

地域別補正係数を考慮した改定設計地震動が コンクリートを充てんしない矩形断面鋼製橋脚の 耐震性能評価に及ぼす影響

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)

²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 24 年の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁾(以下、「H24 道示 V」という)の改定では、レベル 2 地震動タイプ I および「地域別補正係数」が見直された。レベル 2 地震動タイプ I は、平成 23 年に発生した東北地方太平洋沖地震および平成 15 年に発生した十勝沖地震の強震記録を振幅調整した加速度波形に改定された。「地域別補正係数」は、大規模な地震が発生する地域とそれに該当しない地域で、耐震性能を照査する際に用いる地震動の大きさに差をもたせるため、設計地震動に乗じる係数である。H24 道示 V 改定に伴い、特定の地域区分では、タイプ I 地震動の 0.85 倍を考慮していた従来の設計に対し、改定されたタイプ I 地震動の 1.2 倍を考慮するようになるなど、設計地震動が大幅に変更された。既往の研究²⁾で、東北地方太平洋沖地震の観測波がコンクリート橋脚の非線形応答特性に及ぼす影響については考察されている。しかし、H24 道示 V で改

定された地域別補正係数を考慮した設計地震動に対し、既設鋼製橋脚が所要の耐震性を有するかは明らかでない。本稿では、各地域区分の設計地震動が鋼製橋脚の耐震性能評価に及ぼす影響を明らかにし、補強等、何らかの対策の可否を判断する際の基礎データを得ることを目的とする。鋼製橋脚を 1 自由度質点系にモデル化し、非線形時刻歴応答解析を行い、最大応答変位に着目して考察を行った。

2. 地域別補正係数 c_2 を考慮した入力地震動の概要

平成14年の道示³⁾で（「以下、「H14道示V」という）は、レベル1、レベル2地震動タイプIおよびタイプIIに対して、同一の地域別補正係数が用いられ、地震発生頻度の高い地域がA($c_2=1.0$)、低い地域がB($c_2=0.85$)、C($c_2=0.7$)と3種類に区分されていた。H24道示Vの改定では、タイプI地震動とタイプII地震動に対して、異なる地域別補正係数が規定され、結果として、A、B区域をそれぞれ2つに分け、計5

表-1 地域別補正係数(H24 道示 V)

地域区分	地域別補正係数		該当地域の一例
	c_{12} レベル2地震動タイプI	c_{22} レベル2地震動タイプII	
A1	1.2	1.0	神奈川県、静岡県
A2	1.0	1.0	東京都、大阪府
B1	1.2	0.85	愛媛県、高知県、宮崎県の一部
B2	1.0	0.85	新潟県、広島県
C	0.8	0.7	北海道北部、鹿児島県

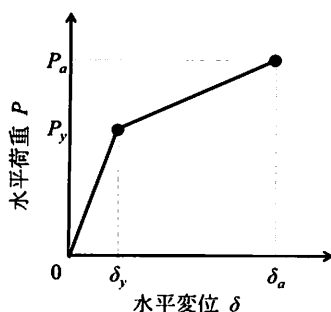


図-1 バイリニア型の復元力 ($P-\delta$ 関係)

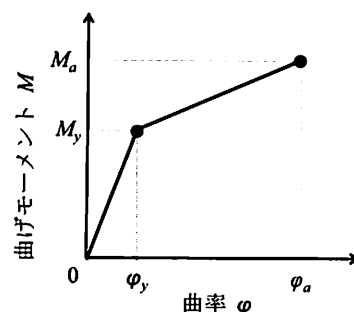


図-2 H24 道示 V の $M-\phi$ 関係

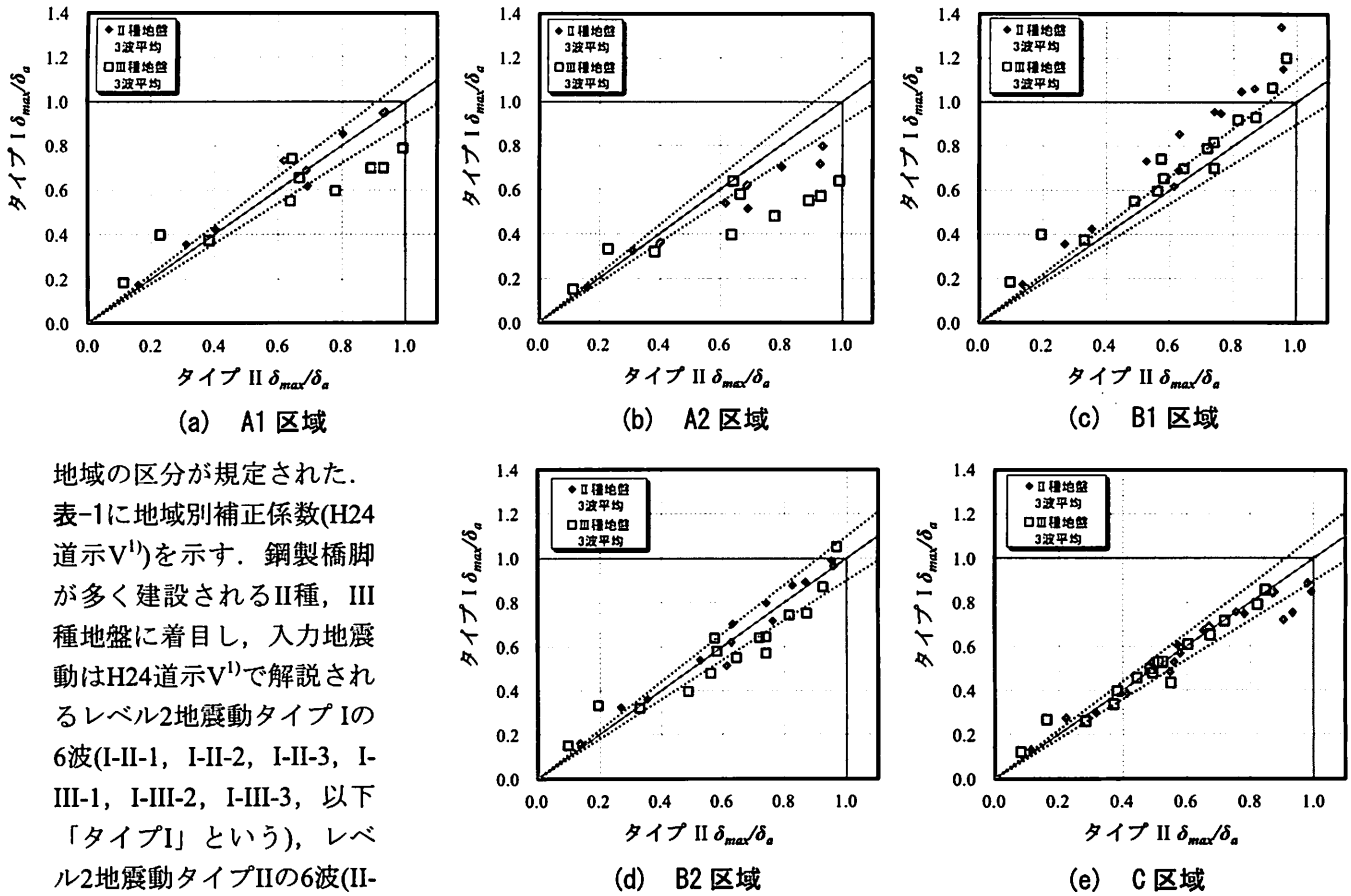


図-3 タイプIとタイプIIの δ_{max} の比較

地域の区分が規定された。表-1に地域別補正係数(H24道示V¹⁾)を示す。鋼製橋脚が多く建設されるII種、III種地盤に着目し、入力地震動はH24道示V¹⁾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, 以下「タイプI」という)、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, 以下「タイプII」という)とする。5つの地域区分に応じて、上記12波を補正し入力地震動とする。例えばA1区域に着目した場合、タイプIを1.2倍、タイプIIを1.0倍に補正した地震動を用いる。

3. 動的解析の概要

本稿では、耐震性能照査の指標を最大応答変位 δ_{max} とし、残留変位には着目しない。 δ_{max} を簡易的に推定する代表的な方法として、エネルギー一定則があるが、鋼製橋脚にこれを適用した場合、 δ_{max} を過度に大きく推定することが指摘されている⁴⁾。このため本稿では δ_{max} の算出に際し、1自由度質点系を対象とした非線形時刻歴応答解析を行う。対象とした鋼製橋脚は既往の研究⁵⁾を参考に、軸力比(作用軸力/降伏軸力)が5%および15%、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が0.2~0.5、補剛板に関する幅厚比パラメータ R_R および R_F が0.3~0.5であるコンクリートを充てんしない矩形断面の鋼製橋脚32体とした。 $\bar{\lambda}$, R_R , R_F は道示V¹⁾で規定されるパラメータである。断面形状は正方形断面が24体、長方形断面が8体である。これら対象としたコンクリートを充てんしない矩形断面の鋼製橋

脚の構造諸元はH24道示V¹⁾に規定される $M-\phi$ 関係の適用範囲を満足している。なお、対象としたモデルの固有周期の範囲は、0.23秒から1.68秒程度である。

そして、対象とした鋼製橋脚を1自由度質点系にモデル化し、復元力特性はバイリニア型の水平荷重-水平変位関係($P-\delta$ 関係)で表現した(図-1)。図-1の復元力の点(δ_y, P_y)、点(δ_a, P_a)は、それぞれH24道示V¹⁾に規定される $M-\phi$ 関係(図-2)の(ϕ_y, M_y)、(ϕ_a, M_a)に対応する点である。

なお、1自由度質点系モデルの質量は上部構造の質量に橋脚の質量の0.3倍を加えたもの⁶⁾とし、減衰定数は0.01¹⁾を用いた。

4. 解析結果

実際の耐震性能照査では、各地盤種で規定される設計地震動3波から得られる着目する指標の平均値が、許容値以下となれば耐震性を有すると判定する。このため、本稿でも各地盤種の3波による最大応答変位 δ_{max} の平均値を用い、耐震性能照査を行う。各地盤種のタイプIの3波から得られた δ_{max} の平均値を「タイプI δ_{max} 」、タイプIIについて「タイプII δ_{max} 」と定義する。タイプIIはH24の道示改訂で変更さ

れておらず、「タイプ II δ_{max} 」が、許容水平変位 δ_a を上回るモデルは、道示改訂に関わらず、そもそも耐震性を有していないと判定されるため、結果の整理の際に除外した。これより、全モデル数 32 と 2 種類の地盤種の組み合わせ 64 のうち、対象となるのは A1, A2 区域では 19 (固有周期の範囲は 0.23 秒～0.93 秒), B1, B2 区域では 28 (固有周期の範囲は 0.23 秒～0.93 秒), C 区域では 35 (固有周期の範囲は 0.23 秒～1.59 秒)となった。

II 種, III 種地盤の「タイプ I δ_{max} 」と「タイプ II δ_{max} 」の比較を、各区域について図-3(a)～(e)にそれぞれ示す。図-3 では、各モデルに対するタイプ II δ_{max} を許容水平変位 δ_a で除した「タイプ II δ_{max}/δ_a 」を横軸に、タイプ I δ_{max} を δ_a で除した「タイプ I δ_{max}/δ_a 」を縦軸にとる。実線の対角線は各モデルの「タイプ I δ_{max}/δ_a 」と「タイプ II δ_{max}/δ_a 」の値の一致を、上下の点線は 10%の差を示すものである。図-3(a), (d), (e)より A1, B2, C 区域では、タイプ I δ_{max} とタイプ II δ_{max} に顕著な相違がみられないが、図-3(b)より A2 区域では、耐震性が問題となる δ_{max} が δ_a に近い結果となる(縦軸、横軸ともに 1 の近傍)モデルでは、タイプ I δ_{max} よりもタイプ II δ_{max} の方が大きく、図-3(c)より B1 区域では、タイプ II δ_{max} よりもタイプ I δ_{max} の方が大きいことがわかる。また、図-3(c)および(d)より、タイプ I δ_{max} が δ_a を上回り、耐震性を有していないと判定されるモデルが、B1, B2 区域でそれぞれ、6 モデル、1 モデル存在することがわかる。

以下の考察では、5 区域のうち、鋼製橋脚が多く建設される都市部を含む A2 区域(東京都、大阪府など)および H24 道示改訂において大幅に設計地震動が増幅された B1 区域(愛媛県、高知県、宮崎県の一部)に着目して行う。

A2 区域(図-3(b))では、耐震性が問題となるモデルでは、タイプ I よりもタイプ II による δ_{max} の方が大きいので、道示改訂に伴い変更された規定を適用しても、所要の耐震性を有する可能性が高い。

一方、B1 区域(図-3(c))では、タイプ II よりもタイプ I による δ_{max} の方が概ね大きくなる傾向があり、タイプ I による δ_{max} が δ_a を上回るモデルが II 種, III 種地盤でそれぞれ 4 モデル、2 モデル存在する。図-4 に細長比パラメータ λ ごとに分けた「タイプ I δ_{max}/δ_a 」の固有周期 T ごとの分布を示す。これより、 $\lambda = 0.2$, $T = 0.3 \sim 0.4$ 秒程度のモデルの一部および、 $\lambda = 0.5$, $T = 0.9$ 秒程度のモデルの一部で、 δ_{max} が δ_a を上回ることがわかる。また、「タイプ I δ_{max}/δ_a 」の値が最も大きくなる II 種地盤に着目し、設計地震動 3

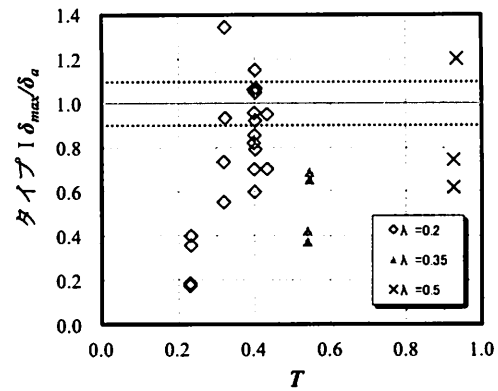


図-4 「タイプ I δ_{max}/δ_a 」(B1 区域)に対する

T と λ の影響

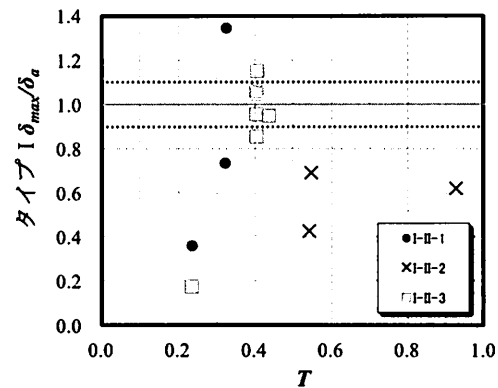


図-5 3 波(II 種地盤)のうち最大の δ_{max} を与える地震波

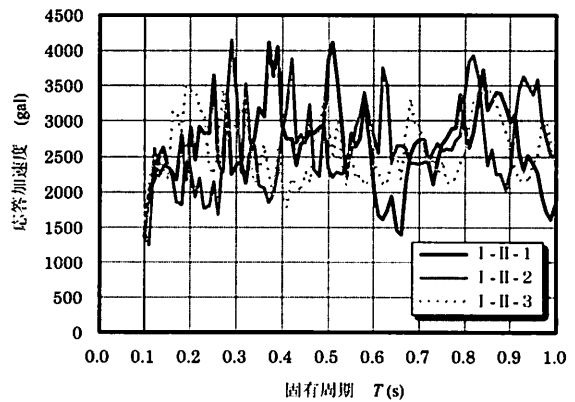


図-6 タイプ I, II 種地盤の 3 波の線形加速応答スペクトル(B1 区域, 減衰定数 0.01)

波(II 種地盤)それぞれによる δ_{max} のうち、最大値を示し、最も影響を受ける地震波ごとに分けた「タイプ I δ_{max}/δ_a 」の固有周期 T ごとの分布を図-5 に示す。これより δ_{max} が δ_a を大幅に上回る $T = 0.3$ 程度のモデルは、I-II-1 の影響を受けていることがわかる。図-6 に B1 区域を対象としたタイプ I 地震動の II 種地盤における 3 波の線形加速度応答スペクトル(減衰定数 0.01)を示す。図-6 より、 $T = 0.3$ 秒付近で I-II-1

は他の地震波に比べて大きな加速度を示していないことがわかる。図-5 と図-6 の比較より、非線形時刻歴応答解析より得られる結果は、必ずしも線形加速度応答スペクトルと同一の傾向を示さないことがわかる。本稿は、実際の鋼製橋脚を対象としたものではないため、当然、個別の鋼製橋脚ごとに詳細な検討が必要ではあるが、B1 区域に存在する一部の既設鋼製橋脚は所要の耐震性を有さない可能性があり、場合によっては何らかの対策を講じる必要があることを示唆する結果が得られた。

5. 結論

本稿では、地域別補正係数を考慮した設計地震動が鋼製橋脚の耐震性能評価に及ぼす影響を検討するため、1 自由度質点系の非線形時刻歴応答解析を行った。以下に得られた知見の概要を示す。

- ・ 鋼製橋脚が多く建設される都市部を含む A2 区域では、タイプ II による最大応答変位がタイプ I によるそれより大きくなり、既設橋は所要の耐震性を有する可能性が高い。
- ・ H24 道示改定により設計地震動が大幅に増幅した B1 区域では、タイプ I 地震動による最大応答変位が、タイプ II によるそれより概ね大きくなる傾向があり、タイプ I 地震動による最大応答変位が許容値を上回るモデルがいくつか存在する。この結果は、一部の既設橋は所要の耐震性を有さない可能性があり、場合によっては何らかの対策を講じる必要がある可能性を示唆している。
- ・ B1 区域で、タイプ I 地震動による最大応答変位が許容値を最も上回るモデルは、今回の検討では、II 種地盤に存在する $T=0.3$ 秒程度のモデルの一部で、地震動 3 波のうち I-II-1 の影響を受ける。

6. 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)(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。
- 2)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。

- 3)(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。
- 4)矢野公一，小野潔，西村宣男：コンクリートを充填した鋼製橋脚に対するエネルギー一定則および変位一定則の適用性に関する一検討，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，I-79，2001。
- 5)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，pp.576-595，2010。
- 6)(社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，平成 9 年。