

鋼製橋脚に大きな損傷を与える地震波の成分

芳崎一也¹・宇佐美勉²・才塚邦宏³

¹学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科博士課程 (前期課程) (〒464-01 名古屋市中千種区不老町)

²フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市中千種区不老町)

³正会員 工修 三菱重工業株式会社 広島研究所鉄構土木研究室 (〒730 広島市中区江波沖町 5-1)

著者らは、過去にハイブリッド地震応答実験を行い、鋼製橋脚の激震時挙動を調べてきた。実験結果では、建設省土木研究所レベル2・タイプI地震波の地盤種I、神戸海洋気象台観測地震波およびJR 警報地震計（鷹取駅）観測地震波に対する応答が際立っている。即ち、これらの地震波では、波形のある部分が入力したときにエネルギーが急激に入力され、柱が大きく片側に傾いている。本研究は、地震波のどのような成分がこのような影響を鋼製橋脚に与えるのかを、弾塑性地震応答解析により明らかにすることを目的としている。

Key Words : elasto-plastic seismic response, earthquake response, ground velocity

1. 緒言

著者らはここ数年、鋼製橋脚を頂部に集中質量を持つ1自由度系構造物にモデル化してハイブリッド地震応答実験を行い、震度法で一次設計された鋼製橋脚の激震時挙動を調べてきた^{1)~6)}。用いてきた地震波は、建設省土木研究所レベル2・タイプI地震波（以下タイプIを省略する）、および兵庫県南部地震で観測された地震動（I種地盤：神戸海洋気象台（以下JMA）、II種：JR鷹取駅⁷⁾（以下JR-Takatori）、III種：東神戸大橋（以下HKB））である。これらの実験では、大きく分けて2つのタイプの応答が見られた。それらの代表的なものを示すとFig. 1, Fig. 2 のようになる。

Fig. 1は、現行道路橋示方書の震度法で一次設計した鋼製橋脚モデルに土木研究所レベル2・III種地盤（以下L2-GT3）を入力した時の実験結果である⁵⁾。応答変位波形は正負の方向にほぼ対称で、大きな変位は生じず、時間に対して比例的にエネルギーが入力していることが分かる。このような応答の傾向は、L2-GT3入力時に全般的に見られた。一方、Fig. 2は、JR-Takatoriを入力した時の異なる結果である⁶⁾。大きな変位が片側に生じており（Fig. 2(a)の○印）、応答変位波形は非対称で、変位が大きく出る部分でエネルギーが一気に入力している。同様の応答の傾向は、土木研究所レベル2・I種地盤（以下L2-GT1）、JMA入力時にも見られた。

上記2つの応答の内、橋脚に対して大きな被害を与えるのは後者であると考えられる。すなわち、この場合、橋脚は急激なエネルギー入力を受けて大きな応答変位を生じ、そこで橋脚が局部座屈により大きく損傷し一方向に傾くと、その後の揺れ戻しによっても元の位

置に戻ることが出来ず、大きな残留変位を生じる^{2)~6)}。

本論文は、地震波特性のどのような成分が上述のような危険な応答を引き起こすのかを、弾塑性地震応答解析によって調べたものである。本論文投稿時点では、地震波成分と構造物の損傷との関係に関する研究例は少なかったが、文献11)、12)に見られるように、この種の研究が近年盛んに行われるようになってきた。

2. 解析方法

橋脚は頂部に集中質量を持つ1自由度系構造物にモデル化し、基部は固定と仮定している。

(1) 入力地震波

Fig. 2の応答の大きな特徴は、地震波のある部分が入力した時にエネルギーが急激に入力されることである。前節で述べた通り、Fig. 2に示すような応答はL2-GT1、JMA、JR-Takatori入力時に見られたが、エネルギーが大きく入力される部分は各地震波により固有であった。Fig. 2のJR-Takatoriの例で見るとそれは4.3秒付近であり（Fig. 2(c)の○印）、これは他の供試体のJR-Takatoriの結果についても変わらなかった。また、残りの2つの地震波についてもその箇所は供試体に依らず、L2-GT1:2.0秒付近、JMA:4.2秒付近であった（Fig. 3の○印）。これらの時間は、各々の地震波入力時において、Fig. 4の○印のついた山が入力する直後にあたる。この部分の波形の拡大図をFig. 5に示す。Fig. 5に示された波形の山の部分に共通して言えることは、最大地盤加速度 A_{m0} を含むことと、加速度波形と基線の囲む面積（Fig. 5の網掛け部）が、各波形の中で最大であることである。加速度

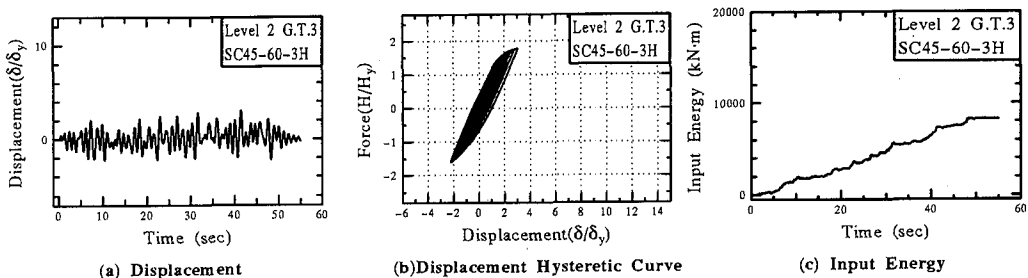


Fig.1 Typical Results of Pseudo-dynamic Test — Ex.1

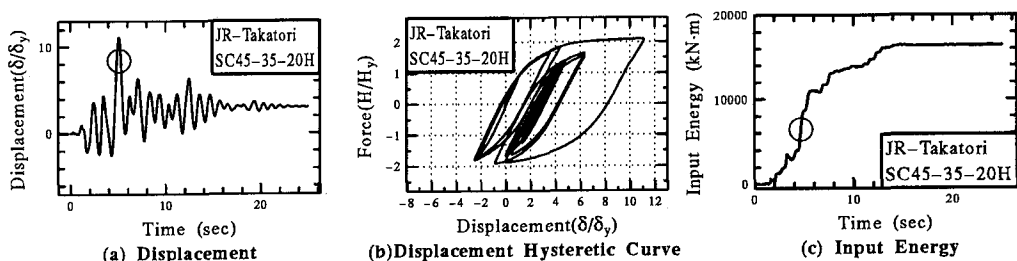


Fig.2 Typical Results of Pseudo-dynamic Test — Ex.2

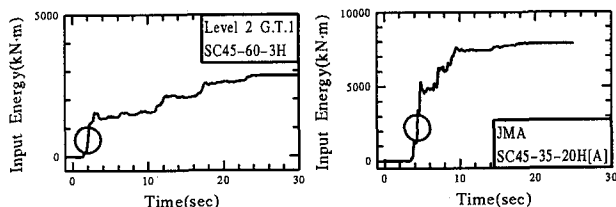


Fig.3 Typical Time Histories of Input Energy (Level 2 G.T.1 and JMA)

波形と基線の囲む面積は、その部分の加速度により生じる地盤の速度変化量に等しいから、L2-GT1, JMA, JR-Takatoriを橋脚に入力した際の地震入力エネルギーの時間的集中は、加速度波形の内、最大地盤加速度 A_{m0} を含み、最大の地盤速度変化を与える山の部分 (Fig. 5の網掛け部) によって与えられると考えられる。

今回行った解析では、地盤の速度変化、即ち加速度波形と基線の囲む面積の方に着目し、L2-GT1, JMA, JR-Takatoriについて、Fig. 5に示す網掛け部分に変更を加えて仮想の地震波を作成し、以下に示すような2通りの解析を行った。

以後、加速度波形と基線の囲む面積の最大値を Δv_m 、 Δv_m を持つ山の時間間隔を Δt_m とする。また、添字 '0' は、オリジナルの加速度波形についての値であること

を示す。(Fig. 5 参照)

解析 1

最大加速度 A_m の値はオリジナルのまま、速度変化 Δv_m を変化させた。この時、 Δt_m を変更すると、 Δv_m を持つ山の周期成分が大きく変化してしまうため、 Δt_m の値は変えないようにした。具体的には、所定の山の部分を、幾何学的に単純で、元の波形の概形を大きく変えない図形である2次曲線、三角形、台形に変えることで Δv_m の値を変化させた。JMAについての例を Fig. 6 (a)に示す。

解析 2

速度変化 Δv_m の値を固定し、最大加速度 A_m の値を変える。解析1と同様に Δt_m は変えずに、所定の山の部分は2次曲線、三角形、台形に変える。(Fig. 6 (b))

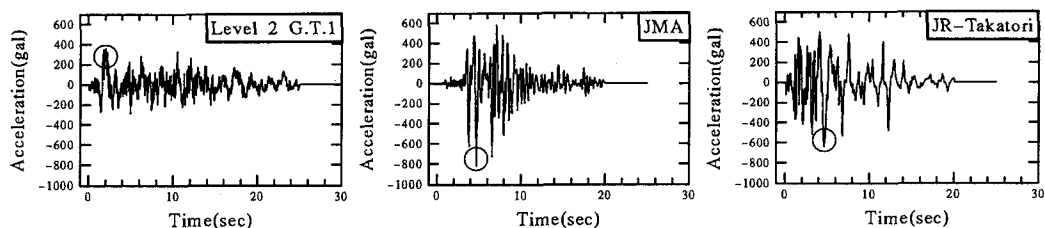


Fig.4 Original Accelerograms (Level 2 G.T.1 ,JMA and JR-Takatori)

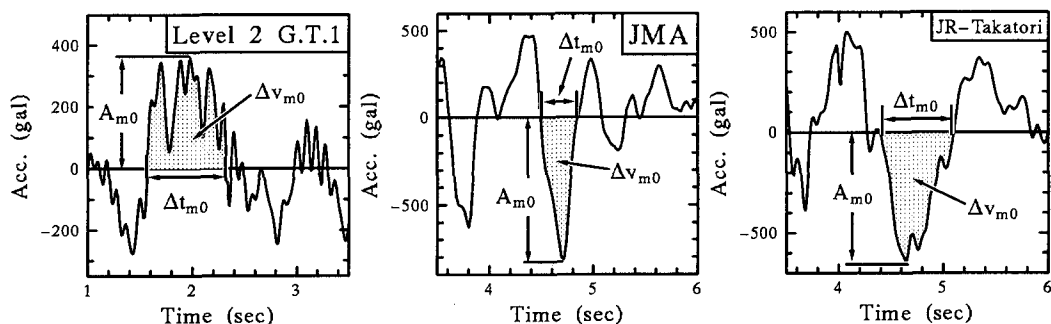


Fig.5 Definition of Δv_{m0} , Δt_{m0} and A_{m0}

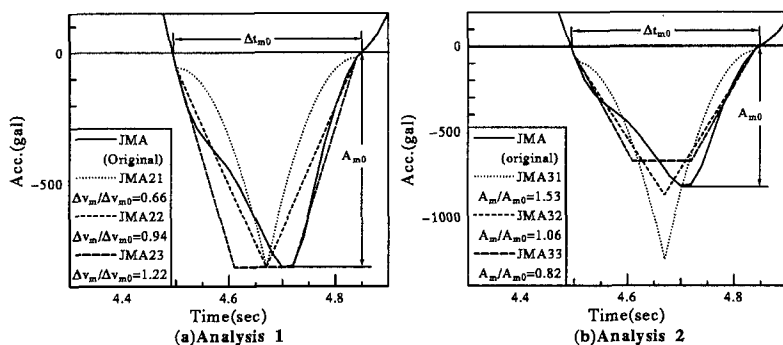


Fig.6 Varied Shapes of Parts of Accelerograms(JMA)

参照)

(2) 解析した橋脚

解析した橋脚としては、フランジ板の幅厚比パラメータ $R_f = 0.30$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.25 \sim 0.60$ のもので、現行の道路橋示方書の震度法で一次設計された箱形断面鋼製橋脚を用いた⁸⁾。ここで、幅厚比パラメータ、細長比パラメータは次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

上式中、 b = フランジ板幅、 t = フランジ板厚、 σ_y = 鋼材の降伏応力、 E = 鋼材の弾性係数、 μ = 鋼材のポアソン比、 $k = 4n^2$ = 板の座屈係数、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数、 h = 部材長、 r = 鋼断面の断

Table 1 Parameters of Specimens

Specimen	$\bar{\lambda}$	H_m/H_y	δ_m/δ_y	k_d/k			Natural Period (sec)			P/P_y		
				I	II	III	I	II	III	I	II	III
S30-25	0.268	2.14	7.73	-0.016	-0.015	-0.013	0.67	0.62	0.57	0.209	0.176	0.151
S30-30	0.321	1.93	6.34	-0.017	-0.015	-0.014	0.81	0.74	0.69	0.181	0.151	0.130
S30-35	0.375	1.78	5.45	-0.018	-0.016	-0.015	0.95	0.87	0.80	0.160	0.133	0.114
S30-40	0.428	1.67	4.86	-0.019	-0.017	-0.016	1.09	0.99	0.92	0.143	0.119	0.101
S30-45	0.482	1.58	4.43	-0.021	-0.018	-0.017	1.29	1.12	1.04	0.141	0.107	0.091
S30-50	0.535	1.51	4.12	-0.023	-0.019	-0.018	1.50	1.25	1.16	0.140	0.098	0.083
S30-55	0.589	1.45	3.89	-0.025	-0.020	-0.019	1.72	1.41	1.28	0.139	0.093	0.076
S30-60	0.642	1.40	3.70	-0.028	-0.022	-0.020	1.96	1.60	1.40	0.141	0.093	0.070
Note $R_f = 0.300$ I~III : Type of ground												

面 2 次半径である。

一次設計することにより、橋脚に作用する軸圧縮荷重 P/P_y (P_y は全断面降伏荷重) が決められる。幅厚比パラメータ 0.30 というのは、コンクリートの最適充填高さを決定する設計において⁹⁾、コンクリート無充填の方がダクティリティが期待できるとされた値である。すなわち、局部座屈の影響がほとんどない、コンパクトな断面である。また、細長比パラメータは、実用的な範囲内 0.25 ~ 0.60 で、0.05 間隔の 8 通りの値を設定した。なお、細長比を変えることで固有周期を変化させることができる。

Table 1 に橋脚モデルの各パラメータ値を示す。橋脚モデルの名前については、初めに付く S は補剛断面鋼製橋脚を意味し、次に続く 2 桁の数値は順に幅厚比パラメータ、細長比パラメータの設計時の値をそれぞれ 100 倍した値を示している。

(3) 復元力モデルと数値解析方法

復元力モデルは、文献 10) で提案された、箱形断面鋼製橋脚のモデルを用いた。骨格曲線は、Fig. 7 に示す劣化型トリリニアモデルを仮定しており、この曲線の決定に必要な H_m 、 δ_m 、 k_d などの値は、文献 8) の推定式によった。Table 1 には、 H_m/H_y 、 δ_m/δ_y 、 k_d/k (ここで、 H_y : 降伏荷重、 δ_m : 降伏変位、 k : 初期剛性) の値がまとめてある。また、減衰定数は 0.05 を仮定し、線形加速度法により応答解析を行った¹⁰⁾。

3. 解析結果及び考察

今回の解析は、2 で述べたように、オリジナル地震波の Δv_m を含む部分を変更した仮想地震波を用いて行った。 Δv_m の変化により、構造物の応答がどれだけ変化するかを局所的に見るため、以下の考察は、 Δv_m を含む加速度波の入力直後 (すなわち、地盤が最大速度変化を記録した直後) に応答が最大となる時の変位を疑似最大応答変位 δ'_{max} と定義し (Fig. 8 参照)、この δ'_{max} の値を中心に考察を進めて行く。

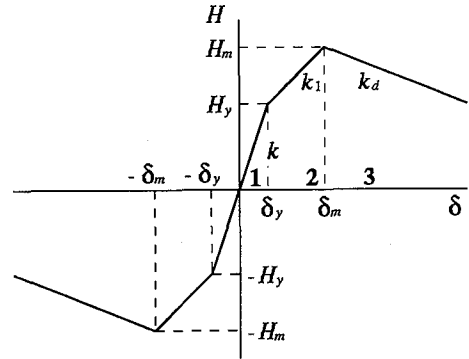
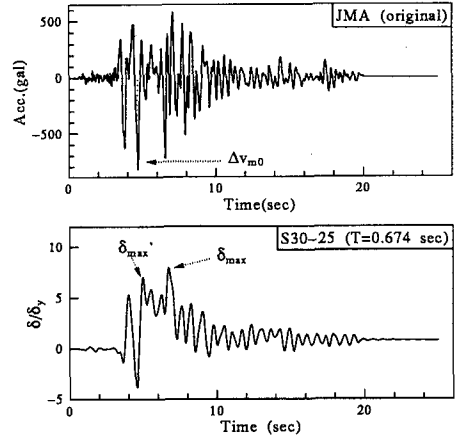


Fig. 7 Skeleton Curve

Fig. 8 Definition of δ'_{max}

(1) 解析 1

解析 1 の結果を Fig. 9 に示す。クロスのプロットが Δv_m 部分を放物線にした場合 ($\Delta v_m/\Delta v_{m0} < 1.0$) で、以下、三角: 三角形 ($\Delta v_m/\Delta v_{m0} < 1.0$)、四角: 台形状 ($\Delta v_m/\Delta v_{m0} > 1.0$) の場合を表す。

Fig. 9 を見ると、オリジナルが JMA である仮想地震

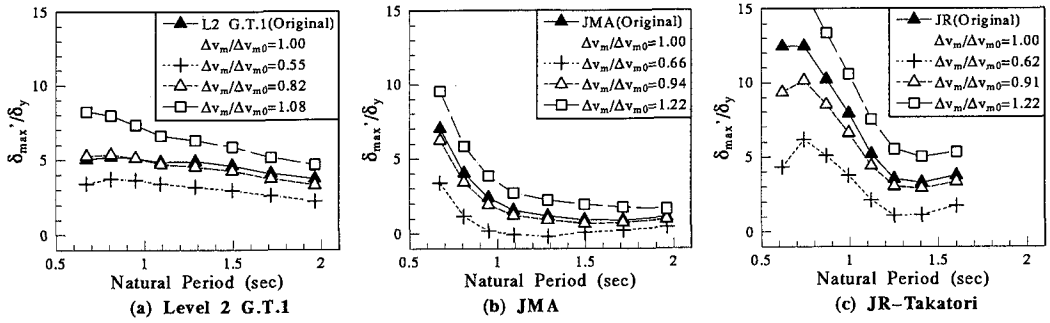


Fig.9 Results of Analysis 1 ($A_m = A_{m0}$, and Δv_m varied)

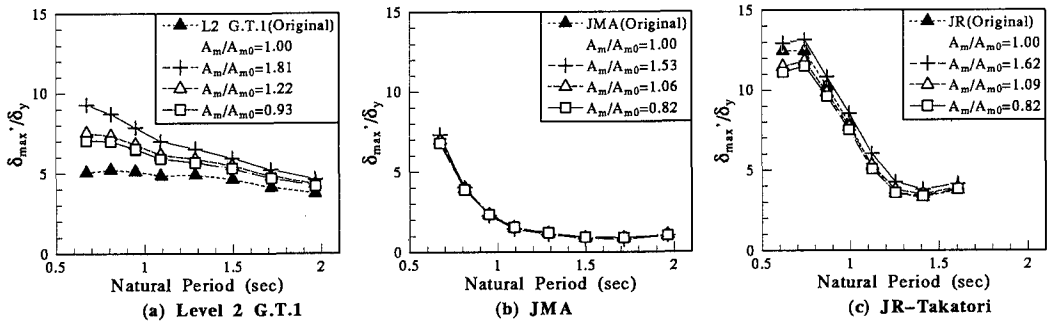


Fig.10 Results of Analysis 2 ($\Delta v_m = \Delta v_{m0}$, and A_m varied)

波を用いた場合と JR-Takatori の場合については、どの固有周期の柱についても、 δ'_{max} の値は、 Δv_m が增大するにつれ大きくなっていることが分かる。一方、オリジナルが L2-GT1 の地震波 (Fig. 9(a)) で、 $\Delta v_m/\Delta v_{m0} = 1.08$ の時については、変更した波の Δv_m が Δv_{m0} とほとんど等しいにもかかわらず、これを入力した場合の δ'_{max} の値はオリジナルの地震波を入力した時に比べかなり大きくなっている。この理由としては地震波の変更による Δv_m 部分の周期成分の変化が挙げられる。

Fig. 9 と後に示す Fig. 10 のグラフは、縦軸に疑似最大応答変位 δ'_{max} を、横軸に地震波を入力した柱の固有周期をとったもので、一種の非弾性疑似応答スペクトルであると考えられる。また、縦軸の疑似最大応答変位 δ'_{max} は、地震波の変更箇所が入力した直後に記録される最大応答変位であり、以上のことを合わせると、Fig. 9, Fig. 10 のグラフの形状は、地震波の変更箇所の周期成分を計る目安になると言える。従って、もし仮想地震波の Δv_m 部分の周期成分が、オリジナルの地震波のそれに対してあまり変化していなければ、仮想地震波を用いた結果を表す曲線は、オリジナルの地震波の結果を表す曲線と形状がほぼ同一になると考えられる。即ち、仮想地震波の曲線は、オリジナル地震

波の曲線を縦軸方向に平行移動させた形になると考えられる。

オリジナルが JMA, JR-Takatori である地震波を用いた結果を見ると、グラフはオリジナルの結果の曲線を縦にシフトさせた形にほぼなっており、いずれの仮想地震波も Δv_m 部分の周期成分がオリジナルと大きく変わらないことが分かる。一方 L2-GT1 について見ると、オリジナルの地震波と Δv_m を放物線状、三角状にした波を用いた場合の曲線は、短周期部分 (1 秒以下) で δ'_{max} の値が頭打ちになっているのに対し、台形状にした波を用いた時のみ、短周期の柱程 δ'_{max} の値は大きくなっており、曲線の形状に差が見られる。これは、 Δv_m を含む部分の周期成分が両者間で異なることを意味しており、地震波の形状を変化させることで、その部分の周期成分がオリジナルのものに比べて大きく変化してしまったためと考えられる。この場合は、所定の部分を台形状に変えることで、その部分の含む短周期成分がオリジナルに比べて増幅されたと思われる。

解析 1 で用いた仮想地震波は、最大地盤加速度はオリジナルのままである。しかし、解析結果を見ると、 Δv_m の値が増えるにつれ δ'_{max} の値は大きくなっており、疑似最大応答変位 δ'_{max} は、 Δv_m と相関が強いと言える。

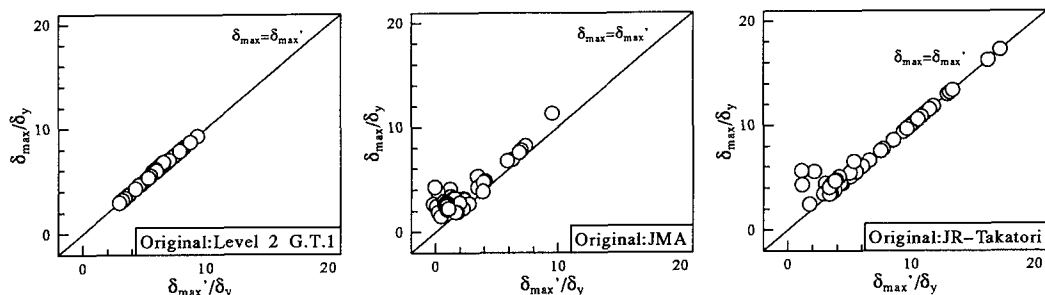


Fig.11 Relation between δ'_{max} and δ_{max}

(2) 解析 2

解析結果は Fig. 10 に示されている。プロットの対応は Fig. 9 同様、クロス：放物線状 ($A_m/A_{m0} > 1.0$)、三角：三角形状 ($A_m/A_{m0} > 1.0$)、四角：台形状 ($A_m/A_{m0} < 1.0$) である。

オリジナルが JMA, JR-Takatori の地震波を入力した場合は、全ての柱において δ'_{max} はほぼ同じ値になっている。一方 L2-GT1 については、疑似最大応答変位 δ'_{max} の値はばらついている。この理由については、解析 1 と同様の考察が出来る。

Fig. 10 (a) を見ると、オリジナルの地震波では、柱の固有周期に関係なく δ'_{max} は $5\delta_y$ でほぼ一定だが、仮想地震波では、短周期の柱程 δ'_{max} は大きくなっており、両者のスペクトルの形状が異なっていることが分かる。即ち、オリジナルの地震波と仮想地震波の間では、 Δv_m を含む部分の周期成分が違ったためにこのような結果が得られたものと思われる。また、 $A_m/A_{m0} = 0.93$ の仮想地震波に対する結果とオリジナル地震波に対する結果を比べると、両者では最大加速度値はほぼ等しいに関わらず、比較的短周期の柱に対しては、 δ'_{max} の値に $2 \sim 3\delta_y$ の開きがある。しかも最大加速度値の小さい $A_m/A_{m0} = 0.93$ の場合の方が値は大きくなっており、最大加速度値が δ'_{max} に影響を与えるとは考え難い。以上より考えて、L2-GT1 を入力した場合に δ'_{max} の値がばらつく原因としては、地震波の変更による周期成分の変化の影響と考えるのが妥当であると言える。

解析 1, 2 を通して、L2-GT1 をオリジナルとする地震波の結果は、JMA, JR-Takatori に比べ傾向にばらつきが見られるが、これは、変更を加える部分（即ち、オリジナルの地震波で Δv_m を含む部分）の波形の形状が影響したと考えられる。Fig. 5 を見ると、JMA, JR-Takatori は、変更部分が山なりの単調な形をしているのに対し、L2-GT1 は、様々な周期成分を含んだ複雑な形をしている。これより L2-GT1 については、この部分に変更を加えて形を放物線状、三角状、台形状に変えた

とき、その部分の周期成分がオリジナルのものと大きく変わってしまうと予想され、その解析結果はその影響を大きく受けると考えられる。結果的に L2-GT1 をオリジナルとする地震波を用いた解析結果は、周期成分の変化による影響が大きいと、 Δv_m の値の変化による応答の変化が現れにくいと言える。JMA と JR-Takatori の結果を比べても、若干ではあるが、JR-Takatori の方に傾向のばらつきが見られるが、Fig. 5 の変更部分を見ると、JR-Takatori の方は JMA に比べ少し波形に凹凸が見られ、これも、全く同様に説明できる。

解析 2 の結果から、 Δv_m を含む部分の周期成分がほぼ等しい場合、 A_m が異なっても Δv_m が等しければ δ'_{max} はほぼ同じになると言え、これより、解析 1 の結果が裏付けられる。

(3) δ'_{max} と δ_{max} の関係

Fig. 11 は、今回の解析結果について、縦軸を最大応答変位 δ_{max} 、横軸を δ'_{max} の座標軸上にプロットしたものである。図を見ると δ_{max} と δ'_{max} はほぼ値が等しい。 δ'_{max} が小さい領域で値が若干ばらつくが、このときは最大応答変位も小さくなっている。このことは、地震波の Δv_m の部分が入力した時に出る変位が小さければ、応答変位は全体的に小さくなる事を意味している。

今回の解析で用いた地震波に対する応答の最大の特徴は、2.(1) で述べたように、 Δv_m が入力した所でエネルギーが急激に入力することである (Fig. 2)。地震波をエネルギーとして捉えた場合、エネルギーは Δv_m を含む山の部分に集中しており、よって Δv_m の部分の波に共振しなかった場合は、応答は必然的に小さくなる筈で、上述の結果は、妥当である。

以上より、今回の解析で用いたようなエネルギーの時間的集中の激しい地震波では、真の最大応答変位 δ_{max} の大きさは、地盤最大速度変化 Δv_m を記録した直後の最大応答変位 δ'_{max} (疑似最大応答変位) の大きさとほぼ等しくなると言える。

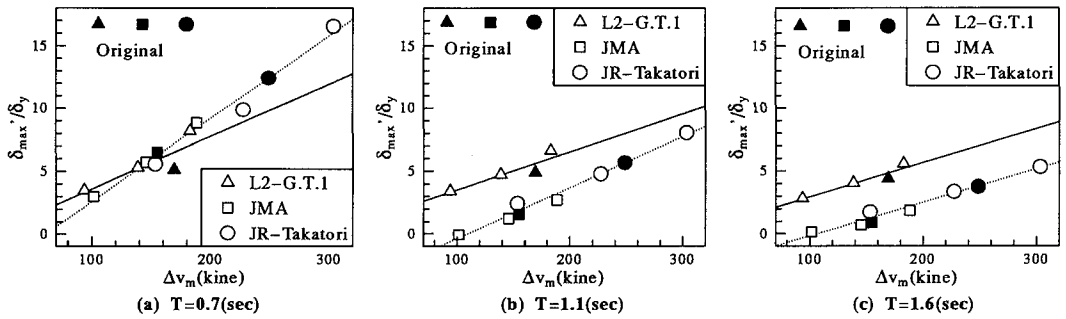


Fig.12 Relations between δ'_{max} and Δv_m for Piers with Specific Natural Periods T

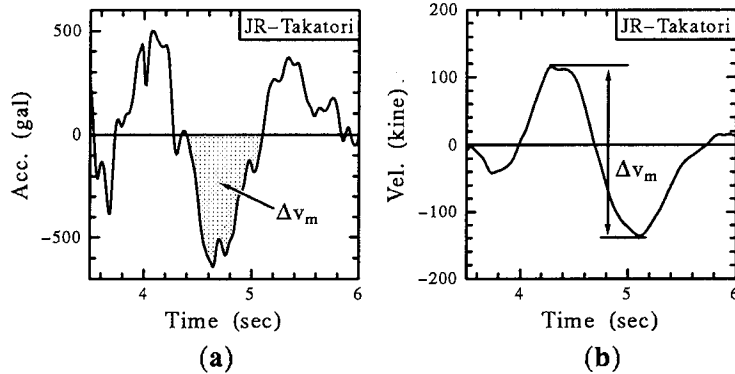


Fig.13 Δv_m in (a) Acceleration-Time and (b) Velocity-Time Histories

(4) δ'_{max} と Δv_m の関係

ここでは、疑似最大応答変位 δ'_{max} と地盤最大速度変化 Δv_m の関係を明らかにする。Fig. 12は、橋脚の固有周期 $T = 0.7, 1.1, 1.6(sec)$ における疑似最大応答変位 δ'_{max} の値を、Fig. 9から解析1で用いた各地震波ごとに求め、横軸に Δv_m をとってプロットしたものである。図中の直線は、L2-GT1 (実線) と、傾向の似た JMA および JR-Takatori (点線) を区別して求めた直線相関式で、 A, B を定数として次のように表される。

$$\frac{\delta'_{max}}{\delta_y} = A \cdot \Delta v_m + B \quad (3)$$

どの固有周期においても、疑似最大応答変位 δ'_{max} は Δv_m に対して右上がりの傾向を示しており、 δ'_{max} と Δv_m の間には比較的良好な相関が見られることが分かる。これと3(1), (2)の考察より、構造物に地震波が作用するときに生ずる変位の大きさは、加速度の大きさよりは、その加速度による速度変化即ち、その加速度波と基線により囲まれる面積と関係が強いと考えられる。この理由については、エネルギーの面から説明するこ

とが可能である。加速度波を隣り合うゼロ・クロス点で区切って考えると、その部分の加速度波と基線に囲まれる部分の面積は、速度波におけるピークからピークまでの変化量を表す。Fig. 13は、JR-Takatoriの Δv_m 部分においてこの関係を図示したものであるが、この関係から、加速度波が入力する時、その波形と基線の囲む面積が大きい程、地盤の速度は大きくなり、その運動エネルギーも大きくなる。よって、今回の解析で用いたようなエネルギーの時間的集中が激しい地震波では、エネルギーは、地盤に最大の速度変化 Δv_m が与えられる部分に集中していることになり、そのエネルギーは、 Δv_m が大きいほど大きい。以上より考えて、加速度の絶対値よりは、それにより生ずる地盤の速度変化の方が、構造物の応答変位に与える影響が大きいとするのは妥当と言え、今回の解析について言い換えれば、 Δv_m が大きいほど疑似最大応答変位 δ'_{max} は大きいことになる。

δ'_{max} と Δv_m の相関は、一自由度系のインパルス荷重に対する応答特性からも以下のように説明できる。文

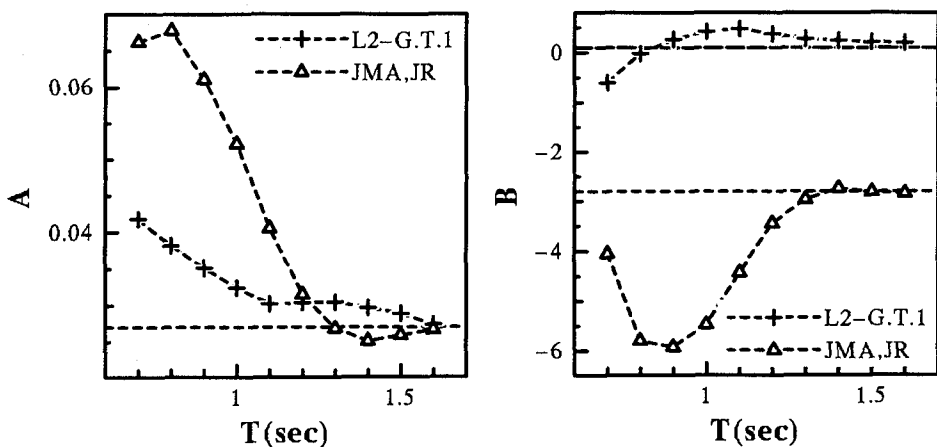


Fig.15 Coefficients A and B in Eq.(3)

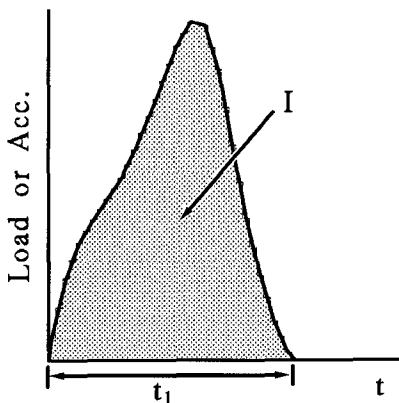


Fig.14 Example of Impulsive Load

献 14) によれば、一自由度系に、インパルス荷重、もしくはインパルス地動加速度 (Fig. 14) が作用した時の質点の最大変位振幅は、系の固有周期 T に対して荷重 (加速度) 継続時間: t_1 が十分短い場合 ($t_1/T < 1/4$)、主に与えられたインパルス量 I に依存し、インパルスの形状には強く影響しない。今、Fig. 5 に示す、 Δv_m を含む部分をインパルス地動加速度と考えると、疑似最大応答変位 δ'_{max} は、インパルス加速度に対する最大変位振幅に当たり、その値はインパルス量に依存する。この場合のインパルス量は、 Δv_m 部分が入力し始める時刻: t_s 、終わる時刻: t_e 、地動加速度 (地震波): $\ddot{v}(t)$ として、

$$I = \int_{t_s}^{t_e} m \ddot{v}(t) dt = m \int_{t_s}^{t_e} \ddot{v}(t) dt = m \Delta v_m \quad (4)$$

と与えられるから、上の記述より、 δ'_{max} は Δv_m に依存し、その傾向は、固有周期 T が大きくなるほど強いことになる。

Fig. 15 は、Eq.(3) の係数 A , B を、 $T = 0.7 \sim 1.6(\text{sec})$ おいて 0.1 秒間隔で求め、プロットしたものである。 A についてのグラフを見ると、その値は、固有周期が長くなるほど、地震波に関係なく (すなわち、 Δv_m 部分の形状=インパルス形状に関係なく) 一定値に収束する傾向にあり、固有周期が長い程、 δ'_{max} の値が波形の形状に関係なく Δv_m に依存する様子を表している。一方 B に関しては、一定値に近づいてはいるものの、その値は地震波により異なっているが、これは、 Δv_m を含む部分の入力し始めるときの応答状態 (応答変位、応答速度: 一自由度質点系のインパルス応答では初期条件に当たる) が地震波により異なるためと考えられる。 Fig. 15 は、インパルスに対する応答から推察される δ'_{max} と Δv_m の関係を良く表していると言える。

3(1), (2) で取り上げたように、今回の解析結果では、 δ'_{max} の Δv_m に対する傾向は、固有周期の短い領域でばらつきがあり、それは、L2-GT1 に関するもので特に大きかった。上の考察より、 δ'_{max} の値は、固有周期が短い程、また Δv_m 部分の時間間隔 Δt_{m0} (5 参照) が大きい程 Δv_m 部分の波形の形状、即ち周期成分の影響を強く受ける。3(1), (2) では、傾向のばらつき原因として地震波変更による Δv_m 部分の周期成分の変化を挙げたが、これが固有周期が短くなるほど影響し、 Δt_{m0}

が大きく、もともと Δv_m 部分の形状の複雑な L2-GT1 では特に強くなるためこのような結果が得られたと考えられる。

Fig. 12からも分かるように、今回用いた橋脚モデルの持つ固有周期帯 $0.6 \leq T \leq 2.0(sec)$ において、地盤の最大速度変化 Δv_m を記録した直後の最大応答変位 δ'_{max} （疑似最大応答変位）は、 Δv_m の値と良い相関を示した。前節の考察より、今回用いたようなエネルギーの時間的集中が見られる地震波では、疑似最大応答変位 δ'_{max} と真の最大応答変位 δ_{max} は大きさがほぼ等しくなるが、そのような地震波では、構造物の応答変位は、 Δv_m が大きい程大きくなる傾向にあると言える。ただし、特定の構造物の応答については、 Δv_m の大小以外に地震波の周期特性も影響してくるため、地盤の最大速度変化 Δv_m のみで応答変位の絶対量を比較するのは難しい。構造物の固有周期が短い程特に困難である。しかし、橋脚の多くが、今回用いたモデルの固有周期帯に属することを考えれば、直下型地震動のようにエネルギーの時間的集中が激しい地震波については¹³⁾、地盤最大速度変化 Δv_m は、地震波がある地域に入力したときの、構造物に与える影響の大きさの指標として適していると言える。

4. 結論

本研究では、地震波の、基線と加速度波の囲む面積の最大値を Δv_m として、この Δv_m の値を変化させた仮想の地震波を作成し、これを用いて鋼製橋脚モデルの弾塑性地震応答解析を行った。オリジナルの地震波としては、過去に名古屋大学で行われたハイブリッド地震応答実験で^{1)~6)}、際立った応答を与えた土木研究所レベル2・タイプI地震波のI種地盤用と、兵庫県南部地震観測地震波である神戸海洋気象台観測地震波、JR警報地震計（鷹取）の3つを用いた。これらの地震波に対する応答は、地震波の Δv_m を含む部分が作用した時にエネルギーが一気に入力し、供試体が大きく変位するという共通の傾向を持っていた。解析結果の考察から、次の結論を得た。

1. 地盤が最大速度変化 Δv_m を記録した直後の最大応答変位 δ'_{max} （疑似最大応答変位）は、 Δv_m との相関が強い。 δ'_{max} の値は、加速度の大きさにはほとんど影響されない。
2. 今回用いた Lvel 2 G.T.1 や JMA, JR - Takatori のように、 Δv_m の部分が入力した時にエネルギーが一気に入力される地震波では、 δ'_{max} の大きさが真の最大応答変位 δ_{max} の大きさに与える影響が大きく、 Δv_m 部分に共振しなければ応答は全体的に小さくなる。

3. 地盤の最大速度変化 Δv_m は、地盤の最大運動エネルギーと関係が深く、地震波のエネルギーは、波形の Δv_m を含む部分に集中していると考えられる。
4. 構造物の応答変位の大きさは、地盤加速度の絶対値よりは、それによる速度変化の大きさと相関が強く、その傾向は、固有周期が長くなる程顕著である。特定の構造物の応答の絶対量は、地震波の周期特性も影響してくるため、地盤速度変化のみで議論するのは難しい。
5. 上記より、直下型地震のようなエネルギーの時間的集中の激しい地震波に限っては、地震波が特定の地域に入力した時の橋脚に与える影響の大きさの指標として、地盤最大速度変化 Δv_m を用いることが可能である。

参考文献

- 1) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉: ハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.179 - 190, 1995. 1.
- 2) 宇佐美勉, 才塚邦宏, 木曾英滋, 伊藤義人: ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.101 - 113, 1995. 7.
- 3) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 木曾英滋, 伊藤義人: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.227 - 288, 1995. 3.
- 4) 宇佐美 勉, 鈴木俊光, 伊藤義人: 実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.55 - 67, 1995.10.
- 5) 鈴木俊光, 宇佐美勉, 伊藤義人, 豊島 啓: 細長比の大きなコンクリート部分充填柱の強震時挙動, 土木学会論文集, No.537/I-35, pp.77-88, 1996.4.
- 6) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 芳崎一也, 鈴木森晶: 兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, No.556/I-38, pp.119-129, 1997.1.
- 7) NAKAMURA, Yutaka: "Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nambu Earthquake", JR Earthquake Information No.23c, Feb. 1995, Railway Technical Research Institute.
- 8) 土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.7
- 9) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H.P.Mamaghani, 葛 漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995.10.
- 10) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 箱形断面鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10
- 11) 井上範夫, 堀則男: 直下型地震のエネルギー的な破壊力特性に関する一考察, 第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, pp.107-110, 1996.11
- 12) 中村友紀子, 壁谷澤寿海: 直下型地震による最大塑性応答変位に関する研究, 第1回都市直下地震災害総合シン

ボジウム論文集, pp111-114, 1996.11

- 13) 五十嵐俊一：直下型地震動のエネルギー特性と破壊力について, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.551-558, 1996.1

14) Clough, R. W. and Penzien, J : Dynamics of Structures, 2nd ed., McGraw-Hill, 1993

(1996. 7. 31 受付)

COMPONENTS OF EARTHQUAKE WAVES CAUSING SEVERE DAMAGE TO STEEL BRIDGE PIERS

Kazuya YOSHIKAWA, Tsutomu USAMI and Kunihiro SAIZUKA

Pseudo-dynamic tests have been performed at Nagoya University in order to investigate the dynamic behavior of real steel bridge piers under severe earthquakes. Among the test results responses to Level 2 G.T.1, JMA, and JR-Takatori are striking. That is, these ground motions put energy into specimens drastically in specific points. In this study, it is made clear what components of earthquake waves severely damage steel bridge piers by elasto-plastic seismic response analysis.