

免震構造による地中深く埋まる橋脚の 断面力低減効果に関する一考察

土井 達也¹・豊岡 亮洋²・室野 剛隆³

¹正会員 修士（工学） 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室
（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）

E-mail: doi.tatsuya.12@rtri.or.jp

²正会員 博士（工学） 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室
（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）

E-mail: akitoyo@rtri.or.jp

³正会員 博士（工学） 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）

E-mail: murono.yoshitaka.51@rtri.or.jp

地中深く埋まる橋脚を対象として、土被り深さが免震構造による断面力の低減効果に及ぼす影響を検証するため、土被り深さ、支承構造をパラメータとした動的解析を行い、く体基部の応答塑性率およびく体のせん断余裕度について検討した。その結果、今回の検討条件においては、土被りが橋脚高さの半分程度までの範囲では免震構造によりく体の断面力は有効に低減するものの、橋脚の大半が土中に埋まるような条件では、地盤変位荷重の増加と、地表面加速度の低下による慣性力作用の低下の双方の影響により、免震構造による断面力の低減効果が小さくなることが明らかとなった。

Key Words: *Piers with Isolation Bearings, Overburden Depth, Sectional Forces*

1. はじめに

橋脚の中には、用地の制約等により、堤防内に設置されるなど地中深く埋まる橋脚が存在している。橋脚の耐震性能評価においては、土被りは一般に抵抗として耐震性能向上に寄与すると考えられており、設計や耐震評価ではその影響を無視する場合が多い。しかし、地中深く埋まる橋脚では、く体に接する土被り部の地盤が抵抗の効果（地盤の水平抵抗など）と作用の効果（地盤変位の作用）の2つをあわせ持ち、両者によって橋脚の断面力や破壊形態に変化が生じる可能性がある^{1),2),3)}ことが指摘されている。実際に、新潟県中越地震では、鉄道高架橋の柱がせん断破壊により損傷する被害が生じた⁴⁾。この柱の破壊形態は、設計上は曲げ破壊先行型であったが、柱の半分程度が地中に埋まっていたため、破壊形態が曲げ破壊先行型からせん断破壊先行型に移行し、結果として柱のせん断破壊に至ったと言われている。このことから、地中深く埋まる橋脚の地震対策にあたっては、土被りによる影響を適切に評価して耐震性能評価を行い、耐震性能が不足する場合には適切な耐震補強を実施することが重要である。

一方、地中深く埋まる橋脚の耐震補強が必要と判定され、巻立て補強などにより耐震補強する場合、一般には周囲の土を掘削する必要があるが、施工上、協議上の制約が大きい。このため、地中部のく体の補強を不要もしくは最小限に抑えることが望ましいが、このような地震対策手法はこれまであまり提案されていないのが現状である。

そこで、本研究では、こうした地中深く埋まる橋脚について、まず土被り深さがく体の断面力に及ぼす影響について検討した。次に、免震構造を活用して上部構造物からの慣性力を低減することにより、掘削を伴う断面補強を行うことなく、く体の断面力を低下させる地震対策法の適用性について検討を行った。本研究では、土被り部の地盤の抵抗の効果と作用の効果の両方をモデル化するため、く体、杭、周辺地盤モデルとは別に表層地盤の挙動を表現する土柱モデルを設定し、この土柱モデルとく体または杭とを地盤ばねを介して連結した動的解析モデルを構築した。ここで、く体の曲げ耐力、せん断耐力は実橋を想定したモデルのほか、曲げ耐力、せん断耐力を低下させたモデルについても検討した。このモデルに対して土被り厚と支承構造（固定支承および免震支承）

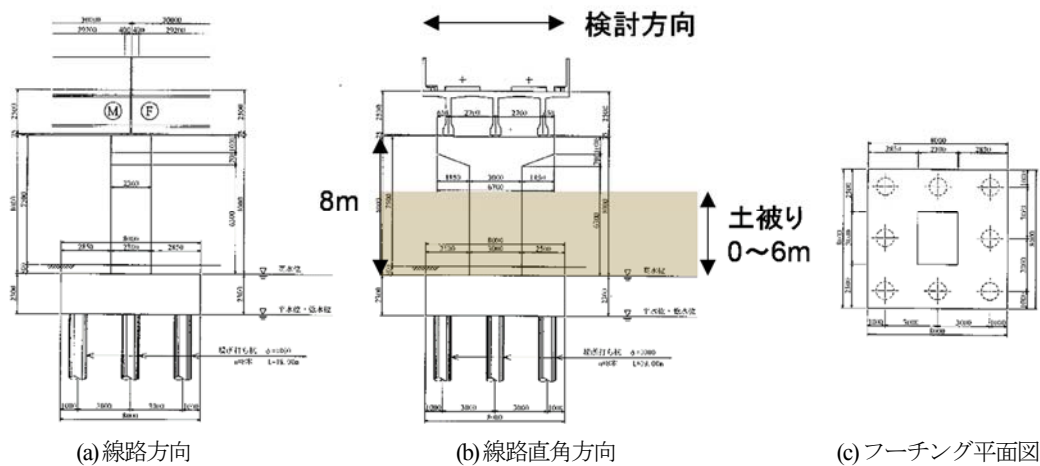


図-1 解析対象構造物

表-1 地盤条件

土質	層厚 (m)	N 値	湿潤単位体積重量 $\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	せん断波速度 $V_s(\text{m/s})$
土被り部	0~6	2	17	86
埋め戻し	2.80	2	17	86
砂質土	2.60	4	17	108
砂質土	5.00	15	18	167
粘性土	4.00	4	15	135
粘性土	6.40	10	16	183
砂質土	1.00	50	20	251

オールケーシングの場所打ち杭 ($\phi 1000\text{mm}$ - 19m) とした⁵⁾。形状寸法を図-1 に示す。この構造物の線路直角方向の挙動に着目して解析を行う。地盤の構成条件は、表-1 に示す条件を設定した。土被り部分の地盤定数は、表-1 の第2層 (埋戻し土) と同一とした。地盤の固有周期は、土被り $0\text{m}\sim 6\text{m}$ の条件で、表層地盤の厚さ、初期せん断弾性波速度、湿潤単位体積重量等に基づいてモード解析法により算出したところ、固有周期が $0.55\text{sec}\sim 0.74\text{sec}$ となった。これは、G4 地盤 (普通～軟弱地盤) に分類される⁶⁾。

この解析対象構造物に対して、橋脚の曲げ耐力、せん断耐力、支承構造、土被りをパラメータとして動的解析を行い、橋脚基部の応答塑性率 μ およびせん断余裕度 V_{dmax}/V_{ud} を評価指標として考察を行うものとする。図-2 にパラメータおよび評価指標を示す。

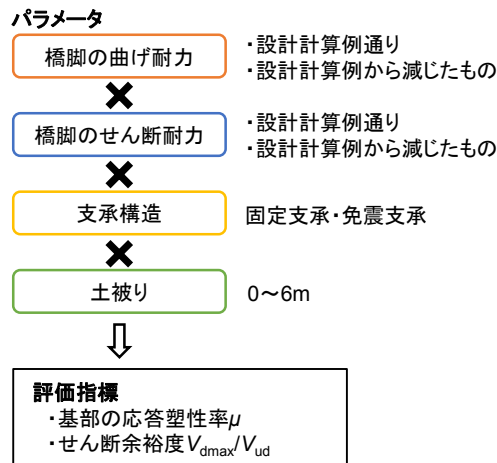


図-2 パラメータおよび評価指標

をパラメータとした動的解析を行うことで、土被り深さと破壊形態の関係や、免震化による応答の低減効果の評価を行い、地中深く埋まる橋脚に対する免震構造の適用範囲について解析的に検討した。

2. 解析対象構造物

解析の対象とする構造物は、RC 橋脚上に PRC 単純 3 主 I 型桁 ($L=29.2\times 2$ 連) を有する構造とし、基礎形式は

3. 解析モデルと解析条件

(1) 解析モデルの概要

解析は、自由地盤と構造物を相互作用ばねで連結させた⁶⁾一体型モデルの動的解析により行った。解析モデルを図-3 に示す。また、動的解析とは別に、地盤変位を考慮せず、慣性力作用に対する土被り部の抵抗による影響について検討することを目的として、プッシュ・オーバー解析を実施した。プッシュ・オーバー解析は、図-3 における土柱を固定とし、水平震度を漸増载荷する静的非線形解析により行った。

(2) 橋脚および杭モデル

橋脚の主鉄筋量およびせん断補強鉄筋量については、表-2 に示すように、文献 5) の配筋と同一としたもの (以下、元配筋) と、文献 5) から減じたモデル (以下、配筋減) の組合せとして、合計 4 パターンを検討した。

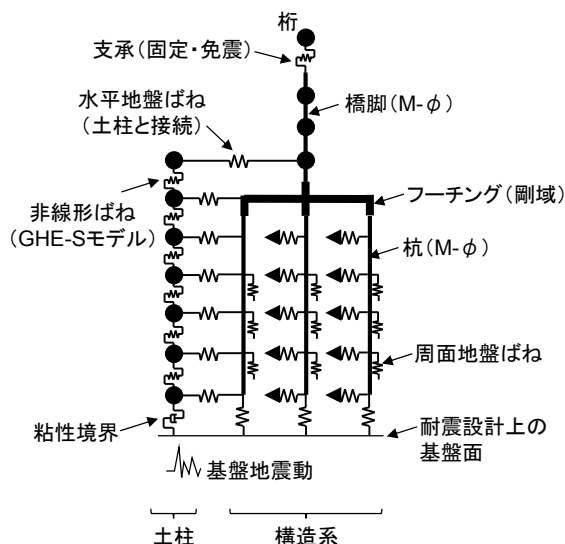


図-3 解析モデル

表-2 橋脚の主鉄筋量およびせん断補強鉄筋量

	元配筋	配筋減
主鉄筋	引張鉄筋 D32-19, SD390 引張鉄筋比 $\rho_a=0.226\%$	引張鉄筋 D25-9, SD295 引張鉄筋比 $\rho_a=0.107\%$
せん断補強鉄筋	D22-2組, 150mm c/c, SD390 帯鉄筋比 $\rho_w=0.449\%$	D16-2組, 300mm c/c, SD295 帯鉄筋比 $\rho_w=0.115\%$

表-3 橋脚および杭（1本あたり）の非線形特性

	M_c (kN-m)	M_b (kN-m)	M_m (kN-m)
	ϕ_c (1/m)	ϕ_b (1/m)	ϕ_m (1/m)
橋脚 (主鉄筋元配筋)	7035.5 0.000049	40982.8 0.0013	41819.6 0.0079
橋脚 (主鉄筋配筋減)	6734.5 0.000050	18769.0 0.00099	19111.1 0.010
杭（土被りなし）	265.5 0.00022	1317.0 0.0061	1331.7 0.022
杭（土被り 6m）	348.7 0.00030	1429.6 0.0064	1440.5 0.022

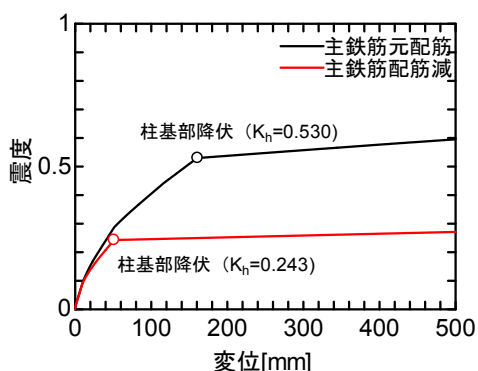


図-4 プッシュ・オーバー解析結果（土被りなし）

橋脚の非線形性の骨格曲線は、 $M-\phi$ 関係として、ひび割れ(C)、降伏(Y_b)、最大耐力(M)点を結ぶトリリニア

表-4 鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性

形状	600mm×600mm 角形
ゴム1層厚	12mm
ゴム層数	10
鉛プラグ径・使用数	100mm・4本
ゴム材料	G10 (1.0N/mm ²)
使用数 (1脚あたり)	3

モデルとして定めた。これは、通常の橋脚では $M-\theta$ 関係でモデル化を行うが、今回は橋脚が地盤と接しており、く体のモーメント分布が直線状とならないためである。なお、橋脚の骨格曲線の算定時の軸力は、固定死荷重、付加死荷重、浮力を与えた場合の軸力とし、材料修正係数 ρ_m は 1.0 とした。また、履歴曲線は Clough 型⁷⁾モデルとした。杭の非線形性の骨格曲線は文献 5) の配筋を適用し、橋脚と同様の考え方により設定した。なお、解析の安定性の観点から、杭の軸力変動は考慮していない。表-3 に橋脚および杭（1本あたり）の非線形特性を、図-4 に土被りを考慮しない場合のプッシュ・オーバー解析結果を示す。元配筋モデルは降伏震度 $K_{hy}=0.530$ 、配筋減モデルでは $K_{hy}=0.243$ である。

(3) 支承モデル

支承モデルは、以下の3モデルを考慮した。

a) 固定支承モデル

b) 免震支承モデル

c) 桁重量を0としたモデル（以下、地盤モデル）

免震化の効果を確認するための比較検討は a) および b) のモデルに対して行う。c) は、地盤変位のみに起因する断面力を評価するためのものである。さらに、a) または b) の動的応答から c) の動的応答の差をとることにより、慣性力作用に起因する断面力を近似的に算出した⁸⁾。免震支承を用いることにより、慣性力作用に起因する断面力を低減させることができるが、地盤変位に起因する断面力を低減させることはできない。このため、c) の動的応答は、免震支承による断面力低減効果の上限に相当する。

免震支承としては鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定し、表-4 の特性を設定した⁹⁾。免震支承の設計変位は、動的解析時の最大応答変位との誤差が 10% 程度以内になるよう、繰返し計算により求めた。なお、免震支承の諸元は本来最適設計を行うべきであるが、ここでは慣性力作用の低減効果に対する感度解析を目的としているため、簡単のため全解析ケースとも同一の諸元を用いた。

(4) 地盤反力ばね

文献 10) を参考に、水平、鉛直、杭先端、フーチング前面（土被りを考慮するケースのみ）の地盤ばねをバイ

表-5 部材ごとの減衰特性

柱・杭	自由地盤ばね	基礎・地盤の相互作用ばね	支承
3%	3%	20%	0%

表-6 解析ケース

橋脚モデル	主鉄筋	せん断補強鉄筋	土被り	支承モデル
元構造	元配筋	元配筋	なし, 3m, 4m, 5m, 6m	固定 免震 地盤
せん断 低耐力	元配筋	配筋減		
曲げ低耐力	配筋減	元配筋		
曲げ・せん 断低耐力	配筋減	配筋減		

リニア型でモデル化した。地盤反力ばねは群杭効果を考慮して算出している。ここで、基礎の支持力修正係数 $\alpha = 1.0$ とした。杭周面の鉛直ばねは、土被りを考慮するケースも含めて $1/\beta$ ($=0.54\text{m}$) 以深において考慮した。ここで、 β は杭の特性値である。

(5) 自由地盤モデル

自由地盤については、深さ 1m ごとに地盤を分割し、フーチング面積の 100 倍の断面積を与えた土柱を設定した。これは、構造物の応答が自由地盤の応答に影響を及ぼさないようにするためである⁶⁾。この土柱を、各杭の水平地盤ばねを介して杭と接続した。土柱間のせん断特性は GHE-S モデル¹¹⁾により考慮した。GHE-S モデルの規準ひずみは安田・山口の式¹²⁾により設定し、それ以外のパラメータは標準値¹³⁾を使用した。なお、底面の地震動入力位置には土柱面積に対応する粘性要素を設定し、反射波を吸収させる。

(6) 入力地震動および解析条件

入力地震動は L2 地震動スペクトル II (GI 地盤) とし、耐震設計上の基盤面より入力した⁶⁾。数値計算は Newmark- β 法 ($\beta = 1/4$) により行った。積分間隔は $1/10000\text{s}$ とした。部材ごとの減衰特性は、表-5 のとおりとした⁶⁾。全体減衰の設定は、固定支承を用いた固有値解析結果より、要素別減衰定数からひずみエネルギー比例減衰法により全体減衰を求め、Rayleigh 減衰により設定した。また、選定するモードは、全体系 1 次～10 次モードの振動数～モード減衰定数関係を俯瞰して、支配的になるモードとした。

(7) 解析ケース

解析は、橋脚く体の主鉄筋量、橋脚く体のせん断補強鉄筋量、土被り、支承モデルをパラメータとし、表-6 に示すケースを実施した。以下、本論文では、主鉄筋、せん断補強鉄筋とも元配筋としたものを「元構造モデル」、主鉄筋を元配筋、せん断補強鉄筋を配筋減としたものを「せん断低耐力モデル」、主鉄筋を配筋減、せん断補強鉄筋を元配筋としたものを「曲げ低耐力モデル」、主鉄筋、せん断補強鉄筋とも配筋減としたものを「曲げ・せん断低耐力モデル」と呼ぶ。

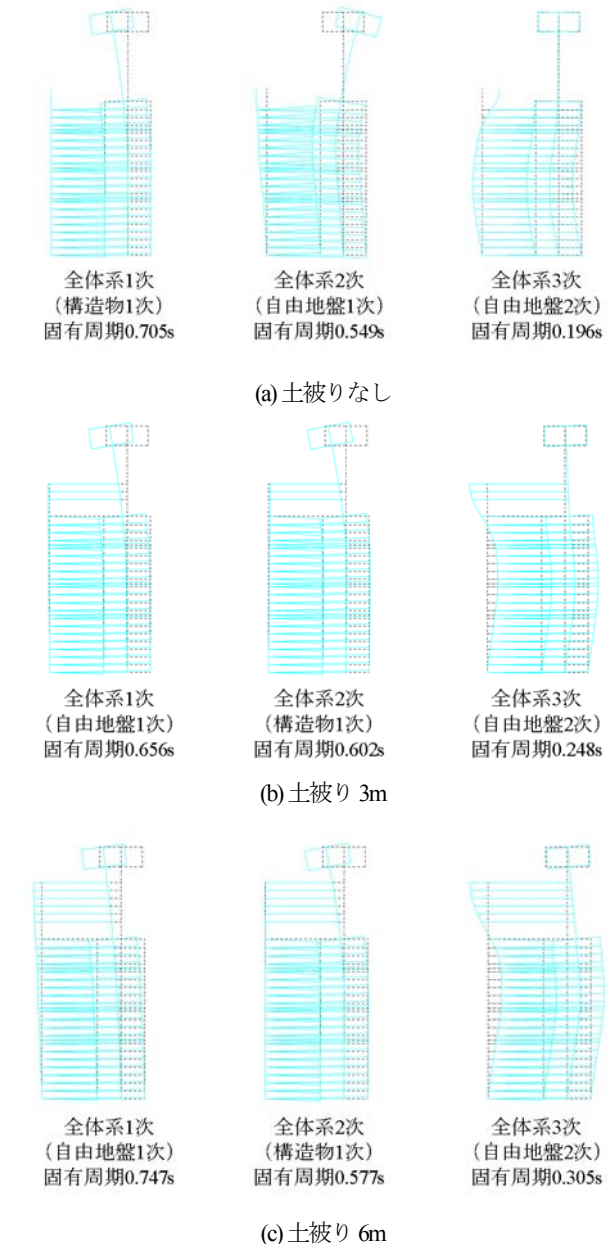


図-5 部材ごとの減衰特性

ル」、主鉄筋を元配筋、せん断補強鉄筋を配筋減としたものを「せん断低耐力モデル」、主鉄筋を配筋減、せん断補強鉄筋を元配筋としたものを「曲げ低耐力モデル」、主鉄筋、せん断補強鉄筋とも配筋減としたものを「曲げ・せん断低耐力モデル」と呼ぶ。

4. 解析結果および考察

(1) 固有値解析

橋脚モデルが元構造、支承モデルが固定支承の橋脚を対象に、土被りなし、3m、6m の条件で固有値解析を実施した。図-5 に 3 次モードまでのモード図を示す。

これらの固有値解析結果より、自由地盤の動きが卓越するモードでは、土被りが大きいほど表層地盤厚が大き

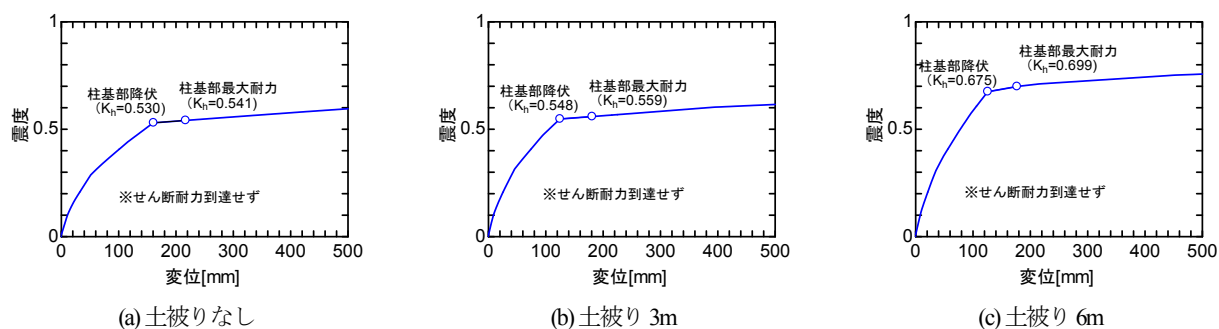


図-6 プッシュ・オーバー解析結果（元構造モデル）

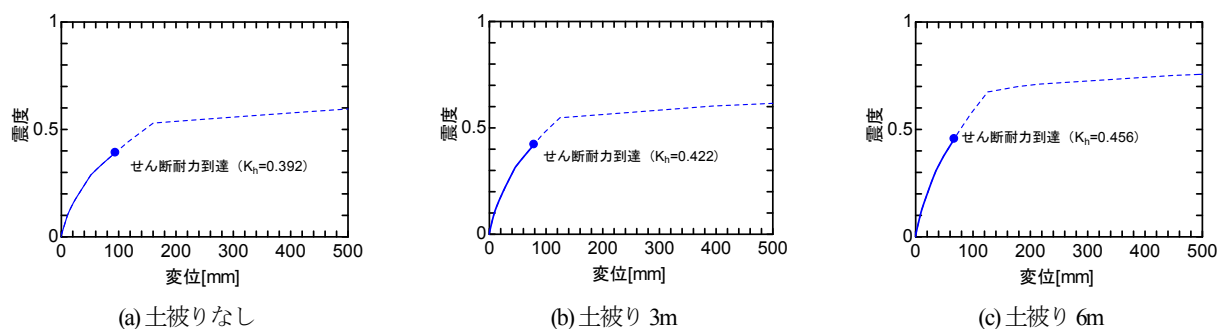


図-7 プッシュ・オーバー解析結果（せん断低耐力モデル）

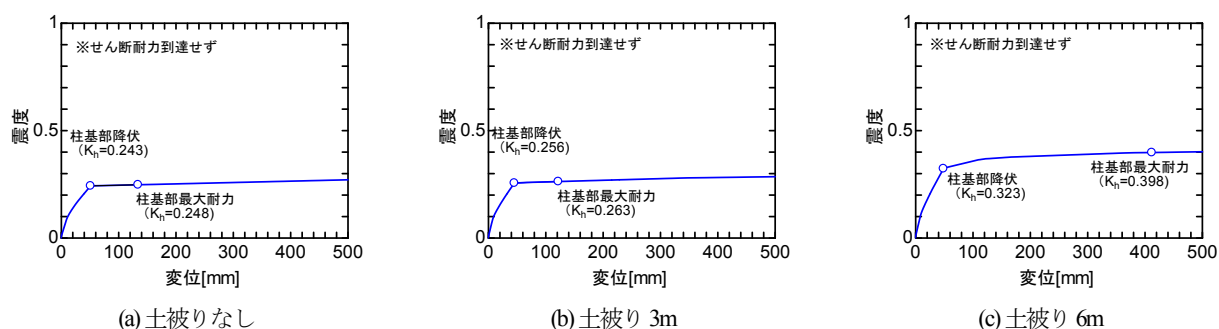


図-8 プッシュ・オーバー解析結果（曲げ低耐力モデル、曲げ・せん断低耐力モデル）

くなるため、自由地盤の固有周期が長くなることがわかる。逆に、構造物の動きが卓越するモードは、土被りが大きくなると構造物の固有周期が短くなることがわかる。これは、地盤の拘束効果により、構造物の見かけの剛性が高くなったことが原因と考えられる。つまり、橋脚の土被りが深くなると、表層地盤厚が大きくなることによる自由地盤の長周期化と、地盤の拘束効果による構造物の短周期化という2つの効果を受け、地震応答に影響を及ぼすことが考えられる。

(2) プッシュ・オーバー解析

動的解析に先立ち、地盤変位を考慮せず、慣性力作用に対する土被り部の抵抗の効果について検討することを目的として、プッシュ・オーバー解析を実施した。支承は、固定支承のみを検討した。構造物および地盤ばねの非線形性は動的解析と同条件とした。

図-6 に元構造モデル、図-7 にせん断低耐力モデル、

図-8 に曲げ低耐力モデルおよび曲げ・せん断低耐力モデルの結果をそれぞれ示す。図中には、部材の損傷イベント（構造物の損傷は○、構造物のせん断耐力超過は●）を併記している。

a) 橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合

「元構造モデル」および「せん断低耐力モデル」が該当する。図-6 より、土被りが深いほど見かけ上の剛性が上昇していることがわかる。また、橋脚基部が降伏する震度は土被りが大きいほど増加しており、例えば土被りを6mとしたCase 6は土被りのないCase 0の約1.26倍となっている。これらは、地盤によって橋脚が拘束される効果によるものと考えられる。

このことから、地盤変位の影響が小さく、慣性力作用および土被り部の地盤抵抗の影響が主体となる場合には、土被りが大きいほど橋脚の見かけの剛性および降伏耐力が向上する。一方、このことは橋脚の慣性力負担の増大にもつながるため、破壊モードの移行に留意する必要がある。

ある。

なお、「せん断低耐力モデル」は、図-7 をみるとわかるように、いずれの土被りでも橋脚基部が降伏する前にせん断耐力に到達しており、せん断破壊が先行する結果となった。「元構造モデル」は、最大耐力時もせん断耐力には到達せず、曲げ破壊が先行する結果となった。

b) 橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合

「曲げ低耐力モデル」および「曲げ・せん断低耐力モデル」が該当する。図-8 より、土被りが深いほど見かけ上の剛性が上昇していることがわかる。また、橋脚基部が降伏する震度は土被りが大きいほど増加しており、例えば土被りを 6m とした Case 6 は土被りのない Case 0 の約 1.33 倍となっている。

以上の傾向は a) と同様であるが、橋脚基部の曲げ耐力が低いため、「曲げ低耐力モデル」、「曲げ・せん断低耐力モデル」とも曲げ破壊が先行する結果となった。

(3) 動的解析

まず、土被りの大きさごとの慣性力作用に大きな影響を及ぼす地表面応答加速度の比較を行う。次に、橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合、橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合に分けて、動的解析結果を示す。

図-9 に、地表面加速度を用いた線形絶対加速度応答スペクトルを示す。土被りが大きくなるに従い、特に 0.5~1sec の周期帯で地表面の応答加速度が低下する傾向がある。図-5 に示す固有値解析結果より、各ケースの構造物主体の 1 次モードの固有周期も 0.5~1sec の周期帯にあるため、土被りが大きくなるほど、慣性力作用が低下することが予想される。

橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合（「元構造モデル」および「せん断低耐力モデル」が該当）の橋脚基部の曲げモーメント、せん断力の時刻歴をそれぞれ図-10、図-11 に示す。また、橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合（「曲げ低耐力モデル」および「曲げ・せん断低耐力モデル」が該当）の橋脚基部の曲げモーメント、せん断力の時刻歴をそれぞれ図-12、図-13 に示す。さらに、橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合、配筋減とした場合について、橋脚基部の応答塑性率が最大となる時刻における体の曲げモーメント図およびせん断力図を図-14 に示す。図-10、図-11、図-12、図-13 より、地盤変位と慣性力作用は概ね同位相となっていることがわかる。すなわち、今回の検討条件では、全体の断面力は地盤変位と慣性力作用の足し合わせと考えることができる。

以下、橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合、橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合に分けて考察を行う。

a) 橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合

固定支承ケースの曲げモーメントに関しては、図-10 をみるとわかるように、土被りなしのケースよりも土被

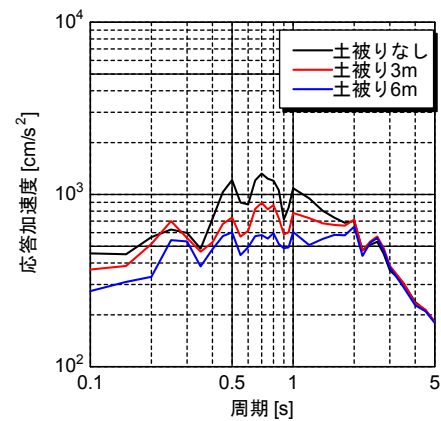


図-9 地表面加速度を用いた線形絶対加速度応答スペクトル
(減衰定数 5%)

り 3m ケースの最大応答のほう小さい。これは、後者では(2)で考察した土被り部の抵抗の効果が現れる一方、地盤変位による作用の効果が小さいためであると考えられる。一方、土被り 6m のケースでは、土被り部の抵抗の効果が土被り 3m のケースよりさらに大きくなるものの、図-10 からわかるように地盤変位による作用の効果が大きくなっており、最大応答としては土被り 3m と土被り 6m で大差がない。

次に、固定支承ケースの基部のせん断力は、図-11 をみるとわかるように、土被り厚が大きくなるほど増大する。これは、橋脚のせん断力も土被り部の抵抗の効果と作用の効果の双方を受けるが、図-15 の地盤変位分布図に示すように、今回検討した条件では橋脚基部付近の地盤変位分布が土被り 6m ケースで変化した結果、地盤変位に起因するせん断力が大きく増加したことが原因と考えられる。実際、図-11 より、せん断力の応答値のうち土被り 3m では約半分が、土被り 6m ではほとんどが地盤変位に起因していることがわかる。

また、図-14(a) より、土被りなしのケースでは基部の応答塑性率最大時のモーメントの分布形状は直線状であるが、土被り 6m のケースでは曲線状になっている。また、基部の応答塑性率最大時のせん断力は曲げモーメントに対応して、土被りなしのケースではほぼ一様な分布であるが、土被り 6m のケースでは基部付近で増大している。このように、橋脚の断面力分布の変化からも、図-10、図-11 を通して考察したことが説明できる。

免震化による断面力低減効果については、図-10、図-11 より、土被り 3m 程度以下の範囲では免震化によって断面力が有効に低減しているものの、断面力低減効果は、土被りが大きいほど小さくなる。これは、土被りが大きいケースほど地盤変位による作用の効果が卓越するとともに、図-9 に示すように土被りが大きいケースほど地表面加速度の低下により慣性力作用が低下することが原因であると考えられる。

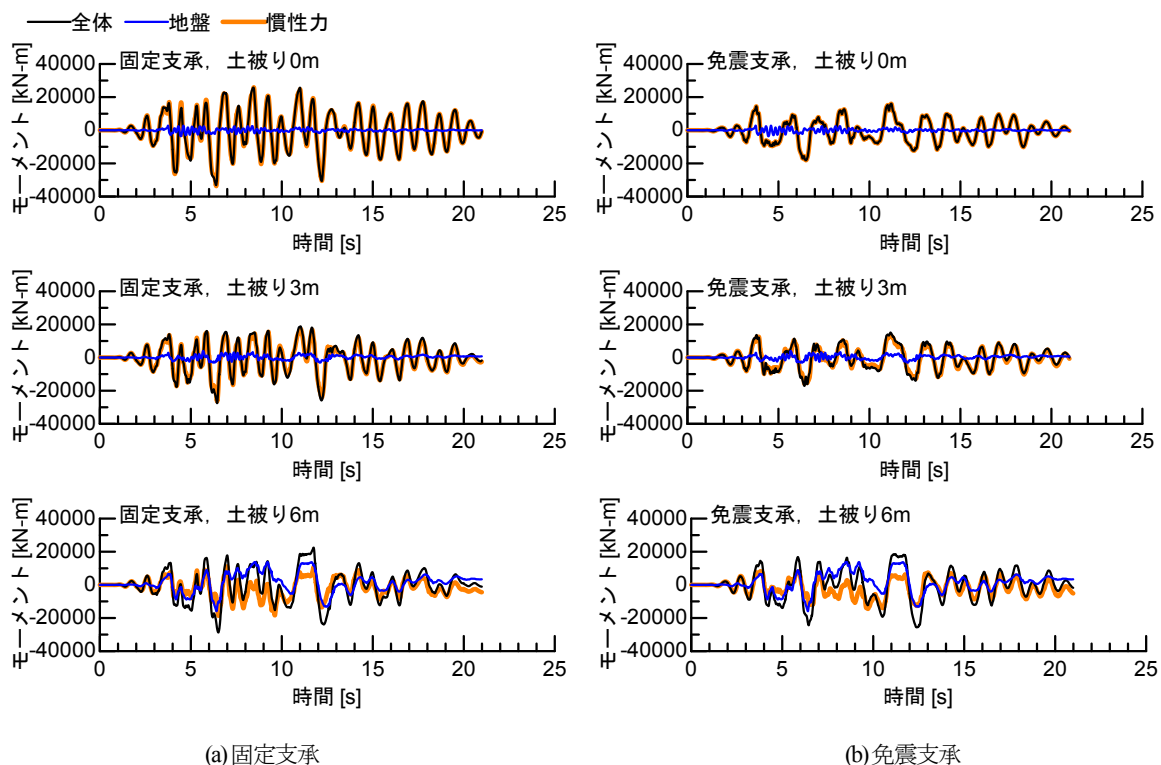


図-10 橋脚基部曲げモーメント時刻歴（橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合）

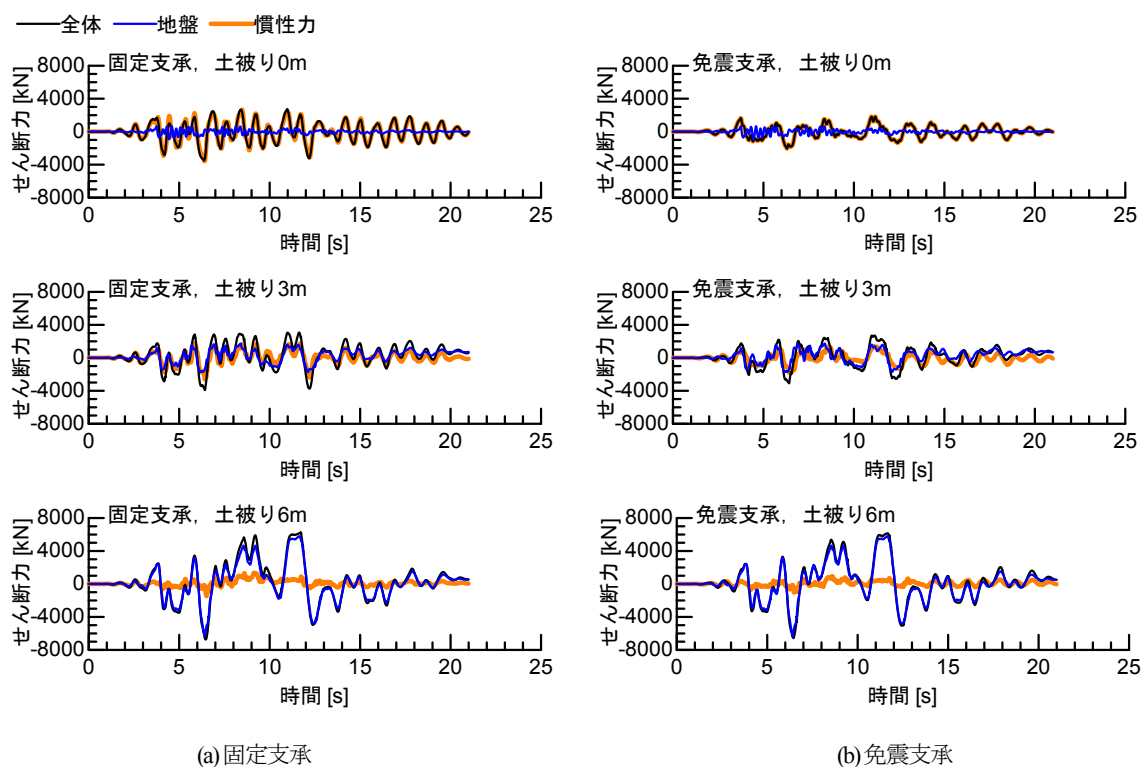


図-11 橋脚基部せん断力時刻歴（橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合）

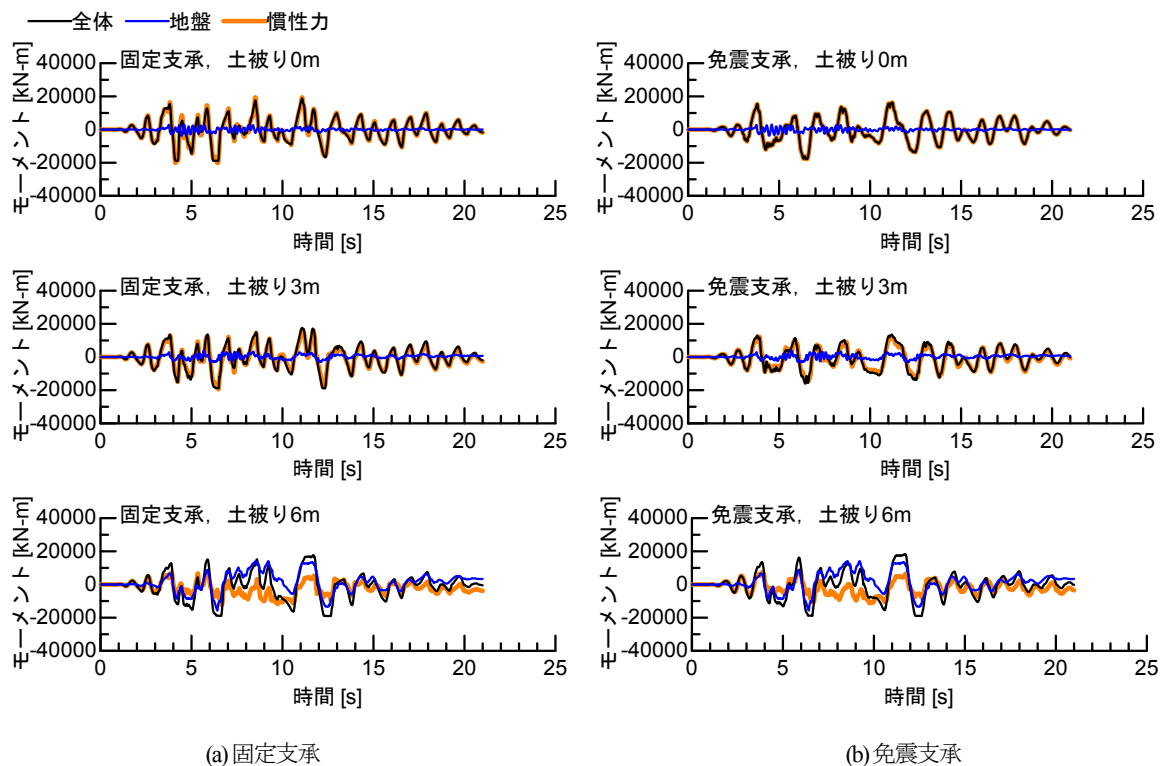


図-12 橋脚基部曲げモーメント時刻歴 (橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合)

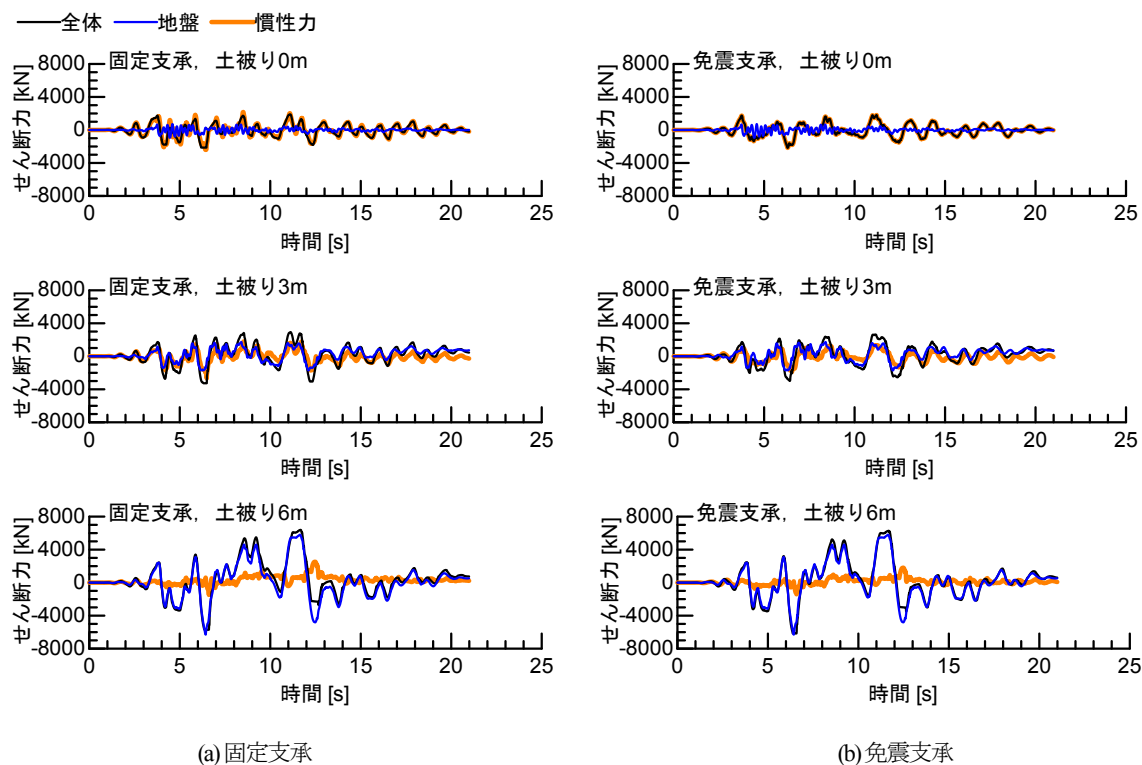


図-13 橋脚基部せん断力時刻歴 (橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合)

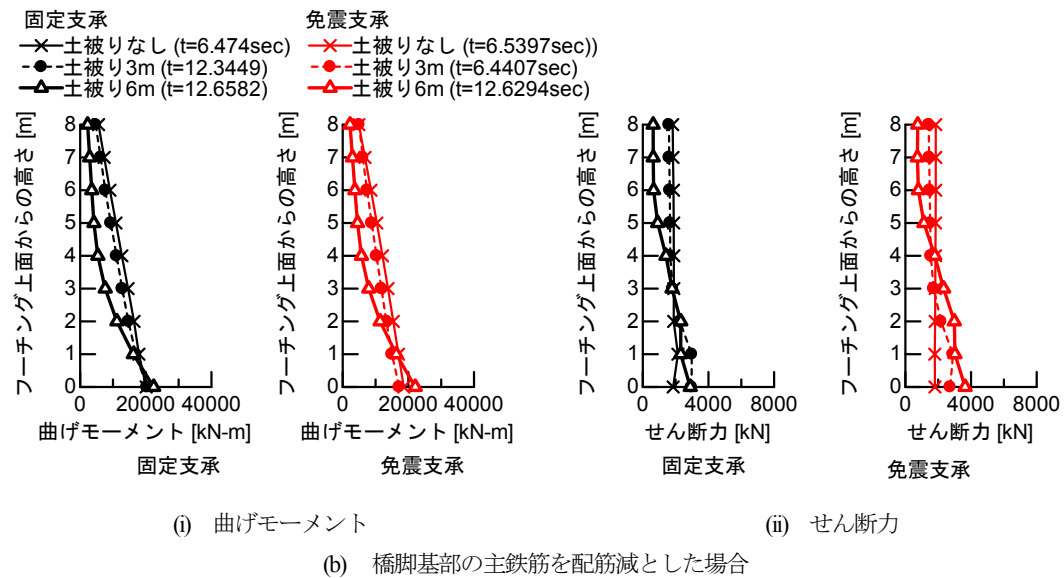
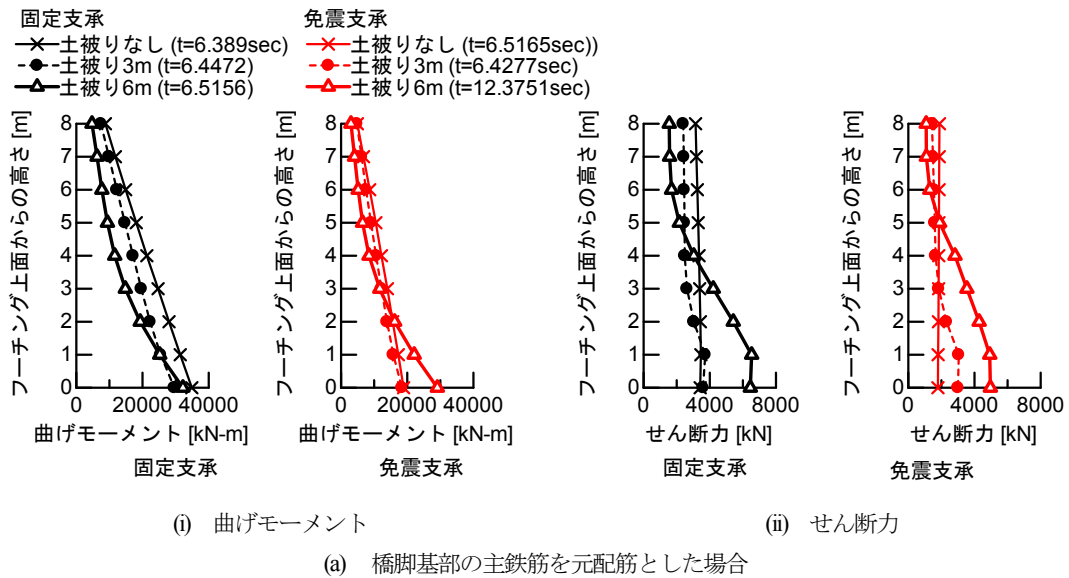


図-14 基部の応答塑性率最大時の橋脚の断面力分布図

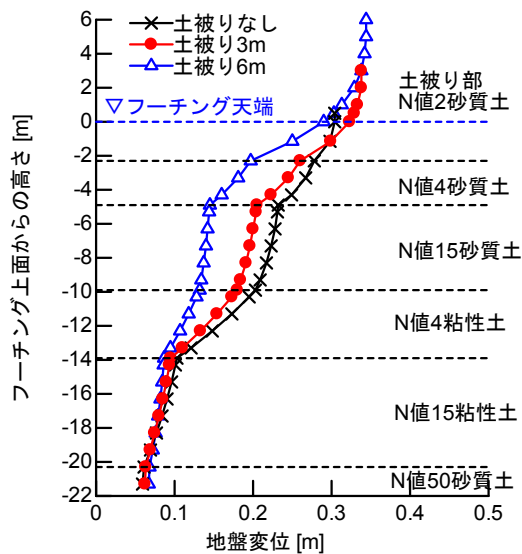


図-15 地盤変位分布図

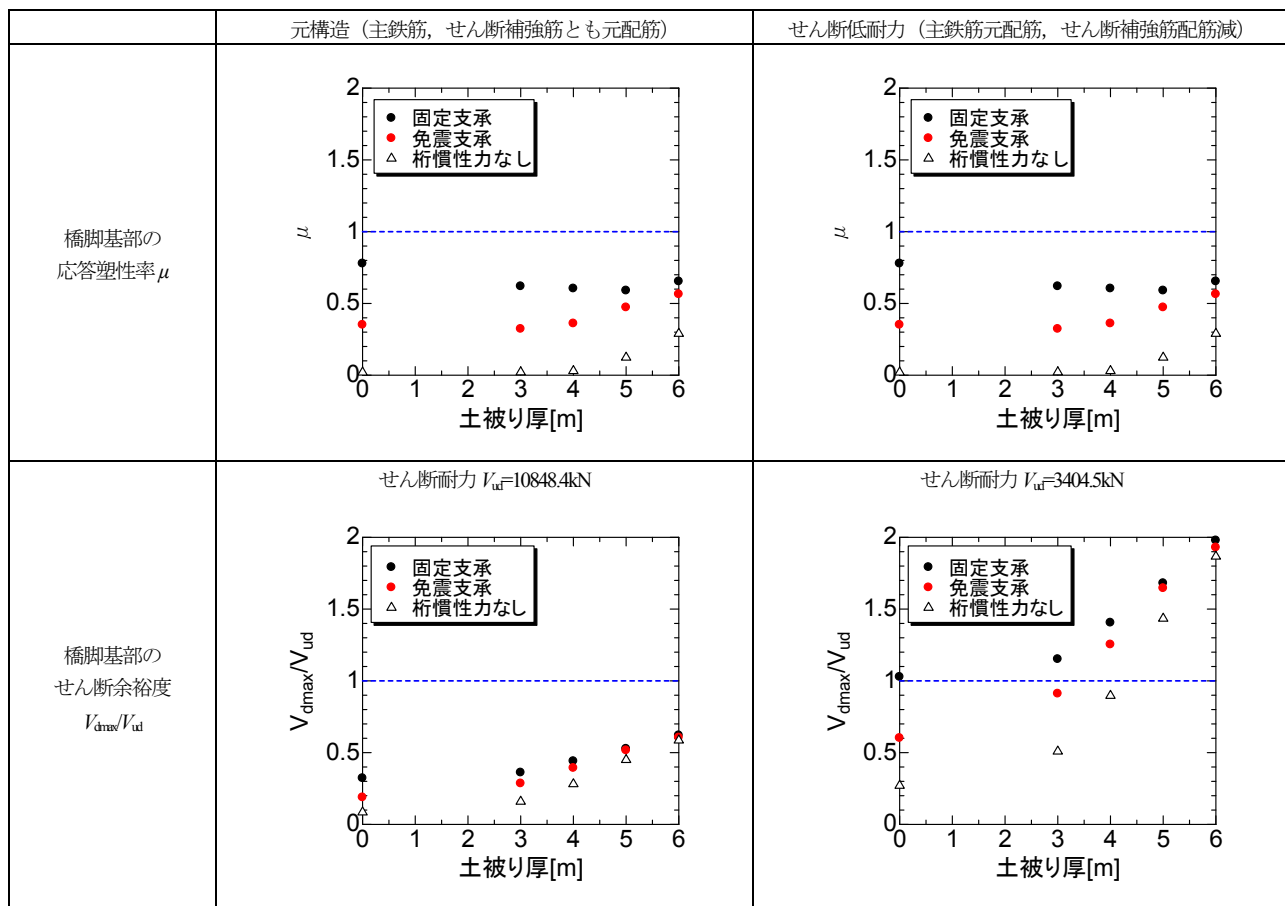
(地盤変位最大時, 元構造, 固定支承モデル)

b) 橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合

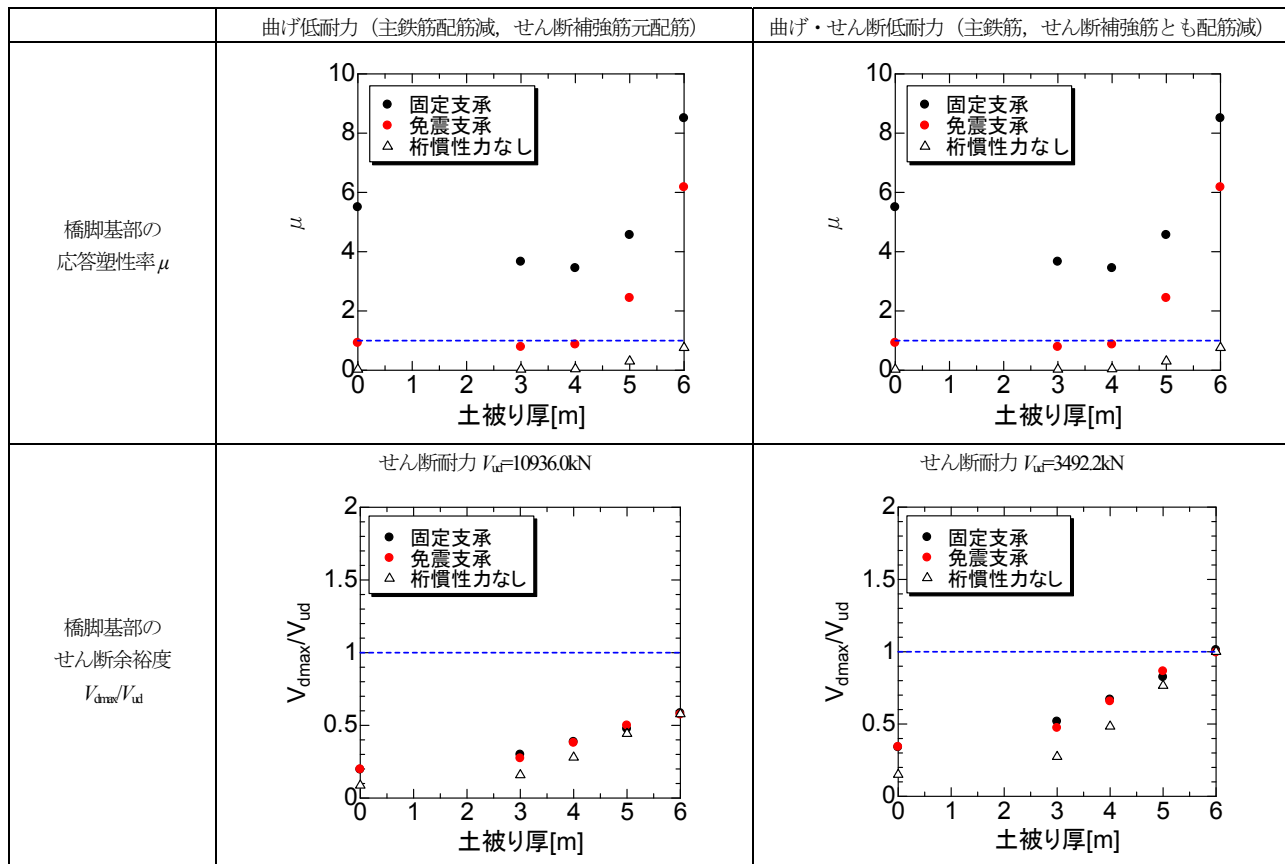
図-12, 図-13 より, 断面力に及ぼす地盤変位の影響の傾向は主鉄筋が元配筋の場合と同様であることがわかる。また, 免震化によって土被り 3m 程度までは曲げモーメントの低減効果がみられることがわかる, 一方, せん断力に対しては, 図-14(a), 図-14(b)の比較からわかるように, 基部の損傷によってせん断力が頭打ちになるため, 土被りが小さいケースでも免震化による効果は小さい。

(4) 基部の応答塑性率およびせん断余裕度の整理

橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合と橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合について, 土被り深さと基部の応答塑性率およびせん断余裕度の関係を整理したものを図-16 に示す。



(a) 橋脚基部の主鉄筋を元配筋とした場合



(b) 橋脚基部の主鉄筋を配筋減とした場合

図-16 基部の応答塑性率およびせん断余裕度の整理

図-16 より、元構造の場合、土被りの有無にかかわらず曲げ、せん断の照査を満足する結果となった。そこで、以下では曲げ低耐力モデル、せん断低耐力モデル、曲げ・せん断低耐力モデルに着目して土被り深さと破壊形態の関係や、免震支承による応答の低減効果について考察し、今回の検討条件における地中深く埋まる橋脚に対する免震構造の適用範囲を明らかにする。

a) せん断低耐力モデル

図-16(a) より、今回の検討条件では、土被り 3m 程度以下と橋脚高さの半分程度以下の土被りであれば、免震化により基部のせん断力がせん断耐力以下となり、免震構造が有効に機能している。一方、土被り厚が大きくなるに従い橋脚基部のせん断余裕度が低下しており、免震化によるせん断力の低下効果も土被りが大きいほど小さくなる。また、地盤モデルでのせん断余裕度は、土被りが大きくなるに従って低下し、土被りが 6m と、橋脚く体の大半が土柱に埋まる条件では、免震支承を用いたケースに近い値となる。このため、土被りが大きいケースでは、免震支承の工夫を行ってもせん断破壊余裕度を向上させる余地は少ない。

b) 曲げ低耐力モデル

図-16(b) より、土被り厚の変化により橋脚基部の応答塑性率が変化している。土被り 3m となると応答塑性率が低下するが、土被り 6m となると応答塑性率が增大する。これは、土被り部の抵抗の効果と作用の効果の兼ね合いによるものと考えられる。また、今回の検討条件では、土被り 3m 程度以下と橋脚高さの半分程度以下の土被りであれば免震化により基部の曲率が降伏以内となり、免震構造が有効に機能している。免震化による応答塑性率の低減効果は、土被りが大きいほど地盤変位の影響が卓越することに伴って小さくなる。ただし、免震化による応答塑性率の低減効果の上限である地盤モデルでの応答塑性率は、土被りが 6m と橋脚く体の大半が土柱に埋まる条件でも降伏以内に収まっている。このため、橋脚く体の大半が土柱に埋まる条件でも、免震支承の工夫によりさらに橋脚基部の損傷を低減させる余地があると考えられる。

c) 曲げ・せん断低耐力モデル

図-16(b) より、応答塑性率については、「曲げ低耐力モデル」と同じである。せん断破壊余裕度については、橋脚基部の損傷に起因して、「せん断低耐力モデル」に比べてせん断力が低下するケースもあるが、全体として「せん断低耐力モデル」と同様の傾向を示す。

5. まとめ

地中深く埋まる橋脚を対象として、橋脚の曲げ耐力、せん断耐力のパターンごとに、土被りの大きさに応じた

免震化による断面力の低減効果を検証するため、橋脚の曲げ耐力、せん断耐力、土被り深さ、支承構造をパラメータとした解析を行い、基部の応答塑性率およびせん断余裕度について検討した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 地盤変位の影響が小さく、慣性力作用および土被り部の抵抗の効果が主体となる場合には、土被りが大きいほど地盤の拘束効果により、橋脚の見かけの剛性および降伏耐力が向上する。一方、このことは橋脚の慣性力負担の増大にもつながるため、破壊モードの移行に留意する必要がある。
- (2) 地盤変位の影響がある場合、基部の応答塑性率は(1)の地盤抵抗の影響による見かけの耐力増加と地盤変位の影響の双方を受け、土被り厚に応じて変動する。一方、基部のせん断力は土被り厚が大きくなるほど増大する。これは、橋脚のせん断力も(1)の地盤抵抗の影響と地盤変位の影響の双方を受けるが、今回の検討条件では橋脚基部付近の地盤変位荷重が大きく、曲げモーメントに比べて相対的に地盤変位の影響が大きいことが原因と考えられる。
- (3) 免震化による橋脚基部の損傷の低減効果は、土被りが大きいほど小さくなる。これは、土被りが大きいケースほど地盤変位の影響が卓越するとともに、地表面加速度の低下により慣性力作用が低下することが原因である。
- (4) 今回の検討条件では、土被りが橋脚高さの半分程度以下であれば、曲げモーメント、せん断力の双方に対して降伏以内に収めることができる結果となった。また、橋脚く体の大半が土柱に埋まる条件では、せん断に対しては免震化の効果が小さいが、曲げに対しては免震支承の工夫により断面力の低下の余地がある。

参考文献

- 1) 南莊淳，尾儀一郎，岩田克司：土被りの影響を考慮した橋脚の非線形動的解析，第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1999。
- 2) 西村隆義，室野剛隆：橋脚の断面力に与える深い土被りの影響に関する考察，土木学会第65回年次学術講演会，2010。
- 3) 田上和也，坂井公俊，室野剛隆：盛土の滑動変形量により変化する盛土中橋脚の破壊形態，土木学会第66回年次学術講演会，2011。
- 4) 睦好宏史：2004年新潟県中越地震による橋梁被害とその分析についてーコンクリート構造物の被害ー，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2005。

- 5) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 照査例：鉄筋コンクリート橋脚（杭基礎），2007.
- 6) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012.
- 7) Clough, R. W. and Johnston, S. B.: Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, 1966.
- 8) 室野剛隆，西村昭彦：地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答変位法，鉄道総研報告，Vol. 13, No.2, 1999.
- 9) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 10) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物），丸善，2012.
- 11) 室野剛隆，野上雄太：S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第12回日本地震工学シンポジウム，pp. 494-497, 2006.
- 12) 安田進，山口勇：種々の不撓乱土における動的変形特性，第20回土質工学研究発表会，1985.
- 13) 野上雄太，室野剛隆：S字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定，土木学会地震工学研究発表会論文集，Vol.27, 2009.

STUDY ON SECTIONAL FORCE REDUCTION EFFECT ON PIERS FOUNDED DEEP IN THE GROUND BY USING ISOLATION BEARINGS

Tatsuya DOI, Akihiro TOYOOKA and Yoshitaka MURONO

In this study, in order to investigate the effect of overburden depth on the reduction effect of sectional force of piers founded deep in the ground by using isolation bearings, we conducted dynamic analysis considering overburden depth, bearing structure as a parameter and evaluated the response plasticity rate and the degree of shear allowance of the body. As a result, under the analysis conditions of this study, the sectional forces of the body are effectively reduced by the isolation bearings when the overburden depth is less than about half of the height of the pier. On the other hand, when the most of body is buried in the ground, the effect of reducing the sectional force by using the isolation bearings decreases due to both the increase of the kinematic interaction effect caused by the large overburden depth and the decrease of the inertial interaction effect caused by the decrease of the ground surface acceleration.