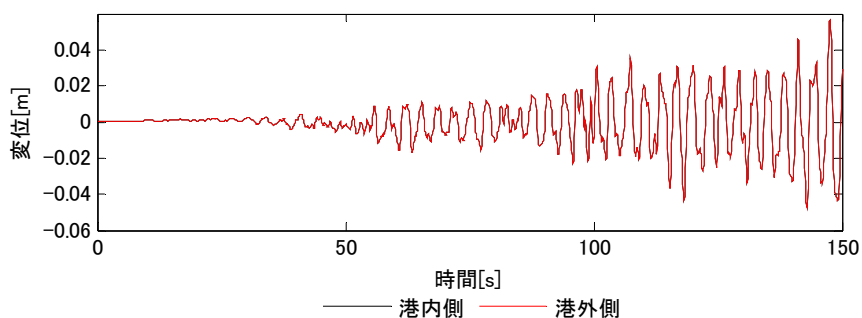
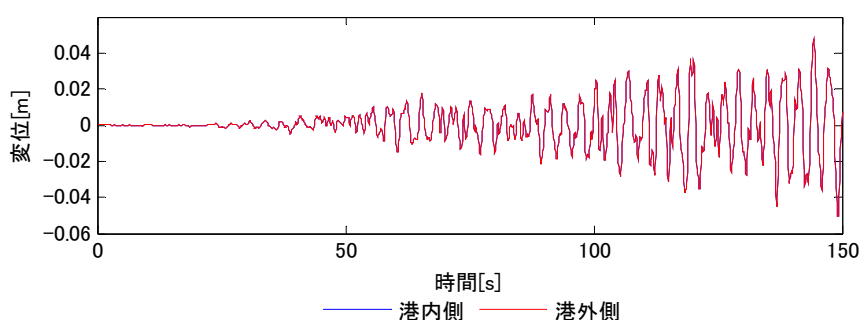


図 3.18 現地調査で観察されたタワーリンクボルトの接触痕



(a) P2 主塔部タワーリンク



(b) P3 主塔部タワーリンク

図 3.19 タワーリンクの相対変位の時刻歴

表 3.4 各タワーリンクの橋軸直角方向の最大変位と回転角

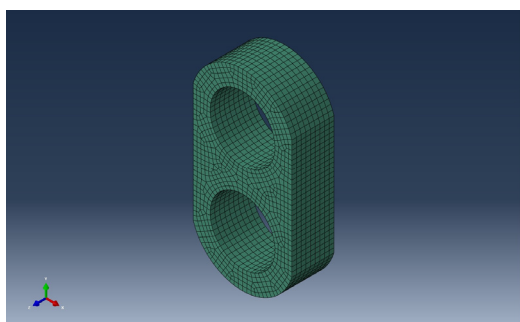
位置	最大変位[m]	回転角[°]
P2 港内側	0.0563	1.613
P2 港外側	0.0563	1.613
P3 港内側	0.0503	1.441
P3 港外側	0.0504	1.444

3.6.1. タワーリンクの詳細モデル

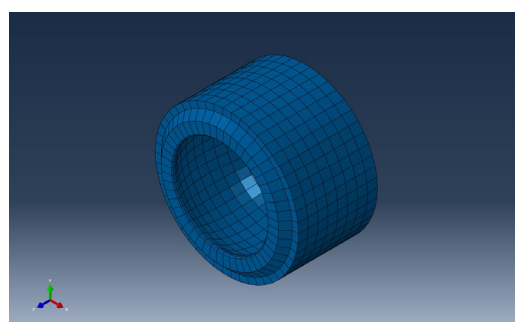
タワーリンクの回転角と回転可能限界の比較のみからではボルトの破断メカニズムについて検討することは困難であったため、別途タワーリンクの詳細モデルを構築し、プッシュオーバー解析によりタワーリンクのボルト破断メカニズムについて検討した。タワーリンクを構成する部材であるリンク本体、球面外受け、球面軸受、ピンと主塔とタワーリンクブラケットおよびリンクプレートの詳細モデルをソリッド要素によって構築した。各部材の接合部におけるメッシュサイズをそろえるために円周に沿う要素数を 50 とした。タワーリ

リンクを構成する部材の詳細モデルを図 3.20 に、タワーリンク全体の詳細モデルを図 3.21 に示す。また、観察されたボルトの破断状態から軸力による影響は小さいと考え、ボルトの軸力は考慮していない。ボルトとほかの部材との接触状態を明らかにするためにボルトで接合されている L 型鋼と一体化させてソリッド要素によりモデル化している。L 型鋼は 1 つをリンクプレートと、もう 1 つをリンク本体と結合拘束により一体化した。また、L 型鋼は 1 辺に沿う要素数を 180 として分割している。L 型鋼およびボルトのモデル化の状態を図 3.22 に示す。各部材の材料特性は表 3.5 に示すヤング率、降伏応力、ポアソン比を用いた。

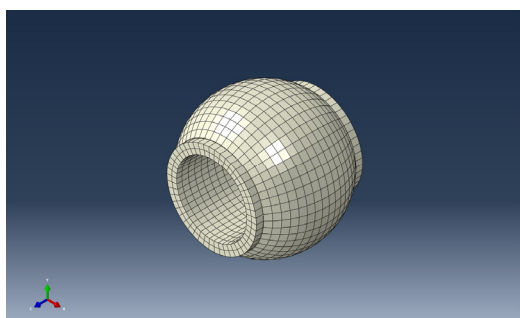
タワーリンクのボルトは現地調査時に観察された傷から橋軸直角方向の変位が支配的に作用して損傷に至ったと考えられたため、ここでは橋軸直角方向にのみ着目して境界条件を設定した。具体的には、タワーリンクブラケットと主塔の接合部に対応する部分を完全固定とし、橋軸方向の回転を無視するために、ピンと球面軸受の境界面は一体となって動くよ



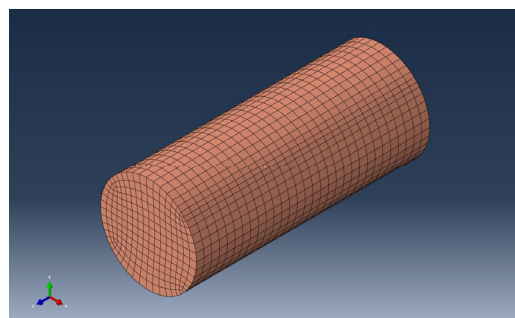
(a) リンク本体



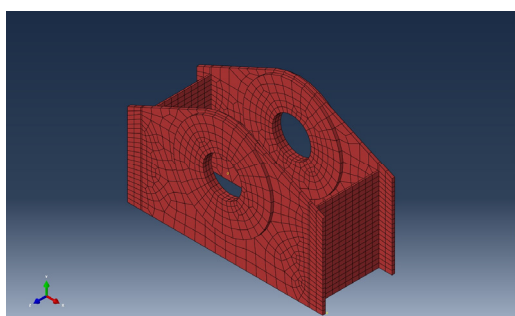
(b) 球面外受け



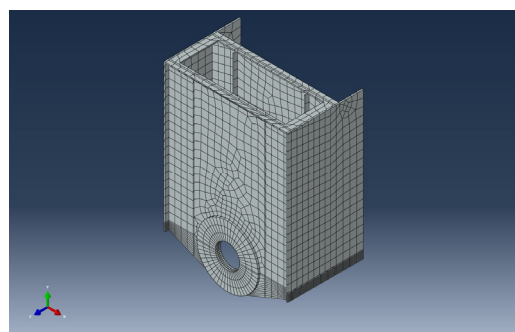
(c) 球面軸受



(d) ピン



(e) リンクプレート



(f) リンクブラケット

図 3.20 タワーリンクを構成する部材の詳細モデル

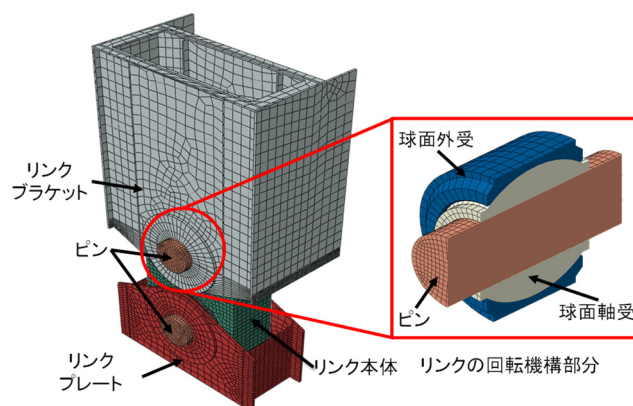


図 3.21 構築したタワーリンクの詳細モデル

表 3.5 タワーリンクの材料特性

材料	規格	ヤング率 [GPa]	降伏応力 [MPa]	ポアソン比
鋼板	SM570	205.9	451	0.3
ステンレス鋼	SUS431	200.0	590	0.3
	SUS304	200.0	590	0.3
鍛鋼	SFVQ2B Mod.	205.9	451	0.3
高力黄銅铸件	HBSC4+SL	2.068	480	0.3

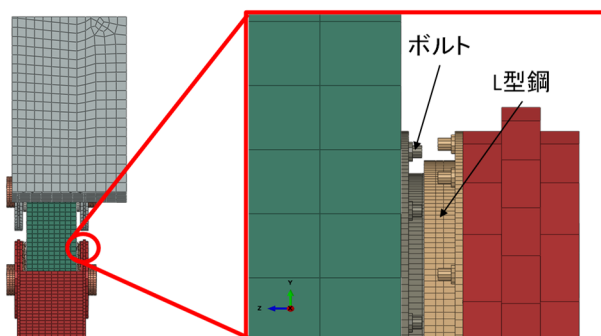


図 3.22 タワーリンクのボルトのモデル化

うに拘束した。また、タワーリンクブラケットおよびプレートとピンの境界も同様に結合した。一方で、橋軸直角方向の回転を再現するために球面軸受と球面外受の境界面に接触面を定義し、2つの接触面で相対変位が発生するようにした。

3.6.2. タワーリンクの詳細モデルを用いたプッシュオーバー解析

構築したタワーリンクの詳細モデルに対して本震を用いた動的解析によって得られたタワーリンクの最大変位を一律な強制変位として入力することでプッシュオーバー解析を行

った。境界条件および荷重条件を図 3.23 に示す。

プッシュオーバー解析から得られたボルト付近におけるタワーリンクの変形状態および応力状態を図 3.24 に示す。強制変位によるタワーリンクプレートの並進変位と球面軸受の回転により、タワーリンクプレート側の L 型鋼がリンク本体側のボルトに接触していることが分かる。図 3.18 の現地調査から観察されたリンク部分の接触痕と比較すると、塗装の剥離の位置およびボルトの破断位置も本解析で得られた変形状態と概ね一致している。また、L 型鋼と接触したボルトの位置を示すと図 3.25 のようになり、上部のボルトにおいて接触する結果となった。また、接触の方向はボルトの軸に対して直角方向であることから、接触時にボルトにせん断力が作用したと考えられる。そこで、ボルトのせん断方向の接触力と最大せん断耐力を比較することでボルトの破断可能性について検討を行った。ここで、ボ

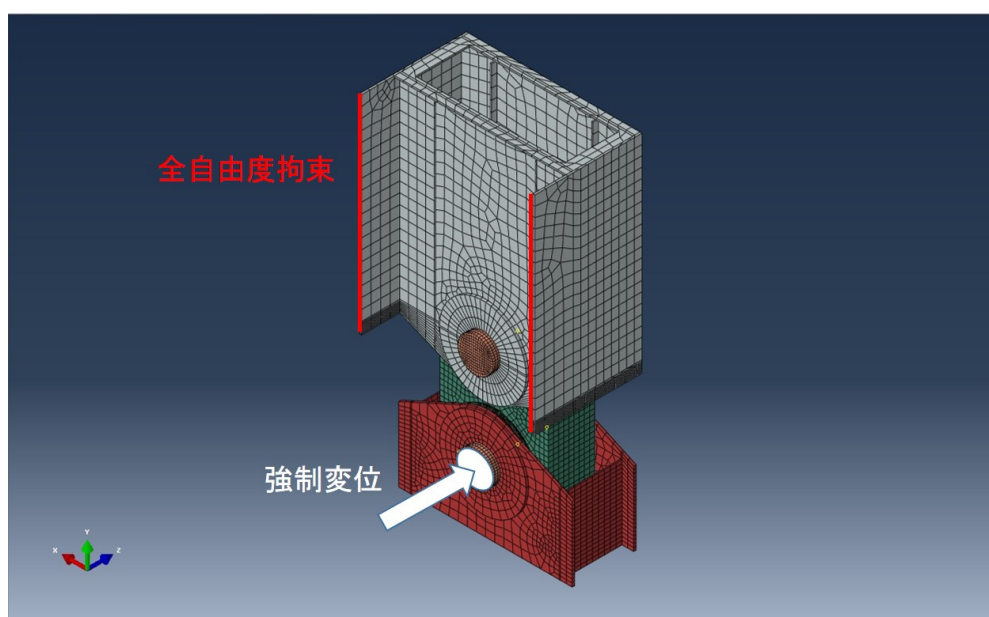


図 3.23 境界条件および荷重条件

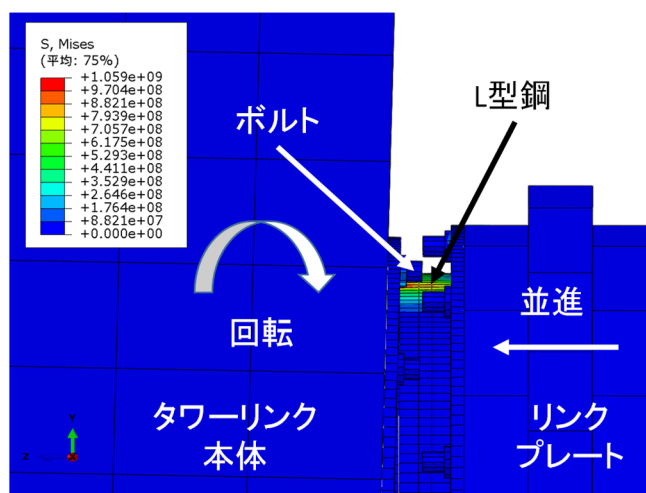


図 3.24 ボルトと L 字プレートの接触時の応力状態

ルトの最大せん断力はタワーリンクのボルトに用いられている SUS304 の M10 ボルトの最大せん断荷重を用いた。ボルトのせん断強度は、引張強度を $\sigma(\text{N/mm}^2)$ として以下の式¹³⁾で表される。

$$\sigma_s = \frac{\sigma}{\sqrt{3}} \quad (3.4)$$

よって、ボルトのせん断耐力 F は以下の式で表される。

$$F = \sigma_s A_s \quad (3.5)$$

ここで、 A_s はボルトの有効断面積であり、M10 ボルトの有効断面積は 58 mm^2 である¹⁴⁾。

ボルトに発生したせん断方向の接触力とボルトの最大せん断力の比較を表 3.6 に示す。表より、いずれのボルトにおいても接触応力が最大せん断応力を上回っており、ボルトがせん断により破断する可能性があるといえる。このことから、タワーリンクプレート側の L 型鋼とリンク本体側のボルトの接触が東北地方太平洋沖地震で見られたボルト破断を引き起こしたと考えられる。したがって、東北地方太平洋沖地震のようなリンクの回転が変形可能量以下である小さな地震動であってもタワーリンクのボルトに損傷が発生する可能性があるといえる。

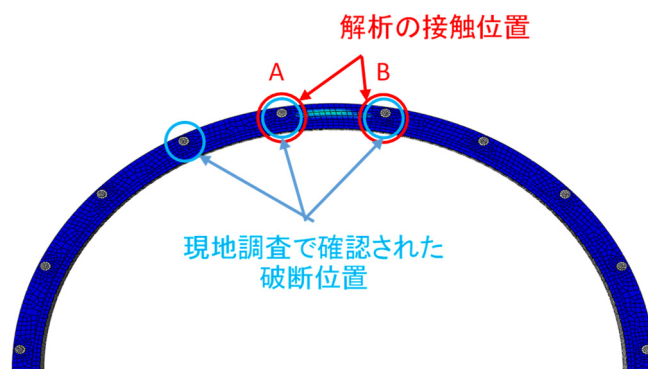


図 3.25 L 型鋼と接触が発生したタワーリンク側のボルトの位置と
現地調査の破断位置の比較

表 3.6 各ボルトに発生した接触応力と最大せん断応力の比較

位置	接触力[kN]	ボルトの最大せん断力[kN]
A	49.1	17.4
B	43.7	

参考文献

- 1) Z.X. Li, T.Q. Zhou, T.H.T. Chan and Y. Yu: Multi-scale numerical analysis on dynamic response and local damage in long-span bridges, *Engineering Structures*, 29, pp.1507-1524, 2007.
- 2) 田村洋, 佐々木栄一, 山田均, 勝地弘: 応力三軸度に着目した鋼製橋脚における地震時脆性破壊発生要因に関する解析的検討, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 3, pp.420-434, 2010.
- 3) Z.X. Li, T.Q. Zhou, T.H.T. Chan and Y. Yu: Concurrent multi-scale modeling of civil infrastructures for analysis on structural deterioration Part I: Modeling methodology and strategy, *Finite Elements in Analysis and Design*, 45, pp.782-794, 2009.
- 4) Z.X. Li, T.Q. Zhou, T.H.T. Chan and Y. Yu: Concurrent multi-scale modeling of civil infrastructures for analysis on structural deterioration Part II: Model updating and verification, *Finite Elements in Analysis and Design*, 45, pp.782-794, 2009.
- 5) YouLiang Ding, AiQun Li, DongSheng Du and Tao Liu: Multi-scale damage analysis for a steel box girder of a long-span cable stayed bridge, *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 6, No. 6, pp.725-739, 2010.
- 6) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査, 土木学会論文集 A Vol. 66, No. 1, pp.13-30, 2010.
- 7) 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, No. 801, I-73, pp.1-20, 2005.
- 8) 前田邦夫: 短いリンク支承を有する斜張橋の力学特性と実用性に関する研究, 東京大学学位論文, 1991.
- 9) 小坪清真: 入門建設振動学, 森北出版株式会社, pp.150-153, 2009.
- 10) ABAQUS: *Analysis User's Manual*, ABAQUS ver6.14, 35.2.2
- 11) ABAQUS: *Analysis User's Manual*, ABAQUS ver6.14, 28.1.1
- 12) ABAQUS: *Analysis User's Manual*, ABAQUS ver6.14, 6.3.2
- 13) 日本鋼構造協会: ステンレス構造材と建築基準法, <http://www.jssc.or.jp/ssba/generalize/generalize.html>
- 14) 日本工業規格: ねじの有効断面積及び座面の負荷面積, JIS B 1802, 2009.

第4章 マルチスケールモデルを用いた 大地震における損傷過程の推定

4.1. はじめに

第3章では東北地方太平洋沖地震で観測された全体応答および局所的な損傷を再現できるマルチスケールモデルを構築した。本章では、このモデルを用いて将来の大地震における衝突を考慮した横浜ベイブリッジのウインドタング損傷後の損傷過程を推定する。第2章でウインドタングが損傷すると判定された道路橋示方書で規定されているレベル2地震動を構築したマルチスケールモデルに入力し、動的解析によりウインドタングに生じる衝突力や局所的な応力状態、変形状態を評価し、ウインドタングとウインド杢間の衝突がどのような損傷を引き起こす恐れがあるのかについて検討を行う。さらに、損傷基準に基づいて損傷の進展を考慮し、ウインドタングが損傷した後におけるウインドタングの変形状態やそれに伴うタワーリンクと主塔との衝突力およびタワーリンクの脱落可能性について検討する。

4.2. 将来の大地震におけるウインドタングの衝突力 と損傷評価

将来の大地震を想定し、レベル2地震動をマルチスケールモデルに入力して動的解析を行った。入力地震動には、第2章の骨組みモデルを用いた検討において各タイプの地震動における衝突力がウインドタングの耐力を大きく上回っていた道路橋示方書¹⁾で規定されている3種地盤用のレベル2地震動6波を用いた。本震の3成分の地震動を用いた動的解析

表 4.1 各入力ケースにおける解析の所要時間

入力地震動	継続時間	所要時間
I-III-I	120 秒	5 日
I-III-II	240 秒	12 日
I-III-III	240 秒	15 日
II-III-I	50 秒	3 日
II-III-II	50 秒	2 日
II-III-III	50 秒	2 日

結果から、ウインドタングとウインド沓の接触状態を分析した結果、図 4.1 に示すようにウインドタングとウインド沓が全面で衝突していたため、3 方向入力による接触状態への影響は小さいと考え、入力方向を衝突に最も厳しい橋軸直角方向とした。また、地域別補正係数を考慮して地震動の増幅倍率をタイプ 1、タイプ 2 でそれぞれ 1.2 倍、1.0 倍とした。解析にはワークステーション PC を用い、48 コアの CPU を使用することで解析時間を大幅に短縮させた。各入力ケースにおける解析の所要時間は表 4.1 に示すとおりである。

各地震動においてマルチスケールモデルで推定された最大衝突力および地震動のタイプごとの最大衝突力の平均値をまとめたものを表 4.2 に示す。また、骨組みモデルとマルチスケールモデルで推定された最大衝突力とウインドタングの耐力の比較を図 4.2 に示す。マルチスケールモデルにおいても骨組みモデルと同様にウインドタングの耐力を上回る衝突力が発生していることが分かり、ウインドタングが損傷する可能性があるといえる。また、骨組みモデルで推定された衝突力とマルチスケールモデルで推定された衝突力の変化率を表 4.3 に示す。骨組みモデルとマルチスケールモデルにおいて最大衝突力の差は 4%~10% 程度であり、構築した骨組みモデルはマルチスケールモデルと同程度の精度で衝突力を推定できており、ウインドタングの損傷判定をするには十分な精度を有していることが分かる。

また、骨組みモデルとマルチスケールモデルで推定された衝突力の時刻歴を比較した。図

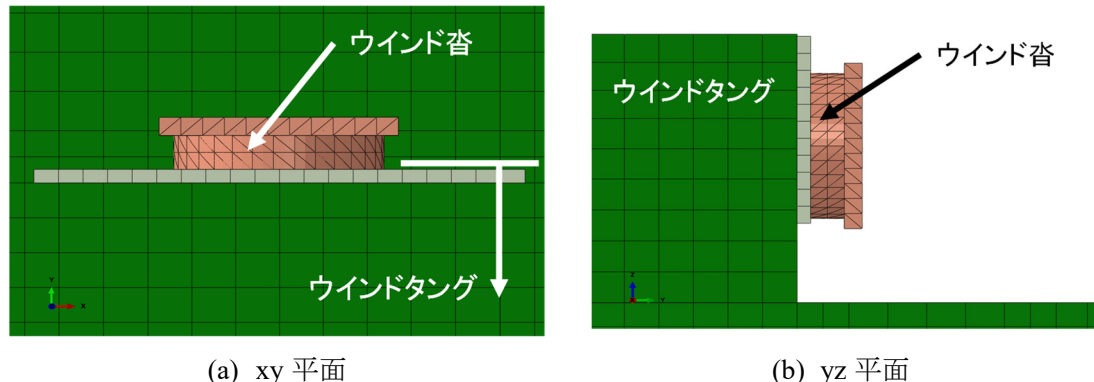


図 4.1 三方向入力時における衝突時のウインドタング - ウインド沓の接触状態(t=147.8s)

表 4.2 各地震動におけるマルチスケールモデルの衝突力と耐力の比較

タイプ	地震動の種類	最大衝突力[MN]	最大衝突力(平均)[MN]
タイプ 1	I-III-I	139.2	144.1
	I-III-II	153.6	
	I-III-III	139.5	
タイプ 2	II-III-I	116.0	108.6
	II-III-II	97.4	
	II-III-III	111.9	
最大耐力			79.9

4.3 および図 4.4 にマルチスケールモデルと骨組みモデルで推定された衝突力の時刻歴の比較を示す。タイプ 1 とタイプ 2 のどちらの地震動における衝突力も耐力を超える前までは 2 つのモデルで概ね一致しているが、耐力を超えた後はマルチスケールモデルにおいて応答が長周期化している。また、タイプ 1 地震動では後半は骨組みモデルでは衝突力が発生しているのに対し、マルチスケールモデルでは衝突力がほとんど発生しなくなっている。一方、タイプ 2 地震動では骨組みモデルとマルチスケールモデルどちらも衝突力が発生している。

この現象について検討するため、マルチスケールモデルにおけるウインドタングの変形状態を時刻歴で分析した。一例として設計地震動 I-III-I を入力した際の各時刻におけるウインドタングの変形状態とウインド杓-ウインドタング間の拡大図を図 4.5 に示す。図より、衝突力が小さい領域では遊間が初期状態の 5 mm から変化は見られない。一方、衝突力が増加するとウインドタング基部および横桁が塑性化し、両者の変形によって遊間が増加している。ウインドタングで最も塑性化が進んだ要素の塑性ひずみの時刻歴と衝突力の時刻歴の比較を示すと、図 4.6 のようになった。図の赤線は衝突力のピーク値の時刻に対応しており、塑性ひずみが増加したときに衝突力が発生していることが分かる。マルチスケールモデ

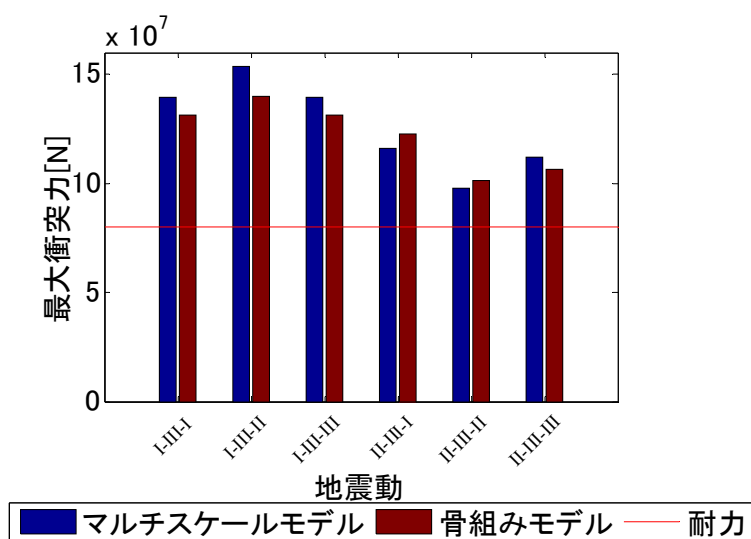
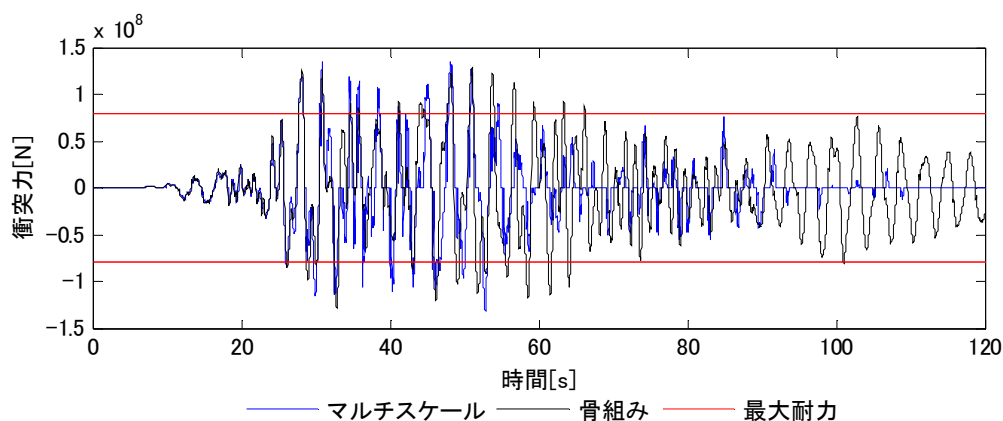


図 4.2 各入力地震動における最大衝突力の比較

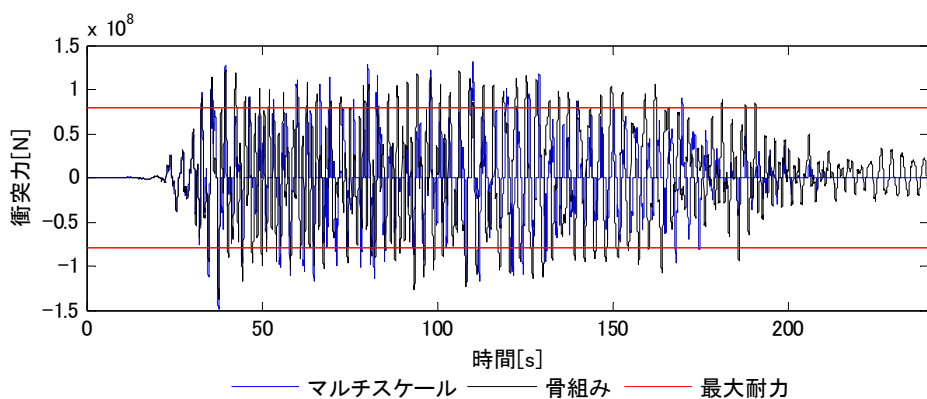
表 4.3 各地震動におけるマルチスケールモデルと骨組みモデルの最大衝突力の比較

地震動	マルチスケール モデル[MN](A)	骨組みモデル [MN](B)	変化率 ((A-B)/B)
I-III-I	139.2	131.4	5.91%
I-III-II	153.6	139.8	9.81%
II-III-I	116.0	122.8	-5.59%
II-III-II	97.9	101.5	-3.58%
II-III-III	111.9	106.4	5.15%

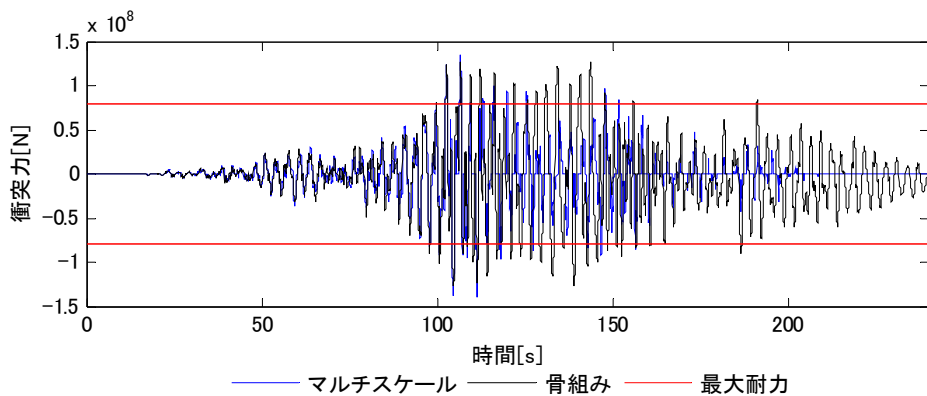
ルでは衝突時の塑性化の進展により遊間が増加し、波形後半では衝突が発生しにくくなったと考えられる。骨組みモデルでは衝突によるウインドタングの塑性化は考慮しているが、横桁とウインドタングの両方の塑性化による遊間の変化については一意には定まらないため再現できない。そのため、このような遊間の変化を考慮した応答を評価するにはマルチスケールモデルが必要である。



(a) 入力地震動：I-III-I



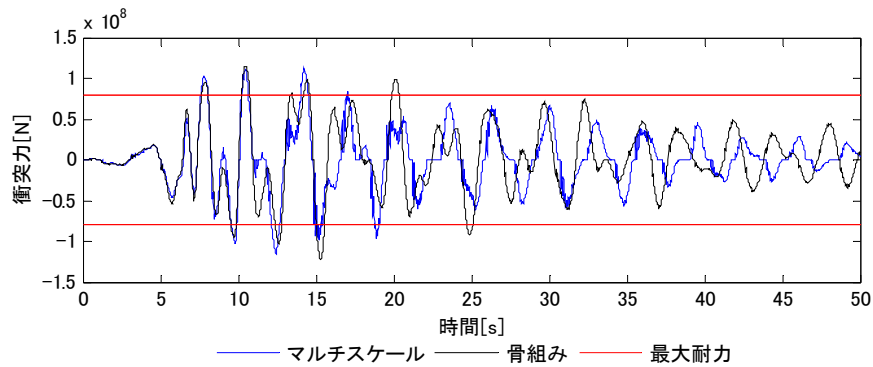
(b) 入力地震動：I-III-II



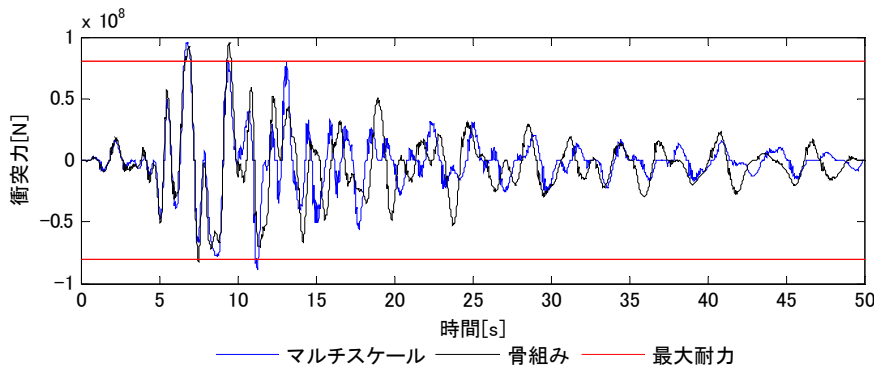
(c) 入力地震動：I-III-III

図 4.3 タイプ1地震動における衝突力の比較

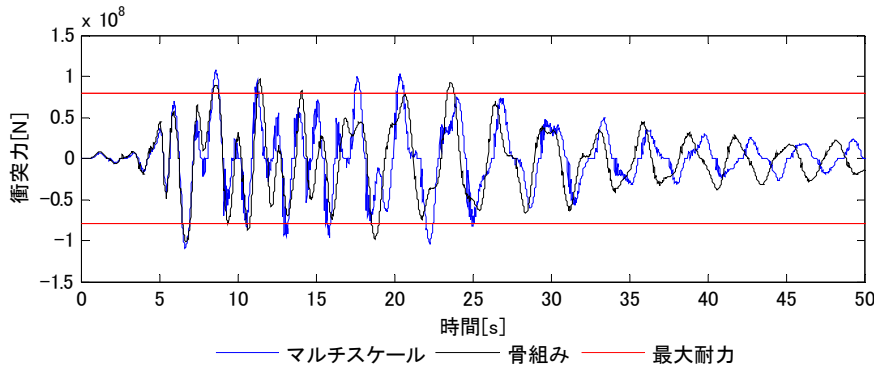
次に、この遊間の変化が全体応答にどのような影響をおよぼすかについて検討を行った。表 4.4 にマルチスケールモデルと骨組みモデルにおける S3 の橋軸直角方向の最大変位の比較を示す。表より II-III-I の地震動を除きすべての地震動で骨組みモデルに比べてマルチスケールモデルの橋軸直角方向の最大変位が増加する結果となった。骨組みモデルでは考慮できないウインドタングおよび横桁の塑性変形による遊間の増加により橋軸直角方向の拘束力が減少し、最大応答が増加したと考えられる。また、このウインドタング損傷後の橋軸直角方向の変位の増大により、タワーリンクの回転角が許容範囲を超え、脱落する可能性があるといえる。



(a) 入力地震動：II-III-I



(b) 入力地震動：II-III-II



(c) 入力地震動：II-III-III

図 4.4 タイプ 2 地震動における衝突力の比較

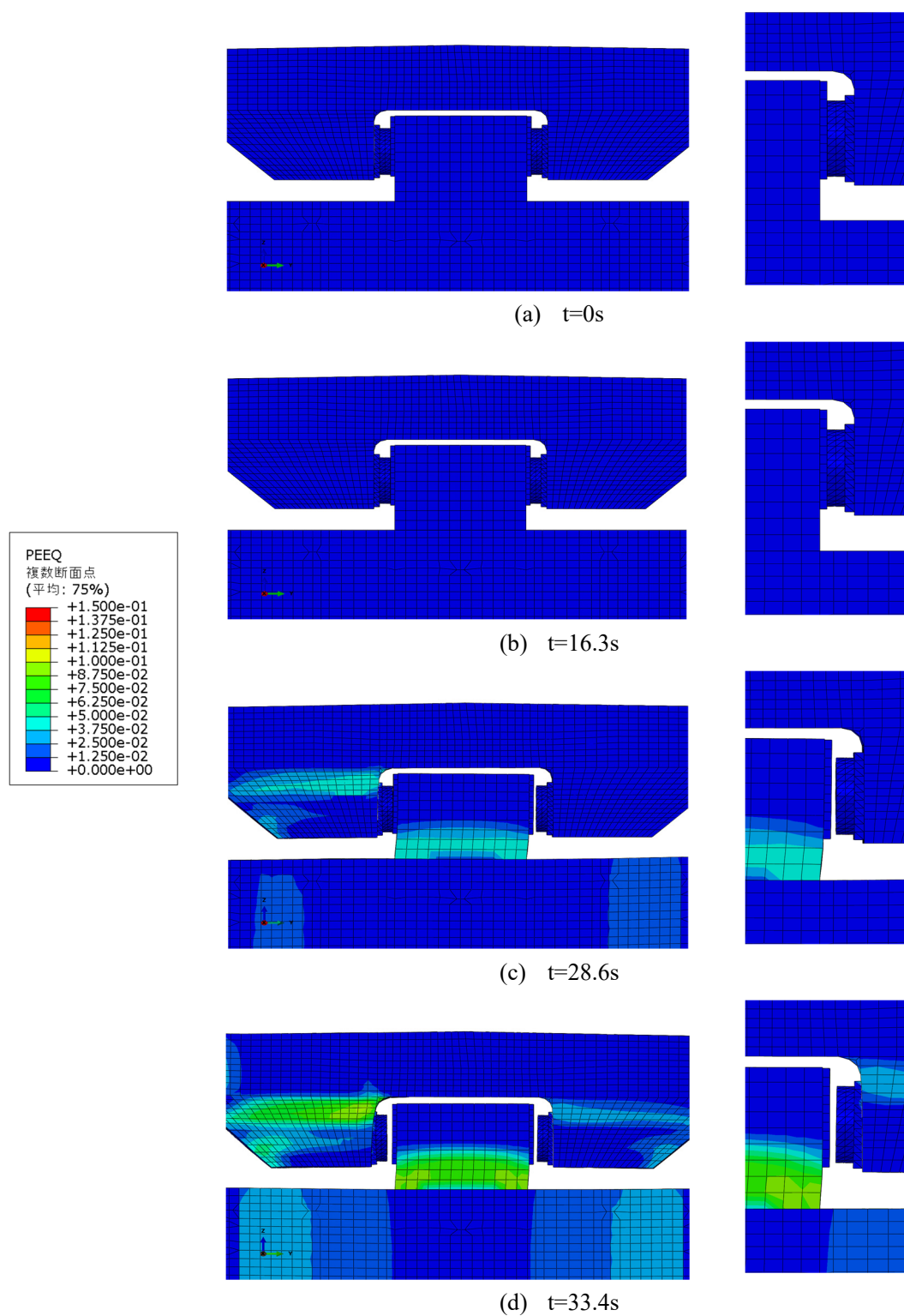


図 4.5 入力地震動 I-III-I におけるウインドタングの変形状態と塑性ひずみ

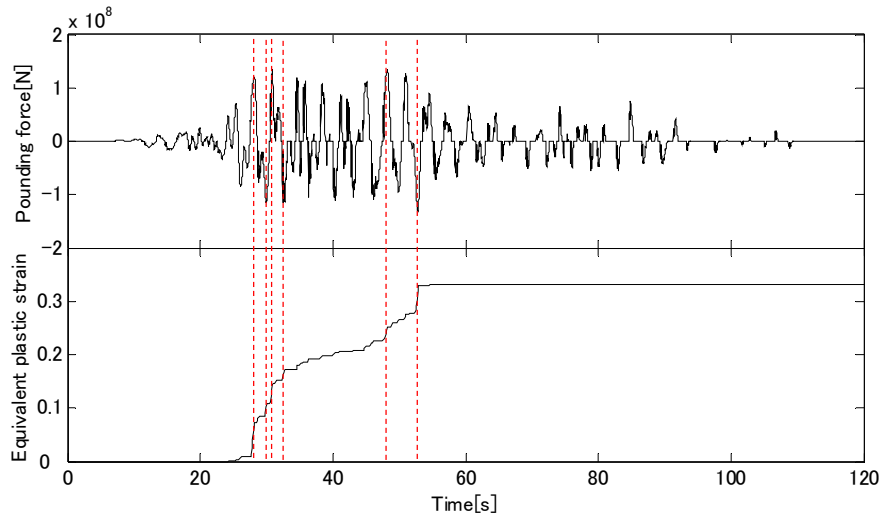


図 4.6 ウインドタングの衝突力と塑性ひずみの時刻歴の比較(入力地震動：I-III-I)

表 4.4 S3 における橋軸直角方向の変位応答の比較

地震動		変位[m]		変化率(A/B)
		マルチスケール(A)	骨組み(B)	
タイプ 1	I-III-I	1.283	1.094	1.172
	I-III-II	1.338	1.271	1.053
	I-III-III	1.338	1.101	1.215
タイプ 2	II-III-I	0.828	0.907	0.913
	II-III-II	0.663	0.573	1.157
	II-III-III	0.744	0.657	1.132

4.3. レベル 2 地震時におけるタワーリンクの損傷

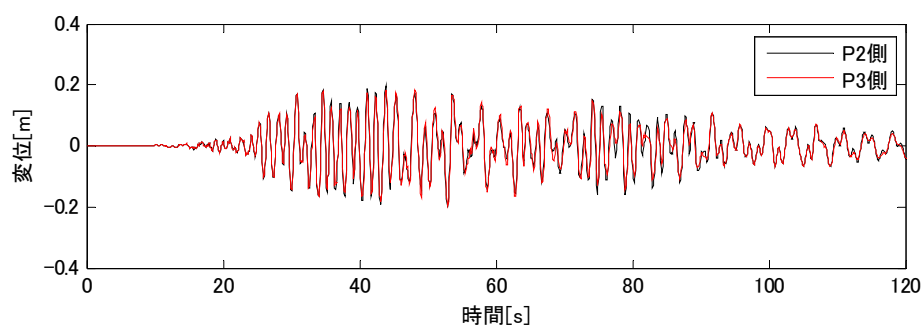
東北地方太平洋沖地震では、タワーリンクのボルトが破断する被害が発生したが、レベル 2 地震時にはさらに大きな被害が発生すると考えられる。ここでは、マルチスケールモデルによるレベル 2 地震動を用いた動的解析結果に基づき、タワーリンクの詳細モデルを用いた静的解析により将来の大地震時に発生しうる被害について検討を行う。

レベル 2 地震動における動的解析から得られたタワーリンクの上端と下端の相対変位の時刻歴応答を図 4.7、図 4.8 に示し、最大相対変位を表 4.5 に示す。この最大相対変位をタワーリンク下部のピンに強制変位として一様に与えることでプッシュオーバー解析を行った。第 3 章の考察から、ここでは最大変位に至る前にボルトはすでに破断していると仮定して図 4.9 に示すタワーリンク側のボルトを削除したモデルを用いた。解析結果の一例として、入力地震動 I-III-I から得られた強制変位を与えた時に発生したタワーリンクの変形状態および塑性ひずみを図 4.10 に示す。図よりタワーリンクプレートが面外に変形し、一部が

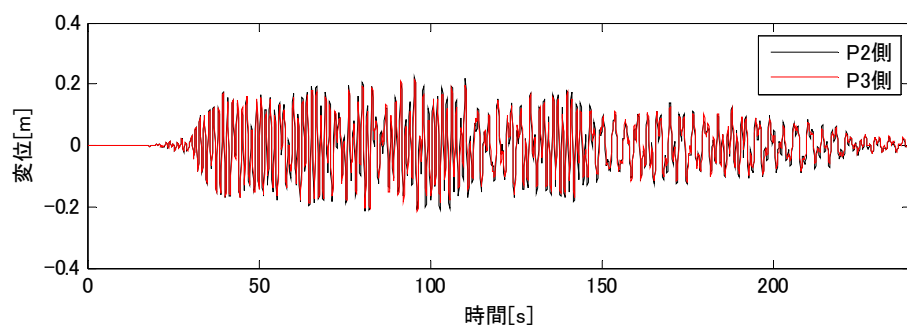
塑性化していることが分かる。これは、図 4.10(d)のようにリンクプレート側の L 型鋼とリンク本体側の L 型鋼同士が接触し、この接触により L 型鋼を介してタワーリンク本体とリンクプレートの相対変位が拘束されたためであると考えられる。設計時にはタワーリンクの回転角が 3.1° になったときに球面軸受が球面外受と干渉することしか考慮されていないため、このようなタワーリンク本体とリンクプレートの相対変位の拘束による変形は考慮されていない。

兵庫県南部地震でも、東神戸大橋でペンデル支承のピンをつなぐプレートが大きく面外変形し、脱落したことが報告されている。本解析から得られたリンクプレートの面外変形量はリンクが脱落するほどのものではないものの、レベル 2 地震時に東神戸大橋においてペンデル支承で発生した被害と同様の被害が発生する可能性がある。

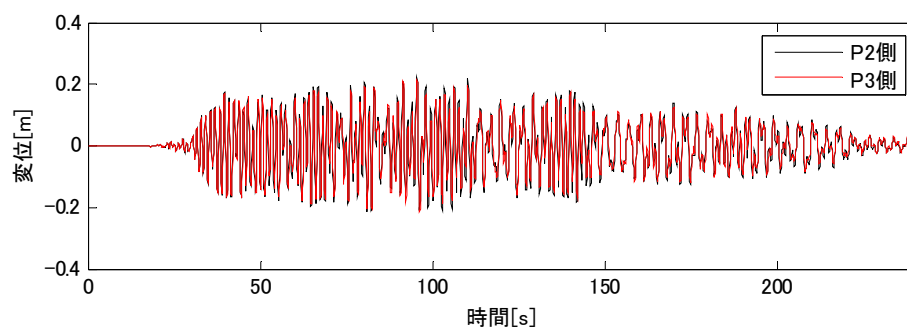
さらに、タワーリンクの回転角が回転可能限界を超え、図 4.11 のように球面軸受と球面



(a) 入力地震動：I-III-I



(b) 入力地震動：I-III-II



(c) 入力地震動：I-III-III

図 4.7 タイプ 1 地震動におけるタワーリンクの相対変位

外受で接触力が発生している。この接触力により、図 4.12 のように球面外受の一部に塑性化が生じている。タワーリンクがピンとして回転するためには、球面が維持されることが求められるため、解析により生じた小さな領域の塑性化でも、変形により本来のピンとしての回転性能が低下する可能性がある。

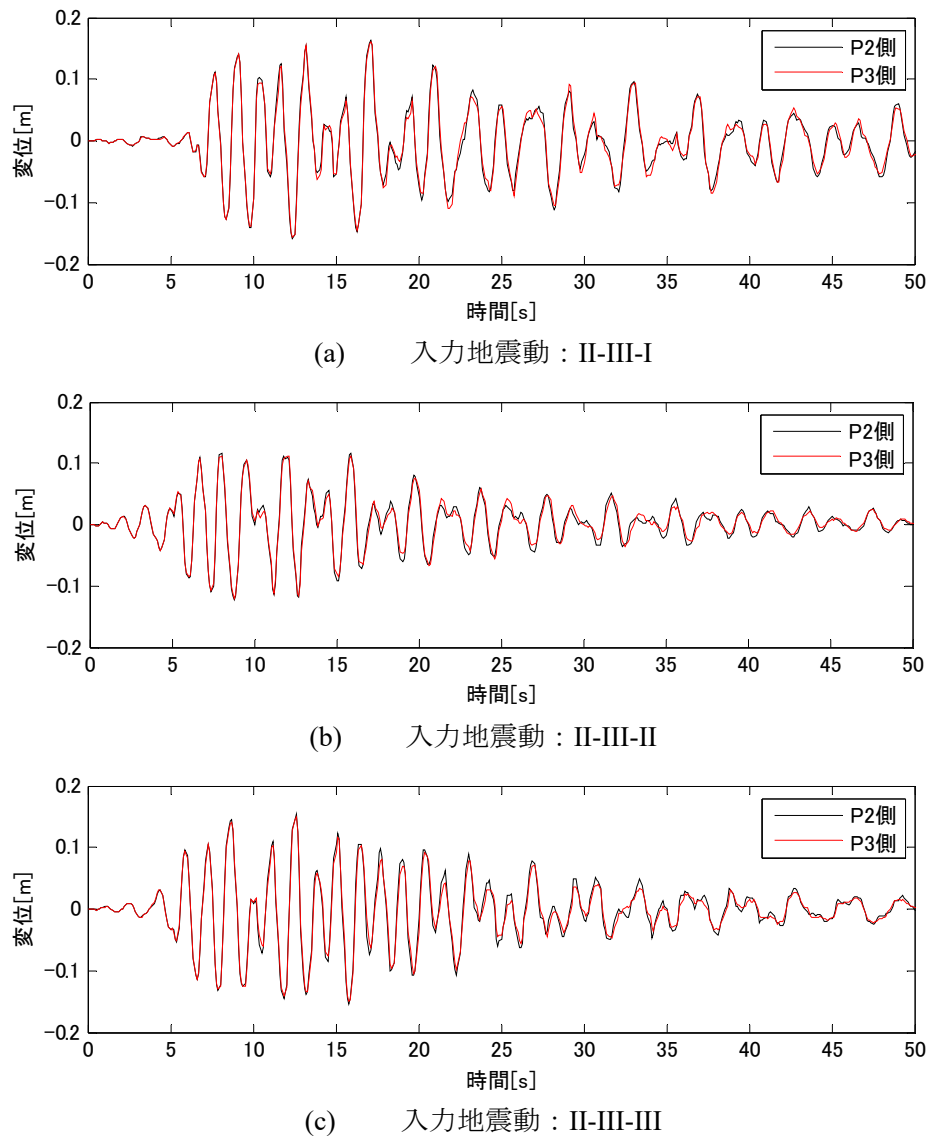


図 4.8 タイプ2 地震動におけるタワーリンクの相対変位の時刻歴

表 4.5 各地震動におけるタワーリンクの最大変位

地震動	タワーリンクの最大相対変位[m]
I-III-I	0.201
I-III-II	0.222
I-III-III	0.209
II-III-I	0.163
II-III-II	0.123
II-III-III	0.155

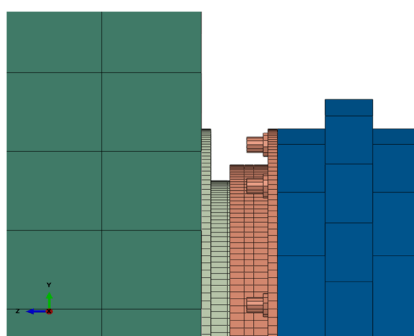
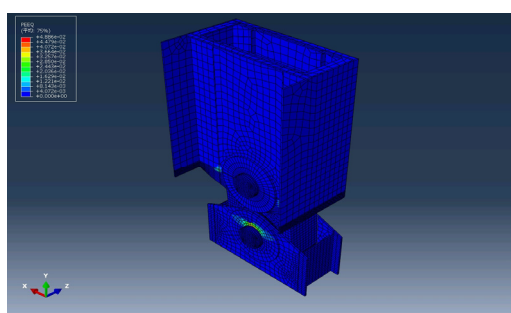
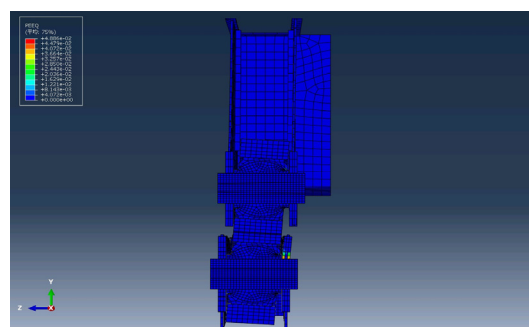


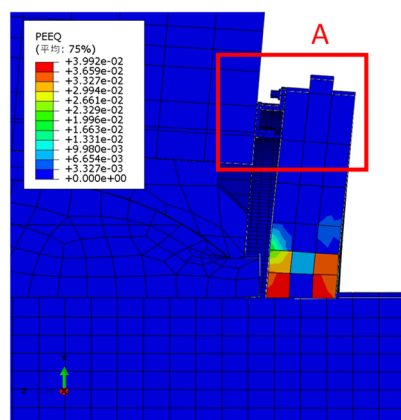
図 4.9 ボルト削除モデル(リンクプレート部分拡大)



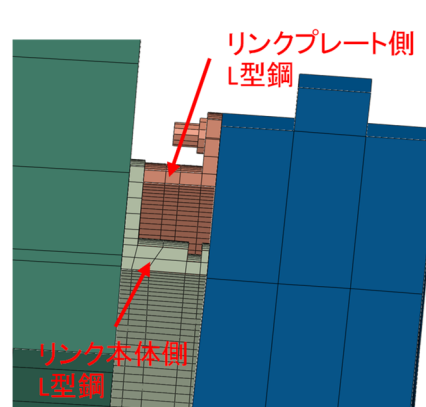
(a) 全体図



(b) yz 断面



(c) タワーリンクプレート拡大(断面図)



(d) A 部拡大(変形図)

図 4.10 タワーリンクに発生した塑性ひずみと変形

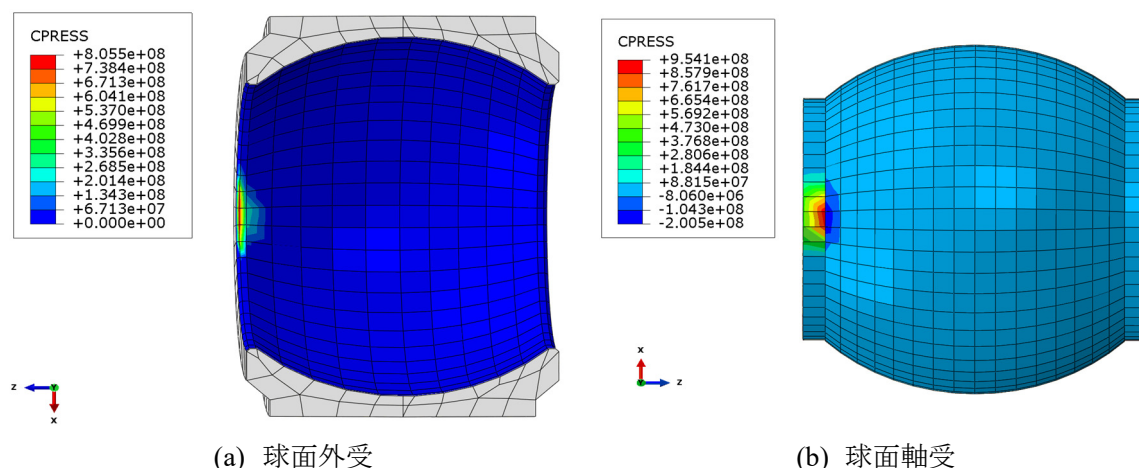


図 4.11 リンク回転部に発生した接触応力

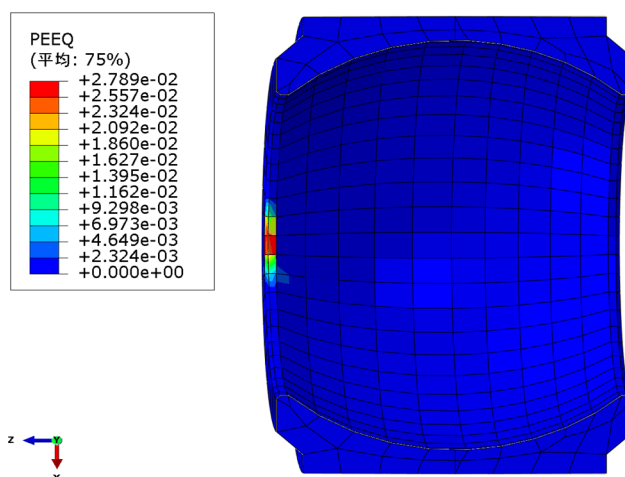
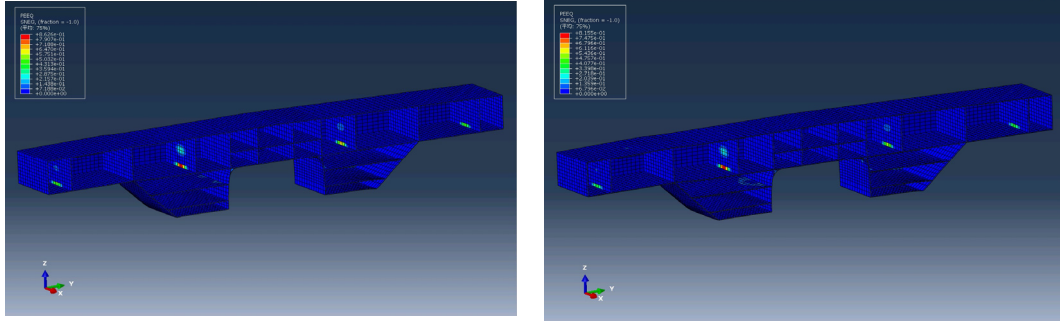


図 4.12 球面外受の塑性ひずみ

4.4. ウインド沓-タング間の衝突による横桁の損傷評価

ウインド沓-タング間で発生した衝突力は横桁に伝達される。ここでは、伝達された衝突力によって横桁に生じうる損傷について検討を行う。入力地震動 I-III-III における最終時刻の横桁の塑性ひずみを図 4.13 に示す。図より、横桁内の一部の部材において塑性化が生じている。塑性化が発生していない部材の板厚 36 mm であるのに対して塑性化が発生した部材の板厚は 12 mm と塑性化していない部材の 1/3 の板厚であり、この剛性の差により塑性化の有無に差が出たと考えられる。

しかし、塑性化が生じた板には座屈などは発生しておらず、損傷も軽微であるため、レベル 2 地震時にウインド沓 - タング間で衝突が発生した場合においても横桁の損傷は許容できると考えられる。



(a) P2 側横桁

(b) P3 側横桁

図 4.13 入力地震動 I-III-I における横桁の塑性ひずみ

4.5. ウインドタング損傷後における横浜ベイブリッジの応答

ここまでは、ウインドタングが塑性化したときの応答について議論してきた。しかし、ウインドタングに大きな塑性ひずみが発生した場合、ウインドタングの一部が破壊すると考えられる。このような損傷の進展と破壊により、ウインドタングの橋軸直角方向の拘束力が低下した場合、より大きな変位が発生すると考えられる。そこでまず、損傷発生基準によりウインドタングのどの部分に損傷が発生するかについて判定を行った。損傷の発生基準には既往の研究⁴⁾からウインドタングの延性損傷する可能性があるとしていたため、ここでは延性基準⁵⁾を用いた。

延性基準では、損傷開始時の相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}_D^{pl}$ が以下のような応力三軸度とひずみ速度の関数であると仮定される。

$$\bar{\epsilon}_D^{pl}(\eta, \dot{\epsilon}^{pl}) \quad (4.1)$$

ここで、 $\eta = -p/q$ は応力三軸度、 p は静水圧応力、 q は Mises の相当応力、 $\dot{\epsilon}^{pl}$ は相当塑性ひずみ速度である。この延性破壊の発生基準は以下の条件が満たされたときに満足する。

$$\omega_D = \frac{\int d\bar{\epsilon}^{pl}}{\bar{\epsilon}_D^{pl}(\eta, \dot{\epsilon}^{pl})} = 1 \quad (4.2)$$

ここで、 ω_D は塑性変形とともに単調増加する状態変数である。

図 4.14 に入力地震動 I-III-I の時のウインドタングの損傷発生基準の状態変数 ω_D の分布を示す。図より、ウインドタング基部において ω_D の値が 1 を上回っており、レベル 2 地震時に延性破壊が発生する可能性があるといえる。

次に、損傷発生基準による損傷の判定に加え、損傷の発展⁶⁾も考慮することで、ウインドタングの損傷が進展した後の挙動の推定を行った。損傷が進展する材料の応力-ひずみ曲線を図 4.15 に示す。ここで、 σ_{y0} および $\bar{\epsilon}_0^{pl}$ は損傷開始時の降伏応力および相当塑性ひずみで

ある．また， $\bar{\varepsilon}_f^{pl}$ は破壊時の相当塑性ひずみである． D は損傷変数であり，損傷の進展度を表す．損傷開始時は $D=0$ で破壊時は $D=1$ となる．破壊時の相当塑性ひずみ $\bar{\varepsilon}_f^{pl}$ の値は要素の特性長さに依存しているため，損傷発展のパラメータには用いることはできない．代わりに要素特性長さ L を用いて相当塑性変位 $\bar{u}^{pl} = L\bar{\varepsilon}^{pl}$ を用いる．シェル要素の要素特性長さは面の特性長さである，縦横比の大きな要素は方向によって挙動が異なるが，ウインドタングにおける要素はメッシュサイズが等しく要素のアスペクト比も 1 : 1 であるため，ここでは要素の 1 辺の長さを要素特性長さとした．

また，損傷変数 D は有効塑性変位に対して線形に発展するものと仮定して，以下の式により計算した．

$$D = \frac{\bar{u}^{pl}}{\bar{u}_f^{pl}} \quad (4.3)$$

有効塑性変位が \bar{u}_f^{pl} に達すると $D = 1$ となり，要素の剛性が 0 となりそれ以降その要素を

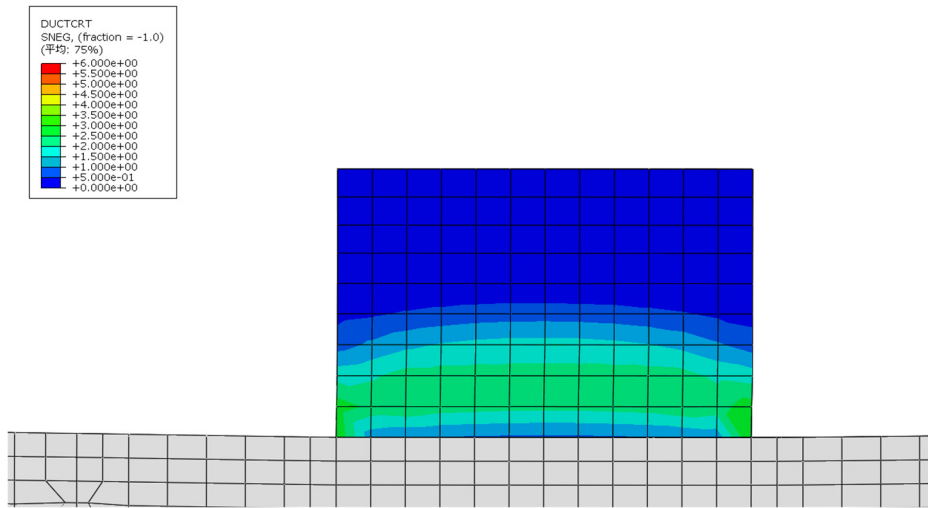


図 4.14 延性破壊基準の状態変数の分布

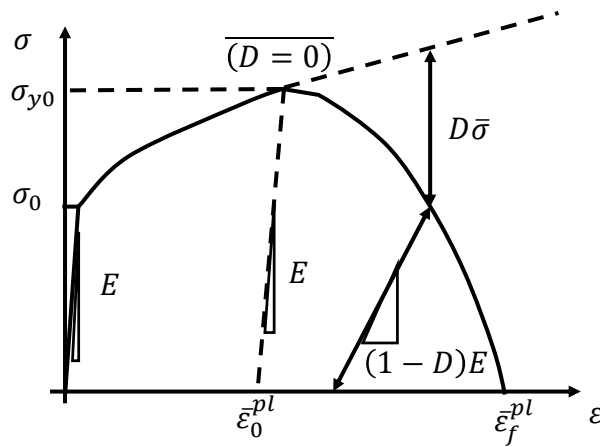


図 4.15 損傷の進展するときの応力 - ひずみ曲線

削除して計算を行う。

ただし、要素の剛性を完全に 0 にした場合、解析の収束性が低下し、解が得られないか解析時間が極端に増大する。そこで、本研究では計算の安定化のために要素を完全には削除せず、剛性の下限値を初期状態の 1%としている。

ウインドタングに作用する衝突力が最も大きかった地震動 I-III-I をマルチスケールモデルに再度入力し、ウインドタングの損傷の進展を考慮した地震応答解析を行い、ウインドタング損傷後の橋梁の応答について検討を行った。損傷は Mises 応力が鋼材の引張り強さである 520 MPa に達したときに開始するものとした。また、安全側の解析を行うためにここでは損傷の開始が判定されたら直ちにその要素の剛性低下させるように損傷時の塑性変位 \bar{u}_f^{pl} を設定した。ただし、 $\bar{u}_f^{pl} = 0$ とすると急激に剛性が変化し、収束性が極めて悪くなるため、ここでは損傷時の変位を十分に小さい値とし、ここでは $\bar{u}_f^{pl} = 0.0001$ とした。図 4.16 に損傷が開始した瞬間の損傷発生基準の分布図と変形状態を示す。ウインドタングの基部が起点となって損傷が進展している。さらに、損傷進展後の変形図および剛性低下率の分布を図 4.17 に示す。図の赤い部分はウインドタングの損傷の進展により剛性が大きく低下している部分である。ウインドタングの損傷の進展に伴い、ウインドタング基部の剛性の低下により橋軸直角方向の拘束力が低下し、ウインドタングが大きくせん断変形している。なお、結果の表示の都合により完全に損傷した要素も表示しているが、解析上では剛性が 1%まで低下しているため、実際はウインドタングの基部が破断している状態に相当する。

ウインドタングが損傷した場合はウインドタングが受け持つ衝突力が減少すると予想される。そこで、ウインドタングの損傷の進展の考慮の有無において衝突力を比較した。図 4.18 に損傷進展の有無におけるウインドタングの衝突力の時刻歴の比較を示す。損傷開始時刻である 37.6 秒以降では損傷の進展を考慮した場合では損傷の進展を考慮しない場合に比べて衝突力が低下し、ウインドタングの橋軸直角方向の拘束力が下がっていることが分かる。

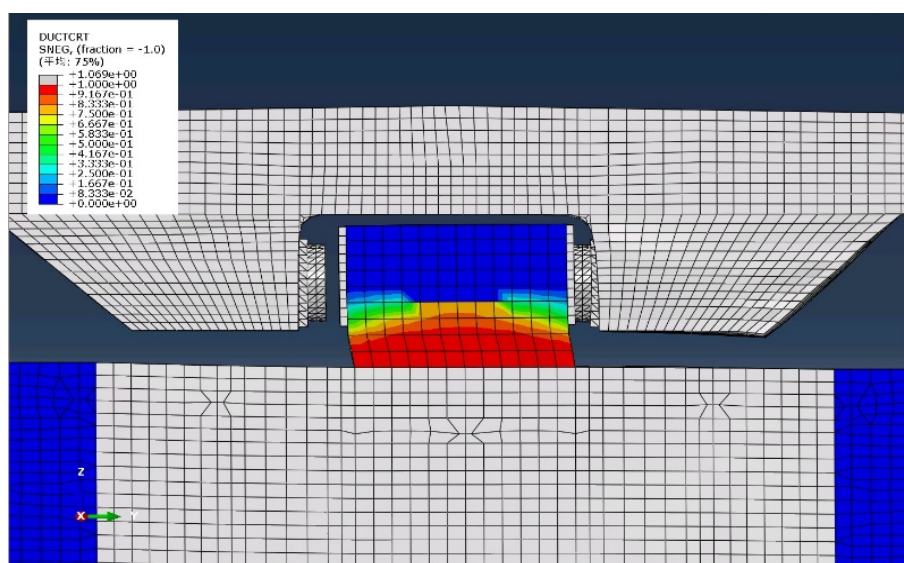


図 4.16 損傷開始時のウインドタングの変形状態と延性破壊基準の状態変数の分布

また、ウインドタングの衝突力は主塔基部にモーメントとして作用する。ウインドタングの損傷の進展による衝突力の低下により主塔基部に作用する曲げモーメントが減少し、ウインドタングの損傷進展の有無による主塔基部の曲げモーメント-曲率の関係を図 4.19 に示す。ウインドタングの損傷の進展によりタワーリンクに作用するモーメントが減少し、塑性率が減少していることが分かる。これは、ウインドタングが損傷することにより一種のヒューズ機能を果たし、主塔に直接荷重が伝達されることを防いだといえる。ただし、主塔基部の損傷が軽微であってもウインドタングの変形量の増加によりタワーリンクが回転可能限界を大きく超え、脱落する可能性がある。

図 4.20 にウインドタングの損傷の進展の有無におけるウインドタング基部に対するウインドタング天端部の橋軸直角方向の相対変位の比較を示す。損傷の進展を考慮しない場合ではウインドタングの変形量は小さいが、損傷の進展によりウインドタングの最大変位が約 3 倍になっている。また、損傷の進展によりウインドタングの橋軸直角方向の拘束力が失われ、繰り返し大変形が発生している。この橋軸直角方向の大変位により、タワーリンクに

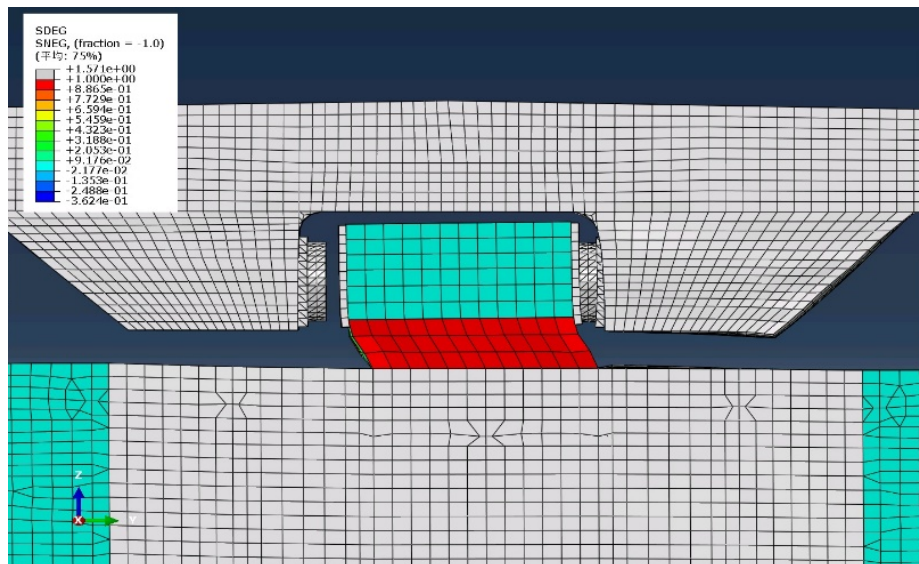


図 4.17 損傷進展後のウインドタングの変形状態と剛性低下率の分布

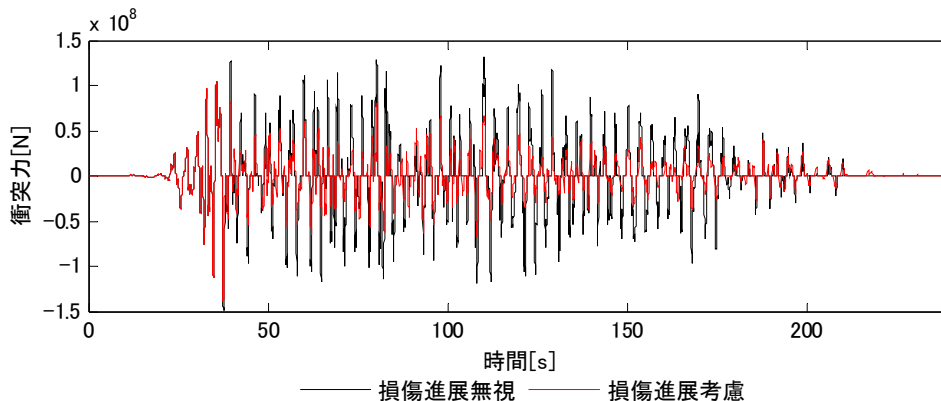


図 4.18 損傷進展の有無における衝突力の比較

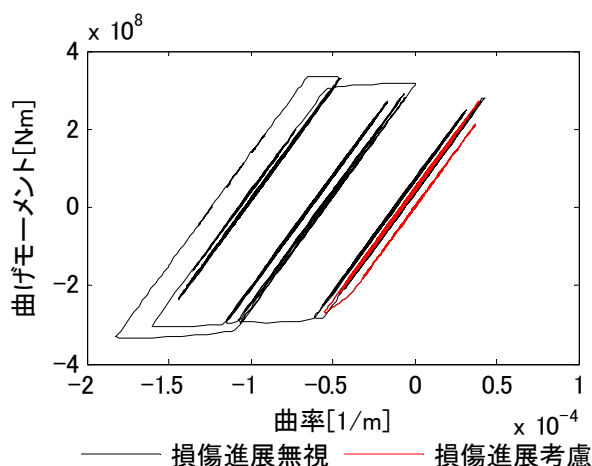
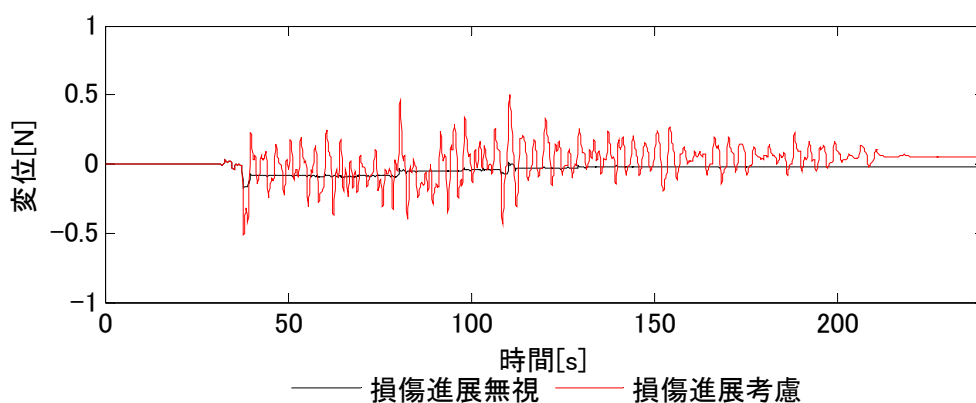
図 4.19 損傷進展の有無における主塔 P2 基部における M- ϕ 関係の比較

図 4.20 損傷進展の有無におけるウインドタンクの変形量の比較

大きな面外変形が発生し、タワーリンクの脱落を引き起こす可能性がある。

ウインドタンクの損傷の進展を考慮した場合のタワーリンクの橋軸直角方向の変位の時刻歴を図 4.21 に示す。最大変位量は約 69 cm であり、これは、タワーリンクと主塔の遊間を超える変位量である。したがって、損傷の進展によりウインドタンクが橋軸直角方向の拘束力を失った場合にはタワーリンクと主塔間で衝突が発生する可能性がある。

耐震補強時には、ウインドタンクが最初から損傷しているものとし、強制変位を与えたのちに強制変位を与えていた荷重を開放させることでタワーリンクと主塔の衝突を考慮した分析が行われている。しかし、ウインド沓 - タング間の衝突によるウインドタンクの損傷過程を考慮して生じた主塔およびタワーリンクの応力状態および変形状態についてはこれまで検討されていない。また、タワーリンクと主塔が衝突するほどの変位が生じる場合、タワーリンクが脱落する可能性もある。兵庫県南部地震では、東神戸大橋のペンデル支承においてピン抜けが発生しているため³⁾、リンクの脱落の可能性について検討することは重要である。タワーリンクと主塔の衝突力とそれによる損傷およびタワーリンクの脱落の可能性を検討するために、プッシュオーバー解析により、ウインドタンク損傷後のタワーリンクを構

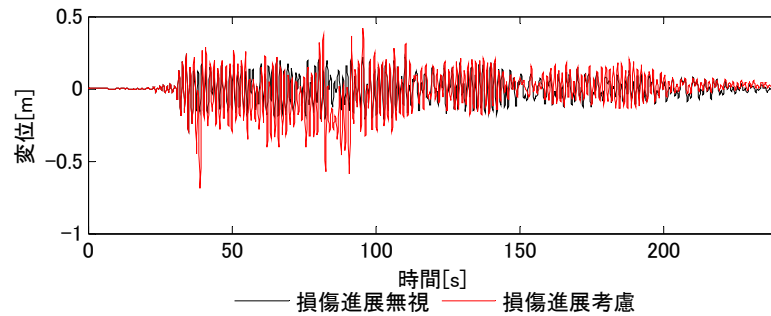


図 4.21 ウインドタングの損傷を考慮したときのタワーリンクの橋軸直角方向の相対変位

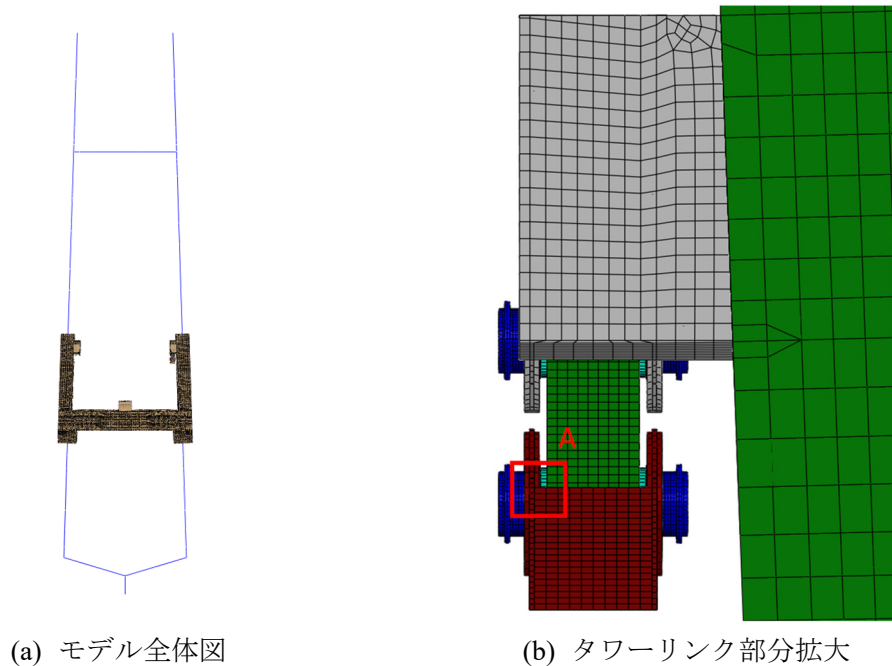


図 4.22 主塔 - タワーリンケー一体モデル

成する部材の局部応答および変形状態を分析した。タワーリンクと主塔に衝突力が作用した場合、主塔の基部周りのモーメントにより主塔全体が変位するため、衝突部の局所的な変形だけでなく、全体応答も無視できないと考えられる。そこで、マルチスケールモデルの主塔部分とリンクの詳細モデルを一体化したモデルを構築し、動的解析から得られたタワーリンクの橋軸直角方向の最大変位をタワーリンクの下側のピンに強制変位として静的に作用させ、タワーリンクと主塔が衝突したときの主塔に発生しうる変形状態およびタワーリンクの脱落可能性について検討を行う。図 4.22 に構築した主塔-タワーリンケー一体モデルを示す。

本モデルでは、大変形時におけるピンが脱落に至るまでの過程を再現するために、スラストリングやピンのキャップまでも含めてモデル化している。図 4.23 にスラストリングとキャップのモデルおよび配置図を示す。また、主塔とタワーリンクの接触やタワーリンクを構成する部材間の接触を考慮するため、表 4.6 のようにタワーリンクを構成する部材および

主塔に接触面を定義している．さらに，橋軸直角方向回りの回転による剛体変形を防ぐために，球面外受とリンク本体を結合し，上下のピン，リンク本体，球面軸受には橋軸方向の変位を拘束している．また，リンクが変位する場合，桁の面は水平を維持すると仮定し，リンクプレートの下面の鉛直方向の変位がすべて一樣になるようにリンク下面の任意の 1 節点を代表点にとり，代表点以外のリンク下面の全ての節点が次式に示す方程式を満たすように方程式拘束⁷⁾を適用した．

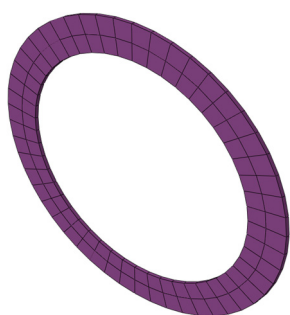
$$u_z^i - u_z^j = 0 \quad (4.4)$$

ここで，

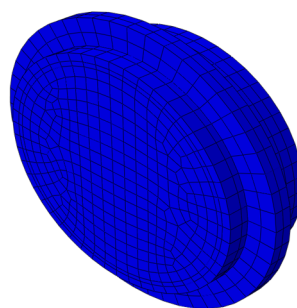
i : リンク下面の代表節点の節点番号

j : リンク下面の代表節点以外の節点番号

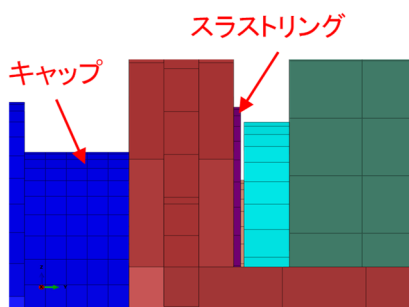
である．



(a) スラストリング



(b) キャップ



(c) 図 4.22(b)A 部拡大

図 4.23 スラストリングとキャップおよびその配置

表 4.6 接触面を定義したタワーリンクを構成する部材

接触面 A	接触面 B
ピン	リンクプレート
ピン	球面軸受
ピン	キャップ
球面軸受	球面外受
球面軸受	スラストリング
主塔	キャップ

このモデル全体に自重およびリンクプレート下面にリンクの軸力を作用させた後に、タワーリンクの下面に、図 4.21 の最大変位を静的に一樣に入力し、タワーリンクの脱落可能性および、タワーリンクと主塔が衝突したときの変形状態について検討した。入力方向は、タワーリンクが主塔に接触する方向(ケース 1)と主塔から離れる方向(ケース 2)の 2 ケースとした。本解析では、脱落に至る場合にはモデル全体に作用する自重およびタワーリンクに作用する軸力によって鉛直下方向に不安定な系となるため、静的解析では収束解が得られず、タワーリンクが脱落に至る前に計算が終了することが予想される。そのため、強制変位が完全に入力される前に計算が終了した場合には、終了時から解析を再開し、残りの変位を準静的に入力することで脱落の可能性について検討を行う。

主塔に衝突する方向に強制変位を作用させた静的解析から得られたタワーリンクの応力状態を図 4.24 に示す。タワーリンクが回転可能限界に達して球面軸受と球面外受に干渉が発生し、回転角が固定された状態でリンク全体がスライドし、リンクブラケットと接触している。また、タワーリンクの変位により主塔とタワーリンクが接触し、約 8.6MN の接触力が発生した。タワーリンクの最大変位時の主塔に発生した塑性ひずみ分布は図 4.25 のようになり、接触部付近の内部の主塔内部のダイヤフラムおよび縦リブが一部塑性化した。しかし、主塔に発生した最大塑性ひずみは 0.0354 と破断ひずみ²⁾である 0.15 に比べ小さく、変形状態についても座屈など主塔に大きな損傷は見られなかった。

一方、図 4.26 に示すようにタワーリンクの変位により、タワーリンクブラケットが面外に変形しするとともに、上側のピンがタワーリンクの変位方向と反対側のリンクブラケットから抜け出している。リンク本体とブラケットおよびリンクプレートが接触し、面外変形が発生した。ピンの抜け出しを評価するために、図 4.27 のようにピンの先端とリンクブラケットの淵の距離を余裕量と定義し、最大変位時における余裕度を算出した。図 4.28 にリンク下面の強制変位量と余裕量の関係を示す。図より、強制変位量の増加により余裕量が減

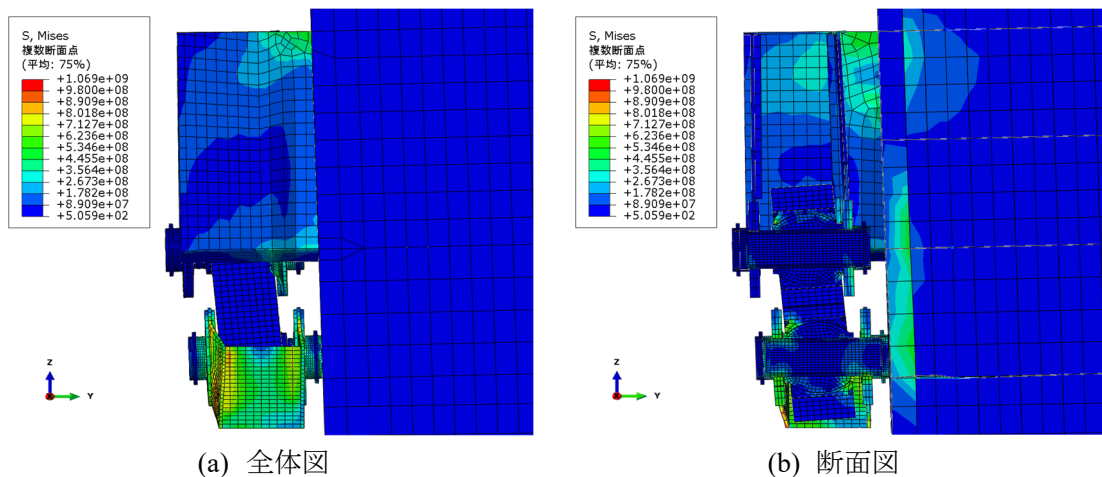


図 4.24 タワーリンクの応力状態(ケース 1)

少している．タワーリンクの変位が 55 cm 付近で余裕量の減少が小さくなっているが，これは，主塔とタワーリンクが接触し，拘束力が働いたためであると考えられる．最終的に余裕量は 11 cm となり，初期の余裕量の約 1/3 まで減少した．

また，タワーリンクが主塔から離れる方向に変位させた場合におけるタワーリンク全

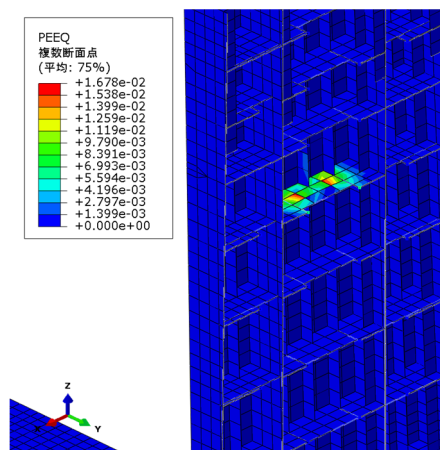


図 4.25 タワーリンクとの衝突により発生した主塔の塑性ひずみ
(最大塑性ひずみ 0.0168)

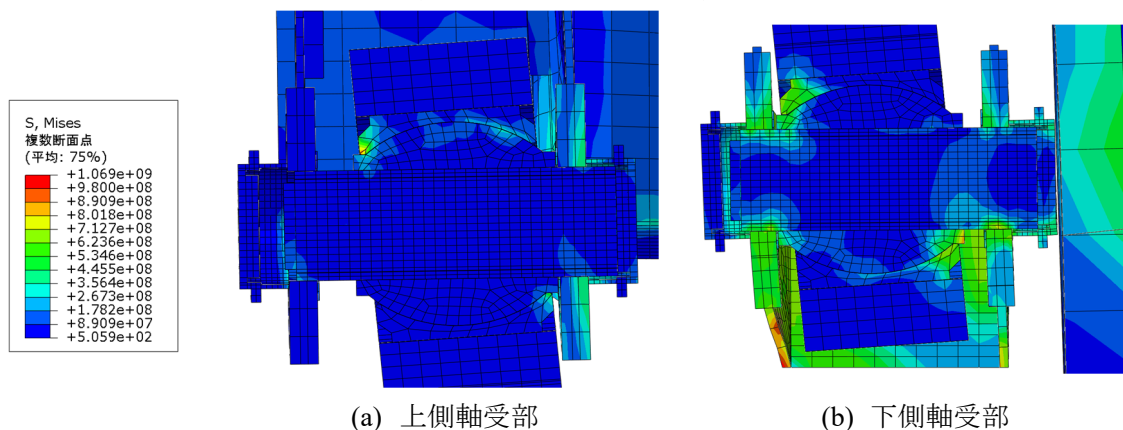


図 4.26 軸受部の応力状態(ケース 1)

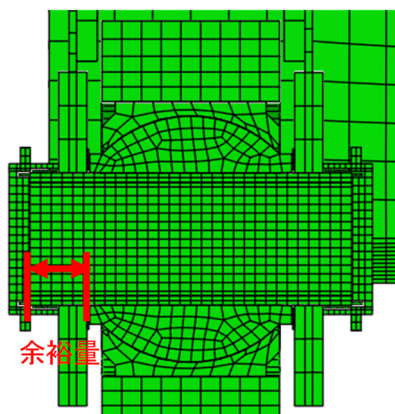


図 4.27 変形前における余裕量

体および軸受部の応力状態をそれぞれ図 4.29, 図 4.30 に示す. この解析では, 強制変位量が約 86%になった時点で計算が終了した. そこで, 終了時から解析を再開し, 残りの変位を準静的に入力することでタワーリンクの脱落可能性を検討した. 図 4.31 にタワーリンク下面の強制変位量と余裕量の関係を示す. 図より準静的解析で強制変位量が最大変位に達する前に余裕量が負の値をとった. 余裕量が負の値をとることはピンが完全にプレートから抜け出すことを意味する. したがって, レベル 2 地震時にはタワーリンクの上側のピンがリンクブラケットから抜け出し, タワーリンクが脱落する可能性があるといえる. 本解析で入力した強制変位はウインドタング損傷後も剛性が初期剛性の 1%残っているため, 理想的な損傷状態である剛性を完全に削除した場合にはさらに変位が増加し, タワーリンクが脱落する可能性が高まる.

以上の結果から, ウインドタング損傷後には主塔とタワーリンクで衝突が発生するが, 衝突力が主塔に大きな損傷をおよぼすことはない一方, リンクブラケットおよびリンクプレートが面外に変形し, タワーリンクが主塔に接近する方のタワーリンクでは上側のピンの余裕量が初期の 1/3 に減少し, 主塔から離れる方のタワーリンクでは上側のピンが完全にリ

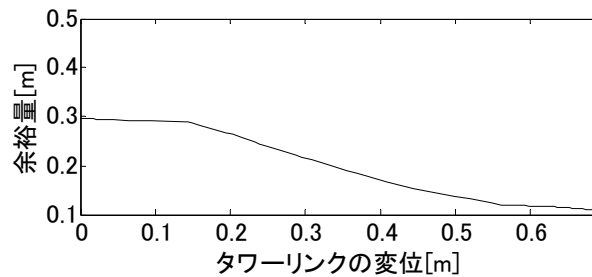


図 4.28 タワーリンクの強制変位と余裕度の関係(ケース 1)

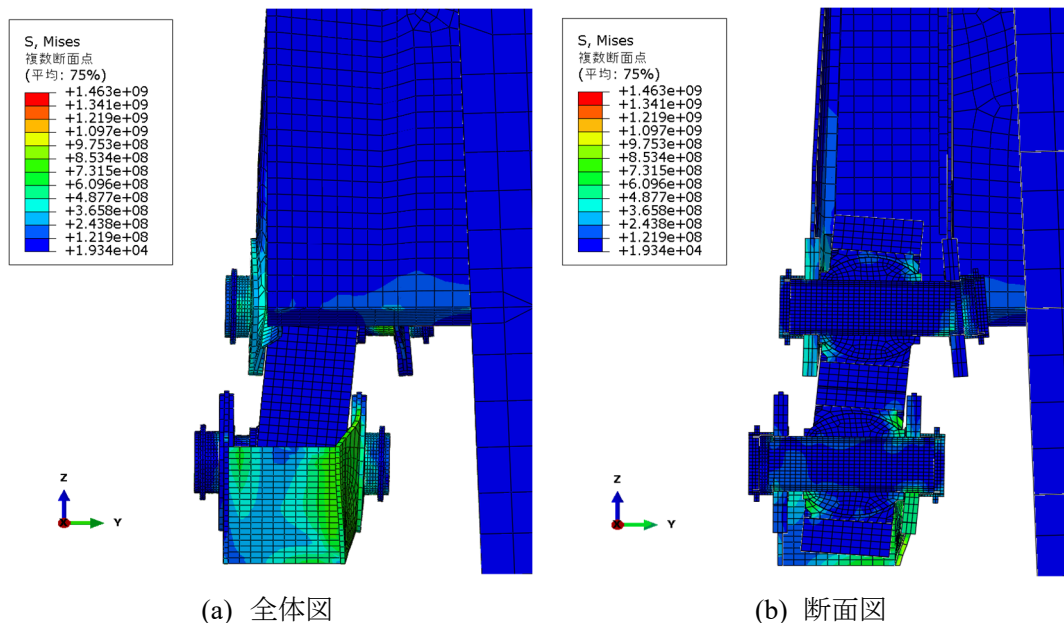


図 4.29 タワーリンクの応力状態(ケース 2)

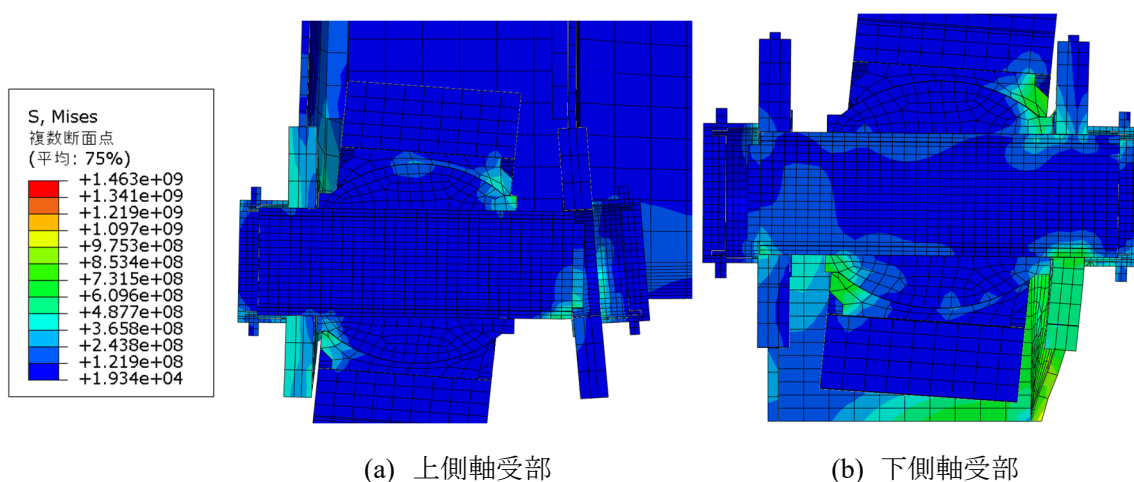


図 4.30 軸受部の応力状態(ケース 2)

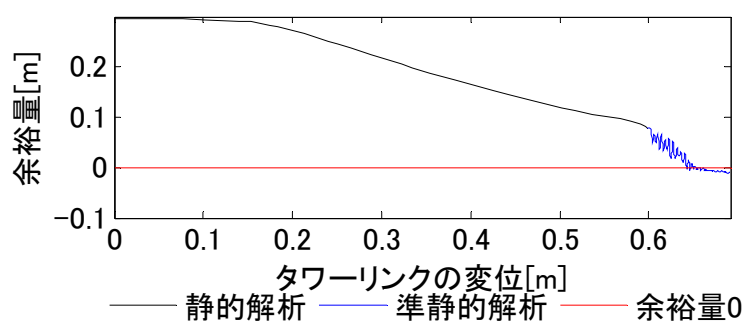


図 4.31 タワーリンクの強制変位と余裕度の関係(ケース 2)

リンクブラケットから抜け、タワーリンクが脱落する可能性があるといえる。

ウインドタンクが損傷したとしてもタワーリンクが脱落しなければ恒久的な補修などは必要ないため、タワーリンクの脱落を防ぐ対策が重要である。具体的には、ウインドタンクの大変形時に機能するようなダンパーにより変位を抑制することが考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 2) 伊藤學：改訂 鋼構造学，pp.31，2000.
- 3) 石崎浩，西森孝三，北沢正彦，野口二郎：東神戸大橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析検討，橋梁と基礎，pp.39-46，1998.
- 4) 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 No.801，I-73，pp.1-20，2005.
- 5) ABAQUS: Analysis User's Manual, ABAQUS ver6.14, 24.2.2
- 6) ABAQUS: Analysis User's Manual, ABAQUS ver6.14, 24.2.3
- 7) ABAQUS: Analysis User's Manual, ABAQUS ver6.14, 35.2.1

第5章 結論

本研究は、長大橋の地震時のウインドタングの損傷および損傷後の挙動とそれによって生じる重要部材の損傷過程をシミュレーションにより予測する手法を述べたものである。

第2章では、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震時に横浜ベイブリッジで観測された加速度応答を用いて橋梁が設計で期待されていた免震挙動を示していたことを確認した。さらに、耐震補強時に用いられた骨組みモデルをもとに、図面や観測データから同定された振動特性に基づいて剛性、減衰を修正し、衝突部に衝突ばねを導入することで、観測された地震応答を動的解析により再現した。さらに、観測データが得られない場合を想定し、タワーリンクの詳細モデルを用いたプッシュオーバー解析に基づいてリンクの剛性を求め、観測データを用いない場合でも同様の剛性が得られることから、観測データを用いずに衝突応答が再現できることを示した。そして、将来の大地震を想定してレベル2の設計地震動および耐震補強時に用いられたレベル2地震動を用いて動的解析を行い、衝突ばねの復元力から各地震動においてウインドタングに発生する衝突力の推定を行った。東北地方太平洋沖地震の本震、耐震補強設計時に用いられたレベル2地震動、地震調査研究推進本部で公開されている相模トラフ地震では衝突力はウインドタングの耐力を下回っていたが、東北地方太平洋沖地震後に改訂された平成24年の道路橋示方書で定められているレベル2地震動では、タイプ1、タイプ2ともにウインドタングの耐力を上回る衝突が発生し、ウインドタングが損傷する可能性があることを示した。

第3章では、まず、マルチスケールモデルの構築手法の妥当性の検証を行うために単純な片持ち梁モデルを対象に検討した。梁モデル、シェルモデル、梁モデルとシェルモデルをMPCにより結合したマルチスケールモデルを構築し、それぞれのモデルに対して固有値解析、静的解析を行い固有振動数や変位が理論解と比較して十分な精度であることを示した。さらに、自由度の少ないマルチスケールモデルでも自由度の多いシェルモデルと応力に大きな差がなく、大規模構造物の全体応答および局所的な応答を高精度で効率よく求める際にはマルチスケールモデルが有効であることを示した。

次に、このマルチスケールモデルの構築手法を横浜ベイブリッジに適用し、衝突によるウインドタングの損傷および変形状態を明らかにすることを試みた。ウインドタング、ウインド杓、横桁、主塔の一部の局所モデルをシェル要素およびソリッド要素で構築し、第2章で構築した骨組みモデルの衝突部分と置き換え、梁要素とシェル要素の境界部にMPCを適用することで骨組みモデルと局所モデルを組み合わせたマルチスケールモデルを構築した。構築したモデルに対して固有値解析および本震の観測データを用いた動的解析を行い、観測応答と比較することでモデルの妥当性の検証を行った結果、振動特性および実際に観測された衝突による固有振動数の時間変化、さらには加速度の時刻歴応答をマルチスケール

モデルにおいても再現できることを示した。

さらに、ソリッド要素を用いてタワーリンクを構成する部材の詳細モデル組み合わせ、各部材の接触を考慮したタワーリンク全体の詳細モデルを構築し、本震の動的解析から得られたタワーリンクの最大変位を強制変位として入力するプッシュオーバー解析を行うことで実際に発生したタワーリンクのボルト破断のメカニズムを明らかにすることを試みた。プッシュオーバー解析の結果、タワーリンクの回転とリンクプレートの並進変位により L 型鋼とボルトがせん断方向に接触し、ボルトのせん断耐力を上回るせん断方向の接触力が作用することでボルトが破断したことが明らかになった。

第4章では、第3章で構築したマルチスケールモデルに対して第2章でウインドタングの耐力を上回る衝突力が発生した地震動を入力して地震応答解析を行い、レベル2地震時にウインドタングに発生しうる損傷状態および変形状態を検討した。

動的解析の結果、マルチスケールモデルのウインドタングに発生した最大衝突力は骨組みモデルと同様に耐力を上回ることが明らかになった。さらに、マルチスケールモデルで求められた最大衝突力と骨組み解析で求められた最大衝突力の差は4~10%程度であり、骨組みモデルにおいても最大衝突力を精度良く評価できたことを示した。また、マルチスケールモデルを用いて変形状態を分析した結果、レベル2地震時にはウインドタングの基部が最も塑性化し、せん断損傷が発生することが明らかになった。さらに、ウインドタングの塑性化に伴い、ウインドタングとウインド沓の遊間が増加し、橋軸直角方向の変位が増加するとともに地震動の後半においては衝突が発生しにくくなることが明らかになった。

さらに、ウインドタングの損傷の進展を考慮した動的解析を行い、ウインドタング損傷後の橋梁に発生しうる損傷について検討を行った。その結果、損傷の進展によりウインドタングの拘束力が低下し、衝突力が低下することが明らかになった。さらに、ウインドタングがヒューズ機能として働くことで主塔基部の塑性化が抑えられることを示した。一方、タワーリンクの橋軸直角方向の変位が増加し、タワーリンクと主塔の遊間を上回る変位が発生することを示した。タワーリンクの詳細モデルと主塔の一体モデルを用いたプッシュオーバー解析により、レベル2地震時におけるタワーリンクの損傷モードを推定した結果、タワーリンクが主塔に接近する方向に変位する場合には、タワーリンクと主塔が衝突し、主塔のダイヤフラムおよび縦リブが一部塑性化するとともに、タワーリンクのブラケットおよびリンクプレートが面外に変形し、ピンの余裕量が1/3まで減少することを示した。一方、タワーリンクが主塔から離れる方向に変位する場合、ピンが抜けることでタワーリンクが脱落する可能性があることを示した。

本研究の成果によって、実応答を再現可能なマルチスケールモデルを構築し、将来の大地震を想定した地震応答解析を行うことにより、長大橋のウインドタング-ウインド沓間の衝突によるウインドタングの損傷およびウインドタング損傷後の部材の損傷過程を明らかにした。本研究の一連の分析手法を他の長大橋にも適用することで、長大橋の地震時の損傷を把握することができ、衝突による動的な効果を含めた信頼性の高い補強に寄与できる。

Appendix A 構造解析プログラム Interactive Simulator and Analyzer for Structures (ISAS)

A.1. 座標系

本プログラムで用いる座標系は右手座標系としている．各節点は x, y, z の並進 3 方向および $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ の回転 3 方向の合計 6 自由度を持っている．

全体座標系を図 A.1 に示す．

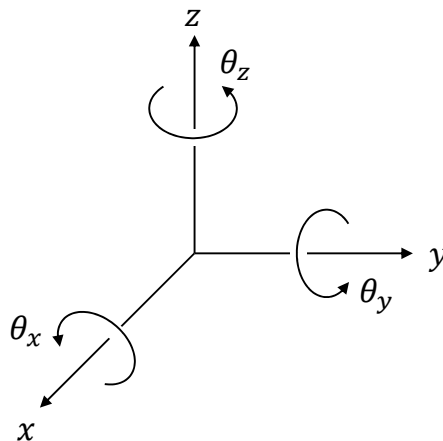


図 A.1 ISAS における座標系

A.2. 拘束条件と自由度の縮約

ISAS では，固定拘束の拘束条件が導入できる．任意の節点の自由度に対して拘束条件を適用すると，その節点の自由度に関する加速度，速度，変位は全て 0 で拘束されるものとする．全体変位ベクトルの第 k 行が拘束されているとすると， k 行目の変位ベクトルは 0 で既知であるため，運動方程式を構成するマトリクスにおいて， k 行目については考慮する必要がない．全体マトリクスの k 列目と変位ベクトル k 行目の積も常に 0 であるため， k 列目に関しても考慮する必要がない．

そのため，運動方程式では拘束された自由度を縮約したマトリクスを用いて解くことで，縮約した加速度，速度，変位ベクトルを求め，最後に拘束された自由度に零ベクトルを挿入することで，全節点の応答を求める．

A.3. 変位関数

有限要素法では、分布荷重は等価な節点力として置き換えて考える。分布荷重のない梁の曲げの微分方程式は以下のように表される。

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} = 0 \quad (\text{A.3.1})$$

この一般解は

$$w = c_0 + c_1 x + c_2 x^2 + c_3 x^3 \quad (\text{A.3.2})$$

長さ L の梁要素を考え、回転角を β とすると、

$$\beta = -\frac{\partial w}{\partial x} \quad (\text{A.3.3})$$

$$w(0) = w_1, \quad \beta(0) = \beta_1 \quad (\text{A.3.4})$$

$$w(L) = w_2, \quad \beta(L) = \beta_2 \quad (\text{A.3.5})$$

を境界条件とすると、

$$c_0 = w_1$$

$$c_1 = -\beta_1$$

$$c_2 = \frac{3}{L^2} (w_2 - w_1) + \frac{1}{L} (2\beta_1 + \beta_2) \quad (\text{A.3.6})$$

$$c_3 = \frac{2}{L^2} (w_1 - w_2) - \frac{1}{L^2} (\beta_1 + \beta_2)$$

ここで、

$$\xi = \frac{x}{L} \quad (\text{A.3.7})$$

とにおいて無次元化すると、

$$w = \begin{Bmatrix} 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3 & L(-\xi + 2\xi^2 - \xi^3) & 3\xi^2 - 2\xi^3 & L(\xi^2 - \xi^3) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1 \\ \beta_1 \\ w_2 \\ \beta_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{A.3.8})$$

$$= \mathbf{N} \boldsymbol{\delta}$$

ここで、 \mathbf{N} は変位関数、 $\boldsymbol{\delta}$ は節点変位である。

また、縦振動とねじり振動に関する変位関数は、

$$\mathbf{u} = \mathbf{N} \boldsymbol{\delta} = \{(1 - \xi) \quad \xi\} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{A.3.9})$$

と表される。

A.4. 剛性マトリクスの導出

ISAS では梁要素，トラス要素，ばね要素を扱っている．ここでは，それぞれの要素の剛性マトリクスの導出について示す．

A.4.1. 梁要素の軸剛性

一様断面梁の軸方向の変位 u に関する微分方程式は

$$N = EA \frac{du}{dx} \quad (\text{A.4.1})$$

で表される．

この式の一般解は

$$u = C_0 x + C_1 \quad (\text{A.4.2})$$

境界条件

$$u(0) = u_{ix} \quad (\text{A.4.3})$$

$$u(L) = u_{jx} \quad (\text{A.4.4})$$

を適用すると，

$$C_0 = \frac{1}{L} (-u_{ix} + u_{jx}) \quad (\text{A.4.5})$$

$$C_1 = u_{ix} \quad (\text{A.4.6})$$

よって，軸力と軸方向変位の関係は以下のように表される．

$$\begin{aligned} N &= EA \frac{du}{dx} \\ &= EAC_0 \\ &= \frac{EA}{L} (-u_{ix} + u_{jx}) \end{aligned} \quad (\text{A.4.7})$$

よって，節点力と変位の関係は，

$$N_i = -N \quad (\text{A.4.8})$$

$$N_j = N \quad (\text{A.4.9})$$

よって，軸方向の要素剛性方程式は以下のように表される．

$$\begin{Bmatrix} N_i \\ N_j \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{ix} \\ u_{jx} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.10})$$

A.4.2. ねじり剛性

ねじり θ が生じている梁の微分方程式は，

$$M_x = GJ \frac{d\theta}{dx} \quad (\text{A.4.11})$$

で表される.

この式の一般解は

$$\theta = C_0 x + C_1 \quad (\text{A.4.12})$$

境界条件

$$\theta(0) = \theta_{ix} \quad (\text{A.4.13})$$

$$\theta(L) = \theta_{jx} \quad (\text{A.4.14})$$

を適用すると,

$$C_0 = \frac{1}{L}(-\theta_{ix} + \theta_{jx}) \quad (\text{A.4.15})$$

$$C_1 = \theta_{ix} \quad (\text{A.4.16})$$

よって, ねじりモーメントとねじれ角の関係は以下のように表される.

$$\begin{aligned} M_x &= GJ \frac{d\theta}{dx} \\ &= GJC_0 \\ &= \frac{GJ}{L}(-\theta_{ix} + \theta_{jx}) \end{aligned} \quad (\text{A.4.17})$$

よって, 節点力と変位の関係は,

$$M_{ix} = -M_x \quad (\text{A.4.18})$$

$$M_{jx} = M_x \quad (\text{A.4.19})$$

よって, ねじり方向の要素剛性方程式は以下のように表される.

$$\begin{Bmatrix} M_{ix} \\ M_{jx} \end{Bmatrix} = \frac{GJ}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{ix} \\ \theta_{jx} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.20})$$

A.4.3. セン断剛性

せん断力およびそれに伴うはりのたわみは次のように表される.

$$v = v_b + v_s \quad (\text{A.4.21})$$

ここで, v_b, v_s はそれぞれ曲げひずみによるたわみ, セン断ひずみによる付加的なたわみを表し, 次の関係がある.

$$\frac{dv_s}{dx} = \frac{Q_{iy}}{GA_s} \quad (\text{A.4.22})$$

ここで, A_s は有効せん断断面積を表す.

梁の曲げたわみは次の微分方程式で支配される.

$$EI_z \frac{d^2 v_b}{dx^2} = Q_{iy} x - M_{jz} \quad (\text{A.4.23})$$

これを積分すると,

$$EI_z v = \frac{1}{6} Q_{iy} x^3 - \frac{1}{2} M_{iz} x^2 + \left(C_1 + \frac{EI_z}{GA_s} Q_{iy} \right) x + C_2 \quad (\text{A.4.24})$$

境界条件

$$\left. \frac{dv}{dx} \right|_{x=0} = \left. \frac{dv}{dx} \right|_{x=L} = \frac{dv_s}{dx} = \frac{Q_{iy}}{GA_s} \quad (\text{A.4.25})$$

$$v(L) = 0$$

を適用すると,

$$EI_z v = \frac{1}{6} Q_{iy} x^3 - \frac{1}{2} M_{iz} x^2 - \frac{1}{12} Q_{iy} \Phi x L^2 + \frac{1}{12} (1 + \Phi) L^3 Q_{iy} \quad (\text{A.4.26})$$

ただし,

$$M_{iz} = \frac{1}{2} Q_{iy} L \quad (\text{A.4.27})$$

$$\Phi = \frac{12EI_z}{GA_s L^2} \quad (\text{A.4.28})$$

せん断変形 v_s を含んでいる場合の曲げの工学理論における固定端の境界条件は $dv_b/dx = 0$ である. すなわち, 曲げ変形による傾斜を 0 としなければならないことに注意する.

また, 力のつり合い式から,

$$Q_{jy} = -Q_{iy} \quad (\text{A.4.29})$$

$$M_{jz} = -M_{iz} + Q_{iy} L \quad (\text{A.4.30})$$

また, $x = 0$ で $v = u_{iy}$

よって,

$$u_{iy} = \frac{(1 + \Phi)L^3}{12EI_z} Q_{iy} \quad (\text{A.4.31})$$

よって, 次の関係式を得る.

$$\begin{aligned} k_{2,2} &= \frac{Q_{iy}}{u_{iy}} = \frac{12EI_z}{L^3(1 + \Phi)} \\ k_{6,2} &= \frac{M_{iz}}{u_{iy}} = \frac{Q_{iy}L}{2u_{iy}} = \frac{6EI_z}{L^2(1 + \Phi)} \\ k_{8,2} &= \frac{Q_{jy}}{u_{iy}} = -\frac{12EI_z}{L^3(1 + \Phi)} \\ k_{12,2} &= \frac{M_{jz}}{u_{iy}} = \frac{-M_{iz} + Q_{iy}L}{u_{iy}} = \frac{6EI_z}{L^2(1 + \Phi)} \end{aligned} \quad (\text{A.4.32})$$

また, 対称条件を利用して,

$$k_{8,8} = k_{2,2} = \frac{12EI_z}{L^3(1 + \Phi)} \quad (\text{A.4.33})$$

$$k_{12,8} = -k_{6,2} = -\frac{6EI_z}{L^2(1+\Phi)} \quad (\text{A.4.34})$$

A.4.4. 曲げ剛性

回転角 θ_{iz} および θ_{jz} による剛性係数を定めるために、梁は図 A.2 に示すような曲げモーメントとそれに伴うせん断力を受けていると考える。境界条件は、

$$v(0) = v(L) = 0 \quad (\text{A.4.35})$$

$$\left. \frac{dv}{dx} \right|_{x=L} = \frac{dv_s}{dx} = \frac{Q_{iy}}{GA_s} \quad (\text{A.4.36})$$

であるから、

$$EI_z v = \frac{1}{6} Q_{iy} (x^3 - L^2 x) + \frac{1}{2} M_{iz} (Lx - x^2) \quad (\text{A.4.37})$$

$$Q_{iy} = \frac{6M_{iz}}{L(4+\Phi)} \quad (\text{A.4.38})$$

となる。前と同様に、梁に作用する残りの力は、つり合い式から求められる。 $x=0$ で、

$$\frac{dv_b}{dx} = \frac{dv}{dx} - \frac{dv_s}{dx} = \theta_{iz} \quad (\text{A.4.39})$$

であるから、

$$\theta_{iz} = \frac{M_{iz}(1+\Phi)L}{EI_z(4+\Phi)} \quad (\text{A.4.40})$$

よって、次の関係式を得る。

$$k_{6,6} = \frac{M_{iz}}{\theta_{iz}} = \frac{(4+\Phi)EI_z}{L(1+\Phi)}$$

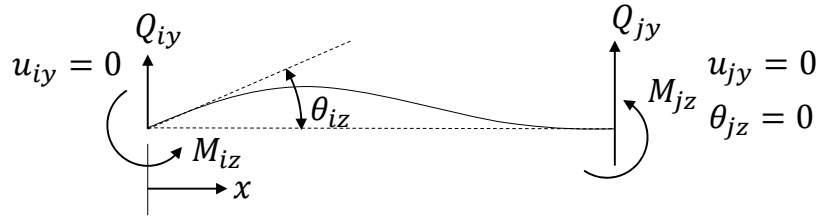
$$k_{8,6} = \frac{Q_{jy}}{u_{iy}} = -\frac{Q_{iy}}{\theta_{iz}} = -\frac{6EI_z}{L^2(1+\Phi)} \quad (\text{A.4.41})$$

$$k_{12,6} = \frac{M_{jz}}{\theta_{iz}} = \frac{-M_{iz} + Q_{iy}L}{\theta_{iz}} = \frac{(2-\Phi)EI_z}{L(1+\Phi)}$$

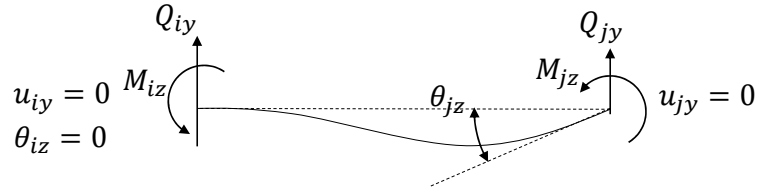
図のように梁の左端が固定端でたわみが0の場合を考えると、対象条件から、

$$k_{12,12} = k_{6,6} = (4+\Phi)EI_z \quad (\text{A.4.42})$$

となる。



(a) 右端固定



(b) 左端固定

図 A.2 曲げを受ける梁の変形と部材力

A.4.5. Z 方向のせん断剛性

変位 u_{iz} および u_{jz} に関する剛性係数は前の結果から直接導くことができる．しかし，図 A.3 に示すように xy 平面および zx 平面における曲げモーメントの正の方向が異なっていることに注意する．

よって，以下の関係式が得られる．

$$\begin{aligned}
 k_{3,3} &= -k_{2,2} \\
 k_{5,3} &= -k_{6,2} \\
 k_{9,3} &= k_{8,2} \\
 k_{11,3} &= -k_{12,2} \\
 k_{9,9} &= k_{8,8} \\
 k_{11,9} &= -k_{12,8} \\
 k_{11,9} &= -k_{12,8}
 \end{aligned} \tag{A.4.43}$$

A.4.6. Z 軸回りの曲げ剛性

前節と同様に正の方向に注意して，

$$\begin{aligned}
 k_{5,5} &= k_{6,6} \\
 k_{9,5} &= -k_{8,6} \\
 k_{11,5} &= k_{12,6}
 \end{aligned} \tag{A.4.44}$$



(a) xy 平面上の曲げモーメントとせん断力の方向



(b) xz 平面上の曲げモーメントとせん断力の方向

図 A.3 各平面上の曲げモーメントとせん断力の方向

A.4.7. 梁の要素剛性マトリクス

ここまでで得られた結果をまとめると、梁要素の剛性マトリクスは以下のように表される。

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3(1+\phi_y)} & \frac{12EI_y}{L^3(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & 0 & \frac{(4+\phi_z)EI_y}{L(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_y)EI_z}{L(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI_z}{L^3(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & \frac{-6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-12EI_y}{L^3(1+\phi_z)} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & 0 & \frac{(2-\phi_z)EI_y}{L(1+\phi_z)} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2(1+\phi_z)} & 0 & \frac{(4+\phi_z)EI_y}{L(1+\phi_z)} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & \frac{(2-\phi_y)EI_z}{L(1+\phi_y)} & 0 & \frac{-6EI_z}{L^2(1+\phi_y)} & 0 & 0 & 0 & \frac{(4+\phi_y)EI_z}{L(1+\phi_y)} \end{bmatrix} \quad \text{Sym} \quad (\text{A.4.45})$$

ここで、

$$\phi_y = \frac{12EI}{GA_y L^2} \quad \phi_z = \frac{12EI_y}{GA_z L^2} \quad (\text{A.4.46})$$

A.4.8. 梁要素の幾何剛性マトリクス

梁要素の変位状態はねじり方向を無視すると以下のようにあらわされる。

$$\begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1-r & 0 & 0 \\ 6(r-r^2)s & 1-3r^2+2r^3 & 0 \\ 6(r-r^2)t & 0 & 1-3r^2+2r^3 \\ (1-4r+3r^2)Lt & 0 & (-r+2r^2-r^3)L \\ (-1+4r-3r^2)Ls & (r-2r^2+r^3)L & 0 \\ r & 0 & 0 \\ 6(-r+r^2)s & 3r^2-2r^3 & 0 \\ 6(-r+r^2)t & 0 & 3r^2-2r^3 \\ (-2r+3r^2)Lt & 0 & (r^2-r^3)L \\ (2r-3r^2)Ls & (-r^2+r^3) & 0 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} u_{ix} \\ u_{iy} \\ u_{iz} \\ \theta_{iy} \\ \theta_{iz} \\ u_{jx} \\ u_{jy} \\ u_{jz} \\ \theta_{jy} \\ \theta_{jz} \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.47})$$

ここで,

L : 梁要素の長さ

r : x 方向の無次元化パラメータ($r = x/L$)

s : y 方向の無次元化パラメータ($s = y/L$)

t : z 方向の無次元化パラメータ($t = z/L$)

ひずみエネルギーの計算にはせん断ひずみによる部分は無視し, 直ひずみのみをとる. 曲げによる大変形時の梁のひずみは以下のようにあらわされる.

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u_0}{\partial x} - \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} y - \frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} z + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^2 \quad (\text{A.4.48})$$

ここで, y および z は梁の中心部からの距離, u_0 は $y = 0$ における u_x の値である. ひずみエネルギー U_i は以下のようにあらわされる.

$$\begin{aligned} U_i &= \frac{E}{2} \int_V \epsilon_{xx}^2 dV \\ &= \frac{E}{2} \int_V \left[\frac{\partial u_0}{\partial x} - \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} y - \frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} z + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^2 \right]^2 dV \\ &= \frac{E}{2} \int_V \int_A \left[\left(\frac{\partial u_0}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} \right)^2 y^2 + \left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} \right)^2 z^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^4 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^4 \right. \\ &\quad - \frac{2\partial u_0}{\partial x} \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} y - \frac{2\partial u_0}{\partial x} \frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} z + \frac{2\partial u_y}{\partial x} \frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} yz + \frac{\partial u_0}{\partial x} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 \\ &\quad - \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 y - \frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 z + \frac{\partial u_0}{\partial x} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^2 - \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^2 y \\ &\quad \left. - \frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^2 z + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^2 \right] dx dA \end{aligned} \quad (\text{A.4.49})$$

この式のうち, 4次の項は無視できるとし, 断面積 A について積分すれば,

$$\begin{aligned} U_i &= \frac{EA}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial u_0}{\partial x} \right)^2 dx + \frac{EI_z}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} \right)^2 dx + \frac{EI_y}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} \right)^2 dx \\ &\quad + \frac{EA}{2} \int_0^L \frac{\partial u_0}{\partial x} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 dx + \frac{EA}{2} \int_0^L \frac{\partial u_0}{\partial x} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^2 dx \end{aligned} \quad (\text{A.4.50})$$

となる。ただし、 I_y, I_z はそれぞれ y 軸回り、 z 軸回りの断面 2 次モーメントである。第 1 項～3 項は線形ひずみエネルギーを表し、第 4～5 項は非線形のひずみ成分に対応するエネルギーである。

ここで、

$$\frac{\partial u_0}{\partial x} = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{ix} \\ u_{jx} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.51})$$

$$\frac{\partial u_y}{\partial x} = -\frac{1}{L} \begin{bmatrix} 6(r-r^2) & (-1+4r-3r^2)L & 6(-r+r^2) & (2r-3r^2)L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{iy} \\ \theta_{iz} \\ u_{jy} \\ \theta_{jz} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.52})$$

$$\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} = -\frac{1}{L^2} \begin{bmatrix} 6(1-2r) & (4-6r)L & 6(-1+2r) & (2-6r)L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{iy} \\ \theta_{iz} \\ u_{jy} \\ \theta_{jz} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.53})$$

$$\frac{\partial u_z}{\partial x} = -\frac{1}{L} \begin{bmatrix} 6(r-r^2) & (1-4r+3r^2)L & 6(-r+r^2) & (-2r+3r^2)L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{iz} \\ \theta_{iy} \\ u_{jz} \\ \theta_{jy} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.54})$$

$$\frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} = -\frac{1}{L^2} \begin{bmatrix} 6(1-2r) & (-4+6r)L & 6(-1+2r) & (-2+6r)L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{iz} \\ \theta_{iy} \\ u_{jz} \\ \theta_{jy} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.55})$$

これを代入すると、

$$\begin{aligned} U_i = & \frac{EA}{2L} (u_{jx}^2 - 2u_{jx}u_{ix} + u_{ix}^2) \\ & + \frac{2EI_z}{L^3} (3u_{iy} + L^2\theta_{iz}^2 + 3u_{jy}^2 + L^2\theta_{jz}^2 + 3Lu_{jy}\theta_{iz} - 6u_{iy}u_{jy} + 3Lu_{iy}\theta_{jz} \\ & - 3L\theta_{iz}u_{jy} + L^2\theta_{iz}\theta_{jz} - 3Lu_{jy}\theta_{jz}) \\ & + \frac{EA}{L^2} (u_{jx} - u_{ix}) \left(\frac{3}{5}u_{iy}^2 + \frac{1}{15}L^2\theta_{iz}^2 + \frac{3}{5}u_{jy}^2 + \frac{1}{15}L^2\theta_{jz}^2 + \frac{1}{10}Lu_{iy}\theta_{iz} \right. \\ & - \frac{6}{5}u_{iy}u_{jy} + \frac{1}{10}Lu_{iy}\theta_{jz} - \frac{1}{10}L\theta_{iz}u_{jy} - \frac{1}{30}L^2\theta_{iz}\theta_{jz} - \frac{1}{10}Lu_{jy}\theta_{jz} \Big) \\ & + \frac{2EI_y}{L^3} (3u_{iz}^2 + L^2\theta_{iy}^2 + 3u_{jz}^2 + L^2\theta_{jy}^2 + 3Lu_{iz}\theta_{iy} - 6u_{iz}u_{jz} + 3Lu_{iz}\theta_{jy} \\ & - 3L\theta_{iy}u_{jz} + L^2\theta_{iy}\theta_{jy} - 3Lu_{jz}\theta_{jy}) \\ & + \frac{EA}{L^2} (u_{jx} - u_{ix}) \left(\frac{3}{5}u_{iz}^2 + \frac{1}{15}L^2\theta_{iy}^2 + \frac{3}{5}u_{jz}^2 + \frac{1}{15}L^2\theta_{jy}^2 + \frac{1}{10}Lu_{iz}\theta_{iy} \right. \\ & - \frac{6}{5}u_{iz}u_{jz} + \frac{1}{10}Lu_{iz}\theta_{jy} - \frac{1}{10}L\theta_{iy}u_{jz} - \frac{1}{30}L^2\theta_{iy}\theta_{jy} - \frac{1}{10}Lu_{jz}\theta_{jy} \Big) \end{aligned} \quad (\text{A.4.56})$$

この式において、 $AE(u_{jx} - u_{ix})/L$ は軸方向応力とみなせるので、次式のように定式化できる。

$$F_x = \frac{EA}{L}(u_{jx} - u_{ix}) \cong \text{const} \quad (\text{A.4.57})$$

この式を代入して Castigliano の定理を適用し、各自由度に対応する外力の関係をマトリクスで表すと以下ようになる．

$$\begin{Bmatrix} N_i \\ Q_{iy} \\ Q_{iz} \\ M_{iy} \\ M_{iz} \\ N_j \\ Q_{jy} \\ Q_{jz} \\ M_{jy} \\ M_{jz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 \\ \frac{12EI_y}{L^3} & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4EI_z}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & 0 \\ \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 \\ \frac{12EI_y}{L^3} & -\frac{6EI_y}{L^2} & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{4EI_z}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{ix} \\ u_{iy} \\ u_{iz} \\ \theta_{iy} \\ \theta_{iz} \\ u_{jx} \\ u_{jy} \\ u_{jz} \\ \theta_{jy} \\ \theta_{jz} \end{Bmatrix} + \frac{F_x}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & 0 & 0 & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & 0 & 0 & \frac{L}{10} \\ 0 & 0 & \frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{10} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 & 0 \\ \frac{2}{15}L^2 & 0 & 0 & 0 & -\frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{2}{15}L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{L^2}{30} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{L}{10} & 0 & 0 & -\frac{L}{10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{L}{10} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{L}{10} \\ \frac{2}{15}L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{2}{15}L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{ix} \\ u_{iy} \\ u_{iz} \\ \theta_{iy} \\ \theta_{iz} \\ u_{jx} \\ u_{jy} \\ u_{jz} \\ \theta_{jy} \\ \theta_{jz} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.58})$$

右辺代 1 項の幾何学的非線形性を考慮しない場合の剛性マトリクスである．そのため，幾何学的非線形性を考慮する場合には第 2 項のマトリクスを考慮する必要がある，このマトリクスが幾何学的剛性マトリクスである．

A.4.9. トラス要素の剛性マトリクス

軸剛性は梁要素と同様であり，曲げ剛性は持たないため，その他の成分は 0 となる．したがってトラス要素の剛性マトリクスは

$$K = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.59})$$

と表される.

A.4.10. バネ要素の剛性マトリクス

ばね要素の復元力は, 各成分のばね定数とその成分に対応する相対変位または相対回転角を乗じたものに等しい. したがって, ばね要素の剛性マトリクスは,

$$K = \begin{bmatrix} k_1 & & & & -k_1 & & & & & & & \\ & k_2 & & & & -k_2 & & & & & & \\ & & \ddots & & & & & & & & & \\ & & & k_6 & & & & & & & -k_6 & \\ -k_1 & & & & k_1 & & & & & & & \\ & -k_2 & & & & k_2 & & & & & & \\ & & \ddots & & & & & & & & & \\ & & & -k_6 & & & & & & & & k_6 \end{bmatrix} \quad (A.4.60)$$

と表される.

A.4.11. 質量マトリクス

整合質量行列

物体力と等価な節点力を F_p とすると,

$$F_p = \int N^T p dV \quad (A.4.61)$$

と表される.

慣性力は体積力でもあるから,

$$p dV = -\frac{d^2 u}{dt^2} dm \quad (A.4.62)$$

よって,

$$F_p = -\int N^T N \frac{d^2 \delta}{dt^2} \rho dV = -M \frac{d^2 \delta}{dt^2} \quad (A.4.63)$$

よって, 質量マトリクスは変位関数を用いて以下のように表される.

$$M = \int N^T N \rho dV$$

$$= \frac{\rho A L}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 0 & 0 & 0 & 22L & 0 & 54 & 0 & 0 & 0 & -13L \\ 0 & 0 & 156 & 0 & -22L & 0 & 0 & 0 & 54 & 0 & 13L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{140J}{A} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{70J}{A} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -22L & 0 & 4L^2 & 0 & 0 & 0 & -13L & 0 & -3L^2 & 0 \\ 0 & 22L & 0 & 0 & 0 & 4L^2 & 0 & 13L & 0 & 0 & 0 & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 0 & 0 & 0 & 13L & 0 & 156 & 0 & 0 & 0 & -22L \\ 0 & 0 & 54 & 0 & -13L & 0 & 0 & 0 & 156 & 0 & 22L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{70J}{A} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{140J}{A} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 13L & 0 & -3L^2 & 0 & 0 & 0 & 22L & 0 & 4L^2 & 0 \\ 0 & -13L & 0 & 0 & 0 & -3L^2 & 0 & -22L & 0 & 0 & 0 & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (A.4.64)$$

集中質量行列

梁要素の各節点に質量を均等に分配すると, 質量行列は以下の式で表される.

$$M = \frac{\rho AL}{2} \begin{bmatrix} 1 & & & & & & & & & \\ & 1 & & & & & & & & \\ & & 1 & & & & & & & \\ & & & 0 & & & & & & 0 \\ & & & & 0 & & & & & \\ & & & & & 0 & & & & \\ & & & & & & 1 & & & \\ & & & & & & & 1 & & \\ & & & & & & & & 1 & \\ & & 0 & & & & & & & 0 \\ & & & & & & & & & & 0 \\ & & & & & & & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.65})$$

A.4.12. 座標変換

一般に、有限要素モデルはそれぞれの局所座標系(x,y,z)をもつ多数の要素で構築される。そのため、全体マトリクスを構築するためには全体座標系(X,Y,Z)に変換した要素剛性マトリクスおよび要素質量行列を足し合わせる必要がある。この2つの座標系の関係は変換行列によって以下のように表される。

$$\begin{Bmatrix} u_1^i \\ u_2^i \\ u_3^i \\ \beta_1^i \\ \beta_2^i \\ \beta_3^i \\ u_1^j \\ u_2^j \\ u_3^j \\ \beta_1^j \\ \beta_2^j \\ \beta_3^j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T_e & & & \\ & T_e & & \\ & & T_e & \\ & & & T_e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u}_1^i \\ \bar{u}_2^i \\ \bar{u}_3^i \\ \bar{\beta}_1^i \\ \bar{\beta}_2^i \\ \bar{\beta}_3^i \\ \bar{u}_1^j \\ \bar{u}_2^j \\ \bar{u}_3^j \\ \bar{\beta}_1^j \\ \bar{\beta}_2^j \\ \bar{\beta}_3^j \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.66})$$

ここで、 T_e は 3×3 のマトリクスであり、

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} = T_e \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4.67})$$

の関係がある。

梁要素は2つの節点から軸方向が決まるが、軸周りの回転角については決定できない。そのため、コードアングル⁶⁾を導入し、全体座標系における軸周りの回転角を定義する。コードアングルを用いると、変換行列は以下のように求めることができる。コードアングルの定義の方法を以下に示す。

(1) 梁要素のx軸が全体座標系のZ軸と平行でない場合、

まず、図 A.4 のように部材の \bar{x} 軸に垂直な平面pを考える。次にこの平面p上でxy平面に

平行な y' 軸を考える．その後，部材 \bar{x} 軸と y' 軸と右手系の関係をなす z' 軸を考える． y' 軸の正の方向は z' 軸の正の方向が全体座標系の z 方向の値が増加するように定義する．平面 p 上で y' 軸から \bar{y} 軸へ回った角度 θ をコードアングルとする．コードアングルは x 軸周りに右ねじの方向を正とする．

$$\mathbf{T}_e = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \theta & \sin \theta \\ 0 & -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x \\ -m_x & l_x & 0 \\ \frac{-n_x l_x}{\sqrt{l_x^2 + m_x^2}} & \frac{-m_x n_x}{\sqrt{l_x^2 + m_x^2}} & \frac{l_x^2 + m_x^2}{\sqrt{l_x^2 + m_x^2}} \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.68})$$

ここで，

$$L = \sqrt{(X_j - X_i)^2 + (Y_j - Y_i)^2 + (Z_j - Z_i)^2}$$

$$l_x = \frac{X_j - X_i}{L}, \quad m_x = \frac{Y_j - Y_i}{L}, \quad n_x = \frac{Z_j - Z_i}{L} \quad (\text{A.4.69})$$

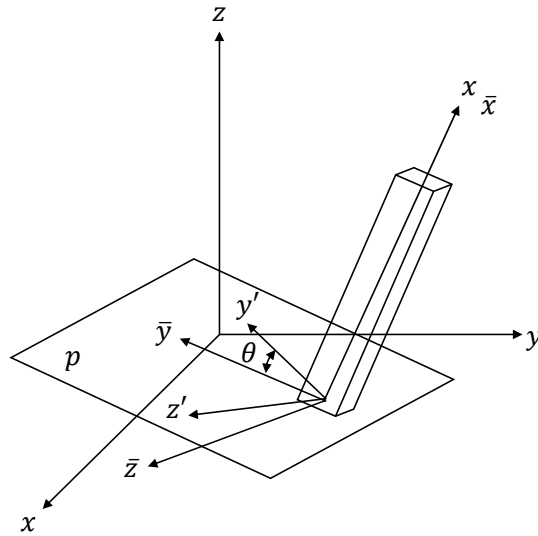


図 A.4 コードアングルの定義(部材 x 軸が全体 z 軸と並行でない場合)

(2) 梁要素の x 軸が全体座標系の Z 軸と平行の場合，

図 A.5 のように全体座標系の y 軸から部材座標系の z 軸へ回った角度 θ をコードアングルとする．コードアングルは部材座標系の x 軸周りに右ねじの方向を正とする．

$$\mathbf{T}_e = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.70})$$

よって，

$$\delta = \mathbf{T} \bar{\delta} \quad (\text{A.4.71})$$

とすると，全体座標系での要素剛性行列と要素質量行列は，

$$\bar{\mathbf{K}} = \mathbf{T}^T \mathbf{K} \mathbf{T} \quad (\text{A.4.72})$$

$$\bar{\mathbf{M}} = \mathbf{T}^T \mathbf{M} \mathbf{T} \quad (\text{A.4.73})$$

と表される．

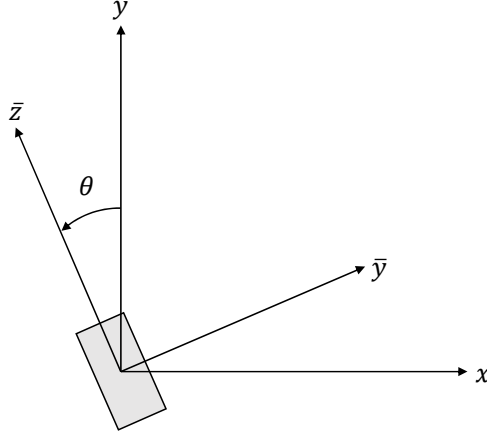


図 A.5 コードアングルの定義(部材 x 軸が全体 z 軸と並行の場合)

A.4.13. 局所座標系の更新

微小変位の仮定の下では局所座標系は常に一定であるが，大変形時には節点の変位に伴う要素の長さや方向の変化が無視できない．このような幾何学的非線形性を考慮する場合，局所座標系を各ステップで更新する必要がある⁷⁾．

初期の局所座標系を x_0, y_0, z_0 とする．初期の局所座標系での現在のステップ i 端に対する j 端の相対変位量を u_{ix}, u_{iy}, u_{iz} とする．図 A.6 のようにこの相対変位量を用いて初期の局所座標系から現在の局所座標系への回転角度 α, β を求める． y 軸回りに α 回転させるマトリクスを R_α ， z 軸回りに β 回転させるマトリクスを R_β とすると，

$$R_\alpha = \begin{bmatrix} \cos \alpha & 0 & \sin \alpha \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.74})$$

$$R_\beta = \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta & 0 \\ -\sin \beta & \cos \beta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.75})$$

よって，初期の局所座標系から現在の局所座標系に変換するマトリクスを R_d とすると，

$$R_d = R_\beta R_\alpha = \begin{bmatrix} \cos \alpha \cos \beta & \sin \beta & \sin \alpha \cos \beta \\ -\cos \alpha \sin \beta & \cos \beta & -\sin \alpha \sin \beta \\ -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.76})$$

とあらわされる．

実際には部材軸回りにねじれが生じているためこの変換を行った座標系 x', y', z' における i, j 端の x' 軸回りの回転角 γ_i, γ_j を求め，両者の平均値 $\gamma = (\gamma_i + \gamma_j)/2$ だけ回転することでねじれの補正を行う．この座標変換マトリクスは以下のように表される．

$$R_\gamma = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \gamma & \sin \gamma \\ 0 & -\sin \gamma & \cos \gamma \end{bmatrix} \quad (\text{A.4.77})$$

よって，全体座標系から初期の局所座標系への座標変換マトリクスを R とすると，最終的に全体座標系から現在の局所座標系への座標変換マトリクス R_m は以下のように表される．

$$R_m = R_\gamma R_d R \quad (\text{A.4.78})$$

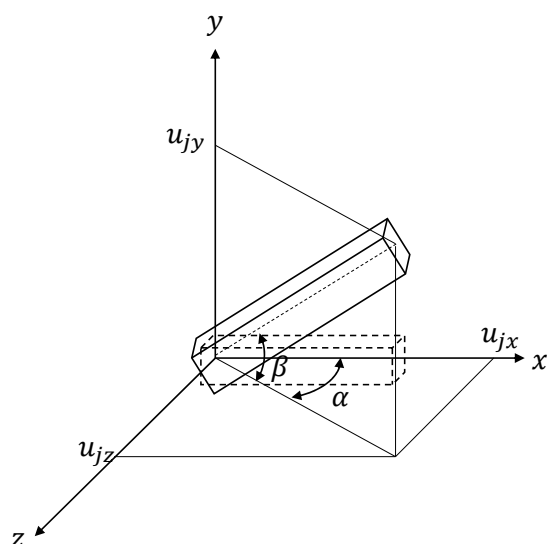


図 A.6 梁要素の初期の局所座標系から現在の変位場への変換

Appendix B 運動方程式の解法

ISAS では非線形系の運動方程式を解くために、増分系の Newmark- β 法を用いている。パラメータ β , δ はそれぞれ, 0.25, 0.5 としている。以下にその詳細²⁾を示す。

時刻 t における質量マトリクス, 減衰マトリクス, 剛性マトリクスをそれぞれ \mathbf{M}_t , \mathbf{C}_t , \mathbf{K}_t とし, 加速度ベクトルの増分, 速度ベクトルの増分, 変位ベクトルの増分, 外力ベクトルの増分をそれぞれ $d\ddot{\mathbf{U}}_t$, $d\dot{\mathbf{U}}_t$, $d\mathbf{U}_t$, $d\mathbf{F}_t$ とすると, 運動方程式は以下のように表される。

$$\mathbf{M}_t d\ddot{\mathbf{U}}_t + \mathbf{C}_t d\dot{\mathbf{U}}_t + \mathbf{K}_t d\mathbf{U}_t = d\mathbf{F}_t \quad (\text{B.1})$$

これを時刻 0 から $t+\Delta t$ まで積分すると,

$$\int_0^{t+\Delta t} \mathbf{M}_t d\ddot{\mathbf{U}}_t + \int_0^{t+\Delta t} \mathbf{C}_t d\dot{\mathbf{U}}_t + \int_0^{t+\Delta t} \mathbf{K}_t d\mathbf{U}_t = \int_0^{t+\Delta t} d\mathbf{F}_t \quad (\text{B.2})$$

ここで,

$$\mathbf{E}_t = \int_0^t \mathbf{M}_t d\ddot{\mathbf{U}}_t + \int_0^t \mathbf{C}_t d\dot{\mathbf{U}}_t + \int_0^t \mathbf{K}_t d\mathbf{U}_t \quad (\text{B.3})$$

$$\mathbf{F}_{t+\Delta t} = \int_0^{t+\Delta t} d\mathbf{F}_t \quad (\text{B.4})$$

とおくと,

$$\int_0^{t+\Delta t} \mathbf{M}_t d\ddot{\mathbf{U}}_t + \int_0^{t+\Delta t} \mathbf{C}_t d\dot{\mathbf{U}}_t + \int_0^{t+\Delta t} \mathbf{K}_t d\mathbf{U}_t + \mathbf{E}_t = \mathbf{F}_{t+\Delta t} \quad (\text{B.5})$$

ここで,

$$\begin{aligned} \ddot{\mathbf{U}}_t &= \int_0^t d\ddot{\mathbf{U}}_t \\ \dot{\mathbf{U}}_t &= \int_0^t d\dot{\mathbf{U}}_t \\ \mathbf{U}_t &= \int_0^t d\mathbf{U}_t \\ \Delta\ddot{\mathbf{U}}_t &= \int_t^{t+\Delta t} d\ddot{\mathbf{U}}_t \\ \Delta\dot{\mathbf{U}}_t &= \int_t^{t+\Delta t} d\dot{\mathbf{U}}_t \\ \Delta\mathbf{U}_t &= \int_t^{t+\Delta t} d\mathbf{U}_t \end{aligned} \quad (\text{B.6})$$

とおくと, 運動方程式は,

$$\mathbf{M}_t \Delta\ddot{\mathbf{U}}_t + \mathbf{C}_t \Delta\dot{\mathbf{U}}_t + \mathbf{K}_t \Delta\mathbf{U}_t + \mathbf{E}_t = \mathbf{F}_{t+\Delta t} \quad (\text{B.7})$$

となる.

この式を用いて, 時刻 t における系の状態をもとに時刻 $t + \Delta t$ における系の状態を求める.
具体的には以下の手順で計算する.

ステップ 1

時刻 $t + \Delta t$ の荷重ベクトル $\mathbf{F}_{t+\Delta t}$ を計算する.

ステップ 2

反復指標 i を 1 とし, 時刻 t , 第 1 反復における初期状態量を以下のように設定する.

$$\begin{aligned} \mathbf{K}_t^{(1)} &= \mathbf{K}_t \\ \mathbf{E}_t^{(1)} &= \mathbf{E}_t \\ \ddot{\mathbf{U}}_t^{(1)} &= \ddot{\mathbf{U}}_t \\ \dot{\mathbf{U}}_t^{(1)} &= \dot{\mathbf{U}}_t \\ \mathbf{U}_t^{(1)} &= \mathbf{U}_t \\ \boldsymbol{\gamma}_t^{(1)} &= \mathbf{0} \end{aligned} \tag{B.8}$$

ステップ 3

(1) $i = 1$ のとき

時刻 $t + \Delta t$ の荷重ベクトル $\mathbf{F}_{t+\Delta t}$ に対する加速度, 速度, 変位の増分ベクトル $\Delta \ddot{\mathbf{U}}_t^{(1)}$, $\Delta \dot{\mathbf{U}}_t^{(1)}$, $\Delta \mathbf{U}_t^{(1)}$ を求める.

$$\dot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{U}}_t + \{(1 - \delta)\ddot{\mathbf{U}}_t + \delta\ddot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t}\}\Delta t \tag{B.9}$$

$$\mathbf{U}_{t+\Delta t} = \mathbf{U}_t + \dot{\mathbf{U}}_t\Delta t + \left\{\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{\mathbf{U}}_t + \delta\ddot{\mathbf{U}}_{t+\Delta t}\right\}\Delta t^2 \tag{B.10}$$

よって,

$$\Delta \dot{\mathbf{U}}_t = \{\ddot{\mathbf{U}}_t + \delta\Delta \ddot{\mathbf{U}}_t\}\Delta t \tag{B.11}$$

$$\Delta \ddot{\mathbf{U}}_t = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \left\{ \Delta \mathbf{U}_t - \dot{\mathbf{U}}_t\Delta t - \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\mathbf{U}}_t \right\} \tag{B.12}$$

と表せる.

これを式に代入し, $\Delta \dot{\mathbf{U}}_t$, $\Delta \ddot{\mathbf{U}}_t$ を消去すると,

$$\begin{aligned} & \left(\mathbf{K}_t + \frac{1}{\beta\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{\delta}{\beta\Delta t} \mathbf{C} \right) \Delta \mathbf{U}_t \\ &= \mathbf{F}_{t+\Delta t} - \mathbf{E}_t + \mathbf{M} \left(\frac{1}{\beta\Delta t} \ddot{\mathbf{U}}_t + \frac{1}{2\beta} \ddot{\mathbf{U}}_t \right) + \mathbf{C} \left\{ \frac{\delta}{\beta} \dot{\mathbf{U}}_t + \left(\frac{\delta}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{\mathbf{U}}_t \right\} \end{aligned} \tag{B.13}$$

この式から $\Delta \mathbf{U}_t$ を求め, 式に代入することで, $\Delta \dot{\mathbf{U}}_t$, $\Delta \ddot{\mathbf{U}}_t$ を求める.

(2) $i \geq 2$ のとき

第 i 次の残差ベクトル $\boldsymbol{\gamma}_t^{(i)}$ に対する変位, 速度, 加速度の補正増分ベクトル

$\Delta \mathbf{U}_t^{(i)}$, $\Delta \dot{\mathbf{U}}_t^{(i)}$, $\Delta \ddot{\mathbf{U}}_t^{(i)}$ を以下の式から求める.

$$\begin{aligned} \left(\mathbf{K}_t + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{\delta}{\beta t} \mathbf{C} \right) \Delta \mathbf{U}_t^{(i)} &= \boldsymbol{\gamma}_t^{(i)} \\ \Delta \ddot{\mathbf{U}}_t^{(i)} &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta \mathbf{U}_t^{(i)} \\ \Delta \dot{\mathbf{U}}_t^{(i)} &= \delta \Delta t \Delta \ddot{\mathbf{U}}_t^{(i)} \end{aligned} \quad (\text{B.14})$$

ステップ 4

第 $i+1$ 次の変位, 速度, 加速度ベクトルを計算する.

$$\begin{aligned} \Delta \mathbf{U}_t^{(i+1)} &= \Delta \mathbf{U}_t^{(i)} + \Delta \mathbf{U}_t^{(i)} \\ \Delta \dot{\mathbf{U}}_t^{(i+1)} &= \Delta \dot{\mathbf{U}}_t^{(i)} + \Delta \dot{\mathbf{U}}_t^{(i)} \\ \Delta \ddot{\mathbf{U}}_t^{(i+1)} &= \Delta \ddot{\mathbf{U}}_t^{(i)} + \Delta \ddot{\mathbf{U}}_t^{(i)} \end{aligned} \quad (\text{B.15})$$

ステップ 5

残差力ベクトルを次式から計算する

$$\boldsymbol{\gamma}_i^{(i+1)} = \boldsymbol{\Sigma} \left(\mathbf{K}_t^{(i)} \Delta \mathbf{U}_i^{(i)} - \Delta \mathbf{f}_k^{(i)} \right) \quad (\text{B.16})$$

ここで, $\Delta \mathbf{f}_k^{(i)}$ は i 次増分変位 $\Delta \mathbf{U}_i^{(i)}$ による要素の部材力増分である.

ステップ 6

第 $i+1$ 次の負担力ベクトルを次式より求める.

(1) $i = 1$ のとき

$$\mathbf{E}_t^{(i+1)} = \mathbf{F}_{t+\Delta t} - \boldsymbol{\gamma}_t^{(i+1)} \quad (\text{B.17})$$

(2) $i \geq 2$ のとき

$$\mathbf{E}_t^{(i+1)} = \mathbf{E}_t^{(i)} + \boldsymbol{\gamma}_t^{(i)} - \boldsymbol{\gamma}_t^{(i+1)} \quad (\text{B.18})$$

ステップ 7

不釣り合い力の平衡をとる収束判定を行う.

ここで, ε_1 , ε_2 は収束判定誤差, δ_1 , δ_2 は計算打ち切り誤差とする.

(i) 収束

$$\left\| \boldsymbol{\gamma}_t^{(i+1)} \right\| < \varepsilon_1 \quad (\text{B.19})$$

または,

$$\left\| \boldsymbol{\gamma}_t^{(i+1)} \right\| < \varepsilon_2 \cdot \left\| \mathbf{F}_{t+\Delta t} - \mathbf{E}_t \right\| \quad (\text{B.20})$$

であるならば, ステップ 9 に進む.

(ii) 反復続行

$$\|\boldsymbol{r}_t^{(i+1)}\| > \varepsilon_1 \quad (\text{B.21})$$

かつ

$$\|\boldsymbol{r}_t^{(i+1)}\| > \varepsilon_2 \cdot \|\boldsymbol{F}_{t+\Delta t} - \boldsymbol{E}_t\| \quad (\text{B.22})$$

かつ

$$i \leq \text{指定最大反復回数} \quad (\text{B.23})$$

であるならばステップ 8 に進む.

(iii) 収束しない場合

(i), (ii)以外の場合は,

$$\|\boldsymbol{r}_t^{(i+1)}\| < \delta_1 \quad (\text{B.24})$$

または,

$$\|\boldsymbol{r}_t^{(i+1)}\| < \delta_2 \cdot \|\boldsymbol{F}_{t+\Delta t} - \boldsymbol{E}_t\| \quad (\text{B.25})$$

であるならば, ステップ 9 に進む.

それ以外の場合は計算を中止する.

ステップ 8

新たに剛性マトリクスを作り直し, $i = i + 1$ としてステップ 3 に戻る.

ステップ 9

時刻 $t + \Delta t$ における状態量を次式より求める.

$$\begin{aligned} \ddot{\boldsymbol{U}}_{t+\Delta t} &= \ddot{\boldsymbol{U}}_t^{(i+1)} \\ \dot{\boldsymbol{U}}_{t+\Delta t} &= \dot{\boldsymbol{U}}_t^{(i+1)} \\ \boldsymbol{U}_{t+\Delta t} &= \boldsymbol{U}_t^{(i+1)} \\ \boldsymbol{E}_{t+\Delta t} &= \boldsymbol{E}_t^{(i+1)} \end{aligned} \quad (\text{B.26})$$

時刻 t を Δt だけ進め, ステップ 1 に戻る.

Appendix C 多点異入力問題の定式化

実計測との動的応答の妥当性を検証する動的解析では、各基部で観測された加速度を入力して地震応答を求めている．ここでは、多点異入力問題の定式化¹⁾を示す．

構造物の絶対変位 \mathbf{X}_1 は境界部に生じる絶対変位 \mathbf{X}_2 によって生じる構造物の絶対変位 \mathbf{X}_0 とこの変位に対する相対変位 \mathbf{Y} を用いて以下の式で表される．

$$\mathbf{X}_1 = \mathbf{X}_0 + \mathbf{Y} \quad (\text{C.1})$$

構造物に対する外力 \mathbf{P}_1 と変位 \mathbf{u}_1 ，境界に生じる反力 \mathbf{P}_2 と変位 \mathbf{u}_2 の関係は

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{P}_1 \\ \mathbf{P}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_1 \\ \mathbf{u}_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{C.2})$$

と表される．

ここで、

\mathbf{K}_{11} ：構造物の剛性と構造物と境界間の剛性の和

$\mathbf{K}_{12} = \mathbf{K}_{21}$ ：構造物と境界間の剛性

\mathbf{K}_{22} ：境界より外側の剛性

である．

図より、構造物に作用する外力 $\mathbf{P}_1 = \mathbf{0}$ ， $\mathbf{u}_2 = \mathbf{X}_2$ とすると、境界変位 \mathbf{X}_2 における構造物に生じる変位 $\mathbf{u}_1 = \mathbf{X}_0$ は第1行から以下の式で求められる．

$$\mathbf{X}_0 = -\mathbf{K}_{11}^{-1} \mathbf{K}_{12} \mathbf{X}_2 = \mathbf{S} \mathbf{X}_2 \quad (\text{C.3})$$

また、運動方程式は、

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{M}_1 \ddot{\mathbf{X}}_1 \\ \mathbf{P}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{11} & \mathbf{C}_{12} \\ \mathbf{C}_{21} & \mathbf{C}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}}_1 \\ \dot{\mathbf{X}}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_1 \\ \mathbf{X}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (\text{C.4})$$

ここで、

\mathbf{C}_{11} ：構造物の減衰と構造物と境界間の減衰の和

$\mathbf{C}_{12} = \mathbf{C}_{21}$ ：構造物と境界間の減衰

\mathbf{C}_{22} ：境界より外側の減衰

1行目より、構造物のつり合い式は

$$\ddot{\mathbf{M}} \ddot{\mathbf{X}}_1 + \mathbf{C}_{11} \dot{\mathbf{X}}_1 + \mathbf{K}_{11} \mathbf{X}_1 = -\mathbf{C}_{12} \dot{\mathbf{X}}_2 - \mathbf{K}_{12} \mathbf{X}_2 \quad (\text{C.5})$$

この式で、境界部の変位 \mathbf{X}_2 および速度 $\dot{\mathbf{X}}_2$ を与えれば構造物の絶対座標系の応答が得られる．しかし、観測では加速度応答しか得られていない．そのため、この式を加速度を入力とする式に変形する必要がある．式(1)の \mathbf{X}_0 を式(3)に代入し、式(5)に代入すると、

$$\mathbf{M}_1 \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{C}_{11} \dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{K}_{11} \mathbf{Y} = -\mathbf{M}_1 \mathbf{S} \ddot{\mathbf{X}}_2 - \mathbf{C}_{12} \mathbf{S} \dot{\mathbf{X}}_2 - \mathbf{K}_{12} \mathbf{S} \mathbf{X}_2 \quad (\text{C.6})$$

減衰のメカニズムは複雑であるが、ここで、減衰が剛性に比例すると仮定すると、

$$\mathbf{C}_{12} \mathbf{S} \dot{\mathbf{X}}_2 = -\mathbf{C}_{11} \mathbf{K}_{11}^{-1} \mathbf{K}_{12} \dot{\mathbf{X}}_2 = -\mathbf{C}_{11} \mathbf{C}_{11}^{-1} \mathbf{C}_{12} \dot{\mathbf{X}}_2 = -\mathbf{C}_{12} \dot{\mathbf{X}}_2 \quad (\text{C.7})$$

この式を式(6)に代入すると、加速度を入力としたつり合い式が得られる.

$$\mathbf{M}_1 \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{C}_{11} \dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{K}_{11} \mathbf{Y} = -\mathbf{M}_1 \mathbf{S} \ddot{\mathbf{X}}_2 \quad (\text{C.8})$$

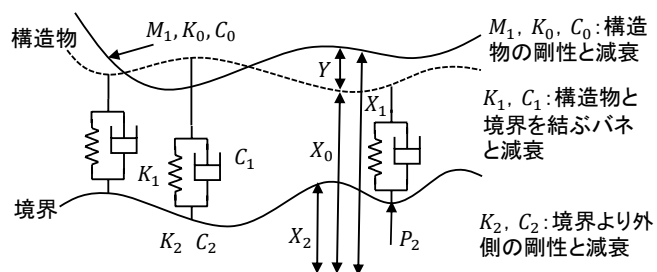


図 C.1 多点異入力の模式図¹⁾

Appendix D System Realization Using Information Matrix(SRIM)

ここでは、本研究で用いたシステム同定手法である System Realization Using Information Matrix (SRIM)の詳細⁸⁾について述べる.

N 自由度の線形時不変粘性減衰系のシステムの動的応答は以下の状態方程式で表される.

$$\mathbf{x}(k+1) = \mathbf{A}\mathbf{x}(k) + \mathbf{B}\mathbf{u}(k) \quad (\text{D.1})$$

$$\mathbf{y}(k) = \mathbf{R}\mathbf{x}(k) + \mathbf{D}\mathbf{u}(k) \quad (\text{D.2})$$

ここで、 $\mathbf{x}(k)$ は $n \times 1$ の時刻 k における状態ベクトル、 $\mathbf{u}(k)$ は $r \times 1$ の r 個の入力に対応する入力ベクトル、 $\mathbf{y}(k)$ は $m \times 1$ の m 個の観測点に対応する出力ベクトルである. システムマトリクス $\mathbf{A}, \mathbf{B}, \mathbf{C}, \mathbf{D}$ は入力と出力データから決定される未知ベクトルである.

ここで、 $\mathbf{A}, \mathbf{B}, \mathbf{R}, \mathbf{D}$ はそれぞれ $2N \times 2N$, $2N \times q$, $m \times 2N$, $m \times q$ の行列であり、

$$\mathbf{A} = e^{\mathbf{A}_c \Delta t}, \quad \mathbf{B} = \left[\int_0^{\Delta t} e^{[\mathbf{A}_c] \tau'} d\tau' \mathbf{B}_c \right] \quad (\text{D.3})$$

$$\mathbf{R} = \mathbf{L}[-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} \quad -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}], \quad \mathbf{D} = \mathbf{L}\mathbf{M}^{-1}$$

\mathbf{A} はシステムマトリクス、 \mathbf{B} は入力影響マトリクスであり、式(1)におけるシステム行列 $\mathbf{A}, \mathbf{B}, \mathbf{R}, \mathbf{D}$ は入力と出力データから決定される未知ベクトルである. 式(1)を以下のように書き換える.

$$\mathbf{y}_p(k) = [\mathbf{O}_p]\mathbf{x}(k) + [\mathbf{T}_p]\mathbf{z}_p(k) \quad (\text{D.4})$$

ここで、 $\mathbf{y}_p(k)$, $\mathbf{z}_p(k)$, $[\mathbf{O}_p]$, $[\mathbf{T}_p]$ は以下のように定義される.

$$\mathbf{y}_p(k) = [y(k) \quad y(k+1) \quad y(k+2) \quad \cdots \quad y(k+p-1)]^T \quad (\text{D.5})$$

$$\mathbf{z}_p(k) = [z(k) \quad z(k+1) \quad z(k+2) \quad \cdots \quad z(k+p-1)]^T \quad (\text{D.6})$$

$$[\mathbf{O}_p] = [\mathbf{R} \quad \mathbf{R}\mathbf{A} \quad \mathbf{R}\mathbf{A}^2 \quad \cdots \quad \mathbf{R}\mathbf{A}^{p-1}]^T \quad (\text{D.7})$$

$$[\mathbf{T}_p] = \begin{bmatrix} \mathbf{D} & & & & \\ \mathbf{R}\mathbf{B} & \mathbf{D} & & & \\ \mathbf{R}\mathbf{A}\mathbf{B} & \mathbf{R}\mathbf{B} & \mathbf{D} & & \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \\ \mathbf{R}\mathbf{A}^{p-2}\mathbf{B} & \mathbf{R}\mathbf{A}^{p-3}\mathbf{B} & \mathbf{R}\mathbf{A}^{p-4}\mathbf{B} & \cdots & \mathbf{D} \end{bmatrix} \quad (\text{D.8})$$

行列 $[\mathbf{O}_p] \in \mathbb{R}^{pm \times 2N}$ は可観測行列、行列 $[\mathbf{T}_p] \in \mathbb{R}^{pm \times pq}$ はシステムのマルコフパラメータから成るテプリッツ行列である.

$$[\mathbf{O}_p](m+1:pm, :) = [\mathbf{R} \quad \mathbf{R}\mathbf{A} \quad \mathbf{R}\mathbf{A}^2 \quad \cdots \quad \mathbf{R}\mathbf{A}^{p-1}]^T \quad (\text{D.9})$$

$$[\mathbf{O}_p](1:(p-1)m, :) = [\mathbf{R} \quad \mathbf{R}\mathbf{A} \quad \mathbf{R}\mathbf{A}^2 \quad \cdots \quad \mathbf{R}\mathbf{A}^{p-2}]^T \quad (\text{D.10})$$

式(6a)から状態マトリクス \mathbf{A} を抽出すると、

$$\mathbf{A} = [\mathbf{O}_p^*](1:(p-1)m, :)[\mathbf{O}_p](m+1:pm, :) \quad (\text{D.11})$$

ここで、 $*$ は擬似逆行列を表す。式(6)と式(7)から、整数 p は $[\mathbf{O}_p](m+1:pm,:)$ のランクが $2N$ 以上となるように選択される。すなわち、 $p \geq 2N/m + 1$ である。式(7)はシステム行列 \mathbf{A} の同定前の状態を表し、観測行列 $[\mathbf{O}_p]$ を決定しなければならない。そのため、式(4)のベクトル方程式を次のように拡張する。

$$\mathbf{y}_p(k) = [\mathbf{O}_p]\mathbf{X}(k) + [\mathbf{T}_p][\mathbf{Z}_p](k) \quad (\text{D.12})$$

ここで、

$$\mathbf{X}(k) = [x(k) \quad x(k+1) \quad \cdots \quad x(k+s-1)] \quad (\text{D.13})$$

$$[\mathbf{Y}_p] = \begin{bmatrix} y(k) & y(k+1) & \cdots & y(k+s-1) \\ y(k+1) & y(k+2) & \cdots & y(k+s) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y(k+p-1) & y(k+p) & \cdots & y(k+p+s-2) \end{bmatrix} \quad (\text{D.14})$$

$$[\mathbf{Z}_p] = \begin{bmatrix} z(k) & z(k+1) & \cdots & z(k+s-1) \\ z(k+1) & z(k+2) & \cdots & z(k+s) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ z(k+p-1) & z(k+p) & \cdots & z(k+p+s-2) \end{bmatrix} \quad (\text{D.15})$$

今、入力 \mathbf{z} 、出力 \mathbf{y} 、状態ベクトル \mathbf{x} の相関を \mathbf{R}_{yy} 、 \mathbf{R}_{zz} 、 \mathbf{R}_{xx} 、 \mathbf{R}_{yz} 、 \mathbf{R}_{yx} 、 \mathbf{R}_{xz} と定義すると、 \mathbf{A}_p と \mathbf{B}_p の相関は十分大きな整数 $s = l - p$ を用いて $\mathbf{R}_{ab} = (1/s)\mathbf{A}_p(k)\mathbf{B}_p^T(k)$ と表される。観測行列 $[\mathbf{O}_p]$ は入力-出力行列の相関を用いて得ることができる。

$$\mathbf{R}_{hh} = [\mathbf{O}_p]\hat{\mathbf{R}}_{xx}^T \quad (\text{D.16})$$

\mathbf{R}_{hh} と \mathbf{R}_{xx} は

$$\mathbf{R}_{hh} = \mathbf{R}_{yy} - \mathbf{R}_{yz}\mathbf{R}_{zz}^{-1}\mathbf{R}_{yz}^T \quad (\text{D.17})$$

$$\hat{\mathbf{R}}_{xx} = \mathbf{R}_{xx} - \mathbf{R}_{xz}\mathbf{R}_{zz}^{-1}\mathbf{R}_{xz}^T \quad (\text{D.18})$$

\mathbf{R}_{hh} は入力と出力の相関マトリクスにのみ依存し、地震観測から全て得ることができる。

式(10)の行列 $[\mathbf{O}_p]$ 解は \mathbf{R}_{hh} を特異値分解を用いることで3つのマトリクスに因数分解することができる。この分解では、最初の行列 \mathbf{R}_{hh} の最初の $pm \times (p-1)m$ の要素だけ用いられる。そのため、分解は次のように表される。

$$\mathbf{R}_{hh}(:, 1:(p-1)m) = \mathbf{H}\mathbf{\Sigma}^2\mathbf{V}^T = [\bar{\mathbf{H}}_{2N} \quad \bar{\mathbf{H}}_0] \begin{bmatrix} \mathbf{\Sigma}_{2N}^2 & \mathbf{0}_{2N \times n_0} \\ \mathbf{0}_{m_0 \times 2N} & \mathbf{0}_{m_0 \times n_0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{V}_{2N}^T \\ \mathbf{V}_0^T \end{bmatrix} = \bar{\mathbf{H}}_{2N}\mathbf{\Sigma}_{2N}^2\mathbf{V}_{2N}^T \quad (\text{D.19})$$

式(12)で、 n_0 は特異値が0の数を表し、 \mathbf{V}_0 の列数である。 m_0 は $\bar{\mathbf{H}}_{2N}$ の行に直行している $\bar{\mathbf{H}}_0$ の行の数である。ノイズが含まれたデータでは、非零の特異値がある。もし切り捨てられた特異値がない場合、 $m = m_0$ となる。切り捨てられた特異値がある場合、 m_0 は切り捨てられた特異値の状態の合計となる。そのため、この分解法は少なくとも $\bar{\mathbf{H}}_0$ の m 列が $\bar{\mathbf{H}}_{2N}$ に直行していることを保証する。結果として、式(10)の因数分解の手順は以下のようになる。

$$\mathbf{R}_{hh}(:, 1:(p-1)m) = \bar{\mathbf{H}}_{2N}\mathbf{\Sigma}_{2N}^2\mathbf{V}_{2N}^T = [\mathbf{O}_p]\hat{\mathbf{R}}_{xx}^T[\mathbf{O}_p]^T[:, 1:(p-1)m] \quad (\text{D.20})$$

最終的に、式(13)から観測行列は以下のように得られる。

$$[\mathbf{O}_p] = \bar{\mathbf{H}}_{2N} \quad (\text{D.21})$$

$$\hat{\mathbf{R}}_{xx}^T[\mathbf{O}_p]^T[:, 1:(p-1)m] = \mathbf{\Sigma}_{2N}^2\mathbf{V}_{2N}^T \quad (\text{D.22})$$

観測行列を得ることで、式(7)からシステム行列 \mathbf{A} を、式(5c)から \mathbf{R} を推定することができる。

構造系のモーダルパラメータは行列 \mathbf{A} の特異値問題, すなわち $\mathbf{A}\hat{\boldsymbol{\Phi}} = \tilde{\boldsymbol{\Lambda}}\hat{\boldsymbol{\Phi}}$ を解くことによって推定することができる.

ここで, $\tilde{\boldsymbol{\Lambda}}$ と $\hat{\boldsymbol{\Phi}}$ はそれぞれ行列 \mathbf{A} の固有値と固有ベクトルである. よって, 固有振動数とモード減衰比は以下の式で求められる.

$$\omega_i = \sqrt{\text{Re}(\lambda_i)^2 + \text{Im}(\lambda_i)^2} \quad (\text{D.23})$$

$$\zeta_i = -\frac{\text{Re}(\lambda_i)}{\omega_i} \quad (\text{D.24})$$

モード形状は z 領域の固有ベクトルを座標変換することで求められる.

$$\boldsymbol{\Phi} = \mathbf{R}\hat{\boldsymbol{\Phi}} \quad (\text{D.25})$$

Appendix E 入力地震動のノイズ除去

観測された地震動には局所的なノイズが含まれていることがある。横浜ベイブリッジの基部の計測データのうち、K2 における加速度応答にノイズが確認された。一例として、本震において P1 橋脚基部上部 K2 で観測された鉛直方向の加速度を図 E.1 に示す。地震動の 0 秒～50 秒の間と 500 秒～520 秒の間にスパイク状の応答がみられる。主塔のウインドタンク位置のセンサでもウインド杳との衝突による周期的なスパイク上の応答が見られたが、基部で観測されたこのような応答は小振幅時において発生していること、ウインドタンクで見られた衝突応答のようなスパイク応答が発生する物理的要因が基部では考えられないことから、本研究では基部のスパイク状の応答は電氣的なノイズであると考えた。地震応答解析においてこのような波形を直接入力した場合、地震動の初期において含まれているノイズによりインパルス加振され、その後の系の応答に影響を与え、結果として観測結果と異なる応答を与える。そのため、地震応答解析に用いる前にあらかじめノイズを除去する必要がある。

ノイズを除去する手法の一つとしてフィルタを用いた方法があげられる。スパイク上の応答は高周波成分であり、ローパスフィルタにより適切なカットオフ周波数を設定すればノイズが除去できると考えられる。図 E.2 にカットオフ周波数を変化させてローパスフィルタを適用した時の加速度応答の比較を示す。ノイズが除去できるようにカットオフ周波数を低く設定するとノイズに起因しない低周波応答を除去してしまって応答を過小評価し

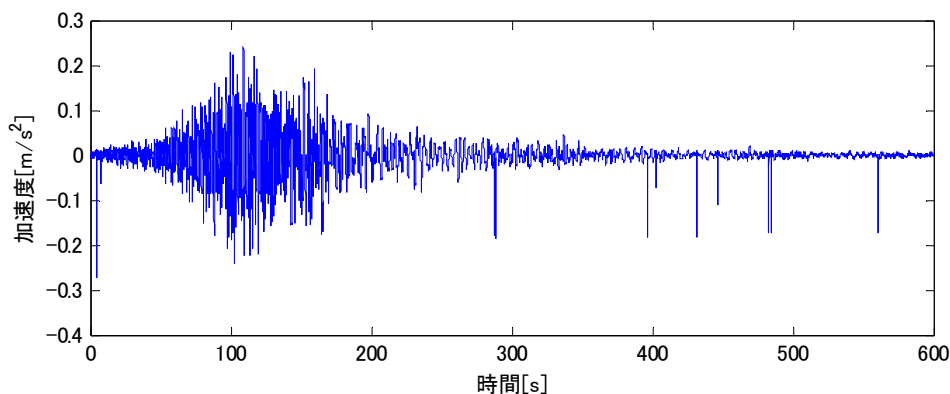
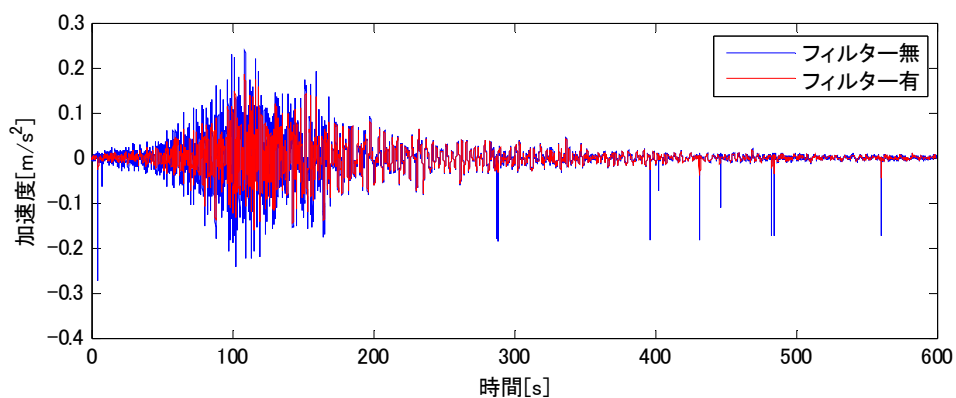
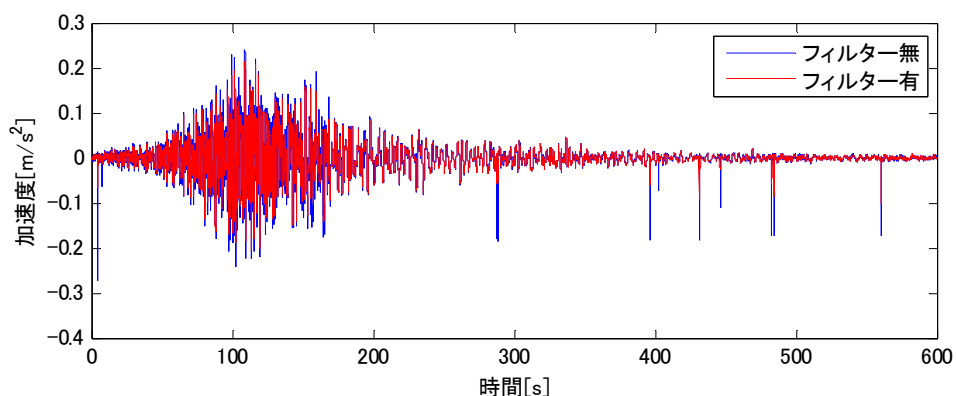


図 E.1 P1 橋脚基部上部 K2 で観測された鉛直方向加速度

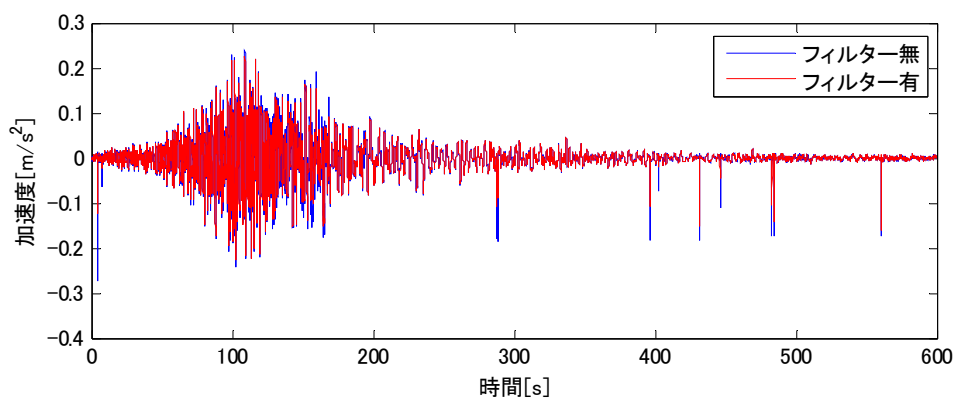
てしまう。一方、ノイズに起因しない低周波応答を除去しないようにカットオフ周波数を高く設定するとノイズが除去できない。このように、フィルタを用いた場合には全時間領域にわたって加速度を変化させてしまう。そこで、ノイズが発生している時間領域に対して加速度応答の値や変化量などの特徴的な値を算出し、閾値を用いてノイズの判定を行い、ノイズと判定されたデータの削除を行った。さらに、削除したデータの前後を線形で補完すること



(a) カットオフ周波数 2Hz



(b) カットオフ周波数 5Hz



(c) カットオフ周波数 10Hz

図 E.2 フィルタの有無による加速度応答の比較

によって観測応答をできるだけ変化させることなくノイズのみを除去することを試みた。以下にその具体的な手法を示す。

(1) ノイズのインデックスの抽出

スパイク上のノイズが発生している場合、加速度が急激に変化する。しかし、単に加速度の急激な変化のみでノイズの判定をした場合、ノイズに起因しない応答をノイズと判定してしまう。そこで、加速度応答の絶対値も併せて閾値を定めることでノイズの判定を行う。また、ノイズによる加速度応答の絶対値が大きい場合、連続的にノイズが発生し、直前のノイズのデータとの差分をとると加速度は急激に変化はしていないが、加速度の絶対値は高いという特徴が見られた。そのため、明らかに大きな加速度が見られた場合には、加速度の変分によらずノイズと判定した。

ノイズが発生している領域において

$$|\ddot{x}(k) - \ddot{x}(k-1)| > d\ddot{x}_{th} \quad (E.1)$$

$$|\ddot{x}(k)| > \ddot{x}_{th1} \quad (E.2)$$

または

$$|\ddot{x}(k)| > \ddot{x}_{th2} \quad (E.3)$$

ただし、 $\ddot{x}_{th1} < \ddot{x}_{th2}$

を満たす加速度応答をノイズと判定し、 $ID(i) = k$ とする。

式(E.1)および式(E.2)は加速度の絶対値が大きく、かつ加速度が瞬時的に大きく変化しているものをノイズと判定している。

また、式(E.3)では加速度が一定値より大きければ前後関係によらず無条件にノイズと判定している。

(2) ノイズの部分の線形補間

ノイズと判定されたインデックスに対して、

$$ID(i+1) - ID(i) = 1 \quad (E.4)$$

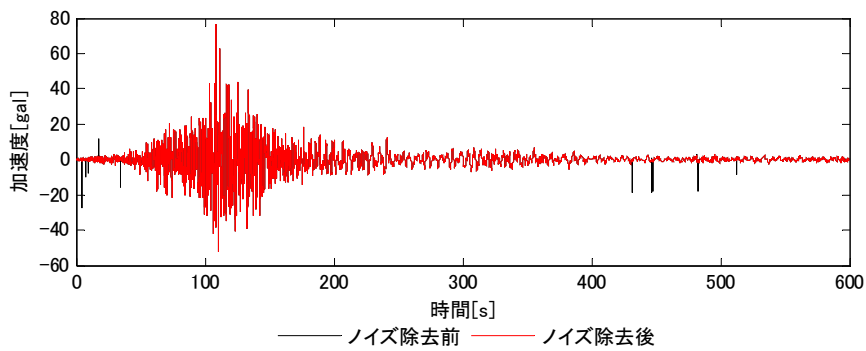
を満たすものを探索することで連続してノイズと判定されているデータを抽出し、そのデータを削除する。削除したデータの前後のデータ $x(ID(i)-1)$ および $x(ID(i+1)-1)$ 、(ただし $ID(i+1) - ID(i) = 1$)を線形補完することでノイズを除去したデータとする。

ここで、ノイズの判定を行う領域は観測データを目視で確認した。その結果、本震では0～50秒および250秒～600秒、余震1では0～20秒および150～480秒、余震2～9については全領域をノイズの判定に用いた。

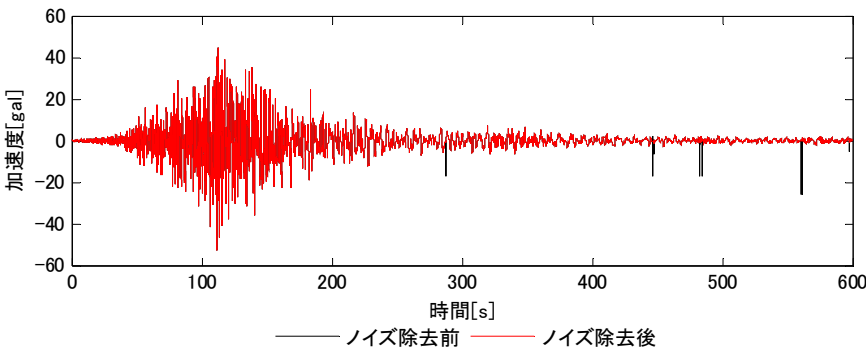
また、閾値に用いた加速度の変分 $d\ddot{x}_{th}$ 、および加速度 \ddot{x}_{th1} 、 \ddot{x}_{th2} は表 E.1 のように定めた。以上の条件の下でノイズの除去を行った結果を図 E.3～12 に示す。図よりいずれの波形においてもスパイク上のノイズの除去に成功している。

表 E.1 ノイズ除去に用いた閾値

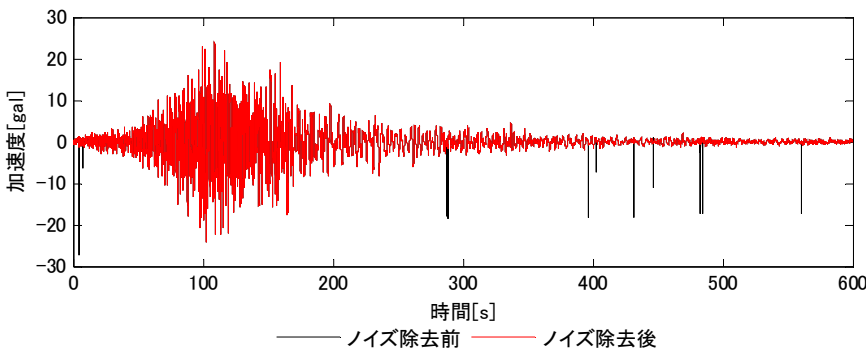
	$d\ddot{x}_{th}[\text{gal}]$	$\ddot{x}_{th1}[\text{gal}]$	$\ddot{x}_{th2}[\text{gal}]$
本震	1	2	10
余震 1	1	2	10
余震 2～9	1	2	12



(a) 橋軸方向加速度

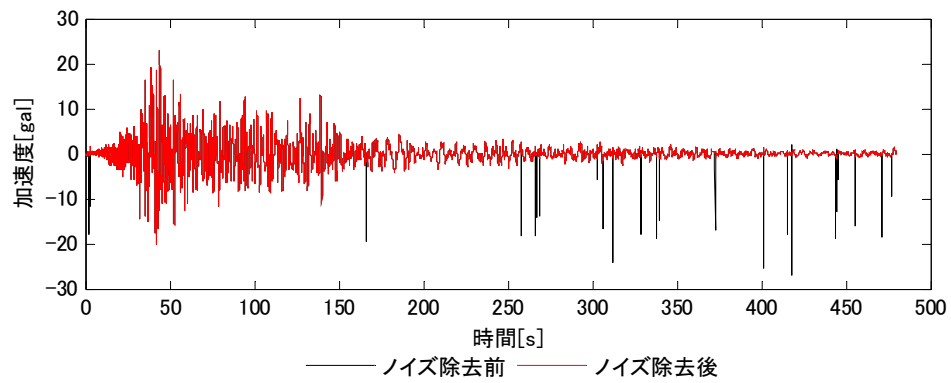


(b) 橋軸直角方向方向加速度

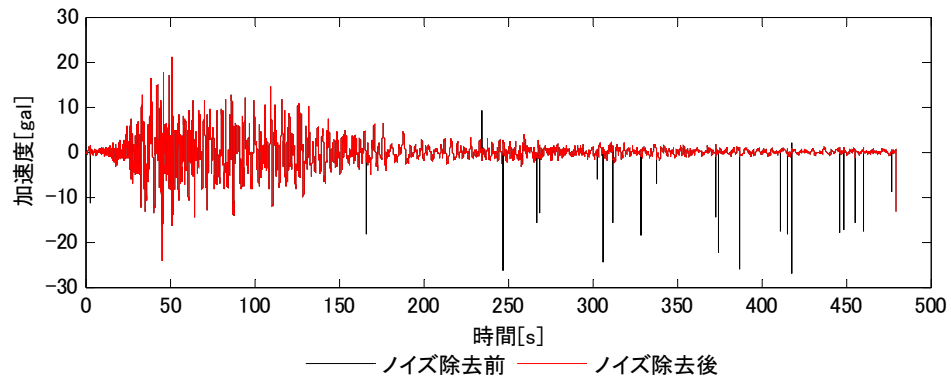


(c) 鉛直方向加速度

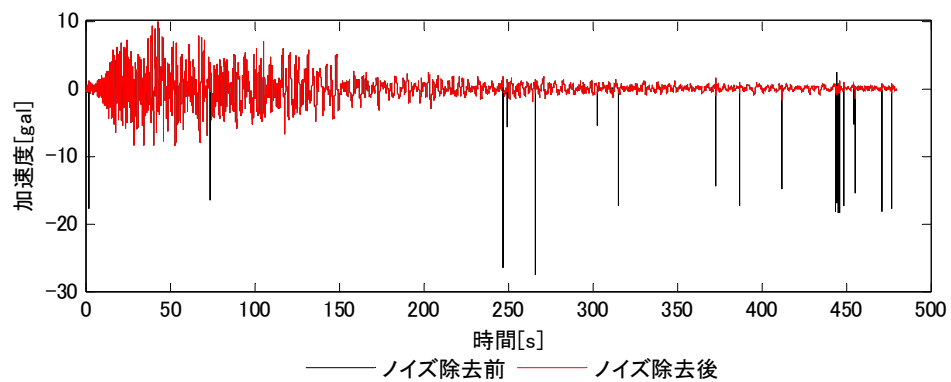
図 E.3 本震における K2 の加速度応答



(a) 橋軸方向加速度

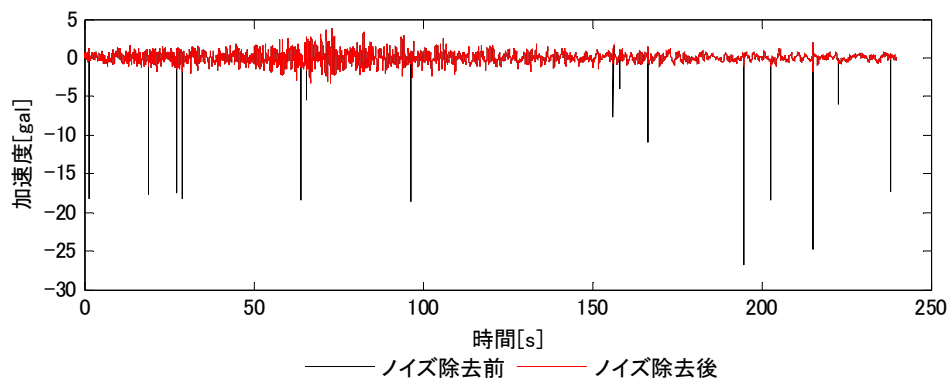


(b) 橋軸直角方向加速度

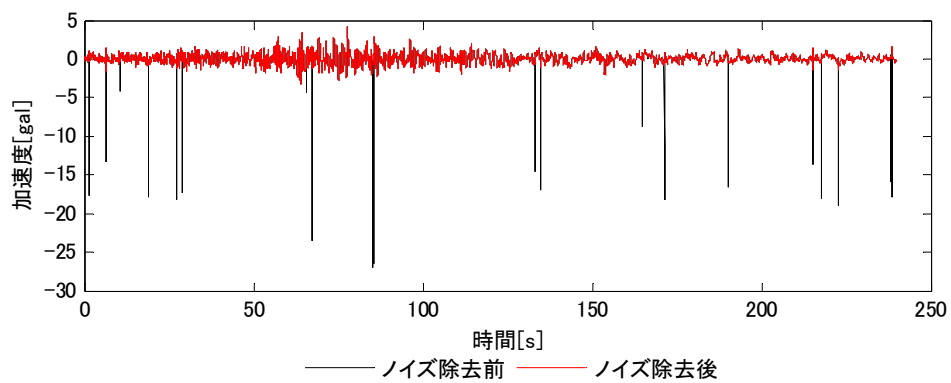


(c) 鉛直方向加速度

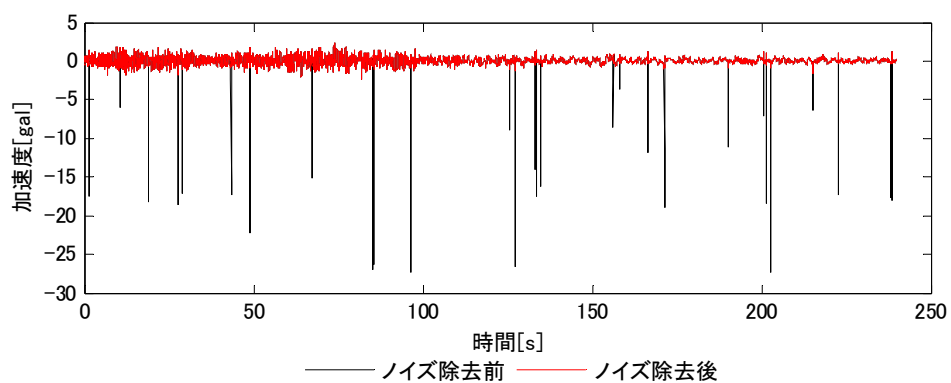
図 E.4 余震 1 における K2 の加速度応答



(a) 橋軸方向加速度

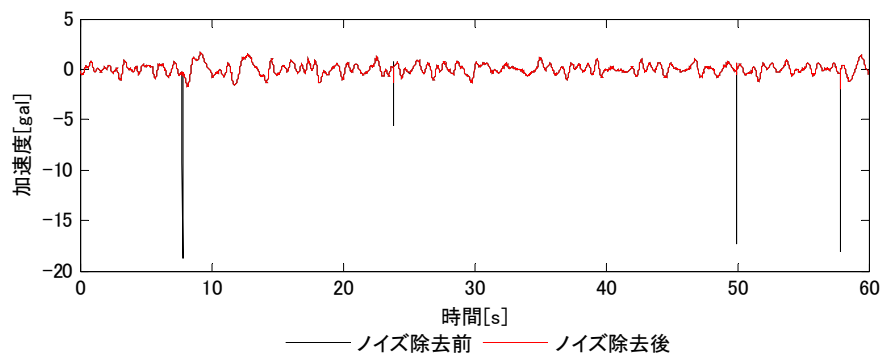


(b) 橋軸直角方向加速度

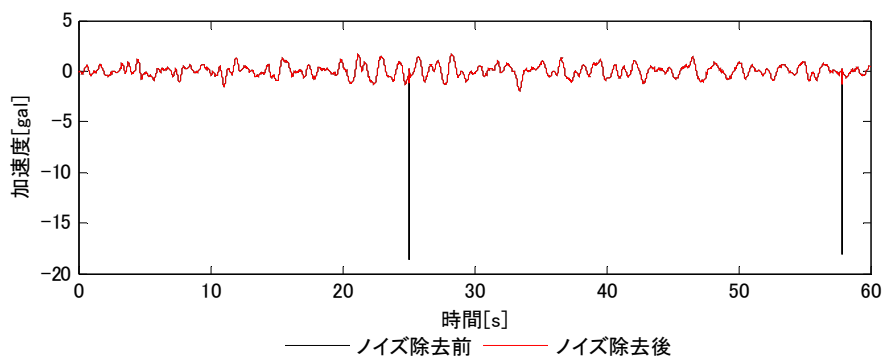


(c) 鉛直方向加速度

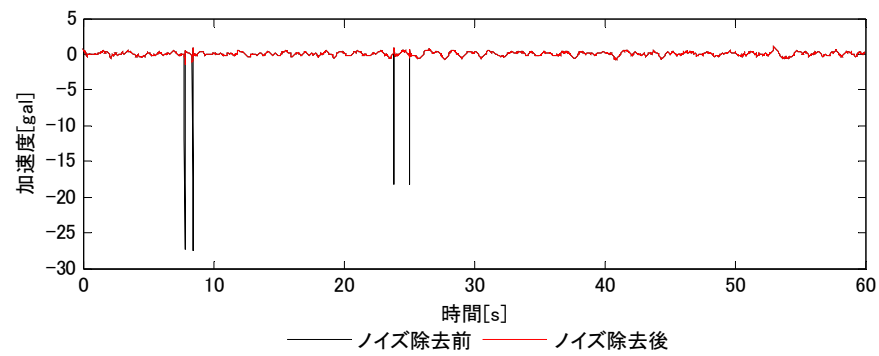
図 E.5 余震2におけるK2の加速度応答



(a) 橋軸方向加速度

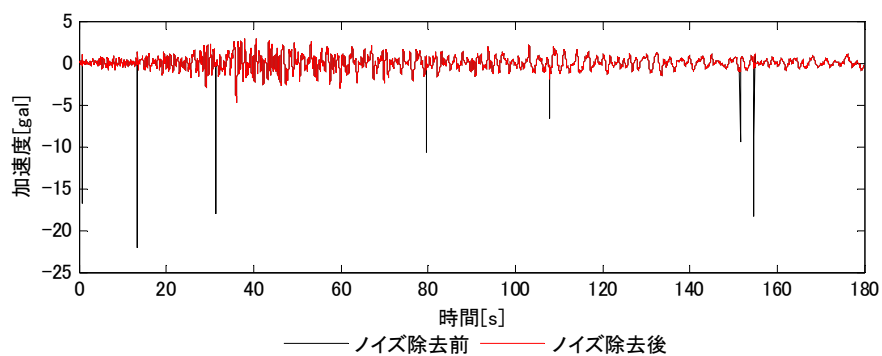


(b) 橋軸直角方向加速度

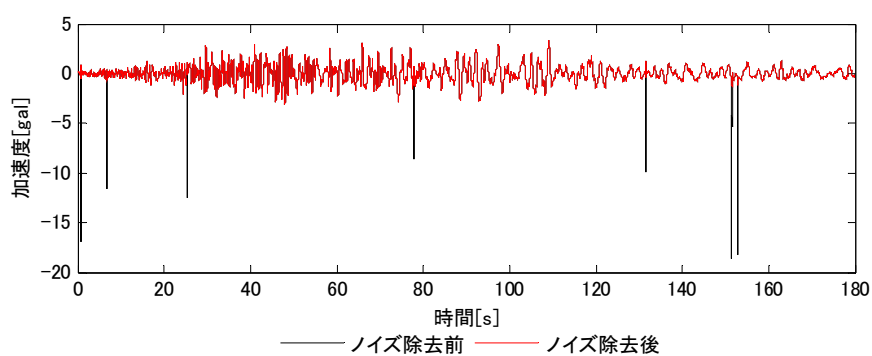


(c) 鉛直方向加速度

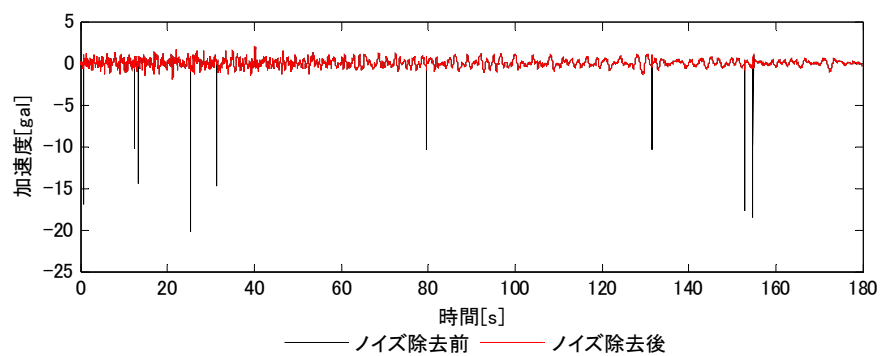
図 E.6 余震3におけるK2の加速度応答



(a) 橋軸方向加速度

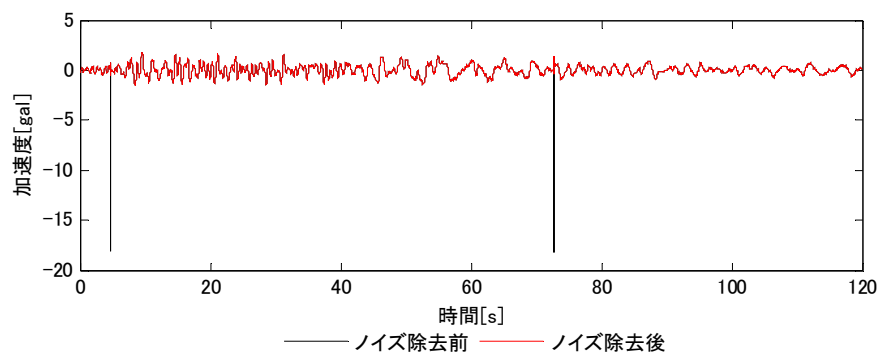


(b) 橋軸直角方向加速度

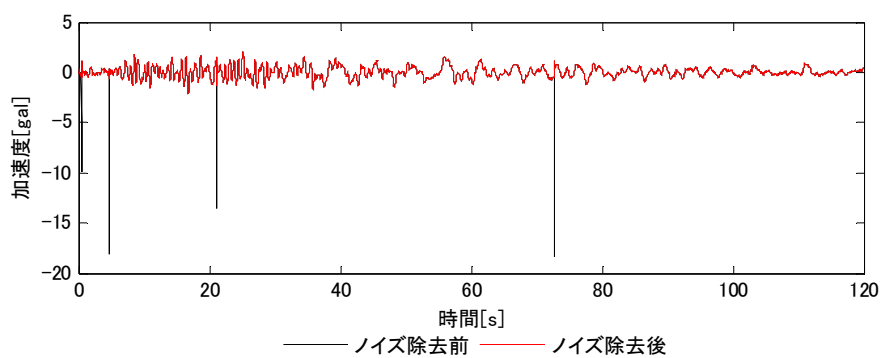


(c) 鉛直方向加速度

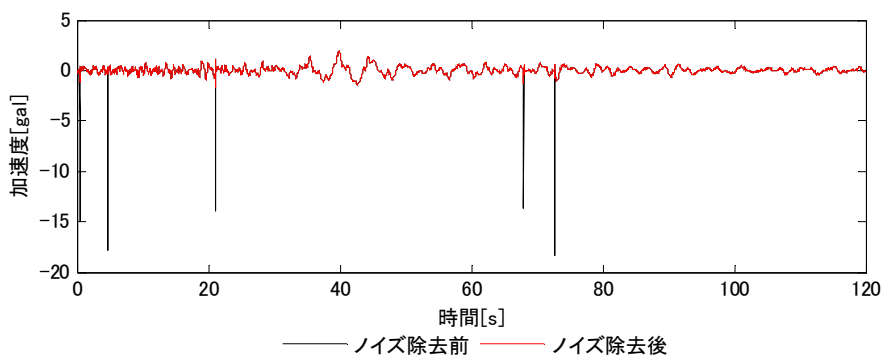
図 E.7 余震 4 における K2 の加速度応答



(a) 橋軸方向加速度

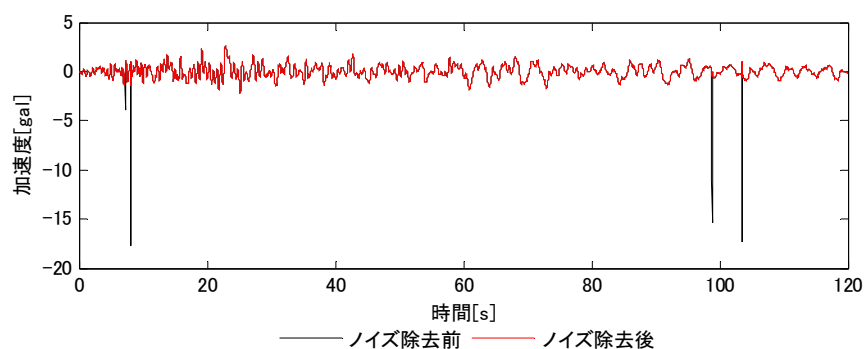


(b) 橋軸直角方向加速度

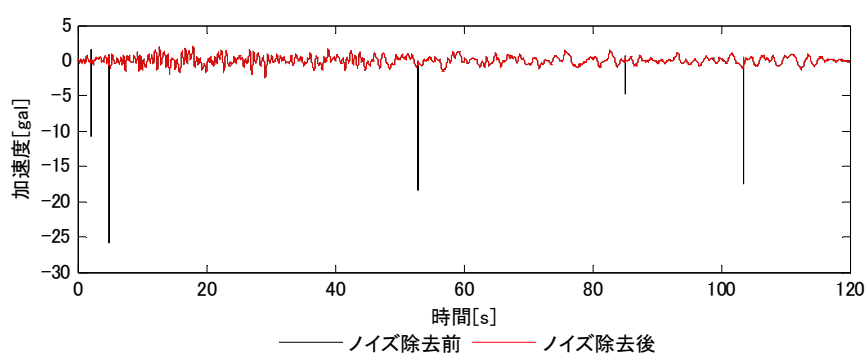


(c) 鉛直方向加速度

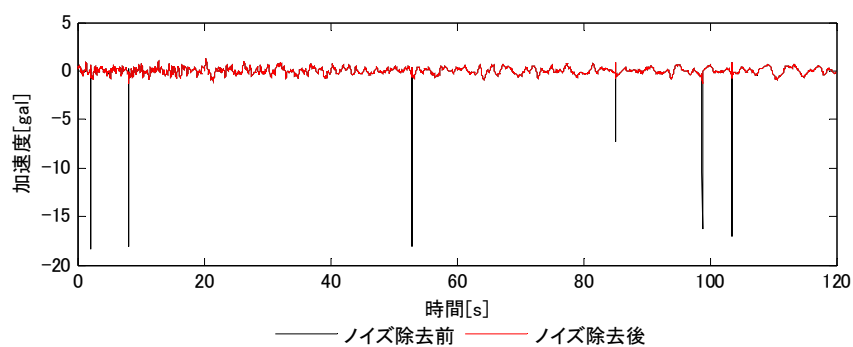
図 E.8 余震 5 における K2 の加速度応答



(a) 橋軸方向加速度

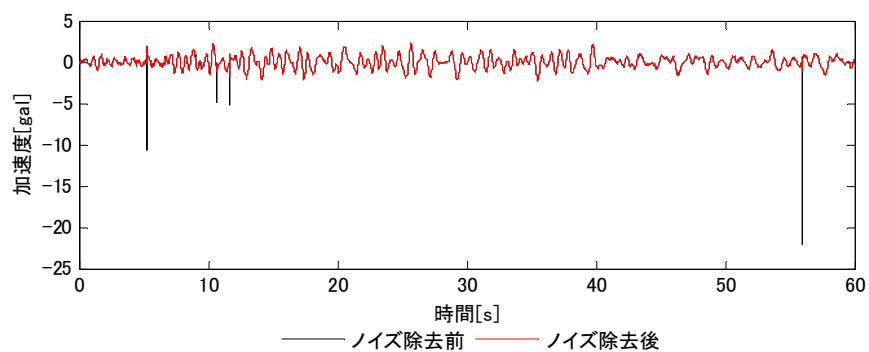


(b) 橋軸直角方向加速度

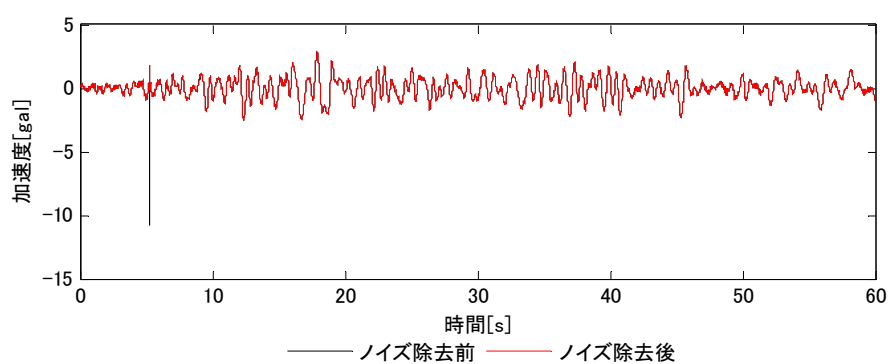


(c) 鉛直方向加速度

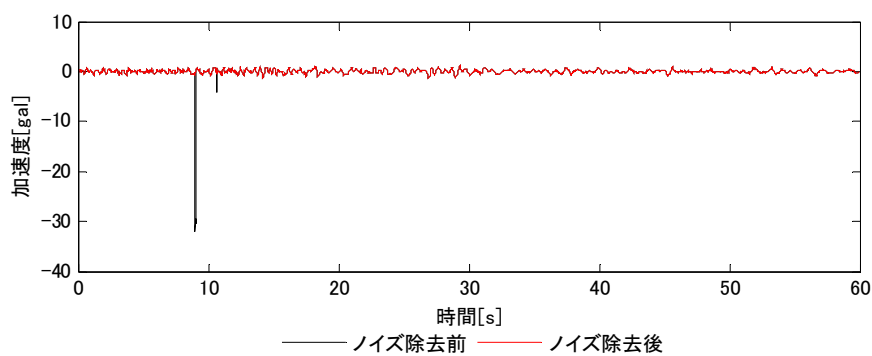
図 E.9 余震 6 における K2 の加速度応答



(a) 橋軸方向加速度

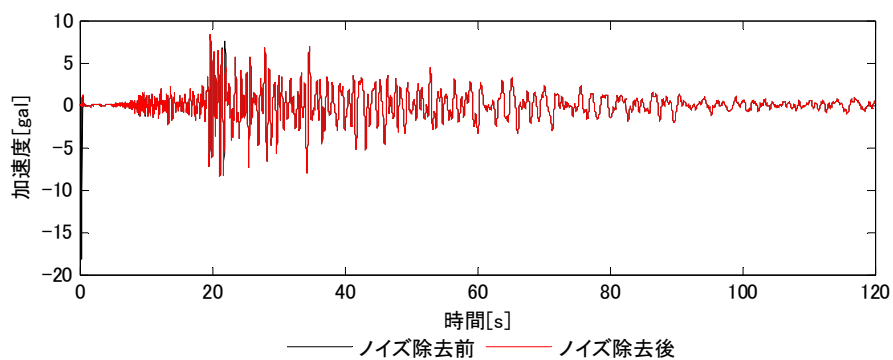


(b) 橋軸直角方向加速度

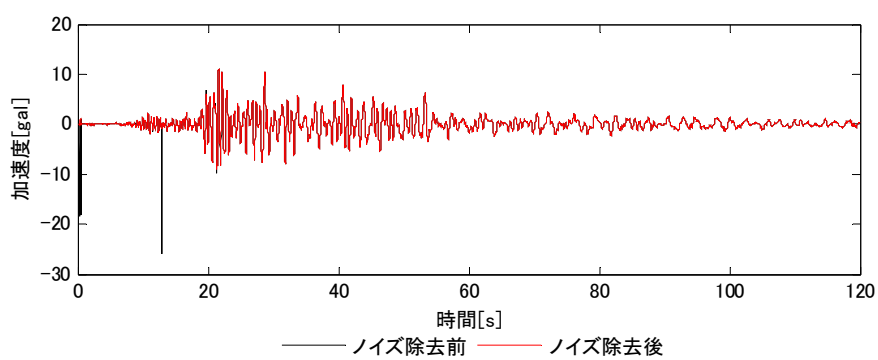


(c) 鉛直方向加速度

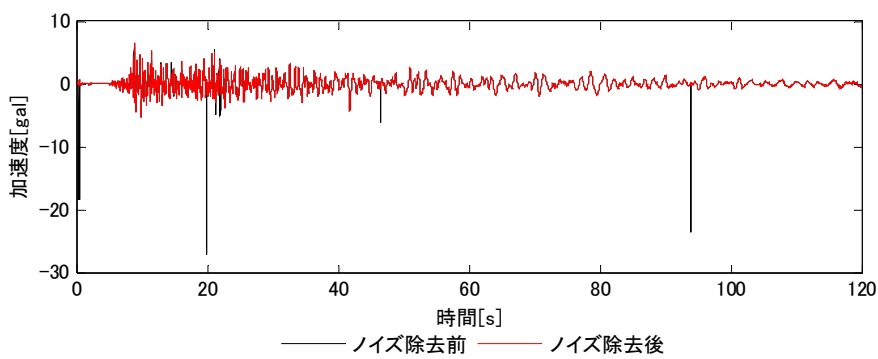
図 E.10 余震 7 における K2 の加速度応答



(a) 橋軸方向加速度

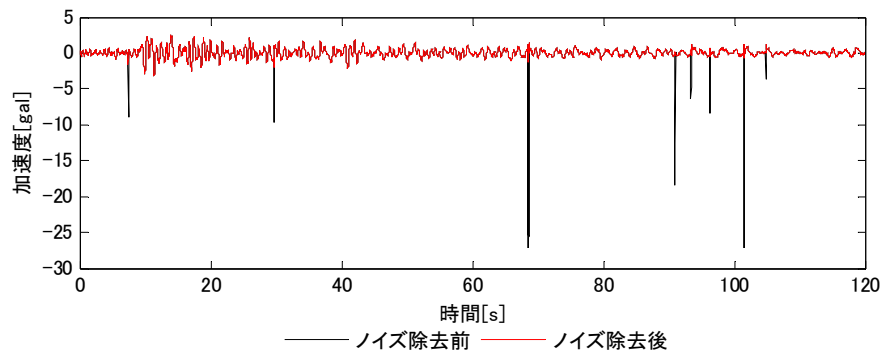


(b) 橋軸直角方向加速度

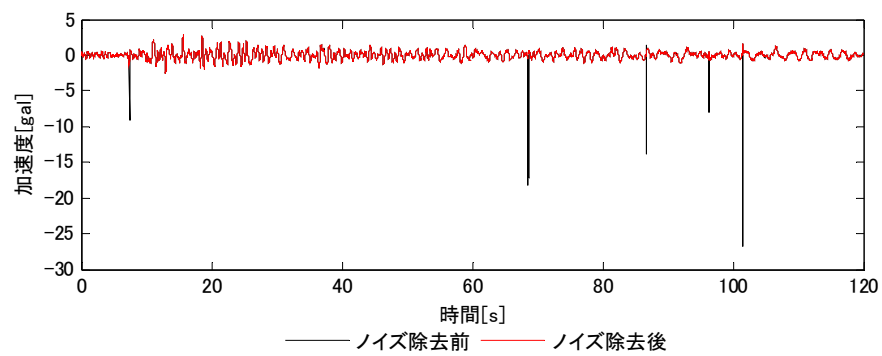


(c) 鉛直方向加速度

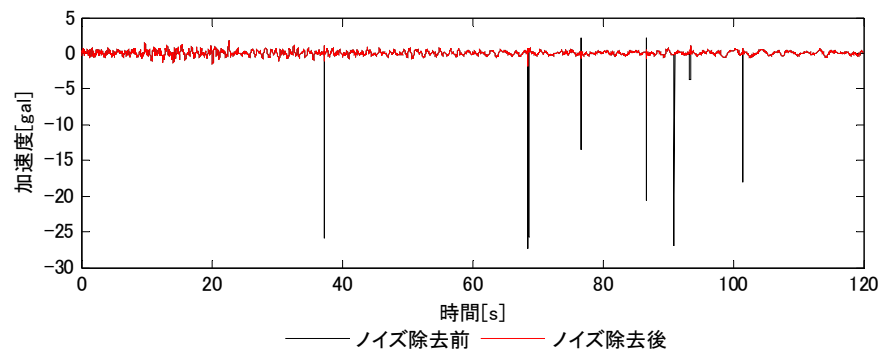
図 E.11 余震 8 における K2 の加速度応答



(a) 橋軸方向加速度



(b) 橋軸直角方向加速度



(c) 鉛直方向加速度

図 E.12 余震 9 における K2 の加速度応答

Appendix F 端橋脚ウインドタングにおける衝突力と耐力の比較

本研究では主塔側のウインドタングの損傷およびタワーリンクの脱落について検討しているが、端橋脚のウインドタングに発生する衝突力と耐力の比較により主塔側と端橋脚側のウインドタングのどちらの損傷が先行するかについても分析している。

図 F.1(a)に各地震動における端橋脚側のウインドタングに発生した衝突力と耐力の比較を示す。図より、タイプ 1 地震動および一部のタイプ 2 地震動で端橋脚を上回る衝突力が発生することが分かる。次式からウインドタングの耐力超過率 r を計算し、主塔側と端橋脚側のウインドタングで比較した。

$$r = \frac{F_m}{F_c} - 1 \quad (F.1)$$

ここで、

F_m : 最大衝突力

F_c : ウインドタングの耐力

である。

各地震動における主塔側と端橋脚側のウインドタングの耐力超過率の比較を図 F.1(b)に示す。図より、端橋脚側に比べて主塔側のウインドタングの耐力超過率のはるかに大きい。道路橋示方書で規定されているタイプ 1 地震動では長周期成分を過大に評価していることを考慮すると、長周期成分が現実的である耐震補強設計時の地震動および道路橋示方書のタイプ 2 地震において主塔側のウインドタングが損傷し、端橋脚側のウインドタングに比べ詳細に分析する必要がある。

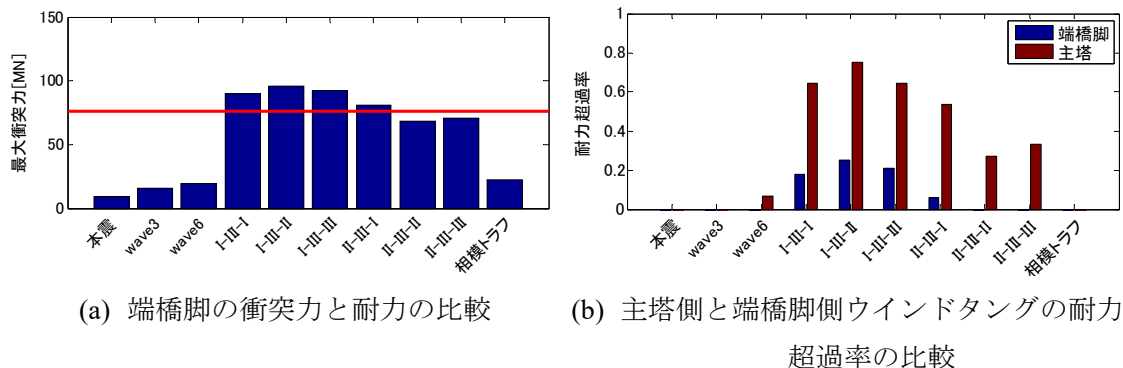


図 F.1 ウインドタングにおける衝突力および耐力超過率の比較

参考文献

- 1) 山本泰幹, 藤野陽三, 矢部正明: 地震観測された長大吊構造系橋梁の動特性と動的解析モデルによる再現性, 土木学会論文集 A, Vol.65 No.3, pp.738-757, 2009.
- 2) TDAPIII 理論説明書
- 3) J・S・シェムニスキー著, 川井忠彦, 山田嘉昭共訳: マトリクス構造解析の基礎理論, 培風館, pp.64-73
- 4) J・S・シェムニスキー著, 川井忠彦, 山田嘉昭共訳: マトリクス構造解析の基礎理論, 培風館, pp.354-357
- 5) 小松敬治: 機械構造振動学 MATLAB による有限要素法と応答解析, 森北出版株式会社, pp.41-43
- 6) 信原泰夫, 桜井達美, 吉村信敏: 有限要素法のプログラムデザイン, 培風館, 1972.
- 7) 構造計画研究所: RESP-T for Windows Version 5.1 理論マニュアル
- 8) Juang JN: System realization using information matrix, *Journal of Guidance, Control, and Dynamics*, 20(3), pp.492-500, 1997

謝辞

本論文は、多くの方々の多大なご指導・ご協力のもとで完成させることができました。ここに、感謝の意を述べさせていただきたいと思います。

主査である長山智則准教授には、研究ミーティングや個別ミーティングで多くの助言を頂きました。また、研究の方針や解析の解釈についてもご指導いただきました。また、多くの学会を紹介して頂き、研究成果を発表する機会に恵まれました。本当に多大なるご指導誠にありがとうございました。

本学社会基盤学専攻の石原教授、本田教授、Su 特任講師、建築学専攻の伊山准教授には、本論文の副査を引き受けて頂きました。石原先生には風車の問題との共通点を例に多くの助言を頂き、現象の再現の難しさや解決へのアプローチについて厳しくも手厚いご指導を頂きました。本田先生には、解析手法の利点や学術的な成果の観点からご指摘いただきました。Su 先生は、ABAQUS に精通されており、高度な接触解析を行う上で多くのご指導を頂きました。建築学専攻の伊山先生には、設計の観点から、本研究の適用について多くのご指摘を頂くとともに、土木と建築における設計の違いについてご教授頂きました。素晴らしい副査の先生方に恵まれたことは大変光栄でした。本当にありがとうございました。

横浜国立大学の藤野陽三上席特別教授には、修士課程の頃からご指導いただき、東京大学を退官され、横浜国立大学に異動された後も本研究を常に見守って下さり、SIP でご多忙な中にも関わらず多くのご助言を頂きました。また、首都高速道路や長大をはじめ、外部の方々をご紹介頂き、研究を進めるうえで絶大なサポートして頂きました。

首都高速道路の並川様、長大の矢部様には解析モデルや設計図面、観測データ、その他多くの資料を提供して頂きました。また、矢部様には実務の観点から多くの貴重な意見と橋梁の設計思想についてご教授頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

水谷司助教は、信号処理に深く精通しており、解析データの分析手法について多大なご指導を頂きました。また、同じ学生部屋だったこともあり、常に活発な議論を行い研究が行き詰まったときにも相談に乗って頂きました。水谷先生と研究できたことは私にとって刺激的な体験の連続であり、たくさんのことを学ばせて頂きました。心よりお礼申し上げます。

橋梁研究室のメンバーの皆さんとは、学生部屋でよく議論に付き合っていていただき、研究を進めるうえで大きな支えになりました。また、コンクリート研究室の皆さんとも、研究室は違っていても同じ学生部屋で交流することができ、楽しい時間を過ごせました。

最後に、いつも私が研究に集中できる環境を作り、暖かく見守り応援し続けてくれた両親に対して感謝の意を表し、謝辞とさせていただきます。

2017 年 3 月