

V-374

RC高橋脚モデルの損傷度に及ぼす累積損傷の影響

中部大学工学部 学生員○本山 茂希
名古屋工業大学 学生員 河野伊知郎
中部大学工学部 正会員 平澤 征夫

1. まえがき

本研究はRC構造物、特に高橋脚が地震などにより損傷を受けた場合、その損傷程度を損傷過程における振動特性すなわち減衰定数および固有振動数の変化を定量化することにより、その構造物の損傷度を評価しようとするものである。本報告では高橋脚モデルを作成し、これに2種類の方法で日本海中部地震の波形を入力しその損傷程度を振動特性より推定するものであるが、ここでは推定方法に与える地震履歴損傷の影響を調べるための実験を行い定量化されたそれぞれの振動特性について比較、検討した結果について述べるものである。

2. 実験方法

表1に実験に使用した供試体 計8体の種類を示す。これらの供試体に日本海中部地震(NIHONKAI:以下Nと略す)の加速度波形を用いて2種類の入力方法で実験を行った。波形の入力方法は図1に示す擬似動的試験法(Pseudo-Dynamic Test:以下SD法と略す)と図2に示すような振動台試験法(Shaking Table Test:以下ST法と略す)を用いた。

図3に供試体の形状及び寸法を示す。断面は10×15(cm)とし、軸方向鉄筋にはD10mm($f_{sy}=3756\text{kgf/cm}^2$)を4本用い、供試体頂部に約1tonの錘を取り付けた。载荷の方向は図4に示すように強軸方向とした。载荷段階は表2に示すように、累積損傷の影響を調べるために加速度倍率を段階的に増加させたものと、ある1種類の载荷加速度倍率のみを与えたものとの2通りとした。载荷試験時のコンクリートの圧縮強度の平均は 369kgf/cm^2 、ヤング係数は 313000kgf/cm^2 であった。測定は両試験法とも载荷段階の始めと終わりに、図5に示すように40kgfの錘を吊し、水平変位を測定した後に錘を切り放すという方法により自由振動波形を得た。そして、これらの測定結果より得た各载荷段階の初期剛性係数、減衰定数および固有振動数について累積損傷の有無による影響の違いを検討した。

3. 実験結果と考察

(1) 初期剛性係数~最大応答変位関係

吊した錘($P=40\text{kgf}$)による変位(Δcm)より、その傾き(P/Δ)を求め これを初期剛性係数と定義する。図6と図7はそれぞれSD法とST法の結果であり、これを見るとSD法

表1 供試体種類

SPECIMEN	NIHONKAI
TEST	
Pseudo-Dynamic	NS88
Shaking Table	NS90-100, NS90-200, NS90-300
	NT88
	NT90-100, NT90-200, NT90-300

表2 载荷加速度倍率

SPECIMEN	Ratio of Acceleration
NS88	0.8 1.0 1.8 2.0 2.8
NT88	0.8 1.0 1.8 2.0 2.8
NS90-100	1.0
NS90-200	2.0
NS90-300	3.0
NT90-100	1.0
NT90-200	2.0
NT90-300	3.0

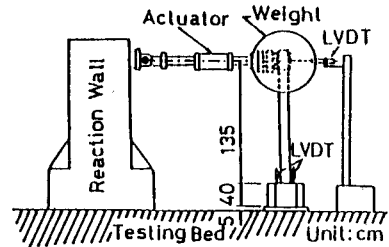


図1 擬似動的試験法 (Pseudo-Dynamic Test)

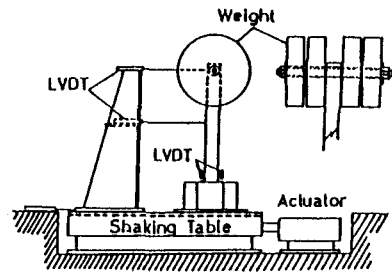


図2 振動台試験法 (Shaking-Table Test)

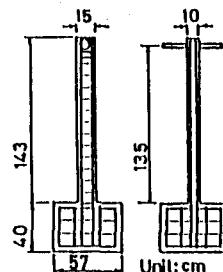


図3 供試体形状・寸法

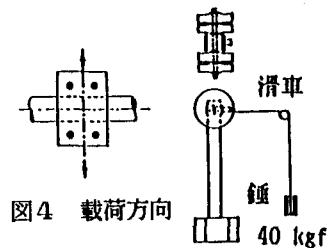


図5 微振動計測

(図6参照)において 荷重加速度倍率を1倍とした NS90-100, 2倍とした NS90-200, 3倍としたNS90-300の値と、これらの荷重加速度倍率にそれぞれ対応する NS89 の値とを比較して見ると、1倍についてはわずかに NS90-100 の方が低い数値を示しているがほぼ近い値と言える。しかし、荷重加速度倍率が2, 3倍のもので見ると累積損傷の影響を含む NS89 の値が著しい低下を示し明らかな違いが見られる。また、S T法においても同様な結果が得られている。

(2) 減衰定数～最大応答変位関係 図8と図9にそれぞれS D法とS T法の結果を示す。(1)と同様な比較をすると NS89 および NT89 の変化は、一度上昇した後に低下していくという曲線的なものであり、かなり高い値を示している。これに対し、NS90-100 (200,300) あるいは NT90-100 (200,300) の値とを比較すると大きな違いが見られる。

(3) 自由振動数～最大応答変位関係 図10と図11にそれぞれS D法とS T法の結果を示す。これらについて累積損傷の影響を見ると、まず図11のS T法については明確な違いが認められず、ほぼ一致しており直線的な傾向を示していることが分かる。また、図10のS D法についても、NS89 は曲線的な傾向を示しているものの、各荷重加速度倍率に対する振動数には大きな違いは見られていない。

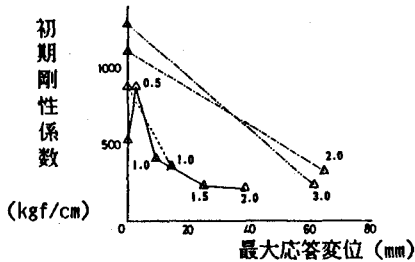


図6 初期剛性係数～最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

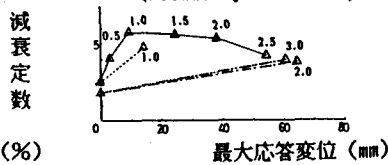


図8 減衰定数～最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

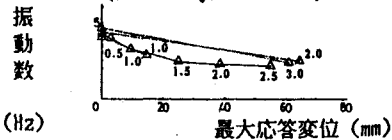


図10 自由振動数～最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

記号説明: (--- NS90-100 --- NS90-200 --- NS90-300 --- NS89)

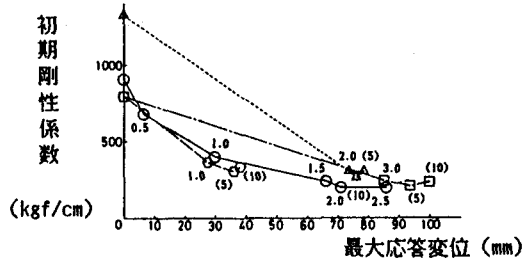


図7 初期剛性係数～最大応答変位 (Shaking Table Test)

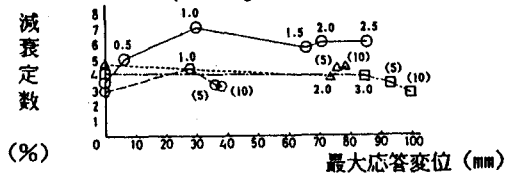


図9 減衰定数～最大応答変位 (Shaking Table Test)

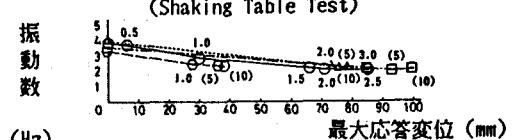


図11 自由振動数～最大応答変位 (Shaking Table Test)

記号説明: (○--- NT90-100 □--- NT90-200 △--- NT90-300 ○--- NT89)

4. 結論

鉄筋コンクリート構造物の損傷度を定量化する際に、過去の地震履歴の有無による損傷の度合は大きな影響を及ぼしていると考えられる。そこでRC高橋脚モデルを用いて、その振動特性より損傷度を評価する方法において累積損傷の影響を考慮することが可能かどうかを検討した。

その結果、S T法による固有振動数を用いた損傷度の定量化方法には、地震履歴の累積による影響がほとんど見られなかった。このことから固有振動数と最大応答変位との関係のみによって構造物の損傷度を評価することは困難であり、累積損傷の影響までも考慮した損傷度を評価するためには、例えば本研究で定義したような静的に計測した初期剛性係数など他の方法をも併用する必要があると考えられる。