

耐力階層化鉄筋を用いた損傷制御による断層変位対策の 有効性に関する解析的検討

横澤 直人¹・河原井 耕介²・中尾 尚史³・大住 道生⁴

¹正会員 修(工) 国立研究開発法人土木研究所 橋梁構造研究グループ 研究員
(現 国立研究開発法人土木研究所 道路技術研究グループ 研究員)

(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 修(工) 国立研究開発法人土木研究所 橋梁構造研究グループ 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

³正会員 博(工) 国立研究開発法人土木研究所 橋梁構造研究グループ 専門研究員
(現 国立舞鶴工業高等専門学校 建設システム工学科 講師)

(〒625-8511 京都府舞鶴市宇白屋234番地)

⁴正会員 博(工) 国立研究開発法人土木研究所 橋梁構造研究グループ 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

1. 研究の背景及び目的

平成29年に改訂された道路橋示方書（以下「道示」という。）V編¹において、橋の耐震設計にあたっては、断層変位の影響を受けないよう架橋位置又は橋の形式の選定を行うことを標準として、やむを得ず影響を受ける場合には、少なくとも致命的な被害が生じにくくなるような構造とする等の対策を講じることが規定されている。これまでも、断層をまたぐ位置に架橋する道路橋において、断層変位対策を行った事例はある²⁾⁴⁾が、断層位置や断層変位量の推定には高い不確実性が伴うため、一般的に適用できる断層変位対策は確立していない。

断層変位のように不確実性の高い作用は、ある外力を設定して照査をする一般的な耐震設計の枠組みでは扱うことができない。そのため、不確実性の高い作用に対しては、橋が崩壊に至るまでのシナリオを想定し、損傷する部材を制御することで、より被害の小さい橋の損傷モードに転換することが有効であると考えられる⁵⁾。

筆者らは、レベル2地震動に対しては橋脚基部が塑性化し、エネルギーを吸収することで地震動に耐えるが、それを超える地震動に対しては支承部に損傷を誘導することを想定し、図-1に示す耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚構造を検討してきた⁶⁾⁷⁾。耐力階層化鉄筋は、軸方向鉄筋とは別に配置され、柱

基部及びフーチング内部で付着を切り、下端の支圧板に遊間を設けた構造となっている。耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚は、限界状態2までは通常のRC橋脚と同様の耐荷機構で抵抗するが、限界状態2を超えると、耐力階層化鉄筋が作動を開始し、限界状態3に至るまでに、橋脚耐力が増加する。支承耐力を耐力階層化鉄筋が作動していない状態の橋脚耐力よりも大きく、かつ、耐力階層化鉄筋による耐力増加が完了した状態の橋脚耐力よりも小さく設定することで、支承に損傷を誘導することが可能になる。

現行基準¹に基づいて設計された橋には安全余裕が見込まれているため、小規模な断層変位に対しては橋脚が耐荷力を完全には失わない状態に留まる可能性もあるが、大規模な断層変位が生じた場合には、橋脚の倒壊や上部構造の落下等、致命的な被害が生じる恐れがある。一方、橋脚の倒壊に先立って支承部に損傷を誘導することができれば、支承部の損傷以降、橋脚に対して上部構造から作用する水平力が増加しなくなる。また、桁かかり長を十分確保することで上部構造の落下を抑止するとともに、万一上部構造が落下した場合でも、橋脚が倒壊していなければ、比較的早期に復旧できることが期待される。

筆者らは、これまでに設計地震動を超過する地震動が作用する場合を想定して耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚の検討を行ってきた⁶⁾⁷⁾。一方、耐力階層化鉄筋を用いた構造は、地震動だけではなく、断層

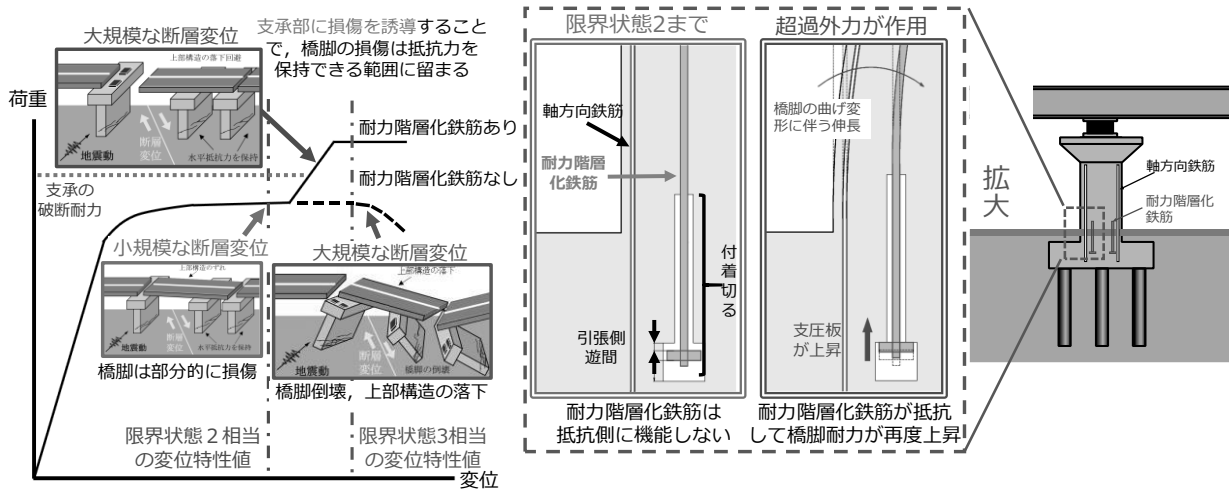


図-1 耐力階層化鉄筋による損傷制御

変位に対しても有効であると考えられる。そこで、本研究では、橋が断層をまたぐ場合を想定し、断層変位に対する耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚構造の有効性を解析的に検討することを目的とする。

2. 解析方法

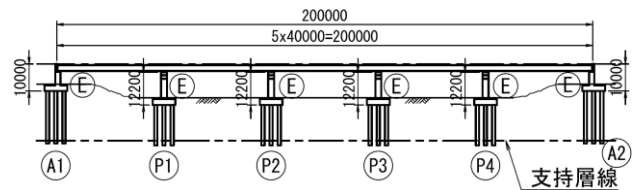
(1) 解析条件

本研究では「道路橋の耐震設計に関する資料」⁸⁾に示される鋼5径間連続桁橋(図-2)を基として、橋脚に耐力階層化鉄筋を適用した橋梁を対象に解析を行った。モデル化にあたっては、実挙動も評価できるように、上部構造とパラペットの衝突、パラペットの破壊及び橋台背面土の影響等を考慮した。解析は地震動が作用している間に断層変位が生じた場合の動的応答を評価することを目的に、時刻歴応答解析を行った。解析ソフトウェアはTDAPIIIを使用し、計算法はNewmark β 法($\beta=1/4$)による非線形動的解析とし、反復条件は残差ノルムが 1.0×10^{-6} 以下又は反復回数が200回までとした。

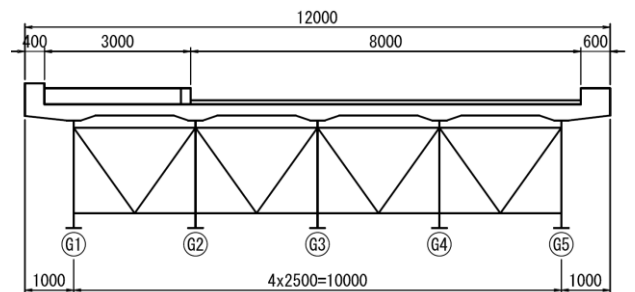
本研究では、早期復旧の観点から、支承部のうち、支承アンカーボルトに損傷を誘導することとし、橋脚の応答が限界状態2を超えて限界状態3に至らないまでの間に支承アンカーボルトが破断するように支承アンカーボルト及び橋脚の耐力比を設定した。耐力比は、既往の荷重実験から求めた支承アンカーボルト及び橋脚の耐力のばらつきを考慮して、文献6)に準じて、支承アンカーボルト耐力が限界状態2における橋脚耐力の1.15倍以上であり、かつ、耐力階層化鉄筋による耐力増加後の橋脚耐力が支承アンカーボルト耐力の1.15倍以上となるように設定した。このような耐力比を実現するために、事前にプッシュオーバー解析(以下「事前解析」という。)を行

い、耐力階層化鉄筋及び支承アンカーボルトの諸元を決定した。

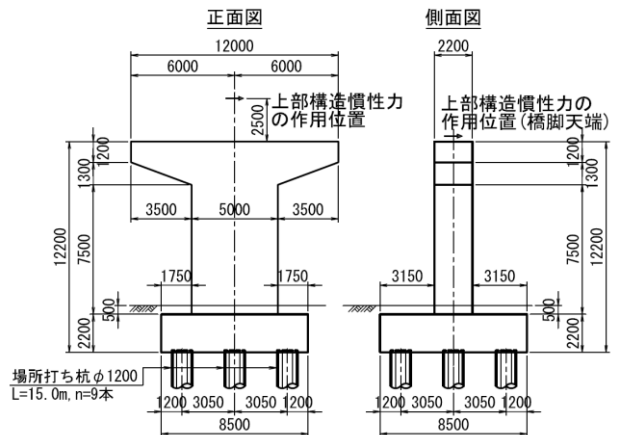
なお、対象橋梁の柱寸法では、橋軸直角方向の橋脚耐力が支承アンカーボルトの破断耐力よりも大きいことから、耐力階層化の対象とはしていない。



(a) 橋梁全体の側面図



(b) 上部構造の断面図



(c) 下部構造の正面図及び側面図

図-2 対象橋梁一般図

(2) 上部構造のモデル化

上部構造は、文献8)に示される図-2(b)及び表-1の断面諸元を基に、1本の線形はり要素としてモデル化し、支間を2分割するように節点を設定した。1橋脚あたりの上部構造死荷重は、文献9)に示される実測値と設計値の割合の平均値を設計値から算出される重量に適用し、実荷重として7262kNを採用した。

(3) 橋脚のモデル化

橋脚は、文献8)に示される橋脚を基に、現行基準¹⁾で地震時保有水平耐力法による照査を満足するように、軸方向鉄筋はD35 (SD345)、帯鉄筋はD22 (SD345)に鉄筋の径及び材質を変更し(図-3)、コンクリートの設計強度は24N/mm²とした。

塑性ヒンジ領域は、道示V編¹⁾に基づくM-φ関係(武田モデル)を設定した非線形はり要素でモデル化し、それ以外は線形はり要素でモデル化した(図-4(a)、表-2)。塑性ヒンジ領域のモデル化にあたり、材料特性は文献10)に基づき、表-3に示す実測値と設計値の平均値を用いて推定した実強度を用いた。

橋脚の橋軸方向の耐力は、耐力階層化鉄筋の作動前が7301kN、作動後が10575kN、橋軸直角方向の耐力が16155kNであった。

(4) 耐力階層化鉄筋のモデル化

耐力階層化鉄筋は、D51 (SD490)を使用し、橋

表-1 上部構造諸元

項目	諸元
上部構造重量	30790kN
慣性力作用高さ(橋軸方向)	0m
慣性力作用高さ(橋軸直角方向)	2.5m
ヤング係数	2×10 ⁵ N/mm ²
せん断弾性係数	7.69×10 ⁴ N/mm ²
断面積	0.5880m ²
橋軸方向断面2次モーメント	0.1883m ⁴
橋軸直角方向断面2次モーメント	7.1713m ⁴
ねじり定数	0.0069m ⁴

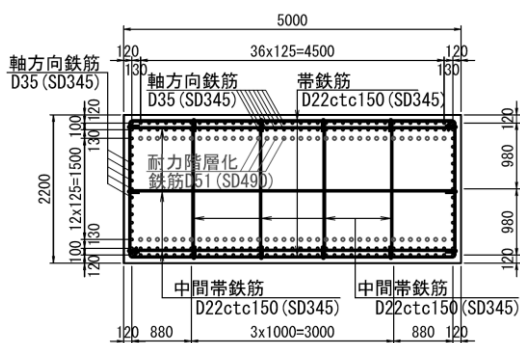


図-3 橋脚の寸法及び配筋⁸⁾

軸方向に対して、柱軸方向鉄筋に合わせて図-3のように配置し、塑性ヒンジ領域(柱基部から804.4mmの区間)で作用するものとして非線形ばね要素で1本ずつモデル化した。モデル化にあたっては、図-4(b)に示すように、耐力階層化鉄筋の荷重変位関係を表す非線形ばね要素(修正M-Pモデル¹¹⁾)並びに遊間を設け、かつ圧縮荷重を負担しないような荷重変位関係を与えた非線形ばね要素(以下「トリガー要素」という。)を直列に配置した(図-5)。トリガー要素は、耐力階層化鉄筋の下端部に配置した二重節点を結ぶ要素として遊間をモデル化した。トリ

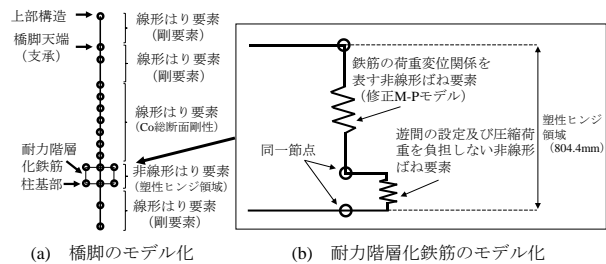


図-4 橋脚及び耐力階層化鉄筋のモデル化

表-2 橋脚の各要素の設定値

項目	設定値
非線形はり要素(武田モデル)	
初降伏時曲げモーメント	64893.8kN・m
初降伏時曲率	1.45×10 ⁻³ /m
線形はり要素	
ヤング係数	2.5×10 ⁴ N/mm ²
せん断弾性係数	1.09×10 ⁴ N/mm ²
断面積	11.0m ²
橋軸方向断面2次モーメント	4.4367m ⁴
橋軸直角方向断面2次モーメント	22.9167m ⁴
ねじり定数	12.840m ⁴

表-3 材料特性¹⁰⁾

項目	実測値/設計値	推定強度
鉄筋ヤング率	0.9529	19100N/mm ²
鉄筋降伏強度	1.14	393N/mm ²
Co.圧縮強度	1.26	30.2N/mm ²

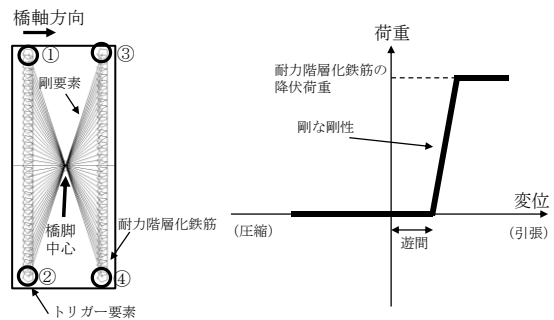


図-5 着目する耐力階層化鉄筋のトリガー要素

注) 図中①~④は表-8の要素①~要素④に対応している。

ガー要素の作動は、耐力階層化鉄筋の作動に対応している。また、事前解析の結果から、限界状態2以降に耐力階層化鉄筋が作動するように、遊間長は12.8mmに設定した。

(5) 支承部のモデル化

支承は、文献8)に基づき、全支点積層ゴム支承とした。支承条件は、橋台部の支承では橋軸方向を弾性、橋軸直角方向及び鉛直方向を固定に、橋脚部の支承では橋軸方向及び橋軸直角方向を弾性、鉛直方向を固定とした。積層ゴム支承は、図-6に示すとおり、支承アンカーボルト破断後にベースプレートと沓座モルタル間の摩擦力のみ負担するように、非線形ばね要素を用いてモデル化した。ベースプレートと沓座モルタル間の動摩擦係数は0.56⁶⁾と設定した。

橋台及び橋脚上の積層ゴム支承の諸元は、文献8)と同様の諸元としており、1基あたりのせん断剛性は、橋台上の支承の場合は1672kN/m、橋脚上の場合には4817kN/mと設定し、1支承線の支承数を合計した値を支承アンカーボルトの破断耐力とした。

支承ばねは、橋軸方向と橋軸直角方向に独立して設定しており、橋軸方向及び橋軸直角方向でアンカーボルトの破断は連動しない。

支承アンカーボルトの破断耐力が限界状態2における橋脚耐力の1.15倍以上となるように、事前解析の結果から、表-4のとおり支承アンカーボルトの諸元を決定した。

(6) 橋台のモデル化

橋台躯体及びパラペットの諸元を表-5に示す。橋台躯体の断面寸法及びコンクリートのヤング係数は、

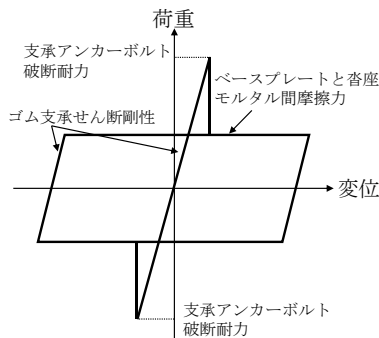


図-6 支承のモデル化

表-4 支承アンカーボルトの諸元

項目	橋脚	橋台
アンカーボルト径	42mm	28mm
アンカーボルト本数	4本	6本
実せん断強度	330N/mm ²	330N/mm ²
アンカーボルト破断耐力	9144kN	6096kN

文献8)に記載されている曲げ剛性から推定し、コンクリートのせん断弾性係数は道示III編¹²⁾に基づいて算出した。パラペットの断面高は文献8)と同様の値を使用し、断面幅は橋台躯体と同じ値とした。橋台躯体及びパラペットは、線形ばね要素としてモデル化した。

計算上、桁の衝突に伴う曲げ破壊がせん断破壊に先行するため、パラペット基部は図-7のように非線形ばね要素（以下「曲げ破壊ばね」という。）を設定した。曲げ破壊ばねは二重節点ばねとして、基部にM-θばねを設定し、桁がパラペットに衝突する方向のみに非線形特性（履歴吸収なし）を設定した。

背面土ばねは、文献13)を基に、N値=15、粘着力c=0、せん断抵抗角φ=30°、単位体積重量γ=18kN/m³と仮定し、図-8に示すように、引張側には抵抗せず圧縮側のみ履歴吸収を描く非線形ばね要素でモデル化した。ばねの初期剛性及び地盤反力の上限值は、表-6に示すように、深さごとに算出した。

また、上部構造及び橋台の衝突を考慮するために、資料8),13)に基づき、初期遊間250mmを有する衝突ばね（ばね剛性1176×10⁴kN/m）を設定した。

表-5 橋台躯体及びパラペットの諸元

項目	橋台躯体	パラペット
断面高	2.0m	0.6m
断面幅	12.0m	12.0m
高さ	5.1m	2.9m
Co.ヤング係数	23500N/mm ²	23500N/mm ²
Co.せん断弾性係数	10200N/mm ²	10200N/mm ²

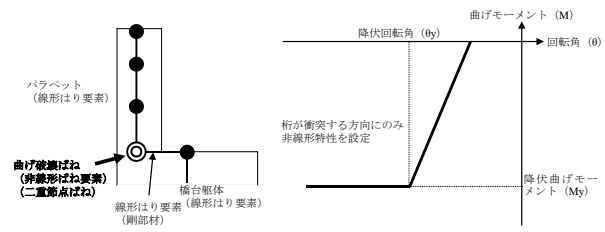


図-7 パラペット破壊ばねのモデル化

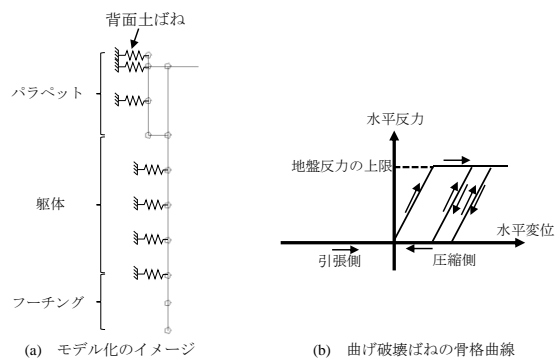


図-8 背面土ばねのモデル化

(7) 基礎のモデル化

基礎-地盤の抵抗は集約ばねでモデル化し、図-9に示すように、基礎の重心位置に連成項を0とした線形ばねを設置した。なお、基礎の集約ばね及びフーチング下面は剛はり要素で接続し、フーチングも剛はり要素でモデル化した。

(8) 減衰の設定

全体系モデルから橋脚及び支承以外の各非線形ばねを除いたモデルに対して固有値解析を行い、橋軸方向及び橋軸直角方向の主要モードに対してRayleigh型減衰を設定した。なお、橋脚の質量及び塑性ヒンジの減衰を考慮した場合、橋脚降伏時の剛性の急変等によって過大な減衰力が生じ、橋脚及び支承の水平荷重が一致しないことが確認されたため、本検討では、橋脚の質量及び塑性ヒンジ部の減衰を考慮しないこととした。

(9) 耐力階層化結果

以上のような条件で作成した解析モデルの橋脚の水平耐力及び支承アンカーボルトの破断耐力を表-7に示す。橋軸方向について、支承アンカーボルト耐力が限界状態2における橋脚耐力の1.25倍、耐力階

表-6 深さごとの背面土ばね諸元

深度	ばねの初期剛性	地盤反力の上限值
0.000m	$4.92 \times 10^4 \text{ kN/m}$	0kN
0.400m	$2.03 \times 10^5 \text{ kN/m}$	248kN
1.650m	$4.64 \times 10^5 \text{ kN/m}$	2514kN
4.175m	$4.67 \times 10^5 \text{ kN/m}$	7045kN
5.450m	$3.14 \times 10^5 \text{ kN/m}$	6457kN
6.725m	$3.14 \times 10^5 \text{ kN/m}$	8308kN
8.000m	$1.57 \times 10^5 \text{ kN/m}$	5148kN

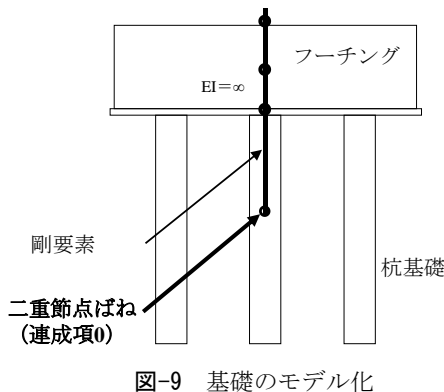


図-9 基礎のモデル化

表-7 橋脚の水平耐力及び支承アンカーボルト破断耐力

	橋脚耐力 (限界状態2)	支承アンカーボ ルト破断耐力	橋脚耐力 (増加後)
橋軸方向	7301kN	9144kN	10575kN
橋軸直角方向	16155kN	6096kN	-

層化鉄筋による耐力増加後の橋脚耐力が支承アンカーボルト耐力の1.16倍となっており、2.(1)で述べた解析条件を満足していることが確認された。

橋軸直角方向については、耐力階層化の対象としていないため、耐力階層化鉄筋による橋脚耐力の変化はない。また、支承アンカーボルトの破断耐力よりも橋脚耐力の方が大きくなっている。

3. 入力条件

(1) 断層変位の影響を含む地震動の考え方

本研究では、地震動及び断層変位による変位波形を合成した変位波形を作成し、これを基礎構造に絶対変位として入力した。

地震動による変位波形は、道示V編¹⁾に規定されるII種地盤レベル2地震動(タイプII)1波目の加速度波形をフーリエ変換し、周波数領域で2回積分した後、ノイズ処理として0.1Hz以下及び20Hz以上の周波数領域を除去することで作成した。

2016年熊本地震における観測結果(西原村小森)を参考に断層変位の変位速度は2m/s、変位量は3mと設定した。既往の報告¹⁴⁾では、西原村小森での速度波形では最大2.6m/sが確認されるが、これは振動成分も含まれるため、断層変位速度としては2m/sと仮定した。断層変位による変位波形は、地震動による変位波形の最大値が生じる時刻(5.59秒)に断層変位が終了するように、4.09秒から5.59秒の間に断層変位が作用するように設定した。

(2) 断層位置及び入力する変位波形

図-10に示すように、P1橋脚及びP2橋脚間に断層走向が橋軸方向に対して45度方向に位置する右横ずれ断層を想定し、A1橋台及びP1橋脚には地震動による変位波形を、P2橋脚からA2橋台には地震動及び断層変位による変位波形を入力した。その際、図-11に示すように、元の変位波

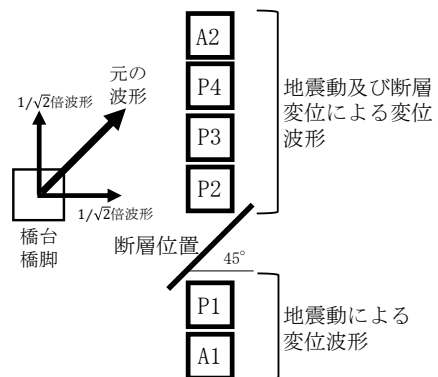


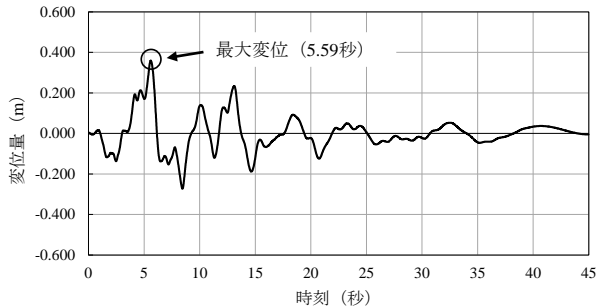
図-10 断層変位の位置

形を $1/\sqrt{2}$ 倍した波形を橋軸方向及び橋軸直角方向に入力した。

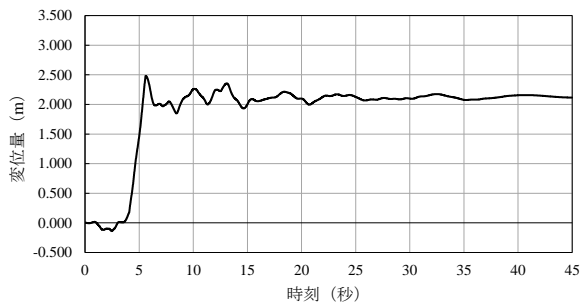
4. 解析結果

(1) 橋脚の荷重変位関係

図-12に橋脚の橋軸方向の荷重変位関係を示す。断層変位が作用する前（0秒から4.09秒）は、全ての橋脚は弾性域で応答した。断層変位が作用している間（4.09秒から5.59秒）では、P2橋脚からP4橋脚



(a) A1橋台及びP1橋脚に入力する変位波形



(b) P2橋脚～A2橋台に入力する変位波形

図-11 入力変位波形（橋軸方向・橋軸直角方向共通）

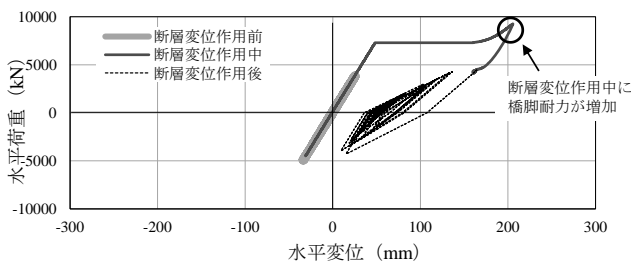
は弾性域で応答したが、P1橋脚は正側（A1橋台から見てA2橋台側）で降伏し、耐力階層化鉄筋による橋脚耐力の増加が確認された。一方、断層変位が作用した後（5.59秒から44秒）では、P1橋脚は降伏荷重には達しないが、P2橋脚からP4橋脚は正負両側で降伏し、正側で耐力階層化鉄筋による橋脚耐力の増加が確認された。なお、P2橋脚からP4橋脚に作用する最大水平荷重が、2.(9)で示した支承アンカーボルトの破断耐力よりも小さくなっており、支承アンカーボルトの破断には至らなかった。また、橋軸直角方向については、全ての橋脚が弾性域で応答した。

(2) 上部構造及び橋脚天端間の相対変位

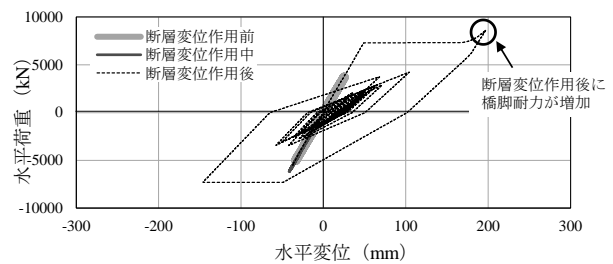
断層変位が作用する前後に着目して、上部構造及び橋脚天端間における橋軸方向の相対変位の時刻歴応答を図-13に、橋軸直角方向の相対変位の時刻歴応答を図-14に示す。なお、図-13においては、A2橋台側への移動が正方向、図-14においては、A1橋台からA2橋台の向きを基準として右側への移動が正方向である。また、橋軸直角方向の相対変位についてA1橋台及びA2橋台の支承条件は固定と設定されているため、相対変位は常に0である。

橋軸方向では、断層変位の作用開始後に、A1橋台及びP1橋脚がA2橋台側に移動したが、P2橋脚～P4橋脚には大きな変位は見られず、ほとんど同様の応答を示した。これは、A1橋台及びP1橋脚の支承とP2橋脚～P4橋脚の支承を並列ばねとした時に、P2橋脚～P4橋脚の方が剛性が大きいと考えられる。

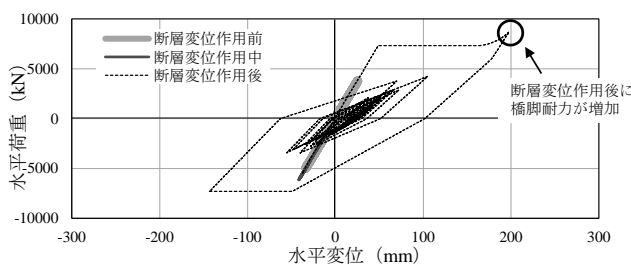
一方、橋軸直角方向では、断層近傍のP1橋脚及びP2橋脚で変位量が大きく、断層から離れるにしたが



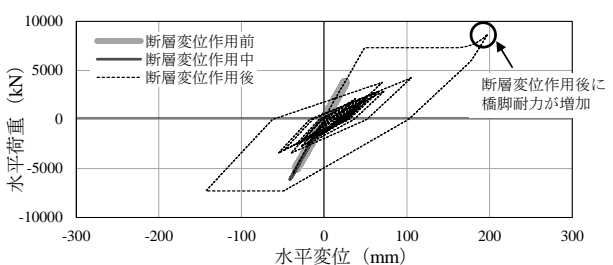
(a) P1橋脚



(b) P2橋脚



(c) P3橋脚



(d) P4橋脚

図-12 橋軸方向の橋脚の荷重変位関係

って変位量が小さくなっている。また、断層位置を境に、P1橋脚及びP2橋脚～P4橋脚の変位方向が反対になっている。

橋軸方向及び橋軸直角方向ともに、断層変位が終了した6秒付近で相対変位量が極大値に達している。図-11に示す入力波形では、断層変位が終了する5.59秒から変位波形の勾配が負方向に変化している。上部構造及び橋脚はゴム支承で接続されており、上部構造は橋脚よりも変位の位相が遅れたことが原因となり、約6秒で相対変位量の極大値に達したと考えられる。

(3) ゴム支承反力

ゴム支承反力の時刻歴応答について、橋軸方向の応答を図-15に、橋軸直角方向の応答を図-16に示す。

断層変位が作用する間（4.09秒から5.59秒）に、橋軸方向では、P1橋脚及びA1橋台において、橋軸直角方向では、P1橋脚及びP2橋脚の支承反力が支承アンカーボルトの破断耐力に達した。P1橋脚の支承アンカーボルトの破断時刻が橋軸方向と橋軸直角方向とで異なっているのは、2.(5)で述べたとおり、支承ばねを橋軸方向及び橋軸直角方向で独立して設定しているためである。

断層変位終了後には、橋軸方向のP2橋脚、P3橋脚、P4橋脚及びA2橋台において、橋軸直角方向のP3橋脚及びP4橋脚において支承反力の増加が生じ、

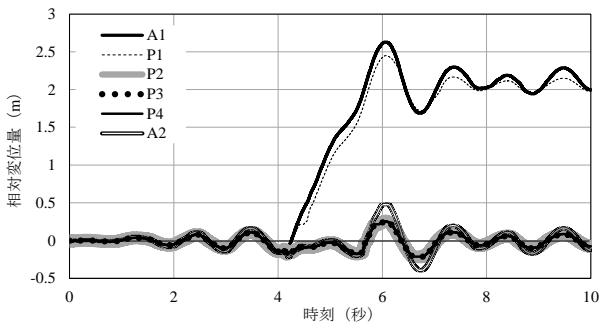


図-13 橋軸方向の相対変位量の時刻歴応答

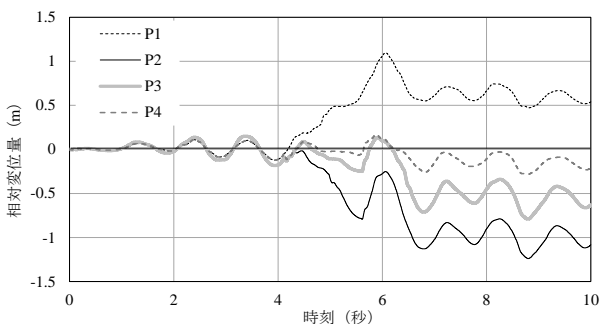


図-14 橋軸直角方向の相対変位量の時刻歴応答

橋軸直角方向のP3橋脚で支承アンカーボルトの破断耐力に達した。支承反力が増加したのは、上部構造及び橋脚の変位に位相差が生じることで相対変位量が増大し、ゴム支承反力が増大したためと考えられる。また、P3橋脚で支承アンカーボルトの破断耐力に達したのは、P1橋脚及びP2橋脚の支承アンカーボルトが破断し、P3橋脚の支承アンカーボルトが負担する荷重が増大したことが原因であると考えられる。

(4) 耐力階層化鉄筋による損傷誘導結果の確認

図-5に示す橋脚の四隅に位置する耐力階層化鉄筋のトリガー要素の最大荷重作用時刻及び支承アンカーボルトの破断時刻を表-8に示す。橋軸方向について

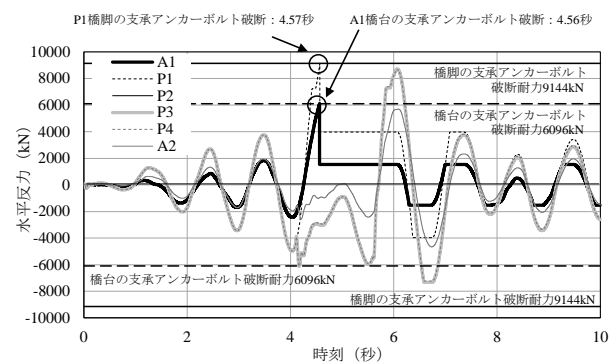


図-15 橋軸方向の支承反力の時刻歴応答

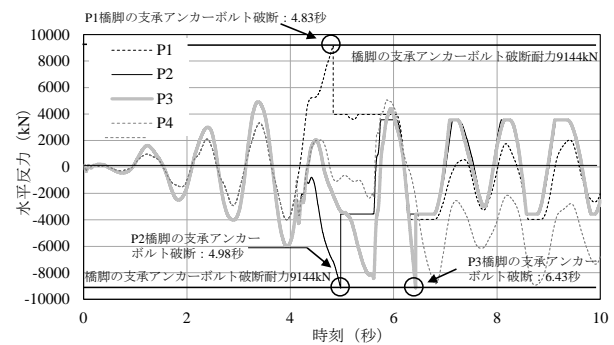


図-16 橋軸直角方向の支承反力の時刻歴応答

表-8 トリガー要素の最大荷重作用時刻

橋脚	耐力階層化鉄筋のトリガー要素における最大荷重作用時刻				支承アンカーボルト破断時刻	
	要素①	要素②	要素③	要素④	橋軸方向	橋軸直角方向
P1	-	-	4.57秒	4.57秒	4.57秒	4.83秒
P2	-	-	6.15秒	6.06秒	×	4.98秒
P3	-	-	6.11秒	6.04秒	×	6.43秒
P4	6.76秒	-	6.12秒	6.04秒	×	×

注) 「-」は耐力階層化鉄筋が作動しなかったことを、「×」は支承アンカーボルトが破断しなかったことを示す。

て、P1橋脚では、トリガー要素の最大荷重作用時刻に支承アンカーボルトの破断耐力に達しており、断層変位によって橋脚が限界状態2を超え、耐力階層化鉄筋が作動している間に支承部が損傷しており、想定したシナリオに誘導出来ている。また、P2橋脚～P4橋脚では、耐力階層化鉄筋によって橋脚耐力が増加したが、水平荷重が支承アンカーボルトの破断耐力には達しなかった。

なお、今回作成した解析モデルでは、柱幅の大きい橋軸直角方向に対しては、耐力階層化鉄筋による損傷制御の対象としておらず、耐力階層化鉄筋の作動と支承アンカーボルトの破断は連動していない。

5. 結論

本研究では、断層変位に対する耐力階層化鉄筋を用いた構造の適用性について、解析的検討を行った。断層変位を模擬した入力に対する解析を行った結果、耐力階層化鉄筋によって橋脚耐力が増加している間に支承アンカーボルトが破断しており、断層変位に対して、設計で意図していた挙動を示した。また、断層近傍の橋脚の支承から順番に損傷することが確認された。

一方、実際の設計では断層の位置や変位量等の設定は困難である。そのため、今後は、断層変位を考慮した解析における入力条件の不確実性を考慮した検討を行う必要がある。

謝辞：本論文の執筆にあたり、筑波大学システム情報系の庄司学教授から貴重なご意見をいただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2017.
- 2) 常田賢一，渡邊武，平石浩光：道路橋における活断層変位対策の検討，土木学会第28回地震工学研究発表会報告集，論文番号98（10ページ），2005.

- 3) 星隈順一，今村隆浩，宮原史，西田秀明：新阿蘇大橋の性能に及ぼす地盤変状の影響を小さくするための構造的な配慮と工夫，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.77，No.2，pp.339-355，2021.
- 4) 和田圭仙，福田雅人，安里俊則，中谷隆生，松川耕治，竹内彩：新名神高速道路 高槻（たかつき）高架橋における内陸地震への対応，橋梁と基礎，Vol.54，No.1，pp.29-33，2020.
- 5) 大住道生，西弘明，中尾尚史：超過作用に対する橋の損傷シナリオをデザインする新たな考え方，土木技術資料，Vol.60，No.4，pp.12-15，2018.
- 6) 大住道生，中尾尚史，石崎覚史，庄司学：破壊尤度の制御による道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.77，No.4（地震工学論文集第40巻），pp.I_360-I_372，2021.
- 7) 横澤直人，河原井耕介，中尾尚史，石崎覚史，大住道生：崩壊シナリオデザイン設計法の実現に向けた耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚の載荷実験，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.78，No.4（地震工学論文集第41巻），2022.（掲載決定）
- 8) (公社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 9) 道路橋の設計状況設定法に関する研究，国土技術政策総合研究所資料 No.1031，2018.
- 10) コンクリート道路橋の性能規定及び部分係数設計法に関する調査研究，土木研究所資料 No.4401，2020.
- 11) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案，土木学会論文集，No.738/I-64，pp.159-169，2003.
- 12) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編，2017.
- 13) 小倉裕介，運上茂樹：地震時に桁の衝突を受ける橋台の挙動特性，土木学会地震工学論文集，Vol.27，論文番号146（6ページ），2003.
- 14) 岩田知孝：益城町宮園・西原村小森本震記録の解析，<https://sms.dpri.kyoto-u.ac.jp/topics/masiki-nishihara0428ver2.pdf>，2016.（2022年6月8日閲覧）