

CFTを用いた上下部一体連続高架橋の耐震性能に関するパラメトリックスタディー

A Parametric Study on Seismic Capacity of Elevated Continuous Bridges with Rigidly Connected Girders and Columns using CFT

中村俊一* 白井太郎**
Shunichi NAKAMURA Taro SHIRAI

* Ph. D. 東海大学 工学部 土木工学科 教授 (〒259 平塚市北金目 1117)

** タケル技術コンサルタンツ 技術課長 (〒332 川口市並木 2-2-2)

A new type of elevated continuous bridges with rigidly connected girders, columns and piles using concrete filled steel pipes is proposed, and a parametric study is carried out by dynamic response analyses to investigate its seismic capacity with different pipe diameters. It is found that the proposed structure has sufficient bending capacity and the calculated displacements are within the allowable values for the strong earthquake waves. The maximum response of bending moments and displacements of the structures become larger with the smaller size of pipe diameters for the design earthquake level and Type-1 large earthquake wave, but plastic behaviors of soils are more dominant for ultra-large Type-2 earthquake wave.

Key words: elevated bridges, CFT, seismic design, elasto-plastic response analysis

1. まえがき

筆者らは、コンクリート充填鋼管を用いて桁と脚と杭を一体化した耐震性および経済性にも優れる新しい構造形式の高架橋を考案し、実用化に向けて種々検討中である¹⁾²⁾³⁾⁴⁾ (図-1 参照)。

この高架橋の第一の特徴は、コンクリート充填鋼管を脚柱として用いていることである。鋼管にコンクリートを充填するとじん性が向上することは多くの実験によって確かめられており、大地震時に対しても有効である。すでに、実橋脚にも適用されており、その設計法も確立しつつある⁵⁾。

第二の特徴は、鋼管柱を鋼管杭の中に差し込み、両者の間にコンクリートを充填し一体化するいわゆる「一柱一杭構造」としたことである。この基礎は建築では従来より用いられており、施工法も単純であり、フーチングを用いないため建設費の低減が期待できる。安原・村田・木下は鋼管径の1.5倍の差込長を確保すればほぼ剛結とみなせることを見出し、結合部の設計法も提案している⁶⁾。また、米国においても鉄筋コンクリート柱を用いた「一柱一杭構造」は多用されているようである⁷⁾。

第三の特徴は、桁にもコンクリート充填鋼管を用いていることである。近年、とくに鉄道橋においては、騒音振動問題のため鋼製桁が敬遠される傾向にあるため、騒音振動レベルを下げるために鋼管にコンクリートを充填

して主桁とした。筆者らは、このコンクリート充填鋼管桁が優れた騒音低減効果を有することを実験により確かめている⁸⁾。ただし、コンクリート充填鋼管桁は重量が大きいので、スパン中央部には比重1.0以下の気泡コンクリートを充填することにより、死荷重による曲げモーメントの低減を図っている。

第四の特徴は、主桁および柱とも2本とし、それらを同一位置に配置し、柱と鋼管桁を剛結することによりラーメン構造としたことである。剛結の方法は、主桁に溶接したさや管に鋼管柱を差し込みコンクリート充填する方法、すなわち一柱一杭構造で用いたと同じ方法である。主桁・橋脚・杭を一体ラーメン構造とすれば、大地震時における落橋防止に有効である。また、桁と杭の断面は柱断面より耐力を持たせるようにし、かつ結合部は一般部より剛にすることにより、大地震時にはコンクリート充填鋼管柱のみが塑性域に達し、地震エネルギーを吸収するよう設計できると考えられる。ただし、一柱一杭構造はフーチングを省略しているため発生変位が大きくなる可能性があるため、検証が必要である。

本論文では、このようなコンクリート充填鋼管を用いた桁と橋脚と杭を一体化した新形式高架橋を対象とし、死荷重や活荷重などの鉛直荷重および震度法による水平力に対して橋梁を試設計し、その橋梁の大地震時における

部材耐力および発生変位を地震応答解析により検討した。また、橋脚と杭のサイズを変化させたパラメトリックスタディーを実施するとともに、地盤を含んだ構造全体系の耐震性能および部材間の耐力バランスについて考察した。なお、本論文では主に橋軸方向の地震力を対象とした。

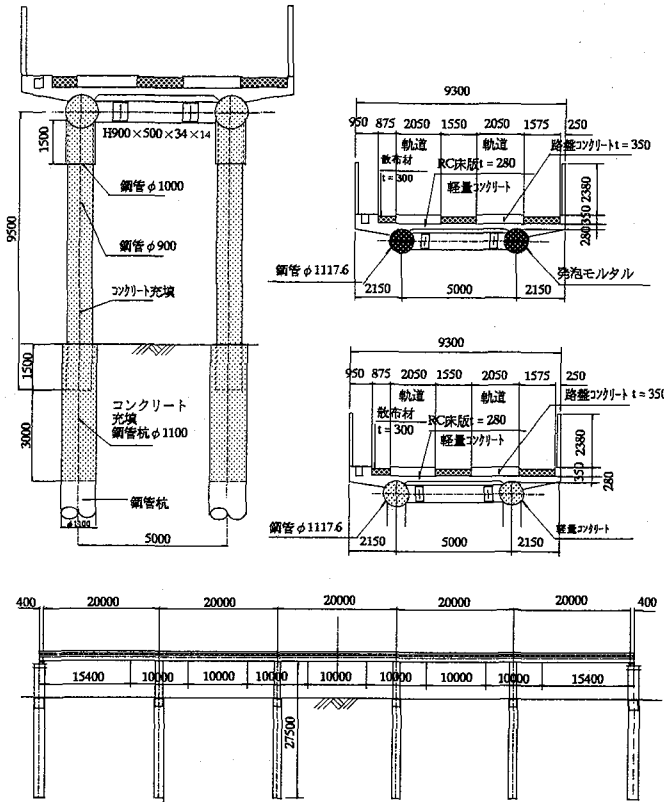


図-1 CFTを用いた上下部一体連続橋

2. 解析モデルおよび計算ケース

2.1 解析モデル

本形式は道路橋・鉄道橋のいずれにも適用可能と考えられるが、ここでは図-1に示す複線鉄道橋梁を対象として試設計を実施した。対象橋梁は5径間連続橋(スパン5@20m)で、幅員9.3m、列車荷重はM15(15t/輪)とした。また、上載荷重にはコンクリート床版(厚さ28cm)、路盤コンクリート(厚さ35cm)、散布材(厚さ30cm)、遮音壁(高さ238cm)を考慮した。1主桁あたりの死荷重強度は、鋼管桁にコンクリート充填した中間支点部では8.7t/m、気泡モルタルを充填したスパン中間部は7.7t/mである。

死荷重および活荷重に対する試設計により、主桁鋼管は径1117.6mmで最大厚25mm(材質SM490)とした。ここで、スパン中央の正の曲げモーメント区間は鋼管とコンクリート床版の合成桁とし、中間支点上の負の曲げモーメント区間では床版は無視し鋼管と充填コンクリートの圧縮部分のみを考慮した合成断面とした。また、後述する震度法による一次設計により、柱鋼管は径900mmで

最大厚19mm(材質SM490)、鋼管杭は径1100mmで最大厚22mm(材質SM490)とした。鋼管柱を鋼管杭に差し込むため、鋼管杭の径は鋼管柱の径より200mm大きくした。なお、鋼管杭の内部には地表面下4.5mまでコンクリート充填した。

橋軸方向の動的解析モデルを図-2に示す。二重管部の剛性をコンクリート充填鋼管柱より高くしているため、コンクリート充填鋼管柱の上下端部(二重管直下)が最初に塑性化すると予想される。したがって、この部分は部材を小さく分割している。地盤は、粘土(N=5)、砂(N=25)、砂(N=45)の3層からなる地盤を仮定した。地盤・杭モデルは、地盤内に固定点を設け、それと杭とを水平および鉛直方向のバネで結んだ。これらのバネに関する詳細は3章で述べる。

コンクリート充填鋼管は弾塑性部材として解析した。鋼の応力・ひずみ関係は理想化バイリニア曲線、コンクリートの応力・ひずみ関係は放物線とし、充填コンクリートの最終ひずみはコンファインド効果を考慮して0.5%とした(図-3)。これらを用いて、図-4に示す除荷こう配を含むトリリニアの曲げモーメントMと曲率φの関係を導いた。復元力特性は移動硬化型とした。なお、 M_y および ϕ_y は鋼断面が最初に降伏するときの曲げモーメントおよび曲率、 M_u および ϕ_u は充填コンクリートが最終ひずみに達するときの曲げモーメントおよび曲率である。コンクリートを充填しない鋼部材は弾性範囲にとどまることを設計方針としているため弾性部材とし、応答計算による発生断面力が降伏していないことを照査した。

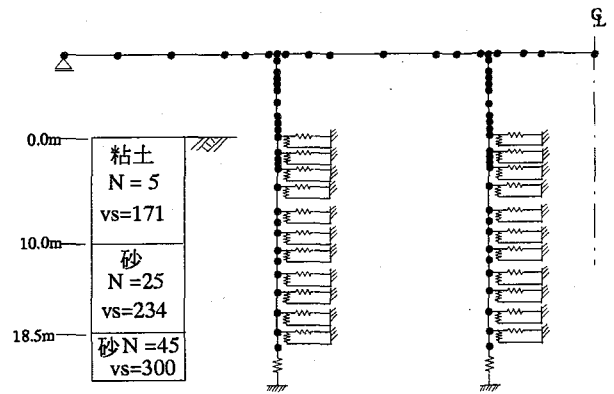


図-2 解析モデル

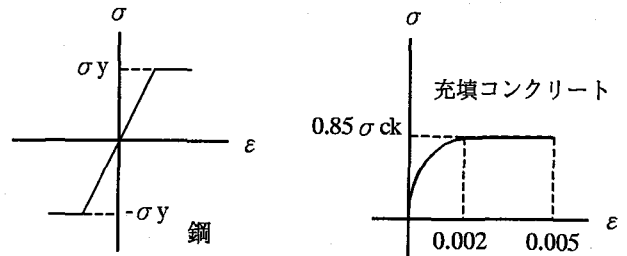


図-3 鋼と充填コンクリートの応力・ひずみ曲線

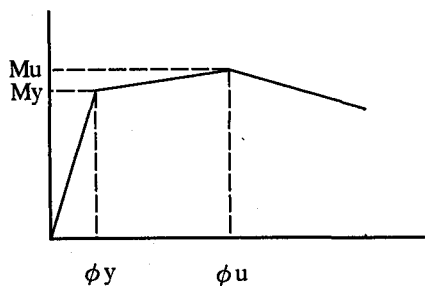


図-4 曲げモーメント・曲率の関係

部材の減衰定数は、構造物は2%、杭・地盤バネは10%とし、固有値解析よりひずみエネルギー比例減衰形モーダル減衰を算出し、1次と2次のレーリー減衰に換算して時刻歴解析に用いた。モーダル減衰は1次で4.1%、2次で2.3%であった。

2.2 入力地震レベル

耐震計算は、震度法および大地震時の時刻歴応答解析とした。設計震度は、道路橋示方書耐震設計編⁹⁾および鉄道構造物設計標準¹⁰⁾を参考にし、第II種地盤を想定して0.25とした。大地震時の応答解析用の入力地震は、道路橋示方書耐震設計編に規定されるType-1とType-2の2種類の入力波形を用いた。解析はNewmarkのβ法を用いた時刻歴応答計算とし、計算時間刻みは0.01秒とした。入力方法は、次章で詳述するように、SHAKEによる地盤応答解析で求めた基盤加速度および地盤と杭の相対変位を地盤内の固定点に多点入力した。

2.3 構造ケース

地盤を含んだ構造全体の耐震性能および部材間の耐力バランスを検討するため、試設計で得られた部材断面に加え、橋脚および鋼管杭の径を±100mmしたケースを追加し、3構造ケースについて計算した(表-1)。主桁断面は一定とした。当然、橋脚および鋼管杭の径が小さくなれば剛性および部材の安全率は低下し発生水平変位は増大すると予想されるが、部材間の耐力バランス、発生変位、地震レベルとの関連、地盤との関連などに着目してパラメトリックスタディーを実施した。各構造ケースに関するコンクリート充填鋼管の曲げモーメントMと曲率φの関係を表-2に示す。

表-1 構造ケース

	Column (mm)	Pile (mm)
Case-A	1000φ x 19	1200φ x 22
Case-B	900φ x 19	1100φ x 22
Case-C	800φ x 19	1000φ x 22

表-2 曲げモーメント・曲率の関係

		My (t. m)	φ _y (m ⁻¹)	Mu (t. m)	φ _u (m ⁻¹)
Case-A	上二重管	1139.1	0.00272	1479.6	0.0115
	CFT柱	555.3	0.00294	728.1	0.0143
	下二重管	1463.3	0.00248	1908.6	0.0110
	CFT杭	900.2	0.00238	1203.9	0.0120
Case-B	上二重管	942.7	0.00304	1208.5	0.0125
	CFT柱	451.5	0.00334	583.1	0.0152
	下二重管	1228.9	0.00274	1586.4	0.0115
	CFT杭	757.6	0.00264	1003.7	0.0130
Case-C	上二重管	763.3	0.00343	966.2	0.0135
	CFT柱	357.4	0.00384	453.8	0.0159
	下二重管	1013.3	0.00305	1295.5	0.0124
	CFT杭	625.9	0.00295	820.4	0.0135

3. 地盤応答解析

大地震時における杭と地盤の非線形動的挙動に関しては種々の検討がされてはいるものの¹¹⁾、その設計照査手法は確立されてはいない。本論文では、杭先端部に基盤加速度を与え、地盤内の固定点には基盤部との相対変位波形を多点入力とすることで、地盤の変位応答を考慮した解析とした(図-5)。しかし、道路橋示方書耐震編⁹⁾では地表面での地震波形が与えられているため、等価線形法を用いた重複反射法による次元地盤応答解析¹²⁾により基盤での波形に変換するとともに、各点の相対変位波形を算出した。

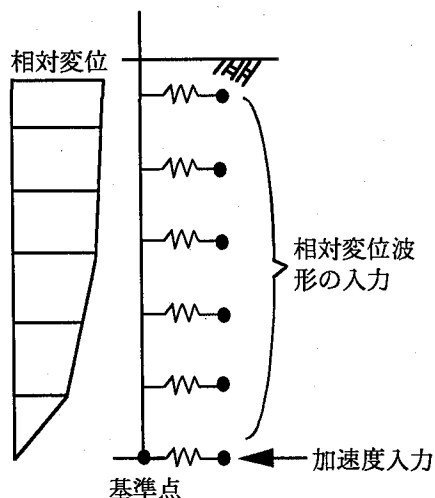


図-5 相対変位波形の入力方法

本論文では、ある実橋梁のデータを参考にして地盤モデルおよび土質定数を設定した(表-3)。粘性土のγ-G/G0関係(せん断ひずみ振幅と等価せん断弾性係数の初期せん断弾性係数に関する比の関係)、およびγ-h関係(せん断ひずみ振幅と等価減衰定数の関係)は、国生らの提案式¹³⁾において塑性指数IP=30として算出した。砂質土のγ-G/G0関係およびγ-h関係は、岩崎らの提案式¹⁴⁾において有効拘束圧2.0 kgf/cm²として算出した。

表-3 土質条件

深度 (m)	N 値				土質	密度 (t/m^3)	Vs (m/s)	初期剛性 Go (t/m^2)	G/Go~r h- γ 曲線No.
	10	20	30	40					
10.0					粘土	1.8	171	5370	IP=30
18.5					砂	1.9	234	10620	P=2.0 kg/cm ²
						2.0	300	18370	震動基盤

地盤解析においては、地表面の加速度波形が道路橋の耐震設計に関する資料¹⁵⁾に示される Type-1 (板島波)、Type-2 (鷹取波) と同一になるよう加速度波形を地表面に入力し、上部から下部へ逆解析を行い、基盤波および他点の応答値を求めた。地盤と杭とつなぐ水平バネは、一次元応答解析によって得られた地盤の収束剛性を用い道路橋示方書下部工編の方法¹⁶⁾により KH を算出し、粘性土の粘着力 C を 5.0 t/m^2 、砂質土の内部摩擦角 ϕ を 34° とし計算した受動土圧を上限值とする図-6 に示す H-D モデルとして杭-地盤の非線形バネを設定した。杭の鉛直バネと杭先端の底面バネは線形バネとしている。

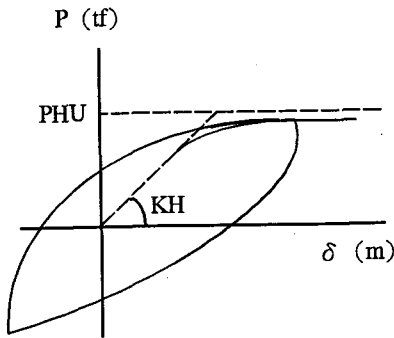


図-6 地盤バネ定数

Type-1 の一次元地盤応答解析による基盤の加速度波形と地表面の加速度波形を図-7 に、最大加速度の分布と最大相対変位の分布を図-8 に示す。地震の主要動の継続時間は 35 秒以上と長い。基盤での最大加速度は 586gal であるが、地表面での最大加速度は 385gal と低下している。この理由は、図-9 に示す地表面と基盤の伝達関数および基盤波と地表面波のフーリエスペクトルにより以下のように推定される。伝達関数より地盤の 1 次卓越振

動数は 1.8Hz であることがわかるが、基盤波のフーリエスペクトルのピークはこの伝達関数のピークと一致していないため、最大加速度値が基盤から地表面にむけて減少すると考えられる。なお、地盤部のひずみの最大値は約 0.005 である。

Type-2 の一次元地盤応答解析による基盤の加速度波形と地表面の加速度波形を図-10 に、最大加速度の分布と最大相対変位の分布を図-11 に示す。継続時間は 15 秒と短い。基盤での最大加速度は 586gal であるが、地表面での最大加速度は 690gal と増幅されている。地表面と基盤の伝達関数および基盤波と地表面波のフーリエスペクトルを図-12 に示すが、1 次卓越振動数は 1.5Hz であり、Type-1 より若干長周期になっている。これは、Type-2 では加速度値が大きく、そのため地盤のひずみが大きくなり、地盤の剛性がより低下したためと考えられる。また、基盤波のフーリエスペクトルのピークと伝達関数のピークは若干ずれているものの、Type-1 ほどはずれていないため基盤から地表面にむけて最大加速度の若干の増幅が見られる。なお、地盤部のひずみの最大値は約 0.007 と Type-1 の 1.4 倍と非常に大きくなっている。

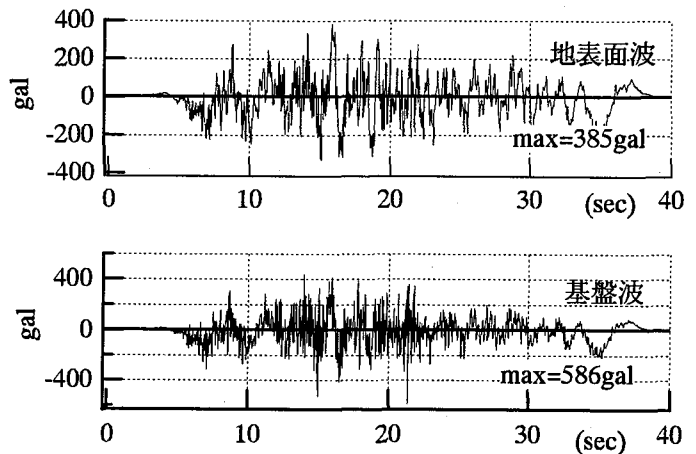


図-7 地表面および基盤での地震波形 (Type-1)

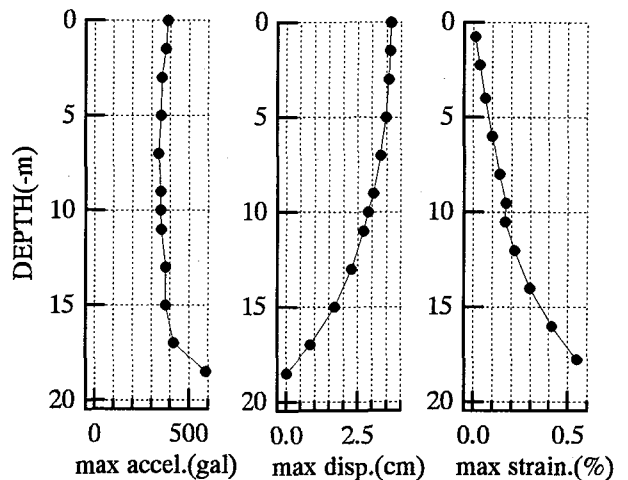


図-8 最大加速度 (Type-1)

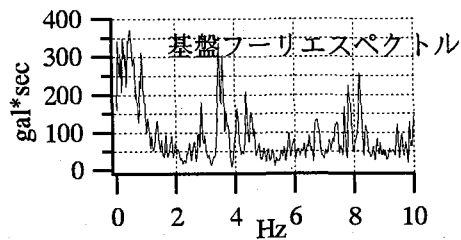
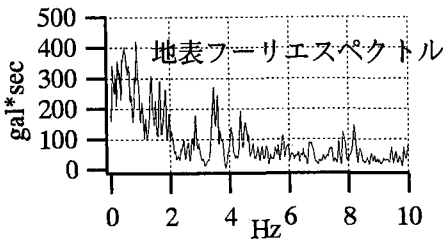
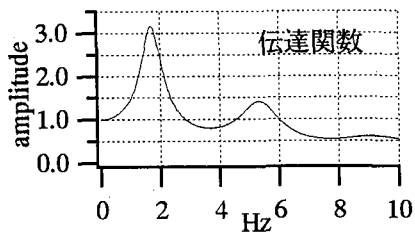


図-9 スペクトル特性 (Type-1)

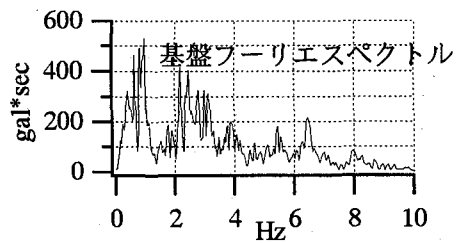
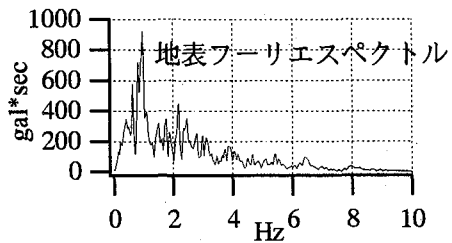
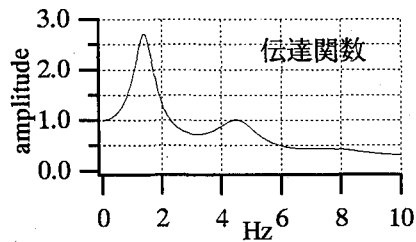


図-12 スペクトル特性 (Type-2)

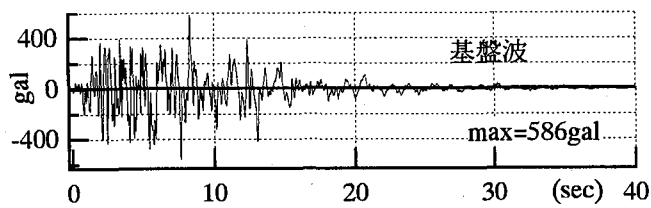
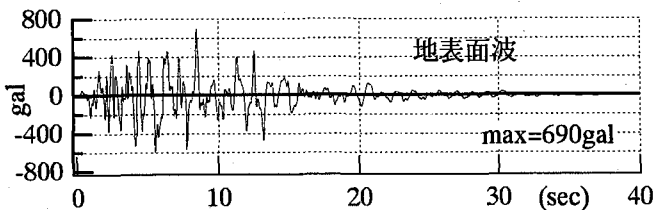


図-10 地表面および基盤での地震波形 (Type-2)

4. 解析結果

4.1 固有振動周期

Case-A に関する橋軸方向の 1 次と 2 次の固有モードを図-13 示す。1 次モードの固有振動周期は 0.629sec であり、刺激係数および応答変位図から 1 次モードが卓越していた。また、Case-B および Case-C の 1 次モードの固有振動周期はそれぞれ 0.731sec および 0.820sec であり、鋼管径が小さくなるほど全体の剛性が低下し、固有周期が長くなっていることが理解できる。しかし、これら 3 ケースの 1 次固有周期は標準応答スペクトルのピーク部分に位置するため、3 ケースとも設計震度は 0.25 とした。

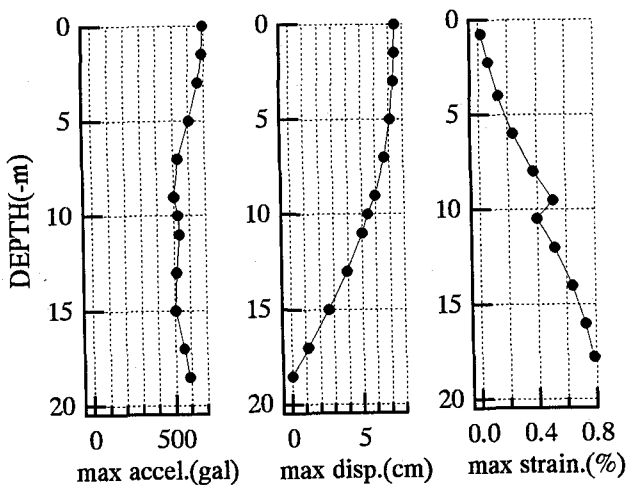


図-11 最大加速度 (Type-2)

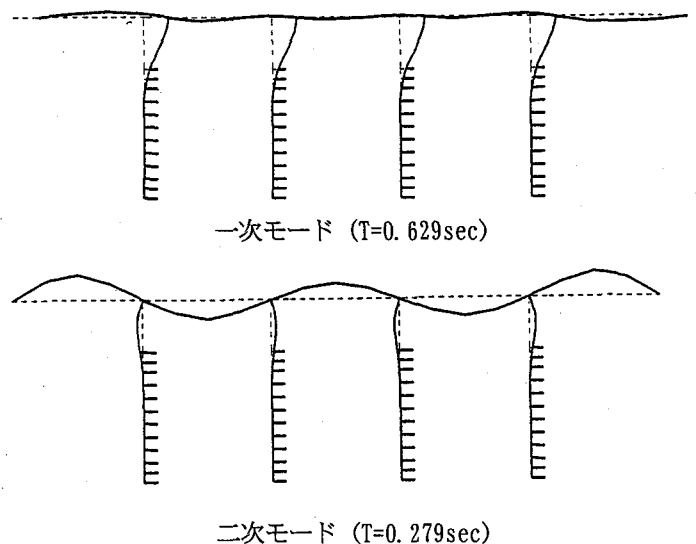


図-13 固有振動モード (Case-A)

4.2 大地震の結果

ここでは、Case-A に関する大地震時の時刻歴応答結果を述べる。図-14 は、Type-1 に関する基盤入力地震動波形および主要な応答値である。基盤での最大加速度は 586gal であるが、柱下端での最大加速度は 421gal、柱上端の最大加速度は 375gal と減少している。柱上端の加速度が柱下端より小さい原因は、入力地震動に含まれる高周波成分が柱上部に伝達される過程で減衰して取り除かれるためと考えられる。変位については、柱下端で 0.089m であるが、柱上端では 0.14m と 1.57 倍に増幅されている。また、変位図より柱上端で残留変位は発生していないことが理解できる。CFT 柱上部（二重管部の直下）の曲げモーメント M は最大 531tf.m である。

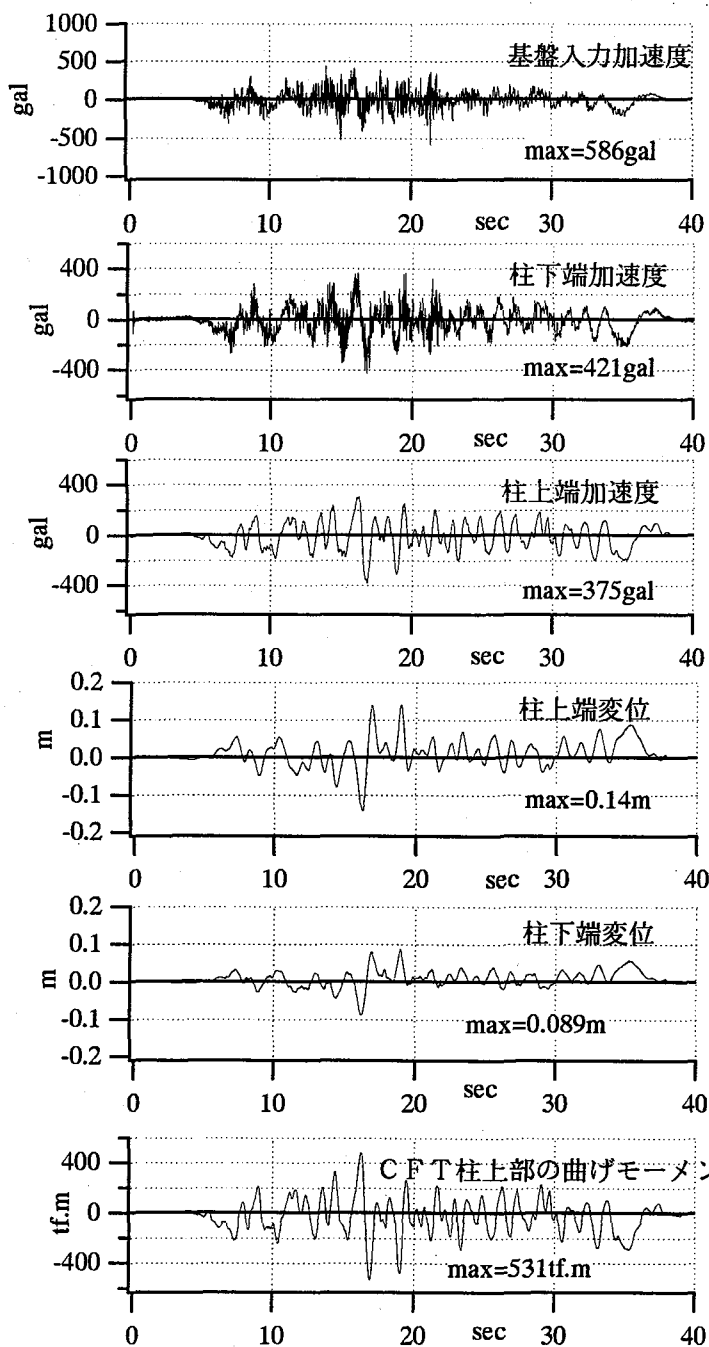


図-14 主要な時刻歴応答値 (Case-A, Type-1)

図-15(a)はCFT柱上部（二重管部の直下）の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係であるが、線形関係を示しており弾性範囲内での挙動となっている。一方、図-15(b)に示すとおり、地表面直下の地盤バネの水平力 P と水平変位 δ の関係はヒステリシス曲線を描いており弾塑性挙動となっている。したがって、地盤が構造物より先に塑性化することがわかる。

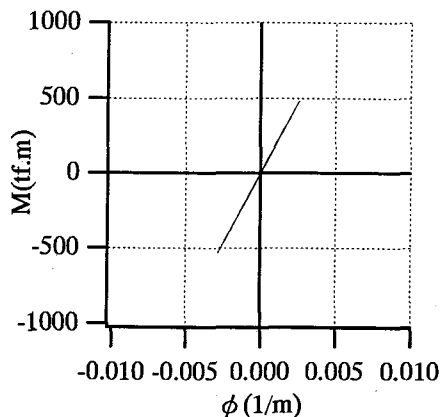


図-15(a) CFT柱上部の M - ϕ 関係 (Case-A, Type-1)

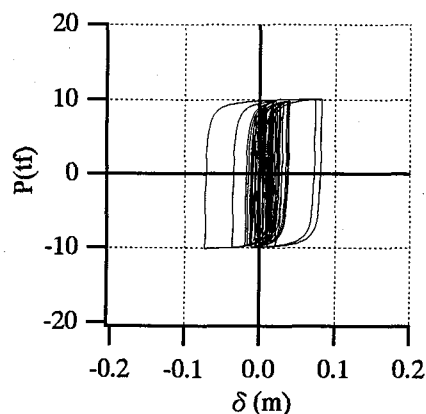


図-15(b) 地表面直下の地盤バネの P - δ 関係 (Case-A, Type-1)

図-16 は、Type-2 に関する基盤入力地震動波形および主要な応答値である。基盤での最大加速度は 586gal であるが、柱下端での最大加速度は 518gal、柱上端の最大加速度は 496gal と減少しているが、これも Type-1 と同様に高周波成分が取り除かれているためである。変位については、柱下端で 0.18m であり、柱上端で 0.27m と 1.5 倍に増幅されている。柱上端の変位図より残留変位は発生していないことが理解できる。CFT 柱上部（二重管部の直下）の曲げモーメント M は最大 652 tf.m であり、降伏モーメントを越え塑性化している。図-17(a)のCFT柱上部（二重管部の直下）の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係より、この弾塑性挙動はより明確に理解できる。図-17(b)の地表面直下の地盤バネの水平力 P と水平変位 δ の関係は弾塑性であり、しかも Type-1 より変位が 2 倍程度大きくなっている。

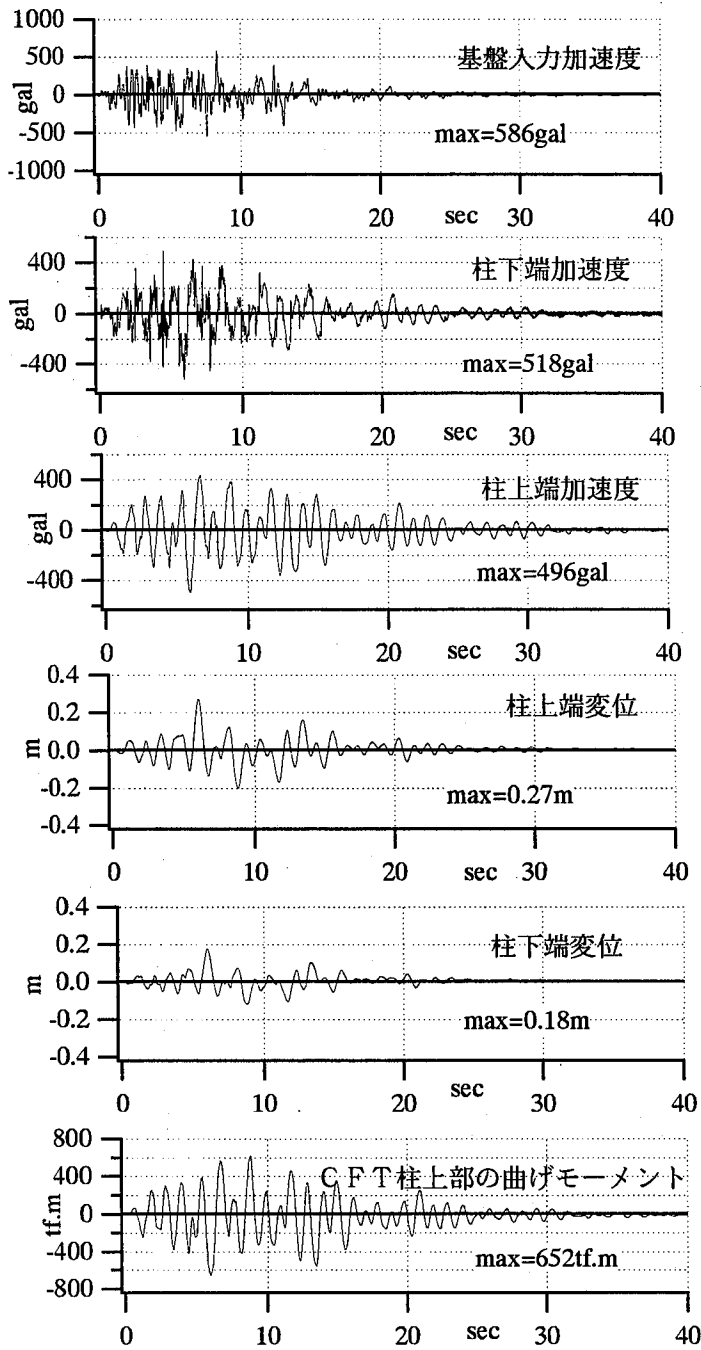


図-16 主要な時刻歴応答値 (Case-A, Type-2)

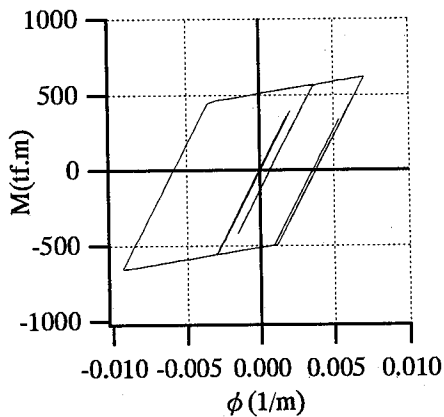


図-17(a) CFT柱上部のM- ϕ 関係 (Case-A, Type-2)

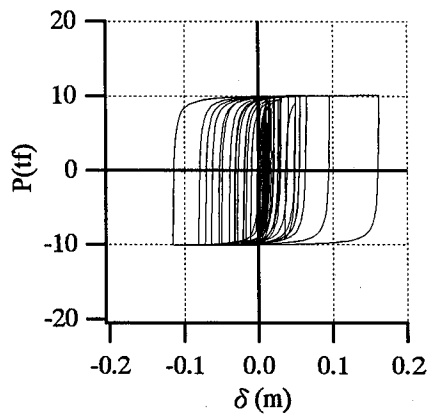


図-17(b) 地表面直下の地盤パネのP- δ 関係 (Case-A, Type-2)

4.4 最大変位および最大曲げモーメント

Case-A に関する、震度法 (以下 Type-0 と表示) ・ Type-1 ・ Type-2 の最大変位を図-18 に示す。入力地震レベルはこの順に大きいため、発生水平変位もこの順で大きくなる。とくに、Type-2 では地下部分にも大きな変位が発生する。

Case-A に関する震度法 (Type-0) ・ Type-1 ・ Type-2 の最大曲げモーメントを図-19 に示す。いずれも柱上端および杭上部に曲げモーメントのピークがあるが、CFT 柱上端の二重管直下が最初に塑性化する。また、Type-2 では地表面よりかなり深部の杭まで大きな曲げモーメントが発生しているが、これは地盤の大変形によるものであると推定される。

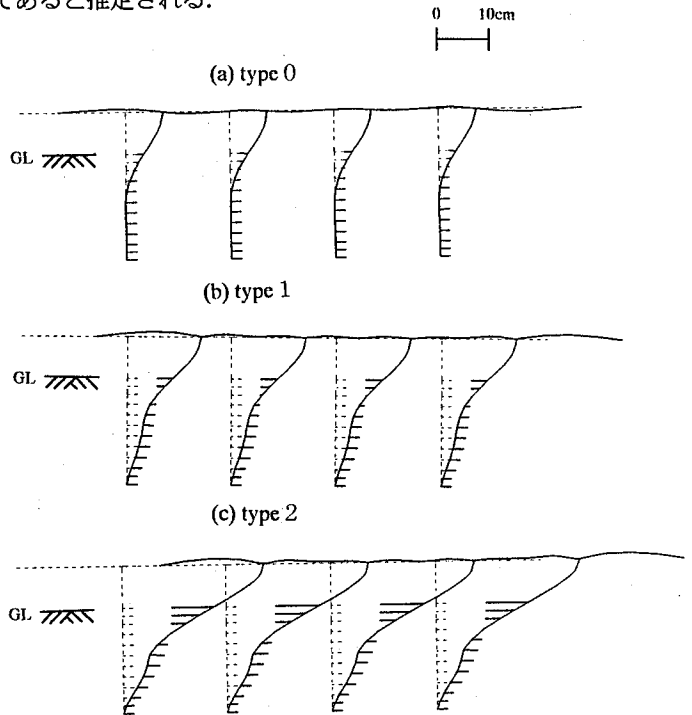


図-18 最大変位

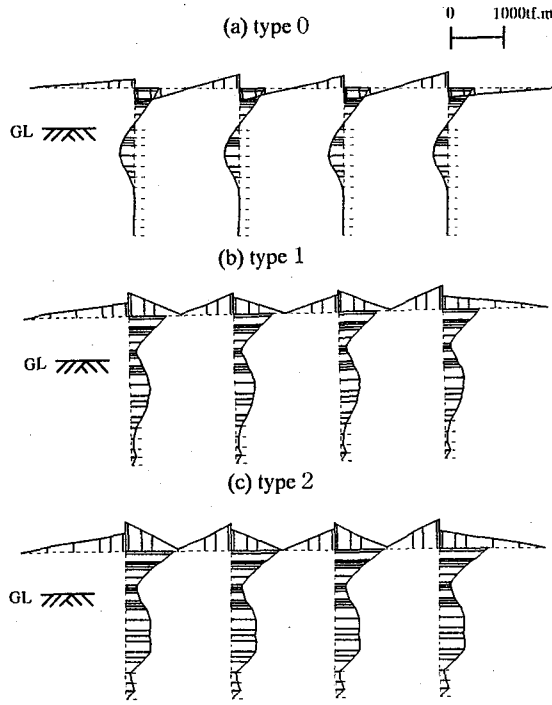


図-19 最大曲げモーメント

5. 耐力バランスおよび発生変位に関する考察

ここでは、前章で示した大地震時における計算結果を整理し、地盤を含んだ構造全体系の耐震性能および部材間の耐力バランスについて考察する。

震度法 (Type-0)・Type-1・Type-2 ごとに、各部材の終局モーメントに対する発生モーメントの比 M/M_u を図-20 に示す。ただし、コンクリート非充填鋼管杭は降伏モーメント M_y に対する比 M/M_y とした。いずれの地震タイプについても、CFT 柱の比率が大きく、当初目的どおりここに負担を集中させることができている。その他の部材はすべて弾性域内に入っている。また、すべての部材に関して入力加速度が大きい Type-0, 1, 2 の順に M/M_u または M/M_y は大きい。また、CFT 柱径に関するパラメトリックスタディーによれば、直径の小さい Case-A, B, C の順に M/M_u または M/M_y は大きい、その差は Type-2 では小さい。

CFT 柱上端に発生する最大モーメントを図-21 に示す。震度法では、鋼管径にかかわらず設計震度を一定にしているため、発生モーメントも鋼管径には依存していない。また、一次設計では M_y に対して 20%程度余裕をもたせて 90cm 径と決定したため、80cm 径においてほぼ M_y に等しくなっている。Type-1 に関しては、100cm 径では降伏モーメント以内であるが、90cm 径でほぼ一致し、80cm 径で降伏モーメントを越える。Type-2 は、すべての径で降伏モーメントを越えているが、終局モーメントには達していない。

図-22 は、図-21 に示した CFT 柱の最大モーメント M の M_u に対する比を示したものである。いずれのタイプも、鋼管径に対して右下がりになっており、鋼管径の

増加により安全率が上昇することを表している。ただし、その傾向は Type-0 が最も顕著であり、Type-2 ではその傾向が鈍い。

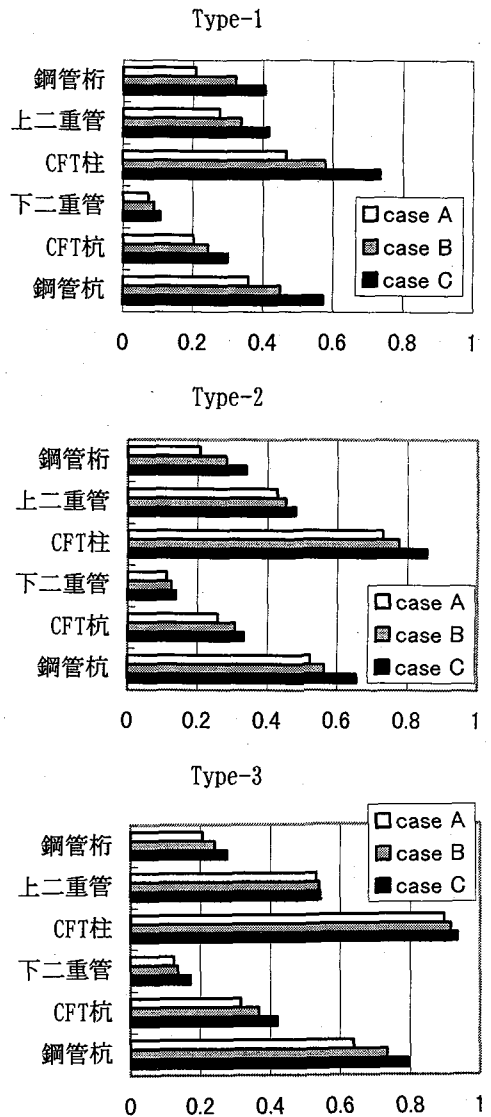


図-20 各部材の耐力バランス

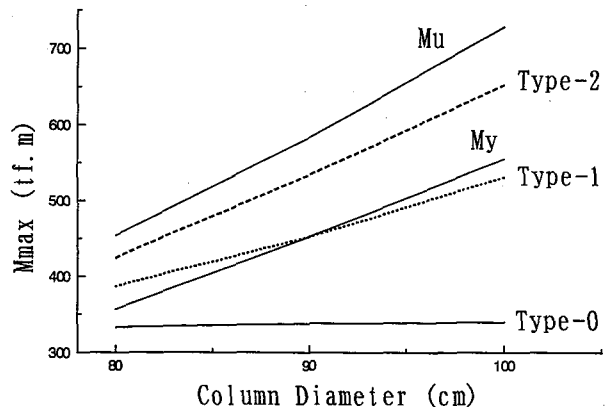


図-21 CFT 柱の最大曲げモーメント

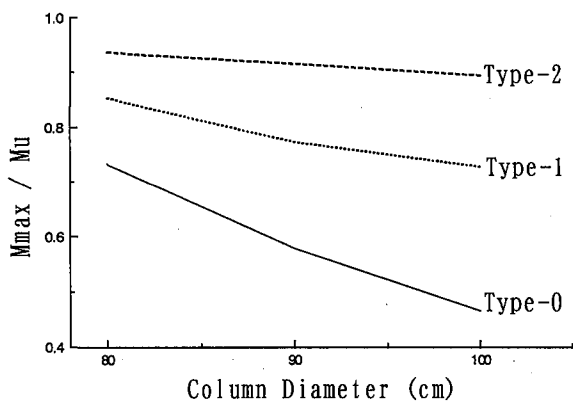


図-22 CFT柱の最大曲げモーメント比

図-23 は、CFT 柱上端の $M-\phi$ 関係を示す。縦軸は降伏曲率 ϕ_y に対する最大曲率 ϕ_{max} の比であるが、Type-0, Type-1, Type-2 の順に高くなる。その値は Type-0, Type-2 では径の違いによる変動は少ないが、Type-1 では 80cm 径のみが降伏モーメントを越えているため最大曲率比が急激に大きくなっている。また、道路橋示方書耐震編に基づき安全率 α を 1.5 とした Type-2 に関する許容塑性率 μ_a も図中に示すが、90cm 径以上では余裕があることが理解できる。

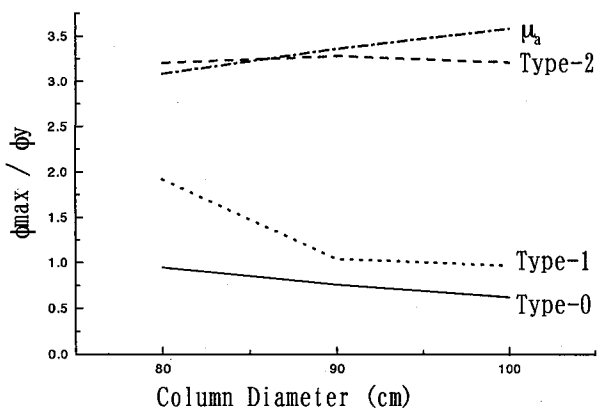


図-23 CFT柱の $M-\phi$ 関係

図-24 は、柱上端の発生水平変位の最大値 U_{top} と、柱下端での発生水平変位の最大値 U_{bot} を示したものである。Type-0 と Type-1 は鋼管径に対して右下がりになっており、鋼管径の増加により剛性が増し、変位は減少することを表している。ただし、Type-2 ではその傾向が鈍く、鋼管径によらずほぼ一定となっている。

各ケースの柱および杭の変形状態を図-25 に示す。Type-1 に関しては、Case-A, Case-B, Case-C の順に地中部および地上部とも変形が大きい。一方、Type-2 に関しては、地中部第一層の粘土層での塑性化が著しいため地盤の変位が Type-1 より大きく、地中部の杭および地上部の柱とも 3 ケースの鋼管径の変形状態の差は小さ

い。この両者の違いの理由は、Type-1 では杭と地盤の相対バネおよび CFT 柱の塑性化の程度が各ケースで差があるのに対し、Type-2 では 3 ケースとも杭と地盤の相対バネおよび CFT 柱の塑性化が十分進展しているためケース間の差が小さいと考えられる。

下部工の許容水平変位は道路橋示方書では 40cm であるが⁹⁾、発生水平変位は Type-2 でも 17cm であり許容以内である。また、柱上部での許容残留変位は高さの 1/100 すなわち 10cm であるが、発生残留変位は最大でも Type-2 で 2.4cm であり、これも十分許容以内である。ただし、鉄道橋においては橋軸直角方向に関して、列車走行時の安全性については照査する必要があるが、本形式への適用は今後の課題とした。

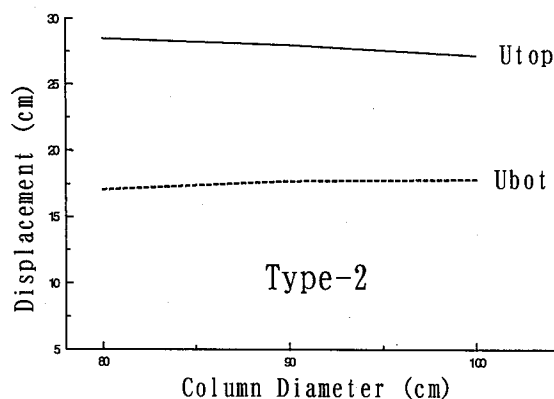
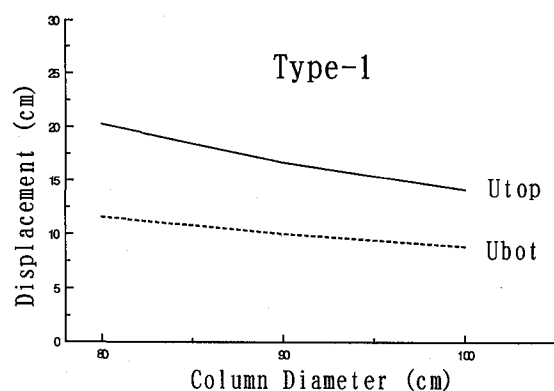
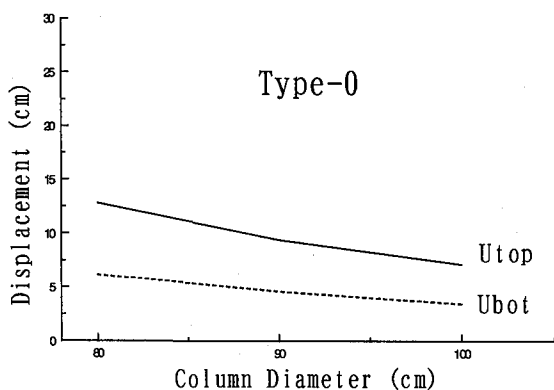


図-24 最大変位

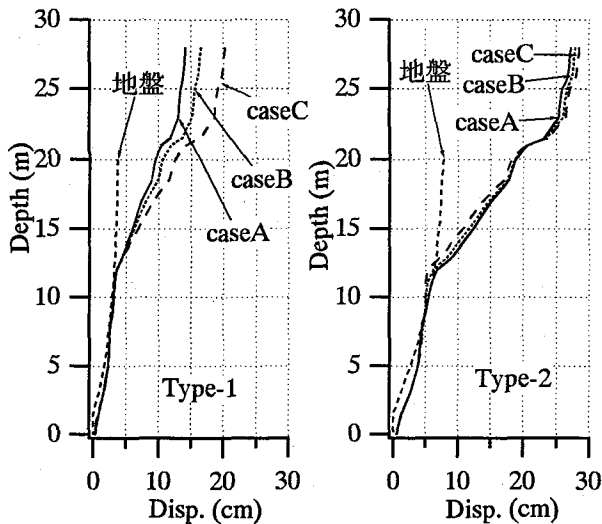


図-25 地盤と構造物の変位

6. まとめ

本論文では、コンクリート充填鋼管を用いた桁と脚と杭を一体化した新形式高架橋を試設計し、その耐震性能を地震応答解析により検討した。主な結論を以下に示す。

- 1) 震度法 (Type-0)、Type-1、Type-2 の地震力に対して、第Ⅱ種地盤上に設計された5径間ラーメン高架橋の耐震性能を検討した。Type-1、Type-2 に対する計算は、杭先端部に基盤加速度を与え、地盤内の固定点には基盤部との相対変位波形を多点入力と与える地盤応答解析とした。Type-1 では基盤波のフーリエスペクトルのピークが伝達関数のピークと一致していないため、最大加速度値が基盤から地表にむけて減少した。一方、Type-2 では基盤波のフーリエスペクトルのピークと伝達関数のピークが近いと、基盤から地表にむけて最大加速度は増幅した。
- 2) 曲げモーメント分布に関しては、CFT 柱上端の二重管部および鋼管杭に上部にピークがあるが、CFT 柱上端のみが塑性化し、鋼管杭には弾性範囲内である。Type-2 では地表面よりかなり深部の杭まで大きな曲げモーメントが発生しているが、これは地盤内の大変形によるものであると推定された。
- 3) CFT 柱の径が全体系に及ぼす影響をパラメトリック解析により検討した結果、3つの地震力に対して、鋼管径の増加とともに終局耐力に対する発生曲げモーメントの比、すなわち部材安全率は増加した。しかし、その増加率は震度法の地震力に対して最も大きく、Type-2 の地震力に対しては小さかった。ただし、いずれの地震レベルに対しても、CFT 柱のみに負担を集中させ、その他の部材はすべて弾性域内に留まるよう設計することが可能であった。
- 4) 柱上端の最大発生水平変位は、震度法・Type-1・Type-2 の順で大きくなるが、とくに Type-2 では地下部分にも大きな変位が発生している。震度法および Type-1 地震力に対しては、鋼管径の増加とともに橋脚上端の水平変位は減少したが、Type-2 においては

地盤および構造物の塑性化が支配的となり、CFT 柱の径によらず水平変位はほぼ一定であった。また、下部工の最大発生水平変位は 17cm であり、道路橋示方書に規定される 40cm の許容値以内である。また、柱上部での発生残留変位は最大で 2.4cm であり、これも十分許容以内であった。

鉄道用の実橋梁を対象にし、本形式橋の製作・施工・経済性についても別途検討した。それによるとスパンが 20-30m で延長 1km とした場合、コスト的には PC 橋とほぼ同様で、建設期間は約 15 ヶ月と推定され、非常に有望であった。また、構造的には、鋼管主桁だけでなく、より一般的な鋼 I 桁・鋼箱桁・PC 桁と CFT 柱・杭を剛結した構造にも適用できるため、汎用性も期待できる。

耐震性に優れ、かつ経済的な高架橋が望まれている現在、本研究が少しでも寄与できれば幸いである。

参考文献

- 1) 保坂、中村、西海：鋼管桁の曲げ耐力および RC 床版とのずれ止めに関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 43A、1997. 3.
- 2) 保坂、西海、中村：圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 44A、1998. 3.
- 3) Hosaka, Nakamura & Nisiumi: Design and experiments on a new railway bridge system, IABSE Symposium in Innsbruck, 1997.
- 4) 中村、白井、西海：コンクリート充填鋼管を用いた桁・脚・杭の一体化高架橋の地震応答解析、地震工学シンポジウム、1998.
- 5) 村田、高木、木下：複合構造の鉄道構造物への適用、橋梁と基礎、Vol. 31, No. 8, 1997.
- 6) 安原、村田、木下：コンクリート充填鋼管柱の埋め込み柱脚に関する実験的研究、土木学会第 51 回年次学術講演会、1996. 9.
- 7) Priestley, Seible and Calvi: Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley & Sons, 1997.
- 8) 保坂、光木、西海、中村：鋼とコンクリートを組み合わせた鉄道橋用主桁の騒音・振動低減効果に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 44A、1998. 3.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、1996.
- 10) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準、コンクリート構造物、1992.
- 11) 大塚、久納、松尾：杭基礎-地盤系の非線形時刻歴応答解析とそれによる非線形静的設計法の考察、構造工学論文集、Vol. 44A、1998.
- 12) 土岐：構造物の耐震解析、技報堂、1979.
- 13) 国生：Dynamic properties of soft clay for wide strain range, Soil and Foundation, Vol. 22, No. 4, 1982.
- 14) 岩崎、龍岡、高木：地盤の動的変形特性に関する実験的研究、広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性、土木研究所報告、第 153 号、1980.
- 15) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV 下部工編、1996.

(1998年9月18日受付)