

論文 RC2層ラーメン構造の耐震性能に及ぼす中層ばりの力学的特性の影響

田中 慎介*1・武田 篤史*2・井林 康*3・鈴木 基行*4

要旨: RC2層ラーメン構造の地震時挙動について、主に中層ばりに着目し、その果たす役割を力学的、あるいはエネルギー的な側面から、時刻歴応答解析により検討した。その結果、中層ばりをせん断降伏させるとその影響が天端最大応答変位および残留変位の増加につながることで、中層ばりをせん断降伏させないためには、中層ばりの曲げせん断耐力比を一定値以上にしなければならないこと、さらに中層ばりの曲げせん断耐力比をある値以上にしても全体の変形性能に及ぼす影響は小さいことなどの結論を得た。

キーワード: RC2層ラーメン、耐震性能、中層ばり、せん断降伏、天端最大応答変位

1 はじめに

1978年6月の宮城県沖地震により、当時建設中の東北新幹線のRC2層ラーメン高架橋に大きな被害を生じた。特に、宮城県内においては、そのRC2層ラーメン高架橋の中層横ばり(以下中層ばりと略)にひびわれなどの被害が生じた[1]。幸いにして、落橋などの被害は報告されなかったが、2層ラーメンは不静定構造物であるため、独立柱形式の構造とは地震時挙動や被害メカニズムが異なるのではないかという事が被害から容易に推定された。

また、1995年1月に発生した兵庫県南部地震により、再びこのような高架構造物に大きな被害が生じ、しかも、その被害程度は宮城県沖地震時のそれに比べるとはるかに大きいものであった。その被害原因の検討の結果、a) 構造物の応答に及ぼす部材降伏後の挙動の影響、および、b) 構造部材の損傷が構造系全体に与える影響などについて、さらに詳細な検討が必要であることが報告されている[2]。

本研究では、これらの状況を踏まえ、RC2層ラーメン構造物を対象に、中層ばりの力学的特性がRC2層ラーメン構造物の地震時挙動に及ぼす影響について解析的に検討することを目的とした。すなわち、柱の断面諸元は一定とし、中層ばりの軸方向鉄筋比およびせん断補強筋比を変化させ、天端最大応答変位、各部材の塑性率あるいはエネルギー吸収量などの時刻歴変化の様子を解析的に把握しようとするものである。特に中層ばりが終局を迎えた後のラーメン構造物の挙動についても検討した。さらに、これらの解析結果を踏まえ、耐震設計上の留意点についても考察を行った。

2 解析方法

2.1 高架橋モデル

本研究で、対象としたのは図-1に示すように東北新幹線標準設計の高さ12mの線路直角方向のRC2層ラーメン高架橋である。このRC2層ラーメン高架橋の橋軸直角方向(図-1の囲み部分)

*1 東北大学大学院 工学研究科土木工学専攻(正会員)

*2 (株)大林組、工修

*3 東北大学大学院 工学研究科土木工学専攻、工修

*4 東北大学大学院 教授 工学研究科土木工学専攻、工博(正会員)

を取り出し、その質量を均等に並列フレームで負担させると仮定し、基礎固定型の2質点系にモデル化を行い、それをマトリクス法で解析した。各層の質量は、1層目は6.78 tf・s²/m、2層目は23.27tf・s²/mであった。

この高架橋は水平設計震度 $k_h = 0.25$ として設計され、柱の断面寸法は、上柱・下柱ともに100cm × 100cm、中層ばりでは高さ100cm × 幅80cmである。柱および中層ばりにおける配筋状態を図-2に示す。柱の軸方向鉄筋比は1.17%、および中層ばりの圧縮および引張鉄筋比はともに0.803%であった。この標準高架橋のせん断補強筋は、柱および中層ばりともにD13鉄筋を10cm間隔に軸方向主鉄筋を取り囲むように垂直に配置されており、せん断補強鉄筋比は柱および中層ばりともに0.25%であった。

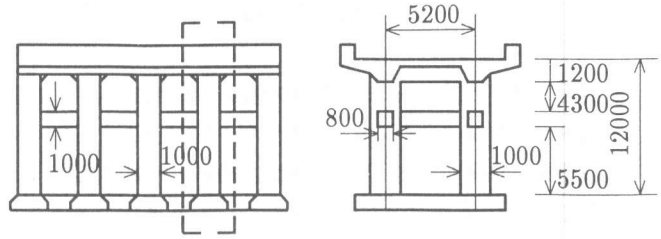


図-1 解析対象高架橋 (mm)

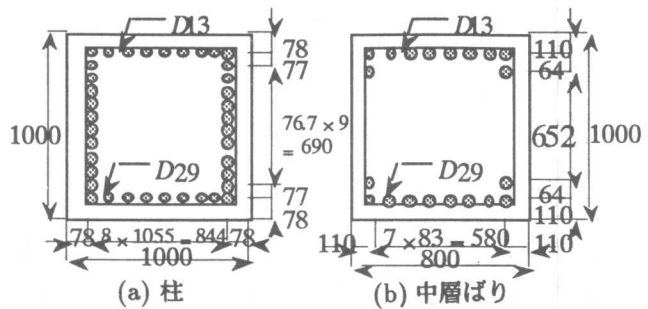


図-2 断面における配筋状態 (mm)

2.2 中層ばりの終局状態

中層ばりの終局後の解析も行うために、部材の終局状態を部材がせん断降伏した時、あるいは部材が有する変形能を越える変形をした時と定義した。部材の変形能については、以下に示す土木学会阪神大震災調査研究特別委員会靱性評価WGによる靱性率評価式 [3] を用いて算定した。

$$\mu = \mu_0 + (1 - \mu_0)(\sigma_0/\sigma_b) \quad (1)$$

$$\mu_0 = 12\left(\frac{0.5V_c + V_s}{V_{mu}}\right) - 3 \quad (2)$$

ここに、 μ : 靱性率、 σ_0 : 作用軸圧縮応力、 σ_b : つりあい破壊時の作用軸圧縮応力、 V_c : コンクリートが負担するせん断力、 V_s : せん断補強筋が負担するせん断力、 V_{mu} : 曲げ耐力

2.3 スケルトンカーブおよび復元力特性

高架橋の挙動を考えるにあたり、部材断面の曲げモーメント-曲率関係においては、図-3に示すようなテトラリニア-型のスケルトンカーブを持つ耐力低下型モデルとした [4]。スケルトンカーブの各折点の座標は静的弾塑性解析により算定した。すなわち、ひびわれ発生時については部材断面の最外縁応力度がコンクリートの引張強度に達した時、また、部材降伏については最外縁引張鉄筋応力度が鉄筋の降伏強度に達した時とした。また、降伏後剛性 k_p は一般によく用いられている降伏剛性 k_y の0.05倍とし、除荷時剛性 k_r は最大応答曲率 θ_{max} と降伏曲率 θ_y を用いて式 (3) によるものとして求めた。

$$k_r = k_y \left| \frac{\theta_y}{\theta_{max}} \right|^{0.4} \quad (3)$$

終局後の剛性 K_d は耐力低下が表現できる町田ら [4] の提案した式 (4) を用いた。

$$\left(-\frac{k_d}{k_y} \right) = \frac{1.299}{\mu - 1} - 0.0539 \quad (4)$$

ここに、 μ については式 (1) から求まる値を用いた。

せん断力 - せん断変形角関係については図-4のように、トリリニア-型のスケルトンカーブを持つ原点指向型モデルを採用した。それらの折点の座標の算定は土木学会標準示方書 [5] の方法に従った。なお、せん断降伏後の剛性については十分には解明されていないが、降伏点以降のせん断力は 0 と仮定して解析を行った。すなわち、本研究では部材がせん断降伏すると同時にせん断破壊することになる。せん断力による変形量は曲げによる変形量と独立させて算定し、最終的に曲げとせん断による変形量を加えて部材の変形量とした。

2.4 動的解析法

一般に多自由度系の振動方程式は式 (5) のように表現される。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = (F_g(\ddot{y})) \quad (5)$$

ここに、 $[M]$: 質量マトリクス、 $[C]$: 減衰マトリクス、 $[K]$: 剛性マトリクス、 $\{\ddot{y}\}$ 、 $\{\dot{y}\}$ 、 $\{y\}$: それぞれ応答加速度、応答速度、応答変位のベクトル、 $(F_g(\ddot{y}))$: 地動加速度ベクトル
質量マトリクス 集中質量法に基づき、次のような条件で質量マトリクス $[M]$ を算定した。

- 2層目の質量は上層横ばりの軸線上、1層目の質量は中層横ばりの軸線上に集中するものとする。
- 柱の質量は、層高の半分までを各層の質量に加えるものとする。
- 上層縦ばりおよび中層縦ばりの質量、またスラブ・軌道スラブ・防音壁の質量は1径間分をそれぞれの層に加えるものとする。

減衰マトリクス 初期減衰としては、粘性減衰系の Rayleigh 減衰を用いた。本解析では Rayleigh 減衰のうち各次モードの減衰定数を与える方法 [6] により、減衰マトリクス $[C]$ を算定した。

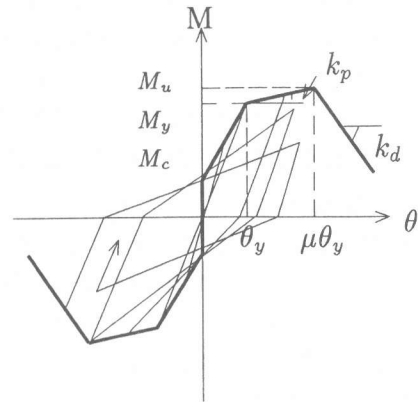


図-3 曲げモーメント - 曲率の関係

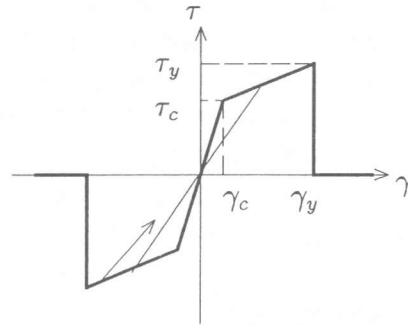


図-4 せん断力 - せん断変形角の関係

その際用いるモードベクトルおよび固有振動数は、剛性を初期剛性とした固有値解析により求めることにした。なお、減衰定数 h_s は1次、2次ともに0.02と仮定した。

剛性マトリクス 部材モデルにはGibersonモデル[7]を用いる。これと、2.3で示した復元力モデルより、部材剛性マトリクスを算定し、接点での回転慣性を無視することにより自由度を水平層の変位数、すなわち2自由度系に縮小した剛性マトリクス $[K]$ を用いる。

2.5 数値積分法

本研究においては、Newmarkの β 法[8]を用いて $\beta = 1/6$ の線形加速度法により計算した。なお計算の刻み時間は0.002秒であり、安定を確認した後を用いた。

2.6 入力地震波

入力地震波として兵庫県南部地震において記録された、神戸海洋気象台(I種地盤)NS成分、JR鷹取(II種地盤)EW成分、および東神戸大橋(III種地盤)N12°W成分の3波形を用いた。なお本研究では中層ばりが終局を迎えた後の構造物の挙動を把握したいため、構造物が崩壊に至らないように、それぞれの地震波を最大加速度が300galになるように拡大・縮小して用いた。

3 解析結果と考察

3.1 天端最大応答変位 - 曲げせん断耐力比の関係

柱の軸方向鉄筋比およびせん断補強筋比は標準高架橋のまま一定とし、中層ばりの軸方向鉄筋比をA:0.484%、B:0.633%、C:0.803%およびD:1.196%に変化させ、そのそれぞれについてせん断補強筋比を0.1、0.2、0.3、0.4および0.5%に変化させ解析を行った。すなわち中層ばりの曲げせん断耐力比(せん断耐力/曲げ耐力)を0.50から2.37まで変化させて解析を行った。図-5および図-6は神戸海洋気象台(I種)および東神戸大橋(III種)でとれた地震波を入力した時の天端最大応答変位と曲げせん断耐力比との関係を示したものである(黒塗り部分は中層ばりがせん断降伏していることを示す)。

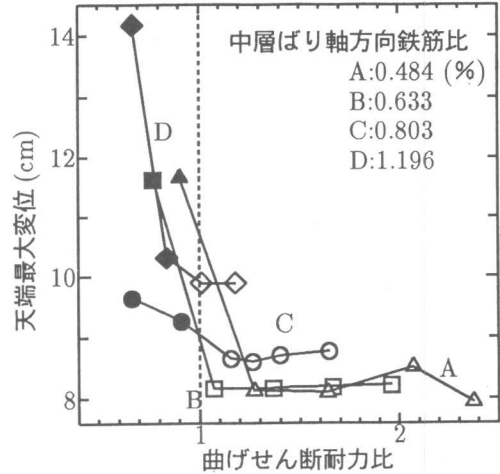


図-5 中層ばりの曲げせん断耐力比 - 天端最大応答変位の関係 (I種地盤)

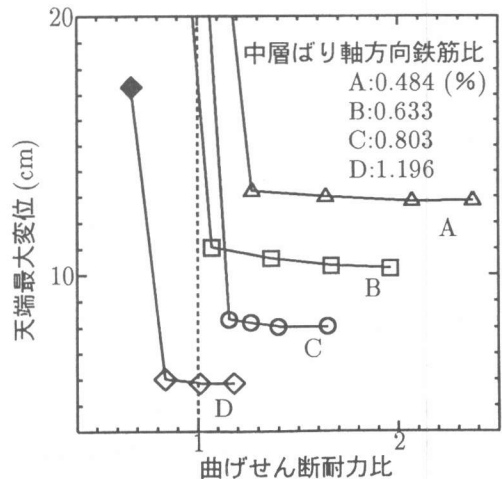


図-6 中層ばりの曲げせん断耐力比 - 天端最大応答変位の関係 (III種地盤)

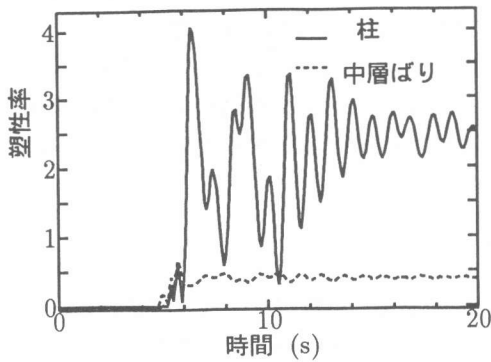


図-7 塑性率の時刻歴変化
中層ばりがせん断降伏した場合 (III 種地盤)

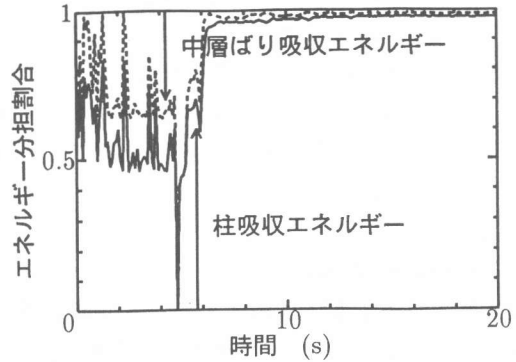


図-8 エネルギー分担割合の時刻歴変化
中層ばりがせん断降伏した場合 (III 種地盤)

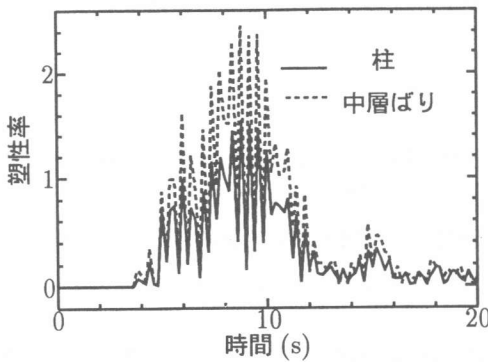


図-9 塑性率の時刻歴変化
中層ばりがせん断降伏しない場合 (I 種地盤)

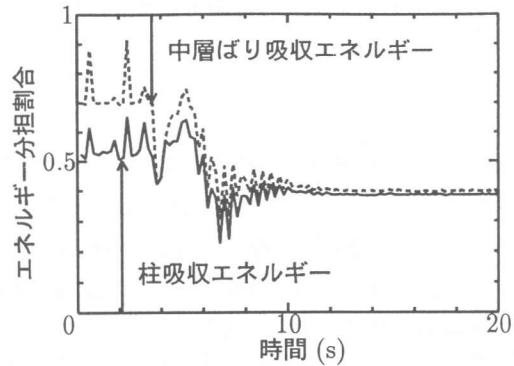


図-10 エネルギー分担割合の時刻歴変化
中層ばりがせん断降伏しない場合 (I 種地盤)

これらより中層ばりの曲げせん断耐力比がある値以下であれば中層ばりがせん断降伏をおこし、脆性的に破壊することがわかる。この時、中層ばりはせん断降伏後モーメントやせん断力を負担しなくなるため、柱に大きな負担がかかり、天端最大応答変位の急増を招くことになる。また、中層ばりの曲げせん断耐力比を大きくして、部材に十分な靱性を持たせることにより曲げ降伏先行型の降伏形態に移行させれば、天端最大応答変位が減少することがわかる。しかし、中層ばりの軸方向鉄筋比が一定であれば中層ばりのせん断補強筋比を一定値以上増やしても天端最大応答変位の低減効果はなくなることがわかる。また、I種地盤においては中層ばりの軸方向鉄筋比が大きいほど天端最大応答変位が大きくなっており、III種地盤においては逆に中層ばりの軸方向鉄筋比が小さいほど天端最大応答変位が大きくなっているがこのことについては地震波の卓越周期や構造物の固有周期などを比較検討してみたが、あまり関連性がみられなかった。

3.2 時刻歴による部材の破壊メカニズム

柱と中層ばりの曲げ塑性率および吸収エネルギーの柱、中層ばりによる分担割合の時刻歴変化の過程を図-7~10に示す。なお、図-7および図-8は中層ばりの軸方向鉄筋比が1.196%、せん断補強筋比が0.2%の場合で入力地震波は東神戸大橋でとれた地震波を用いたもので、5.6秒のところでは中層ばりがせん断降伏を起こしている。図-9および図-10は中層ばりの軸方向鉄筋比が

0.803%、せん断補強筋比が0.3%の場合で入力地震波は神戸海洋気象台でとれた地震波を用いたもので中層ばりはせん断降伏していないものである。中層ばりがせん断降伏を起こすとすぐに柱の塑性率が大きく変化し、次第に残留変位が大きくなっていることがわかる。また構造物全体が吸収したエネルギーに対する各部材が吸収したエネルギーの割合は、中層ばりがせん断降伏するまでは中層ばりもエネルギー吸収に寄与しているが、せん断降伏後は柱のみでエネルギーを吸収していることがわかる。

4 耐震設計への適用

東北新幹線標準設計のRC2層ラーメン高架橋を対象として、中層ばりの軸方向鉄筋比およびせん断補強筋比を変化させて地震応答解析を行った。その結果、中層ばりがせん断降伏すると柱への負担が急に大きくなり、中層ばりがせん断降伏しないものより柱の損傷が大きくなり、残留変位も極めて大きくなることがわかった。このことから中層ばりがせん断降伏しないように十分なせん断補強筋を配筋するようにならなければならない、また中層ばりの曲げせん断耐力比を大きくしすぎてもその効果はそれ程期待できないため、適切な耐力比を選定する必要があると考えられる。

5 まとめ

本研究では、中層ばりの曲げせん断耐力比を変化させ中層ばりの降伏形態や中層ばり降伏後の構造物全体の挙動について検討を行った。その結果次のような結論が得られた。

1. 中層ばりの曲げせん断耐力比がある値以下であれば、中層ばりはせん断降伏する。
2. 中層ばりがせん断降伏を起こすと急激に柱の塑性率が変化するようになり、天端最大応答変位および残留変位が増大する。
3. 中層ばりの軸鉄筋比が一定であれば、せん断補強筋比を一定値以上増やしても天端最大応答変位の減少は望めない。

今回の解析では部材のせん断降伏後はせん断力が0と仮定したが、今後曲げとせん断に対する復元力特性のさらなる研究が必要であると思われる。

参考文献

- [1] 国鉄仙台新幹線工事局: せんかんこう '78 宮城県沖地震特集号, 1979.12.
- [2] 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震による道路橋の震災に関する調査, 1995.3
- [3] 土木学会: 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式, コンクリート技術シリーズ No.12, 1996.7.
- [4] 町田篤彦・睦好宏史・鶴田和久: 地震力を受ける鉄筋コンクリートラーメン構造物の弾塑性応答に関する研究, 土木学会論文集, 第378号, pp.117-126, 1987.2.
- [5] 土木学会: コンクリート標準示方書 (設計編) 平成8年版, pp.60-61, 1996.3.
- [6] Wilson. E.L. and J.Penzien: Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.4, pp.5~10, 1972.
- [7] Giberson. M.F.: Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility, ASCE, Vol.95, ST2, pp.137~157, 1969.
- [8] Newmark, N.M.: A Method of Computation for Structural Dynamics, Proc. of ASCE, Vol.85, No. EM3, pp.67~94, 1959