

既設多径間橋梁の耐震性能評価とその向上に関する考察

秋田県仙北建設事務所道路課 加藤 修平 秋田県建設交通部道路建設課 五十嵐 祐光
 ○ 富士技研センター株式会社 正会員 村坂 宗信 富士技研センター株式会社 正会員 松下 哲也
 富士技研センター株式会社 フェロ-員 西山 文男

1. はじめに

橋脚の剛度を上げることは橋梁の耐震性を向上させる点で最も直接的な方法である。しかしながら現行の道路橋示方書では基礎耐力のアップにつながる要素を含んでおり、むやみに橋脚補強を実施することは基礎補強を必要とする場合が考えられる。また河川橋脚等の特殊状況下の耐震補強は仮栈橋及び締切り工等を要するためコストアップとなる。従って橋梁を構成する各構造要素の耐震設計にあたっては、構造要素が必要な強度を満足するだけでなく橋梁全体系として地震に耐える構造としなければならない。本研究は一級河川に横過する多径間単純桁橋の既設耐震性能の向上に関する報告である。

2. 対象橋梁の概要

対象橋梁は図-1に示すように上部工は単純合成桁が10連で構成されており、下部工は控え壁式橋台(鋼管杭基礎)、壁式橋脚(鋼管杭基礎)となっている。当該補強計画では、活荷重のランクアップ(TL-14→TL-20)による主桁支間中央部曲げ応力度の低減化及び走行性・維持管理の向上対応として単純合成桁連の連続化が提案されている。連続化による耐震性能の向上

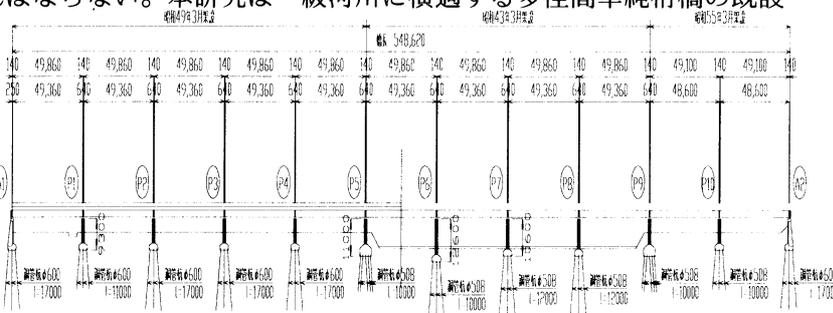


図-1 対象橋梁一般図

としては①危険分散の発想②長周期化及び減衰効果による地震時慣性力の低減化等が考えられる。危険分散の発想とは、1つの橋脚に重い責任を追わずこと避け、極力多数の橋脚が協同して地震時水平力を負担し、仮に1つの橋脚が大きな損傷を起こした場合でも残りの橋脚で支え合うことで大地震に対応する思想である。

連続化(A1-P5:5径間連続、P5-P9:4径間連続、P9-A2:2径間連続)による本橋の地震時保有水平耐力法レベルの結果(地震動タイプ2:橋軸方法)を表-1に示す。CASE①は現状の橋脚剛度の状態にて照査した結果であるが、P5及びP9橋脚の剛度が大きいため分担される重量が集中している状況にあり、橋脚耐力は全てにおいて満たされていない結果となった。上述した危険分散の発想の観点から考えた場合、本橋脚の耐震補強としては全橋脚を補強することが望まれるが橋脚柱補強は基部の耐力アップを意味し、それに伴う基礎の耐力アップを考慮しなければならないため、極力、橋脚補強を最小限にすることが理想である。またP6-P8橋脚は河川内に位置し、補強時に仮栈橋及び締切り工を必要とするため補強規模が大規模となる。従って河川内橋脚の補強は極力避ける方向の対策を提案しなければならない。以上の留意事項を考慮すると本橋の場合、P5及びP9橋脚をより補強することで、他の橋脚の負担重量を軽くし橋脚補強数を減少させ、かつ河川内橋脚補強を無くすことを考えなければならない。

表-1 橋脚耐力比較(重量:tf、Pa・慣性力:kN/全橋脚等価水平震度:0.4xCz)

検討 CASE	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	
①	分担重量	357.6	220.7	254.2	250.8	392.8	152.4	237.8	220.8	578.5	180.9
	Pa	1332	1332	1332	1332	1083	1173	1267	1325	1365	1281
	慣性力	1548	1385	1434	1430	1291	1225	1345	1510	1997	1021
	耐力比	0.860	0.962	0.929	0.931	0.839	0.958	0.942	0.877	0.683	1.255
	判定	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X Pc>Pu
RC 巻立て工法					補強				補強	補強	
②	分担重量	336.0	203.9	234.7	230.8	470.8	131.4	212.8	194.8	650.5	161.2
	Pa	1332	1332	1332	1332	2217	1173	1267	1325	3191	2342
	慣性力	1433	1279	1322	1318	1796	1225	1088	1170	2990	1120
	耐力比	0.929	1.041	1.007	1.010	1.235	0.958	1.164	1.132	1.067	2.091
	判定	X	○	○	○	○	X	○	○	○	○

CASE②はP5及びP9橋脚の耐震補強として鉄筋コンクリート巻立て補強を前提として考えた場合(図-3)の地震時保有水平耐力照査結果である。P5及びP9橋脚を補強することにより、補強対象橋脚:P2~P4、P6~P8の耐力比率:α>1.00とした。またP1橋脚レベルは補強後においても耐力比率が1.00を下回る結果であるが、そのレベルは補強前と比較すると【補強前:α=0.860⇒補強後:α=0.929】と、補強橋脚への上部工分担による低減効果が得られ、かつほぼ1.00に近い状態になった。

3. 非線形動的解析手法と解析モデル

既設橋の耐震補強設計の場合には①隣接桁との相互作用の影響(桁同士の衝突)②橋脚柱の耐震安全性の照査③補強規模と施工難度を踏まえての補強有無の判断の観点から動的解析による耐震性の評価を実施することが望ましいと考えられる。①項については、従来橋梁形式は単純桁或いは連続桁でも3径間連続桁までのものが多くこれらが隣接している場合には隣接桁同士の動的相互作用の影響(桁衝突)が耐震設計上のポイントとなってくる。②項に

Keywords: 主桁の連続化、橋梁全体系、危険分散思想、コスト縮減、非線形動的解析

連絡先: 〒150-0011 東京都渋谷区東 1-22-11 渋谷三信ビル 6F TEL 03-3409-3160 FAX 03-3409-7930

については地震時保有水平耐力法にて補強された橋脚の耐震安全性の現実的照査としての位置づけとなる。③項については一般的に基礎補強は補強規模が大規模になりやすく、工事に伴う障害・施工難度も高くなるのが通例である。耐震検討として、より現実に近いモデルによる非線形動的解析により実際に近い動的挙動を把握し、構造物補強の有無を判断し、必要以上の補強対策そして工事に伴う種々の影響を回避することがコスト削減を図る目的からも重要なポイントとなることからP1及びP6橋脚の耐震補強に当たっては非線形動的解析を実施して判断するものとした。解析は橋梁全体をモデル化(図-3)し、ニューマークβ法による直接積分法を用いて実施し、積分時間間隔は $\Delta t=1/500(\text{sec})$ とする。また入力地震波はII種地盤用タイプ2の1波に地域別係数を考慮した波形を用いる(WAVE TYPE 2-2-1)。解析方向は橋軸方向を主に①橋脚柱部耐力②隣接桁の衝突に着目し解析する。

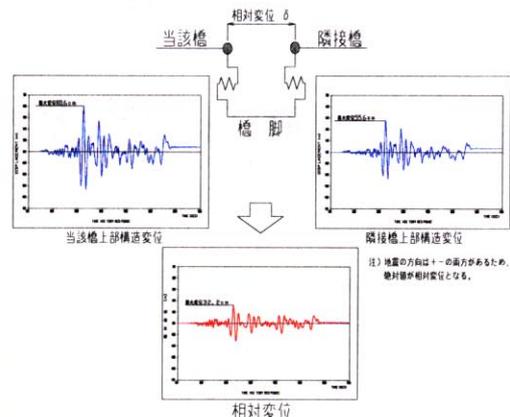
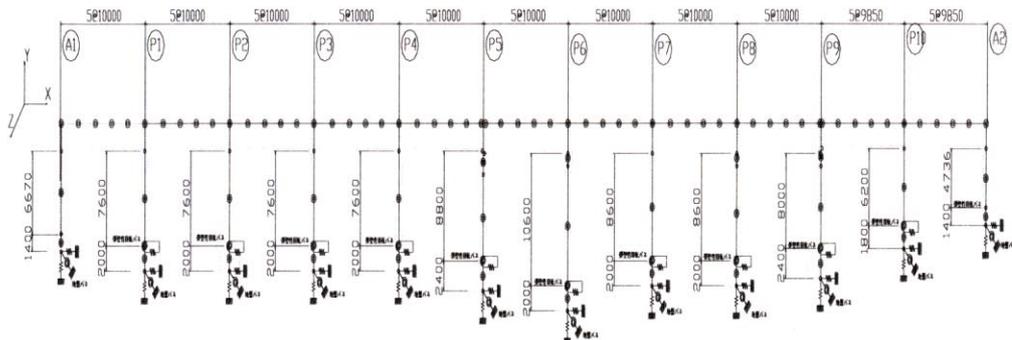
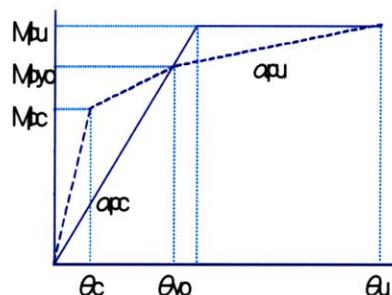
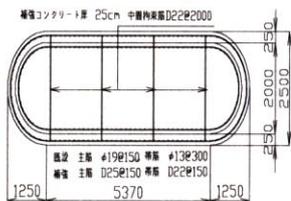


図-2 隣接桁との相互作用の影響例



支承	橋軸方向 (tf/m)	直角方向 (tf/m)	鉛直方向	橋軸・直角 鉛直廻り		
固定	ハネ	1.00E+9	ハネ	1.00E+9	拘束	拘束
可動	ハネ	1.00E-9	ハネ	1.00E+9	拘束	拘束



要素番号	Mpu(kNm)	θpy(rad)	θpu(rad)	αpc
P1-4	1.01E+04	5.52E-05	9.17E-04	0.912
P5	1.91E+04	5.72E-05	1.04E-03	0.614
P6	1.24E+04	5.67E-05	7.34E-04	0.804
P7	1.09E+04	5.48E-04	7.38E-04	0.899
P8	1.14E+04	5.51E-05	7.41E-04	0.881
P9	2.55E+04	5.92E-05	1.08E-03	0.465
P10	1.45E+04	4.53E-05	3.49E-05	0.957

(a)非線形動的解析モデル

(b)P9橋脚基部断面図

(c)橋脚 M-θ 曲線

図-3 対象橋梁のモデル図

橋台は弾性体として取り扱い、橋脚は柱基部に非線形回転バネ(M-θ特性)を有する非線形部材として取り扱う。今回、非線形特性をM-φ特性ではなくM-θ特性(バネ要素)を採用したのは、M-φ特性は橋脚柱全体に節点を細かく設定して解析するのに対してM-θ特性は橋脚柱基部に着目して回転バネを設定して解析すればよいため、モデルの複雑化が避けられ、解析時間の短縮になるためである。

4. 解析結果

表-2は非線形動的解析による結果総括を示したものである。先の静的解析(保耐法)の結果、P1橋脚及びP6橋脚が補強対象と考えられた。動的解析によるP1及びP6橋脚の結果から判断すると耐力比率:α(曲げ耐力比=M_u/M)は、①P1橋脚耐力比α=1.137>1.000②P6橋脚耐力比α=1.030>1.000であり、どちらも1.000を超えているため、必要耐力は確保されていると考えられる。これより、より現実に近いモデルによる非線形動的解析結果を考慮すると『P5・P9・P10橋脚のみ補強する』ことにより、他の橋脚補強は不要と判断できた。

5. おわりに

本検討より重要橋脚の剛度を大きくすることでより重量を負担し、他橋脚補強を不要とする結果が得られた。危険分散の思想とは相反する考え方であるが、既設橋梁に対して現行道路橋示方書の規定を満足することはコスト削減と逆行する傾向にあると考えられる。本研究が、今後の既設橋梁に対する耐震設計手法の足掛かりになれば幸いである。本研究は秋田県仙北建設事務所委託業務の一環として実施されたものであり、関係者各位に謝意を表します。

表-2 非線形動的解析結果

II種地盤・タイプII	WAVE TYPE 2-2-1													
	A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	A2		
上部構造	①. 5 径間連続					②. 4 径間連続				③. 2 径間連続				
支承条件	可動	固定	固定	固定	固定	可動	固定	固定	固定	固定	可動	固定	固定	
支承部のせん断力 (KN)	---	2339	1859	1919	2018	4138	---	953	1520	1413	3555	---	2408	6337
橋軸方向解析結果	桁間隔 (cm)	14.0	---				14.0	---				14.0	---	
	上部構造変位 (cm)	4.99												
	下部構造変位 (cm)	0.54	4.84	4.95	4.78	4.88	4.46	5.30	5.17	5.26	4.85	5.89	5.25	
	支変位 (cm)	5.08	---											
	最大変位 (cm)	5.62	---				9.78	---				10.65	---	
せん断力	桁間隔の判定	OK	---				OK	---				OK	---	
	せん断力 S (KN)	---	9058	9026	9031	9034	19141	10927	9729	10192	21605	13327	---	
	せん断耐力 P _s (KN)	---	21988	21988	21988	21988	71395	22877	24884	24911	128497	75187	---	
	せん断耐力比 P _s /S	---	2.429	2.436	2.435	2.434	3.730	2.094	2.558	2.444	5.948	5.642	---	
	せん断耐力の判定	---	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	---	
曲げ	曲げモーメント M (KN・m)	---	9058	9026	9031	9034	18488	10927	9729	10192	21605	13327	---	
	曲げ耐力 M _u (KN・m)	---	10292	10292	10292	10292	19070	11250	10150	10630	25530	14520	---	
	曲げ耐力比 M _u /M	---	1.137	1.140	1.140	1.139	1.157	1.030	1.043	1.043	1.182	1.030	---	
	曲げ耐力の判定	---	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	---	