

日米欧の耐震基準による道路橋基礎の比較設計

松井謙二¹・白戸真大²・福井次郎³

¹正会員 工博 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 招聘研究員
(〒305-8516 つくば市南原1-6)

²正会員 修(工) 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 研究員

³正会員 工修 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 上席研究員

1. はじめに

近年、耐震分野でも基準の国際整合化に関して議論が活発になっている。そこで、日米欧(道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾、Caltrans 基準²⁾、および ENV1998: Eurocode 8³⁾の耐震設計基準のコンセプトおよび規定の違いを整理し、比較設計(杭基礎)を通じて基礎構造(フーチングおよび杭)の規模の違いに影響を及ぼす因子を抽出するとともに、これからの国際整合性を有する基礎の耐震設計法について考察した。ここでは紙面の関係から Caltrans 基準と Eurocode 8 による比較設計は概要を述べるにとどめ、前者による変位ベース設計を詳しく紹介する。なお、本比較設計はそれぞれの基準および慣習に習熟した欧米の技術者と協議しながら実施した。

2. 適用コードの概要

2.1 Caltrans 基準

1999年7月、Caltrans は耐震設計法を一新し、Caltrans Seismic Design Criteria(ver.1.0, 以下 SDC)^{2a)}を刊行し、それ以降の耐震設計は本規定に準拠することを設計者に求めた。従来の耐震設計は、Caltrans Bridge Design Specifications の Load Factor Design における荷重の組み合わせ Group VII によっていたが、SDC の発効に伴ない従来の Group VII は廃止されることになった。多くの耐震設計基準が耐力ベース設計法(保有するじん性に応じて低減した作用荷重が耐力以下であることを照査)によっているのに対して、実務レベルで変位ベース設計法(橋脚の応答変位が保有性能以下であることを照査、displacement-based approach)を世界に先駆けて導入している。

2.2 Eurocode 8

全10編から構成されるユーロコード(EN)のうち、耐震設計を担当するのが EN1998: Eurocode 8 (耐震設計、現在は試用段階で ENV という)にあり、正式の欧州標準化を目指しドラフト(prEN1998)が審議されている状況である。ENV1998 は全部で5つのパー

トからなり、ENV1998-2^{3a)}が橋梁、ENV1998-5^{3b)}が基礎である。ENV1998 はユーロコードの一つであるため、その設計コンセプトは prEN1990: Eurocode0(構造設計の基本)⁴⁾(2001年10月正式欧州標準化)のそれに整合化されている。ユーロコードでは部分係数フォーマットによる限界状態設計法が導入されている。土の強度定数は全応力法、代替的に有効応力法によることとし、部分係数は prEN1997: Eurocode7(地盤・基礎設計)⁵⁾と同じものを採用している。

2.3 両基準の主要規定の比較

表-1に、Caltrans 基準(以下、単に Caltrans)とユーロコードについて9項目を比較した。

(3) 設計法

Caltrans では AASHTO 基準と同様に Service Load Design(SLD)と Load Factor Design(LFD)の2つの設計法を採用(耐震設計は LFD のみ)しているのに対して、ユーロコードでは部分係数フォーマットによる限界状態設計法を導入している。

(5) 設計の基本

両基準で、耐震設計上の「じん性」(ductility)は評価されている。「冗長性」(redundancy)について、Caltrans では地震を受けた後の道路ネットワークとしての冗長性に、ユーロコードでは橋の構造としての冗長性に注目している。「重要度」はいずれも耐震設計のために区分されている。

(9) 基礎設計

Caltrans の SLD と LFD の両設計法のうち、低減係数 ϕ は後者のみに適用されている。ここで、 ϕ は荷重の組み合わせ(Group)ごとに分かれ、地震を含む Group VII は1.0、その他の Group では0.75の値をとる。

表-2には、耐震規定に関する6項目に着目して Caltrans と Eurocode 8 を比較した。表中には、その原典の節番号も併記した。

(1) 耐震性能

ユーロコードでの限界状態は、基本的に使用限界と終局限界の2つであり、そのコンセプトに準じて、Eurocode 8でもこの2つの限界状態を震後の交通機能に対応させ、それぞれ「震後供用性」、「震後安全性」

表-1 橋梁に関する要求性能の比較

地域・国	米国・カリフォルニア州	欧州地域
基準名称	<ul style="list-style-type: none"> Seismic Design Criteria, version 1.1^{2a)} Seismic Design Methodology (Memo to Designers 20-1)^{2b)} Caltrans Bridge Design Specifications 	<ul style="list-style-type: none"> prEN1990: Basis of Structural Design⁴⁾ prEN1997-1: Geotechnical Design, Part 1 General Rules⁵⁾ ENV1998: Design provisions for earthquake resistance of structures³⁾
機関	State of California, Department of Transportation (Caltrans)	CEN (European Committee for Standardization)
(1)規格種別	州強制規格	地域強制規格
(2)構造物種類	道路橋(普通・標準橋に適用)	土木・建築
(3)設計法	Service Load Design + Load Factor Design	Limit State Design (限界状態設計法)
(4)要求性能	すべての橋は、設計地震によって生じる変形に抵抗できるように設計しなければならない。構成部材は、MCE (表-2 (2)) に対して崩壊を避けるために、十分な強度とじん性を確保できるように設計しなければならない。	①終局限界状態 - 構造とその内容物の安全 - 人間の安全 ②使用限界状態 - 構造(その一部)の役割を十分果たす。 - 人間にとつての快適性 - 外観
(5)設計の基本 ・ 構造部材のじん性	小さな投資で性能を満たすために、じん性と弾性後強度の有利性を設計に考慮する。	予兆なしに崩壊する可能性のある構造系はできる限り避ける。
・ 道路ネットワークまたは橋の冗長性	橋の全体系に対して、実用的に可能ならば、荷重の代替経路として冗長性を備えていなければならない。	偶発的に発生する構成要素の損失や、一部の損傷に耐えられる構造形式や設計法を選択する。
・ 橋の重要度	望ましい耐震性能のレベルにより、2種類に区分。 ・ 普通橋 (標準・非標準に細分) ・ 重要橋 なお、Seismic Design Criteriaは「普通・標準橋」に適用される。	耐震設計上の重要度を以下の3種類に区分。 ①平均より上 ②平均 ③平均より下
・ 設計供用期間	(特に明記されていないが、一般に「100年」と考えられている ^{*1)})	設計供用期間の例： ・ 一般構造物 50年 ・ 橋梁 100年
(6)限界状態	崩壊限界状態	①終局限界状態 ②使用限界状態
(7)照査式の基本	$\Delta_D < \Delta_C$ ここに、 Δ_D 独立系、あるいは全体系の解析によって生じた変位の大きい方。 Δ_C 構造物の最初の塑性ヒンジが性能限界に到達したときのフレームの変位。	①終局限界状態: $E_d \leq R_d$ ②使用限界状態: $E_d \leq C_d$ ここに、 E_d : 荷重効果の設計値、 R_d : 抵抗力の設計値、 C_d : 制限値
(8)基礎設計 ・ 強度・抵抗力の評価式	$Q_R = \phi \cdot Q_{ult}$ ここに、 Q_R : 設計支持力、 ϕ : 低減係数、 Q_{ult} : 極限支持力 なお、 ϕ は Load Factor Design に適用する。	<ul style="list-style-type: none"> MFA方式^{*2)}: $R_d = R(X_R / \gamma_M, a_{nor})$ RFA方式^{*3)}: $R_d = R(X_R, a_{nor}) / \gamma_R / \xi$ ここに、 R_d : 設計抵抗力、 X_R : 地盤パラメータの特性値、 γ_M : 材料係数、 γ_R : 抵抗係数、 a_{nor} : 幾何学量の公称値、 ξ : 相関率
・ 強度定数の部分係数	(特に、記述されていない)	部分係数 γ_M ・ $\tan \phi$, c' に対して、1.25 ・ c_u, q_u に対して、1.40
・ 抵抗力(支持力)の部分係数	Load Factor Design のための低減係数: ϕ ・ Group I~VI (地震を含まない): 0.75 ・ Group VII (地震): 1.00 なお、Group VII の低減係数は Seismic Design Criteria おいても適用される。	杭基礎の設計は RFA 方式のみ。 抵抗係数 γ_R : 1.30 (打込み杭) なお、杭の載荷試験を実施した場合、載荷試験の回数によって相関率 ξ は 1.4~1.0 と変化する。

*1 Caltrans による比較設計を担当した現地技術者の談

*2 MFA: Material Factor Approach (材料係数法)

*3 RFA: Resistance Factor Approach (抵抗係数法)

表-2 基礎設計に係わる耐震規定の比較

地域・国	米国・カリフォルニア州	欧州地域
基準名称	A: Seismic Design Criteria, version 1.1 ^{2a)} B: Seismic Design Methodology (Memo to Designers 20-1) ^{2b)}	ENV1998: Design provisions for earthquake resistance of structures A: Part1-1: General rules, B: Part2: Bridges ^{3a)} C: Part-5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects ^{3b)}
機関	Caltrans	CEN
関連する規格・報告書	ATC-32: Provisional Recommendations	prEN1990: Basis of Structural Design prEN1997: Geotechnical design
(1)耐震性能	すべての橋は、設計地震によって生じる変形に抵抗できるように設計しなければならない。構成部材は、MCE に対して崩壊を避けるために、十分な強度とじん性を確保できるように設計しなければならない。 (表-1 に同じ)	[A: 2.2 Basic requirements] ① 被害の最小化 →使用限界状態 (変位) で照査する。 ② 崩落防止規定 →終局限界状態 (耐力・じん性) で照査する。
(2)地震動の種類	[B: Table1 Seismic Performance Criteria] ①機能評価地震動: 決定論あるいは確率論的に評価。 ②安全性評価地震動: 決定論的あるいは確率論的に評価。決定論的な評価は、最大生起地震 (MCE) に相当する。 ・ 確率論的な安全性評価地震動は、一般に長期の再現期間 (約 1000~2000 年) を持つ。 ・ 最大生起地震: 1996 年 CALTRANS 地震災害地図に基づいた、地震断層に沿って起こり得る最大の地震	①中地震 [A: 2.2.3(2)] 適正な再現期間に対する地震活動を評価する。 →「被害の最小化」照査に用いる地震力 ②大地震 [A: 4.1(3)] 475 年基準期間 (reference return period) →「崩落防止規定」照査に用いる地震力
(3)応答スペクトル	[A: Appendix B ARS Curves] ピーク加速度 (A), 岩盤スペクトル (R) およびサイト修正係数 (S) を考慮した確定的 ARS カーブ*として、加速度スペクトル Sa および変位スペクトル Sd を準備している。 (*上記 A, R, S の頭文字, ATC-32 レポートの提案を準用)	[A: 4.2.2 Elastic response spectrum] $Se(T)=f(a_g, S, T, \eta, \beta_o, k_1, k_2)$ ここに、 Se(T): 弾性応答スペクトルの縦座標 a _g : 基準再現期間を考慮した設計地盤加速度 S: 地盤パラメータ T: 1 自由度系の固有周期 η: 減衰の補正係数 β _o : 構造物の応答倍率 k ₁ , k ₂ : スペクトル曲線の補正係数
(4)地盤種別	[A: Appendix B ARS Curves] ARS カーブ用地盤種別は 6 種類 (A~F) 基礎設計一般への適用としては、下記の 3 種類の地盤種別を検討中 [A: 6.2.2] ① Competent Soil (良好な地盤), ② Poor Soil (軟弱地盤), および ③ Marginal Soil (普通地盤, ①と②の中間土)	[A: 3.2(1)] 地盤種別: A, B および C の 3 種類 ① A: 岩盤 (Vs ≥ 800m) または密な砂過圧密粘土 (10m の深さで Vs ≥ 400m) ② B: 締まった砂、砂礫、または硬質粘土 (10m の深さで Vs ≥ 200m) ③ C: 緩い砂、または柔らかい粘土 (最大 20m の深さで Vs ≤ 200m)
(5)線形応答の低減	[A: 4.1.3 Capacity Ductility Criteria] 橋脚の形式によって異なる目標値を満足する保有塑性率による。	[A: 4.1.6 Behaviour factors for linear analysis] 下部構造のタイプと部材の要求じん性より、q 値 (挙動係数) 1.0~3.5 を Table 4.1 より選択する。
(6)過強度係数	[A: 4.3] 橋脚の塑性モーメント (Plastic Moment Capacity) の 1.2 倍	[B: 5.3(3)] 塑性モーメント係数: $\gamma_o = 0.7 + 0.2q$ ここに、 q: 挙動係数 (q=3.5 のとき、 $\gamma_o = 1.4$ となる)

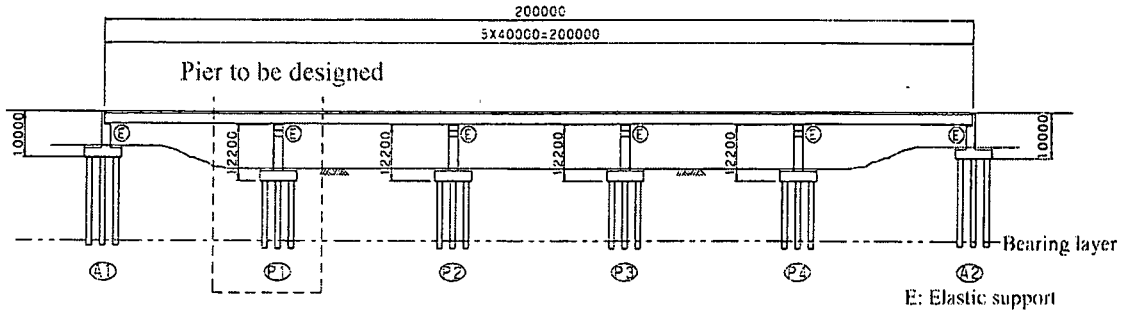


図-1 橋梁側面図

に適用し、前者は変位、後者は耐力で照査される。

(5) 線形応答の低減

じん性部材の非線形応答を考慮して線形地震力を低減する方法として、Caltrans では変位一定則を用い橋脚の非線形応答を算出することにより低減されている。Eurocode 8 では、下部構造のタイプよりあらかじめ設定されている挙動係数 q 値により低減する。

3. 比較設計

3.1 設計条件

比較設計は、基本的には参考文献⁶⁾に示された道示規定による耐震設計例と同じ上部構造諸元(5径間連続鋼板桁橋)および地盤条件によることとした。図-1に対象橋梁の側面図を示す。ここで、P1橋脚が設計対象である。

ここで、

- 設計地震動はそれぞれの基準の最大級とした。
- P1橋脚への上部構造からの荷重の計算方法はそれぞれ現地の技術者の判断に委ねた。
- 橋脚の形状および基礎形式は、その国でもっとも利用されている形式とした。
- 基準に規定されていないところは、現地の技術者の判断に委ねた。
- 常時その他の「地震時」以外の計算は省略した。

図-2に各基準による結果を示し、4.で考察する。

3.2 Caltransによる設計

(1) 概要

- 「どの方向から来るか分からない地震に対しては、円柱が有利なので一般に多用されている」ことから、ここでは柱は円柱を採用している。橋脚のアスペクト比(高さ/幅)が5以下ならじん性が低いと見なされ、5以上だとP-8効果を考慮しなければならないということを考慮して、円柱の径は2.1m(=84inch、アスペクト比はほぼ5)とした。
- 橋脚の応答変位の算定では、30%ルール(対象とする主軸方向の荷重のほかに、その直角方向にもその方向の30%の荷重を考慮する)を適用した。
- 設計例の地盤種別はわが国では軟弱地盤に相当するが、CaltransではMarginal soil(普通地盤)に分類される。このような地盤では、一般に打込み鋼管杭

が用いられるということで本例ではClass 900kN Pile(杭径400mm[16inch]、押込み支持力400kip&引抜き支持力200kip)を用いた。また、水平変位量は「このような地盤では重要でない」ということで一般に省略されているとのことから、ここでも省略した。

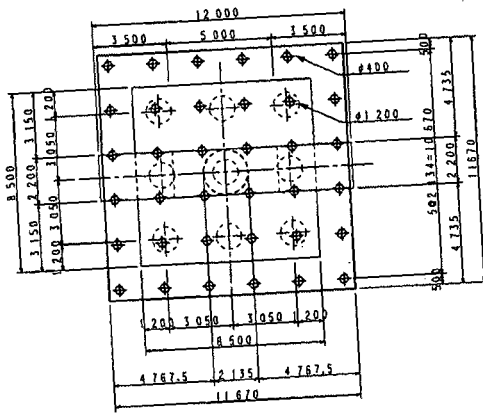
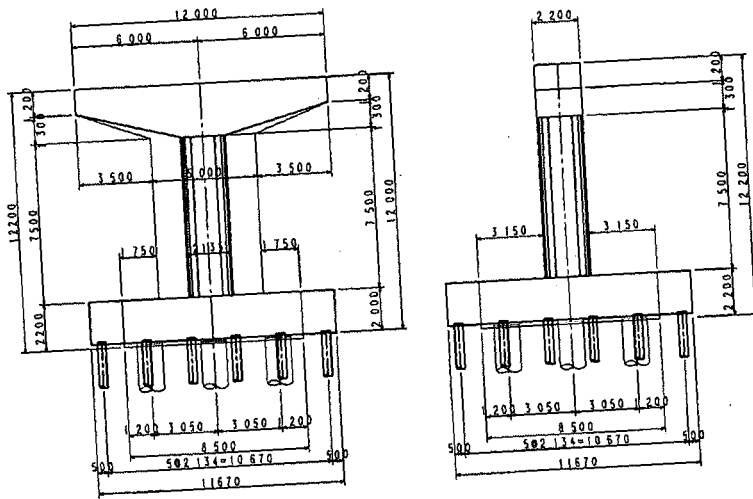
- 基準では線形応答スペクトルとして加速度と変位スペクトルの二つが用意されているが、変位ベース設計では後者が用いられる。ただし、初期の断面設定では耐力ベース設計を行い、その際は前者を利用した。
- フーチングの厚さは、柱からの荷重に対するフーチングの圧縮および引張り主応力の照査、およびフーチング張出し長の1/2.5以上という条件から2mが決まっている。
- 杭基礎の安定計算は、基礎底面での橋脚耐力に基づく転倒モーメントと杭群の押込みと引抜き支持力から得られる抵抗モーメントの釣合いに関する全体安定と、杭1本当たりの耐力照査を行う個別安定の2つからなる。

(2) 変位ベース設計の手順

Caltransによる変位ベース設計は、①非線形を期待する部位の決定(本例では橋脚基部)→②サイト地盤の評価→③基礎剛性の仮定→④橋脚剛性の評価→⑤慣性力の評価→⑥橋脚の応答変位(Displacement Demand, Δ_D)の算定→⑦橋脚の保有性能(Displacement Capacity, Δ_C)の算定→⑧保有性能 $\Delta_C \geq$ 応答変位 Δ_D の確認→⑨橋脚の部材設計→⑩基礎の安定および部材設計、の順に実施した。最初は耐力ベース設計あたりをつけながら、繰返し計算を行っている。

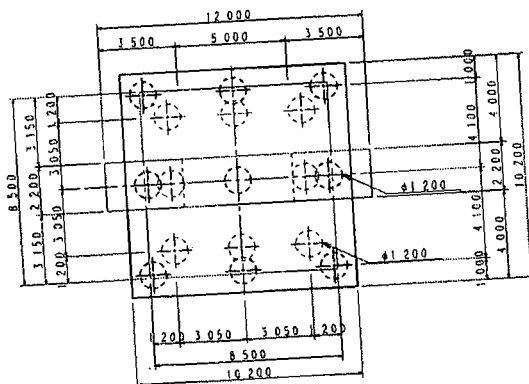
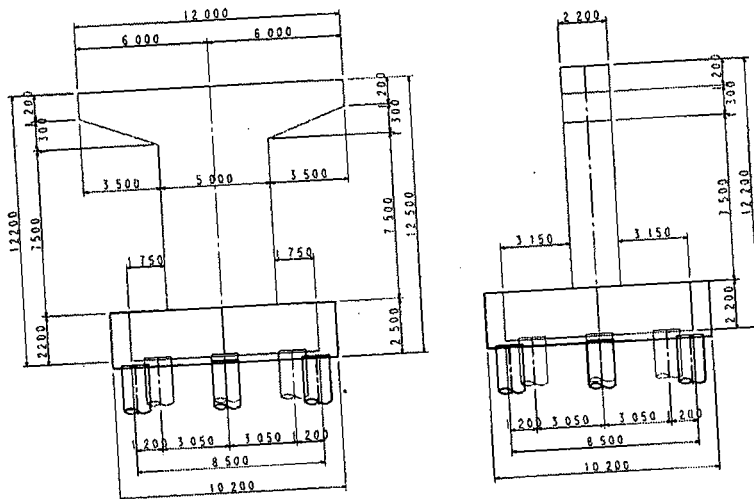
(3) 橋脚変位の照査

- Caltransによれば、変位の照査はSDCの4.1.1、4.1.3および4.1.2に示される3項目、すなわち変位量の絶対値、保有塑性率、応答塑性率を満足する必要がある。橋脚の保有性能は表-3に、また応答変位は表-4にその計算過程と結果を示す(以下の記号は表-3、4を参照されたい)。保有性能はまず円柱剛性を仮定し、最低塑性率(=3)と目標塑性率(≥ 4)を満足するように軸方向および直角方向の保有性能を算定している。応答変位は、杭配置の仮定→杭群剛性の仮定→基礎の剛性による橋脚の全変位の計算を行うとともに、



凡例
 細線:道示
 太線:Caltrans

図-2a 杭基礎の比較(道示とCaltrans)



凡例
 細線:道示
 太線: Eurocode 8

図-2b 杭基礎の比較(道示とEurocode 8)

表-3 橋脚の保有性能 (Column Displacement Ductility Capacity)

• 橋脚の M-φ特性		
初降伏点	My = 33,025 kip-ft (φy = 4.83E-5 1/inch)	
橋脚としての降伏点	Mp ^{col} = 45,625 kip-ft (φy = 6.68E-5 1/inch)	
終局点	Mu = 50,710 kip-ft (φu = 9.23E-4 1/inch)	
• 橋脚の保有性能 (Δ _c)	(直角方向)	(軸方向)
Δ _c = Δ _y ^{col} + Δ _p	29.1 inch (=738 mm)	21.0 inch (=532 mm)
Δ _y ^{col} = L ² /3 + φ _y	5.1 inch (=130 mm)	3.5 inch (=89 mm)
Δ _p = θ _p * (L - L _p /2)	23.9 inch (=607 mm)	17.5 inch (=443 mm)
θ _p = L _p * φ _p	4.98E-2 rad	4.41E-2 rad
φ _p = φ _u - φ _y	8.56E-4 1/inch	8.56E-4 1/inch
塑性ヒンジ長, L _p	58.2 inch (=1,478 mm)	51.5 inch (=1,308 mm)
有効橋脚高さ, L	480 inch (=12,190 mm)	396 inch (=10,050 mm)
塑性回転 φ _p * L _p	4.98E-2 rad	4.41E-2 rad
• 橋脚の保有塑性率 (μ _c) (条件)	5.7 (最小=3, 目標≧4)	6.0 (最小=3, 目標≧4)

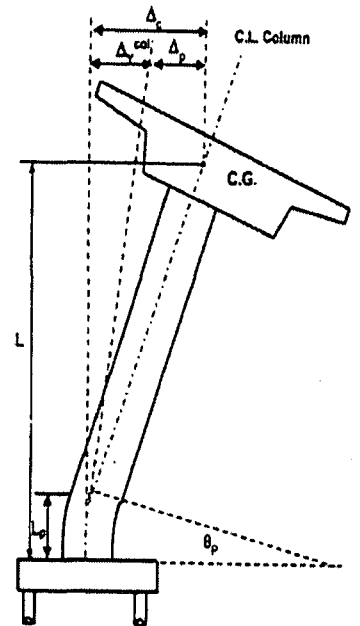
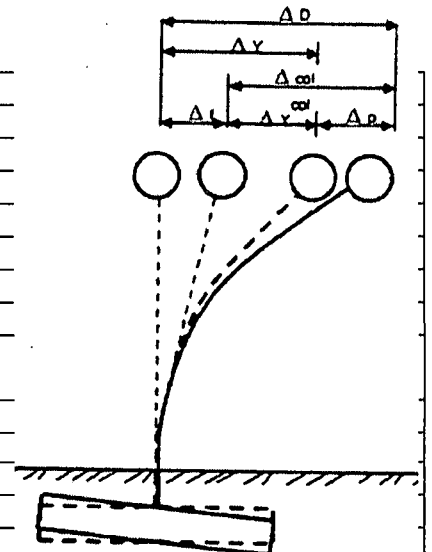


表-4 橋脚の応答変位 (Column Displacement Ductility Demand)

• 応答変位量の算定		
①杭群の回転バネ K _f	3.0E+7 kN-m (=2.0E+7 kip-ft)	
塑性モーメント Mp ^{col}	61,875 kN-m (=45,625 kip-ft)	
②過強度モーメント Mo ^{col} (=1.2 * Mp ^{col})	74,228 kN-m (=54,750 kip-ft)	
橋脚高さ, L	1,000 mm	
③塑性せん断, Vo ^{col} (=Mo ^{col} /L)	7,432kN (=1,669 kip)	
④フーチング高さ, h _f	1.83m	
⑤塑性せん断によるモーメント(=③*④)	13,584 kN-m (=10,015 kip-ft)	
⑥橋脚耐力から決まるモーメントの合計 M _f (=②+⑤)	87,812 kN-m (=64,740 kip-ft)	
回転角 θ _f = M _f / K _f (=⑥/①)	0.0029251 rad	
基礎の剛性による橋脚の全変位 (Δ _f)		
⑦基礎の回転による変位 θ _f * (H+h _f)	1.3 inch (=34mm)	
⑧基礎の水平変位 Δ _i	1.3 inch (=34 mm)	
Δ _f (=⑦+⑧)	2.7 inch (=68 mm)	
• 橋脚の固有周期と Sa, Sd	(直角方向)	(軸方向)
橋脚の有効剛性 K=3EI _c /H _c ³	2,667 kip/ft (H _c = 40ft =12.20m)	4,750 kip/ft (H _c =33ft =10.05m)
下部構造の有効剛性 (1/kcol+1/kfdtn=1/ksub)	1,964 kip/ft	2,900 kip/ft
T(周期, =2π (m/k) ^{0.5})	1.05 sec	0.87 sec
応答加速度: Sa (ARS curve より)	1.42g	1.55g
応答変位量: Sd (ARS curve より)	15 inch (=381 mm)	12 inch (=305 mm)
• 橋脚の応答変位 (Δ _D)	(直角方向)	(軸方向)
	18.6 inch (1T+0.3L) (=472 mm)	16.5 inch (1L+0.3T) (=419 mm)
• 橋脚の応答塑性率 (μ _D) (=④/②)	3.1 (目標: 4 以内)	4.0 (目標: 4 以内)
①橋脚の応答変位 Δ _D	18.6 inch (=472 mm)	16.5 inch (=419 mm)
②橋脚の降伏変位 Δ _y ^{col}	5.1 inch (=130 mm)	3.5 inch (=89 mm)
③基礎の剛性による橋脚の全変位 Δ _f	2.7 inch (=68 mm)	2.7 inch (=68 mm)
④=①-③	15.9 inch (=404 mm)	13.8 inch (=351 mm)



(単位: 1 kip=1,000 lb, 1lb=0.454kg, →1kip=454kg, 1 ft=30.479 cm, 1 inch=2.539 mm)

橋脚および基礎構造の有効剛性から 1 質点による固有周期 T を算出し ARS カーブ (応答スペクトル) を利用して Sa および Sd の算定→30%ルールによる荷重組合せから応答変位の算出、の流れによっている。照査結果は以下のようにまとめられる。

• 照査-1:変位の照査 (Global Displacement Criteria)
保有性能 $\Delta_C \geq \Delta_D$

直角方向: $\Delta_C=738\text{mm} \geq \Delta_D=472\text{mm} \therefore \text{OK}$

橋軸方向: $\Delta_C=532\text{mm} \geq \Delta_D=419\text{mm} \therefore \text{OK}$

• 照査-2:保有塑性率の照査 (Capacity Ductility Criteria)

保有塑性率 $\mu_C \geq \text{目標} \mu_C$

直角方向: $\mu_C=5.7 \geq \text{目標} \mu_C=4$ 以上 (最低 3) $\therefore \text{OK}$

橋軸方向: $\mu_C=6.0 \geq \text{目標} \mu_C=4$ 以上 (最低 3) $\therefore \text{OK}$

• 照査-3: 応答塑性率の照査 (Demand Ductility Criteria)

応答塑性率 $\mu_D \leq \text{目標} \mu_D$

直角方向: $\mu_D=3.1 \leq \text{目標} \mu_D=4$ 以下 $\therefore \text{OK}$

橋軸方向: $\mu_D=4.0 \leq \text{目標} \mu_D=4$ 以下 $\therefore \text{OK}$

(4) 杭基礎の安定

杭基礎の計算は、杭基礎全体の安定計算と杭本体の設計を含む個々の杭の計算に分かれるが、ここでは全体の安定計算の例を示す。本例では、地盤は Marginal soil (普通地盤) に分類されるので、水平変位は重要ではないと判断され基礎底面でのモーメントの釣合いのみ照査される (記号は省略した)。

照査結果: $M_r (=140,558) \geq M_{f0} (=88,848)$

ここに、

M_r (kN-m): 抵抗モーメント、

($= \phi(C(X_1+X_2) + T(X_4+X_5+X_6-X_3))n$)

M_{f0} (kN-m): 転倒モーメント、($= M_o + V_o \cdot h_f$)

押込みおよび引抜き極限抵抗力 C, T は、900 kN 級打込み鋼管杭の使用を前提として、それぞれ 400kip、200kip 級と事前に設定されている。X₁ は基礎中心から杭位置までの距離で、X₁(=X₆)、X₂(=X₅)、X₃(=X₄) はそれぞれ 5.4、3.2、1.1m である。低減係数 ϕ は 1.0 と安全率は考慮されていない。また、基礎に作用する転倒モーメントには、材料強度のバラツキおよび仮定した塑性モーメント (M_p^{col}) より実際が大きくなる可能性を考慮 (SDC, 4.3 節, p4-3) して過強度係数 1.2 が考慮されている。

3.3 Eurocode 8 による設計

設計概要を、以下に箇条書きで列記する。本基準では、Caltrans などと同様、「基礎に作用する荷重は橋脚耐力に過強度係数を乗じた値」と規定されているが、本例では橋脚の配筋計算を実施せず便宜的に耐力=外力として計算を進めている。

表-5 各基準による固有周期と線形加速度応答値

	Caltrans		Eurocode 8		道示	
	T	Se(T)	T	Se(T) *	T	Se(T)
橋軸	0.87	1.55	1.20	1.38	1.18	1.75
直角	1.05	1.42	1.09	1.47	1.04	1.75

T: 固有周期(sec), Se(T): 弾性応答加速度(g),

*: 応答スペクトルの設計値には既に q 値が考慮されているので、ここでは設計値を q 倍した値を示した。

- 橋脚形状 (壁式) および杭形式 (場所打ち杭) は「特に違和感がない」ということで、わが国の設計例に準じている。
- 橋軸および直角方向とも、動的解析 (Rigid (軸) + Flexible (直角) Deck Model approach) により各橋脚への荷重分担の計算を行った。
- 地盤定数は微小ひずみレベルでのせん断弾性波速度 V_s から、ひずみレベルを 10⁻³ と仮定して求め、さらには Poulos⁷⁾ および Randolph⁸⁾ らの提案による群杭効果を考慮して杭頭荷重を計算した。
- フーチング底面に作用する荷重を一通り算定し、その値に過強度係数 γ_o を乗じ、かつ 30%ルールを適用して設計値とした。したがって、杭の安定計算は 2 次元の計算となり、角の杭がもっともクリティカルとなる (なお、Caltrans での例では橋脚は円柱タイプ、フーチングは正方形であるため、橋脚中心からフーチング最外杭までの距離が最短となる 1 方向のみの計算を行っている)。過強度係数は $\gamma_o=0.7+0.2q$ 式から、橋軸方向 1.38、直角方向 1.0 (それぞれ、挙動係数 $q=3.41$ 、1.5: アスペクト比 a_s の関数) が得られた。
- 杭の設計支持力を算定する際の部分係数値は Eurocode 7 (地盤設計) の規定による。支持力計算はコーン貫入試験を用いた Bustamante の方法によった。
- 杭基礎に作用する荷重として、慣性力による荷重 (Inertia force) と地盤変位に起因する荷重 (Kinematic force) の 2 種類があるが、当該地盤は比較的良好なため本例では無視している。

4. 結果の比較と考察

本節では、道示 V、Caltrans および Eurocode 8 の 3 基準による基礎の規模の違いを比較する。下記にその違いに影響を及ぼすと考えられる要因を挙げる。

- 応答スペクトル形状の違い
対象橋脚の各試設計における固有周期 T と線形加速度応答 Se(T) の関係を表-5 に示す。加速度応答値は、道示と他基準では大きな違いがあると言える。
- じん性設計における線形応答の低減方法の違い
Caltrans は変位一定則による非線形応答から、Eurocode 8 は q 値からであり、道示はエネルギー一定則による許容塑性率から線形応答値を低減しており三者三様である。ただし、道示も基礎に関しては、じん性を考慮した設計を行う場合にはエネルギー一定則から非線形応答を算出し許容塑性

表-6 基礎の設計に用いる水平力および外力モーメント

	Caltrans	Eurocode 8*	道示
橋軸	738	432 (130)	944
	8,885	5,398 (1,619)	7,448
直角	(未計算)	378 (113)	1,492
		5,656 (1,697)	14,733

上段：水平力 H_0 (tf), 下段：モーメント M_0 (tf·m),

() : 30%ルールによる, 90度方向力

* : q 値を考慮した非線形荷重効果 (外力)

率との比較を行っていることから Caltrans の設計法に近い。

- 橋脚から基礎に作用する荷重を算定する際の過強度係数の違い

過強度係数は、Caltrans では橋脚耐力の 1.2 倍、Eurocode 8 は q 値の関数として、また道示は橋脚耐力の 1.1 倍として求められる。線形応答値の低減および過強度係数を考慮した後の、基礎の設計に用いる水平力 (H_0) および外力モーメント (M_0) は、各基準で表-6 のようになる。なお、Caltrans は 2 方向力の合成 (30%ルール) を行った上で、合成後の大きい方の荷重を用いて柱の設計を行っており、また、橋脚を円柱、基礎形状を正方形としたため、橋軸方向のみの計算しか行っていない。

図-2 に示した基礎の寸法の違いは、主として以下の理由によっている。

- Caltrans ではフーチングの平面寸法は道示に比べて大きくなっている。これは、Caltrans では、このような地盤では標準的な杭として小径の $\phi 400$ mm の打込み杭が用いられており、大きな荷重を支持するため所要杭本数が多くなりフーチングの張出し長が長くなったことによる。その結果、Caltrans のフーチングの厚さは張出し長との比から決定されており、ほぼ道示と同程度になっている。
- Eurocode 8 による結果は、道示のそれに比べて若干フーチングが大きくなっている程度であり、杭 ($\phi 1,200$ mm、場所打ち杭) も同じものが採用されている。橋脚が壁式形状であるため、道示では橋軸直角方向は杭頭での非線形化を認めているのに対し、Eurocode 8 では杭は原則弾性状態にとどまることを要求している。そのような違いがあるにもかかわらず、両者の規模がほぼ同程度であるということは、応答加速度の違いが大きいということによる。

5. まとめ

本比較設計を通じて以下のことが明らかとなった。

- フーチングの厚さは、概ね 3 基準とも同程度にはなる。フーチングも含めた基礎構造の寸法は、いろいろな要因に支配されるため一概には言えないが、3 基準の特徴に依存し Caltrans → 道示 → Eurocode 8 の順に大きくなる傾向にある。

- 基礎の設計において、日米間では標準的な橋脚形式の違いが基礎の諸元の違いに及ぼす度合いが大きい。また日欧では一般的な形式も類似しており、基礎の諸元もほぼ同程度である。

- 道示は設計手順が詳細な部分まで規定しているが、米欧基準では技術者の判断に委ねている部分も少なくない。海外の技術者が「我々の基準は Cookbook (詳細に規定した料理の手引書) ではない」といったことが筆者らには印象的であった。

本検討を実施した経験から、下記のような基礎の耐震設計法のこれからの課題を指摘したい。

- 設計法として、AASHTO やユーロコードは ISO/2394 に準拠した部分係数法フォーマットによる限界状態設計法、(または荷重抵抗係数設計法) を採用しているのに対し、Caltrans および道示は現状ではそれに対応していない。早急な整合化が望まれる。
- 基礎に作用する地震荷重に考慮する過強度係数について、道示規定 (1.1 倍) は根拠が不明確である。橋脚および基礎の耐力の不確定性を考慮した過強度係数の根拠の説明が求められる。
- これからの示方書は性能設計ベースが望ましく、詳細な規定は時代にそぐわなくなっている。その一方で、一定レベルの品質を確保するためにも標準化は不可欠である。性能設計と標準化の両立のための議論が期待される。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成 8 年 12 月。
- 2a) Caltrans: Seismic Design Criteria (Version 1.1), July 1999.
- 2b) Caltrans: SEISMIC DESIGN METHODOLOGY, Memo To Designers 20-1, Jan 1999.
- 3a) CEN: Eurocode 8- Part 2: Bridges (ENV 1998-2), 1994.
- 3b) CEN: Eurocode 8-Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects (ENV 1998-5), 1994.
- 4) CEN/TC250: Draft prEN1990 Eurocode : Basis of Structural Design (Stage 34), 2000.
- 5) CEN/TC250: A preliminary draft of EN 1997-1 (Eurocode 7 Geotechnical Design Part 1 General rules), 1999.
- 6) 日本道路協会：「2. 鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例」、道路橋の耐震設計に関する資料, pp. 2-1 ~ 2-87, 平成 9 年 3 月。
- 7) Poulos, H. G. and Davis, E. H.: *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons, 1980.
- 8) Randolph, M. F.: The response of flexible piles to lateral loading, *Géotechnique*, Vol. 31, pp.247-249, 1981.