

2 層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向の地震応答特性と耐震設計法の提案

Seismic Response Characteristics of Two-story Reinforced Concrete Frame Piers in the Transverse Direction and the Design Recommendations

寺山 徹*・運上 茂樹**・田崎 賢治***

Toru TERAYAMA, Shigeki UNJOH and Kenji TASAKI

*正会員 工修 建設省土木研究所 耐震研究室 (〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

**正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室室長 (〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

***正会員 工修 建設省土木研究所 耐震研究室 (〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

This paper describes seismic response characteristics of two-story reinforced concrete frame piers in the transverse direction. The failure mode such as ductile flexural and brittle shear failure modes of beams and columns is important issues on the response of the frame piers in the transverse direction. Firstly, the failure mode and the effect of stiffness and strength of beams and columns on strength and ductility characteristics of the whole frame structures are studied through a series of static push-over analyses and nonlinear dynamic analyses. Then an accuracy of the equivalent energy method to estimate nonlinear response is evaluated by comparing the results of static analyses and dynamic analyses. Finally, the static seismic design method of a two-story RC frame pier using static nonlinear analysis is presented.

Key Words : Two-story RC frame pier, Static push-over analysis, Dynamic analysis, Inelastic response, Design recommendation

1. はじめに

平成8年の道路橋示方書耐震設計編では、非線形域の挙動を考慮した地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリート(以下、RCと称す)ラーメン橋脚の耐震設計法が新たに導入された^{1) 2) 3)}。しかし、この設計法は1層の門形ラーメン橋脚を対象としたものであり、2層のラーメン橋脚や形状の複雑なラーメン橋脚に対する適用性については十分検討されていないため、別途検討することとされている。

そこで、筆者らは2層式RCラーメン橋脚の面内方向に対する耐震設計法の開発を目的として、中層はりや上層はり、柱部材の剛性や動的耐力が橋脚全体の動的耐力や変形性能に及ぼす影響を静的非線形解析により検討し、さらに、地震応答解析により地震時の応答特性を把握するとともに、動的解析結果との比較により等価エネルギー法に基づく静的解析法の適用性を検討した。

本報告では、以上の検討結果をまとめるとともに、これらの検討を踏まえた上で、静的非線形解析による2層式RCラーメン橋脚の耐震設計法をまとめたものである。

2. 解析対象橋脚と解析ケース

2.1 解析対象橋脚

解析対象としたのは、既存の2層式RCラーメン橋脚であり、RCラーメン橋脚の採用が多い都市高架橋を対象とし、支間長42mの鋼連続鈑桁を支持する高さ21.7mの橋脚で、橋脚の中間部に中層はりを有する構造である。本橋脚は、既存の橋脚を基本としているが、平成8年の道路橋示方書¹⁾に規定される構造細目を満足するように変更している。上部構造は上層はり上で支持され、中層はりは上部構造を支持していない。また、橋軸直角方向の支承条件は固定である。

本橋脚を図-1に示すように、はり要素を各節点で連結した2次元の骨組構造にモデル化した。各節点は、X、Y方向およびZ軸回りの回転方向を自由としている。また、上部構造および橋脚躯体の質量は各節点に集中させ、多質点系にモデル化した。水平力を受けた場合には、図の④～⑥の位置で曲げモーメントが大きくなり、塑性化が生じる可能性があるため、ここに、図-2に示すような軸力変動の影響を考慮できる完全弾塑性型の曲げモー

ントー曲率関係をもつ塑性回転バネを設けた。塑性回転バネは道路橋示方書に従い、柱下端部では柱基部から1本柱で仮定する塑性ヒンジ長 L_p の1/2だけ上の点、柱はり接合部では節点部から塑性ヒンジ長の1/2の距離だけ離れた点に設けた。ここで、塑性ヒンジ長 L_p は道路橋示方書に従い、式(1)により求めた。塑性回転バネ以外の骨組部材は降伏剛性を有する線形部材としてモデル化した。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (0.1D \leq L_p \leq 0.5D) \quad (1)$$

ここに、

D：断面高さ(m) (解析方向に対する断面寸法)

h：一層目の柱：橋脚基部から中層はり軸線までの高さの1/2(m)

二層目の柱：中層はり軸線から上層はり軸線までの高さの1/2(m)

はり：一方の柱の中心から他方の柱の中心までの距離の1/2(m)

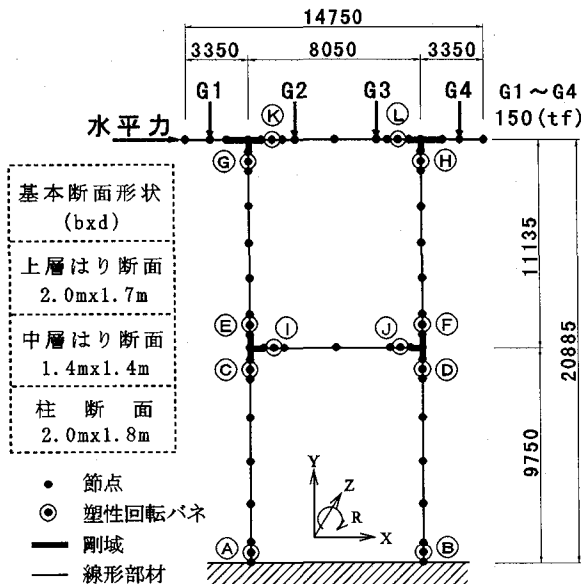


図-1 骨組モデルと基本断面形状

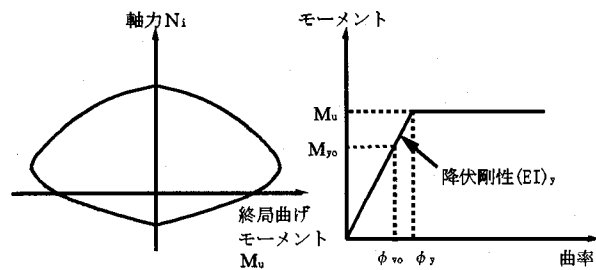


図-2 N-M 相関と各塑性回転バネの M- ϕ 関係

2.2 解析ケース

ラーメン橋脚全体の動的耐力や変形性能に及ぼすはりや柱の曲げ耐力、せん断耐力の影響を検討するために、中層はりの横拘束筋の体積比 ρ_s および中層はり、上層

はり、柱の断面をそれぞれ変化させて解析を行った。中層はりの横拘束筋の体積比としては、配筋状況を考慮し、0.28~1.77(%)に変化させた。表-1~3には、それぞれ中層はり、上層はり、柱の断面を変化させた場合の各解析ケースについて、道路橋示方書に従って算出した各部材の耐力条件等を示す。

表-1 中層はりの断面を変化させた場合の各部材の耐力

	降伏剛性 (tfm ²)	せん断耐力 (tf)	曲げ耐力 (tfm)	横拘束筋の 体積比(%)
柱基部	1.26×10^6	383.2	3004.9	0.56
上層はり	0.97×10^6	614.6	1417.8	1.06
中層はり				
解析番号 1	0.38×10^6	324.6	868.6	0.88, 1.77
解析番号 2	0.55×10^6	355.8	1243.3	0.88, 1.77
解析番号 3	0.77×10^6	409.0	1465.7	0.88, 1.77
解析番号 4	1.03×10^6	461.1	1727.0	0.88, 1.77

表-2 上層はりの断面を変化させた場合の各部材の耐力

	降伏剛性 (tfm ²)	せん断耐力 (tf)	曲げ耐力 (tfm)	横拘束筋の 体積比(%)
柱基部	1.26×10^6	383.2	2941.5	0.56
中層はり	0.38×10^6	324.6	868.6	1.77
上層はり				
解析番号 5	0.67×10^6	599.0	1092.9	1.06
解析番号 6	0.82×10^6	607.2	1356.5	1.06
解析番号 7	0.97×10^6	614.6	1648.9	1.06
解析番号 8	1.37×10^6	680.6	2043.9	1.06

表-3 柱の断面を変化させた場合の各部材の耐力

	降伏剛性 (tfm ²)	せん断耐力 (tf)	曲げ耐力 (tfm)	横拘束筋の 体積比(%)
上層はり	0.97×10^6	614.6	1648.9	1.06
中層はり	0.38×10^6	324.6	868.6	1.77
柱基部				
解析番号 9	0.95×10^6	379.1	2216.9	0.56
解析番号 10	1.10×10^6	383.2	2569.8	0.56
解析番号 11	1.26×10^6	383.2	2953.3	0.56
解析番号 12	1.79×10^6	424.8	3710.7	0.56

3. 静的非線形解析による動的耐力、変形性能の検討

3.1 解析方法

図-1の骨組モデルにおいて、上層はり位置に水平変位を静的に漸増させてR Cラーメン橋脚全体の動的耐力、変形性能の検討を行った。水平変位を漸増させていくことにより、12個の塑性回転バネに順番に塑性化が生じ始め、塑性ヒンジが6個生じると水平耐力が一定となるメカニズム状態となる。さらに、それぞれの塑性ヒンジ位置において、回転角が式(2)で表される終局塑性回転角 θ_{pu} に達する時の水平変位をそれぞれの塑性ヒンジの終局変位として算出した^{1) 2) 3)}。

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \times L_p \times \phi_y \quad (2)$$

ここに、 θ_{pu} ：塑性ヒンジにおける終局塑性回転角

ϕ_y ：降伏時の曲率(1/m)

ϕ_u ：終局時の曲率(1/m)

L_p ：塑性ヒンジ長(m)

図-3は、対象とした橋脚(解析番号1)の水平力-水平変位の関係を算出した結果を示したものである。なお

本解析で対象とした橋脚は、平成8年の道路橋示方書の構造細目を満足するように配筋を変更した断面を基本断面としており、同示方書のRCラーメン橋脚の規定に従って破壊形態の判定を行ったところ、中層はり以外は基本断面が曲げ破壊型となった。そこで、図-3では、中層はりが曲げ破壊型となるように横拘束筋の体積比を1.77%に大きくした場合について示している。

塑性ヒンジは中層はりの両端部(①,①), 上層はりの両端部(⑥,⑥), 柱部材の基部(④,④)の順番で生じ、これら6個の塑性化が生じると橋脚の水平力は一定となる。各塑性ヒンジが終局に達するのは、⑥,①,④,⑥,①,①の順番となり、橋脚基部、上層はり、中層はりの順番で終局に達する。

各々の塑性ヒンジ位置において、横拘束筋の体積比を大きくすると終局塑性回転角が大きくなるので、各塑性ヒンジ位置が終局に達するときの変位は大きくなり、また、中層はりや上層はり、柱の断面を大きくすることで橋脚の終局水平耐力は大きくなる。なお、前述のように、図-3に示した解析では、中層はりが曲げ破壊型になるように横拘束筋を増やしてせん断耐力を向上させた。ラーメン構造の面内方向の場合には、一般に橋脚全体の水平耐力が大きくなるので、はりや柱部材に作用するせん断力が大きくなり、せん断破壊型に至りやすい特性を有することに注意しなければならない。このため、耐震設計上は各部材をじん性を有する曲げ破壊型になるようにせん断耐力を向上させることが基本条件となる。

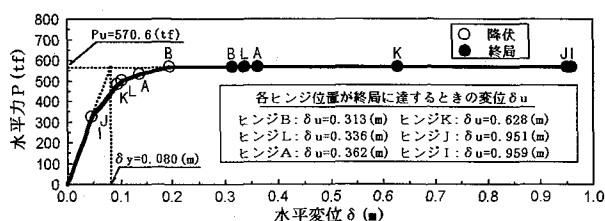


図-3 水平力-水平変位関係

3.2 解析結果

図-4は、中層はりの横拘束筋の体積比 ρ_s を変化させた場合の各塑性ヒンジ位置におけるせん断力とせん断耐力の比を示したものである。グラフの縦軸はせん断力 S をせん断耐力 P_s で除した S/P_s とし、 $S/P_s=1.0$ を基準として曲げ破壊型かせん断破壊型かの破壊形態を判定することができる。せん断力は、各塑性ヒンジ位置において、終局変位に達するときの値である。これによると、本橋脚の場合には、中層はりの横拘束筋の体積比 ρ_s が1.77%の場合に曲げ破壊型($S/P_s \leq 1.0$)となる。

図-5~7は、それぞれ中層はり、上層はり、柱の断面を変化させた場合の各塑性ヒンジ位置におけるせん断力とせん断耐力の比を示したものである。この中で、中層はりについては、断面を変化させても横拘束筋の体積比はすべて一律に0.88%に設定した。これは、中層はりの

剛性を大きくするだけで、破壊形態がせん断破壊から曲げ破壊へ移行できるかどうかを検討するためである。

まず、図-5の中層はりの断面を変化させた解析では、中層はりの剛性を大きくするだけでは中層はりの S/P_s は1.0を下回ることはないので、中層はりがせん断破壊型から曲げ破壊型に移行することはないことがわかる。これは中層はりの剛性を大きくするとせん断耐力 P_s が大きくなるが、同時に、発生せん断力 S も大きくなるためである。次に、図-6によると、上層はりの剛性が大きくなるにつれて上層はり自身の S/P_s は大きくなり、解析7ではせん断破壊型($S/P_s > 1.0$)に移行した。また、図-7によると、柱の剛性が大きくなるにつれて柱自身の S/P_s は大きくなる傾向があるが、この場合ははり部材のせん断力には影響を与えないことがわかる。

以上のことから、部材の剛性を大きくするとせん断耐力を増加させることはできるが、同時に、剛性の増加によるせん断力が大きくなるので、破壊形態をせん断破壊から曲げ破壊に移行させることは難しいことがわかった。

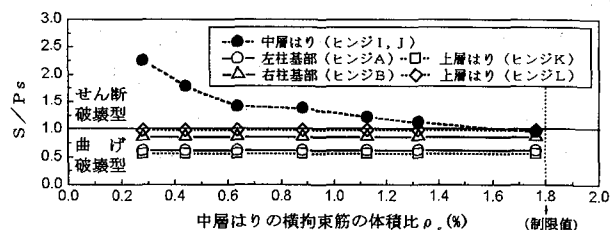


図-4 中層はりの横拘束筋の体積比と S/P_s の関係

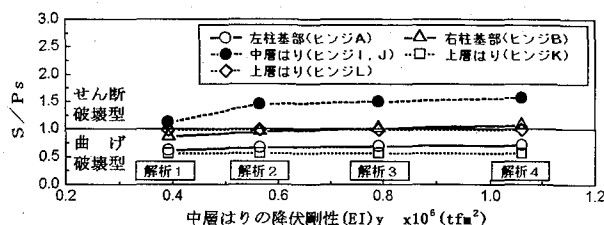


図-5 中層はりの降伏剛性と S/P_s の関係

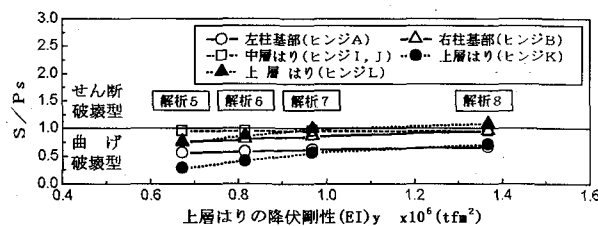


図-6 上層はりの降伏剛性と S/P_s の関係

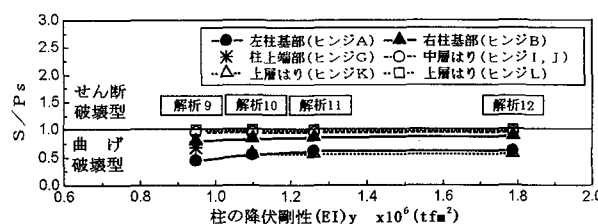


図-7 柱の降伏剛性と S/P_s の関係

4. 地震応答特性

4.1 解析方法

図-1の骨組モデルの中で、塑性ヒンジ長 L_p に相当する弾塑性回転バネを設けた要素を2次元弾塑性はり要素としたモデルを用いて動的解析を行った。入力地震動としては、道路橋示方書¹⁾に規定されているタイプⅠ、Ⅱの地震動（各地盤種別に対してそれぞれ3波）とした。各部材の履歴モデルとしては、剛性低下を考慮しない軸力変動型のバイリニアモデルを用い、時々刻々と変化する軸力に対して終局モーメント M_u を変化させ、各時間ステップごとに橋脚全体の剛性を収束させた。数値計算には Newmark のβ法を使い、 $\beta=1/4$ とした。また、応答計算の時間刻みは 0.005s、粘性減衰マトリクスとしては、降伏剛性を用いた Rayleigh 減衰とした⁴⁾。表-4に、中層はりの降伏剛性を変化させたケースのうち、解析番号1の構造モデルにおける各振動モードの有効質量および固有周期を示す。これによると、1次モードの有効質量が 87 %で他のモードに比較して大きく、本橋脚では1次モードが卓越することがわかる。また、2次モードまで考慮すると有効質量の累積は 93 %となる。したがって、Rayleigh 減衰としては、1次および2次の振動数に着目し、各々の振動数に対する減衰定数を2 %とした。

表-4 各振動モードの有効質量および固有周期

次数	有効質量(%)	有効質量の累積(%)	固有周期(sec)
1	87	87	0.704
2	6	93	0.107
3	0	93	0.087
4	1	94	0.065
5	0	94	0.062

4.2 解析結果

図-8～10は、それぞれⅡ種地盤のタイプⅡ地震動に対して中層はり、上層はり、柱の降伏剛性を変化させた場合の各塑性ヒンジ位置に生じる最大応答曲率 ϕ_{max} を示したものである。グラフの縦軸は最大応答曲率を各断面の終局曲率で除した ϕ_{max}/ϕ_u を表す。ここで、応答値は3波形の入力地震動に対する平均値を用いている。なお、タイプⅠ地震動に対しては、中層はり以外のほとんどの部材が非線形域に達しておらず、 ϕ_{max}/ϕ_u は 1.0 を大きく下回り、設計上はタイプⅡ地震動に対して断面が決定されると判断したため、解析結果のグラフを省略した。

図-8によると、タイプⅡ地震動に対して中層はりの剛性を大きくすることで、柱部材に生じる最大応答曲率を小さくして $\phi_{max}/\phi_u \leq 1.0$ とすることが可能である。これは、中層はりの剛性を大きくすることでラーメン橋脚全体の剛性が大きくなり、応答が小さくなるためである。これに対して、図-9によると、上層はりの剛性が大きくなるにつれて、上層はり自身の応答曲率は小さくなるが、柱部材の応答曲率が逆に大きくなる傾向があることがわかる。これは、はり部材と柱部材の剛性のバランスによ

り、上層はりの剛性を大きくすると相対的に柱の剛性が小さくなり、柱基部の応答曲率が大きくなったものと考ええる。即ち、今回解析対象とした橋脚のように、上部構造による地震時慣性力が上層はり位置に作用する場合に、柱基部の地震時応答を小さくするためには、上層はりの剛性を大きくするよりも中層はりの剛性を大きくする方が有効であることがわかる。

また、図-10によると、柱の剛性が大きくなるにつれて、柱部材の応答曲率は小さくなっているが、はり部材の最大応答曲率はほとんど変化していない。また、柱の剛性が小さい解析番号9では、柱基部(④,⑧)、中層はり(①,①)、上層はり(⑧,①)に加えて2層目柱上端の塑性回転バネ(⑥,⑩)が塑性域に達して塑性ヒンジとなり、合計8個の塑性ヒンジが生じた。この理由は、動的解析の中で、時々刻々と変化する軸力に対して曲げ耐力の小さい2層目柱上端部も降伏耐力に達して塑性化したためである。図-7に示した静的解析結果では、④,⑧,①,①,⑥,①の6箇所位置に塑性化が生じた。これは、静的解析では一方向に荷重を作用させるが、逆方向の荷重も考えられるので、動的解析で生じた8箇所の塑性ヒンジと静的解析とは対応している。

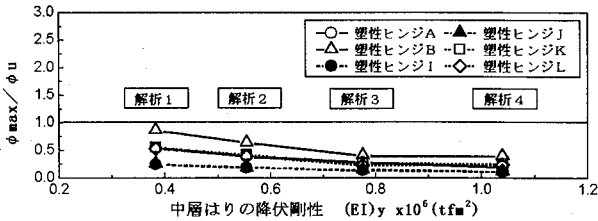


図-8 中層はりの降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係(タイプⅡ地震動)

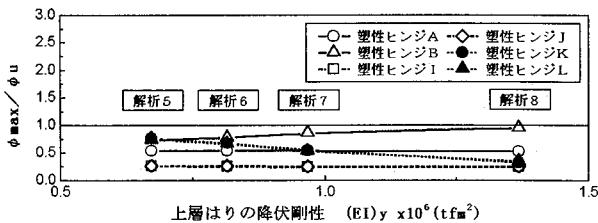


図-9 上層はりの降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係(タイプⅡ地震動)

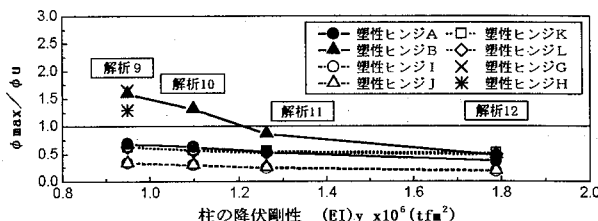


図-10 柱の降伏剛性と ϕ_{max}/ϕ_u の関係(タイプⅡ地震動)

5. 等価エネルギー法に基づく静的解析法の適用性

表-4に示したように、本橋脚は1次モードが卓越するため、2層式RCラーメン橋脚の非線形応答に対する等価エネルギー法の適用性を検討した。動的解析結果と静

的解析結果を比較するために、式(3)に示す係数 γ を用いて検討した^{5) 6)}。

$$\gamma = \frac{\delta_{EL}}{\delta_{NL}} \quad (3)$$

$$\delta_{EL} = \frac{1}{2} \delta_y \left\{ \left(\frac{k_{hc} \cdot W}{P_u} \right)^2 + 1 \right\} \quad (4)$$

ここに、

δ_{EL} ：等価エネルギー法によって近似される弾塑性
応答変位（図-11参照）

δ_{NL} ：非線形動的応答解析による最大応答変位

δ_y ：水平変位漸増解析で算出されるラーメン橋脚
の降伏変位

P_u ：ラーメン橋脚の終局水平耐力

k_{hc} ：道路橋示方書に規定する地震時保有水平耐力
法に用いる設計水平震度

W ：道路橋示方書に規定する地震時保有水平耐力法
に用いる等価重量

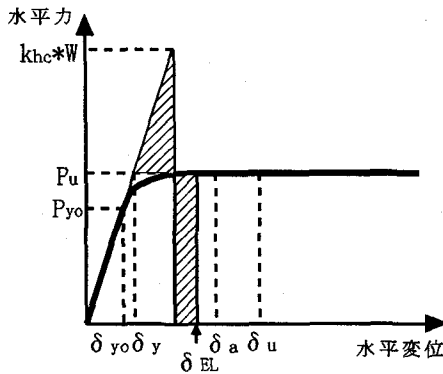


図-11 水平変位漸増解析による等価エネルギー法の概念図

図-12は、本解析で対象とした橋脚の係数 γ を示したものである。ここで、解析の対象とした橋脚の固有周期は0.6～0.7秒程度である。この図より、地盤種別による地震動の違いによって、 γ は、0.9～1.6程度となることがわかる。この δ_{EL} と δ_{NL} の比較の概念図として、図-13に慣性力と応答変位（上層はり中心位置）の履歴曲線の一例を示す。グラフ中の太線は静的な水平変位漸増解析結果から得られる水平力－水平変位関係であり、上記の等価エネルギー法から近似された最大応答変位と動的解析から求められた最大応答変位はよく一致しているのがわかる。

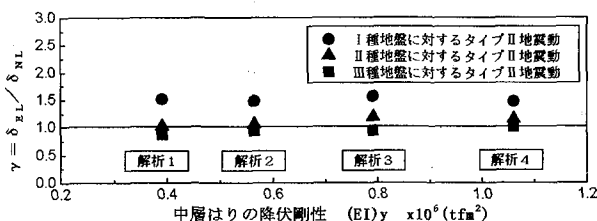


図-12 係数 γ による等価エネルギー法の評価

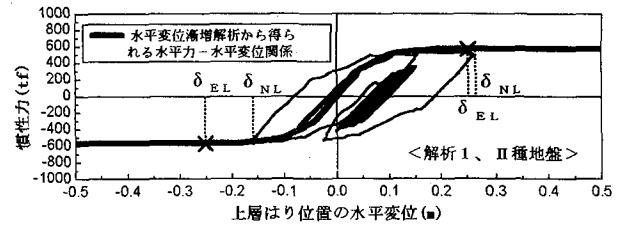


図-13 慣性力と応答変位関係

6. ラーメン橋脚全体の終局変位と耐震設計法

静的非線形解析によるラーメン橋脚全体系の変位を照査することによって耐震性を判断する場合、特定の塑性ヒンジの応答曲率が終局曲率を大きく上回らないように、ラーメン全体系の終局変位を決定する必要がある。そこで、終局変位を決定するために次のような検討を行った。

まず、静的な水平変位漸増解析によって得られた水平力－水平変位関係の中で、6個の塑性ヒンジのうち、1個目、2個目、3個目・・・、6個目の塑性ヒンジが終局に達したときの水平変位をラーメン橋脚全体の終局変位 δ_u とし、それぞれの場合の許容変位 δ_a を式(5)によって求める。次に、それぞれの場合の許容変位 δ_a に対応する各塑性ヒンジ位置の応答曲率 ϕ_r を求め、終局曲率 ϕ_u をどの程度超えているのかを検討した。その結果を各解析ケースに対してまとめたものを図-14に示す。グラフの縦軸には各塑性ヒンジ位置の応答曲率 ϕ_r を終局曲率 ϕ_u で除した ϕ_r/ϕ_u を表す。図中には、1個目から6個目までの塑性ヒンジがそれぞれ終局に達したときの水平変位をラーメン全体系の終局変位と見なした場合について、各塑性ヒンジの ϕ_r/ϕ_u の値が最も大きかったものをプロットしている。この図によると、4個目を終局変位とした場合の ϕ_r/ϕ_u の値は2.0程度である。各塑性ヒンジの終局を一本柱形式の橋脚の塑性ヒンジと同等にするならば、 ϕ_r は塑性ヒンジの許容曲率 ϕ_a 以下にする必要がある。しかしながら、ラーメン橋脚は不静定構造であることから、一部の部材が設計上の曲げモーメントに対する抵抗が低下しても、その部材が支持する軸力のみを保持できれば、ラーメン橋脚全体としては水平耐力が急激に低下しにくいと考えられるため、対象としたラーメン橋脚に対して4個目の塑性ヒンジが終局に達するときをラーメン橋脚全体系の終局変位とする考え方を提案する。これについては、実験的な検討をする必要があるとともに、横拘束筋の条件によっては終局変位が過大になり、部材の塑性化が大きく進展している可能性がある場合もあることに注意する必要がある。

$$\delta_a = \delta_y + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha} \quad (5)$$

ここに、 α ：道路橋示方書に規定される安全係数

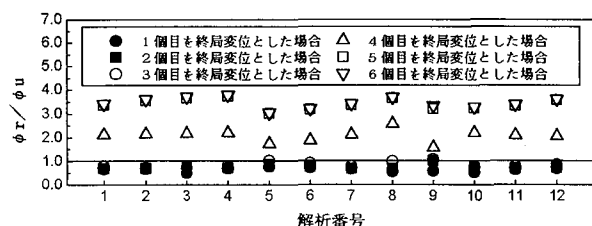


図-14 静的解析による各塑性ヒンジの応答曲率

前述した結果より、2層式RCラーメン橋脚の設計法を以下のように提案する。

静的な水平変位漸増解析によって得られた水平力-水平変位関係の中で、6個の塑性ヒンジのうち、4個目の塑性ヒンジが終局に達したときの水平変位をラーメン橋脚の終局変位 δ_u とした許容変位 δ_a を式(5)によって求める。そして、図-11に示すように、等価エネルギー法によって近似されたラーメン橋脚の弾塑性応答変位 δ_{EL} と許容変位 δ_a とを比較し、式(6)を満足するように設計を行うものである。

$$\delta_{EL} \leq \delta_a \quad (6)$$

以上のように、4個目の塑性ヒンジが終局に達したときをラーメン橋脚全体系の終局と定義した場合に、動的解析により今回の対象橋脚の安全性を検討した。動的解析から求められる応答変位の許容変位に対する変位余裕係数 β_s を式(7)によって定義する。

$$\beta_s = \frac{\delta_a}{\delta_{EL}} \quad (7)$$

ここに、 δ_a ：水平変位漸増解析で算出されるラーメン橋脚の許容変位

図-15は、タイプII地震動に対するラーメン橋脚全体系の変位余裕係数 β_s と非線形動的解析から得られる各塑性ヒンジ位置の最大応答曲率 ϕ_{max} との関係を比較した結果を示したものである。グラフの縦軸は最大応答曲率を各断面の終局曲率で除した ϕ_{max} / ϕ_u を表す。これによれば、今回対象とした橋脚はいずれも $\beta_s \geq 1.0$ で許容変位以内となった。また、許容変位ぎりぎりの場合には、塑性ヒンジ位置の最大応答曲率が終局曲率を超える場合もあるが、ほとんどの解析ケースでは、塑性ヒンジ位置に生じる応答曲率は終局曲率以内となっている。

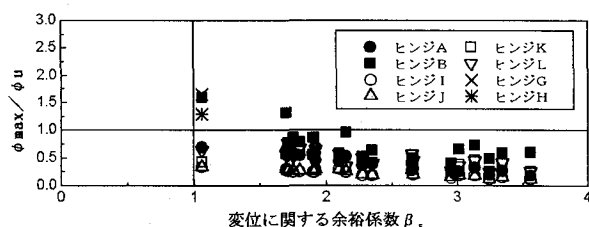


図-15 動的解析による各塑性ヒンジの最大応答曲率

7. まとめ

本研究では、2層式RCラーメン橋脚の地震時応答特性を把握するとともに、耐震設計法の提案を行った。

検討結果をまとめると以下の通りとなる。

- ①既存の橋脚断面に対して、横拘束筋の体積比を大きくすることで各部材は曲げ破壊型となるが、特に、中層はりは多くの帯鉄筋量が必要となる。
- ②中層はりの剛性を大きくしても、中層はり自身の破壊モードはせん断破壊から曲げ破壊に移行できない。さらに、中層はりの剛性を大きくすると、柱部材の破壊モードを曲げ破壊からせん断破壊に移行させる可能性がある。
- ③動的解析の結果によると、中層はりの剛性を大きくすると、各部材の塑性化した断面の応答曲率を小さくすることができる。一方、上層はりの剛性を大きくすると、逆に柱基部の応答曲率が大きくなる。
- ④本解析で対象とした橋脚（固有周期 $T=0.6 \sim 0.7$ 秒）に対して、等価エネルギー法の適用性を検討したところ、地盤種別による地震動の違いによって、係数 γ は、0.9～1.6程度の値となり、比較的よい近似が得られた。
- ⑤2層式RCラーメン橋脚の4個目の塑性ヒンジが終局に達したときを終局状態とする静的非線形解析による耐震設計法を提案した。

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)寺山 徹・大塚久哲・長屋和宏・佐藤貴志・田崎賢治：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計，土木技術資料 39-2，pp.44-49，1997.2
- 3)寺山 徹：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性の照査，基礎工 Vol.25-3，pp.68-73，1997.3
- 4)例えば，Ray W.Clough, Joseph Penzien：DYNAMICS OF STRUCTURE, McGraw-Hill, Inc, 1975
- 5)川島一彦・長谷川金二：鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究，土木学会論文集 No.483/I -26，pp.137-146，1994.1
- 6)川島一彦・長谷川金二・小山達彦・吉田 武：等価エネルギー法による鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答変位の推定精度，土木技術資料 29-5，pp.15-20，1987.5

(1997年9月26日受付)