

改定されたタイプⅠの設計地震動が 鋼製橋脚の非線形応答特性に及ぼす影響

北市さゆり¹・小野潔²・岡田誠司³

¹学生会員 大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学専攻(〒565-0871 吹田市山田丘2-1)
²正会員 大阪大学大学院准教授 工学研究科 地球総合工学専攻(〒565-0871 吹田市山田丘2-1)
³正会員 株式会社IHIインフラシステム課長 開発部 (〒590-0977 堺市堺区大浜西町3)

1. はじめに

平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では継続時間が非常に長く主要動が複数含まれるといった、兵庫県南部地震と比べて異なる性質を有する地震動の加速度波形が観測された¹⁾。平成24年3月に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編²⁾(以下、「道示V」という)では、動的解析に用いる加速度波形のうちレベル2地震動タイプⅠについて、平成15年十勝沖地震と平成23年東北地方太平洋沖地震においてそれぞれ観測された強震記録を基にしたものに改められた。東北地方太平洋沖地震による地震動が鉄筋コンクリート橋脚の応答特性に与える影響についての研究は行われている³⁾。しかし、改定されたタイプⅠの設計地震動が鋼製橋脚の応答特性にどのような影響を及ぼすかは明らかではない。そこで本稿では、改定されたタイプⅠの設計地震動が鋼製橋脚の非線形応答特性に及ぼす影響を明らかにするため、鋼製橋脚を対象とした1自由度質点系の非線形時刻歴応答解析を行った。そして動的解析から得られる最大応答変位と残留変位に着目して考察を行った。

2. 動的解析の概要

鋼製橋脚を1自由度の質点系にモデル化し、バネの復元力特性をバイリニア型の水平荷重－水平変位関係で表現した。図-2.1に概要を示す。ここで、降伏荷重を P_y 、降伏変位を δ_y 、最大水平荷重を P_{max} 、最大水平荷重時変位を δ_m とする。鋼製橋脚の水平荷重－水平変位関係の特性を精度よく表現するため、

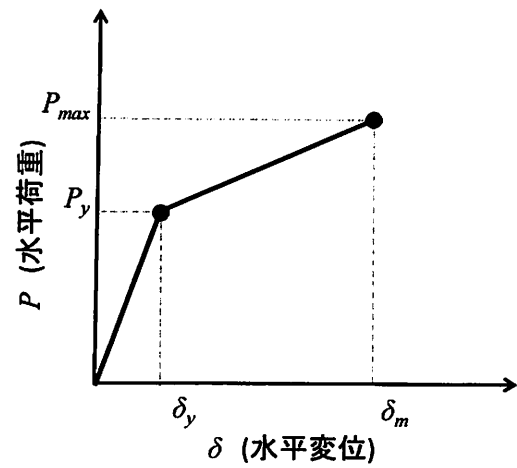


図-2.1 バイリニア型の復元力の概要

既往の研究⁴⁾に示される、正負交番載荷実験との比較により妥当性が確認された弾塑性有限変位解析の結果を用いて、復元力モデルの P_{max} 、 δ_m を決定した。降伏荷重 P_y 、降伏変位 δ_y については以下の式で算出した。

$$P_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) \frac{W}{l} \tag{2.1}$$

$$\delta_y = \frac{P_y l^3}{3EI} + \alpha \frac{P_y l}{GA} \tag{2.2}$$

ここで、 l ：基部から水平荷重作用位置までの距離、 W ：断面係数、 N ：作用軸力、 A ：断面積、 G ：せん断弾性係数、 α ：形状係数である。

動的解析に用いるために設定したモデルは、作用する圧縮軸力を降伏軸力で除した降伏軸力比が5%と15%の36モデルである。この36モデルの固有周期

の範囲は、0.27秒から1.70秒である。

鋼製橋脚はⅡ種地盤およびⅢ種地盤に多く建設されるため、本稿ではⅡ種地盤とⅢ種地盤に着目し入力地震動を決定した。入力地震動は、新たに改定された平成24年道示V²⁾で解説されるレベル2地震動タイプⅠの6波(Ⅰ-Ⅱ-1, Ⅰ-Ⅱ-2, Ⅰ-Ⅱ-3, Ⅰ-Ⅲ-1, Ⅰ-Ⅲ-2, Ⅰ-Ⅲ-3, 以後「H24タイプⅠ」), 平成14年道示V³⁾で解説されるレベル2地震動タイプⅠの6波(Ⅰ-Ⅱ-1, Ⅰ-Ⅱ-2, Ⅰ-Ⅱ-3, Ⅰ-Ⅲ-1, Ⅰ-Ⅲ-2, Ⅰ-Ⅲ-3, 以後「H14タイプⅠ」), 兵庫県南部地震の観測波を基に設定されたレベル2地震動タイプⅡの6波(Ⅱ-Ⅱ-1, Ⅱ-Ⅱ-2, Ⅱ-Ⅱ-3, Ⅱ-Ⅲ-1, Ⅱ-Ⅲ-2, Ⅱ-Ⅲ-3, 以後「タイプⅡ」)である。

なお本稿では動的解析から得られる最大応答変位を δ_{max} , 残留変位を δ_R , 許容残留変位を δ_{Ra} と表記する。 δ_{Ra} は道示V²⁾に従い、橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さの100分の1とした。減衰定数は0.01とした²⁾。

3. 解析結果

鋼製橋脚の水平荷重－水平変位関係は、最大水平荷重を超えた後は、下り勾配を示すことが、既往の研究⁴⁾よりわかっている。本稿では、復元力として、バイリニア型の簡便な水平荷重－水平変位関係を用いたため、最大水平荷重時以降の鋼製橋脚の挙動を適切に表現できない。そのため、最大応答変位 δ_{max} が最大水平荷重時変位 δ_m を超えるモデルと地震動の組み合わせに対しては、結果を整理する際に除外した。

これにより、全36モデルのうち、H24タイプⅠとH14タイプⅠの比較について、Ⅱ種地盤では28モデル、Ⅲ種地盤では20モデル、H24タイプⅠとタイプⅡの比較について、Ⅱ種地盤では19モデル、Ⅲ種地盤では14モデルを対象として結果を整理することとした。

ここで、それぞれの地盤で各モデルに対するH24タイプⅠの3波の動的解析で得られた δ_{max} の平均値を「H24タイプⅠ δ_{max} 」、 δ_R の平均値を「H24タイプⅠ δ_R 」と定義する。以下同様に、H14タイプⅠについて「H14タイプⅠ δ_{max} 」「H14タイプⅠ δ_R 」、タイプⅡについて「タイプⅡ δ_{max} 」「タイプⅡ δ_R 」と定義する。

(1) 最大応答変位 δ_{max} について

a) H24タイプⅠとH14タイプⅠの比較

Ⅱ種、Ⅲ種地盤の各モデルに対する「H24タイプ

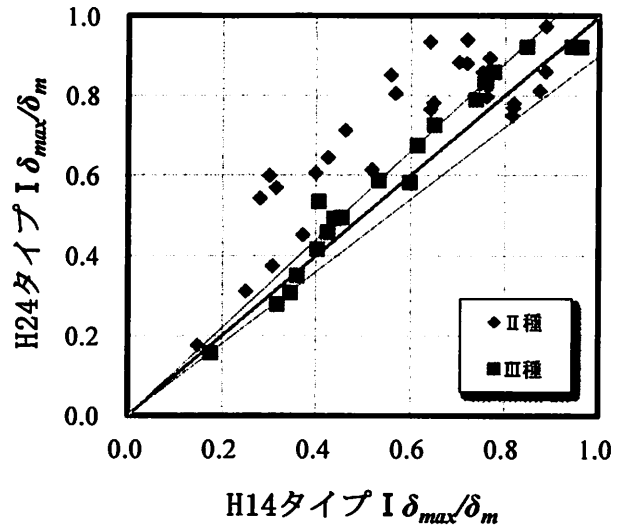


図-3.1 H24タイプⅠとH14タイプⅠの δ_{max} 比較

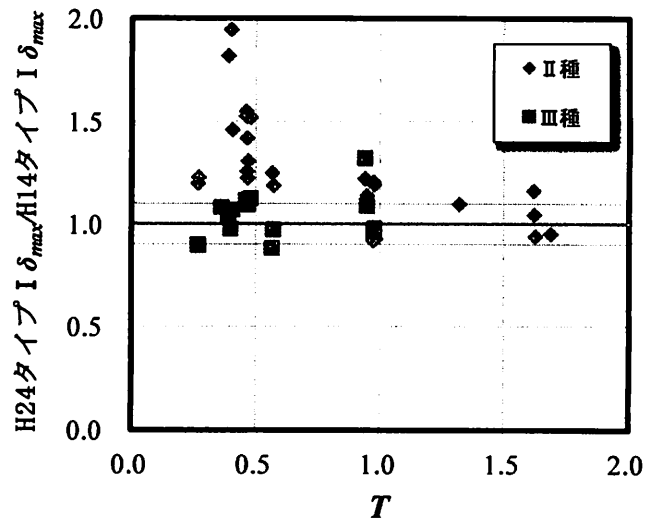


図-3.2 固有周期による分布
(H24タイプⅠ δ_{max} /タイプⅡ δ_{max})

Ⅰ δ_{max} 」と「H14タイプⅠ δ_{max} 」を比較したものを図-3.1に示す。図-3.1では、各モデルに対するH14タイプⅠ δ_{max} を δ_m で除した「H14タイプⅠ δ_{max}/δ_m 」を横軸にとり、各モデルに対するH24タイプⅠ δ_{max} を δ_m で除した「H24タイプⅠ δ_{max}/δ_m 」を縦軸にとった。図-3.1において実線で示される対角線は、各モデルの「H24タイプⅠ δ_{max}/δ_m 」と「H14タイプⅠ δ_{max}/δ_m 」の値が一致する線である。対角線より上下側の線は、10%の差を示すものである。

これより、ほとんどのモデルでH14タイプⅠ δ_{max} は、H24タイプⅠ δ_{max} より、最大でも+10%程度しか大きくならないことがわかる。一方、H24タイプ

I δ_{max} については、H14 タイプ I δ_{max} を +10% 以上大きくするモデルが多数存在する。このため、H24 タイプ I の方が H14 タイプ I に比べて、概ね大きな応答を与えることがわかる。

次に鋼製橋脚の固有周期が、最大応答変位に与える影響を考察する。固有周期を横軸に、「H24 タイプ I δ_{max} /H14 タイプ I δ_{max} 」を縦軸にとった図を図-3.2 に示す。ここでも点線で示すものは、10%の差 (0.9 および 1.1) である。H24 タイプ I δ_{max} が H14 タイプ I δ_{max} を大きく上回るのは、固有周期が 0.5 秒程度で顕著であるといえる。

b) H24 タイプ I とタイプ II の比較

次に H24 タイプ I とタイプ II の比較を図-3.3 に示す。比較の方法は、図-3.1 によるものと同様である。「H24 タイプ I δ_{max}/δ_m 」が 0.4 以下の範囲を除いて、すべてのモデルで、H24 タイプ I δ_{max} がタイプ II δ_{max} の +10% より小さくなることがわかる。一方、タイプ II δ_{max} が、+10% 以上 H24 タイプ I δ_{max} を上回るモデルは多数存在する。これより、H24 タイプ I よりタイプ II による応答の方が概ね大きくなるといえる。

固有周期を横軸に、「H24 タイプ I δ_{max} /タイプ II δ_{max} 」を縦軸にとった図を図-3.4 に示す。図-3.4 において、固有周期が 0.2 秒程度で、Ⅲ種地盤において H24 タイプ I δ_{max} がタイプ II δ_{max} を大幅に上回るモデルが存在する。これを考察するために道示 V²⁾ に示される設計地震動の線形加速度応答スペクトルを図-3.5 に示す。図-3.5 からわかるように、固有周期が 0.2 秒程度までは、H24 タイプ I による応答加速度が、タイプ II のそれを上回っている。このため、図-3.4 において、固有周期が 0.2 秒程度で、H24 タイプ I δ_{max} がタイプ II δ_{max} より大幅に上回るモデルが存在すると考えられる。

(2) 残留変位 δ_R について

Ⅱ種、Ⅲ種地盤の各モデルに対する「H14 タイプ I δ_R 」と「H24 タイプ I δ_R 」を比較したものを図-3.6 に示す。また「H24 タイプ I δ_R 」と「タイプ II δ_R 」の比較を図-3.7 に示す。ここでは、残留変位 δ_R をそれぞれのモデルの許容残留変位 δ_{Ra} で除した値を用いた。

図-3.6、図-3.7 より、H24 タイプ I δ_R は H14 タイプ I δ_R 、タイプ II δ_R と比較して、概ね小さいことがわかる。また、すべてのモデルで δ_R は δ_{Ra} と比べて、非常に小さくなることがわかる。

ここで、図-3.7 において、タイプ II 地震動によ

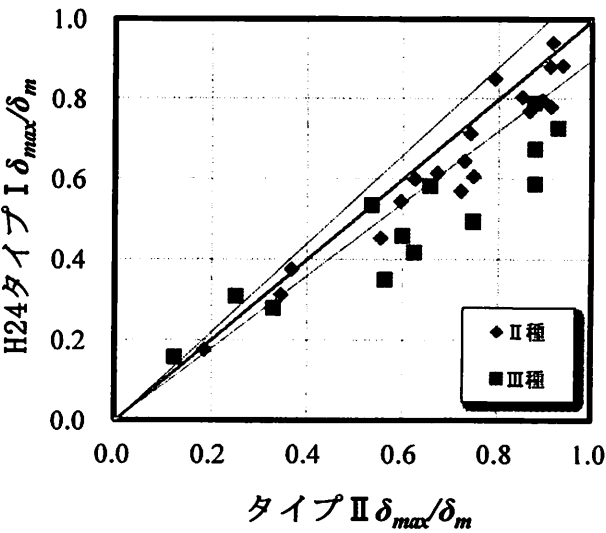


図-3.3 H24 タイプ I とタイプ II の δ_{max} の比較

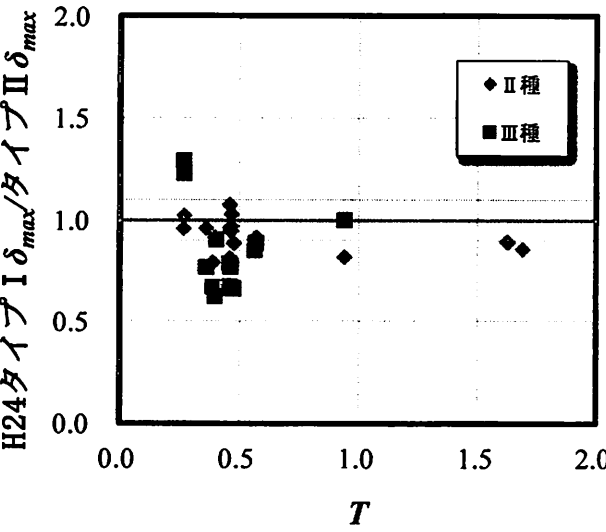


図-3.4 固有周期による分布
(H24 タイプ I δ_{max} /タイプ II δ_{max})

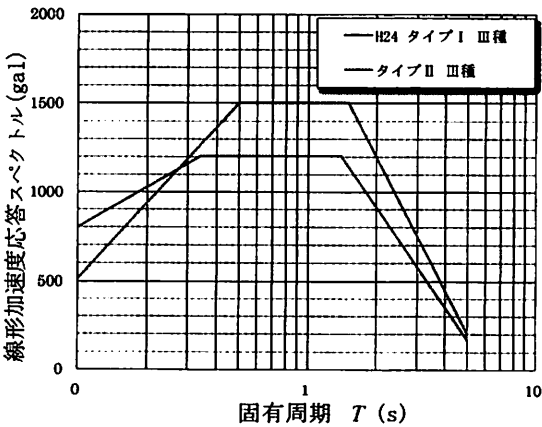


図-3.5 線形加速度応答スペクトル
(H24 タイプ I とタイプ II)

り最も大きな残留変位を示した「モデル 1」の水平荷重－水平変位関係を示す(図-3.8)．モデル 1 の固有周期は 0.94 秒であり，地震動はタイプ II のⅢ種地盤によるⅡ-Ⅲ-3 (観測地点，ポートアイランド)である．図-3.8 で青線で示すのは，最終時刻手前 10 秒間による履歴である．これにより，最大応答変位を示したあとに，もとの中心軸付近に戻ることなく，中心軸がずれたまま振動していることがわかる．

4. まとめ

本稿では，改定されたタイプ I の設計地震動が鋼製橋脚の非線形応答特性に及ぼす影響を検討するため，鋼製橋脚を対象とした 1 自由度質点系の非線形時刻歴応答解析を行った．本稿で対象とした鋼製橋脚の固有周期の範囲は 0.27 秒から 1.70 秒である．以下に得られた知見の概要を示す．

- ・ H24 タイプ I 地震動による最大応答変位は，H14 タイプ I 地震動の応答よりほとんどのモデルで大きくなる傾向があるが，タイプ II の応答と比較すると，ほとんどのモデルでタイプ II の応答を下回る．
- ・ H24 タイプ I 地震動による残留変位は，H14 タイプ I，タイプ II と比較して，概ね小さくなる傾向がある．また，すべてのモデルで，許容残留変位より，非常に小さい残留変位となる．残留変位が大きくなるモデルの水平荷重－水平変位関係の履歴の一例をみると，最大応答変位を示したあと，もとの中心軸付近に戻らず，変位がずれたまま振動している場合があることがわかった．

5. 謝辞：本稿で用いた解析ソフトは，(株)地震工学研究開発センターの野中哲也氏，馬越一也氏にご提供していただき，貴重な御助言をいただきました．ここに感謝の意を表します．

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，国総研資料第646号，平成23年．
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成24年．
- 3) 坂柳皓文，星隈順一，堺淳一：東北地方太平洋沖地震による地震動が構造物の非線形応答特性に及ぼす

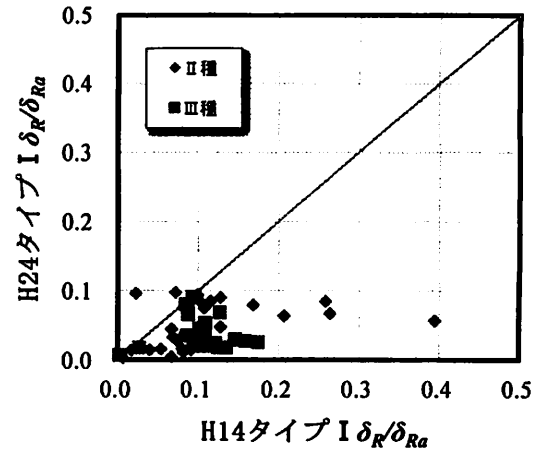


図-3.6 H24 タイプ I と H14 タイプ I の δ_R の比較

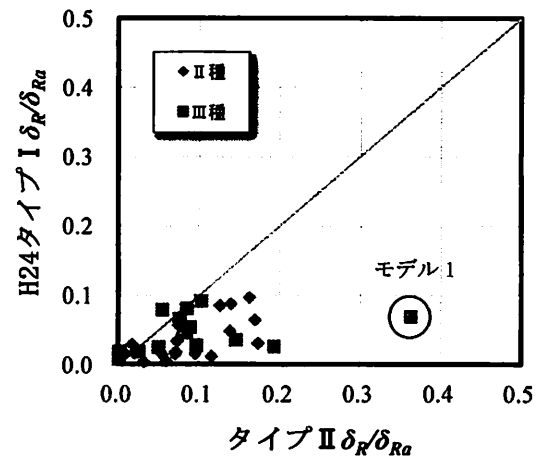


図-3.7 H24 タイプ I とタイプ II の δ_R の比較

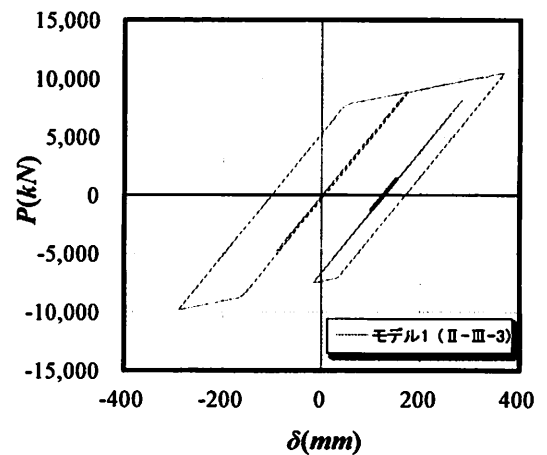


図-3.8 タイプ II 地震動(Ⅱ-Ⅲ-1)によるモデル 1 の水平荷重－水平変位関係

影響，第31回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，平成23年．

- 4) 岡田誠司，小野潔，谷上裕明，徳永宗正，西村宣男：高軸力が作用する矩形断面鋼部材の耐震性能評価に関する研究，土木学会論文集A，vol.66 No.3，576-595，2010.9．
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成14年．