

既設連続桁橋の耐震補強対策としての免震化 および橋台背面土抵抗の考慮

大塚久哲¹・田原勇²・柚辰雄³・田中智行⁴

¹フェロー会員 工博 九州大学大学院 工学研究院教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎六丁目 10-1)

²建設省 鹿児島国道工事事務所 管理第二課長 (〒890-0005 鹿児島市下伊敷町一丁目 52-2)

³正会員 中央コンサルタンツ株式会社 設計部長 (〒810-0062 福岡市中央区荒戸一丁目 1-6)

⁴正会員 工修 中央コンサルタンツ株式会社 設計部 (〒810-0062 福岡市中央区荒戸一丁目 1-6)

昭和 54 年度に竣工した橋梁（上部工形式：4 径間連続鋼箱桁，下部工形式：RC 壁式橋脚，基礎工形式：ケーソン基礎）に対して耐震補強対策検討を行った。一般的には道路橋示方書（H8.12）および既設道路橋の耐震補強に関する参考資料に準拠した地震時保有水平耐力法による補強対策が行われるが，今回の検討内容は，従来の解析に加えて既設支承の免震化，橋台のパラペット，および橋台背面の土の抵抗を考慮した橋梁全体系の耐震検討を行った結果について報告する。

Key Words : *Seismic retrofit, continuous box-girder bridge, seismic isolation, stiffness of the abutments and back fill, nonlinear dynamic analysis*

1. はじめに

図-1に示す橋梁に対して耐震補強対策検討を行った。この橋梁の上部工形式は4径間連続鋼箱桁であり，下部工形式は鉄筋コンクリート小判型橋台，および橋脚，基礎工形式はニューマチックケーソン工法である。支承条件はP1橋脚において固定支承，その他は可動支承であり（1点固定），当時の適用示方書である昭和47年道路橋示方書・同解説に準拠し設計を行っている。

今回の検討内容は，橋脚の地震時保有水平耐力

法，および動的解析法による検討の他に支承の免震化，橋台パラペットおよび橋台背面土の抵抗を考慮した橋梁全体系の耐震検討を行った。その結果，水中施工となる橋脚補強は行わずに既設支承の免震支承への取り替えのみにより，所定の耐震安全性を確保することが可能になったので，その耐震検討結果について概要報告する。ただし，今回は予備検討段階であり，まだ解決すべき課題が残されているが，本橋の耐震補強の方向性がある程度確認された。

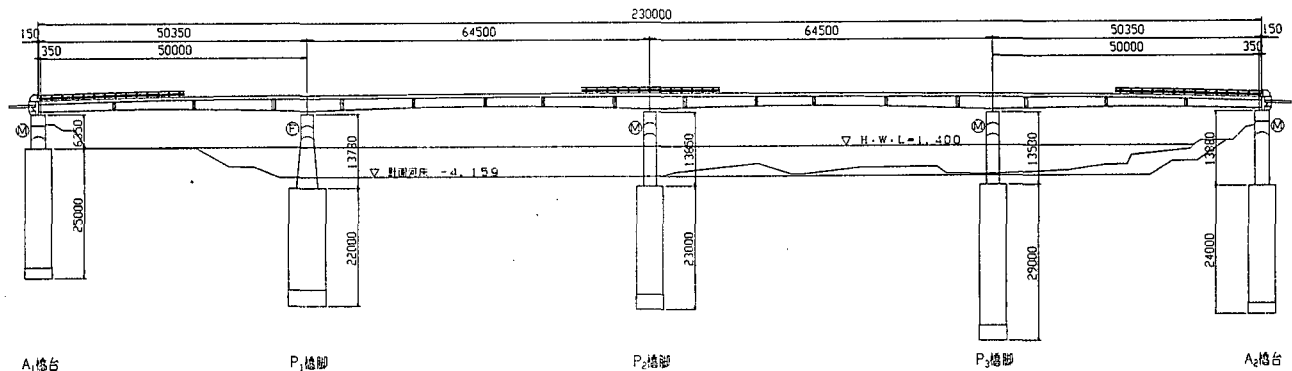


図-1 側面図

4. 動的解析による検討（橋脚系）

3章の結果を踏まえて、橋脚系による動的解析により既設橋梁の補強対策費用および仮設費用の低減が図れないかの検討を行った。

(1) 解析モデル

解析モデル図-4に示すように、上部工を1質点(P2, P3橋脚は可動支承であるため道路橋示方書に基づき、死荷重反力の半分に相当する質量を与えた。)にモデル化し、橋脚ははり要素による多質点系のモデルにて解析を行った。橋脚は非線形部材(トリリニア型 M-φ武田モデル)とし、橋脚下端には基礎および地盤を考慮した線形地盤バネを設定した。

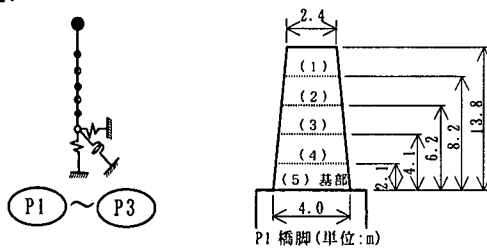


図-4 橋脚系モデルと断面照査位置

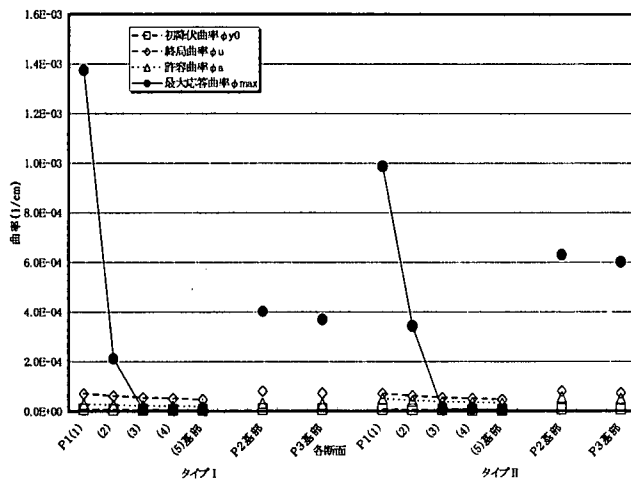


図-5 橋脚系動的解析結果(応答曲率 橋軸方向)

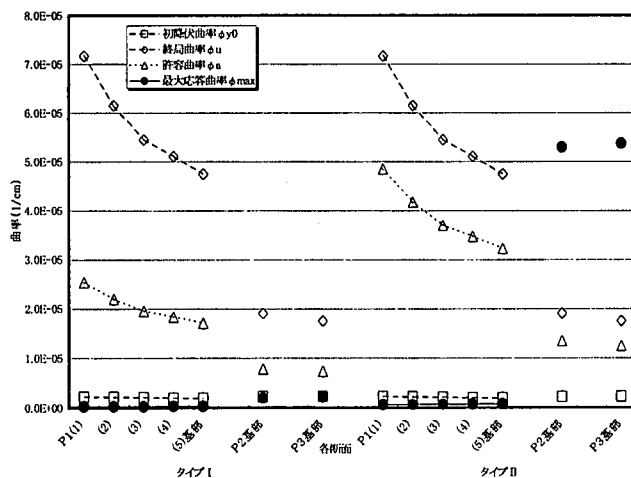


図-7 橋脚系動的解析結果(応答曲率 橋軸直角方向)

- ・解析手法 : 直接積分法 (Newmark β法 β = 0.25) による時刻歴応答解析
- ・減衰定数 : 橋脚 2%, 地盤 20%
- ・入力地震波 : II種地盤に対するタイプ I, IIの標準地震波それぞれ 3波を用いた。地域区分が C 区分であり入力地震波をそれぞれ 0.70 の補正を行った。

(2) 照査項目

動的解析の照査項目としては以下に示す。

- ① 最大応答変位 (δ_{max}) : $\delta_{max} \leq \delta_a$ (許容変位)
- ② 残留変位 (δ_{DR}) : $\delta_{DR} \leq \delta_{Ra}$ (許容残留変位)
- ③ 最大応答曲率 (ϕ_{max}) : $\phi_{max} \leq \phi_a$ (許容曲率)
- ④ 最大応答せん断力 (S_{max}) : $S_{max} \leq Ps$ (せん断耐力)

各橋脚において橋軸方向および橋軸直角方向とも①最大応答変位および②残留変位について許容値を満足したが、③最大応答曲率④最大応答せん断力において許容値を満足しなかった。③、④の解析結果については橋軸方向を図-5, 6に、直角方向を図-7, 8に示す。

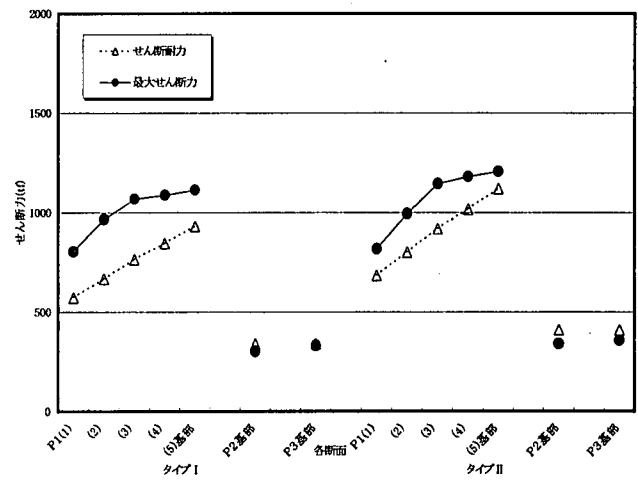


図-6 橋脚系動的解析結果(応答せん断力 橋軸方向)

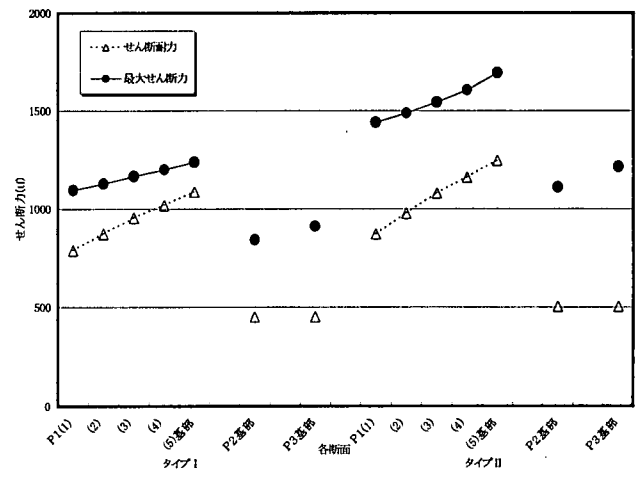


図-8 橋脚系動的解析結果(応答せん断力 橋軸直角方向)

5. 橋台パラペットおよび橋台背面裏込め土の抵抗を考慮した動的解析（全体系）

4章の動的解析（橋脚系）においても許容値を満足しないため橋脚の補強は必要になる。次に橋台パラペットの剛性および背面土における減衰効果を考慮した場合と考慮しない場合について全体系モデルによる動的解析を行った。

なお、解析モデル図-9（橋軸方向）に示すように、橋台パラペット部（橋軸方向のみ）に対して土のバネ抵抗を考慮した。直角方向は壁幅やウイング形状が小規模であることにより、本橋では土のバネ抵抗を期待しないことにした。

(1) 橋台パラペットおよび橋台背面土のバネ抵抗定数のモデル化

橋台パラペットおよび橋台背面土のバネ抵抗定数は図-10～図-12に示すような初期ギャップを有する非線形バネでモデル化した。桁がパラペットに衝突する時に有効になると仮定して橋軸方向の遊間量を今回は150mmと仮定した。橋台パラペットのバネ剛性は、パラペットの降伏モーメントから算出した。また、橋台背面土のバネ剛性は背面土の受動土圧強度から推定して算出した。また、今回の解析においては、土の減衰定数は20%と仮定した。

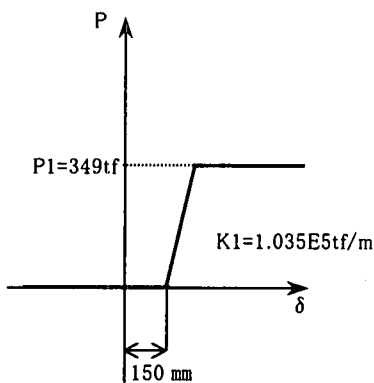


図-10 橋台パラペットのバネ剛性のモデル化

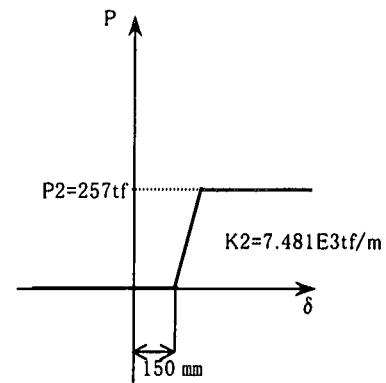


図-11 橋台背面土のバネ剛性のモデル化

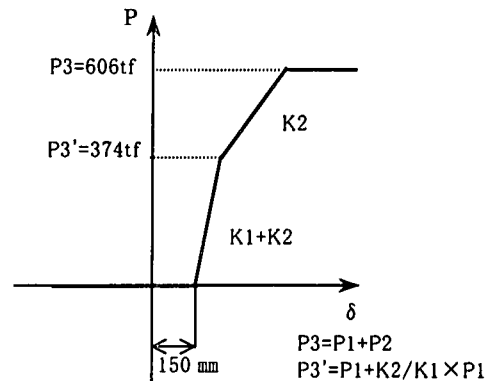


図-12 合成バネのモデル化

(2) 解析結果

解析結果は図-13（応答曲率）、図-14（応答せん断力）に示すように、現在の支承条件（可動支承、固定支承）では曲率、およびせん断耐力において許容値を満足しなかった。しかし、橋台パラペットおよび背面土のバネ抵抗の有無について検討した結果、バネ抵抗が有りの場合において、曲率およびせん断力の応答値の低減が見られた。特に図-13（応答曲率）においてバネの低減効果がよく現れている。また、図-5、図-13におけるP1橋脚の応答曲率の違いは、橋脚系と全体系のモデル化の違いにおける結果と思われる。

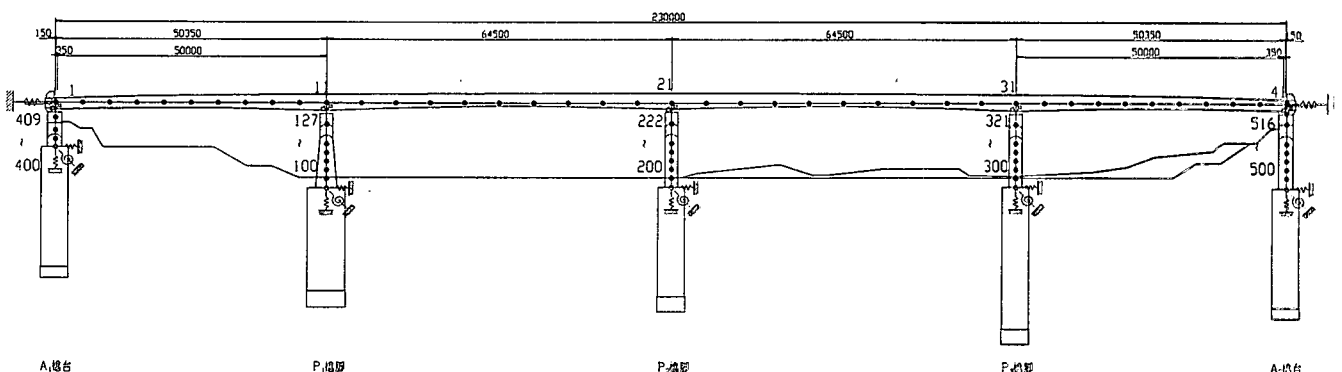


図-9 全体系解析モデル図（橋軸方向）

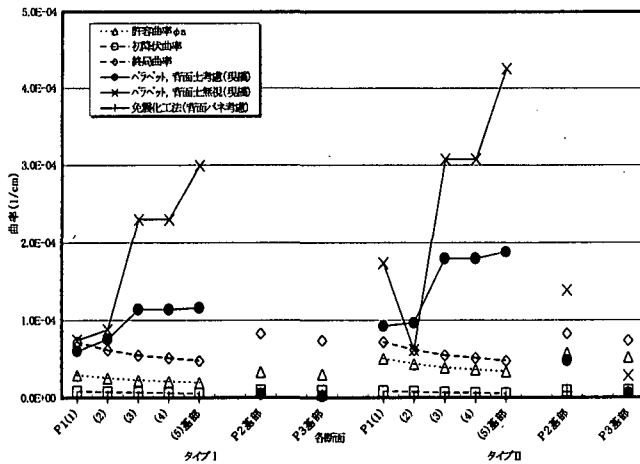


図-13 応答曲率 (橋軸方向)

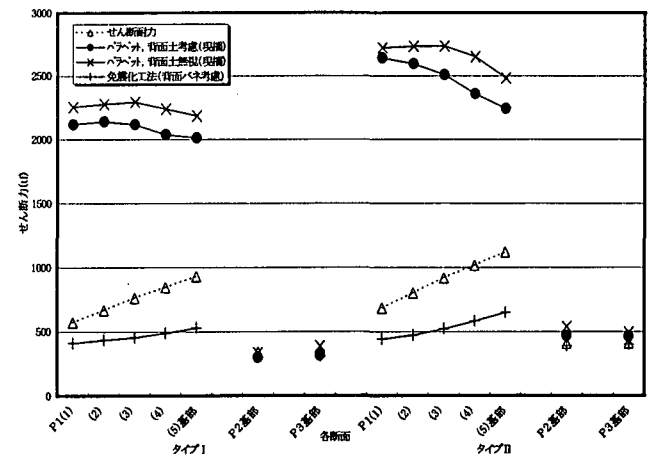


図-14 応答せん断力 (橋軸方向)

6. 免震化の検討 (全体系)

5章の解析において、橋台背面土のバネ抵抗を期待した場合、橋軸方向はP2, P3橋脚の応答曲率について許容値を満足したが、それ以外の応答曲率、せん断力は許容値を満足しなかった。直角方向は全ての橋脚の応答曲率、せん断力について許容値を満足しなかった。次に、現在の支承を免震支承に取替えた場合の検討を行った。免震化については、この橋梁の卓越周期(1次モード)が橋軸方向において0.95秒、直角方向において0.29秒であり、地盤状況がⅡ種地盤であるため十分可能であると判断した。

現橋、P1~P3橋脚支承固定時および免震時の1次モード図(橋軸方向)を、図-15~17に示す。

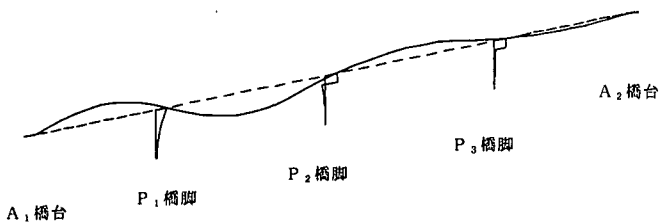


図-15 現橋モード図 (T=0.952sec)

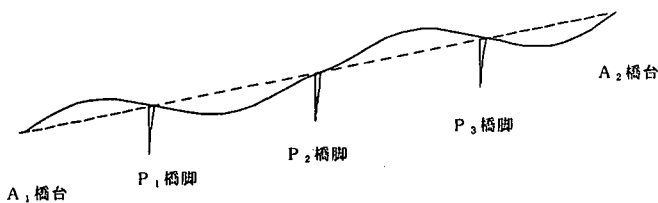


図-16 P1~P3橋脚支承固定時モード図 (T=0.753sec)

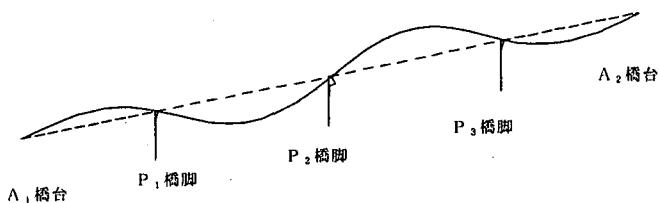


図-17 免震時モード図 (T=1.458sec)

(1) 免震支承のモデル化

各橋台、橋脚の免震支承の諸元については、各橋脚の応答値(応答曲率、応答せん断力)の許容値に着目しながら何度かの試行により決定した。免震支承のモデル化を図-18に示す。減衰定数は計算した結果20~25%程度である。

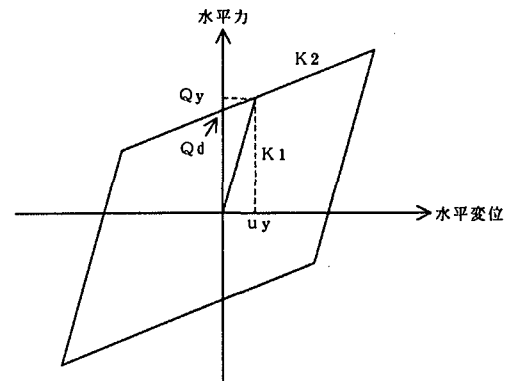


図-18 免震支承の履歴特性

表-2に橋軸方向における免震支承特性を示す。

表-2 免震支承特性

タイプI	A1	P1	P2	P3	A2
K1 (tf/cm)	150.5	339.0	56.4	59.4	150.5
K2 (tf/cm)	23.2	52.2	8.7	9.1	23.2
Qd (tf)	240.3	565.0	112.4	107.7	240.3
Qy (tf)	284.0	667.8	132.8	127.3	284.0
uy (cm)	1.9	2.0	2.4	2.1	1.9
タイプII	A1	P1	P2	P3	A2
K1 (tf/cm)	126.3	282.5	53.4	56.9	126.3
K2 (tf/cm)	19.4	43.5	8.2	8.8	19.4
Qd (tf)	240.3	565.0	129.2	129.2	240.3
Qy (tf)	284.0	667.8	152.7	152.7	284.0
uy (cm)	2.2	2.4	2.9	2.7	2.2

(2) 解析結果

図-13, 図-14 に応答曲率および応答せん断力を示す。免震化により全ての橋脚において許容値を満足した。

現橋状況, 免震化(橋台のパラペット, および背面土の抵抗を考慮)した橋脚基部の応答履歴状況, 免震支承の応答履歴の状況を図-19, 20(橋脚基部の履歴状況), 図-21(免震支承の履歴状況)に示す。現橋状況では橋脚基部において非線形性が集中(地震エネルギーの集中)していることが判る。免震化により橋脚基部の履歴応答は, ほぼ弾性応答となっており免震支承に非線形性が集中していることが判明した。P2橋脚の橋軸方向において橋脚基部(図-20 橋軸方向)が非線形応答しているが, ひび割れ曲率は越えているものの降伏には達していない。

その時の各構造部材毎のひずみエネルギーの分担率を表-3に示す。この表より地震力は確実に免震支承および橋台部のパラペットおよび背面土に集中していることがいえる。

表-3 各構造部材のひずみエネルギーの分担率

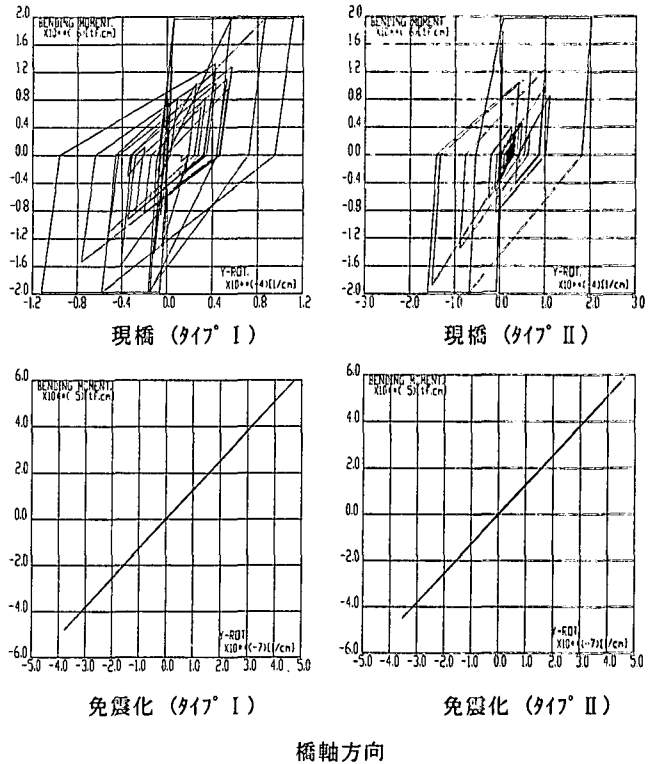
	上部構造	免震支承	下部構造	基礎構造	パラペット・背面土
ひずみエネルギー	1.43	16.40	0.71	0.13	4.8
分担率	6.1%	69.8%	3.0%	0.6%	20.5%

また, 各橋脚における現橋(免震化前)と免震化後における橋脚基部の橋軸方向の断面力(タイプII)を表-4に示す。各断面力の数値は, 標準地震波(タイプII)の3波の平均値を示している。免震化後, 全橋脚において曲げモーメント, せん断力は減少している。したがって, 現橋に比べて地震力の低減が図られている。

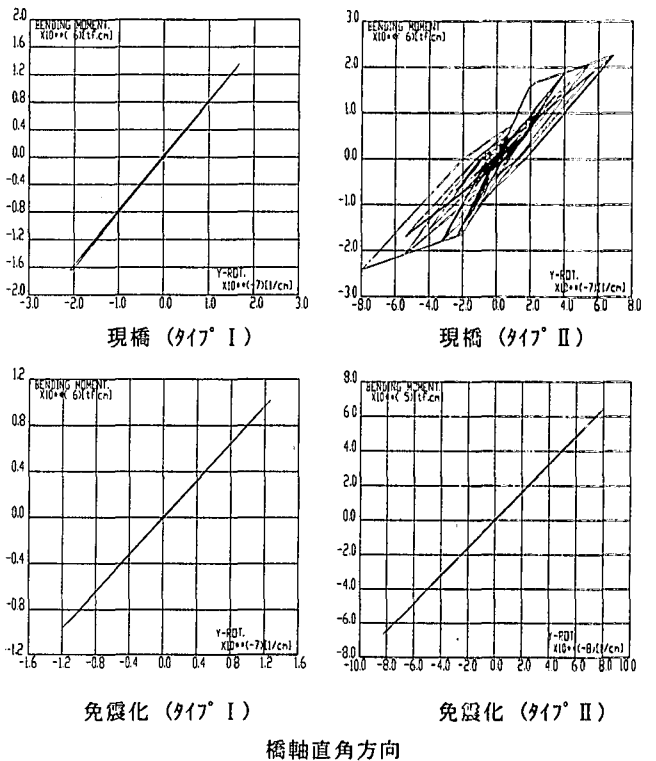
表-4 橋脚基部の橋軸方向における断面力(全体系): タイプII

	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚
現橋(免震化前)の曲げモーメント(tf・m)	19770	3578	3412
免震化後の曲げモーメント(tf・m)	6352	3268	3402
現橋(免震化前)のせん断力(tf)	2245	469	465
免震化後のせん断力(tf)	650	390	402

しかし, 免震支承の変位が橋台部において橋軸方向で30cm程度でありパラペットに衝突し, その破壊が予想される。また, 震災後現交通の確保を行う必要があるため, パラペットの修復計画と, 大変位に対応可能な伸縮装置の設置が必要になる。



橋軸方向



橋軸直角方向

図-19 P1橋脚基部の履歴状況

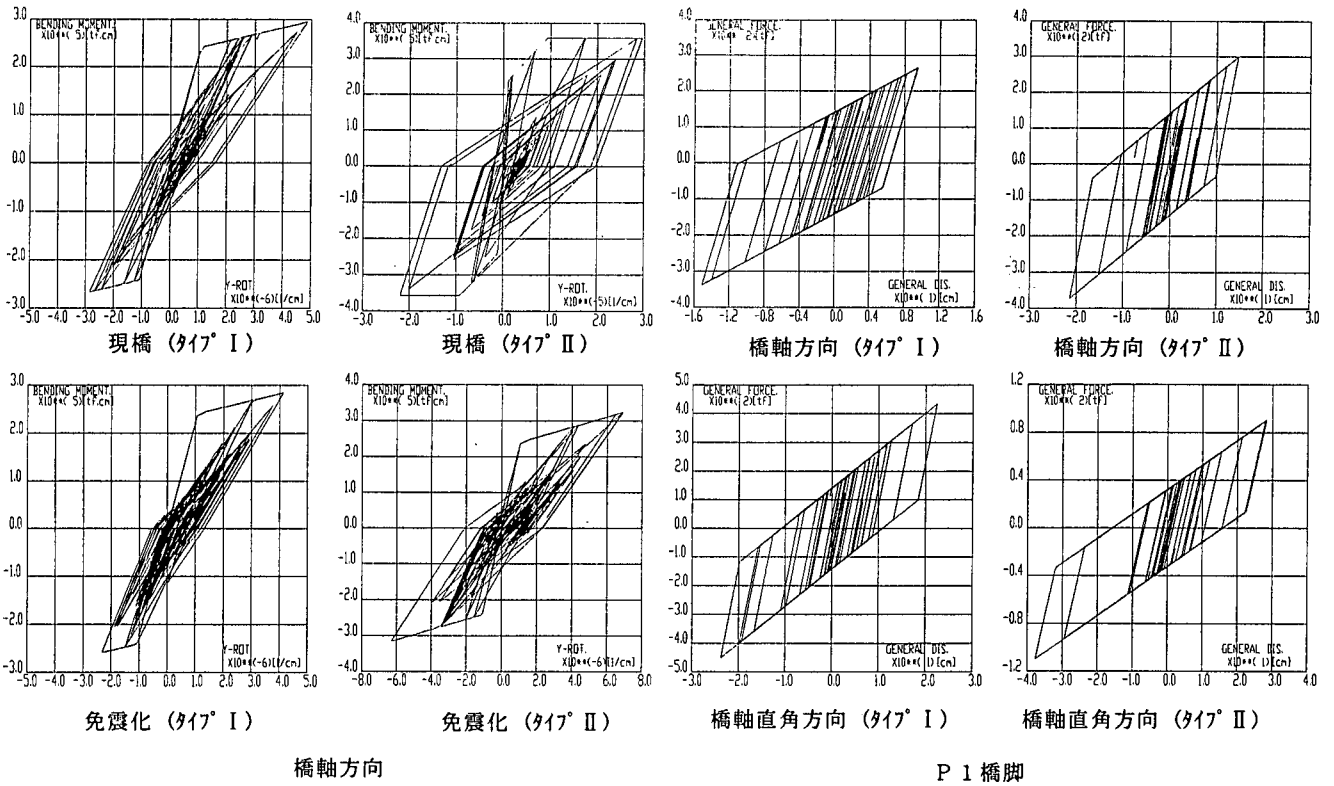


図-20 P 2 橋脚基部の履歴状況

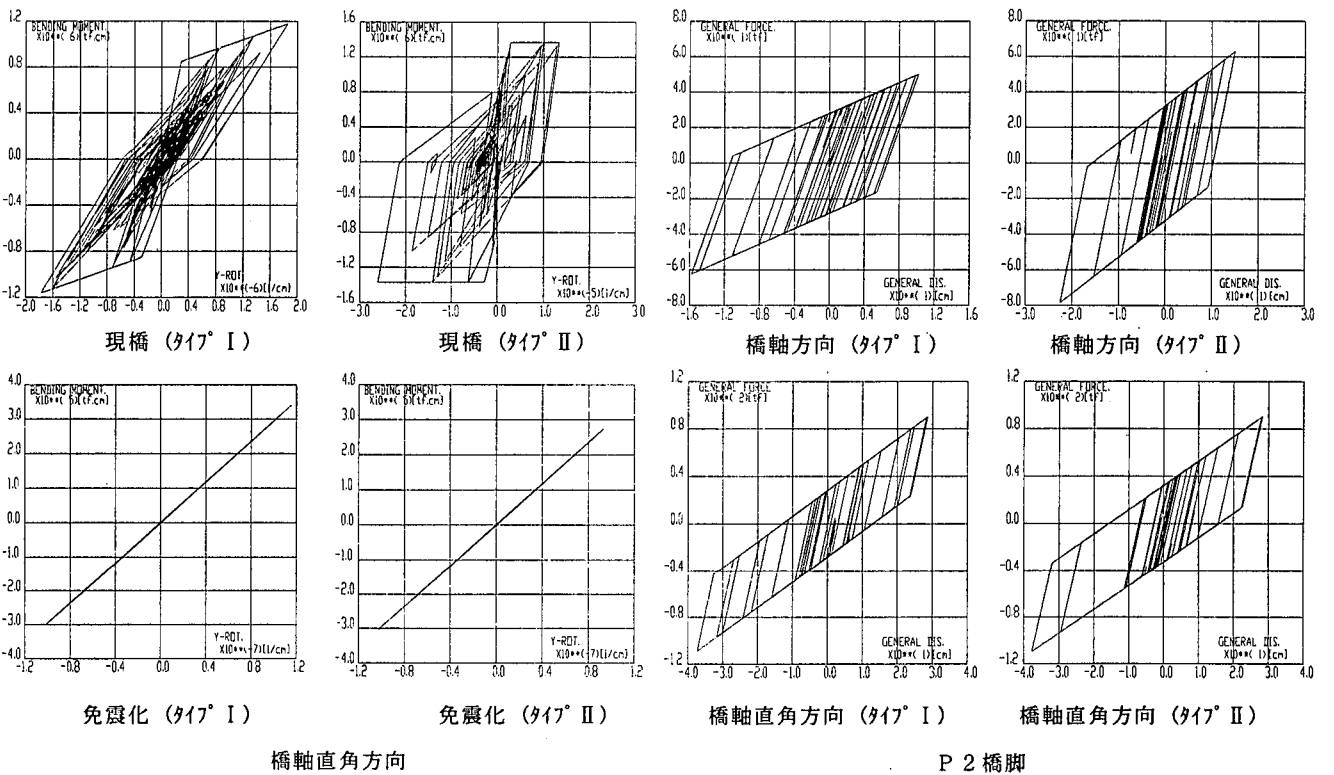


図-21 免震支承の履歴状況

7. あとがき

今回は、橋台のパラペット、背面土の抵抗を考慮、および既設橋梁の支承の免震化により既設橋脚は補強不要という結果になった。その場合、地震のひずみエネルギーが免震支承および橋台部に集中していることも確認できた。また、基礎工に対しても負担する地震時の外力が現状より低減されることも確認できた。

しかし、以下の問題点を解決する必要がある、今後、検討を行う予定である。

- ・パラペット背面土の非線形モデルの高精度化、および土の減衰定数の影響把握。
- ・免震支承の機能分離型、一体型の検討、および形状の最適化。
- ・大地震時における大変位（橋軸方向および直角方向）に対応できる伸縮装置の選定。
- ・大地震時におけるパラペット衝突時を想定した主桁端部の緩衝材も含めた補強計画。

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,1996.12
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料,1997.3
- 3) 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル(案),1992.12
- 4) 日本道路公団：設計要領第二集 耐震設計編,1998.7
- 5) 大塚, 石塚, 五瀬：米国における橋梁耐震設計の考え方の概要と地震時断面力の算出例, 橋梁と基礎, 1998.3
- 6) CALTRANS: Section8 Seismic Analysis of Bridge Structures, Bridge Design Practice, 1995.10

(2000.9.22 受付)

Seismic Retrofit of Existing Continuous Girder Bridges Considering the Isolation and the Stiffness of the Abutments and Back Fill

Hisanori OTSUKA, Isamu TAHARA, Tatsuo SOMA and Tomoyuki TANAKA

The necessity of seismic retrofit of a 4-span continuous steel box girder bridges with RC piers constructed in 1979 is investigated. Statical strength method and dynamic analysis for each pier and dynamic analysis of the whole structure even if considering the stiffness of the abutments and back fill show the necessity of the pier retrofit, but seismic isolation of the superstructure can escape the pier strengthening according to the dynamic analysis of the whole structure including abutments and back fill.