論文 傾斜滑動面を有する無筋コンクリート橋脚の転倒限界向上に関する 基礎的検討

伊藤 隼人*1·小林 薫*2·平林 雅也*3

要旨:無筋コンクリート橋脚(以下,無筋橋脚)について,基礎の耐震性能が要求性能を満足していない場合,大規模地震時の崩壊形態として水平方向慣性力による転倒が考えられる。この崩壊形態を防ぐ方法として,く体の設定した箇所に傾斜滑動面を形成する方法を考えた。上記構造について,基本的な挙動を確認するために実橋脚を模擬した3次元 FEM モデルを作成し解析を実施した。その結果,理論上の滑動開始時の物理的条件と転倒限界が解析結果と概ね一致した。また,模擬土地盤上で模型橋脚による水平振動試験を実施した。その結果,一体型と比べ,傾斜滑動面を設けた場合,転倒限界性能が,1.2 倍~1.9 倍程度向上した。 **キーワード**:無筋コンクリート橋脚,滑動面,水平振動台

1. はじめに

明治,大正,昭和初期に構築された無筋橋脚は数多く 残存し,現在でも列車荷重を支持する重要な構造物とし て供用されている。無筋橋脚の地震被災例としては,2004 年の新潟県中越地震や,1923年の関東大震災などがあり, 典型的な被害事例として,打継目の水平ずれと,打継目 下部のコンクリートの剥離がある。新潟県中越地震にお ける無筋橋脚の被災状況を**写真-1**に示す。

一方,無筋橋脚の基礎形式としては,松丸太を地盤中 に打ち込み,その上にフーチングを構築した木杭基礎と 呼ばれるものと,比較的良好な地盤上にフーチングを構 築した直接基礎の二つの形式が多くを占める。無筋橋脚 は,近代的な基礎の設計法が確立されていない時代に施 工されたものもあり,比較的マッシブなく体形状のため 安定性が高いものが多いが,中には,基礎の大変形時の 安定性が十分でないものも存在すると考えられる。写真 -2 に福井地震で煉瓦巻橋脚が転倒に近い状態まで大き く傾き,鋼桁が落橋した被災状況を示す。

これらの無筋橋脚の耐震対策として, RC 巻立て工法 が一般的である。しかし,断面積が増加することから狭 隘箇所や河川部などでは施工が困難な場合があること, 掘削仮土留などの仮設構造物も要することから,工事費 が高くなることが想定されるため,橋脚の断面積を増加 させない耐震対策が望まれる。また,無筋橋脚の基礎の 耐震性能が要求性能を満足していない場合,大規模地震 時の崩壊形態として,水平方向慣性力による転倒が考え られる。そこで,橋脚断面積を増加させることなく,上 記崩壊を防ぐ方法として,く体の設定した箇所に傾斜滑 動面を形成する方法を考えた。

本稿では、事前検討として上記構造の簡易な 3 次元 FEM 解析を行った。さらに、無筋橋脚を模擬した模型橋 脚を作成し、実験的検討を行ったので報告する。

2. 傾斜滑動面を有する無筋橋脚の地震時挙動の概要

図-1 に傾斜滑動面を有する無筋橋脚の地震時挙動の 概要を示す。図-1(a)は、基礎の耐震性能が満足でない 場合である。大規模地震作用時に橋脚の回転を伴う基礎 の浮き上がりが生じ、最終的に転倒する。図-1(b)は、 上記の橋脚に傾斜滑動面を設けた場合である。ここで傾



写真-1 新潟県中越地震の無筋橋脚の被災状況



写真-2 福井地震の煉瓦巻橋脚の被災状況¹⁾

*1 東日本旅客鉄道㈱ JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 研究員 修士(工学) (正会員) *2 東日本旅客鉄道㈱ JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 主幹研究員 博士(工学) (正会員) *3 東日本旅客鉄道㈱ 東京工事事務所 工事管理室 主席 (正会員) 斜滑動面より上のく体を上部構造,傾斜滑動面より下の く体を下部構造と呼ぶ。大規模地震作用時に,下部構造 に対して上部構造が滑動し,地震の水平方向慣性力を逃 がす。最終的には,上部構造に作用する重力および地震 の微動によって復元する。

このように,地震作用時に橋脚の回転に伴う基礎の浮 き上がりが生じる前に,下部構造に対し上部構造が滑動 するよう傾斜滑動面の角度と摩擦係数を制御することで, 橋脚く体の応答加速度が制御可能となり,転倒限界向上 に寄与できるものと考えた。また,微小な傾斜滑動面と することで地震動の影響で元の位置に復元する効果も期 待できる。以下では,滑動開始時の物理的条件と転倒限 界について述べる。

2.1 滑動開始時の物理的条件

ここでは、水平力が上部構造の重心位置に作用した際 に、下部構造に対して、上部構造が下部構造に対して滑 動を開始する際の物理条件について考える。滑動開始時 の水平力および加速度は、斜面上に静止している物体の 重心位置に水平力Fを作用させ、物体を斜面に沿って押 し上げる状況によって表現できる(図-2)。以下に滑動 開始時の水平力および加速度を示す。

ここで,

 $\mathbf{S} = \mathrm{Wsin}\theta, R = W\cos\theta, T = F\cos\theta, N = F\sin\theta$ とすると、

 $f = \mu(R+N)$ T = s + f $F\cos\theta = W\sin\theta + \mu(W\cos\theta + f\sin\theta)$ $F(\cos\theta - \mu\sin\theta) = W(\sin\theta + \mu\cos\theta)$

$$F = W \frac{\sin\theta + \mu \cos\theta}{\cos\theta - \mu \sin\theta} = W \frac{\mu + \tan\theta}{1 - \mu \tan\theta}$$
(1)

$$a = \frac{\mu + \tan\theta}{1 - \mu \tan\theta} g \tag{2}$$

ここに,

F	:水平力	θ	: 斜面の角度
W	:荷重	а	:加速度
μ	:静止摩擦係数	f	: 摩擦力

式(2)より,滑動面を滑動開始する加速度(以降,滑動 開始加速度)は,静止摩擦係数μと滑動面の角度θによ って表すことができることがわかる。よって,滑動面の 静止摩擦係数と滑動面の角度を調整することで,滑動開 始加速度を制御できるものと考えられる。

2.2 転倒限界

ここでは、水平力が上部構造の重心位置に作用した際 に、下部構造上端を支点として回転し、上部構造が転落 する限界状態を転倒限界と呼ぶ。図-3 に転倒限界の模 式図を示す。転倒限界は式(3)にて表すことができる。

式(3)により、下部構造に対する上部構造の相対的な水 平方向のズレdにより、転倒モーメントと復元モーメン トが変化し、転倒モーメントが復元モーメントを上回る と上部構造が転落することがわかる。



3. 静的 3 次元 FEM 解析

3.1 解析モデル諸元

図-4に解析モデル,表-1に材料特性を示す。本モデ ルは、中越地震で被災した実橋脚の設計図面を基に作成 した3次元 FEM モデルである。桁,軌道のモデル形状 は、重量と高さ方向の重心が実橋りょうと一致するよう に設定し、設計で用いられる高さに一定の幅を与えた形 状とした。また、単位体積重量は、橋脚は水上部を無筋 コンクリートの値、水中は無筋コンクリートから水の比 重を引いた値とした。桁および軌道については計算から 求めた重量を設定した面積で除した値とした。地盤につ いては設計で使用されるN値 30 の値を使用した。図中の 赤線が傾斜滑動面で、上部構造と下部構造の質量が概ね 1:1となるよう、フーチング底面から6549 mmの高さに 設定した。傾斜滑動面は Master-Slave を適用し、上部構 造面を Master, 下部構造面を Slave とした。これは、上 部構造が滑動した際に、下部構造隅角部での回転を精度 よく再現するためである。また、傾斜滑動面の摩擦につ いては、一般的に静止摩擦係数が動摩擦係数よりも大き な値となるが、滑動開始の水平反力に着目するため、便 宜的に静止摩擦係数,動摩擦係数ともに 0.1 とした。 傾斜滑動面の角度θは,5°・6°・7°の3パターンで 解析を実施した。

3.2 解析ケース

図-5に Case1,図-6に Case2 を示す。Case1 は,上 部構造重心位置に対し x 軸方向の強制変位 1000 mmとな るまで,変位を一定間隔で静的に漸増させた。また,地 盤底面については, x,y,z 方向を完全拘束している。これ は,静的に上部構造が下部構造に対してスライドさせる ことで,滑動開始時の水平力と転倒限界を確認するため である。Case2 は,フーチング下面中心位置の Z 軸を回 転軸として,静的に地盤を 0 度から 10 度まで回転させ, その後 10 度から 0 度に回転を戻す。これは、上部構造の 重心位置に作用する重力加速度の角度に応じた水平成分 を作用させることで,拘束しない条件下でのスライド挙 動の確認を行うためである。

3.3 解析結果

Case1 の解析結果を図-7 に示す。傾斜滑動面 5°・ 6°・7°いずれのケースにおいても、水平反力が式(1)か ら求められる滑動開始線に達すると、滑動を開始し、ほ ぼ一定値を示す。その後、水平変位が 300 mm~350 mmにな ると、上部構造の回転に伴い反力が減少する傾向が見ら れ、式(3)から求められる回転限界線とほぼ一致した。 Case2 の解析結果を図-8 に示す。図-8(a)より、いずれ のケースにおいても、下部構造の絶対回転角が、地盤の 回転角と一致するため、地盤に対する下部構造の滑動が 発生していないことが分かる。また、図-8(b)、(c)より、



	特性	マンク率 (MPa)	ポアソン比	比重
軌道	線形弾性	10000	0.1	7.71812
桁	線形弾性	10000	0.1	19.4625
コンクリート	線形弾性	33500	0.16666	2.3
コンクリート(水中)	線形弾性	33500	0.16666	1.3
地盤	弾塑性	125	0.49	1.8







図-6 Case2 (地盤の強制回転)





滑動面 5°では地盤回転角 9°程度, 滑動面 6°では地盤 回転角 10°程度で滑動に伴う+側への上部構造の回転 が発生し、滑動面 7°では回転が発生しなかったことが 分かる。このことから,傾斜滑動面の角度が小さいほど, 試験体外側方向へ滑動するタイミングが早くなることが 分かる。また滑動面 5°と滑動面 6°では、地盤回転角 が戻り状態となると、上部構造が試験体内側方向へ滑動 し始めー側へ回転するが、戻り状態の地盤回転角が 9° を下回ると、上部構造が再び+方向へ回転し、上部構造 下部の左端部が下部構造左側の滑動面に接する状態とな る。その後、戻り状態の地盤回転角が8°になると、上 部構造の相対回転角はしばらくゼロを示すが、地盤の回 転角がゼロに戻るにつれ,がたつくような挙動を示した。 これは、上部構造下部の左端部が下部構造左の滑動面に 接することで, 試験体内側方向への滑動を阻害すること が原因と考えられる。

図-9に Case2 の解析の最終ステップの静止画を示す。 傾斜滑動面の角度が 5°・6°では、上部構造の自重のみ で元の位置へ復元されないことが分かる。

4. 土地盤上を模擬した動的転倒試験

橋脚を模擬した鋼製の試験体を製作し、未対策の構造 を模擬した一体型の試験体と、V字の傾斜滑動面を設け た試験体について、水平振動台による振動試験を実施し、 滑動開始加速度の確認と転倒性能向上確認を以下のよう に実施した。

4.1 試験体諸元

振動試験の実施状況を写真-3,写真-4に,試験体 寸法を表-2に示す。試験体は鋼製の治具をボルト留め により組み替えられるものを用い,これを水平振動台上 に設置した剛地盤を模擬した土地盤を模擬した剛体土槽



図-9 Case2 最終ステップ静止画



写真-3 振動試験実施状況(一体型)



写真-4 振動試験実施状況(傾斜滑動面有)

上で水平振動試験を実施した。傾斜滑動面の角度は, 2.1°と7.3°とし,高さ720mmの位置に設けた。また, 滑動面にはステンレス板を設置し,さらにその間に静電 気除去スプレーを塗布した厚さ1mmのテフロンシートを 挟み込むことで,静止摩擦係数を0.127程度に調整した。 これは式(4)に示す WEST の式から推定される下部構造 のロッキングの開始加速度より,式(2)により求められる 滑動開始加速度を小さくするためである。

$$a = (B/H) \times g \tag{4}$$

4.2 試験方法

水平振動台上に設置した模擬土地盤上に試験体を配置 し,動的振動試験を実施した。加振条件として鉄道構造 物等設計標準・同解説(耐震設計)²⁾に記載される Spec II G0,G2,G3,G5 地盤適合波の加速度振幅を調整し,振動 試験に用いた。模擬土地盤については、転倒試験の都度,

土の表面が乱されるため、いったん地盤をスコップにより掘り返し攪拌したうえで、コンパクターで締め固めた。 地盤の締固めと形成として、コンパクターで一か所あた り5往復10回通過したのちに、レーザーレベルを基準線 として地表を水平に整正した。

測定項目としては、振動台の加速度および試験体の重 心位置(上下のく体それぞれの重心位置)の加速度およ び変位を測定した。振動台の加振加速度の最大値は、転 倒した場合と転倒しなかった場合で 50gal 程度の差とな るように繰り返し試験を実施した。これは、地震応答で 転倒限界向上効果を明確にするため、できるだけ転倒境 界付近の加速度を取得できるようにするためである。地 震波を用いたのは、周波数が限定される正弦波に比べ、 様々な周波数が含まれるためである。また、滑動面を設 けた試験体においては、上部構造が転落もしくは下部構 造が転倒した場合を転倒と判断した

5. 試験結果

5.1 滑動開始加速度

図-10に Type3 の滑動開始加速度を示す。今回の実験 では、上部構造、下部構造それぞれの重心位置の加振方 向水平変位を計測しているため、上部構造、滑動開始の 判定は、スライドが確認された振動台加振加速度の実験 データにおいて、試験体上部構造と下部構造の相対変位 が最初に 1.5 mm以上となったところとし、滑動開始と定 義した。1.5 mm以上とした理由は、ロッキングや地盤の塑 性化に伴う試験体全体の回転による変位差を除外するた めである。試験結果から概ね式(2)から求められる滑動開 始加速度限界線と一致することを確認した。

5.2 転倒性能比較

図-11 に Type1 の転倒時の最小振動台加振加速度,図 -12 に Type2,3 の無転倒時の最大振動台加振加速度を示

表-2 試験体寸法



図-12 無転倒時の最大振動台加振加速度(Type2, 3)

す。図-11 を無転倒最小値,図-12 を無転倒最大値とし たのは、未対策時と傾斜滑動面を設けた場合を比較し、 どの程度転倒限界性能が向上するか評価するためである。 Type1,2,3 ともに、地盤種別に応じた地震波により、転倒 のための加振加速度の最大値が異なることがわかる。こ れは、地震波種別により、含まれる周波数成分が異なる ことにより、試験体の揺れやすさに影響するためと考え られる。

また,式(4)から推定されるロッキング開始加速度 a に 着目すると, Type1,3 では,地震波のようなランダム波で も,West の式より求まる加速度以上で転倒することが確 認できる。しかし,Type2 においては,G5 について,下 部構造のロッキング開始加速度以下で転倒する可能性が あることが分かる。これは,図-13 の加速度応答スペク トルに示すとおり,G5 においては,長周期周波数成分が 卓越することの影響だと考えられる。

図-14 に、Type1 の転倒最小加速度と Type2、Type3 の無転倒最大加速度の比を示す。いずれの場合も傾斜滑動面を設けたことにより転倒限界性能が 1.2~1.9 倍程度向上した。また、Type2 では、地震波種別が G0~G5 に移るにつれ加振倍率が小さく、Type3 では G0~G5 に移るにつれ加振倍率が大きくなることがわかる。

5.3 上部構造の復元確認

表-3 に下部構造に対する上部構造の相対最大水平変 位および相対残留水平変位を示す。Type2 では,相対最 大水平変位は,179.1~271.9 mm,残留相対変位は,1.5 mm ~30.5 mm, Type3 では,最大相対変位は108.8 mm~231.1 mm,残留相対変位は25.1~38.9 mmとなった。

6. まとめ

傾斜滑動面を配置した構造について、基本的な挙動を 確認するため、実橋脚を模擬したモデルを作成し、静的 3次元 FEM 解析を行った。また、土地盤上で無筋橋脚を 模擬した試験体にて、水平振動台試験を実施した。

以下に知見を示す。

- (1) 式(1)によって求められる滑動開始の水平反力および式(3)によって求められる転倒限界と解析結果が 概ね一致することを確認した。
- (2) 式(2)によって求められる滑動開始加速度と実験から求められた滑動開始加速度が概ね一致することを確認した。



表-3 下部構造に対する上部構造の相対水平変位

試験体Type	地震波種別	相対最大水平変位(mm)	相対残留水平変位(mm)
	G0	271.9	30.5
T	G2	205.0	1.7
Typez	G3	254.7	10.1
	G5	179.1	1.5
	G0	108.8	25.1
Turne 2	G2	177.9	30.1
Type3	G3	186.7	38.9
	G5	231.1	26.3

(3) 本実験の範囲内において、一体型の場合と比べ、傾斜滑動面を設けた場合、転倒限界性能が、1.2 倍~ 1.9 倍程度向上することを確認した。

参考文献

- 仁杉巌, 久保村圭助, 菅原操:鉄道を巨大地震から 守る - 兵庫県南部地震をふりかえって - , 山海堂, pp.36, 2000.11
- 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同 解説耐震設計,丸善,2012.