

橋台上に設置された橋軸直角方向水平力分担構造に生じた 被害とその再現解析

土屋智史¹・坂口淳一²・渡邊忠朋²・矢部正明³・森伸一郎⁴・秦吉弥⁵・山田雅行⁶

¹正会員 (株)コムスエンジニアリング (〒113-0023 東京都文京区向丘1-1-17 タカサキヤビル6階)

²正会員 北武コンサルタント(株) (〒062-0020 北海道札幌市豊平区月寒中央通7-4-7 北武第2ビル)

³正会員 (株)長大 構造事業本部 (〒305-0821 茨城県つくば市東平塚730)

⁴フェロー会員 愛媛大学 大学院理工学研究科 (〒790-8577 愛媛県松山市文京町3)

⁵正会員 大阪大学 大学院工学研究科 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

⁶正会員 (株)ニュージェック 技術開発グループ (〒531-0074 大阪府大阪市北区本庄東2-3-20)

1. はじめに

2径間連続PC斜張橋の洲浜橋（橋長149.0m，幅員17.0m，斜角 $81^{\circ}40'36''$ ）は，2013年4月13日5時33分に発生した淡路島付近を震源とする地震（深さ15km， $M_j6.3$ ， $M_w5.8$ ）によって，両端部の橋台上に設置された橋軸直角方向の水平力を分担する構造（以下，サイドブロックとする）（写真-1参照）と，桁側のケーブル定着部付近（写真-2参照）に損傷が

生じた．洲浜橋に生じた被害に関しては，森を代表とするグループによる架橋地点周辺地盤の履歴や現地調査による洲浜橋の被害状況¹⁾，周辺地盤振動特性とS波速度構造の推定²⁾，本震地震動の推定³⁾とそれを用いた動的解析による洲浜橋の地震応答特性⁴⁾に関する研究が既に報告されている．堺らも同時期に設計計算に用いられた動的解析モデルを用いて洲浜橋の地震応答特性について報告⁵⁾している．文献4)と文献5)の違いは，動的解析モデルと入力地震動



(1) 橋軸直角方向の水平力を負担する拘束部材と橋台頂部接合部（橋座部）付近の損傷



(2) 橋軸直角方向の水平力を負担する拘束部材と橋台躯体の損傷

写真-1 洲浜橋の橋台頂部に設置された橋軸直角方向の水平力を負担する拘束部材の損傷

にある。文献5)が使用した動的解析モデルは、設計計算の過程での諸元に基づいたモデルであり、ケーブルの導入張力が竣工図書に記されたものと異なることや基礎構造-周辺地盤間のばね等のモデル化が設計当時のままの値であり、主塔橋脚位置の鋼管矢板井筒基礎も動的解析モデルに見込んでいるが、周辺地盤は動的解析モデルに考慮されていないため、約40mという鋼管矢板井筒基礎の全域と両端部橋台と基礎構造-地盤間ばね位置に同じ地震動が同時に作用するとしたものである。文献4)の動的解析モデルは、設計計算過程の動的解析モデルをスタートに、斜張橋の各種外力に対する応答を求める上で大事な事項であるケーブルの初期張力を竣工図書に示された値を基本とし、それを与えた動的解析モデルの死荷重時の断面力分布が設計で想定したものに近似するようにしている点と、主塔橋脚位置鋼管矢板井筒基礎構造-地盤間ばねを鋼管矢板井筒基礎構造頂部位置でモデル化し、動的解析モデルへの地震動の作用位置を両端部橋台基礎構造-地盤間ばねと同じにしている。入力地震動も、素らが推定した両端部橋台周辺地盤上の地震動³⁾を用いた多点異入力問題として地震応答を算出している。

堺ら⁵⁾、矢部ら⁴⁾はともに、地震応答の大きさは異なるが両端部橋台上に設置された橋軸直角方向の水平力を分担するサイドブロックに耐力を超える水平力が作用したという点を明らかにしているが、それ以上の検討は行われていない。本報告では、洲浜橋の橋台とその上に設置されたサイドブロックをRC構造を対象とした非線形3次元有限要素を用いてモデル化し、洲浜橋の橋台位置での橋軸直角方向の水平耐力を求め、その値をベースに、文献4)で求めた地震応答を見直したものである。用いた解析コードは、任意載荷経路依存性を考慮した材料構成モデルに基づく鉄筋コンクリート平面モデル⁶⁾を3次元に拡張したCOM3である。

本検討は、(公社)土木学会地震工学委員会東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会(委員長:幸左賢二 九州工業大学教授)が実施している委員会活動の一環として実施したものである。

2. 橋台上に設置されたサイドブロックの損傷と再現解析

写真-1は、洲浜橋の橋台上に設置された橋軸直角方向の水平力を分担するサイドブロックとその取付部および取り付けられる部材・構造(橋台躯体)に生じた損傷である。洲浜橋の支承条件は、橋軸方向に対しては両端部の橋台(A1橋台とA2橋台)上で可動・主塔橋脚(P1橋脚)位置で固定の一点固定方式が採用されている。橋軸直角方向に対しては、両端部の橋台上と主塔橋脚上で固定の多点固定方式を採用している。橋台位置での橋軸直角方向の拘束は、サイドブロックに橋軸直角方向から作用する水平力に抵抗させる構造が採用されている。このため、洲

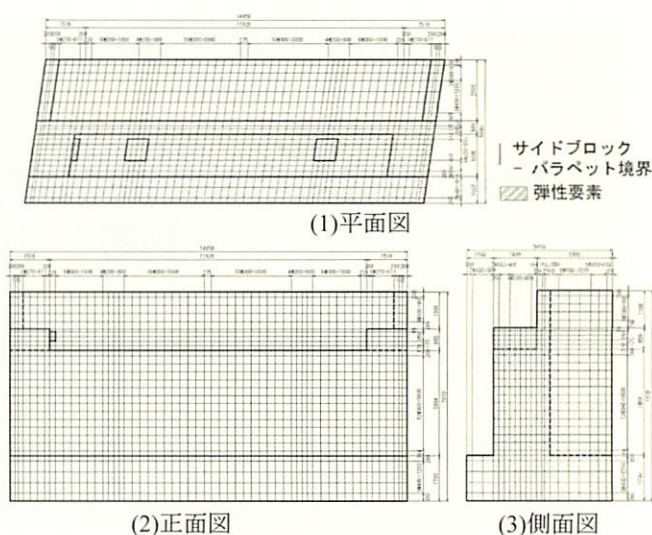
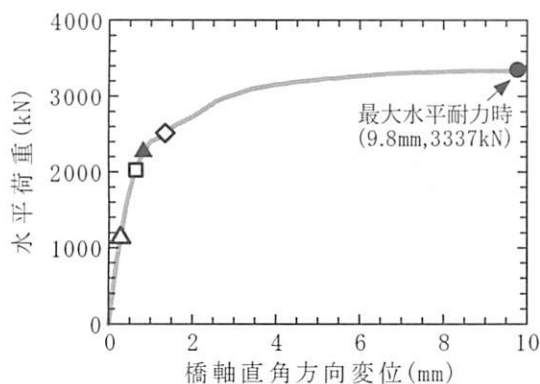


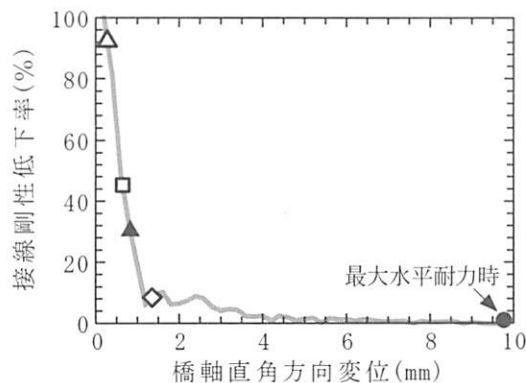
図-1 洲浜橋橋台の解析モデル

浜橋の橋台上に設置されているサイドブロックは、重要な構造部材である。写真に示すように、サイドブロックは、橋台頂部との接合部を起点に、橋台躯体にひびわれが広範囲に進展している。竣工図面によれば、サイドブロックは、D22の帯鉄筋とコンクリートが2次施工(上部構造工事)されているが、軸方向鉄筋は全長3200mmの異形鉄筋D29とD25が、1次施工時(下部構造工事)に橋脚躯体部に2500mm定着され、サイドブロック部の軸方向鉄筋長は700mm(かぶり100mm)である。このことと、ひびわれがサイドブロックと橋台頂部の接合部を起点に、橋脚躯体の高さ方向に進展していることから、軸方向鉄筋は適切に機能し、主桁が橋軸直角方向に変位しサイドブロックと接触した後さらに橋軸直角方向に変位しようとした動きに抵抗することによって生じた力は軸方向鉄筋を介して橋台躯体部に伝達されと考えられる。

図-1は洲浜橋の橋台と橋台上に設置されたサイドブロックを3次元有限要素でモデル化したものである。鉄筋配置に応じた要素分割を行い、8接点アイソパラメトリック要素を用いた。鉄筋が配置されている区間は、鉄筋比の粗密に応じてRC要素を配置した。RC要素の非線形材料特性の構成⁷⁾は次のとおりである。コンクリートの圧縮域は弾塑性破壊モデル(修正前川モデル)、コンクリートの引張域はTension Stiffness/Softeningモデル、コンクリートの圧縮域から引張域への遷移領域はひびわれ面の再接触モデル、コンクリートのせん断は接触面密度関数に基づくせん断伝達モデルを用いている。鉄筋の骨格曲線は付着を考慮したトリリニアモデルで、履歴則は簡略化した加藤モデルを用いている。鉄筋とコンクリートが組み合わせられる相互作用効果(=付着)は、コンクリートと鉄筋の構成則に包含される形で対になるように定式化されており、RC要素中のコンクリートと鉄筋の挙動は単体のそれと異なっている。上部構造反力2810kNを鉛直査設置に集中荷重として作用させると同時に橋台躯体自重を鉛直方向に作用させた後、サイドブロックの水平査設

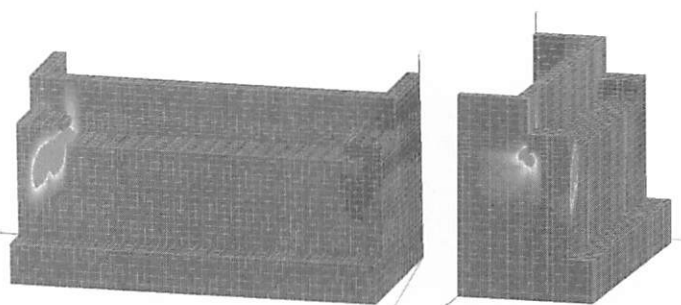
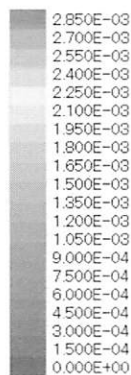


(1) 水平力－水平変位関係



(2) 接線剛性率低下率

- △ 道路橋示方書Ⅳ下部構造編式(解8.6.1)による橋座部の耐力 P_{bs} 相当(実験結果の下限値) 1132.2kN
- ▲ 式(解8.6.1)による橋座部の耐力 P_{bs} を実験結果の平均値相当となるように修正した値 2264kN
- ◇ サイドブロック側軸方向鉄筋の平均ひずみが平均降伏ひずみに達した時
- 橋台側軸方向鉄筋の平均ひずみが平均降伏ひずみに達した時



(3) 最大水平耐力時引張主ひずみ分布

図-2 非線形3次元有限要素による洲浜橋のサイドブロックと橋台躯体系の耐力の推定結果

位置に橋軸直角方向変位を強制的に漸増载荷するブッシュオーバー解析を行った。

図-2は、水平力－水平変位関係と最大水平耐力3337.1kN(9.8mm)に達した時の引張主ひずみ分布である。水平力－水平変位関係には、道路橋示方書Ⅳ

下部構造編8.6橋座部の設計式(解8.6.1)⁸⁾に従って求めた橋座部の水平耐力1132.2kN(0.28mm)と、橋台側軸方向鉄筋の平均ひずみが降伏ひずみに達する時2022.2kN(0.64mm)、サイドブロック側軸方向鉄筋の平均ひずみが降伏ひずみに達する時2513.9kN

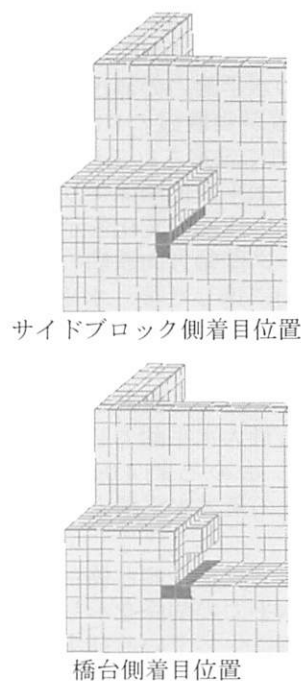
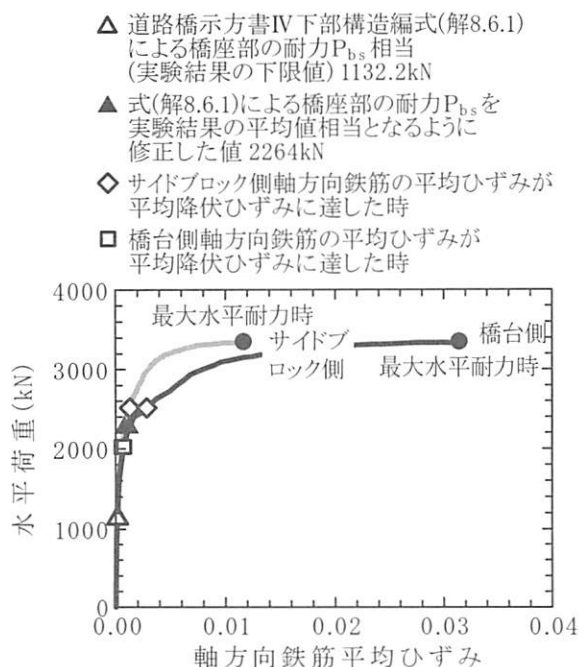
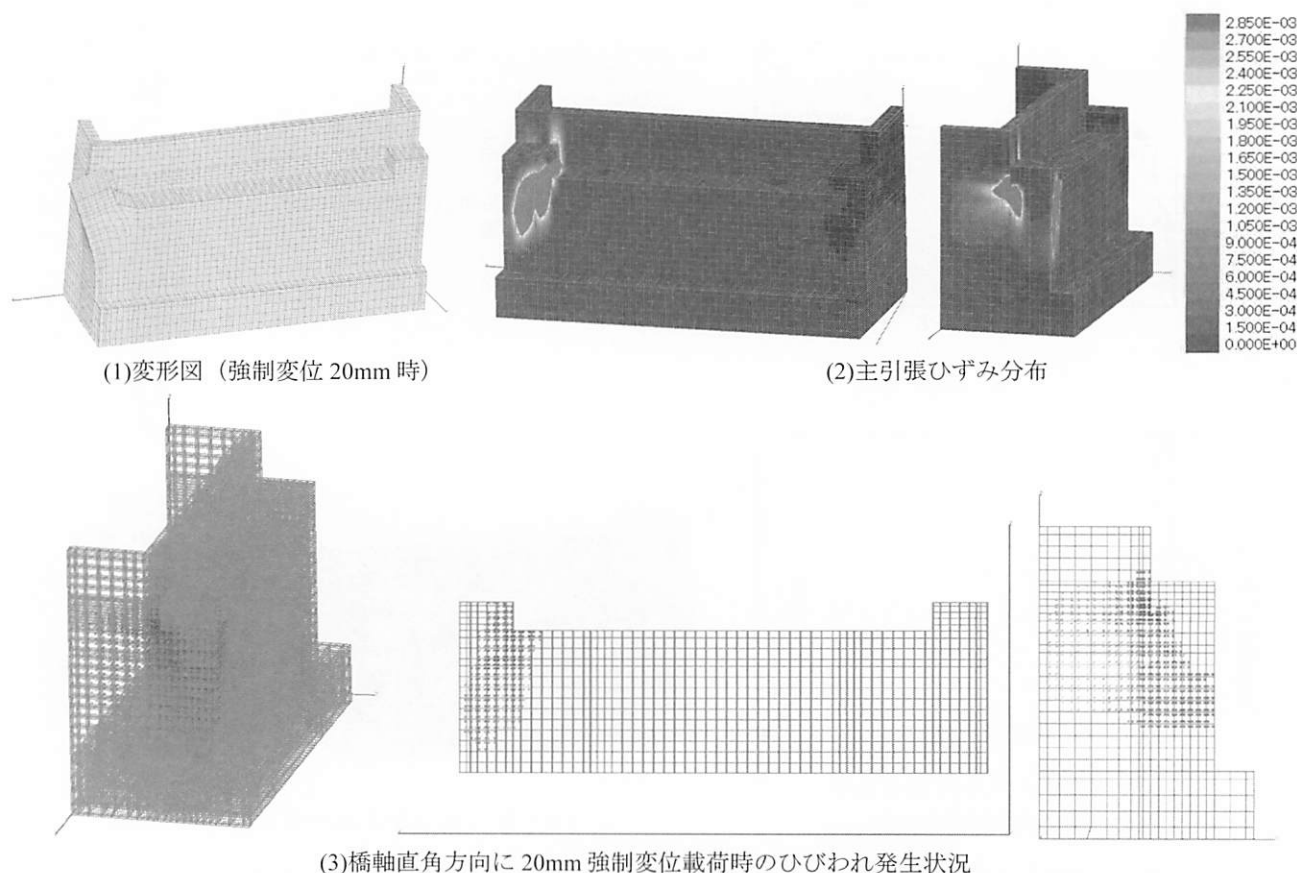


図-3 非線形3次元有限要素によって得られたサイドブロックと橋台の軸方向鉄筋平均ひずみ



(3)橋軸直角方向に 20mm 強制変位载荷時のひびわれ発生状況
図-4 3次元非線形有限要素モデルによる損傷の再現状況

(1.36mm) の値を示している。橋座部の水平耐力 1132.2kN は、洲浜橋設計当時の設計基準に橋座部の設計が規定されていなかったので十分な補強鉄筋が配置されていないため、コンクリートが負担する分が約 81%、補強鉄筋とみなせる鉄筋が負担する分が約 19% と小さい。橋座部の水平耐力 1132.2kN が解析より得られる橋台側軸方向鉄筋の平均ひずみが降伏ひずみに達する時の水平力 2022.2kN の約 56% と小さいのは、橋座部の水平耐力の算出式を作成する際に、式から得られる値が実験値の 1/1.5～1/2 程度の値となるように安全側に設定されている⁹⁾ からである。図には、水平力-水平変位関係より求めた初期剛性に対する接線剛性の比率の変化を示してある。図より、サイドブロック側軸方向鉄筋の平均ひずみが降伏ひずみ(1.36mm)に達した後、水平変位が約 4.0mm に達するまでは接線剛性の値も有意な値を示しているが、4mm 以降は接線剛性は非常に小さい値となり、水平変位も急増している。設計という観点からは、解析より得られる最大水平耐力 3337.1kN よりも、水平変位が急増し始める約 4.0mm 時点の水平力 3154.8kN を設計上の最大水平耐力とする方が適切である。

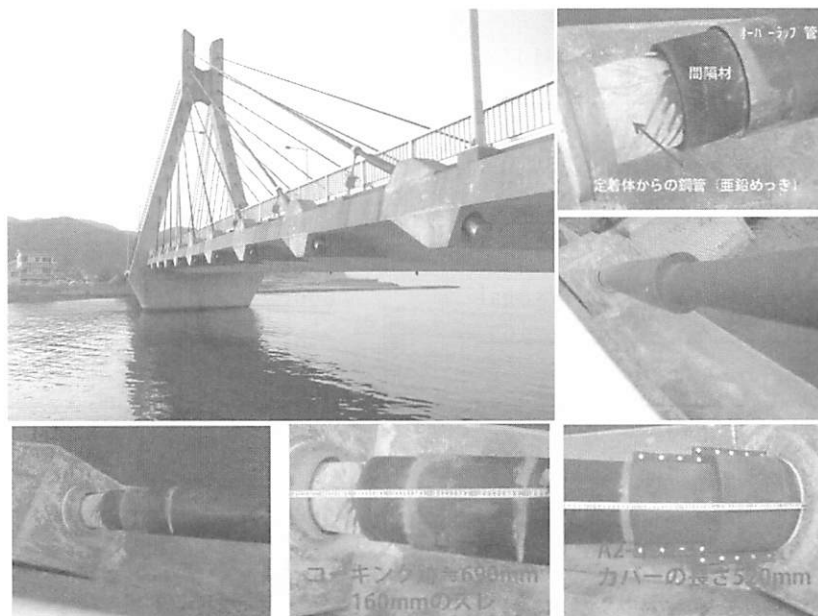
図-3 は、サイドブロック側と橋台側の軸方向鉄筋の平均ひずみと水平力の関係を示したものである。明らかに、橋台側に生じているひずみの方が大きいことがわかる。図-2 に示した引張主ひずみ分布も、サイドブロックと橋台頂部接合部から橋台躯体側に進展しており、洲浜橋のサイドブロックと橋台躯体

に生じたひびわれは、サイドブロックと橋台頂部の接合部を起点として生じ、橋台躯体に進展していったことがわかる。

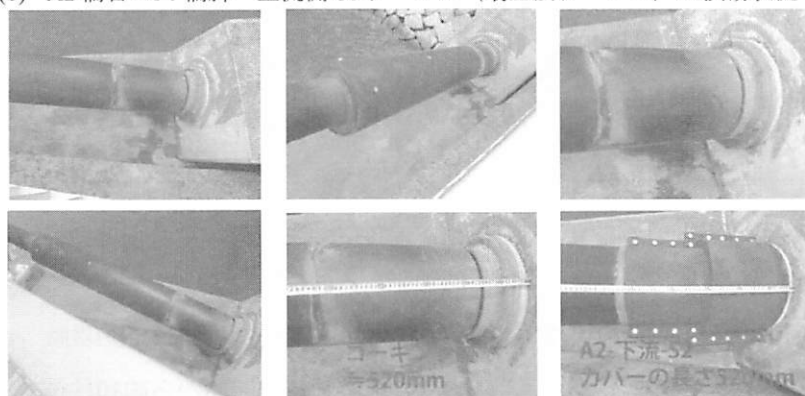
図-4 は、最大水平耐力時(9.8mm 载荷時)からさらに水平変位を漸増し、今回の解析で载荷した強制変位の最終時 3292.9kN、20mm (計算をここで止めている) の、変形とひびわれ分布および引張主ひずみ分布を示したものである。図より、ひびわれや引張主ひずみは写真-1 に示した実際に生じた損傷を概ね再現できていることがわかる。

3. 主桁側ケーブル定着点付近に生じた損傷と損傷発生時期

写真-2 は、主桁側のケーブル定着部付近に生じた損傷¹⁰⁾ である。保護カバーとオーバーラップ管のずれが生じている。コーキング位置のずれから推定される保護カバーのずれは、ケーブル 36 本中 14 本の主桁側で生じていた。洲浜橋のケーブルは、各径間の片側面に 9 本が配置されており、最上段のケーブルを S1 とし、順次、主塔頂部側から下に向かって S2、S3 というように昇順で呼称すると、最下段のケーブルは S9 となる。A1 橋台-P1 橋脚間上流側の S5、下流側 S1、S3、S4、S5、S6、S7、A2 橋台-P1 橋脚間上流側の S1、S4、S5、S6、S9、下流側の S3、S7 にコーキング位置のずれが確認されている¹⁰⁾。主桁側のケーブル定着部付近の損傷は、主塔位置を中心に非対称 (A1 橋台-P1 橋脚間は下流側、P1 橋脚-A2 橋台



(1) A2 橋台⇒P1 橋脚 上流側 S1 ケーブル（最上段ケーブル）の損傷状況



(2) A2 橋台⇒P1 橋脚 下流側 S1 ケーブル（最上段ケーブル）の損傷状況
写真-2 洲浜橋のケーブル定着部付近（桁側）に生じた損傷の一例¹⁰⁾

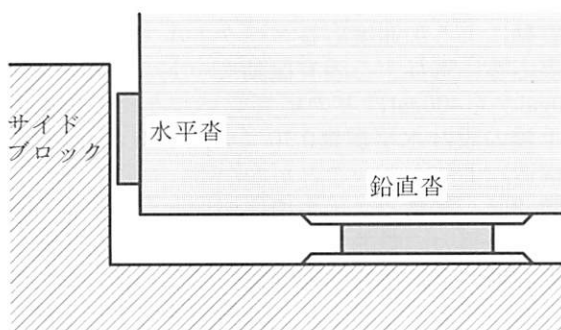


図-5 洲浜橋の橋台上の橋軸直角方向水平力分担構造の概要

間は上流側で損傷が大きい）に生じており、洲浜橋の構造特性に起因する振動特性⁴⁾と整合している。図-5に示すように、主桁とサイドブロックの間には、積層ゴム支承（クロロプレンG8ゴム厚16mm×3層=48mm、竣工図書では水平沓と呼称している）が緩衝材として設置されており、緩衝材と主桁間には遊間量7mmの自由空間がある。洲浜橋の橋軸直角方向の地震応答は、遊間量7mmに達するまでは、主塔橋脚位置で固定、両端部橋台上の積層ゴム系支承

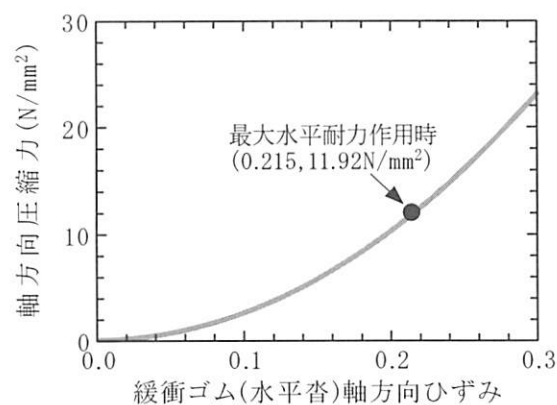


図-6 緩衝材（積層ゴム、水平沓）の軸方向の圧縮応力とひずみの関係¹¹⁾

（クロロプレンG8ゴム600mm×600mm×16mm×7層、竣工図書では鉛直沓と呼称している）による弾性固定として挙動し、主桁と緩衝材が接した後（接した側）は、弾性固定の剛性に緩衝材としての積層ゴムの軸方向剛性を並列ばねとして加えた水平方向（橋軸直角方向）剛性で挙動する。図-6は、緩衝材である積層ゴム支承の軸方向ひずみと軸方向圧縮応

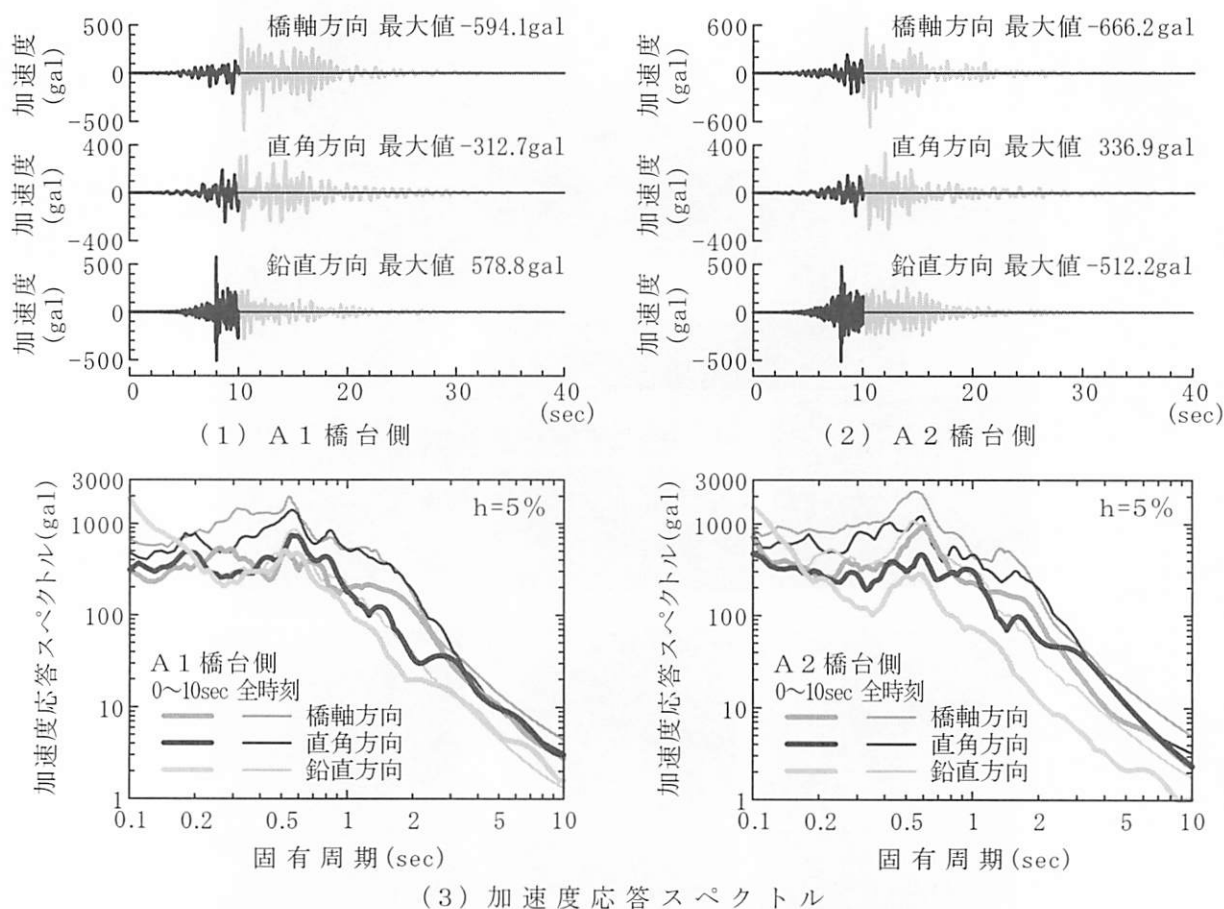


図-7 洲浜橋周辺地盤上で推定された2013年淡路島地震本震地震動

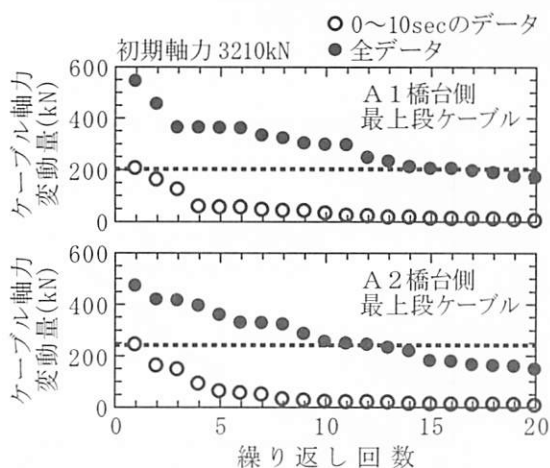


図-8 洲浜橋の最上段ケーブルにおける張力の動的変動成分の振幅レベルの繰返し回数

力度の関係¹⁾を示したものである。洲浜橋の緩衝材に生じる圧縮応力度とゴム支承の平面積を乗じて得られる軸方向力が図-2に示す最大水平耐力に達する時のひずみは21.5%である。主塔橋脚位置で固定、両端部橋台上の積層ゴム系支承による弾性固定としての動的解析モデルより得られた橋台頂部と主桁の橋軸直角方向相対水平変位が「7mm+緩衝材の21.5%軸方向ひずみに相当する変形」に達するのは、

地震動作用開始から約10秒後である。

図-7は、入力地震動³⁾の全継続時間と地震動作用開始から10秒間の地震動を用いて求めた加速度応答スペクトルである。地震動の作用開始から10秒間の地震動による加速度応答スペクトルでも、洲浜橋の地震応答に寄与する固有振動モードの周期帯域では、200galから400galほどの応答レベルを示しており、洲浜橋の設計水平震度0.30（上部構造）と0.24（下部構造）より大きいことがわかる。

図-8は、写真-2に示す損傷が大きかった最上段ケーブルの張力の動的変動量の絶対片振幅を大きい順に地震動の全継続時間と地震開始から10秒間で比較したものである。図より、地震開始から10秒間のケーブル張力の変動量は小さく、この地震応答では、ケーブルに写真-2に示すような損傷が生じるとは考えにくいことから、ケーブルの主桁定着部の損傷は、橋台上に設置されたサイドブロックが損傷し、橋軸直角方向の拘束が弱くなった後に生じたと予想される。

図-9は、主塔橋脚位置で固定、両端部橋台上の積層ゴム系支承による弾性固定としての動的解析モデルより得られた主桁端部の橋軸方向変位と橋軸直角方向変位およびそのリーサージュ図である。橋台上の両端部における橋軸直角方向の拘束が弱いと斜角を有するPC斜張橋としての3次元地震応答挙動がより

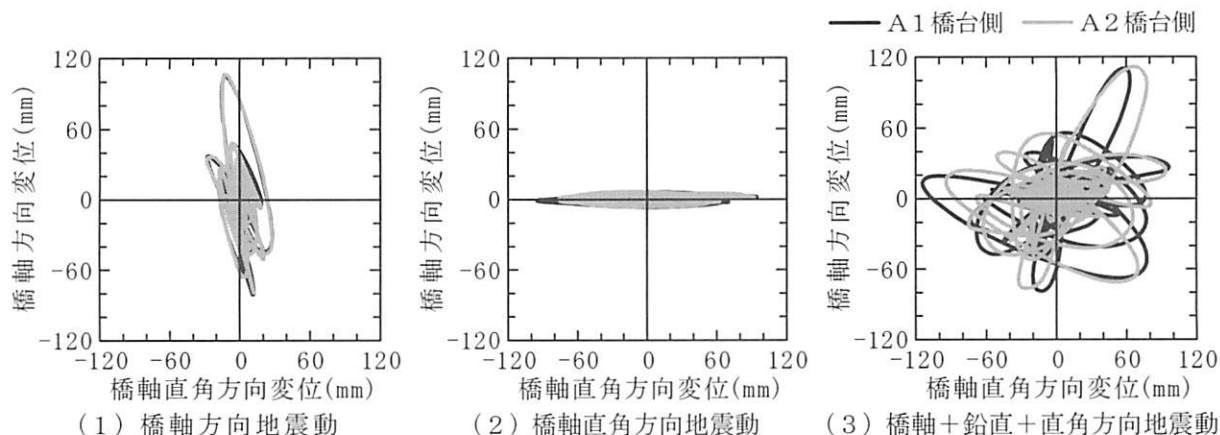


図-9 洲浜橋の橋台位置における橋軸直角方向の拘束を弱めた解析モデルによる桁端の地震応答変位

卓越することがわかる。

張橋のケーブル主桁定着点付近に損傷が生じた予想される。

4. まとめ

洲浜橋の橋台上に設置されたサイドブロックと橋台躯体に生じたひびわれをRC構造を対象とした非線形3次元有限要素を用いることによってその損傷を概ね再現できることを確認した。

非線形3次元有限要素から得られた最大水平耐力と遊間量およびサイドブロックに設置された緩衝材（積層ゴム）の軸方向面圧のひずみ硬化特性より、サイドブロックと橋台頂部の接合部にひびわれが生じたのは、地震開始から約10秒後で、ケーブルの主桁定着部に損傷が生じたのはサイドブロックと橋台にひびわれが生じたために、両端部の橋軸直角方向の拘束が弱くなった後と考えられた。表-1は、上述の洲浜橋の2013年淡路島地震での損傷過程を整理したものである。図-10は、入力地震動と地震応答のフーリエスペクトルを地震動の全継続時間と、地震動開始から10秒まで比較したものである。地震応答としての主要動は、サイドブロックにひびわれが生じたことによって、両端部橋台位置での橋軸直角方向の拘束が弱まった後に起きており、その結果、斜

謝辞：洲浜橋ケーブルの主桁定着部の損傷状況は、FKK極東鋼弦コンクリート振興（株）の自主調査によるものである。貴重な情報を提供して頂いたことに、ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 森伸一郎：2013年淡路島地震における洲浜橋（斜張橋）の地震被害と被害メカニズム想定，土木学会第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.51-58，2013.
- 2) 山田雅行，伊藤佳洋，秦吉弥，森伸一郎，Ratna Twayana Prasad：2013年淡路島地震で被災した洲浜橋周辺における地盤振動特性評価とS波速度構造の推定，土木学会第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.59-62，2013.
- 3) 秦吉弥，山田雅行，森伸一郎，矢部正明：2013年淡路島地震で被災した洲浜橋での余震観測と地震動の推定，土木学会第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.63-70，2013.
- 4) 矢部正明，森伸一郎：洲浜橋（斜張橋）の動的解析による2013年淡路島地震における応答評価，土木学会第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.71-78，2013.
- 5) 堺淳一，中尾尚史，星隈順一：PC 斜張橋の地震応答特性に関する一検討，土木学会第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.13-20，2013.
- 6) 岡村甫，前川宏一著：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.
- 7) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON Press, 2003.
- 8) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，8.6橋座部の設計，丸善出版，pp.213-241，2014.
- 9) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，参考資料2.橋座部の水平耐力の評価手法，丸善出版，pp.530-534，1995.，中野正則，福井次郎，

表-1 洲浜橋に生じた損傷の発生過程の推定

時間 (順番)	損 傷 事 象
5～6秒	橋台位置においてサイドブロックと水平沓・桁間の遊間量7mmがなくなり，サイドブロックと水平沓・桁が接触。
6～7秒	水平沓が軸方向（橋軸直角方向）に圧縮されて，面圧が上昇し，水平沓（ゴム）の軸方向剛性に硬化型ばねの特性が顕著に現れる。
7～ (10秒)	サイドブロックと橋台頂部の境界部（橋座面）にひび割れが生じ・進展。
(10秒)～	1) 両側の橋台位置において橋軸直角方向の拘束度が大きく低下したため，橋軸方向と橋軸直角方向の地震応答の連成度合いがより強い複雑な地震応答となる。 2) 桁側のケーブル定着部におけるオーバーラップ菅のズレの発生。

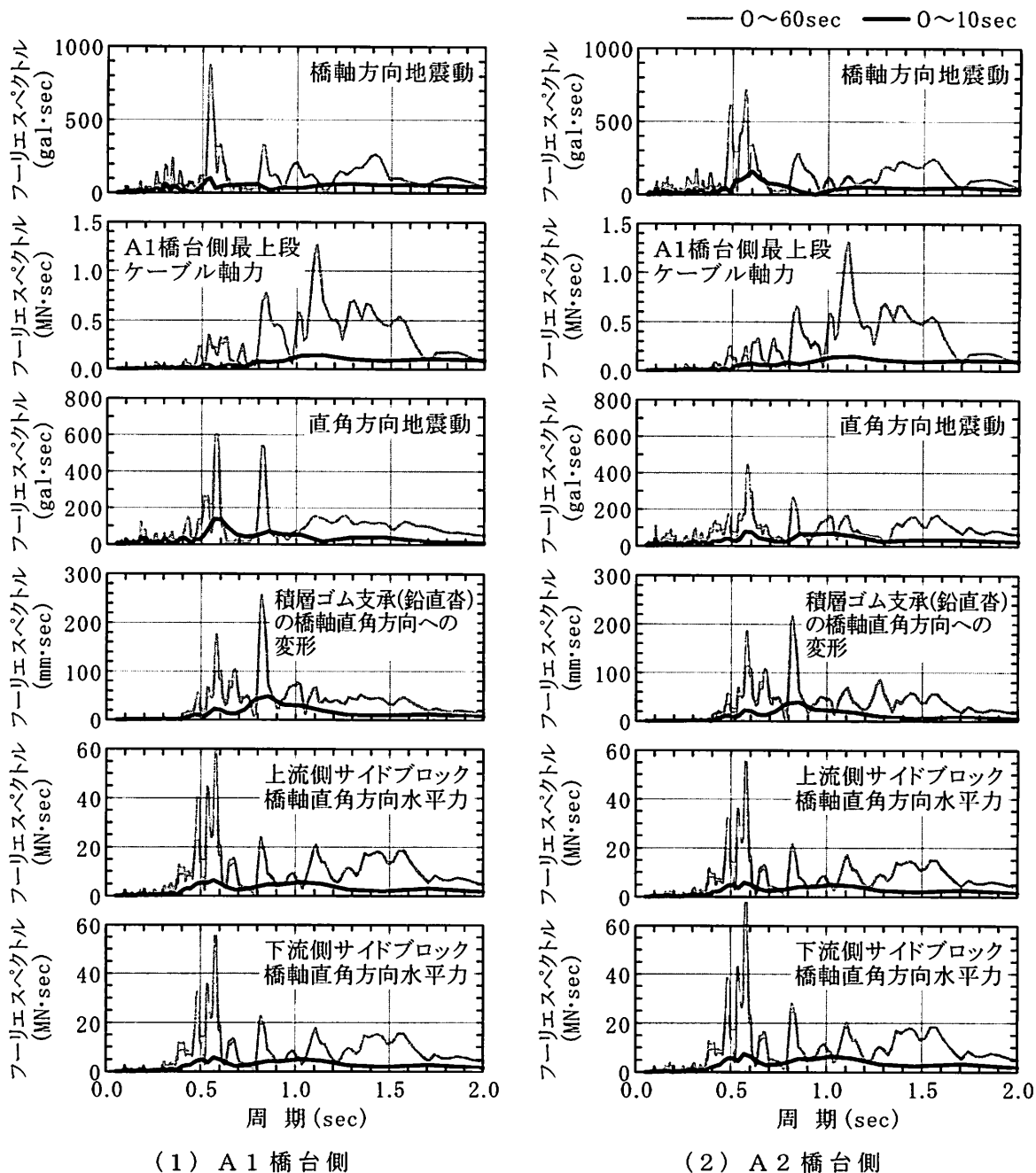


図-10 2013年淡路島地震による洲浜橋周辺地盤上とPC斜張橋の地震応答レベルの時間的变化

七澤利明, 大野了: 土木研究所資料第3497号, 橋座部の水平耐力の評価に関する研究, 1997.

10) FKK極東鋼弦コンクリート振興(株): 洲本大橋(現: 洲浜橋)現地調査報告, 2013.

11) 潤田久也, 川島一彦, 庄司学, 須藤千秋: 高面圧を

受ける直方体ゴム製耐震緩衝装置の圧縮特性の推定法に関する研究, 土木学会論文集, No.661, 1-53, pp.71-83, 2000.