

論文

[2079] RC高橋脚モデルの損傷に与えるランダム波形入力方法の影響

正会員○平澤征夫（中部大学工学部）
 正会員 古澤誠司（新構造技術株式会社）
 正会員 愛知五男（中部大学工学部）
 正会員 伊藤和幸（中部大学工学部）

1. まえがき

本研究は高橋脚や斜張橋のタワーのように曲げが卓越する鉄筋コンクリート構造物の損傷過程における振動特性の変化を定量化すること、および逆に、定量化された振動特性を利用して損傷した構造物の健全度を評価しようとする目的で行った研究の一部である。本論文では特に荷重作用の影響を明らかにする目的で、3種類の実際に観測された地震の加速度波形を取り上げて、これらの波形の入力方法の違いが構造物の損傷度に与える影響の違い、および、入力波形の種類の違いを高橋脚モデルを用いて実験的に明らかにしようとしたものである。

2. 実験方法

(1) 試験の種類

表1に供試体の種類を示す。実験の要因は次のようである。

a) ランダム波形入力方法は、疑似動的試験法（Pseudo-Dynamic Test：S D 法と略）および、振動台試験法（Shake Table Test：S T 法と略）の2種類の方法による。

b) ランダム波形の種類は、(1) 宮城県沖地震（MIYAGI:Mと略）(2) 日向灘沖地震（HYUUGA:Hと略）(3) 日本海中部地震（NIHONKAI:Nと略）の3種類の地震加速度波形を用いる。これらの地震波形は、日本道路協会「道路橋示方書・同解説」（耐震設計編）（1990.2）において、それぞれⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤に対する標準地震波形とされているものであり、本研究では、上述の入力方法の違いの他、これらの標準波形が損傷に与える影響の違いを明らかにすることを目的としている。この実験に用いた供試体は表1に示す全部で6体である。

表1 供試体種類

TEST SPECIMEN	Pseudo Dynamic	Shake Table
MIYAGI	MS89	MT89
HYUUGA	HS89	HT89
NIHONKAI	NS89	NT89

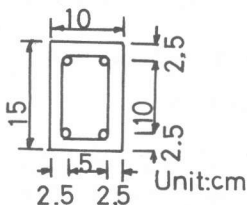


図2 柱断面

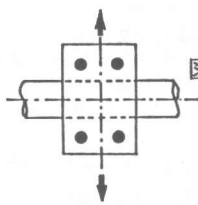


図3 荷重方向

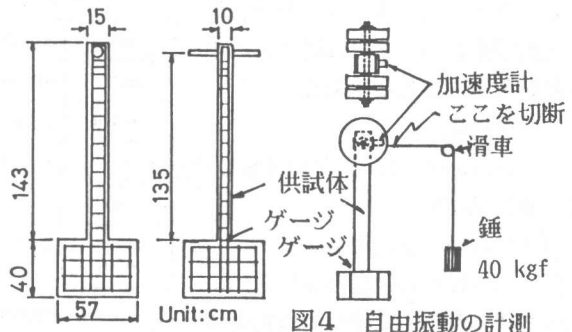


図1 供試体形状・寸法 図4 自由振動の計測

SPECIMEN	Ratio of Acceleration					
MS89	0.5	1.0	2.0	2.5	3.0	3.5
HS89	0.5	1.0	2.0	2.5		
NS89	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	
MT89	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0 3.5
HT89	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	
NT89	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	

(2) 供試体

供試体の形状・寸法は、図1および図2に示すように断面が10×15cm、高さ150cm（载荷点または錘の重心位置までは135cm）で、軸方向鉄筋にはD10mm(SD35)を、帯鉄筋にはφ6mmを10cm（錘の近くのみ5cm）ピッチで使用した。この柱の軸方向鉄筋比は1.9%であり、実際の高橋脚とほぼ同じとした。（通常の橋脚の軸方向鉄筋比は1%以下であるが、高橋脚の場合の基部の鉄筋比は2%前後となる。）また、頂部には約1tonの錘を取り付けて実際の橋桁の重量をモデル化している。柱に作用する軸応力は6.7 kgf/cm²である。また、各供試体の柱部コンクリートの载荷試験時の圧縮強度の平均は373 kgf/cm²およびヤング係数の平均は316000 kgf/cm²であった。また、使用鉄筋の降伏点応力度は3853 kgf/cm²でありヤング係数は1,920,000 kgf/cm²であった。

(3) 载荷方法

载荷の方向は、SD法およびST法ともに図3に示すように断面の強軸方向とした。また、SD法およびST法ともに载荷の段階を表2に示すように各波形の加速度倍率（標準波形の加速度を1.0とする）を0.5~3.5までの間で4~7段階にとって行った。これによって、各段階での損傷は、それ以前の段階までの損傷に累積されたもので評価するものとする。

(4) 測定方法

SD法：各载荷段階において柱頂部の荷重および変位、柱基部における曲率および鉄筋とコンクリートのひずみを計測した。

ST法：各加速度倍率の入力段階において柱頂部の加速度と応答変位、振動台の加速度と変位をデータレコーダに記録した。

両法とも各試験段階のはじめと試験後に、40kgfの錘を吊してから、水平変位を測定した後に錘を切り放すという方法（図4）により得た自由振動波形から、その段階での自由振動数と減衰定数を求めた。

3. 実験結果

A. Pseudo-Dynamic Test (SD法) による試験結果

(1) 荷重～変位関係

図5は3種類の加速度波形入力によって得られた応答変位の波形のうちで、各載加段階の履歴の最大変位とその時の荷重の点を結んで得られた包絡線で荷重～変位曲線を示したものである。また、ひびわれ荷重、鉄筋降伏荷重（降伏ひずみ=2000μ）、最大荷重とそのときの変位を表3に示した。この図5より、地震の規模は同程度であっても波形の性質が異なるために応答変位に違いが見られる。

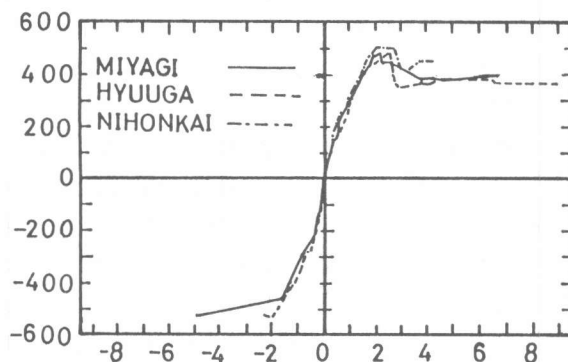


図5 荷重～応答変位関係 (Pseudo-Dynamic Test)

表3 荷重～応答変位の結果 (Pseudo-Dynamic Test)

供試体 (圧縮強度) (kgf/cm ²)	(1) ひびわれ荷重時		(2) 鉄筋降伏荷重時		(3) 最大荷重時	
	荷重 (kg)	変位 (cm)	荷重 (kg)	変位 (cm)	荷重 (kg)	変位 (cm)
MS89 (416)	124.6	0.25	400.0	1.48	500.5	3.57
HS89 (359)	143.4	0.31	430.0	1.60	503.2	2.27
NS89 (446)	146.6	0.28	443.0	1.60	510.1	2.02

- (1) 荷重～変位曲線の傾きが急変する点
- (2) ひずみ～変位曲線より、鉄筋降伏時の変位を読み取り、次にこの変位の時の荷重を荷重～変位曲線から読み取る。
- (3) 荷重～変位の表から、最大荷重時の荷重と変位を読み取る。

また、ひびわれ荷重、鉄筋降伏荷重（降伏ひずみ=2000μ）、最大荷重とそのときの変位を表3に示した。この図5より、地震の規模は同程度であっても波形の性質が異なるために応答変位に違いが見られる。

(2) 入力加速度と応答変位関係

図6に入出力加速度および応答変位の例(MIYAGI, 加速度倍率1.0)を示す。(a)は入力した標準加速度波形であり、(b)はニューマークの β 法による応答変位の計算結果である(係数 $\beta=1/6$, $\gamma=1/2$, $\Delta t=1/100$ 、振動数=3 Hz、減衰定数=5%とした)。また、(c)はSD法により得られた応答変位である(減衰項は無視した)。(d),(e)はそれぞれST法の場合の振動台の加速度および供試体の応答変位を示す。

図6より、(a)の入力波に対して(d)の振動台加速度が得られ(図では加速度

軸のスケールを合わせてないが、加速度の最大値が入力値の約2倍となって現れている点に大きな問題がある。しかし、波形はほぼ近似しているといえよう。)、(e)の応答変位が得られた。この応答変位をSD法の結果の(c)と比較すると、ST法による変位が約3倍の応答変位を示した。

(3) 初期剛性係数～最大応答変位

載荷の段階を加速度倍率によって増加させたが、各段階の前後で行った固有振動数を求める実験の際の、吊した錘($P=40$ kgf)による水平変位(Δ mm)を計測して、傾き(P/Δ)を本論文で初期剛性係数と定義する。図7はこのようにして得られた初期剛性係数と各載荷段階の最大応答変位の関係の変化を示したものである。この図より初期剛性の値は、3.0 cm までは応答変位の増加につれて急激に低下し、それ以後は一定の大きさを保つことがわかる。低下の程度はMIYAGIが最も大きく、つづいてHYUUGA, NIHONKAIの順であるが波形による違いは定量化できるほど明確ではない。

(4) 減衰定数～最大応答変位 図8は前述の載荷の各段階の前後で行った自由振動で得られた減衰波形より求めた減衰定数と各段階の最大応答変位との関係を示したものである。

この図より、減衰定数の全体的な変化は、ひびわれ以前では2~3%であるが鉄筋の降伏変位(1.5 cm程度)付近で最大値(4.7~6.0%)を示し、その後は変位の増加とともに徐々に減少する傾向を示すことがわかる。

(5) 自由振動数～最大応答変位 図9は各載荷段階での前後でとった自由振動数の変化を示したものである。この結果より載荷前の振動数から、最大応答変位3.0 cmまではなめらかな曲線的变化を示し、それ以後は一定値をとる。これらの振動数の変化曲線からは入力波形の影響を明らかに認めることはできない。

B. Shake-Table Test (ST法)による試験結果およびSD法による試験結果との比較考察

(1) 初期剛性係数～最大応答変位 振動台試験(ST法)においても、入力地震波形の加速度倍率を段階的に変化させた載荷方法をとったが、各載荷段階の前後においてSD法の場合と同様に40 kgfの錘による静的な水平変位を計測して初期剛性係数の変化を調べた。図10にその結果を示す。

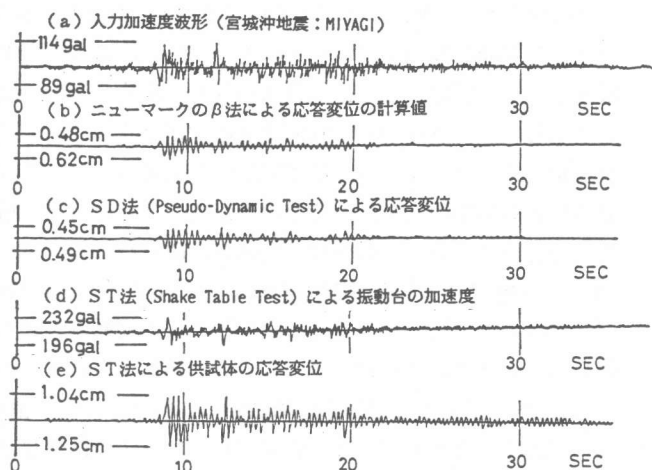


図6 入力加速度および応答変位の例

この図より、MIYAGI と HYUUGA は同じような変化の傾向を示す。すなわち、荷重を受ける前に計測した初期剛性の値は HYUUGA より MIYAGI の方が大きい、応答変位の増大と共に直線的に低下し、応答変位が 7 cm (鉄筋降伏時の変位 1.5 cm の約 4 倍) の点で交差し、それ以後は一定となる。一方 NIHONKAI は前二者とは異なり、初期の値が大きく途中の変化は曲線的な低下となるが、やはり 7 cm の点では前二者と交差し、その後は一定となる。その大きさは低下の途中で前二者の中間の値をとることがわかる。したがって、損傷に与える入力波形の違いの影響は小さな方から MIYAGI, NIHONKAI, HYUUGA の順となっており、同じ応答変位について見れば MIYAGI の入力波形による損傷が最も少なく、HYUUGA による損傷が最も大きいと判断できる。

つぎに、この図 10 を前述の SD 法で得た初期剛性係数の結果の図 7 と比較すると、まず、これら二つの方法による違いが大きいことがわかる。すなわち、

(a) SD 法による初期剛性係数の方が低下の仕方が曲線的かつ急激であり、変位 3.0 cm ではば一定値まで低下してしまうのに対し、ST 法の結果は変位 7.0 cm まで直線的かつ、ゆるやかに低下していること。

(b) 入力波形の違いによる初期剛性係数の値のばらつきは、SD 法の方が小さいのに対して ST 法の方が大きく、したがって、SD 法では損傷に与える波形の影響が明かでないのに対して、ST 法では比較的明確であるといえる。

以上の二つの点の違いの生じた原因について考察すると、主な原因は明かに両方法の荷重速度の違いにあると考えられる。すなわち、SD 法による荷重においては一段階の入力波形の荷重に要した時間が約 30~45 分であったのに対して、ST 法ではわずかに 30~45 秒であった。したがって、鉄筋やコンクリートの力学的性質の時間依存性の違いが現れたものと考えられる。

ここで行った SD 法は二次以上の振動モードには対応させていないので、入力波形による違いは、動的な ST 法による違いほどには現れなかったとも考えることができよう。すなわち、図 10 の ST 法による結果では、入力波形の違いによる動的影響が現れていると考えられ、地震波形の違いが高橋脚モデルの損傷に与える影響は HYUUGA が最も大きく、続いて NIHONKAI, MIYAGI の順となっている。

以上の考察の結果より、地震のように動的な損傷を受ける RC 高橋脚のような曲げが卓越する構造物の変位損傷度を定量化するためには、ST 法(振動台試験法)による方が動的影響を含めることが可能であると考えられること、および本実験でも明らかのように、損傷に与える影響が明瞭に現れることから、特に、入力地震波形の違いの影響を明らかにする目的のためには、ST 法による方が適当であると考えられる。また、この ST 法による初期剛性係数が比較的大変位まで直線的に変化することから、この関係を逆に利用すれば、地震による損傷を受けた構造物の損傷度を推定できる可能性があると考えられる。

(2) 減衰定数～最大応答変位

図 11 に ST 法によって得られた減衰定数と各荷重段階での最大応答変位の関係が変化する様子を示した。この図に対応する SD 法の結果は前出の図 8 である。

これらの図 11 および図 8 の減衰定数の結果からは、(a) SD 法と ST 法によって得られた値の変化の傾向が異なり、ST 法による結果の方が一定値を保つ傾向がみられた。(b) 両方法とも波形の違いによる影響が大きく表れているが、波形の種類によるばらつきが大きく、また、得られた数値の大きさの順序も異なっているので、これらの結果からは波形による影響を定量化することは困難であると考えられる。

(3) 自由振動数～最大応答変位 図12にST法によって得られた自由振動数(損傷を受けて変化した供試体の固有振動数)の変化を示す。この図に対応するSD法の結果は図9である。これらの図より、入力波形の違いによる振動数の値の違いは非常に小さいことがわかり、波形の種類による損傷度の違いを明確にすることはできない。しかし、MIYAGIとHYUUGAを比較するとMIYAGIの方がやや大きな振動数を示し、同じ応答変位についてみれば与えられた損傷度は小さいと判断される。また、自由振動数に対するこのような結果は、前述の初期剛性係数の結果と同様であるといえる。

以上の結果より、自由振動数の変化は载荷方法によってその低下の傾向が異なり、SD法による結果が曲線的であるのに対して、ST法による結果は直線的である。したがって、この振動数の変化を利用して動的損傷を受けたRC高橋脚の損傷度を推定しようとするれば、図12のように直線的な変化を仮定するのが可能であると考えられる。ただし、最大変位が振動数の変化に対して鋭敏であることを考えると、入力された波形による損傷度の違いをも定量化するためにはさらに検討する必要があるだろう。

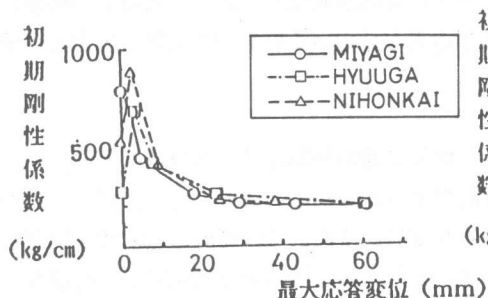


図7 初期剛性係数～最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

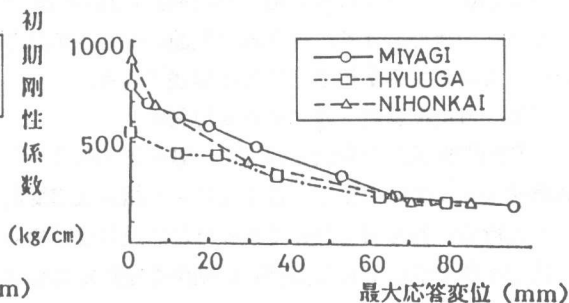


図10 初期剛性係数～最大応答変位 (Shake Table Test)

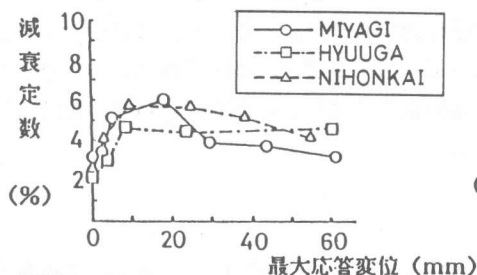


図8 減衰定数～最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

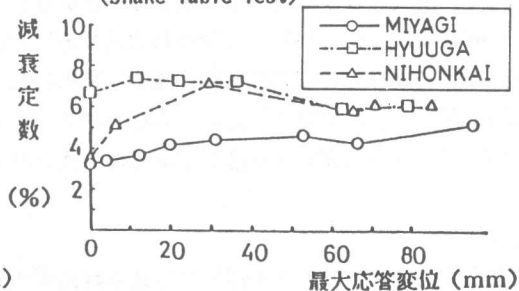


図11 減衰定数～最大応答変位 (Shake Table Test)

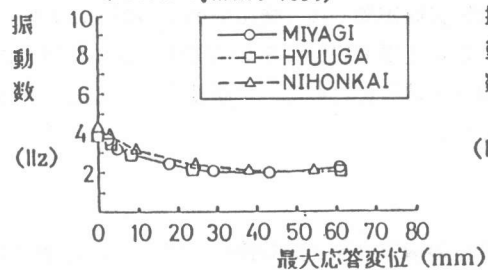


図9 自由振動数～最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

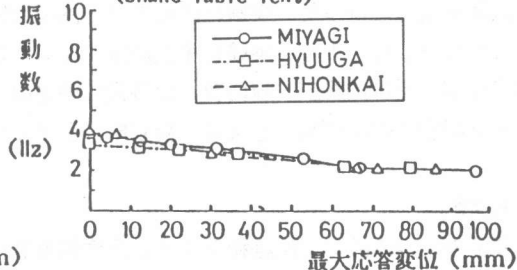


図12 自由振動数～最大応答変位 (Shake Table Test)

4. 結論

本研究の結果、明らかとなった事柄を以下に項目にしたがって述べる。

(1) 初期剛性係数～最大応答変位関係

本論文で定義した初期剛性係数と各載荷段階の最大応答変位の関係より、

(a) S D法による初期剛性係数の低下の仕方が曲線的かつ急激であるのに対して、S T法では直線的かつ、ゆるやかな勾配で終局変位まで低下するという違いが見られる。

(b) 初期剛性係数に与える入力波形の違いの影響はS D法では小さかったのに対して、S T法では比較的明確に現れている。

(c) S T法による初期剛性係数が比較的大変位まで直線的に変化することを利用すれば、地震のようなランダムで動的な損傷を受けたRC高橋脚の損傷程度を推定することが可能であると考えられる。とくに入力波形の動的影響まで考慮するためにはS T法の試験結果に基づく必要がある。

(2) 減衰定数～最大応答変位

S D法とS T法によって得られた減衰定数の値の変化の傾向が異なり、両者とも波形の種類によるばらつきも大きく、得られた数値の大きさの順序も異なっているため、動的損傷度および波形による影響を定量化することは困難である。

(3) 自由振動数～最大応答変位関係

初期剛性係数の変化と同様に、載荷方法によって低下の傾向が異なり、S D法による結果が曲線的であるのに対して、S T法による結果は直線的である。しかし、いずれの方法によっても入力波形の影響を明らかにできるほどの違いは認められない。また、この振動数の変化を利用して動的損傷を受けたRC高橋脚の損傷度を推定するには、S T法による直線を仮定できる可能性があると考えられる。

(4) 供試体ひびわれおよび振動モードの観察

載荷試験方法によって、ひびわれの入り方に相違が認められた。すなわち、S D法による試験後のひびわれが主として柱基部に集中したのに対して、S T試験後のものは基部ばかりでなく中間部にもひびわれが見られた。このことから、柱の振動形状に対する動的影響が考えられ、これについてはさらに検討する必要があると考えられる。

謝辞

本研究は著者の一人（平澤）に与えられた平成元年度文部省科学研究費（一般C）課題番号01550379及び中部大学特別研究費によって行ったものである。実験は中部大学材料・構造実験施設の設備を用いて行った。実験に際しては、施設技術員駒田尚一氏、帆山公郎氏の両氏に大変お世話になりました。また、実験に多大の協力をいただいた平沢研究室卒業研究生であった河合誠、川窪光則、長谷川将広、森山賢一の各氏に感謝申し上げますとともに、卒研途中にして亡くなられた木下明宏君のご冥福を心よりお祈り申し上げます。

参考文献

平澤征夫、古澤誠司、伊藤和幸「RC高橋脚モデルの損傷過程と振動特性に関する実験的研究」土木学会論文報告集、第372号、IV-5、1986. 8、pp. 71～80。