

# ISTダンパーを用いたロッキング基礎の数値実験

田中浩一<sup>1</sup>・伊藤浩二<sup>2</sup>・松田隆<sup>3</sup>

<sup>1</sup> (株)大林組技術研究所土木構造研究室 副主査 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640)

E-mail:tanaka.koichi@obayashi.co.jp

<sup>2</sup> (株)大林組技術研究所土木構造研究室 専任役 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640)

E-mail:ito.koji.ro@obayashi.co.jp

<sup>3</sup> (株)大林組技術研究所土木構造研究室長 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640)

E-mail:matsuda.takasi@obayashi.co.jp

橋梁の大規模地震に対する耐震設計は、柱基部の塑性化を許容する設計が一般的である。橋脚が塑性化する前にフーチングが浮き上がると、橋脚の塑性化を免れるだけでなく、ロッキング振動により地盤への逸散減衰や免震効果が期待できる。しかし直接基礎にロッキング振動を許容すると、フーチング先端部分の地盤反力集中による地盤の塑性化や残留変位などが課題となる。そこで、杭頭部に鋼管ダンパー設けたロッキングする杭基礎形式を立案した。本研究では、この基礎形式の成立性を検証するため、ISTダンパーの構造性能の実験的確認、ならびに、これを用いた橋梁の動的解析を行ない、本基礎の有用性と課題について考察した。

*Key Words* : pile supported footing, rocking footing, isolation, damper, steel tube

## 1. はじめに

橋梁の大規模地震に対する耐震設計は、柱基部の塑性化を許容する設計が一般的である。従って基礎に作用する断面力は橋脚基部曲げ降伏荷重により決定される。また橋脚基部先行降伏となるよう大規模地震(L2地震)においても基礎は弾性設計がなされる。従って、地震後には橋脚ひび割れ補修だけでなく、損傷の点検や修復作業など供用までの時間が必要となる。

一方、建築分野においては、基礎の転倒防止のためのコストアップを回避するため、基礎の浮上りを許容して免震効果を図り、かつ建物の応答や損傷を抑制する技術<sup>1)</sup>が実用化段階にある。またSouth Rangitikei橋も同様の設計思想である<sup>2)</sup>。

直接基礎で浮上りが伴うロッキングが生じると免震効果だけでなく地盤への逸散減衰が期待できる<sup>2)</sup>。また橋脚が塑性化する前にロッキングが開始することで、橋脚基部の損傷も低減できる<sup>3),4)</sup>。しかしながら、直接基礎の場合、フーチングつま先部の支持地盤の塑性化や、フーチングと支持地盤が離れることによる基礎水平耐力の急激な低下などで、基礎に残留変位や横ずれなどが生じる可能性がある。そこで著者らは杭基礎をロッキング振動させて、大規模地震において耐震

性能1を満足できる橋梁基礎形式を考案した。この基礎形式は、ロッキングの利点を生かすとともに、ロッキング中でも履歴減衰が期待できるように杭頭部にISTダンパーを設けた杭基礎である。

本研究では、この基礎形式の成立性を検証するため、ISTダンパーの構造性能の実験的確認、ならびに、これを用いた橋梁の動的解析を行なって、本基礎の有用性と課題について考察したものである。

## 2. ISTダンパーを用いたロッキング基礎

本ロッキング基礎の概念図を図-1に示す。この基礎は、ISTダンパーを各杭頭に設けた杭基礎である。ISTダンパー(Inflatable Steel Tubular-Damper)は図中に示すように、引抜き時には鋼管が圧縮応力状態となり、フックの法則により鋼管が膨れ上がるので鋼管とコンクリートとの摩擦力が増加する。逆に押し込み時には鋼管-コンクリート間の摩擦力が減少する。このISTダンパーの径や長さを変化させることでロッキング開始点の調節が可能である。橋脚基部の曲げ降伏前にロッキングさせて、L2地震時に免震効果を図るだけでなく、ISTダンパーの履歴減衰も期待できる。押し込み時に摩擦力を減少させたのは、自重によ

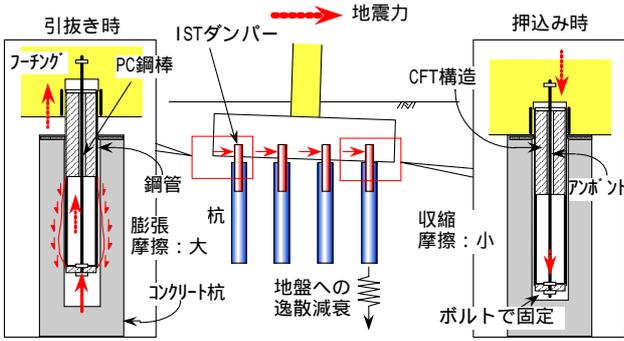


図-1 ISTダンパーを用いたロッキング基礎

り変位が元に戻ることを阻害しない事と地盤への逸散減衰を期待するためである。なお、ISTダンパー上部はCFT構造とし、フーチングが浮き上っても各杭にせん断力を均等に伝達するロングストロークシアキーとして機能する。これはロッキング時につま先部に水平力が集中して杭がコストアップするのを回避するためと、直接基礎でのロッキングのような横ずれを防止し、ロッキング終了後でも所定の位置に戻るよう配慮したためである。

### 3. ISTダンパーの性能試験

#### (1) ISTダンパーの要求性能

高さ約12mの橋脚<sup>5)</sup>を対象に試設計を行い、ISTダンパーに要求される性能を確認した。対象橋梁基礎を図-2に示す。ISTダンパーの外径をφ400と仮定した時、次の結論を得た。

- ・浮上り量：12cm (0.3φ)。
- ・引抜き時の作用水平せん断応力度：5.0N/mm<sup>2</sup>
- ・押込み時の作用水平せん断応力度：2.5N/mm<sup>2</sup>
- ・ISTダンパーの埋込み長さ = 7.1m (18φ) 以下。

#### a) 浮上り量

地震時における橋脚の最大応答塑性率は、柱の降伏部材角を1/200と仮定すると残留変位算定式<sup>6)</sup>より、

$$\therefore \mu_R = \frac{1}{100} \cdot \frac{200}{1} \times \frac{1}{0.6} + 1 = 4.3 \rightarrow 5.0 \quad (1)$$

最大応答塑性率を5とし、これを満たす基礎の回転角(θ)は柱の弾性変形を差し引いて、

$$\theta = (5-1) \cdot \theta_y = (5-1) \times 1/200 = 1/50 \quad (2)$$

この回転角に杭間距離(3.05m+3.05m=6.1m)を乗じると浮上り量は12cmとなる。したがって浮上り量はISTダンパー直径の30%程度である。

#### b) ISTダンパーの作用せん断応力

杭基礎が用いられる地盤は2種または3種地盤と考えると、設計レベル2地震動は最大で1.5~1.75G<sup>6)</sup>である。橋脚の塑性率が5のとき、要求される降伏震度

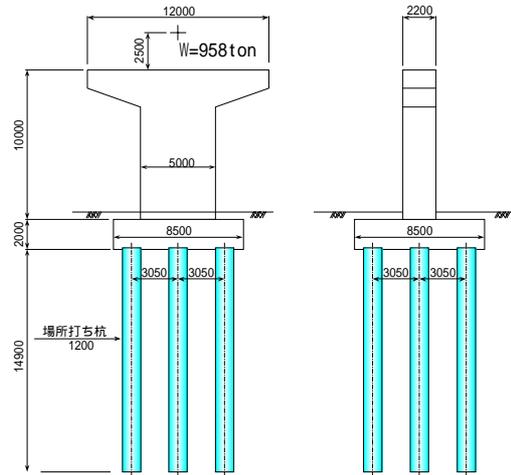


図-2 想定した橋脚

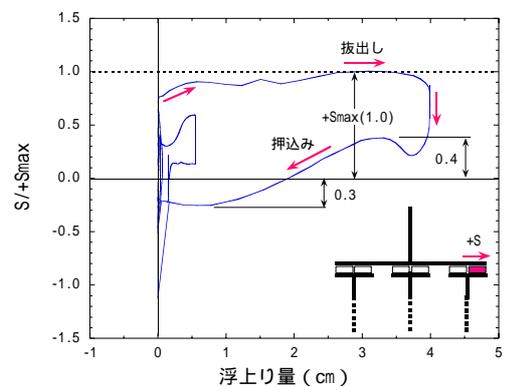


図-3 ISTダンパーに作用するせん断力 - 浮上り量

は0.50~0.58Gとなる。上部工重量の0.5G、フーチング重量の0.2G(応答倍率を2.5とした)分の水平力を、杭の総断面積で除したせん断応力度は0.53N/mm<sup>2</sup>となる。杭(φ1200)に対しISTダンパーCFT部(φ400)の面積は1/9なので、ISTダンパーCFT部に作用するせん断応力度は5.0N/mm<sup>2</sup>程度(0.53×9=4.8N/mm<sup>2</sup>)である。なおCFT部のコンクリートを無視しても、鋼管の厚さが鋼管径の2%以上あれば、この程度のせん断応力度が作用しても鋼管は弾性範囲となる。

実験開始前にISTダンパーの引抜き力と押込み力との比を10:4と仮定して動的解析を行った。地震波は後述する直下型地震波である。その結果、ダンパーに作用する水平せん断力は、押し込み時の方が引抜き時よりも小さく、40%程度である(図-3)。地震波1ケースではあるが、ISTダンパーに作用する押し込み時水平せん断力は、概ね引抜き時の半分程度と予想できる。

#### c) 埋込み長さ

鋼管とコンクリートとの付着強度を0.5N/mm<sup>2</sup>と考えたと<sup>7)</sup>、橋脚基礎自重による復元モーメントとISTダンパーの抵抗モーメントが釣り合うISTダンパー埋込み長さは7.1mとなる。この値以上に長くすると、ロッキング基礎が傾いたまま自重で元に戻る事ができな

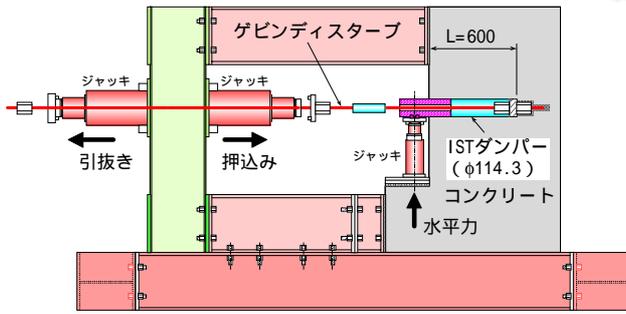


図-4 ISTダンパーの試験装置



写真-1 摩擦増加バンド

表-1 ISTダンパー試験ケース

試験体名	水平力 (kN)		摩擦増加 バンドの有無	鋼管 φ114.3 t=6mm	埋込み長さ (mm)
	引抜き時	押し込み時			
L600-T6	0	0	-		
L600-T6-H	50	25	-		600
L600-T6-H+B	50	25			

表-2 コンクリートの配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	粗骨材 最大寸法 (mm)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
			水	セメント	細骨材	粗骨材
50.6	44.1	20	117	350	773	1000

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体名	L600-T6	L600-T6-H	L600-T6-H+B
材令(日)	45	68	72
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	43.1	42.7	43.9

表-4 鋼材の材料試験結果

鋼管	弾性係数 × 10 <sup>5</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
φ114.3 t=6.0mm	1.90	428	676	36.4

い。したがって、ISTダンパー埋込み長さはその外径の18倍未満となる。

(2) ISTダンパーの試験概要

ISTダンパーの摩擦力を評価するため、押し引きの繰返し加力試験を行った。試験装置を図-4に示す。

加力方法は、まず橋脚曲げ降伏時の作用せん断応力度(5.0N/mm<sup>2</sup>)相当の水平力(50kN)を作用させて引抜きを行う。所定の変位に達した段階で引抜き荷重を除荷した後、水平力を半分(25kN)として押し込みを行う。これを繰返し行った。所定の変位とはすべり量がδ=1mm, 2mm, 4mm, 8mm, 16mm, 32mm, 64mmの時であり、繰返し回数は鋼管外径の30%に相当する32mmまでは2サイクル、δ=64mmでは1サイクルとした。

鋼管表面には全て撥水処理を施し、鋼管-コンクリート間の付着力を取り除いた。その理由は鋼管-コンクリート間の引抜き力は摩擦力と付着力から成り、

表-5 最大摩擦応力度

試験体名	最大摩擦応力 (N/mm <sup>2</sup> )		最大摩擦応力の比	
	引抜き時	押し込み時	引抜き時	押し込み時
L600-T6	1.11	0.73	1	0.66
L600-T6-H	0.46	0.28	1	0.61
L600-T6-H+B	0.75	0.46	1	0.61

付着が切れた後は付着成分は残存しない<sup>7)</sup>ためである。すなわち付着成分があると最初のロッキング開始点は高く、2回目以降は低くなる。このようにロッキング開始点の変動する事は、橋脚の作断面力を制限する点と、安定した免震効果や減衰効果を得る点、そして設計が煩雑になるなど好ましくないと考えた。

試験ケースを表-1に示す。表中の摩擦増加バンドとは写真-1に示すように鋼-コンクリート接触面だけでなく鋼-鋼の接触面を付加することで、繰返しに強く、かつ引抜き荷重が高まれば、ISTダンパーの小型化が可能となると考えたものである。

使用したコンクリートの配合表と材料試験結果をそれぞれ表-2、表-3に示す。配合は場所打ち杭コンクリートの仕様規定より定めている<sup>8)</sup>。ISTダンパーに用いた鋼管の材料試験結果を表-4に示す。

(3) 摩擦応力 - 抜出し量関係

摩擦応力と抜出し量の関係を、図-5、図-6に示す。また抜出し、押し込み時それぞれの最大摩擦応力を表-5に示す。摩擦応力とは引抜き(押し込み)荷重をコンクリート中の鋼管表面積で除した値である。なお、表面積を計算する際の鋼管長さは、抜出した長さを減じている。鋼管の膨張・収縮により引抜き時の方が押し込み時より大きく、水平力や摩擦増加バンドの有無に関わらず、ほぼ10:6の関係がある。鋼管表面の付着成分を減じたため、水平力が作用しない場合、抜出し量が小さい段階で摩擦応力は小さい。一方、水平力が作用した場合には、抜出し量に関わらずほぼ一定の値となる。しかしながら、最大値は水平力がない場合の方が摩擦応力は大きい。

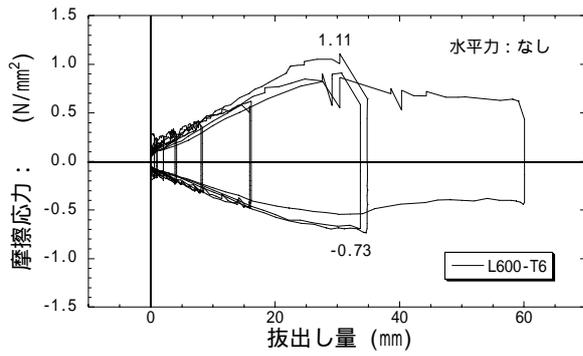


図-5 摩擦応力 - 拔出し量 (L600-T6)

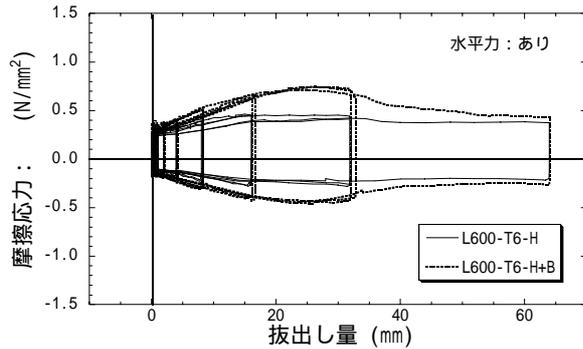


図-6 摩擦応力 - 拔出し量 (L600-T6-H, L600-T6-H+B)

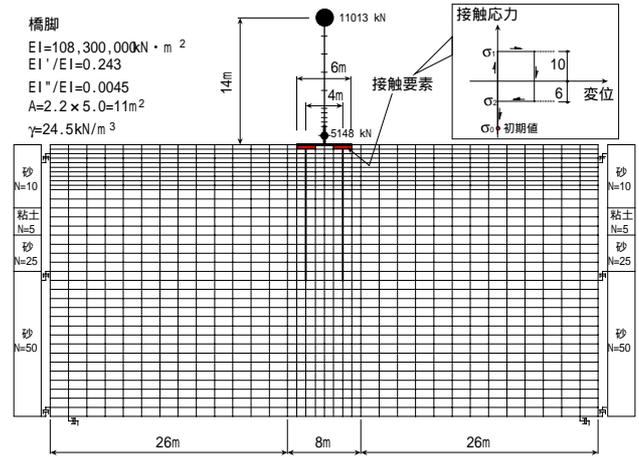


図-7 解析モデル (ロッキングあり: 杭2列)

表-6 解析ケース

解析ケース	ロッキング開始モーメント 橋脚の降伏モーメント	杭列数	L2地震波 の種類	
T1-N	ロッキングなし	3	海洋型	
T1-85-ROCK	0.85	2		
T1-75-ROCK	0.75			
T1-65-ROCK	0.65	2	直下型	
T2-N	ロッキングなし			3
T2-85-ROCK	0.85			2
T2-75-ROCK	0.75			
T2-65-ROCK	0.65			

表-7 地盤定数

地盤種類	N値	層厚	単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断弾性 波速度 $V_s$ (m/s)	弾性係数 $E$ ( $\text{kN/m}^2$ )	ポアソン比
砂質土	10	7	17	140	98,300	0.45
粘性土	5	3	17	170	145,000	0.45
砂質土	25	4	19	230	297,600	0.45
砂質土	50	16	19	295	472,600	0.45
基礎	-	-	19	350	665,400	0.40

#### 4. 動的解析

##### (1) 動的解析モデル

本基礎形式の免震効果を確認するため図-2の橋脚<sup>5)</sup>において橋軸方向を対象に動的解析を行った。解析モデルを図-7に、また解析ケースを表-6に示す。

##### a) 橋脚のモデル化

橋脚、フーチング、杭ははり要素でモデル化し、そのM- $\phi$ 関係は武田モデル<sup>9)</sup>とした。なお、上部工質量と橋脚剛性から求めた固有周期は0.86秒である。

##### b) 杭基礎のモデル化

杭の配置は、3列と2列杭とした。対象橋梁基礎と同様の杭配置の場合、自重によるロッキング抵抗モーメントは橋脚基部降伏モーメントの93%と高かったため、ロッキングありでは2列杭にした。フーチングと杭との結合は、ロッキングなしの場合には剛結合としたが、ロッキングありではピン結合とした。一般に、場所打ち杭はフーチングに剛結されるが本基礎では杭頭の曲げ負担はCFT部の曲げモーメントのみとなり、場所打ち杭の曲げ負担より小さく、ピン結合に近いと考えたためである。

##### c) 地盤のモデル化

解析に用いた地盤定数を表-7に示す。ロッキングによる免震効果や逸散減衰効果に着目するため地盤は弾性とした。この地盤の特性値( $T_0$ )は0.557秒である。したがって2種地盤<sup>6)</sup>に相当する。

##### d) パラメータ1: 入力地震波

基礎に入力した地震波<sup>10)</sup>を図-8、図-9に示す。それぞれ直下型と海洋型のL2地震波である。2種地盤における固有周期0.86秒での標準加速度応答スペクトル値はそれぞれ1750gal, 850galである<sup>6)</sup>。応答倍率を2.5と考え、この地震波を地表面最大加速度がそれぞれ700gal, 340galとなるように加速度を調節して用いた。なお、自由振動終了までの時間として、各々の地震波に10秒間の加速度を0とした区間を設けた。

##### e) パラメータ2: ロッキング開始点

表-6に示したように、ロッキング開始点は橋脚基部曲げ降伏モーメント(以下, My)の85%, 75%, 65%となるようにISTダンパーの引抜き開始点をモデル化した。なお、押込み開始点はISTダンパーの性能試験結果より、拔出し開始点の60%としている。

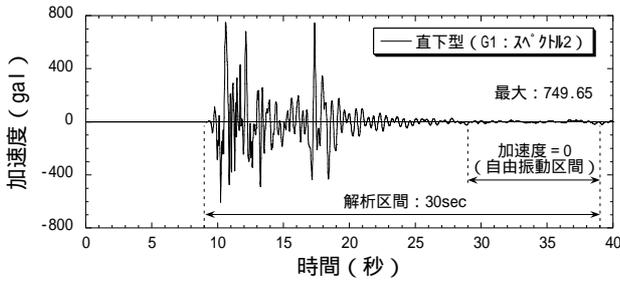


図-8 入力地震波 (直下型)

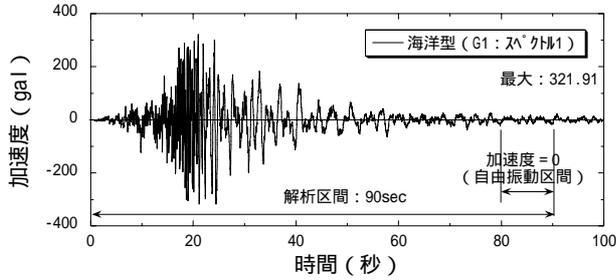


図-9 入力地震波 (海洋型)

(2) 解析結果

a) 応答変位

応答変位時刻歴の一例を図-10に、また最大変位を表-8に示す。なお応答変位は橋脚基部 - 天端間の相対変位である。通常基礎に比べてロッキング基礎では降伏震度が低いため、直下型地震で最大45%、海洋型で最大16%応答変位が大きくなる。直下型地震波は振動と言うよりも第一波がインパルスに近いので、ロッキング振動のメリットが生かされず、変位が大きい。これに対して、海洋型の地震波の場合、ロッキングによる免震効果や減衰効果、ISTダンパーの履歴減衰の効果により、変位が抑制されている。またいずれの地震波においても残留変位は発生しない。

b) 応答加速度

橋脚天端の応答加速度時刻歴の一例を図-11に、また最大加速度を表-8に示す。ロッキング開始点が橋脚基部曲げ降伏モーメント以下になっていること、ロッキング時の免震効果により、いずれの地震波においても加速度が低減できている。

図-12、図-13には橋脚天端の加速度時刻歴の計算値から減衰を5%と仮定して算出した加速度応答スペクトルを示す。直下型地震では全体に長周期化し、加速度の応答が抑制されているが、橋脚の固有周期(0.86秒)近傍では低減効果が低い。これはフーチングが着地している時の構造は通常基礎に近く、かつ損傷が無いので弾性応答をしているためである。一方、海洋型地震の場合、応答変位が小さいため、長周期側の加速度低減効果が少ない。

c) 橋脚の曲率分布

橋脚の曲率分布の一例を図-14に示す。通常基礎では橋脚の塑性化により基部の曲率が卓越している。一

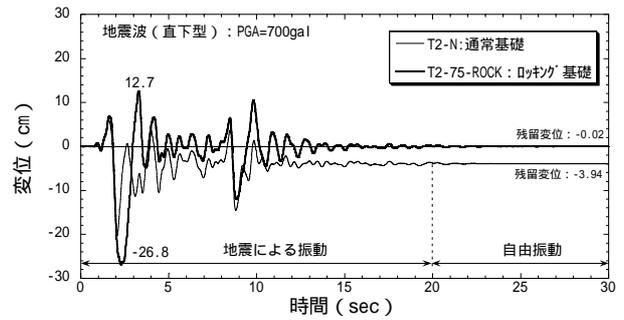


図-10 応答変位 (直下型地震時)

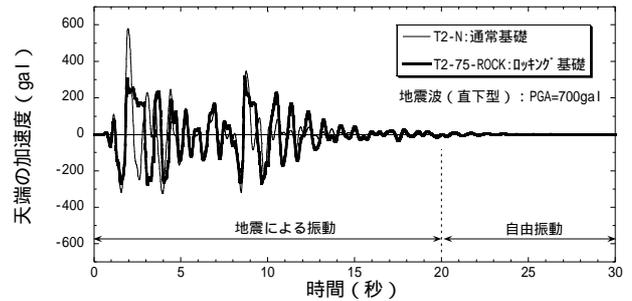


図-11 応答加速度 (直下型地震時)

表-8 解析結果

解析ケース	応答変位 max (cm)	応答加速度 A <sub>max</sub> (gal)	浮上り量 L <sub>max</sub> (cm)	浮上り回数 <sup>1</sup> N <sub>max</sub> (回)
T1-N	15.0	519	-	-
T1-85-ROCK	14.4	323	2.9	5 (9)
T1-75-ROCK	15.1	290	3.4	6 (12)
T1-65-ROCK	17.5	255	4.6	8 (15)
T2-N	20.4	581	-	-
T2-85-ROCK	26.0	351	6.6	5 (8)
T2-75-ROCK	26.8	313	7.3	5 (7)
T2-65-ROCK	29.6	255	8.4	6 (9)

1: 浮上り回数は、左右の杭の内、多い方の値。カッコ内は左右の合計。

方、本ロッキング基礎の場合は変位が大きくなったにもかかわらず、応答曲率はいずれの地震波においても弾性範囲にあった。したがって、橋脚変位はロッキングによる回転成分が大部分を占めたこととなる。

d) 浮上り量

フーチング浮上りの最大値ならびに浮上り回数を表-8中に示す。浮上り量は数センチ程度であり(直下型:約7~8cm,海洋型:約3~5cm),ISTダンパー直径をφ400と考えると、直径の20%程度である。浮上り回数は、直下型、海洋型とも10回程度であるが、杭一本当たりでは多くとも8回である。この回数はISTダンパーの性能試験での押し引き繰返し回数(13回)よりも少ない。

4. おわりに

ISTダンパーを用いたロッキング基礎の成立性確認のため、ISTダンパー性能試験と、そこから得られた履歴特性を反映した動的解析によるパラメトリクス

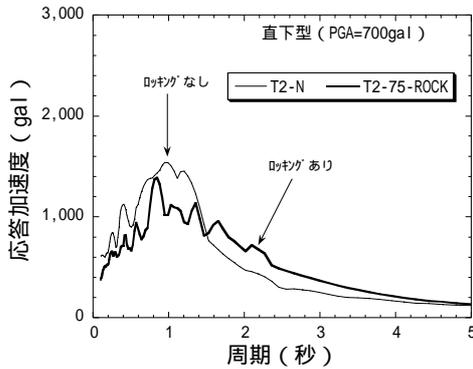


図-13 加速度応答スペクトル(直下型地震時)

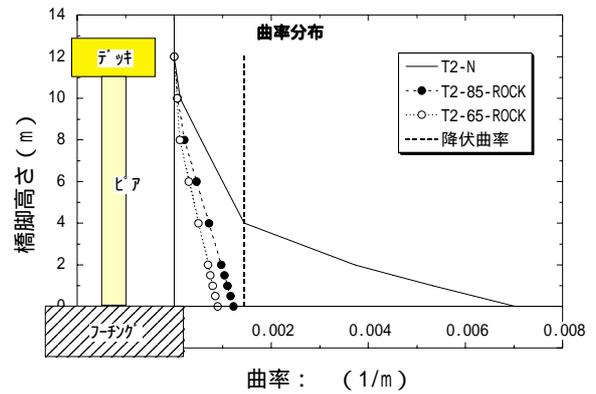


図-14 曲率分布(直下型地震時)

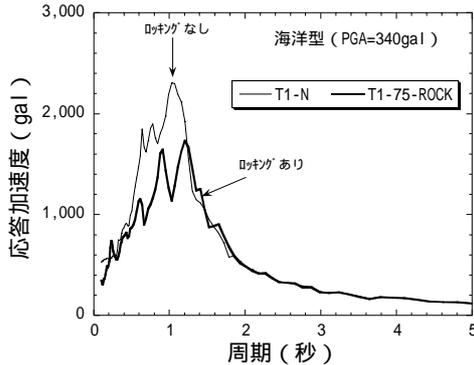


図-14 加速度応答スペクトル(海洋型地震時)

タディを行った。その結果、以下の結論を得た。

- ・ISTダンパーはせん断力作用下においても押し・引きで10:6の異なる摩擦力を発揮する。
- ・大規模地震においても橋脚は弾性範囲に留まり、かつ残留変位が生じない。従って、この基礎は震後のメンテナンスを省力化できる基礎構造となり得る。
- ・本基礎における応答変位の抑制効果は、ロッキング回数が多い海洋型地震時の方が大きい。
- ・本基礎では応答加速度を減らすことができ、フーチングのスリム化や杭本数の削減などのコストダウンが可能となる。
- ・免震効果、逸散減衰、ISTダンパーの履歴減衰の中でどれが効果的に寄与するか今回の検討では明確でなく、今後解明する必要がある。

### 参考文献

- 1) 岩下敬三, 木村秀樹, 春日康博, 石黒三男: 地震時浮上り許容構造物における杭頭接合, 基礎工 Vol. 29, No. 12, pp. 81-84, 2001.
- 2) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, pp. 516-533, 1996.
- 3) 細入圭介, 川島一彦: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響, 土木学会第56回年次講演概要集第 部門, pp. 86-87 (I-B043), 2001.
- 4) 林康裕: 直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果, 日本建築学会構造系論文集 第485号, pp. 53-62, 1996.
- 5) 石井浩子: パソコンプログラムによる設計計算例 - 杭基礎 -, 基礎工 Vol. 25, No. 7, pp. 93-97, 1997.
- 6) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 - V 耐震設計編 -, 2002.
- 7) 田中浩一, 大内一, 長沼一洋, 緒方辰男: 水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価, 土木学会論文集, No. 648 / V-47, pp. 89-108, 2000.
- 8) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 - 下部構造編 -, p. 149, 2002.
- 9) Toshikazu Takeda, Mete A. Sizen, N. Norby Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970.
- 10) (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 -, p. 38, 1999.

(2003.6.30 受付)

## Numerical Study for Pile Supported Rocking Foundation with IST-damper

Koichi Tanaka, Koji Ito, Takasi Mastuda

Ductility design that accepts the plastic hinge at the bottom of bridge pier is generally employed. Rocking system provides seismic isolation and soil radiation damping, and the pier has no damage because the footing starts to rock below the ultimate moment of the pier. In case of using rocking foundation to a spread footing, the base ground is not capable at the toe of the footing, and the footing sway displacement would not be negligible after the earthquake motion.

With this background, pile supported rocking foundation with IST-damper has been proposed. This paper considers the experimental study about the performance of IST-damper, and numerical simulation about the dynamic behavior of this new foundation.