

## 11章 鋼製橋脚の応答値及び許容値に関連付けて

質問 11.1 レベル2地震動に対する鋼製橋脚の耐震性能2または3の照査は動的解析によるとなっており、鉄筋コンクリート橋脚に対する静的照査とは異なっていますが、その主な理由は何ですか？

### 回答 11.1

鉄筋コンクリート橋脚では、地震動による挙動が複雑でない場合は、静的解析による耐震性能2または3の照査（静的照査）が認められています。鋼製橋脚に対しては認められていません。その最大の理由は、鋼製橋脚の終局曲げ耐力は圧縮鋼板の局部座屈に支配され、局部座屈を起こした部材は、その後の正負交番繰返載荷時には安定した保有耐力が確保し難く、実験によっても確認ができていないことによるものと推察されます。ダイヤフラムやリブなどによって補剛された鋼板の塑性域での局部座屈と交番繰返載荷時の安定性についての理論的な解析は難しく、実験に頼る以外の方法はないと思われませんが、今後、豊富な実験データが得られたならば、鉄筋コンクリート橋脚と同様な静的照査法が採用される可能性はあると思います。

質問 11.2 鋼製橋脚の動的照査法による照査において、以下の表がありますが、この表に関する

表-11.2.1 鋼製橋脚の残留変位の算出に用いる降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比 $r$ 及び残留変位補正係数 $c_R$

鋼製橋脚の種類別	$r$	$c_R$
コンクリートを充てんしない鋼製橋脚	0.2	0.45
コンクリートを充てんした鋼製橋脚	0.1	0.45

用語である“降伏剛性”に対する降伏後の“二次剛性”の比、および“残留変位補正係数”とは、どのように定義されたものでしょうか？

### 回答 11.2

耐震性能2および3照査における鋼製橋脚の上部工の重心に作用する水平荷重( $P$ )と水平変位( $\delta$ )の関係は、図 11-2.1 に示すようなバイリニア曲線でモデル化されています。この図において、 $P_y$ 、 $\delta_y$  は鋼板が圧縮または引張側で初期降伏するときのそれぞれ荷重および変位であり、 $P_u$ 、 $\delta_u$  は設計地震動の入力による動的解析によって得られた最大応答荷重および変位であり、 $K_y$  は弾性剛性（降伏剛性）、 $rK_y$  は降伏後の二次剛性、 $r$  は二次剛性の降伏剛性に対する比率であります。なお、表 11-2.1 の $r$ の値は、正負交番繰返載荷実験で得られた結果を平均化して求められた値と推察されます。

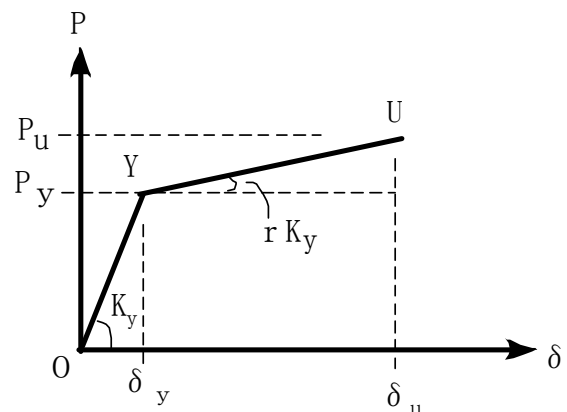


図 11-2.1  $P-\delta$  曲線のモデル化

つぎに、残留変位補正係数( $c_R$ )については、質問 6.7 で述べられた式を再掲すると、

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y \quad (11-2.1)$$

によって定義されています。ここで、塑性率( $\mu_r$ )は、図 11-2.1 での $\delta_u / \delta_y$ に対応しており、動的解

析の結果より求められます。また、表 11-2.1 の残留変位補正係数 ( $c_R$ ) の値は、**回答 6.7** で述べたように、図 11-2.2 に示したような曲げモーメント ( $M$ )—曲率 ( $\phi$ ) 関係のバイリニア型の履歴曲線を用いて算定された残留変位応答スペクトルから決定されたものと推察されます。なお、図 11-2.2 の  $M-\phi$  関係の履歴モデルには、移動硬化則が適用されているので、除荷剛性は負荷剛性 ( $K_y$ ) と同じとしています。

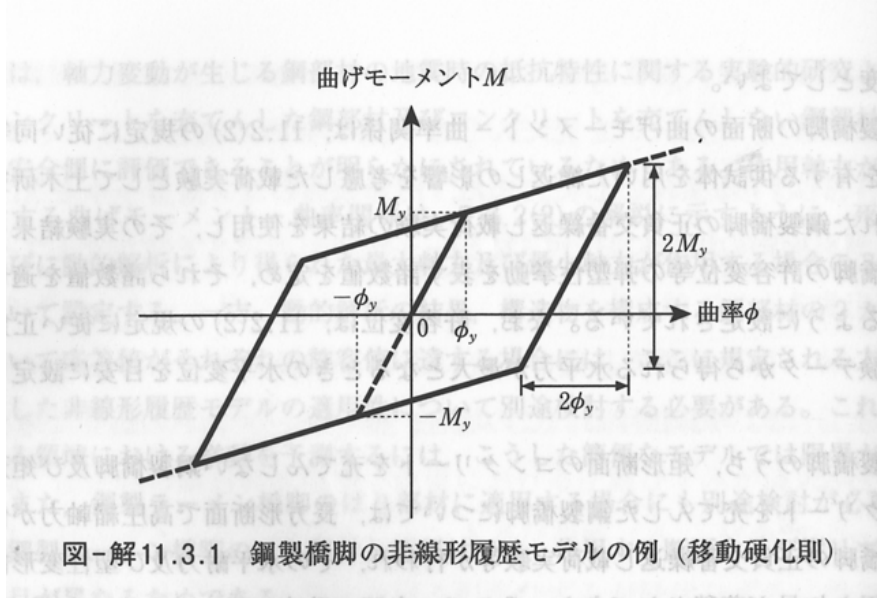


図 11-2.2 鋼製橋脚での  $M-\phi$  のバイリニア型履歴モデル (移動硬化則)

なお、図 11-2.1 での二次剛性 ( $rK_y$ ) は、残留変位の評価のための  $P-\delta$  曲線のバイリニアモデルによっており、図 11-2.2 の  $M-\phi$  曲線とは異なりますので、静的構造である単柱式鋼製が主たる対象になっているものと思われ、鋼製ラーメン橋脚などの不静定構造に対する適用には検討課題が残されているものと推察されます。

**質問 11.3 鋼製橋脚の降伏変位および水平耐力はどのように算定するのですか？**

**回答 11.3**

単柱式鋼製橋脚のように静定系の構造であれば、水平荷重 ( $P$ ) と曲げモーメント ( $M$ ) は比例関係に

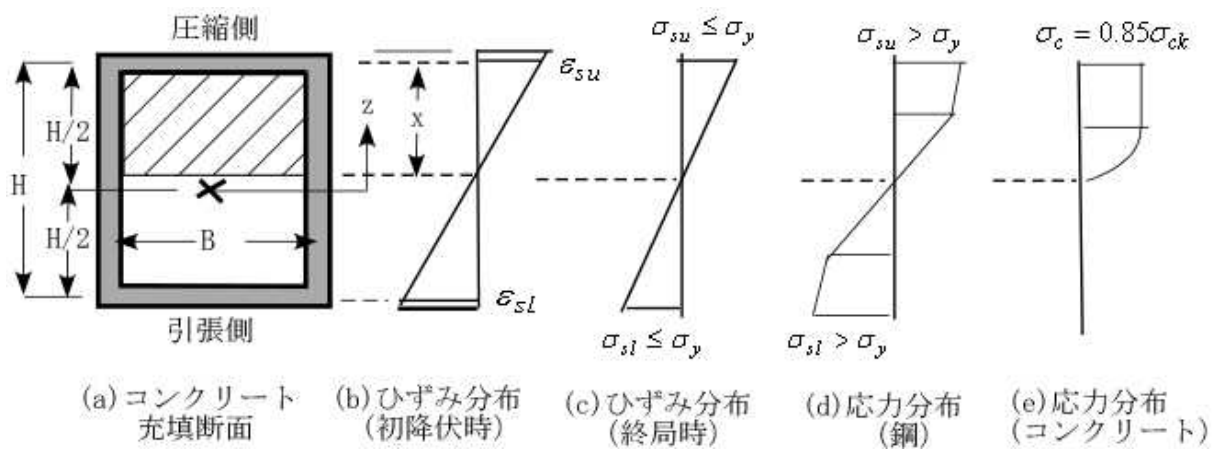


図 11-3.1 コンクリート充填の鋼製橋脚長方形断面でのひずみ分布と応力分布

あるので、橋脚断面での曲げモーメント( $M$ )と曲率( $\phi$ )の関係が分かれば、降伏変位( $\delta_y$ )や水平耐力( $P_u$ )は容易に算定することができます。

図 11-3.1 に示すように、平面保持の仮定にしたがえば、断面内の曲げひずみは直線状に分布し、鋼板の初降伏は、図 11-3.1(b)に示すように、圧縮または引張側の最大ひずみのどちらかが先に鋼の降伏ひずみ $\epsilon_y$ に到達したときであり、このときの曲げモーメントが降伏曲げモーメント( $M_y$ )に、曲率が降伏曲率( $\phi_y$ )に対応しています。一方、鋼断面の一部が塑性域に入り、圧縮側最大ひずみ( $\epsilon_{su}$ )が許容限界ひずみ( $\epsilon_a$ )に到達したときの曲げモーメント( $M_a$ )が終局曲げモーメント(許容限界モーメント)であり、そのときの曲率が許容限界曲率( $\phi_a$ )に対応しています。許容限界ひずみ( $\epsilon_a$ )は、断面形状を長方形、円形に分けて、またコンクリート充填の有無に分けて、鋼製断面のフランジまたはウェブの局部座屈の影響を考慮して、それぞれ規定されています(詳細は道示 11.4 を参照してください)。

ところで、各曲げモーメント( $M$ )および各曲率( $\phi$ )は、鉄筋コンクリート断面の場合と同様、次式のつりあい条件より求めることができます。

$$M = B \int_{-H/2}^{H/2} \sigma_c(z) z dz + \int_{-H/2}^{H/2} \sigma_s(z) z dA_s(z), \quad (11-3.1)$$

$$N = B \int_{-H/2}^{H/2} \sigma_c(z) dz + \int_{-H/2}^{H/2} \sigma_s(z) dA_s(z) \quad (11-3.2)$$

ここに、 $H$ 、 $B$  はそれぞれ断面高さおよび幅、 $N$  は作用軸力(圧縮を正)であり、 $z$  は断面の中心から上方の距離、 $\sigma_c(z)$  のコンクリート応力、 $\sigma_s(z)$  は鋼の応力、ただし応力は圧縮を正、 $dA_s(z)$  は高さ  $dz$  当たりの鋼の面積で、 $x$  は中立軸までの距離、曲率( $\phi$ )は、 $\phi = \epsilon_{su} / x$ 、として、積分は数値積分法により算定されます。

なお、道示 11.3 には、各種の断面でのコンクリートおよび鋼の応力-ひずみ曲線と圧縮鋼板の許容限界ひずみ( $\epsilon_a$ )が与えられているので、与えられたひずみ分布 $\epsilon(z)$ より $\sigma_c(z)$ および $\sigma_s(z)$ が決定できます。

つぎに、単柱式鋼製橋脚が橋軸直角方向の地震動を受ける場合を例に採ると、上部工の重心における降伏荷重( $P_y$ )および水平耐力( $P_u$ )は最大曲げモーメントは橋脚下端断面に起こるので、

$$P_y = \frac{M_y}{h}, \quad P_u = \frac{M_a}{h} \quad (11-3.3)$$

ここに、 $h$  は上部工の重心から橋脚下端までの距離で、また、降伏変位( $\delta_y$ )は、単位荷重法により、

$$\delta_y = \int_{h_0}^h \phi_y(y) \cdot y dy \quad (11-3.4)$$

ここに、 $y$  は上部工の重心から橋脚柱断面までの距離、 $h$ 、 $h_0$  は上部工の重心からそれぞれ橋脚柱下端および上端までの距離、 $\phi_y(y)$  は橋脚下端断面が降伏曲率( $\phi_y$ )に達したときの断面位置( $y$ )での曲率であり、

橋脚が等断面で弾性曲げ剛性が  $EI$  であるならば、

$$\delta_y = P_y \int_{h_0}^h \frac{y^2}{EI} dy = \frac{P_y}{3EI} (h^3 - h_0^3) \quad (11-3.5)$$

となります。

以上のように、図 11-2.1 における  $P_y$ 、 $\delta_y$  および  $P_u$  を算定することができます。ただし、式(11-3.5)では基礎の変形は考慮していません。

質問 11.4 長方形断面の鋼製橋脚でのフランジ鋼板の許容限界ひずみ( $\varepsilon_a$ )の大きさは、コンクリート充填の有無や幅厚比パラメータなどによって規定されていますが、幅厚比パラメータとは何ですか？

回答 11.4

幅厚比パラメータ ( $R$ ) とは、鋼断面材の局部座屈強度を表すパラメータで、断面を構成する鋼板の板厚( $t$ )に対するフランジ幅またはウェブ幅( $b$ )の比 ( $b/t$ ) を幅厚比として、局部座屈強度( $\sigma_{cr}$ ) に対する降伏圧縮強度 ( $\sigma_y$ ) の比 ( $\sigma_y/\sigma_{cr}$ ) の平方根、 $R = \sqrt{\sigma_y/\sigma_{cr}}$  が幅厚比パラメータを意味しています。幅厚比パラメータは薄板の弾性座屈理論に基づいて導入されたものであり、以下のように誘導できます。

最初に、図 11.4-1 に示すように、長方形板が長辺 ( $a > b$ ) 方向に、一様な圧縮力  $N_x$  を受けた場合の弾性座屈の基礎微分方程式は、

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{N_x}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (11.4-1)$$

ここに、 $w$  は座屈時のたわみであり、 $D = Et^3/[12(1-\nu^2)]$  は板のたわみ剛性と呼ばれています。ところで、周辺が単純されている場合の境界条件は、 $x=0, a$  の辺で  $w = \partial^2 w/\partial x^2 = 0$ 、 $y=0, b$  の辺で  $w = \partial^2 w/\partial y^2 = 0$  となり、式(11.4-1)の解は、つぎの形で与えられます。

$$w = C_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (11.4-2)$$

ここに、 $C_{mn}$  はたわみの大きさを表す係数で、 $m, n$  はそれぞれ  $x, y$  方向の正弦波形の次数を意味し、 $n=1$  とすれば、座屈モードは短辺方向 ( $y$  方向) の正弦半波形を意味しています。式(11.4-2)を式(11.4-1)に代入し、 $C_{mn} = 0$  でない条件 (座屈条件) より、

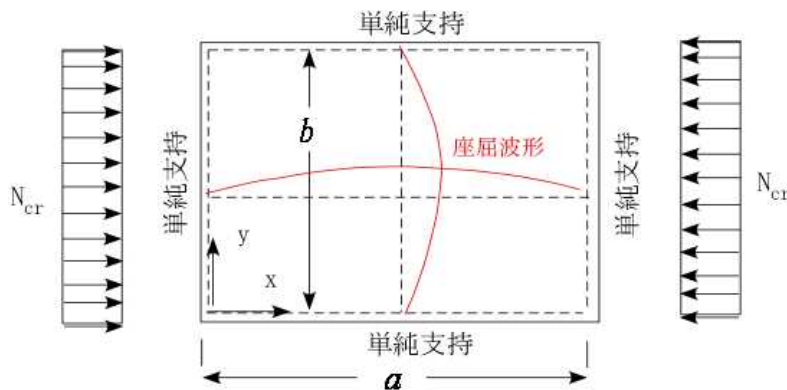


図 11.4-1 一様圧縮力を受ける周辺単純支持長方形板 ( $a > b$ )

$$N_x = \frac{D\pi^2 a^2}{m^2} \left( \frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \quad (11.4-3)$$

を得ます。式(11.4-3)を以下のように表します。

$$N_x = k \frac{D\pi^2}{b^2}, \quad k = \left( m \frac{b}{a} + \frac{1}{m} \frac{a}{b} \right)^2 \quad (11.4-4)$$

式(11.4-4)は無数の  $k$  の値を与えますが、最小値のみが物理的な意味を持ち、 $n=1$  で、 $k$  の最小値を与える  $m$ 、すなわち短辺方向に一つの正弦半波形で、長辺方向に  $m$  個の正弦半波形の座屈モードに対支配されます。たとえば、正方形板 ( $a = b$ ) の場合は、 $m=1$  において最小になり、 $k=4$  になります。

また、 $a > b$ での辺長比 ( $a/b$ ) と  $k$  の関係を示せば、図 11.4-2 のようになります。すなわち、 $a/b$  が大きくなると、 $k$  が 4.0 より若干大きくなる場合があるが、ほぼ 4.0 と見なして良いことが分かります。したがって、周辺単純支持の長方形板 ( $a \geq b$ ) の座屈応力； $\sigma_{cr} = N_{cr}/t$  は以下のように表せます。

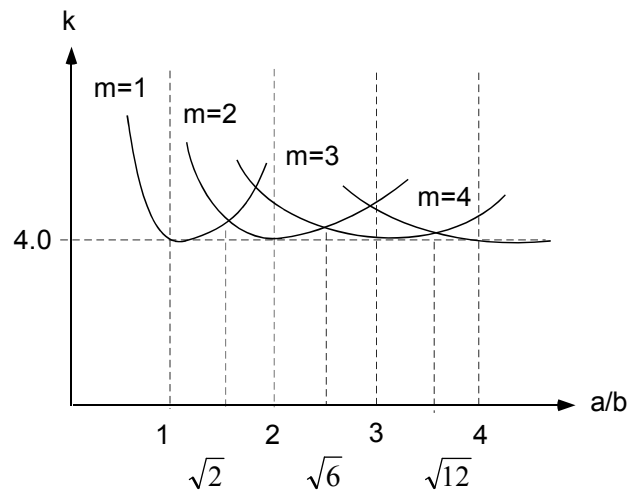


図 11.4-2 座屈係数と辺長比との関係

$$\sigma_{cr} \approx 4.0 \frac{D\pi^2}{tb^2} = \frac{4E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (11.4-5)$$

一般に、任意の境界条件を有する平板の座屈応力は、以下のように表わし、

$$\sigma_{cr} = \frac{kE}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (11.4-6)$$

ここに、 $k$  は座屈係数と呼ばれ、周辺単純支持の場合は、 $k = 4.0$  で、周辺固定の正方形板 ( $a=b$ ) では、 $k = 10.01$ 、 $a/b$  が非常に大きく、 $y = 0$  の辺が単純支持、 $y = b$  の辺が自由 ( $I$  桁のフランジ板のような場合で、自由突出板と呼ばれている) の場合は、 $k = 0.43$  になります。

ところで、式(11.4-6)は、弾性理論による座屈荷重で、その理論的な適用範囲は、 $\sigma_{cr} < \sigma_y$ 、 $\sigma_y$  : 板の圧縮降伏応力であります。

そこで、圧縮降伏応力 ( $\sigma_y$ ) の  $\sigma_{cr}$  の比の平方根で表した

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \cdot \pi^2 k}} \quad (11.4-7)$$

を導入し、 $1/R^2$  を弾性座屈応力の降伏応力に対する比率に対応させ、 $b/t$  を幅厚比と呼び、 $R$  を幅厚比パラメータと呼んでいます。すなわち、弾性座屈領域は  $R > 1$  であり、 $R \leq 1$  が弾塑性座屈領域に対応しています。

ところで、式(11.4-6)は板厚の中心に載荷したときの理論弾性解であり、実際の鋼板は初期不整や残留応力の影響を受けるので、座屈応力は式(11.4-6)による値よりかなり低下し、**道示**、**鋼橋編**では、多くの実験値を整理して、圧縮を受ける薄肉鋼板の基準耐荷力曲線を以下のように規定しています。

$$\begin{aligned} R \leq 0.7 \text{ に対して、} & \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1.0, \\ R > 0.7 \text{ に対して、} & \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \frac{0.5}{R^2} \end{aligned} \quad (11.4-8)$$

つぎに、図 11.4-3 に示すように、鋼製橋脚断面が、軸方向の補剛リブ (縦縦補剛材) を有する補剛板

から構成されている場合に、橋脚軸方向の圧縮応力を受けたときには、図の赤い点線で示すように、座屈モードがフランジの補剛リブ上で節になるような十分大きな剛性を有する場合には、式(11.4-5)での幅厚比は、 $b/t = b_F/(nt_F)$ 、ただし、 $n$ ：等間隔の補剛リブにより区切られたパネル数、に対応します。

したがって、図 11.4-3 のような等間隔に補剛されたフランジ板では、幅厚比パラメータは以下のように表しています。

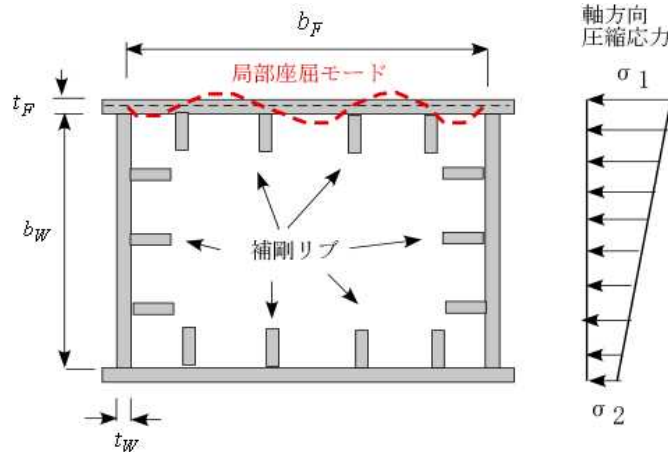


図 11.4-3 コンクリートの充填に無い鋼橋脚断面

$$R_R = \frac{b_F}{nt_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (11.4-9)$$

ここに、 $\mu$ ：ポアソン比 ( $\mu = \nu$ )、 $k_R = n^2 k$ 、 $n$ ：縦補剛材によって区切られるパネル数です。式(11.4-8)より、補剛板が塑性域に入るためには、 $R_F < 0.7$ でなければならず、鋼製橋脚のように耐震性能2または3での十分な塑性変形能を期待する場合には、さらに、 $R$ は小さくしなければなりません。したがって、**道示 11.4**では、多数の実験結果に基づいて、コンクリートの充填の無い鋼製橋脚断面では、 $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ および補剛リブの最小必要剛性比の条件を充たした上で、補剛板の許容ひずみ ( $\varepsilon_a$ ) を定めています。すなわち、式(11.4-9)は、座屈モードが補剛リブの位置で節になるような十分大きな剛性を有する補剛リブの場合のみに適用できるものであるため、**道示 11.4**では、一般的な形状・配置の補剛リブの場合の幅厚比パラメータ ( $R_F$ ) も規定されており、 $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ および $0.3 \leq R_F \leq 0.5$ の適用範囲内で、鋼板の許容限界ひずみの大きさは、 $R_R$ および $R_F$ や軸力などの多くの要素を考慮した複雑な実験式により与えられています。詳細は**道示 11.4**を参照してください。

また、コンクリートが充填された鋼製橋脚断面では、フランジおよびウェブの幅厚比および幅厚比パラメータの適用条件を充たした上で、 $\varepsilon_a = 7\varepsilon_y$ 、ここに、 $\varepsilon_y$ ：降伏ひずみとしています。

**質問 11.5** 動的解析に用いる曲げモーメント( $M$ )—曲率( $\phi$ )の履歴曲線は、図 11.5-1 に示すような移動硬化則が推奨されているが、これについて解説してください。

### 回答 11.5

地震による変動荷重を受ける場合の鋼製橋脚断面の  $M - \phi$  の履歴曲線を解析により求めるのは大変難しい問題だと思います。そこで、交番繰返載荷実験で得られた曲線をモデル化したものが図 11.5-1 であると思われます。このモデルでは、正負対称で、初期弾性曲げ剛性 (降伏曲げ剛性) と降伏後の塑性域からの除荷曲げ剛性は同一とし、降伏後の負荷時の接線曲げ剛性 (二次曲げ剛性) は一定としています。単柱式鋼製橋脚では、図 11.5-1 での初期弾性曲げ剛性を  $K_{by}$  とすれば、二次曲げ剛性 ( $K_{by}'$ ) は、

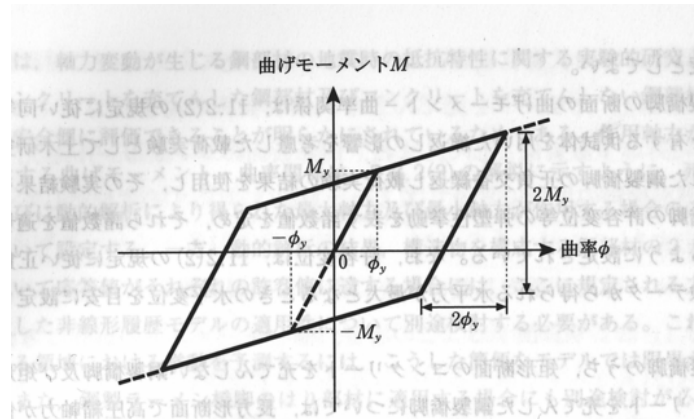


図-解 11.3.1 鋼製橋脚の非線形履歴モデルの例 (移動硬化則)

図 11-5.1 鋼製橋脚断面での  $M - \phi$  曲線の履歴モデル

$$K_{by}' = \frac{M_a - M_y}{\phi_a - \phi_y} \quad (11.5-1)$$

ここに、 $M_a$ 、 $\phi_a$ ：許容限界モーメントおよび許容限界曲率、 $M_y$ 、 $\phi_y$ ：降伏モーメントおよび曲率である。

したがって、図-解 11.3.1 を用いた動的解析による鋼製橋脚の耐震性能 2 または 3 では、橋脚断面の曲げモーメントおよび曲率の最大応答値が  $M_a$  および  $\phi_a$  を超えないことが要求されます。

以上は、静的系構造の単柱式鋼製橋脚に対する説明であり、鋼製ラーメン橋脚のような不静定系の構造では、 $P - \delta$  曲線の形状と  $M - \phi$  曲線の形状は大きく異なりますので、図 11.5-1 での二次曲げ剛性の採り方は簡単ではなく、実験で得られた履歴曲線を適切に表すモデル化が必要になると思いますが、道示 (H24 年版) でも明確な規定がまだ設けられておらず、今後の検討課題になっているものと推測されます。

以上