

道路橋示方書，耐震設計編(H24年版)による RC ラーメン橋脚の耐震解析手法の提案

平成 25 年 1 月 20 日，園田 恵一郎

道示の条文と解説

10.6 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル

一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は，面外方向及び面内方向に対して，次により算出する。

- (1) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対しては各柱部材が分担する慣性力を算出し，各柱部材を単柱式の鉄筋コンクリート橋脚とみなして 10.2 から 10.5 の規定により地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出する。
- (2) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対しては，1) で判定する破壊形態に応じて，2) により地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出する。なお，はり部材に塑性ヒンジが形成される場合においては，地震後において共通編 2.1 に規定する主荷重の作用によりはり部材に脆性的な破壊を生じないように，3) により照査を行う。
 - 1) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の破壊形態は，終局水平耐力に相当する慣性力を作用させたときに，各塑性ヒンジ位置において生じるせん断力 S_i と各塑性ヒンジ位置のせん断耐力 P_{si} 及び P_{oi} から式 (10.6.1) により判定する。

$$\left. \begin{aligned}
 S_i \leq P_{si} &: \text{曲げ破壊型} \\
 P_{si} < S_i \leq P_{s0i} &: \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\
 P_{s0i} < S_i &: \text{せん断破壊型}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10.6.1)$$

ここに、

S_i : 終局水平耐力に相当する慣性力を作用させたときに*i*番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力 (N)

P_{si} : 10.5の規定により算出する*i*番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

P_{s0i} : 10.5の規定により正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を1.0として算出する*i*番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

2) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、破壊形態に応じて次により算出する。

i) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力 P_a は、

式 (10.6.2) により算出する。

$$\left. \begin{aligned}
 P_a &= P_u \text{ (曲げ破壊型)} \\
 P_a &= P_u \text{ (曲げ損傷からせん断破壊移行型)} \\
 P_a &= P_i \text{ (せん断破壊型)}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10.6.2)$$

ここに、

P_u : 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局水平耐力 (N)

P_i : 塑性ヒンジ位置に生じるせん断力がせん断耐力を上回るときの水平力 (N)

ii) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の許容塑性率 μ_a は、破壊形態と5.3又は5.4に基づいて鉄筋コンクリートラーメン橋脚に設定される限界状態に応じて10.2(3)により算出する。

iii) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の降伏変位 δ_y 、終局水平耐力 P_u 及び耐震性能2又は耐震性能3の限界状態に相当する変位は、10.3の規定によるほか、次により算出する。

① 解析にあたっては、各柱部材に作用する軸力の変化及び複数箇所での塑性ヒンジの形成を考慮できる解析モデルを使用する。

② 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性能 2 に対する限界状態は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て 10.3(7) に規定する耐震性能 2 に対する限界状態に達するときとする。また、耐震性能 3 に対する限界状態は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て 10.3(8) に規定する耐震性能 3 に対する限界状態に達するときとする。

3) はり部材に塑性ヒンジが形成される場合においては、式 (10.6.3) によりはり部材に生じるせん断力に対する照査を行う。

$$V_b/P_d \leq 1 \dots\dots\dots (10.6.3)$$

ここに、

V_b : 共通編 2.1 に規定する主荷重のうち衝撃を除いた荷重作用時においてはり部材に作用するせん断力 (N)

P_d : 10.5 の規定により算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

(3) 動的解析を行う場合においては、一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の非線形履歴特性を適切に評価できる非線形履歴モデルを用いなければならない。この場合、非線形履歴モデルの骨格曲線は、各部位に作用する軸力が変動する影響を適切に考慮して設定される降伏限界の点を降伏点とする完全弾塑性型の骨格曲線とすることを標準とする。

不静定構造物の非線形領域の塑性変形能に関するこれまでの調査研究成果をもとに不静定構造物に対する地震時保有水平耐力法の適用方法を規定している。ここで、対象とする不静定構造物とは、エネルギー一定則の適用性が確認された一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚であり、二層式のラーメン橋脚や形状の複雑なラーメン橋脚等については、その適用性について別途検討する必要がある。なお、これらの橋脚の場合には、地震時の挙動が複雑な橋として動的照査法により照査を行ってもよい。

また、はり部材にプレストレスを導入しているラーメン橋脚ではり部材に塑性化を考慮しない場合は、ここに塑性ヒンジが形成されないように設計する必要がある。一方、塑性化を許容する場合には、プレストレスを導入した部材の塑性域での挙動について別途検討する必要がある。

なお、今回の改定では、SD390 及び SD490 の鉄筋の使用が認められることになっており、

鉄筋コンクリートラーメン橋脚では、柱部材及びはり部材の軸方向鉄筋として使用し、その強度を設計に考慮することができる。ただし、これらの種類の鉄筋を横拘束鉄筋又はせん断補強鉄筋として用いる場合には、10.4又は10.5の規定に従い、設計上はその強度を 345 N/mm^2 とする。

(1) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対しては、地震時の上部構造の慣性力は、複数の柱部材によって分担される。このため面外方向に対しては、各柱部材が分担する上部構造重量を算出し、これを支持する各柱部材をそれぞれ単柱式の鉄筋コンクリート橋脚とみなして、10.2 から10.5 までの規定により地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出するとしている。ここで、各柱部材が分担する上部構造の慣性力は、柱部材の降伏剛性の比によって定める。ただし、はり部材によって支持する上部構造が極端に偏心している場合には、各柱部材の分担率について別途検討が必要である。

(2) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に地震時保有水平耐力法を適用する場合には以下の事項に注意する必要がある。

① 水平力の正負交番作用に伴い、柱部材に作用する軸力が変化する。したがって、各柱部材の曲げモーメント-曲率関係が軸力変動の影響を受けることを考慮する。

② 塑性ヒンジは柱部材の上端部と下端部、はり部材の端部等に形成される可能性がある。塑性ヒンジが形成される箇所は各部材の剛性、配筋等により決まるので、これを適切に評価する。

③ 柱部材の上端部及び下端部並びにはり部材の端部以外の箇所に塑性ヒンジが形成されないように留意する。特に、柱部材とはり部材が交わる節点部の損傷はせん断破壊形態となり、脆性的な破壊が生じやすいため、10.8(4)の規定に従い、節点部に塑性ヒンジが形成されることのないように配筋する。

上記の①及び②を考慮して鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局水平耐力を精度良く算出するためには、橋脚を鉄筋要素やコンクリート要素に分割し、これらの応力度-ひずみ曲線に基づく非線形解析を行うのが望ましいが、部材の曲げモーメント-曲率関係により復元力特性を定義した簡便な骨組モデルによっても、実用上は十分な精度で鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出することができる。部材の曲げモーメント-曲率関係に基づく骨組モデルを用いて鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出する場合の標準的な方法の例を次に示す。

1) 式(10.6.1)により、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の破壊形態の判定を行う。これは、鉄筋コンクリートラーメン橋脚において、曲げ損傷を前提とした塑性変形能を期待するためには、終局水平耐力に相当する慣性力が作用する状態においても、各部材がせん断破壊を生じないことが必要とされるためである。

帯鉄筋等の配筋の変更を行ってせん断耐力を向上させても、曲げ破壊型となるよう

に設計することができない場合には、鉄筋コンクリートラーメン橋脚がせん断破壊することを前提として設計する必要がある。ただし、このような設計はできる限り避けられるのがよい。

2) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力は、橋脚を骨組モデルとして骨組モデル化し、上部構造の慣性力の作用位置に水平力を静的に漸増させたときの水平力と変位との関係（力-水平変位関係）を求め、この骨格曲線から算出する。

鉄筋コンクリートラーメン橋脚の許容塑性率 μ_p は、破壊形態と5.3又は5.4に基づいて当該橋脚に設定される限界状態に応じて10.2(3)に準じて次のように算出する。

曲げ破壊型と判定された場合には、耐震性能2に対する限界状態は複数箇所に形成される全ての塑性ヒンジが10.3(7)に規定する耐震性能2の限界状態に達するときの状態とし、このときの変位を耐震性能2の限界状態に相当する水平変位として、式(10.2.3)を用いて許容塑性率を算出する。また、耐震性能3に対する限界状態も同様に、複数箇所に形成される全ての塑性ヒンジが10.3(8)に規定する耐震性能3に対する限界状態に達するときの状態とし、このときの変位を耐震性能3の限界状態に相当する水平変位として、式(10.2.4)を用いて許容塑性率を算出する。これは、土木研究所で実施された鉄筋コンクリートラーメン橋脚模型に対する正負交番繰返し載荷実験及びその実験に対する解析の結果から、10.8に規定する構造細目に基づいて配筋すれば、ここに規定する方法により算出される限界状態に相当する水平変位を超えても、鉄筋コンクリートラーメン橋脚が水平耐力を保持できなくなる状態には至らないだけの十分なねばりを有していること、また、最初に耐震性能2又は耐震性能3の限界状態に達した塑性ヒンジに生じる曲率とその断面の耐震性能2又は耐震性能3の許容曲率を超えても橋脚としての倒壊に結びつくことがないこと等から判断して定めている。従来は、構造条件や配筋によっては、最後の塑性ヒンジが終局限界に達するときには、最初に終局限界に達した塑性ヒンジでは終局曲率を大きく超えるような曲率が発生し、その塑性ヒンジの損傷が顕著となってラーメン橋脚頂部に作用する水平力が低下し始めるような破壊形態になることを懸念したため、塑性ヒンジ領域に生じる曲率が当該断面の終局曲率の2倍以下とすることも求めていたが、今回の改定ではこれを規定していない。これは、今回の改定では、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態を鉄筋の引張ひずみに基づいて規定するとともに、コンクリートの限界圧縮ひずみも定めていることから、全ての塑性ヒンジが10.3(7)に規定する耐震性能2に対する限界状態に達するときの状態に対して算出される水平変位が実験による耐震性能2に対する限界状態の変位を表すことができることが確認されているためである。耐震性能3に対しても同様のことが確認されている。

なお、曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定された場合又はせん断破壊型と判定された場合には、10.2(3)の規定に準じ、許容塑性率は1.0とする。

3) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚においては、はり部材に塑性ヒンジが形成される場合には、地震後に、その塑性ヒンジが形成される部位に共通編2.1に規定する衝撃以外の主荷重が作用しても脆性的な破壊を生じないようにすることを目的として、式(10.6.3)によりせん断耐力の照査を行うことを規定している。これは、地震により塑性ヒンジが形成されると、その断面のせん断耐力は地震前の状態よりも低下するが、この影響により、地震後に作用する主荷重によっては、はり部材がせん断破壊することがないようにするためである。なお、塑性ヒンジが形成される断面のせん断耐力は、10.5に規定する荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を考慮し、式(10.5.1)により求めることができる。

(3) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的照査に用いる曲げモーメント-曲率関係の骨格曲線には、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚と同様に完全弾塑性型の骨格曲線を用いてよい。ただし、面内方向に対しては、柱部材やはり部材に作用する軸力が地震応答に伴って変動するため、骨格曲線の設定の際にこの影響を適切に考慮する必要がある。7.3.2(2)の解説に示したように、死荷重による軸力、動的解析により得られた最大軸力又は最小軸力が作用する場合の曲げモーメント-曲率関係の骨格曲線をそれぞれ求め、これによるモデル化を行うのがよい。

10.7 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル

(1) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、偏心モーメントが作用する方向に対しては、(2)の規定により破壊形態を判定し、破壊形態に応じて(3)の規定により算出する。偏心モーメントが作用する方向とは反対の方向に対しては、偏心モーメントの影響を無視して地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出してよい。なお、固有周期を算出する際に用いる鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性は(4)の規定により算出する。

(2) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態は、10.2(1)の規定による。ただし、破壊形態の判定に用いる鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力は、式(10.7.1)により算出する。

解析ソフトの作成に際しての基礎事項

1. RC ラーメン橋脚の耐震性能の照査の基本

道路橋示方書，耐震設計編(H24年版)において，一層式RC ラーメン橋脚の耐震性能照査は，前述の10.6 鉄筋コンクリート橋脚の地震時水平保有耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル，の規定により行わねばならない．この規定によれば，RC ラーメン橋脚の面外方向の耐震性能の照査は，単柱式RC 橋脚の照査法に準じて行うことができるが，面内方向の耐震性能の照査は，ラーメン橋脚部材に複数の塑性ヒンジが形成されるモデルを用いて解析し，(a)曲げ破壊型，(b)曲げ損傷からせん断破壊移行型，および(c)せん断破壊型の判別を行い，水平保有耐力および許容塑性率の照査を行わねばならない．

一方，5章耐震性能の照査では，単柱式RC 橋脚の耐震性能2,3の照査では，主たる塑性化は橋脚下端の塑性ヒンジの形成により，壁式橋脚の橋軸直角方向の耐震性能2,3の照査では，基礎の主たる塑性化によって地震エネルギー吸収を期待するように規定されているが，RC ラーメン橋脚に対しては，基礎の主たる塑性化は明記されていなく，橋脚部材の塑性化のみによって地震エネルギー吸収を期待する規定になっている．

2. 一層式ラーメン橋脚の固有周期

5.6 耐震性能の照査方法によれば，地震時の挙動が複雑でなく，1自由度系の振動問題として取り扱え，かつ，部材の塑性化の位置が明瞭で，エネルギー一定則が適用できる場合は，静的照査が適用できる．また，橋軸方向（ラーメン橋脚の面外方向）の地震動に対しては，単柱橋脚と同様に取り扱えるので，ここでは橋軸直角方向の地震動の問題のみを取り扱う．

最初に，図1.1に示すような不等脚ラーメン橋脚を取り上げる．静的照査法に対する解析法を説明する．上部工の重量を W_u としき，下部工の重量 W_p の付加重量を αW_p ， α は係数で，Rayleighの方法によれば，基礎の剛性による影響があり，一般的に考えて， $\alpha = 0.25 - 0.6$ 程度であると思われる．

固有周期(T)は以下の式で与えられる．

$$T = 2.01\sqrt{\delta_{st}} \tag{2.1}$$

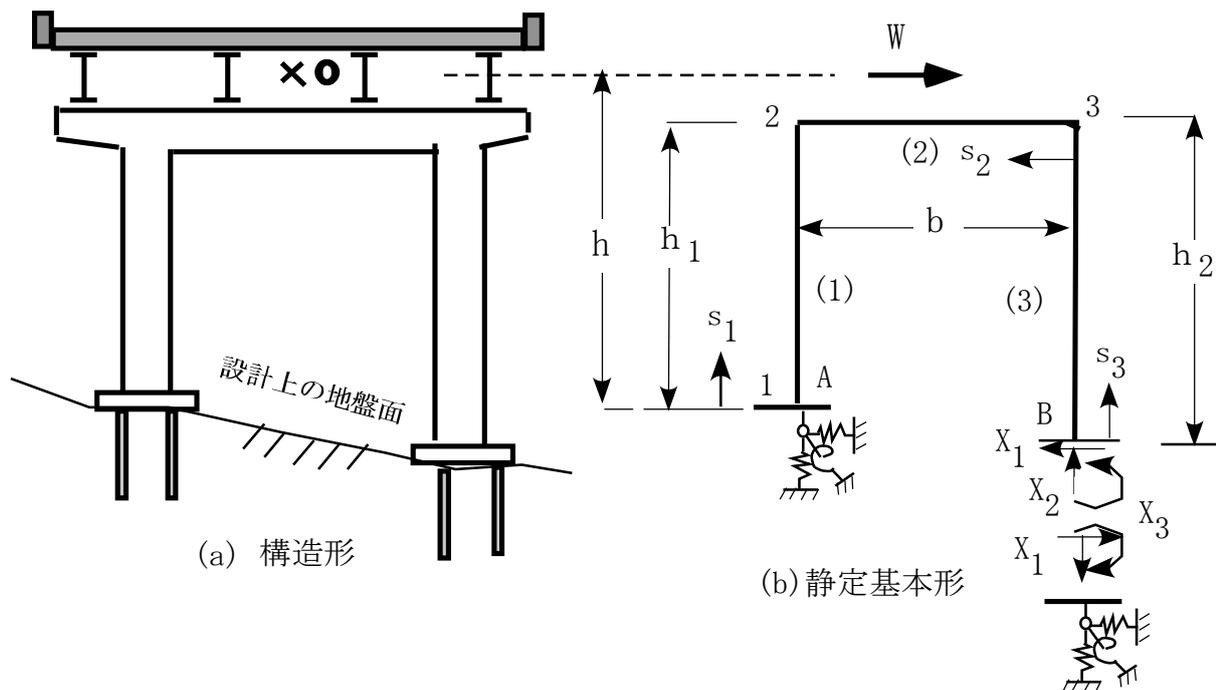


図 2.1 解析対象のラーメン橋脚形状（面内方向）

ここに、 δ_{st} は上部工の重心に水平荷重 W を静的にかけたときの水平変位である。なお、固有周期は係数 α の平方根に関係するので、一般的な下部工に対する上部工の重量比： W_u/W_p ：を考えても係数 (α) の、 $0.25 < \alpha < 0.6$ での固有周期に与える影響はわずかであると思われる。

δ_{st} の算定は、3 次不静定構造である門形ラーメンに対する良く知られた応力法または変位法が適用できる。図 2.1 に示すような基礎の剛性を含めた応力法による解析手順を補足 A に示しておきたい。

補足 A

図 2.1 の門形ラーメンは 3 次不静定系であるので、右柱下端 B での拘束を解除し、自由にした構造を静定基本系に選ぶと、不静定力は拘束力 (X_1, X_2, X_3)、 X_1 ：水平力、 X_2 ：鉛直力、 X_3 ：曲げモーメント、とする。橋脚が支持する上部工の重量を W_u 、下部工の重量を W_p とし、 $W = W_u + \alpha W_p$ 、 α は下部工の重量の上部工への換算率、を上部工の重心に地震水平慣性力を作用するものとする。

最初に固有周期 (T) を求める。静定基本系での左右の柱およびはりの水平荷重 W による曲げモーメントを M_{10} 、 M_{30} および M_{20} とすると、

$$M_{10} = -W(h - s_1), \quad M_{20} = -W(h - h_1)/2, \quad M_{30} = 0 \quad (\text{A.1})$$

同様に、 $X_1 = 1$ 、 $X_2 = 1$ 、 $X_3 = 1$ のそれぞれ ($j = 1, 2, 3$) による各部材 ($i = 1, 2, 3$) の曲げモーメントを、 M_{ij} とすれば、

$$\begin{aligned} M_{11} &= -(h_2 - h_1 + s_1), \quad M_{12} = b, \quad M_{13} = 1, \\ M_{21} &= -h_2, \quad M_{22} = s_2, \quad M_{23} = 1, \\ M_{31} &= -s_3, \quad M_{32} = 0, \quad M_{33} = 1. \end{aligned} \quad (\text{A.2})$$

一方、杭基礎を想定して、左右の柱下端 (A, B) は水平バネ係数 (K_{AH}, K_{BH})、鉛直バネ係数 (K_{AV}, K_{BV}) および回転バネ係数 ($K_{A\theta}, K_{B\theta}$) で弾性的に支持されているものとし、静定基本系での荷重による水平、鉛直および回転支持力は

$$H_{A0} = -W, \quad V_{A0} = W, \quad M_{A0} = -Wh, \quad H_{B0} = 0, \quad V_{B0} = 0, \quad M_{B0} = 0 \quad (\text{A.3})$$

単位の不静定力 ($X_1 = 1, X_2 = 1, X_3 = 1$) のそれぞれによる各支持力は、

$$\begin{aligned} H_{A1} &= -1, \quad V_{A1} = 0, \quad M_{A1} = h_2 - h_1, \quad H_{A2} = 0, \quad V_{A2} = -1, \quad M_{A2} = -b, \\ H_{A3} &= 0, \quad V_{A3} = 0, \quad M_{A3} = -1, \quad H_{B1} = 1, \quad V_{B1} = M_{B1} = 0, \quad V_{B2} = 1, \\ H_{B2} &= M_{B2} = 0, \quad M_{B3} = 1, \quad H_{B3} = V_{B3} = 0 \end{aligned} \quad (\text{A.4})$$

弾性方程式は

$$\sum_{j=1}^3 \delta_{ij} X_j = -\delta_{i0} \quad (\text{A.5})$$

ここに、

$$\begin{aligned} \delta_{ij} &= \int_0^{h_1} \frac{M_{1i} M_{1j}}{EI_{(1)}} ds_1 + \int_0^b \frac{M_{2i} M_{2j}}{EI_{(2)}} ds_2 + \int_0^{h_2} \frac{M_{3i} M_{3j}}{EI_{(3)}} ds_3 + \\ &+ \frac{H_{Ai} H_{Aj}}{K_{AH}} + \frac{H_{Bi} H_{Bj}}{K_{BH}} + \frac{V_{Ai} V_{Aj}}{K_{AV}} + \frac{V_{Bi} V_{Bj}}{K_{BV}} + \frac{M_{Ai} M_{Aj}}{K_{A\theta}} + \frac{M_{Bi} M_{Bj}}{K_{B\theta}} \end{aligned} \quad (\text{A.6})$$

$$\delta_{i0} = \int_0^{h_1} \frac{M_{10}M_{1i}}{EI_{(1)}} ds_1 + \int_0^b \frac{M_{20}M_{2i}}{EI_{(2)}} ds_2 + \int_0^{h_2} \frac{M_{30}M_{3i}}{EI_{(3)}} ds_3 + \frac{H_{A0}H_{Ai}}{K_{AH}} + \frac{V_{A0}V_{Ai}}{K_{AV}} + \frac{M_{A0}M_{Ai}}{K_{A\theta}} \quad (\text{A. 7})$$

ここに、 $i=1,2,3$ 、 $j=1,2,3$ 、である。

式(A.1)は、 X_1 、 X_2 、 X_3 に関する3元連立一次方程式であり、その解より、各部材の曲げモーメントおよび柱下端の支持力の値が以下のように求められる。

$$\begin{aligned} M_1(s_1) &= M_{10} + M_{11}X_1 + M_{12}X_2 + M_{13}X_3, \\ M_2(s_2) &= M_{20} + M_{21}X_1 + M_{22}X_2 + M_{23}X_3, \\ M_3(s_3) &= M_{30} + M_{31}X_1 + M_{32}X_2 + M_{33}X_3, \\ H_A &= H_{A0} + H_{A1}X_1 + H_{A2}X_2 + H_{A3}X_3, \\ V_A &= V_{A0} + V_{A1}X_1 + V_{A2}X_2 + V_{A3}X_3, \\ M_A &= M_{A0} + M_{A1}X_1 + M_{A2}X_2 + M_{A3}X_3, \\ H_B &= X_1, \quad V_B = X_2, \quad M_B = X_3. \end{aligned} \quad (\text{A. 8})$$

また、上部工の重心0での水平変位 (δ_{st}) は、 $\bar{W}=1$ による仮想モーメントおよび仮想支持力を以下のように表わし、

$$\bar{M}_{10} = -(h-s_1), \quad \bar{M}_{20} = -(h-h_1)/2, \quad \bar{M}_{30} = 0, \quad \bar{H}_{A0} = 1, \quad \bar{V}_{A0} = 0, \quad \bar{M}_{A0} = -h \quad (\text{A. 9})$$

単位荷重法 (補仮想仕事の定理) より、以下のように求められる。

$$\delta_{st} = \int_0^{h_1} \frac{M_{10}\bar{M}_{10}}{EI_{(1)}} ds_1 + \int_0^b \frac{M_{20}\bar{M}_{20}}{EI_{(2)}} ds_2 + \frac{H_{A0}\bar{H}_{A0}}{K_{AH}} + \frac{M_{A0}\bar{M}_{A0}}{K_{A\theta}} \quad (\text{A. 10})$$

したがって、図2.1のラーメン橋脚の固有周期は

$$T = 2.01\sqrt{\delta_{st}} \quad (\text{A. 11})$$

となる。なお、下部工の重量 (W_p) の上部工への換算率 (α) は、道示、耐震設計編 (H24年版) の式(6.2.3)によるのが望ましいが、計算が煩雑になるので、 α の固有周期に与える影響は緩慢であるので、下端が固定の片持柱が等分布荷重を受ける場合の理論値、 $33/144=0.23$ (チモシェンコ著：工業振動論、オーム社書店を参照) を用いても大きな誤差はないものと推測される。

3. レベル2の地震動に対する耐震性能2,3の静的照査

前述の10.6の条文の解説の中の2)では、地震時保有水平耐力は、上部工の慣性力の作用位置に静的に漸増させたときの水平力-水平変位関係を求め、この骨格曲線から算出する。また、許容塑性率 (μ_a) は、破壊形態に応じて単柱RC橋脚の規準：10.2(3)に準じ、曲げ破壊型の場合は、耐震性能2の限界状態は、複数箇所形成される全ての塑性ヒンジが10.3(7)に規定する耐震性能2の限界状態に達するときとし、このときの水平変位は式(10.2.3)による、となっている。

RCラーメン橋脚柱のせん断耐力 (P_s) は、単柱RC橋脚の規定10.5を適用し、

$$P_s = S_c + S_s, \quad S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot bd, \quad S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d(\sin\theta + \cos\theta)/(1.15a) \quad (3.1)$$

ここに、 S_c ：コンクリートが負担する部分、 S_s ：鉄筋が負担する部分で、記号の詳細は道示を参照、RCラーメン橋脚の破壊形態の判別は以下による。

- (a) $S_i \leq P_{si}$ ：曲げ破壊型、
- (b) $P_{si} < S_i \leq P_{s0i}$ ：曲げ損傷からせん断破壊移行型、
- (c) $P_{s0i} < S_i$ ：せん断破壊型

ここに、添字 i は塑性ヒンジの位置を意味し、 P_{s0i} は式(3.1)において、正負交番繰返し作用の影響を表す補正係数 (c_s) を 1.0, すなわち $c_c = 1$, としたときの P_s を意味している。

ところで、図 3.1 の 1 層式ラーメン橋脚は 3 次不静定であるから、終局曲げ状態に至るまでには、塑性ヒンジが 4 箇所形成されるので、(a) 曲げ破壊型は、4 箇所での塑性ヒンジが形成されるまでにせん断破壊が先行しないような柱およびはり部材であることを意味するものと思われる。

図 3.1 には、想定される崩壊機構 (メカニズム) を示している。一般に、はり断面が大きく、はりの塑性モーメントが柱の塑性モーメントより大きい場合は (a) 柱崩壊機構に支配され、はり断面が小さく、はりの塑性モーメントが柱の塑性モーメントより小さい場合は、(b) 柱-はり崩壊機構に支配されると言えるが、柱の塑性モーメントは軸力の影響を受けるので、(c) または (d) の複合崩壊機構に支配されることも考えられる。いずれにしても極限解析法の上界定理にしたがえば、最小の崩壊荷重を与えるものが真の崩壊メカニズムに最も近いので、想定される全てのメカニズムの中での最小の水平荷重 (P_{hu}) を求める必要がある。

塑性ヒンジの位置は柱-はりの節点より隅角部域と塑性ヒンジ長の 1/2 だけ離れた位置に起こるので、塑性ヒンジの位置を考慮した解析を行わねばならない

最初に、はり断面は柱断面より大きいと仮定して、柱崩壊機構での破壊形態を調べる。図 3.2 に示すように、曲げ破壊型になるには、左右の柱の上下端部に塑性ヒンジが形成されるまで、柱およびはりせん断破壊を起こしてならない。図 3.1(a) に示すように、柱崩壊機構では、左柱上下端の塑性ヒンジでの回転角を θ_1 、右柱上下端の塑性ヒンジの回転角を θ_2 とすれば、変形適合条件より、 $h_1 \theta_1 = h_2 \theta_2$ となり、図 2.2 の骨組線に基づいて、上部工の重心での終局水平荷重 (P_{hu}) と水平変位 (δ_{pu}) の関係は、エネルギー一定則 (内働=外働) より、

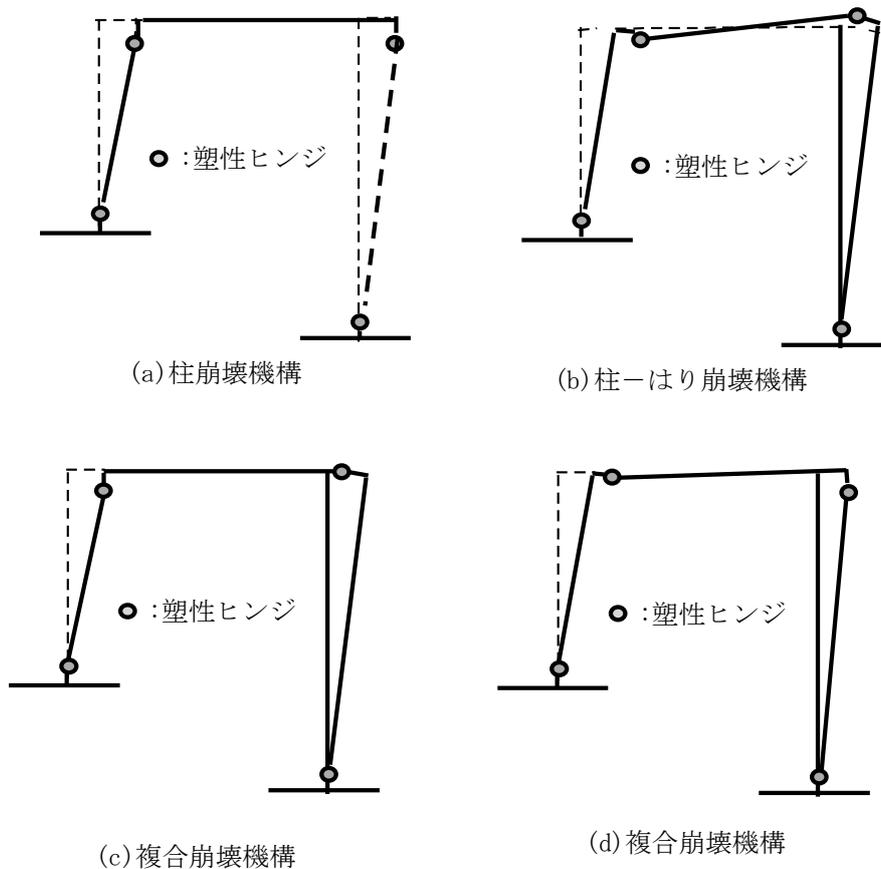


図 3.1 崩壊機構

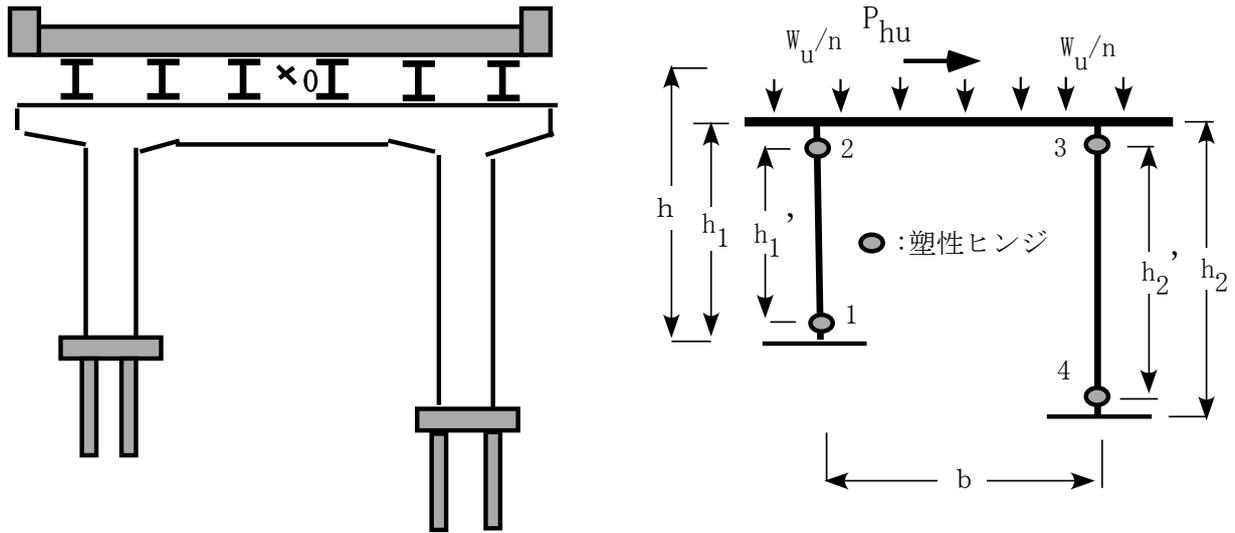


図 3.2 RC ラーメン橋脚と柱崩壊機構での骨組線

$$P_{hu} \delta_{pu} = (M_{p1} + M_{p2})\theta_1 + (M_{p3} + M_{p4})\theta_2 \quad (3.2)$$

ここに、 M_{pi} 、 $i = 1, 2, 3, 4$ での塑性モーメントである。変形適合条件より、 $\delta_{pu} = h_1' \theta_1 = h_2' \theta_2$ であるから、

$$P_{hu} = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{h_1'} + \frac{M_{p3} + M_{p4}}{h_2'} \quad (2.3)$$

左右の柱がせん断破壊を起こさない条件は、柱部材の重量による慣性力は上部工による慣性力に比べて微小で無視できるとし、柱のせん断耐力 (P_{sci}) は以下の式を満足せねばならない。

$$S_{c1} = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{h_1'} < P_{sc1}, \quad S_{c2} = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{h_1'} < P_{sc2},$$

$$S_{c3} = \frac{M_{p3} + M_{p4}}{h_2'} < P_{sc3}, \quad S_{c4} = \frac{M_{p3} + M_{p4}}{h_2'} < P_{sc4} \quad (3.4)$$

一方、はりのせん断耐力は、上部構造の重量 (W_u) の内、はりが支持する重量を W_u' とし、はりの左右端の曲げモーメントを M_{b1} 、 M_{b2} とすれば、はりがせん断破壊を起こさないためのせん断耐力は以下の式を満足しなければならない。

$$S_{sb1} = \frac{W_u'}{2} + \frac{M_{b1} + M_{b2}}{b} < P_{sb1}, \quad S_{sb2} = \frac{W_u'}{2} + \frac{M_{b1} + M_{b2}}{b} < P_{sb2} \quad (3.5)$$

なお、10.2において、(b) 曲げ損傷からせん断破壊移行型および(c) せん断破壊型の場合は、許容塑性率は 1.0 とするとあり、塑性エネルギー吸収が期待できず、(b) 曲げ損傷からせん断破壊移行型での終局水平耐力は式(3.3)が適用できるが、(c) せん断破壊型では、水平荷重 (P) の漸増载荷による解析によって、最初に、柱およびはり部材の作用せん断力がせん断耐力を超える時点の荷重値を終局水平耐力 (P_u) としなければならない。

4. RC ラーメン橋脚の水平荷重—水平変位曲線の解析

曲げ破壊型と判定された場合には、上部工の慣性力の作用点の水平荷重 (P) と水平変位 (δ) の関係を求めなければならない。耐震性能 2, 3 の照査においては、RC ラーメン橋脚の柱部での変形解析は 10.2 の単柱式 RC 橋脚の規定にしたがって行わねばならない。図 4.1 に示す、道示の図一解

10.2.3 では、柱部材の曲げモーメント (M) - 曲率 (ϕ) の関係を完全弾塑性モデルで表わし、 $P - \delta$ 曲線も完全弾塑性モデルで表わし、断面内の最外縁の引張鉄筋が降伏するときの荷重 (P_{y0}) と水平変位 (δ_{y0}) を求め、弾性域は、 $P_h - \delta_h$ 曲線の勾配を $K_{y0} = P_{y0} / \delta_{y0}$ とした直線とし、終局

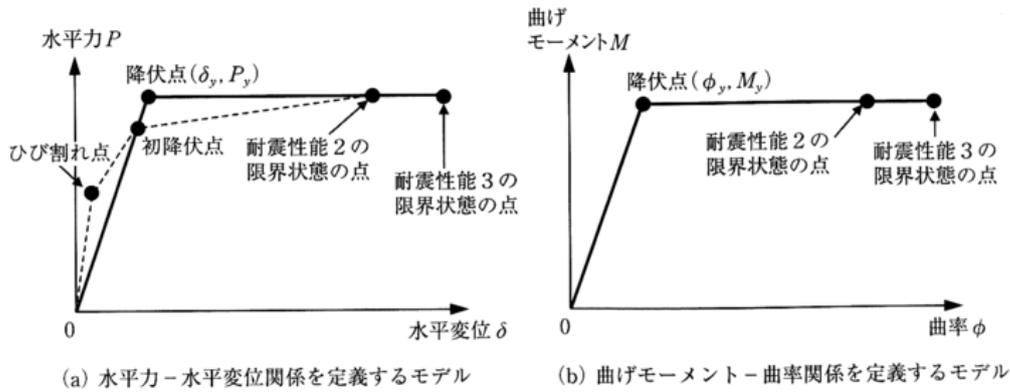


図-解10.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例

図 4.1 単柱 RC 橋脚でのモデル化

荷重 (P_u) に到達する時点の水平変位 (δ_y) を降伏変位とし、 $\delta_y = (P_u / P_{y0}) \delta_{y0}$ とし、 δ_y を超えて許容水平変位 (δ_a) までは、 P_u を一定としている。

ところで、図 3.2 の門形ラーメン橋脚では、塑性ヒンジが 4 箇所形成されて終局水平荷重 (P_u) に達するので、図 4.2 に示すように、初期降伏荷重 (P_{y0}) は P_u に比べて小さくなり、塑性率 ($\mu = \delta_a / \delta_y$) が大きくなるので、もし、許容塑性率 (μ_a) が小さく、最終塑性ヒンジが形成される前に、限界状態になる場合には、その時点の荷重 (P_u') を終局水平荷重としなければならないと思われる。

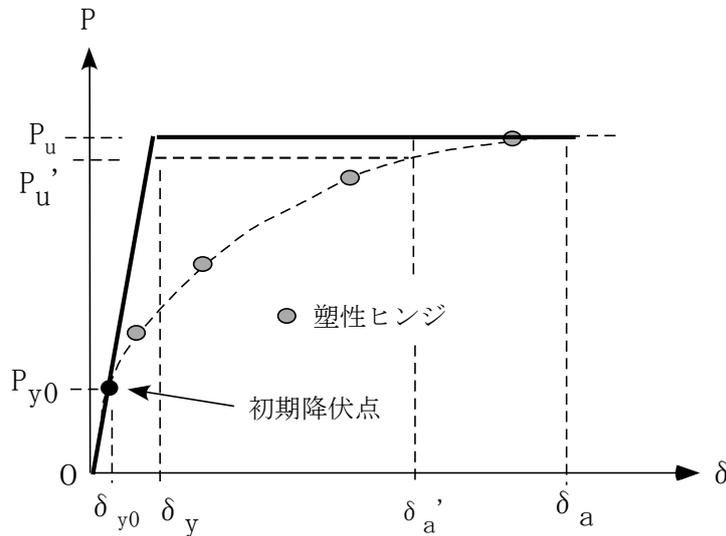


図 4.2 $P - \delta$ 曲線とモデル化

つぎに、初期降伏荷重 (P_{y0}) と変位 (δ_{y0}) の算定は、基本的には弾性問題として解析できるので、前述の補足 A で示した解析法が適用できる。すなわち、式 (A.3) および (A.4) での各部材の曲げ剛性: $EI_{(i)}$, $i = 1, 2, 3$ は面内でのコンクリートの引張領域を無視した曲げ剛性とし、部材断面内

の最外縁の引張鉄筋が降伏する曲げモーメント (M_{y0}) を求め、式(A.5)および(A.7)より、 P_{y0} および δ_{y0} が求められ、図 4.2 の最大変位 (δ_a) は、10.3 単柱式 RC 橋脚での式(10.3.7)に準じて、耐震性能 2 の照査に対して、

$$\delta_a = \delta_{ls2} = \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y)L_{p1}(h_1' - L_{p1}/2) \quad (4.1)$$

ここに、 $h_1' \leq h_2'$ とし、 L_{p1} は左柱下端の塑性ヒンジ 1 での塑性ヒンジ長、 ϕ_{ls2} 、 ϕ_y は塑性ヒンジ 1 の位置の断面での終局曲率および降伏曲率で、図 4.1 で定義されている。すなわち、前述の図 3.2 の崩壊機構において、塑性ヒンジ 1 と 4 の回転角をそれぞれ θ_{p1} 、 θ_{p4} とし、塑性ヒンジ長をそれぞれ L_{p1} 、 L_{p4} とすれば、それらの断面での終局曲率 (ϕ_{ls1} 、 ϕ_{ls4}) は、

$$\phi_{ls1} - \phi_{y1} = \theta_{p1} / L_{p1}, \quad \phi_{ls4} - \phi_{y4} = \theta_{p4} / L_{p4} \quad (4.2)$$

と表せる。図 4.1 での塑性ヒンジ 1 または 4 での断面での降伏曲率 (ϕ_{yi}) は、

$$\phi_{yi} = \left(\frac{M_{lb2}^{(i)}}{M_{y0}^{(i)}} \right) \phi_{y0}^{(i)}, \quad i = 1, 4 \quad (4.3)$$

軸力の作用を考慮した終局限界モーメント ($M_{lb2}^{(i)}$) と初期降伏モーメント ($M_{y0}^{(i)}$) を算定することによって、式(4.1)の δ_a の値が求められ、 $h_1' \leq h_2'$ の場合は、 $\theta_{p1} \geq \theta_{p4}$ となるので、 δ_{ls2} は $\delta_{ls2}^{(1)}$ に支配されると予想される。

以上の結果、曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率 (μ_{a2}) は以下のように与えられる。

$$\mu_{a2} = \frac{\delta_{lb2}}{a_2 \delta_{y1}} \quad (4.4)$$

ここに、 a_a : 安全率で、耐震性能 2 の照査においては、 $a_2 = 1.2$ となっている。

5. RC ラーメン橋脚の動的照査の方法

5.1 道路橋示方書、耐震設計編(H24年版)の規定

冒頭に述べたように、道路橋示方書、耐震設計編(H24年版)の!0.6(3)の条文には、一層式の RC ラーメン橋脚の動的照査を行う際には、非線形履歴特性を適切に評価できるモデルを適用し、各部位には、軸力の変動する影響を考慮した完全弾塑性型の骨格曲線を用いることを原則とする。また、!0.6(3)の解説では、軸力の影響については、死荷重による軸力、動的解析によって得られた最大および最小軸力に対する曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線をそれぞれ求め、これをモデル化する方法を推奨している。

さらに、道示、7.3.2 橋及び部材のモデル化の解説では、鉄筋コンクリート橋脚の基部のように、塑性ヒンジ長を要素とする場合には、要素中央の断面での曲げモーメント及び曲率は以下の式による。とある。

$$M_y = P_y (h - L_p / 2) \quad (解 7.3.1)$$

$$\phi_y = \left(\frac{\delta_{py}}{h - L_p / L_p} \right) / L_p \quad (解 7.3.2)$$

ここに、 M_y : 非線形はり要素中央 (塑性ヒンジ位置) での降伏曲げモーメント、 P_y : 単柱式 RC 橋脚の場合の降伏荷重で、 $P_y = M_{ls2} / h$ 、 h : 橋脚基部から上部工の重心までの距離、 L_p : 塑性ヒンジ長、 ϕ_y : 非線形はりの降伏曲率、 δ_{py} : 降伏変位のうち塑性ヒンジ領域の弾性変形による上部工の重心での水平変位、となっている。

5.2 解析モデルについて

弾塑性時刻歴応答解析は、よく知られた運動方程式の数値時間積分法により行うことができる。

$$[M][\ddot{U}] + [C][\dot{U}] + [P] = -\ddot{z}(t)[M] \quad (5.1)$$

ここに、 $\ddot{z}(t)$ は基盤面での設計水平地震加速度であり、 $[P]$ は内力ベクトルである。

さて、道路橋示方書、耐震設計編（H24年版）では、1層式RCラーメン橋の動的解析は、上部工の重心に集中水平慣性力が作用する1質系の振動問題とし、2層以上の多層ラーメン橋脚では多質点系の振動問題として取り扱うよう示唆している。

最初に、1質点系の問題として解析手順を示すと、運動方程式は

$$\frac{W}{g} {}^t\ddot{\delta} + C {}^t\dot{\delta} + {}^tK_{ep} {}^t\delta = -\frac{W}{g} \ddot{z}(t) \quad (5.2)$$

ここに、 W は上部工の重量（ W_u ）と下部工の重量（ W_p ）の上部工への換算重量の和、 ${}^tK_{ep}$ は弾塑性水平剛性で、

$${}^tP = {}^tK_{ep} {}^t\delta \quad (5.3)$$

である。したがって、 ${}^tK_{ep}$ を求めるには、RCラーメン橋脚の弾塑性解析と荷重履歴曲線を決定しなければならない。

前述の道示の規定にしたがえば、RCラーメン橋脚の面内方向の骨組モデルは図5.1のように表される。図5.1において、可能な塑性ヒンジの位置（ $i=1,2,\dots,6$ ）は、柱の上下端およびはりの左右端で、塑性ヒンジ長を L_{pi} とすれば、骨組構造線では、塑性ヒンジの位置は、隅角部の剛域（ R_i ）を含めて、節点から $R_i + L_{pi}/2$ だけ離れた位置になる。一方、各塑性ヒンジでの曲げモーメント（ M_i ）—曲率（ ϕ_i ）関係には、図4.1の完全弾塑性曲線を適用し、図5.2のような完全弾塑性履歴モデルにしたがうものとして、設計地震動による弾塑性時刻歴応答解析を行えば、上部工の重心に作用する水平慣性力（ P ）と応答水平変位（ δ ）の履歴曲線は、図5.3のようになり、剛性低下型モデル（たとえばTakedaモデル）に類似した履歴曲線が得られ、その包絡線より、許容塑性率は、 $\mu_a = \delta_a / \delta_y$ により求められる。

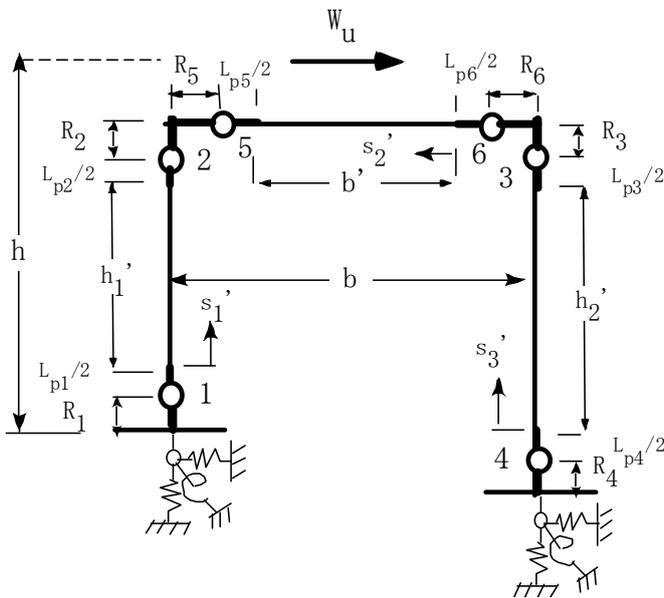


図 5.1 動的解析での骨組モデル

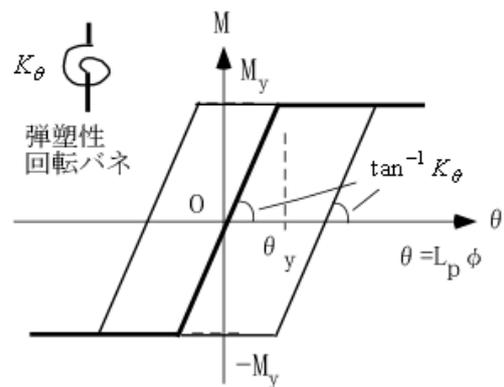


図 5.2 弾塑性ヒンジでの履歴モデル

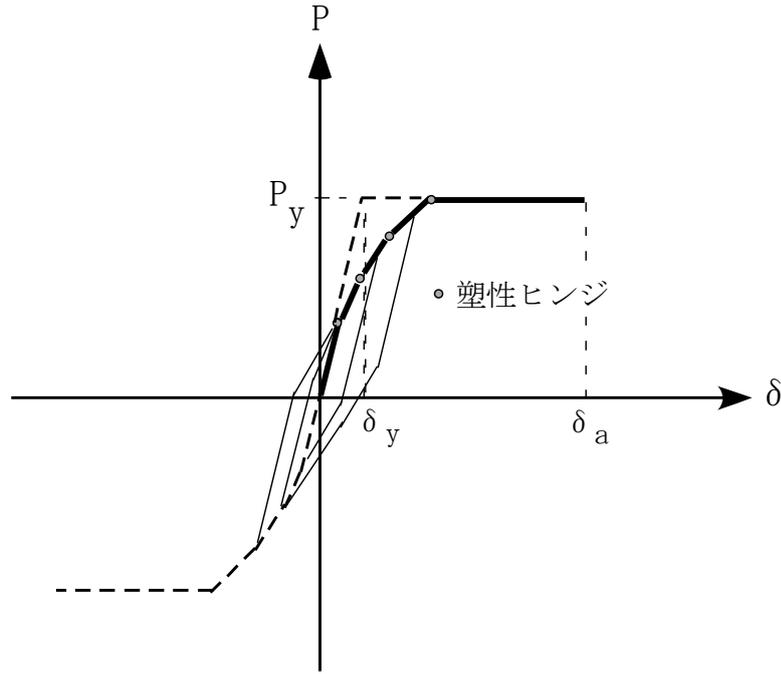


図 5.3 $P-\delta$ 曲線の履歴と許容塑性率 ($\mu_a = \delta_a / \delta_y$)

式(5.3)での ${}^tK_{ep}$ の計算法については、一般的には変位法が適用されることが多いと思われるが、式(2.1)–(2.11)と類似した応力法の方がより簡便なように思われる。すなわち、右柱下端のせん断力(X_1)、軸力(X_2)および曲げモーメント(X_3)を不静定力に選び、つりあい条件より、可能な塑性ヒンジの位置での曲げモーメントを以下のように表す。

$$\begin{aligned}
 M_{h1} &= -X_3 + X_2(h_2 - h_1) - b(X_2 - {}^tP_e/b), \\
 M_{h2} &= -X_3 + X_2(h_2 - R_2) - b(X_2 - {}^tP_e/b), \\
 M_{h4} &= X_3 - X_1R_1, \\
 M_{h3} &= X_3 - X_1(h_2 - R_3), \\
 M_{h6} &= X_3 + (X_2 - {}^tP_e/b)(R_6 + L_{p6}/2) - X_1h_2, \\
 M_{h5} &= X_3 + (X_2 - {}^tP_e/b)(b - R_5) - X_1h_2
 \end{aligned} \tag{5.4}$$

ここに、 $h_1 = h_1' + R_1 + R_2 + (L_{p1} + L_{p2})/2$ 、 $h_2 = h_2' + R_4 + R_3 + (L_{p4} + L_{p3})/2$ 、 $e = h - h_1$ とおいている

弾性方程式は式(2.5)と同様な形式で以下のように表す。

$$\sum_{j=1}^3 \bar{\delta}_{ij} X_j = -\bar{\delta}_{i0} \tag{5.5}$$

ここに、式(2.1)–(2.11)において、 $W = {}^tP$ と置き換えて得られた δ_{ij} および δ_{i0} を利用して、

$$\bar{\delta}_{ij} = \delta_{ij} + \sum_{k=1}^6 \frac{1}{{}^t\bar{K}_{\theta k}} \left(\frac{\partial M_{hk}}{\partial X_i} \right) \left(\frac{\partial M_{hk}}{\partial X_j} \right) \tag{5.6}$$

$$\bar{\delta}_{i0} = \delta_{i0} + \sum_{k=1}^6 \frac{M_{hk}^0}{{}^t\bar{K}_{\theta k}} \left(\frac{\partial M_{hk}}{\partial X_i} \right) \tag{5.7}$$

ここに、 $M_{\theta k}^0$ は、式(5.4)の M_{hk} 、 $k=1,2,3,\dots,6$ での荷重項を表し、 ${}^t\bar{K}_{\theta k}$ は弾塑性ヒンジ($k=1,2,3,\dots,6$)での t 時刻での割線曲げ剛性(モーメントバネ係数)を表し、着目ヒンジでの曲げモーメントが塑性モーメント(M_{yk})より小さい場合は、初期剛性($K_{\theta k} = EI_{(k)} / L_{pk}$)に等しく、 M_{yk} に到達した以降には、割線剛性(${}^t\bar{K}_{\theta k} = M_{yk} / ({}^t\phi_k L_{pk})$)として繰返・収束計算を行うことになる。

式(5.5)の弾性方程式を解き、式(2.20)に類似した単位荷重法により、上部工の重心の時刻 t での水平変位(${}^t\delta_0$)は

$${}^t\delta_0 = \delta_0 + \sum_{k=1}^6 \frac{M_{hk}^0}{{}^t\bar{K}_{\theta k}} \bar{M}_{hk}^0 \quad (5.7)$$

ここに、 δ_0 は、式(2.10)での $W = {}^tP$ としたときの値であり、 \bar{M}_{hk}^0 は ${}^tP=1$ 、 $X_1 = X_2 = X_3 = 0$ としたときの式(5.4)による M_{hk}^0 の値であり、式(5.3)により、 ${}^tK_{ep} = {}^tP / {}^t\delta_0$ となる。

6. 軸力の影響を考慮した塑性モーメントの計算

RC ラーメン橋脚の静的および動的照査においては、柱部材の塑性モーメント(M_{yi})は変動する軸力の影響を考慮しなければならない。道示 10.6 の解説では、動的照査に用いる曲げモーメント-曲率関係の骨格曲線には、動的解析により得られた最大軸力又は最小軸力による骨格曲線を適切にモデル化することを推奨している。

一定の軸力の下での塑性モーメントは、図 6.1 に示すように、平面保持の仮定に基づいて断面内のひずみ分布が表され、図 6.2 に示すような、上、下層の鉄筋量(A_{sx})および側方鉄筋量(A_{sy})を有する長方形断面での応力分布により軸力(N_0)の下での曲げモーメントが求められる。

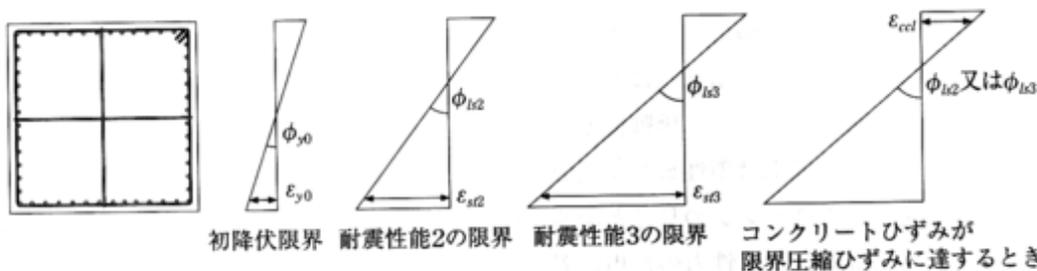


図-解10.3.1 初降伏限界、耐震性能2又は耐震性能3の限界におけるひずみ分布の設定

図 6.1 平面保持の仮定による断面内の曲率とひずみ分布

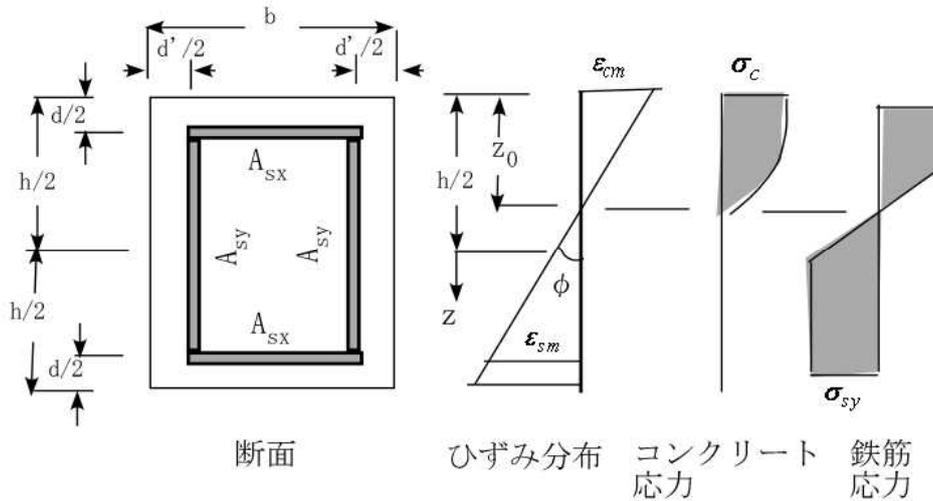


図 6.2 断面のひずみ分布と応力分布

道示 10.4(1)により，コンクリートの応力(σ_c)－ひずみ(ϵ_c)曲線は図 6.3 に，鉄筋の応力(σ_s)－ひずみ(ϵ_s)曲線は図 6.4 のように与えられている。

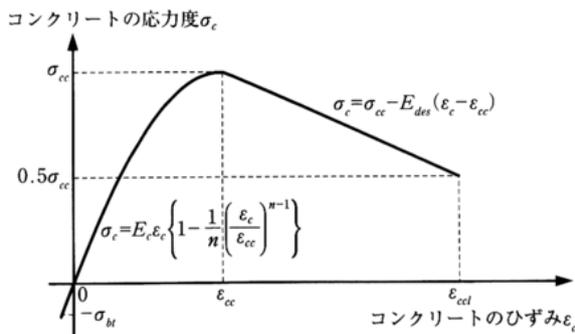


図-10.4.1 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

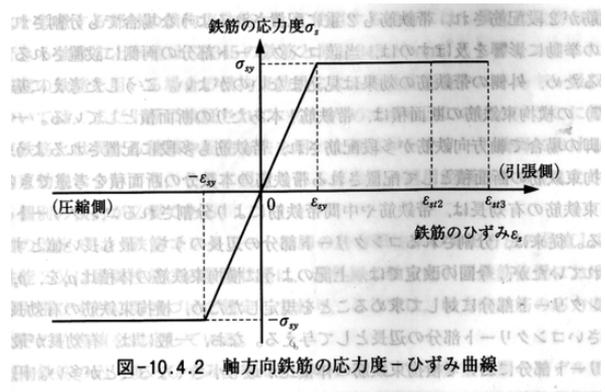


図-10.4.2 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ曲線

図 6.3 コンクリートの応力－ひずみ曲線

図 6.4 鉄筋の応力－ひずみ曲線

地震による交番荷重を受ける RC ラーメン橋脚の柱およびはり断面は対称配筋であることが一般的であると思われるので，図 6.2 のような長方形断面に着目すると，曲げモーメント(M)と曲率(ϕ)の関係は，以下のように表される。

平面保持の仮定に基づけば，上縁から中立軸までの距離(z_0)と曲率(ϕ_{y0})は，

$$z_0 = \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{sm} + \epsilon_{cm}} h, \quad \phi_{y0} = \frac{\epsilon_{sm}}{h - z_0} \quad (6.1)$$

ここに， ϵ_{sm} ：最下縁の鉄筋のひずみ， h ：断面高さである。

一方，コンクリートおよび鉄筋の応力－ひずみ関係は，道示，耐震設計編(H24)では，図一解 10.4.1,2 のように与えられており，それぞれ， $\sigma_c = f_c(\epsilon_s)$ ， $\sigma_s = f_s(\epsilon_s)$ と表せば，

$$M = b \int_{-h/2}^{h/2} f_c(\epsilon_c) \cdot z dz + \int A_s f_s(\epsilon_s) \cdot z dA_s \quad (6.2)$$

$$N = b \int_{-h/2}^{h/2} f_c(\varepsilon_c) \cdot dz + \int_{A_s} f_s(\varepsilon_s) \cdot dA_s \quad (6.3)$$

ここに、 b ：断面の幅、 z ：中立軸からの下方の距離であり、応力は引張を正、圧縮を負としている。

降伏モーメント(M_{y0})は、断面の最外縁の鉄筋が降伏するときの曲げモーメントで、図 6.2 において、 $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sy}$ で、最外縁のコンクリートの圧縮ひずみ (ε_{cm}) と中立軸の位置(z_0)の関係は、

$$\varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{sm}}{h - z_0} \cdot h \quad (6.4)$$

式(6.2)および(6.3)の積分は数値積分法により実行できる。断面高さ(h)を n 分割、コンクリート断面の分割点 $i = 1, 2, 3, \dots, n+1$ でのひずみ ε_c^i および応力 σ_c^i は、

$$\varepsilon_c^i = \phi_{y0}(h - z_i), \quad \sigma_c^i = f_c(\varepsilon_c^i), \quad \phi_{y0} = \frac{\varepsilon_{sm}}{h - z_0}, \quad z_c^i = (i-1)\Delta z_c - \frac{h}{2} \quad (6.5)$$

ただし、 $\Delta z_c = h/n \leq d/2$

同様に、鉄筋層は上下縁層(A_{sx})と側方層 (A_{sy})に分け、側方層を m 分割する。鉄筋層のひずみ ε_{sj} および σ_{sj} は、

$$\varepsilon_s^j = \phi_{y0}(h - z_j), \quad \sigma_s^j = f_s(\varepsilon_s^j), \quad z_s^j = (j-1)\Delta z_s - \frac{h-d}{2} \quad (6.6)$$

ただし、 $\Delta z_s = \frac{h-d}{m} \leq d/2$, $j = 1, 2, 3, \dots, m+1$

式(6.2)および(6.3)の数値積分は台形公式を適用すれば、軸力(N)の下での降伏時の曲げモーメント(M_{y0})は以下のように与えられる。

$$M_{y0} = b\Delta z_c \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_c^i z_c^i + \sigma_c^{i+1} z_c^{i+1}}{2} + \Delta A_{sy} \sum_{j=1}^m \frac{\sigma_s^j z_s^j + \sigma_s^{j+1} z_s^{j+1}}{2} + A_{sx}(\sigma_s^1 z_s^1 + \sigma_s^{m+1} z_s^{m+1}) \quad (6.7)$$

$$N = b\Delta z_c \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_c^i + \sigma_c^{i+1}}{2} + \Delta A_{sy} \sum_{j=1}^m \frac{\sigma_s^j + \sigma_s^{j+1}}{2} + A_{sx}(\sigma_s^1 + \sigma_s^{m+1}) \quad (6.8)$$

ここに、 $\Delta A_{sy} = 2A_{sy}/m$ であり、軸力 (N) は上部工の自重 (W) と地震による水平慣性力 (P) によるものの和としている。

つぎに、塑性モーメント (M_y) は、耐震性能 2 または 3 の限界状態での曲げモーメント (M_{ls2}, M_{ls3}) であり、断面のコンクリートひずみが圧縮限界状態 (ε_{ccl}) に達するか、または引張鉄筋のひずみが

引張限界ひずみ (ε_{st2} または ε_{st3}) に達するときの曲げモーメントとしている。したがって、地震による交番荷重 (tP) を受けたときの柱の軸力の最大値 (N_{cmax})、ただし圧縮を正、での $M_y^{\max} = M_{ls2,3}$ は、式(6.7)において、 $N = N_{cmax}$ および $M_{ls2,3} = M_{y0}$ と置き換え、また、柱の軸力の最小値 (N_{cmin}) での $M_y^{\min} = M_{ls2,3}$ は、 $N = N_{cmin}$ および $M_{ls2,3} = M_{y0}$ と置き換えることによって、式(6.7)の数値積分によって求められる。最後に、 $N_{cmin} < N < N_{cmax}$ の任意の軸力 (N) の下での M_y は、適切な補間により求めることを推奨されており、 $N = 0$ のときの M_y^0 も求めて、 M_y^{\min} 、 M_y^0 および M_y^{\max} の 3 点を用いた 2 次補間式 (図 6.5) が実用的あるように思われる。

なお、 $N_{c\max}$ および $N_{c\min}$ のおおよその上、下限値は、事前に、図 4.2 の P_u を算定し、

$$N_{c\max} = \frac{W}{2} + \frac{P_u h}{b}, \quad N_{c\min} = \frac{W}{2} - \frac{P_u h}{b} \quad (6.9)$$

により、定めることができる。

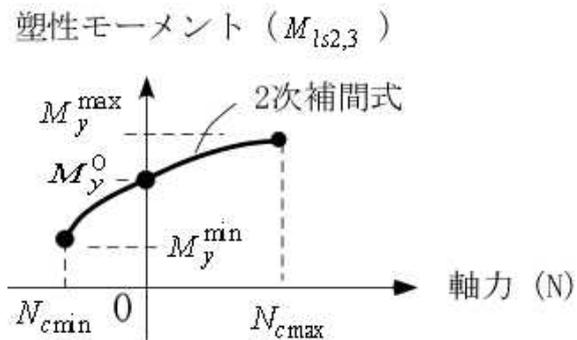


図 6.5 2次補間式

以上