

(152) サイプレス高架橋・補強後橋脚の耐震性に関する一検討

(株)大林組技術研究所 大内 一, 松田 隆,
同 後藤 洋三

1. はじめに

ロマブリエタ地震では延長約 2kmのサイプレス高架橋の内、北側軟弱地盤上を中心に48橋脚が連続して崩壊した。米国では1971年のサンフェルナンド地震の経験を経て、耐震設計基準の大幅な改定が行われているが、当高架橋を含め多数の道路橋が50年代から60年代にかけて建設されている。このような状況のもと耐震補強法の開発が急務となり、サイプレス高架橋の生き残った部分を利用した載荷実験¹⁾を初めとする各種の調査が行われている。ここでは、最初に橋脚の崩壊過程を数値シミュレーションした。次いで耐震補強を試験的に実施した橋脚についての載荷試験結果をシミュレーションした後、現在の設計方針に適合する強度の各種地震波を入力とした弾塑性応答解析を実施して、補強後の橋脚の耐震性を検討した。

2. シミュレーション解析の構成

耐震補強後の橋脚がアメリカにおける現在の耐震設計レベルの地震に対し、どの程度の安全余裕度があるか定量的な答を出すことを主眼として、図-2.1のフローに示す数値シミュレーションを行った。解析は次の4つのフェーズに分けて行った：1)地盤の応答解析，2)地盤と橋脚基礎の動的相互作用の解析，3)補強後橋脚の静的弾塑性解析，4)補強後橋脚の弾塑性応答解析。これらの解析は、破壊状況や付近の強震記録から橋軸直角方向の振動を対象として実施する。1), 2) は同橋には強震計が設置されていないので、入力地震動を予測するためのものである。3)の静的弾塑性解析は実験結果との比較により解析の妥当性を検証するとともに、4)の質点系応答解析に用いる復元力モデルを設定するためのものである。

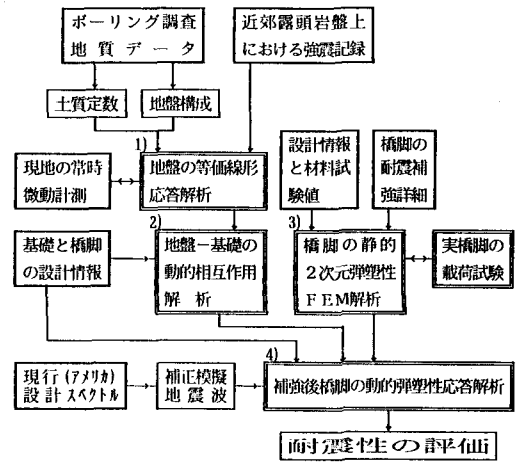


図-2.1 数値シミュレーションフロー

3. 地盤のモデル化と有効入力地震動

3.1 地盤の応答振幅に適合した動的定数

地盤の動的定数は、カリフォルニア州交通局によって実施されたサイプレス地区の詳細な地盤調査結果を基本とし、その非線形特性は土質分類から推定した。そして、地盤は成層であると仮定し、1次元等価線形解析により各層の応答振幅に適合したせん断剛性と減衰定数を算定した。入射波にはサイプレスから約7km離れた露頭岩盤(Yerba Buena島)の観測記録を用いた。

図-3.1に基礎入射波と地表面付近応答波形とを、表-3.1に各層の動的定数を示す。最大応答加速度は193gal(卓越振動数0.60Hz)となった。

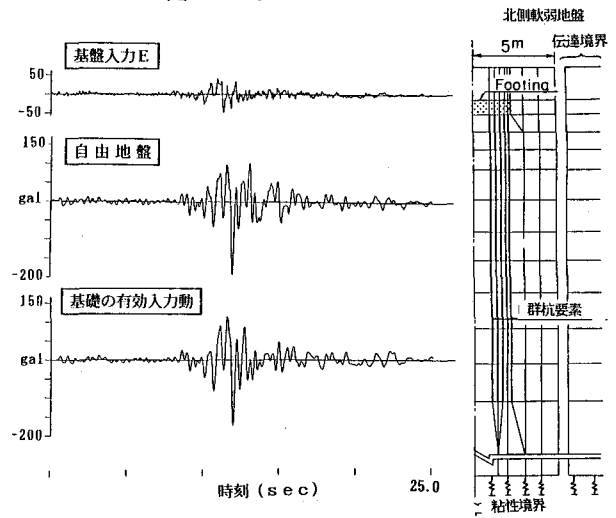


図-3.1 基礎入力と入力地震動 相互作用解析モデル

3.2 基礎の有効入力

基礎の有効入力動は群杭を含めモデル化(図-3.2)した軸対称モデル動的FEM解析により算定した。基礎の応答波形(有効入力動)を図-3.1に示す。基礎の最大応答加速度(173gal)は同深度の自由地盤のそれ(193gal)に対して1割程度低下している。

3.3 地盤ばねと減衰定数

基礎に作用する地盤のばねと減衰とは軸対称FEMモデルの基礎部点加振による複素応答変位から算定した。図-3.3に単一フーチングの振動数に依存した地盤ばね値と減衰定数を示す。

表-3.1 動的地盤定数

層	層厚 m	S波 速度 m/s	収束時*1 せん断剛性 t/m ²
1	2.1	150	3947.9
2	4.2	80	870.2
3	8.7	229	9902.8
4	9.0	229	9715.2
5	9.5	229	9451.2
6	9.5	229	11123.4
7	12.5	350	21200.3
8	12.5	350	20585.2
9	14.0	350	20098.1
10	13.5	512	47487.4
11	14.0	512	47280.4
12	9.5	300	12731.9
13	18.0	543	53516.1
14	18.0	543	52913.7
15	18.5	543	52640.1

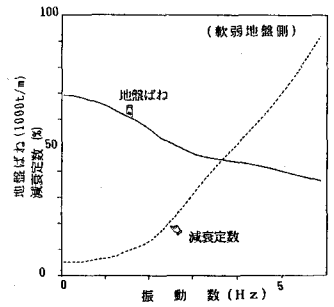


図-3.3 地盤ばねと減衰定数

*1 等価線形化解析終了時の値

最終的な橋脚の質点系モデルに接合する地盤ばねは振動数0Hz(静的)の値を用いた。また、橋脚の質点系モデルの減衰は、質点系の固有振動数における地盤ばねの減衰(図-3.3)と上部構造の減衰(3%一律)とをひずみエネルギー比例形式で評価した。

4. 橋脚の耐震性

4.1 崩壊した橋脚の弾塑性応答解析

補強後橋脚の耐震性を論ずる前に、崩壊した橋脚の弾塑性応答解析を行って、シミュレーション解析の妥当性を確認した。図-4.1に生き残った橋脚について実施された静的載荷試験結果¹⁾とFEM解析結果を示す(ここに解析は後述する図-4.2(a)の解析モデルに従う)。

応答解析は、図-4.1の照合によって妥当性の確認されたFEM解析結果をもとにスケルトンを与え、1層は武田モデルで、基部がせん断破壊した2層は原点指向型モデルで履歴を仮定してせん断型3質点系モデル(図-4.2(b))で弾塑性応答解析を行った。図-4.3に応答加速度波形とせん断力～層間変位関係の履歴を示す。

入力地震波がピークに達した直後に復元力が低下して破壊に至った。

4.2 補強後橋脚の静的弾塑性解析

(1) 解析モデル： サイプレス高架橋のうち、多くの橋脚に採用され、静的載荷試験も行われた2層部両柱間ピンジョイント形式の鉄筋コンクリート橋脚(No. 46)を対象に、2次元平面応力FEM弾塑性解析を実施した。材料定数については現地より採取された資料の試験結果や

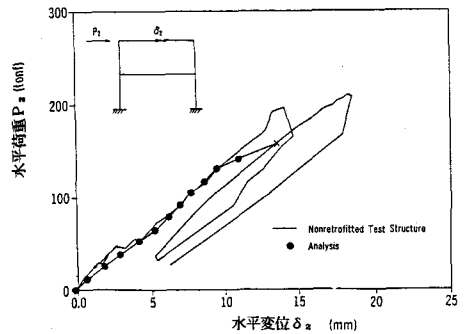
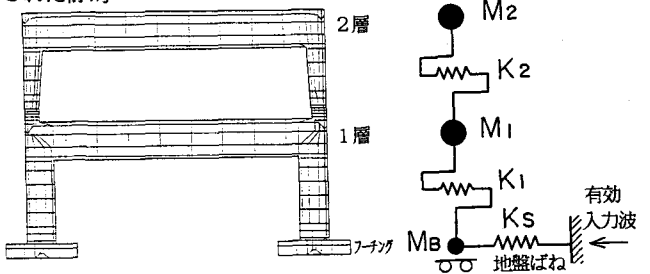


図-4.1 荷重-水平変位関係(既存橋脚)



(a) 橋脚FEMモデル

(b) 地盤～橋脚質点系モデル

図-4.2 橋脚の解析モデル

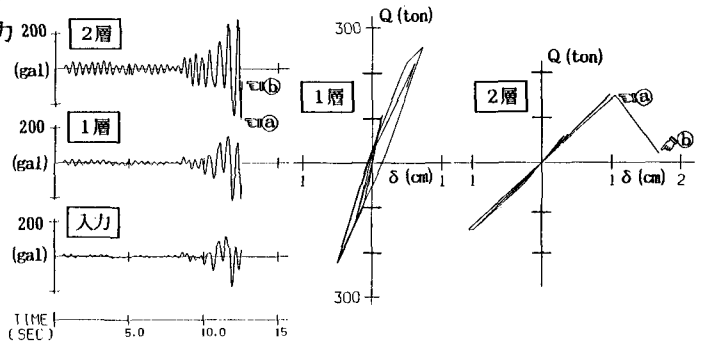


図-4.3 崩壊のシミュレーション

設計情報を参考に¹⁾、次の値を用いた。コンクリート： $f_c' = 443 \text{ kgf/cm}^2$, $f_c = 42 \text{ kgf/cm}^2$, $E_c = 2.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, 鉄筋： $f_{s,y} = 3032 \text{ kgf/cm}^2$, $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 。1スパン分の箱桁と梁自重を等分布させた後、水平力を比例的に漸増荷荷した。ピンジョイント部は破壊状況の観察から上下一体とし周囲のファイバーボード部は縁を切ってモデル化した。補強後橋脚²⁾については、P C鋼棒のプレストレス力は外力として節点に荷荷し、その後は鉄筋と同様な扱いを行った。梁下端筋D57の付着劣化（長さ20φ程度で直に定着）の影響を考慮する必要があり、鉄筋径を変化させた引抜き試験結果より³⁾、この部分の鉄筋は降伏強度を低減して（ $f_{s,y} = f_{s11,p} = 1890 \text{ kgf/cm}^2$ ）モデル化した。なお後述する解析は全て地震経験によるダメージはないものと仮定した。

(2)実験結果と解析結果： 図-4.4に補強後の静的荷重試験の荷重～水平変位関係について実験値と解析値の比較を示す（2層部だけに静的水平荷荷）。曲げ降伏型の破壊性状を示す解析値は実験値との一致を示し、補強効果が確認出来た。

次に4.4節弾塑性応答解析の為の復元力特性を決める目的で、地震時の水平力分布を考慮した解析を行った。そこで水平力は弾性フレーム解析を用いて求められる1次固有モードを参考に1、2層に振り分けて荷荷した（水平力比0.54:1）。図-4.5に荷重～水平変位関係を示すが、荷重レベル（ P_2 ）が50tf程度早まることを除き破壊の進行パターンは荷重試験の解析結果とほぼ同様である。

4.3 設計加速度応答スペクトルと入力地震波

図-4.6に解析で得られたサイプレス北側地盤表面加速度波形を含む、過去の代表地震記録の弾性加速度応答スペクトルを示す。図中には現行耐震設計基準⁴⁾で規定される3種類の地盤に対する設計スペクトルを併せて示すが、これらの地震波を設計スペクトルにフィットするよう振幅のみを補正して耐震性検討用の地震波を作成した。

4.4 補強後橋脚の弾塑性応答

サイプレス原波、およびサイプレス波を含む4種類の補正地震波に対して弾塑性応答解析を行い、補強後橋脚の耐震性を検討した。サイプレス原波およびサイプレス補正波に対しては、前述の相互作用解析により得られた相互作用バネを介したせん断型3質点系モデル（図-4.2(b)）を、他の2補正波については橋脚のみを対象に同2質点系モデルを用いた。層の復元力特性は、4.2節のFEM解析で得られたせん断力～層間変位関係をトリニアア型の武田モデルで近似した。

解析結果の代表例を図-4.7に、また

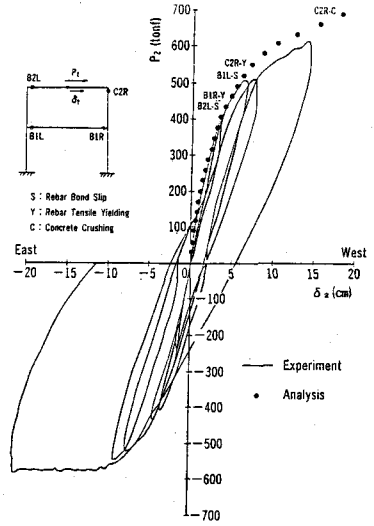


図-4.4 荷重～水平変位関係（補強後の橋脚）

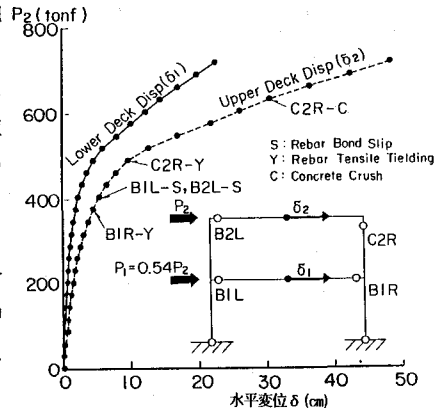


図-4.5 応答解析の為の荷重～水平変位関係（補強後の橋脚）

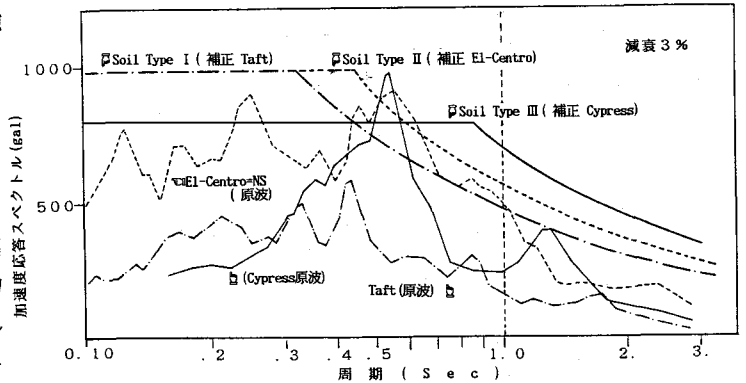


図-4.6 加速度応答スペクトル

表-4.1には強度、靱性に関する安全性評価を全ケースに対して示す。表中、保有強度はせん断力-層間変位関係での降伏せん断力 Q_y で、また保有最大変位はコンクリート圧壊時の変位 δ_u で定義する。これらの図表から分かるようにいずれの地震波に対しても強度、靱性とも十分な安全性が確保されている。以上よりこの種の橋脚は曲げ降伏型になるよう十分に耐震補強すれば、今回のロマブリエタ地震は勿論、現行耐震設計で規定される地震レベルに対しても十分な耐震性を示すものと言える。

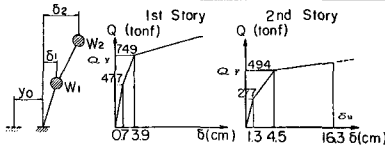
5. 結語

サイプレス高架橋を対象に、最初実際に崩壊した状況をシミュレーションすることにより、解析手法の妥当性を確認した。その後耐震補強した橋脚の橋軸直角方向の耐震性を検討した。その結果ロマブリエタ地震は勿論、現行設計レベルの地震に対しても十分な耐震性を示すことが分かった。

本研究の成果がカリフォルニア州にある類似高架橋の耐震補強を施す上で多少なりとも参考資料となり、情報公開に努力された米国の研究者、技術者の労に報いることができれば幸いである。

表-4.1 補強後橋脚の耐震性

入力地震波	階	力		応		答 値			安全係数		備 考
		最大速度 (cm/s)	最大加速度 (gal)	最大加速度 (gal)	層間変位 δ_{max} (cm)	せん断力 Q_{max} (tf)	C_n^{max} $=Q_{max}/W$	Q_y/Q_{max} 強度	δ_u/δ_{max} 靱性	地震タイプ	
サイプレス 原波	2	2.4	173	398	1.00	222	0.404	2.23	16.30	Soil Type III	
	1			221	0.51	352	0.312	2.13	---	$C_n = 0.8$	
サイプレス 補正波	2	6.8	345	635	2.33	349	0.635	1.42	7.00	Soil Type III	
	1			397	1.28	527	0.466	1.42	---	$C_n = 0.8$	
El-Centro 補正波	2	4.7	383	810	3.65	437	0.795	1.13	4.47	Soil Type II	
	1			685	1.80	571	0.505	1.31	---	$C_n = 1.0$	
Taft 補正波	2	5.2	386	729	3.04	396	0.721	1.25	5.36	Soil Type I	
	1			491	1.52	547	0.484	1.37	---	$C_n = 0.92$	



$W_1 = 550 \text{ tf}$ $W_2 = 580 \text{ tf}$
 $C_n = 1.2AS/T^{1/2}$ ここに $A=0.4$
 ただし $C_n \leq 2.5A$ 地震タイプ I, II
 $C_n \leq 2.0A$ 地震タイプ III

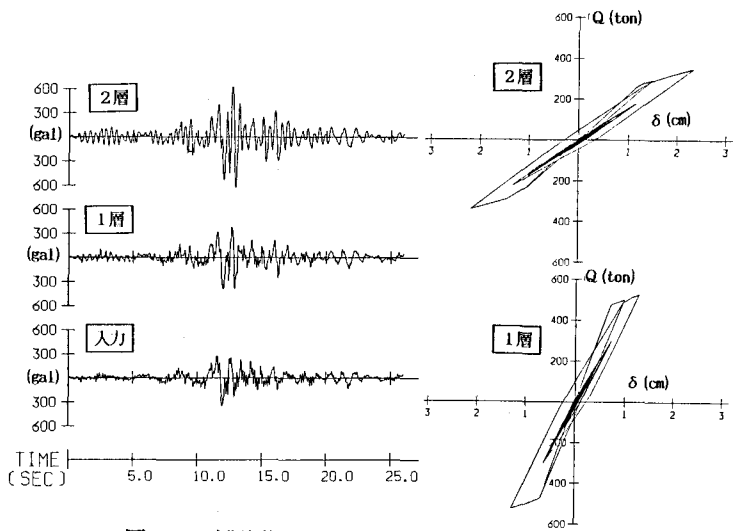


図-4.7 補強後橋脚の弾塑性応答-サイプレス補正波

[参考文献]

- 1) Moehle, J.P. and Mahin, S.A.: Implications of Nondestructive and Destructive Tests on the Cypress Street Viaduct Structure, 7th US-Japan Workshop on Bridge Structure, UJNR, May 1990
- 2) Caltrans: Cypress Street Viaduct Bent 45, 46 and 47 Retrofit Detail-As Built Drawing, Dec. 1989
- 3) Park, T. and Pauley, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, 1975, pp. 407~410
- 4) Applied Technology Council: Seismic Design Guideline for Highway Bridges, June 1986, 2nd Print.