

設計基準改定に伴う橋梁の設計・照査報告

(Report about consideration of bridge designs in accordance with the revision of the design standards)

東日本高速道路株式会社 ○正員 坂田史典 (Fuminori Sakata)
 東日本高速道路株式会社 非会員 中村和己 (Kazumi Nakamura)
 東日本高速道路株式会社 非会員 阿部元樹 (Motoki Abe)

1. はじめに

平成 24 年に改定された道路橋示方書（以下、「道示」という。）では、維持管理に関する記述の追加や耐震設計に関する強化などが主な改定内容となっている。

この道示の改定を踏まえ、東日本高速道路㈱での設計要領第二集（以下、「設計要領」という。）においても道示の内容を反映するとともに、近年の設計事例等を再考した事項を取込み、全面的な見直しが行われた。

北海道横断自動車道 余市～小樽間の橋梁は、平成 14 年の道示及び当時の設計要領にて橋梁設計を行っていたが、平成 24 年に改定された道示及び設計要領により橋梁再設計を行っている。報文では、平成 24 年の改定の主である耐震設計により再設計を行った橋梁の設計及び照査について報告する。

2. 技術基準の改定内容

改定された道示及び設計要領のうち、本設計の耐震設計で変更となった主な内容は、以下のとおりである。

(1) 設計地震動の見直し

平成 23 年のた東北地方太平洋沖地震での被災事例等を踏まえ、レベル 2 地震動のうちタイプ I の見直し。

①タイプ I 地震動の標準加速度応答スペクトル^{※1}

表-1 タイプ I の加速度応答スペクトル最大値の比較

地盤種別 地盤の特性値：T _G	加速度応答スペクトルの最大値		
	改訂前	改訂後	備考
I種 (T _G <0.2)	700 gal	1,400 gal	2.0 倍
II種 (0.2≤T _G <0.6)	850 gal	1,300 gal	1.5 倍
III種 (0.6≤T _G)	1,000 gal	1,200 gal	1.2 倍

②地域別補正係数^{※2}

表-2 地域別補正係数の比較

地域区分		L2			改訂前 C _z のみ
改訂前	改訂後	C _z	C I z	C II z	
A	A1	1.0	1.2	1.0	1.0
	A2	1.0	1.0	1.0	
B	B1	0.85	1.2	0.85	0.85
	B2	0.85	1.0	0.85	
C	C	0.7	0.8	0.85	0.7

※1 地震波によって構造物の挙動状態を把握するためのもの。

※2 地震発生頻度の大小で、設計水平震度を補正するためのもの。

③地盤面における設計水平震度

表-3 地盤面における設計水平震度の比較

地盤種別	レベル 1 地震動		レベル 2 地震動 タイプ I	
	改訂前	改訂後	改訂前	改訂後
I種	—	0.12	0.30	0.50
II種	—	0.15	0.35	0.45
III種	—	0.18	0.40	0.40

(2) 鉄筋コンクリート橋脚の変形能評価式の見直し

①許容塑性率の算出方法

- ・安全係数の見直し：1.2

②地震力限界状態に相当する水平変位及び水平耐力

- ・耐震性能 2 の限界状態
- ・塑性ヒンジ長の算出方法

3. 耐震性能の照査

改定に基づき照査を行うに当たり、耐震設計の基本となる耐震性能と照査内容を以下に示す。

道示では、橋の重要度区分と設計地震動レベルに応じて橋に求める耐震性能を規定している。B種の橋^{※3}のレベル 2 地震動では、動的照査法により耐震性能 2^{※4}を満足するものでなければならない。動的照査では、動的解析により断面力や変位等の応答値の算出を行い、応答値が許容値以下になることを確認する。解析のモデル化は、橋全体の振動特性、塑性化の生じる部位等を考慮して構造部材の分割を行い、部材の耐力や変形能を適切に評価する必要がある。

ラーメン橋（剛構造）の橋軸方向において、塑性化を考慮する場合は図-1（道示 V p45 図-解 5.3.1 (e) より）の形となる。

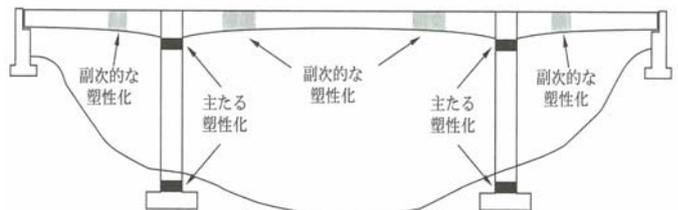


図-1 塑性化を考慮する場合（ラーメン橋の橋軸方向の場合）

※3 橋の重要度区分で高速自動車国道の橋は B 種に区分されている。

※4 地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能。

地震時応力に応じて、ねばり強さの増加と終局耐力の向上を図るために、道示では橋脚基部からの塑性化を原則としており、橋脚中間部の塑性化を認めていない。

ラーメン橋の橋脚の場合、橋軸方向には橋脚の上下端、橋軸直角方向には図-2（設計要領第二集 p3-27 図 3-2-22 より）に示すように橋脚下端を塑性化させる。その塑性領域に塑性ヒンジを想定して解析のモデル化を行う。塑性ヒンジ、塑性を考慮する領域、塑性を考慮しない一般部において、それぞれ耐震性能2の許容値以下であることを照査する。併せて最大応答せん断耐力、残留変位、レベルI地震動に対して震度法の照査を行う。

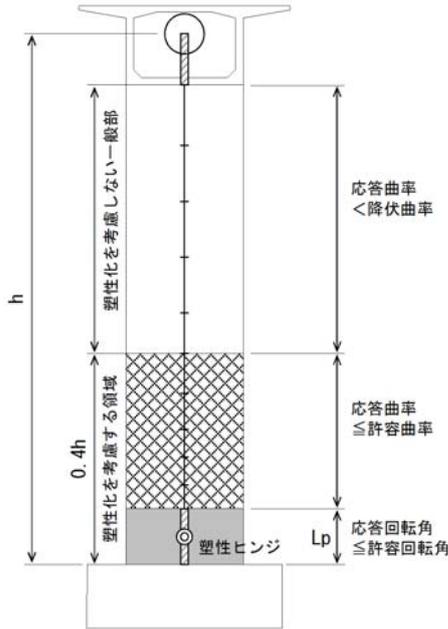


図-2 橋脚部材の照査

4. 設計・照査結果

(1) 平成 24 年の改定以前の基準での設計及び照査

平成 24 年の改定前の基準で設計を行った結果を表-4 に示す。設計は、II種地盤で橋梁形式は PC5 径間連続ラーメン箱桁橋である。

表-4 のうち、P3・P4 橋脚における橋軸方向の照査について、改定前（旧技術基準）と改定後（新技術基準）の比較を表-5 に示す。

項目	PC5径間連続ラーメン箱桁橋 L=233m							
	P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚	
材料(σ_c ,鉄筋)	36N/mm ²	SD490	36N/mm ²	SD490	36N/mm ²	SD490	36N/mm ²	SD345
柱形状(橋軸×直角)	2.0m	5.7m	2.0m	5.7m	2.0m	5.7m	2.0m	5.7m
鉄筋	主鉄筋(橋軸)		D41@150-1.5段		D32@150-2.0段		D41@150-2.0段	
	集鉄筋(直角)		D32@150-2.0段		D38@150-2.0段		D35@150-1.5段	
	帯鉄筋		D22@150		D22@150		D22@150	

表-4 照査モデル(PC5 径間連続ラーメン箱桁橋)

レベル 2 における橋脚の最大応答変位及び P4 橋脚の回転角（タイプII）について、許容値から外れていることが分かる。回転角は全般にわたって新基準/旧基準で 2～3 倍程度高い値を示す結果となった。これは、許容塑性率や塑性ヒンジ長の改訂によるものが大きな要因であると考えられる。

(2) 改定後の基準による設計及び照査

表-5 の結果を踏まえ、平成 24 年の改定の基準を満足するための検討を行った。検討は、橋脚の柱下端のNGに着目して行った。橋梁側面図を図-3、設計及び照査結果を表-6 に示す。

表-5 新旧技術基準による照査結果の比較

項目	旧技術基準 を適用した解析結果				新技術基準 を適用した解析結果					
	P3橋脚		P4橋脚		P3橋脚		P4橋脚			
レベル 1	σ_c (N/mm ²)		$\sigma_c=12.2 < \sigma_{ca}=18$		$\sigma_c=16.4 < \sigma_{ca}=18$		同 左			
	σ_s (N/mm ²)		$\sigma_s=350 < \sigma_{sa}=435$		$\sigma_s=379 < \sigma_{sa}=435$					
レベル 2	固有周期T、振動数f		T=1.244 (s), f=0.804 (Hz) : 卓越する1次モード				T=1.243 (s), f=0.805 (Hz) : 卓越する1次モード			
	塑性ヒンジ長		1.00m		1.00m		0.77m		0.77m	
	最大応答変位	タイプ I	0.238	< 0.276	0.237	< 0.276	0.356	> 0.355NG	0.354	< 0.355
		タイプ II	0.443	< 0.519	0.442	< 0.519	0.494	> 0.355NG	0.494	> 0.355NG
	残留変位	タイプ I	0.015	< 0.262	0.015	< 0.197	0.103	< 0.262	0.103	< 0.197
		タイプ II	0.123	< 0.262	0.122	< 0.197	0.187	< 0.262	0.186	< 0.197
	回転角 (タイプ I)	θ, θ_a	$\theta=0.0028 < \theta_a=0.0066$	$\theta=0.0063 < \theta_a=0.0070$	$\theta=0.0077 < \theta_a=0.0180$	$\theta=0.0137 < \theta_a=0.0165$				
		θ_a/θ	(2.40) OK	(1.11) OK	(2.33) OK	(1.20) OK				
		新/旧	(1.000) (1.000)	(1.000) (1.000)	(2.805) (2.726)	(2.179) (2.361)				
	回転角 (タイプ II)	θ, θ_a	$\theta=0.0087 < \theta_a=0.0195$	$\theta=0.0142 < \theta_a=0.0206$	$\theta=0.0119 < \theta_a=0.0180$	$\theta=0.0179 > \theta_a=0.0165$				
		θ_a/θ	(2.26) OK	(1.45) OK	(1.52) OK	(0.92) NG				
		新/旧	(1.000) (1.000)	(1.000) (1.000)	(1.372) (0.925)	(1.260) (0.801)				
	Smax (タイプ I)	S, Ps	S=6537 < Ps=15425	S=12238 < Ps=15703	S=7144 < Ps=15425	S=11981 < Ps=15703				
		S/Ps	(2.36) OK	(1.28) OK	(2.16) OK	(1.31) OK				
新/旧		(1.000) (1.000)	(1.000) (1.000)	(1.093) (1.000)	(0.979) (1.000)					
Smax (タイプ II)	S, Ps	S=8338 < Ps=16362	S=14692 < Ps=16768	S=7749 < Ps=16362	S=12967 < Ps=16768					
	S/Ps	(1.96) OK	(1.14) OK	(2.11) OK	(1.29) OK					
	新/旧	(1.000) (1.000)	(1.000) (1.000)	(0.929) (1.000)	(0.883) (1.000)					

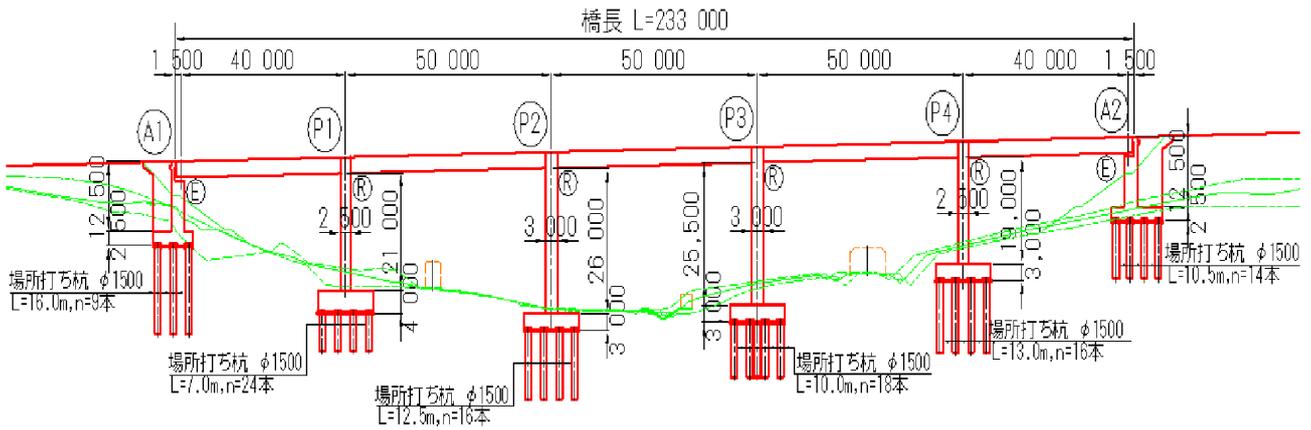


図-3 新技術基準を適用させたラーメン構造

表-6 ラーメン構造成立時の照査結果（橋軸方向）

項目		ラーメン構造成立後の照査結果								
		P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚		
橋脚	材料(σ _{ck} , 鉄筋)	30N/mm ² , SD490		30N/mm ² , SD490		30N/mm ² , SD490		30N/mm ² , SD490		
	柱形状(橋軸×直角)	2.5m, 6.5m		3.0m, 6.5m		3.0m, 6.5m		2.5m, 6.5m		
	主鉄筋(橋軸)	D51@150-2.0段		D51@150-1.5段		D51@150-1.5段		D51@150-2.0段		
	主鉄筋(直角)	D51@150-1.0段		D51@150-2.0段		D51@150-2.0段		D51@150-1.5段		
	帯鉄筋	D25@150		D25@200		D25@200		D25@150		
	照査結果	σ _c , σ _s (L1)	σ _s =268 < σ _{sa} =435		σ _s =95 < σ _{sa} =435		σ _s =92 < σ _{sa} =435		σ _s =270 < σ _{sa} =435	
		0.4C ₂₂ W	震度法により照査を行うため、道示V式(解7.4.1)の照査は行わない。							
最大応答変位		δ _{dmax} /δ _a =0.820<1.00(タイプII)								
残留変位(T2)		0.064	< 0.227	0.064	< 0.277	0.064	< 0.262	0.064	< 0.197	
θ(L2, T2)	θ=0.01032 < θ _a =0.01399		θ=0.00120 < θ _a =0.01229		θ=0.00123 < θ _a =0.01227		θ=0.01214 < θ _a =0.01413			
基礎	底板形状(橋軸×直角)	13.3m, 20.8m		13.3m, 17.0m		13.3m, 17.0m		13.3m, 17.0m		
	フーチング厚	4.0m		3.0m		3.0m		3.0m		
	杭本数、杭長	24本、7.0m		18本、12.5m		18本、10.0m		18本、13.0m		
	照査結果	L2せん断耐力	S=2204 < P _s =2535.0		S=2221 < P _s =2659.0		S=2154 < P _s =2614.0		S=2760 < P _s =3177.0	
		L1支持力	R _{max} =3468 < R _a =6301		R _{max} =3697 < R _a =7767		R _{max} =4066 < R _a =6639		R _{max} =4223 < R _a =8072	
L2支持力		PN=9359 < PN _u =11954		PN=13748 < PN _u =16013		PN=10333 < PN _u =14035		PN=15437 < PN _u =16618		

表-6 のとおり、ラーメン構造を成立させるには、応答変位を許容値内に収めるために、柱の耐力を上げなければならない。このため、主鉄筋、柱形状、それに見合った基礎杭、フーチング形状の規模が大きくなり、コストの増額となる。この照査結果を踏まえ、支承構造（免震支承）による形式が有利になる可能性もあると考えられたため、免震支承による設計及び照査を行った。支承構造の橋梁側面図を図-4、照査結果を表-7 に示す。

表-7 のとおり、支承構造は橋脚・基礎工ともにラーメン構造の形状より縮小することが可能となった。支承構造は、ラーメン橋の橋軸方向のように橋全体系の変位に応じて各橋脚が一体的に挙動する構造形式と異なるため、各部材要素の照査を実施することで最大応答変位の照査が省略できることになっている。この照査手法の違いが橋脚及び基礎構造の寸法に等に影響していると考えられる。

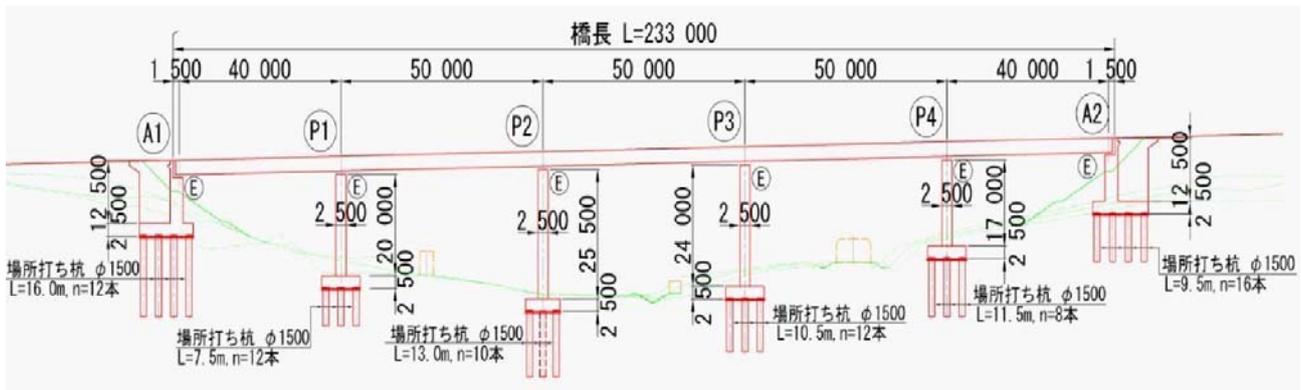


図-4 新技術基準を適用させた支承構造（免震支承）

表-7 支承構造成立時の照査結果（橋軸方向）

項目		支承構造（免震支承）の照査結果								
		P1橋脚		P2橋脚		P3橋脚		P4橋脚		
橋脚	材料(σ ck, 鉄筋)	30N/mm ² , SD490								
	柱形状(橋軸×直角)	2.5m,	5.5m	2.5m,	5.5m	2.5m,	5.5m	2.5m,	5.5m	
	主鉄筋(橋軸)	D51@150-1.5段		D41@150-2.0段		D41@150-2.0段		D41@150-2.0段		
	主鉄筋(直角)	D41@150-2.0段		D41@150-2.0段		D41@150-2.0段		D41@150-1.0段		
	帯鉄筋	D16@150		D16@150		D16@150		D19@150		
	照査結果	σ c, σ s(L1)	σ s=247 < σ sa=435		σ s=158 < σ sa=435		σ s=200 < σ sa=435		σ s=207 < σ sa=435	
		0.4C _{2Z} W	震度法により照査を行うため、道示V式(解7.4.1)の照査は行わない。							
		最大応答変位	支承構造であるため照査を省略							
残留変位(T2)		0.037	< 0.200	0.042	< 0.255	0.048	< 0.240	0.049	< 0.170	
	θ(L2, T2)	θ=0.00160 < θa=0.00170		θ=0.00160 < θa=0.00170		θ=0.00160 < θa=0.00170		θ=0.00190 < θa=0.00200		
基礎	底板形状(橋軸×直角)	9.5m,	13.3m	9.5m,	13.3m	9.5m,	13.3m	8.5m,	13.3m	
	フーチング厚	2.5m		2.5m		2.5m		2.5m		
	杭本数、杭長	12本,	7.5m	12本,	13.0m	12本,	10.5m	10本,	11.5m	
	照査結果	L2せん断耐力	S=1382 < P _s =1458.0		S=1735 < P _s =2080.0		S=1244 < P _s =2078.0		S=933 < P _s =1411.0	
		L1支持力	R _{max} =4877 < R _a =5737		R _{max} =6404 < R _a =7886		R _{max} =5820 < R _a =7049		R _{max} =5938 < R _a =6999	
		L2支持力	PN=7140 < P _N u=11766		PN=3546 < P _N u=16131		PN=2740 < P _N u=14208		PN=9075 < P _N u=14435	

平成 24 年の改定により、ラーメン構造と支承構造の比較を行った結果、今回の橋梁では支承構造の方が構造寸法が小さくなるため、建設コスト的に優位となる。なお、この設計及び照査において、注意しなければならないことがある。それは、設計要領の耐震設計では、ラーメン橋が一体的に挙動した時の最大応答変位の照査を行うことになっており、この照査によりラーメン構造の橋脚や基礎の構造寸法が決定される場合があるので、ラーメン構造の橋梁設計を行う時は注意する必要がある。耐震設計における動的照査法は、どのように行うかを設計段階で確認することが必要である。

5. まとめ

平成 24 年の改定前の橋梁設計では、レベル 1 地震動で橋脚の構造寸法等が決定されるケースが一般的であったが、今回の改定で、レベル 2 時震動により橋脚の構造寸法等が決定する事が確認された。

平成 24 年の改定のラーメン構造の耐震設計では、橋梁が一体的に挙動した時の最大応答変位の照査式及び許容値が安全側に設定されたため、今回の橋梁では支承構造の形式が優位となることが分かった。

なお、橋梁の耐震設計は、地盤条件、橋梁形式、支間割、橋脚高さ等の条件を基に行われるが、この条件は橋梁の架橋位置によって違ってくるため、本報告が全ての橋梁に当てはまるものではない。

平成 24 年改定に基づき橋梁設計を行う場合は、耐震設計における動的照査法をどのように行うかによって、支点条件（ラーメン構造、支承構造）の検討が重要になる。また、平成 24 年改定では、耐震設計の計算式や許容値が見直され、従来の橋脚断面よりも大きくなるケースもあるので、橋梁設計においては注意が必要である。本報告が、平成 24 年改定を適用した橋梁設計の参考になれば幸いである。