

## 付録 2 鋼橋の耐震設計のための基礎知識

### 1. 振動工学の基礎

構造物の耐震設計計算法は、地震動を等価な静的荷重に置き換える方法と、そのまま設計地震動として扱う方法とに大別できる（図 付 2.1）。

地震動のように複雑な動的荷重を受ける構造物の動的応答挙動を調べる手法としては、微少な時間間隔ごとに運動方程式を数値的に積分し解を求める直接積分法を用いるのが有効である。代表的な積分法としては、中央差分法、Newmark- $\beta$ 法、および Wilson- $\theta$ 法などがある。これらの直接積分法では、各計算ステップごとに剛性マトリックスを変化させて計算が行われる。したがって、これらの方法は、構造物の非線形動的応答解析に用いることができる。

一方、構造が比較的単純であり、1質点系への置換えが可能な場合には、地震加速度を受けた場合の最大応答を近似的に求め、それらを構造物の設計に反映することができる。たとえば、地震動によって構造物に発生する最大応答を簡単に求める手法として、1質点系の振動を基礎とする応答スペクトルを用いる方法がある。

また、地震動などの動的な荷重を静的な荷重に置き換えて構造物に作用させる方法として、弾性設計に用いられる（修正）震度法、および弾塑性設計に用いられるエネルギー一定則および応答変位法などがあげられる。

いずれの方法によっても、これらの解析結果は十分慎重に評価されるべきであり、そのためには構造物の振動特性の十分な理解が欠かせない。

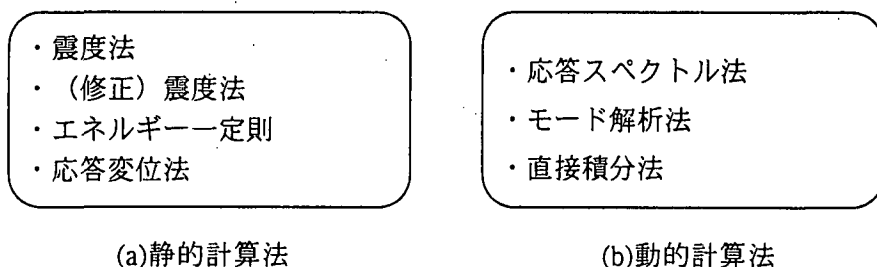


図 付 2.1 耐震設計計算法の分類

#### 1.1 1質点系の振動

質量  $m$  の 1 質点系において、質点の平衡状態からの変位を  $x$ 、その変位における速度および加速度を、それぞれ  $\dot{x}$  および  $\ddot{x}$  で表す。そして、作用する地震加速度を  $\ddot{z}_0$  とすると、1 質点系の質点に作用する力の釣合いから、次式が求まる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{z}_0 \quad (\text{付 2.1})$$

また、臨界減衰  $c_c$  を次のように定義する。すなわち、臨界減衰とは、質点が振動現象を示すか示さないかの調度境界になるような減衰の強さであり、次式で与えられる。

$$\frac{c_c}{2m} = \sqrt{\frac{k}{m}} = p \quad (\text{付 2.2})$$

ここで、 $p$  は固有円振動数であり、1 質点系のばね定数  $k$  と質量  $m$  とで決定される系固有の値

であり、次式で与えられる。

$$p = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{付 2.3})$$

減衰のない振動を対象とするとき、固有振動数および固有周期は以下のように定義でき、減衰がある場合とは、わずかではあるが異なる値をとる。

$$\text{(非減衰) 固有振動数: } f = \frac{p}{2\pi} \quad (\text{付 2.4})$$

$$\text{(非減衰) 固有振動周期: } T = \frac{1}{f} \quad (\text{付 2.5})$$

さらに、臨界減衰  $c_c$  を用いて、減衰定数  $h$  は、次のように定義される。

$$h = \frac{c}{c_c} \quad (\text{付 2.6})$$

橋梁構造物の減衰定数は、図 付 2.2 に示すように、 $h > 0$  となり、構造物は必ず減衰振動することになる。

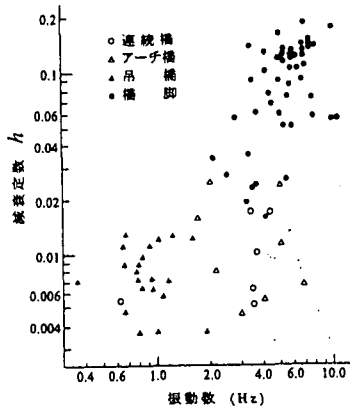


図 付 2.2 橋梁の減衰定数  
[土木学会,1998]

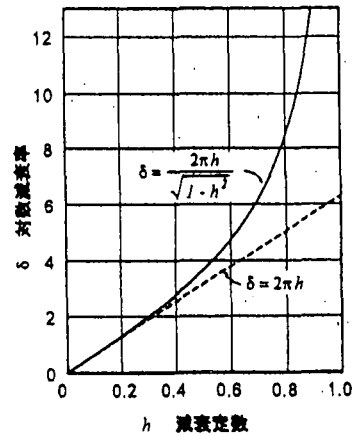


図 付 2.3 対数減衰定数と減衰定数との関係  
[土木学会,1998]

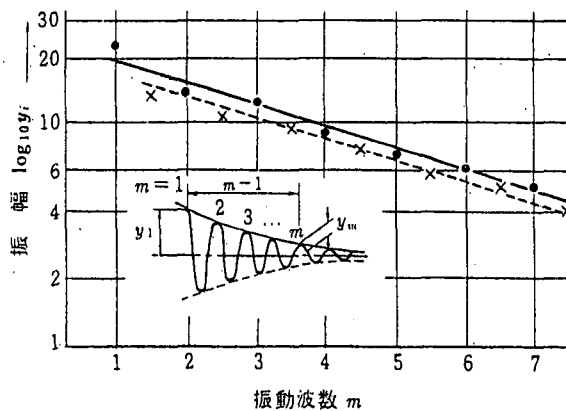


図 付 2.4 対数減衰率の算定方法[中井,1983]

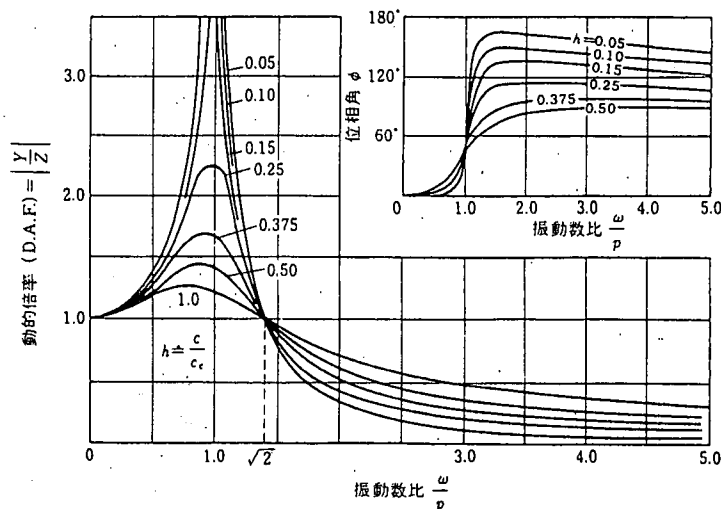
$$\delta = \ln \frac{e^{-hpt_1}}{e^{-hp(t_1+T)}} = hpT = \frac{2\pi h}{\sqrt{1-h^2}} \approx 2\pi h \quad (h \ll 1) \quad (\text{付 2.7})$$

減衰振動を評価するもう 1 つの指標に、式(付 2.7)で定義される対数減衰率がある。対数減衰率と減衰定数との間には、図 付 2.3 に示すような関係がある。また、対数減衰率は、図 付 2.4

に示すように、振幅が1振動周期ごとに $e^{-hT}$ :1の割合で等比級数的に減少していく比率(勾配)であるから、実験などによって対数減衰率を求めることにより構造物の減衰定数 $h$ を算定することができる。各種の現場実験から、橋梁構造物では、対数減衰率 $\delta$ の取る範囲は、スパン $L=20\sim 50\text{m}$ の鋼道路橋に対して $\delta=0.2\sim 0.005$ ( $h=0.064\sim 0.0015$ )、また $L\geq 50\text{m}$ の鋼道路橋に対して、 $\delta=0.05$ ( $h=0.016$ ) (一定)程度の値をとる。

## 1.2 共振現象

図付2.5には、地動を受ける場合の動的倍率と位相角との関係を、横軸に振動数比 $\omega/p$ をとって示す。ここで、動的倍率(D.A.F.)は、質点の応答の絶対変位 $y$ および加速度が、それぞれ入力変位 $z$ および入力加速度 $\ddot{z}$ の何倍になるのか、すなわち定常応答時の応答と入力振幅との比を表し、振動数比は、入力の振動数 $\omega$ と系(構造物)の固有振動数 $p$ との比を示す。



図付2.5 地動を受ける場合の動的倍率と位相角[中井,1983]

この図からも明らかなように、 $0 < \omega/p < 1$ の範囲では、D.A.F.は1より次第に増大し、 $\omega=p$ のときD.A.F.は最大となる。このような状態を共振状態とよび、共振時の振幅は、減衰定数 $h$ にかなり影響されることになる。また、 $\omega \ll p$ の場合には、質点の応答変位および加速度は、入力変位および加速度に等しく、振動していないことになる。これに対して、 $\omega \approx p$ の場合には、構造物の固有周期と入力動の周期とが一致し、共振現象により、入力変位および加速度を大きく上回る応答値が構造物に発生することになる。したがって、橋梁・高架橋を含む構造物の耐震設計の際、共振現象をさけることが重要である。また、構造物にある程度の減衰を確保することも必要となる。

## 2. 耐震設計法の基礎

### 2.1 旧震度法

地震によって構造物に作用する慣性力を想定した静的な水平力 $H=kW$ を作用させ、強度計算や安定計算を行う方法である。ここで、 $k$ は設計水平震度とよばれ、設計で対象とする地震加

速度を重力加速度で除したものであり、構造物の動特性に関係なく一律な値をとる。しかし、最近、道路橋では、この設計方法は使われなくなった。

## 2.2 (修正) 震度法 (最近は、この方法を単に震度法という)

旧震度法にもとづく耐震設計では、構造物に地震動が作用する場合に、構造物の固有周期の差異による応答特性が考慮されていない。このような一律の設計水平震度を用いた場合、後述の応答スペクトルによれば、おおよそ短周期の構造物に対して、地震による構造物の応答を過小評価し、長周期の構造物に対しては過大評価することになる。そこで、短周期では小さめの、長周期では大きめの設計水平震度となるように補正した加速度応答スペクトルを算定し、それを重力加速度で除した設計震度  $k_h$  を構造物の重量  $W$  に乗じた地震力を用いる方法が震度法である。

## 2.3 動的解析法

### 2.3.1 時刻歴応答解析法

実際に観測された地震波形、もしくは設計用に修正された地震波形を入力加速度として用い、構造物の最大応答値を直接的に求める方法である。とくに、構造が複雑で、構造物の1質点系へのモデル化が困難な場合、および弾塑性の耐震設計を行う場合には有効な方法と考えられる。

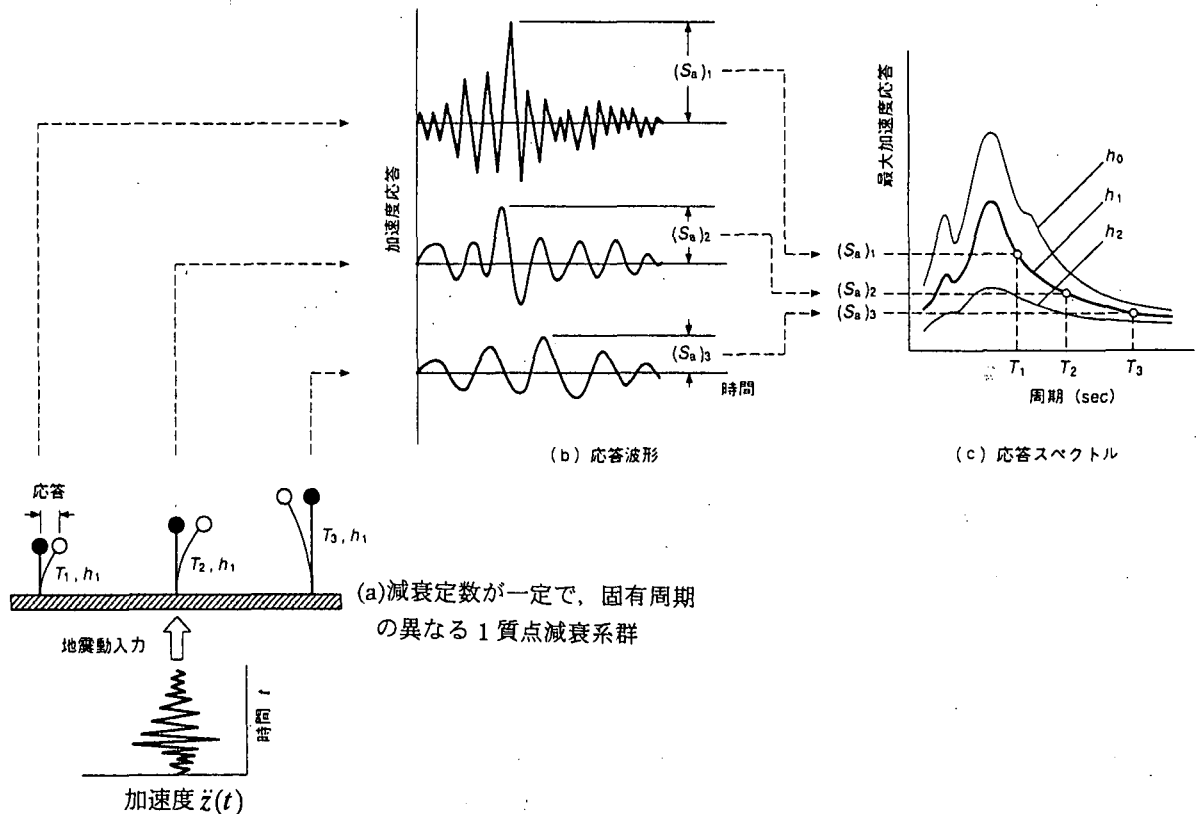


図 付 2.6 地震応答スペクトルの概念図[大崎,1994]

## 2.3.2 応答スペクトル

応答スペクトルとは、ある地震波に対する 1 質点系の最大応答値を、(非減衰)固有振動周期の関数として描いたものであり、応答値の種類に応じて変位応答スペクトル、速度応答スペクトル、および加速度応答スペクトルなどがある。これらを総称して、地震応答スペクトル(応答スペクトル)と言われている。図付 2.6 には、地震応答スペクトルの算出の概念図を示す。すなわち、1 質点系の固有振動数と減衰定数とを逐次変化させ(同図(a))、地震加速度を基盤に入力したときの運動方程式に代入・時間積分し得られる時刻暦応答(同図(b))の最大値が地震応答スペクトル(同図(c))になる。その際、土木構造物には、一般に減衰定数として、 $h=0.05$  を用いることが多いようであるが、減衰定数が小さいほど、構造物の応答は大きくなる。また、応答波形の振幅は入力加速度の波形によって支配される。しかし、構造物の応答の周期は、入力加速度の波形にあまり影響されず、構造物の固有振動周期にほぼ近くなる。

## 2.4 応答スペクトルの意義

応答スペクトルは、1 質点減衰系によって代表される構造物の地震加速度による最大応答値を近似的に求める際に用いられ、単純な構造の土木構造物の設計に用いられている。土木構造物の設計の際には、主に加速度応答スペクトルが使用され、変位応答スペクトルおよび速度応答スペクトルはほとんど用いられていない。

加速度応答スペクトル：通常、土木構造物の減衰定数  $h$  は 0.05 として取り扱われるので、減衰定数  $h=0.05$  のときの加速度応答スペクトルから、構造物の固有周期に応じた最大応答加速度が求まる。ただし、減衰定数  $h$  が 0.05 でない場合、 $h=0.05$  として求めた最大応答加速度の補正が行われる。この  $h$  に構造物の質量  $m$  を乗じたものが、その地震波により構造物に発生する最大地震力  $H_{max}$  であり、この最大地震力と構造物の重量  $W=mg$  との比が、静的耐震設計に用いられる設計水平震度にあたる。ここで、仮に減衰定数を 0.05 で一律と仮定した場合でも、短い橋脚にみられるような短周期構造物と、高層建物にみられるような長周期構造物とでは、異なる設計水平震度をとる。すなわち、構造物の固有周期と減衰定数とが、地震を受けた際の構造物の応答に著しい影響を与えることになる。

速度応答スペクトル：速度応答スペクトルにおいて、固有周期 1.0~2.5sec 間の積分値は、スペクトル強度とよばれ、地震動のエネルギー(破壊力)を表す 1 つの指標とされる。すなわち、スペクトル強度が大きいほど、強力な地震動といえる。

## 2.5 多質点系の振動

上に述べた応答スペクトルは、あくまで単純な 1 質点減衰系に関するものである。単純な構造形式を対象として解析を行う場合を除き、構造物を多質点系にモデル化するのが一般である。構造物を 1 質点系にモデル化した場合でも明らかなように、構造物の周期は、その構造物が地

震加速度を受けた場合の応答に、大きく影響を与える。構造物を多質点系にモデル化する場合、質点の数と同数の振動モードが存在するが、これらそれぞれの振動モードごとの固有周期および変形形状を求めることが重要となる。

### 2.5.1 モード解析

構造物が有する固有の振動モードを重ね合わせることにより動的応答を解析する方法をモード解析とよぶ。地震力を受ける橋脚などの応答を考える場合、高次の振動モードが耐震性に与える影響は少ないと考えられる。したがって、低次の振動モードをいくつか重ね合わせたモード解析により、線形挙動を呈する構造物の近似的な応答を求めることができる。以下にモード解析の概要をまとめる。

地震動を受ける多質点系の運動方程式は、次式であらわされる。

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -\ddot{z}_0 MI \quad (\text{付 2.8})$$

ただし、

$C$  : 全体系の減衰マトリックス

$\ddot{z}_0$  : 地震加速度

$I$  : 加震方向ベクトル

ここで、正規化された固有モード  $\phi_i$  ( $i=1\sim n$ ) を用いると、変位、速度、および加速度ベクトルは、一般化変位ベクトル  $q$  を用いて、それぞれ次のように仮定できる。

$$u = \phi q, \quad \dot{u} = \dot{\phi} q, \quad \ddot{u} = \ddot{\phi} q \quad (\text{付 2.9-11})$$

ここで  $\phi$  は  $\phi_i$  からなるマトリックスである。式の展開は省略するが、最終的に、式(付 2.8)の

運動方程式は、刺激係数  $\beta_i$  ( $= \frac{\phi_i^T M I^j}{M_i}$ ) を用いて次式のように、分解できる。

$$\ddot{q}_i + 2h_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\beta_i \ddot{z}_0, \quad i=1\sim n \quad (\text{付 2.12})$$

ここで、 $i$  次の固有振動モードにおける固有円振動数  $\omega_i$  および減衰定数  $h_i$  は、

$$\omega_i^2 = \frac{K_i}{M_i}, \quad 2h_i \omega_i = \frac{C_i}{M_i} \quad (\text{付 2.13, 付 2.14})$$

と表せる。

式(付 2.12)は、固有モードが直交性を有しているために、線形挙動を呈する  $n$  質点系の運動方程式が、入力地震加速度が  $\beta_i$  倍された 1 質点系の運動方程式に帰着できることを示している。ここで、刺激係数  $\beta_i$  は、第  $i$  次における変形モードが、全体の応答にどれだけ影響を及ぼすかを示す係数である。すなわち、地震時にどのモードが支配的になるのかを把握する指標とすることができる。たとえば、地震時の構造物の応答は、図 付 2.7(a) に示す 3 質点系の構造物を対象とする場合、つぎのように算定できる。すなわち、各振動モードに対応する 1 質点系の構造物を想定し、刺激係数  $\beta_i$  倍された地震加速度の入力による一般化応答変位  $q_i$  を算出する。そし

て考慮する1次～3次の振動モードに対応する応答を重ね合わせると、応答変位は $\sum_1^3 \phi_i q_i$ で算出できる。

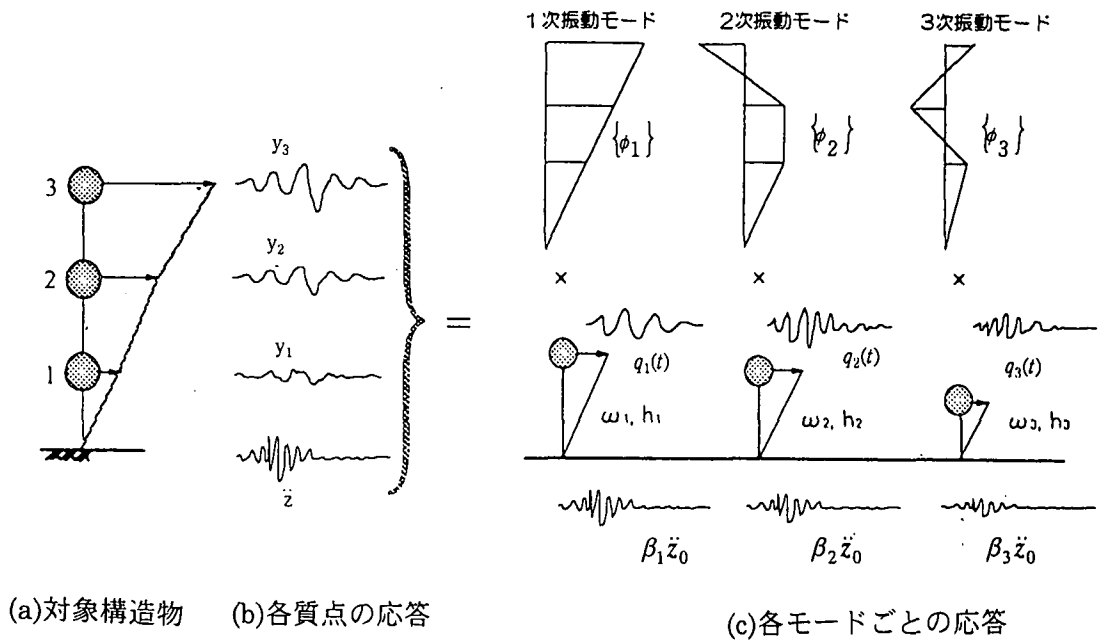


図 付 2.7 モード解析による地震応答の意味[土木学会,1998]

### 2.5.2 応答スペクトル法

応答スペクトル法とは、構造物の有する固有周期と減衰定数とに対応する入力波の一質点系の応答スペクトル $S_a$ を利用して、各振動モードの最大応答値を求め、それらを近似的に重ね合わせるにより、多質点系構造物の最大応答の近似解を求める方法である。

多質点系の場合、式(付 2.12)の解は、次式のようにになる。

$$q_{imax} = \frac{\beta_i S_a}{\omega_i^2} \quad (\text{付 2.15})$$

$$\dot{q}_{imax} = \frac{\beta_i S_a}{\omega_i} \quad (\text{付 2.16})$$

$$\ddot{q}_{imax} = \beta_i S_a \quad (\text{付 2.17})$$

また、式(付 2.9)より、最大変位ベクトル $q_{imax}$ は、次式のように表せる。

$$u_{imax} = \phi_i q_{imax} \quad (\text{付 2.18})$$

すなわち、各モードでの応答を時間毎に重ね合わせるにより最大応答が近似的に求められる。しかし、各モードの応答値が同時刻に最大となることはほとんどないため、式(付 2.18)は実際の変位よりも過大に応答を評価することになる。

そこで、上の傾向を抑えることを目的としたモード応答の重ね合わせの手法として、SRSS法およびCQC法などが用いられる。ここでは、SRSS法について述べる。

### 2.5.2.1 SRSS法

各モード毎の最大応答値を、一質点系の応答スペクトル曲線から求め、それらを用いて多質点系の最大応答値を推定する方法である。この方法では、各次数のモード応答値の二乗平方和の平方根より、以下のように推定する。

各最大応答値は、次式のように表せる。

$$u_{k \max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n u_{ik}^2} \quad (\text{付 2.19})$$

$$\dot{u}_{k \max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \dot{u}_{ik}^2} \quad (\text{付 2.20})$$

$$\ddot{u}_{k \max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \ddot{u}_{ik}^2} \quad (\text{付 2.21})$$

ここに、

- $k$  : 任意節点の自由度
- $u_{k \max}$  :  $k$  成分の最大変位応答値
- $\dot{u}_{k \max}$  :  $k$  成分の最大速度応答値
- $\ddot{u}_{k \max}$  :  $k$  成分の最大加速度応答値
- $u_{ik}$  :  $i$  次の最大変位応答ベクトルの  $k$  成分
- $\dot{u}_{ik}$  :  $i$  次の最大速度応答ベクトルの  $k$  成分
- $\ddot{u}_{ik}$  :  $i$  次の最大加速度応答ベクトルの  $k$  成分

## 3. 補剛箱形断面柱および円形断面柱の座屈・終局強度

### 3.1 柱および板の座屈・終局強度

図 付 2.8 の  $w_0 = 0$  の直線に示すように、まっすぐな柱や平らな板（圧縮板）が、それぞれ軸方向圧縮力  $P$ 、および一方向一様分布の面内圧縮応力度  $\sigma$  を受けて、急激に大きくたわむ現象を座屈という。数学的には、1 つの釣合い状態が生じ始める現象で、固有値問題として解析される。ただし、圧縮板の場合には、座屈しても、圧縮応力方向に平行な支持側辺（非載荷辺という）の付近の板領域は、同図(b)の薄い板の  $w_0 = 0$  の曲線で示すように、その後の面内力に対しても抵抗する。そして非載荷辺が降伏すると、ほぼその終局限界状態に至る。このように、座屈してから終局限界状態に至るまでの余剰強度を、後座屈強度という。特に、板の座屈は、柱の座屈と区別するため、局部座屈とも言われる。



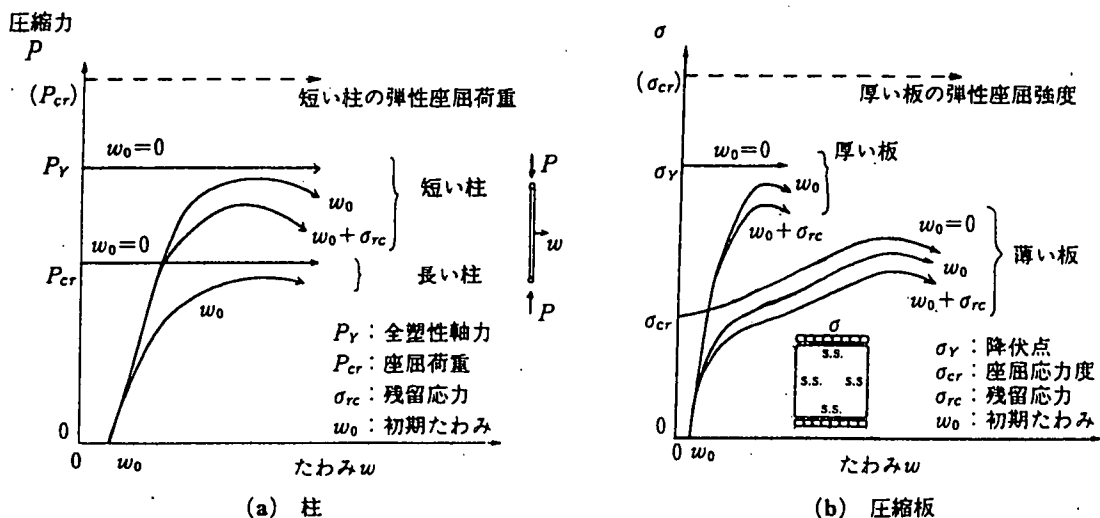


図 付 2.8 板と圧縮板との座屈挙動の模式図[北田ら,1998]

しかし、実際の構造物に用いられる柱や圧縮板の多くは、それらの材料が常に弾性であると仮定した場合の弾性座屈応力度（図 付 2.8 において点線で示した強度）よりも降伏点の方が小さく、先に断面の一部が降伏してから座屈が発生する。このような現象を、弾塑性座屈という。弾塑性座屈強度は、弾性座屈強度を支配する柱や圧縮板の寸法、および材料のヤング係数のみでなく、材料の降伏点、および溶接によって柱や圧縮板の断面内に残留する応力（残留応力という）の大きさにも影響される。

一方、同じく図 付 2.8 に示すように、製作などによる小さな曲がり（初期たわみという）や、作用荷重の部材軸、あるいは板の中央面からの偏心などがあると、柱や圧縮板は、座屈現象を起こさず、小さな作用荷重段階からたわみ始め、座屈荷重に近づくと、たわみが急増して、座屈現象に近い現象を示す。そして、断面内の最大圧縮応力度が降伏点に達すると、ほぼ終局限界状態となる。このように、座屈ではないが、このような現象により決定された最大強度は、一般に終局強度といわれる。

### 3.2 円筒シェルの局部座屈

鋼製橋脚に用いられる円筒シェルの柱としての座屈現象は、3.1 で述べた柱の座屈現象とほぼ同じである。そこで、ここでは、円筒シェルの局部座屈についてのみ概説する。

円筒シェルの局部弾性座屈の他の構造のそれとの大きな相違は、図 付 2.9 に示すように、後座屈強度の著しい低下、および、それに起因する幾何学的不完全性や残留応力などの初期不整に対する敏感性にあるといえる。この点は薄肉円筒シェルの場合に特に顕著である。また、座屈モードも径厚比や、作用荷重によって異なり、図 付 2.10 に示すような多様なモードが発生する。

鋼製橋脚に用いられる円筒シェルは、曲げモーメントが卓越して作用し、断面の一部が弾塑性領域に入ってから局部座屈が発生するようなものが採用されている。座屈波形としては、兵庫県南部地震における損傷事例の中には、図 付 2.10 の(e), (f), および(g)のようなタイプのものが発生していた。

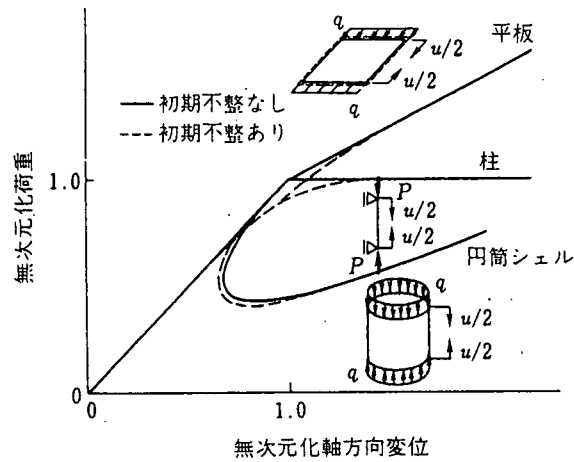


図 付 2.9 シェルおよびその他の構造の軸圧縮下における後座屈挙動の比較模式図  
[ECCS,1983], [土木学会,1987]

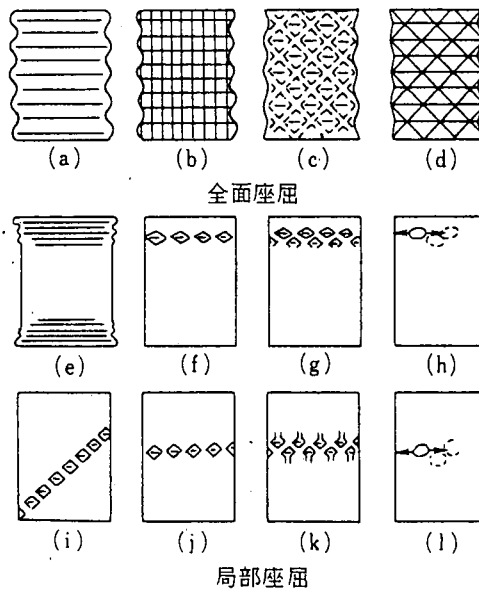


図 付 2.10 軸圧縮によるシェルとしての座屈波形の種類[土木学会,1987], [大平,1969]

道路橋示方書では、円形断面柱の局部座屈に対する許容圧縮応力度  $\sigma_{ca}$  は、鋼管の製作誤差を考慮した Donnell の座屈の式を基本とし、管壁の凹凸係数を  $U=0.001$  として、鋼管の半径と管厚との比  $R/t$  の関数で与えている。そして、図 付 2.11 に示すように、許容圧縮応力度  $\sigma_{ca}$  は、 $R/t$  が小さい範囲では一定とし、 $R/t$  がある値以上の範囲では直線的に低減している。その限界となる  $R/t$  の値は、Plantema の実験値を参考にして決められている。また、安全率は、同図に示すように、 $R/t$  が小さい範囲では 1.68~1.77、 $R/t$  が大きいところでは研究資料の不足から若干安全側に定められている。

さらに、純曲げを受ける鋼管の局部座屈強度は、実験結果によれば、純圧縮を受ける場合よりも約 20~30% 大きくなることが分かっている。そこで、道路橋示方書では、圧縮と曲げとを同時に受ける鋼管の局部座屈強度は、次式の係数により、大きくしている。ただし、 $R/t$  が小

さい領域での許容圧縮応力度の上限値は一定としている。

$$\alpha = 1 + \frac{\varphi}{10} \tag{付 2.22}$$

$$\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} \tag{付 2.23}$$

ここに、 $\sigma_1$ および $\sigma_2$ は、それぞれ曲げによる圧縮応力度、および引張応力度と軸方向力による圧縮応力度との合応力度であり、引張りを正とする。

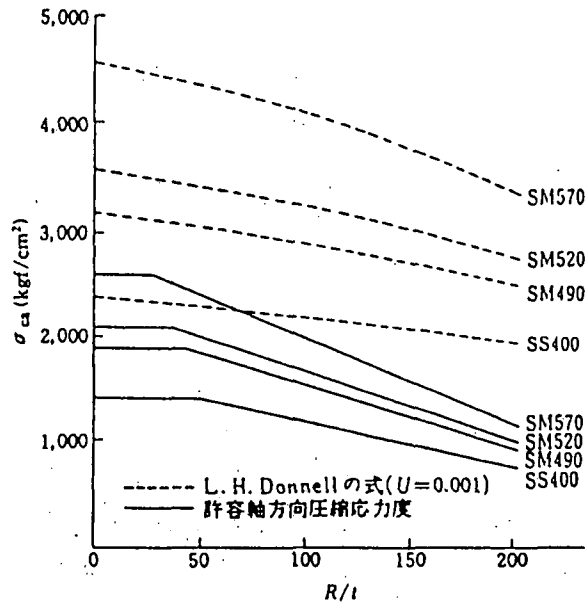


図 付 2.11 円形断面柱の局部座屈による許容圧縮応力度

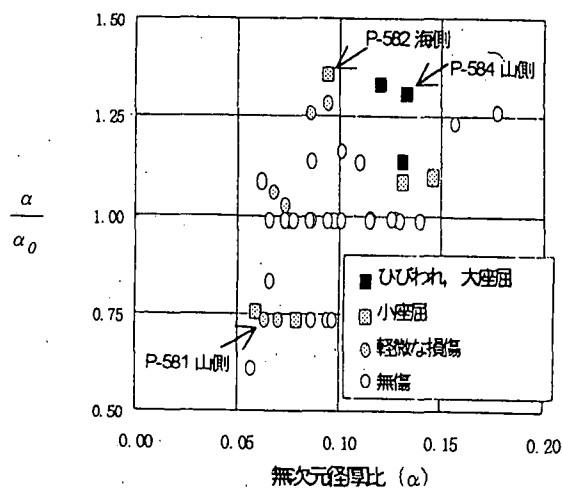


図 付 2.12 無次元径厚比と無次元径厚比の関係[池内ら,1997]

図 付 2.12 には、兵庫県南部地震による円筒断面橋脚の損傷の程度を、以下の式(付 2.24)に示す無次元径厚比 $\alpha$ を用いて、整理した結果を示している[池内ら,1997]。この図の縦軸は、局部座屈が発生した断面の $\alpha$ をその直下の板厚の厚い断面の無次元径厚比 $\alpha_0$ で除したものであ

る。

無次元径厚比 :  $\alpha = \frac{\sigma_Y D}{Et}$  (付 2.24)

ここに、 $\sigma_Y$ : 降伏応力,  $D$ : 断面の直径,  $E$ : 弾性係数,  $t$ : 板厚

この図より、 $\alpha/\alpha_0$ が大きくなるにつれて、損傷度が大きくなる事が分かる。また、損傷が発生した断面の $\alpha$ は、0.05以上であることがわかる。いま、 $\sigma_Y = 2,400\text{kgf/cm}^2$ ,  $E = 2.1 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$ とすると、 $\alpha = 0.05$ のとき、 $D/t = 44$ となる。

### 3.3 連成座屈現象

図 付 2.13 に示すように、次式で与えられる断面の幅厚比パラメータ  $R$  と柱としての細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  との関係で、部材座屈、局部座屈、あるいは、それらの連成した座屈が発生する。

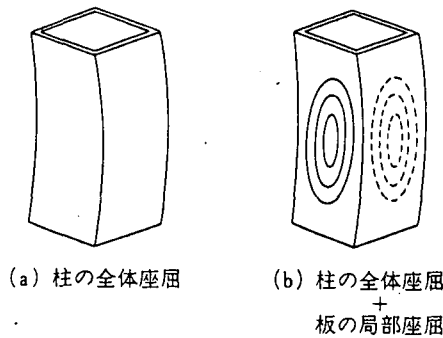


図 付 2.13 柱の座屈パターン [関西道路研究会, 1998]

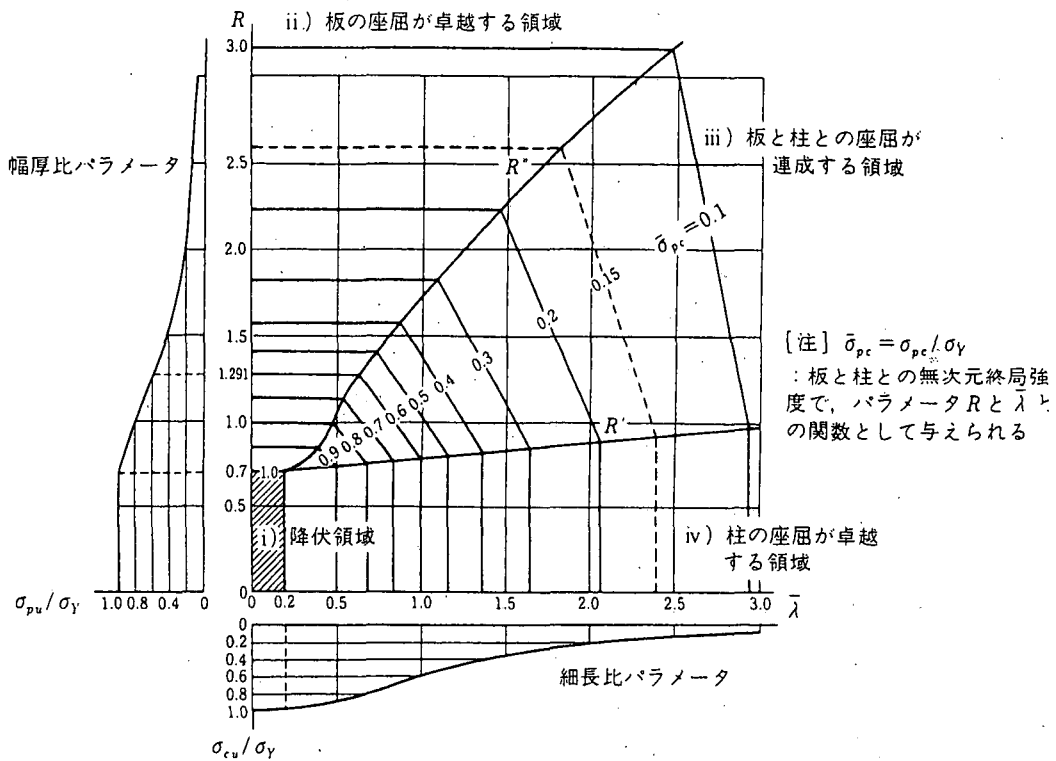


図 付 2.14 柱の全体座屈と板パネルの局部座屈との連成座屈。 ([Stahlbau, 1978]) [関西道路研究会, 1998]

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \quad (\text{付 2.25})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_{cr}}} = \frac{1}{\pi} \frac{l_e}{r} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \quad (\text{付 2.26})$$

ここに、 $\sigma_Y$ : 降伏点、 $\sigma_{cr}$ : 弾性座屈応力度、 $b$ : 板幅、 $t$ : 板厚、 $k$ : 座屈係数 ( $k=4.0$ )、 $\mu$ : ポアソン比、 $E$ : ヤング係数、 $l_e$ : 有効座屈長、 $r$ : 回転半径

これらの座屈が発生する領域を  $R$  と  $\bar{\lambda}$  とで区分して、図 付 2.14 に示す。通常の鋼製橋脚では、一般に、i) 全断面が降伏に至ってから座屈する領域、あるいは ii) 板の座屈が卓越する領域の部材が用いられる。しかし、局部座屈が発生すると、耐震設計において重要な変形性能がなくなる。

### 3.4 補剛板の座屈強度・終局強度と縦補剛材剛度との関係

図 付 2.15 に示すように、圧縮補剛板においては、補剛材の曲げ剛度が座屈後における断面内の応力分布に大きく影響する。補剛材の剛度が十分でない場合には、同図(1)のように、補剛板の中央部が面内力に抵抗できず、その部分の応力が側辺部よりも小さな分布形状となる。しかし、補剛材の剛度が十分な場合には、補剛材間の板パネルの中央部が面内力に抵抗できず、その部分の応力が側辺部、および縦補剛材位置よりも小さな分布形状となる。

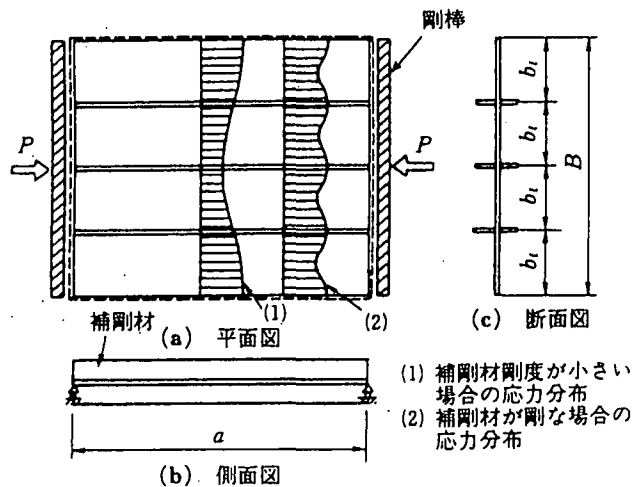
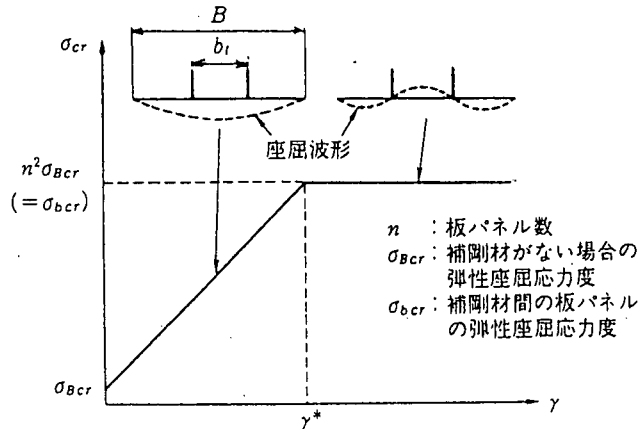


図 付 2.15 圧縮補剛板の座屈後の応力分布[土木学会,1987], [北田ら,1998]

また、図 付 2.16 に示すように、圧縮補剛板の弾性座屈応力度は、縦補剛材剛度の板パネル剛度に対する比である剛比  $\gamma$  が、ある値以上になると、座屈波形の形状からも理解できるように、一定値となる。この剛比の値を、必要最小剛比  $\gamma^*$  という。

一般に、図 付 2.17 に示すように、補剛材の設計は、この必要最小剛比  $\gamma^*$  を基準にして設計される。弾性座屈応力度  $\sigma_{cr}$  が終局圧縮応力度  $\sigma_u$  より大きい場合 (図 付 2.17 の領域②と③)、補剛材は、その剛比  $\gamma$  が必要最小剛比  $\gamma^*$  か、それよりも小さい値になるように設計すればよい。

道路橋示方書では、 $R_R=0.5$  ( $R_R$ : 縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ) のときの板厚  $t_0$  を用いて、板厚  $t$  が  $t_0$  より厚い場合には、 $(t/t_0)^2$  を  $\gamma^*$  に乗じた値で縦補剛材を設計するものとしている (図付 2.17 の領域③)。



図付 2.16 必要最小剛比  $\gamma^*$  の説明図[北田ら,1998], [土木学会,1987]

ところが、弾性座屈強度が、降伏点よりも小さい場合 (図付 2.17 の領域①), 設計終局強度を弾性座屈強度とするなら、剛比が必要最小剛比  $\gamma^*$  になるように補剛材を設計すればよい。しかし、座屈後の強度も期待する設計をするのであれば、補剛材は、その剛比が必要最小剛比  $\gamma^*$  よりも大きい値になるように設計しなくては行けない。

補剛板の強度は、補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ  $R_R$  (式(付 2.25)において、 $b=b_l$  とした値)、縦補剛材剛比  $\gamma$ 、および補剛板の縦横比 (アスペクト比ともいう)  $\alpha (=a/B)$  などに影響される。ただし、道路橋示方書においては、補剛材剛比を規定値以上にすれば、補剛板の終局強度は、板パネルの幅厚比パラメータ  $R_R$  のみで決まるとしている。

なお、 $\gamma < \gamma^*$  の補剛板では、その弾性座屈応力度  $\sigma_{crg}$  は、補剛材間の板パネルでなく、補剛板全体の座屈で決定される。この場合、縦補剛板全体の座屈パラメータ  $R_F$  は、次式で決定される。

$$R = R_F = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_{crg}}} \quad (\text{付 2.27})$$

最近、補剛箱形断面からなる橋脚柱に必要な座屈パラメータとして、以下の値が提案されている[阪神高速道路公団,1999]。

$$R_R < 0.4 \quad (\text{付 2.28})$$

$$R_F < 0.4 \quad (\text{付 2.29})$$

$$R_S < 0.5 \quad (\text{付 2.30})$$

$$(\gamma/\gamma^* > 3.0 : \text{この条件式では現在では不要とされている})(\text{付 2.31})$$

ここに、 $R_S$  は縦補剛材の局部座屈に対する幅厚比パラメータである。

この断面の制限規定において、式(付 2.31)を優先すると式(付 2.29)は無意味となる。

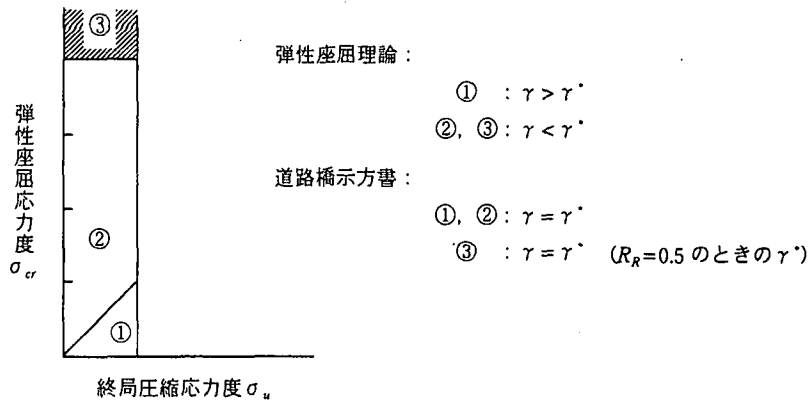


図 付 2.17 弾性座屈・終局圧縮応力度と補剛材剛比との関係

さらに、図 付 2.17 で示したように、鋼製橋脚で用いられる補剛板は、幅厚比パラメータ  $R_R$  が小さく、 $\sigma_{cr} \gg \sigma_y$  となるため、補剛材の剛比  $\gamma$  は、 $\gamma^*$  よりも小さくできる領域となる。すなわち、式(付 2.29)は不要であると考えられる。そこで、最近の阪神高速道路公団の鋼製橋脚の設計基準では、 $\gamma > 3\gamma^*$  の制限条件をとり、式(付 2.28)～(付 2.30)で鋼製橋脚の耐震設計を行う方法について検討されている。

### 3.5 鋼製橋脚柱とビルディングの鋼製柱との違い

図 付 2.18 は、鋼製橋脚およびビルディングに用いられる鋼・合成柱の断面を比較して示している。鋼製橋脚に比較して、建築のビルディングの柱では、室のスペースを広くするため、断面を小さくした、幅厚比の小さな断面構成となっていることがわかる。

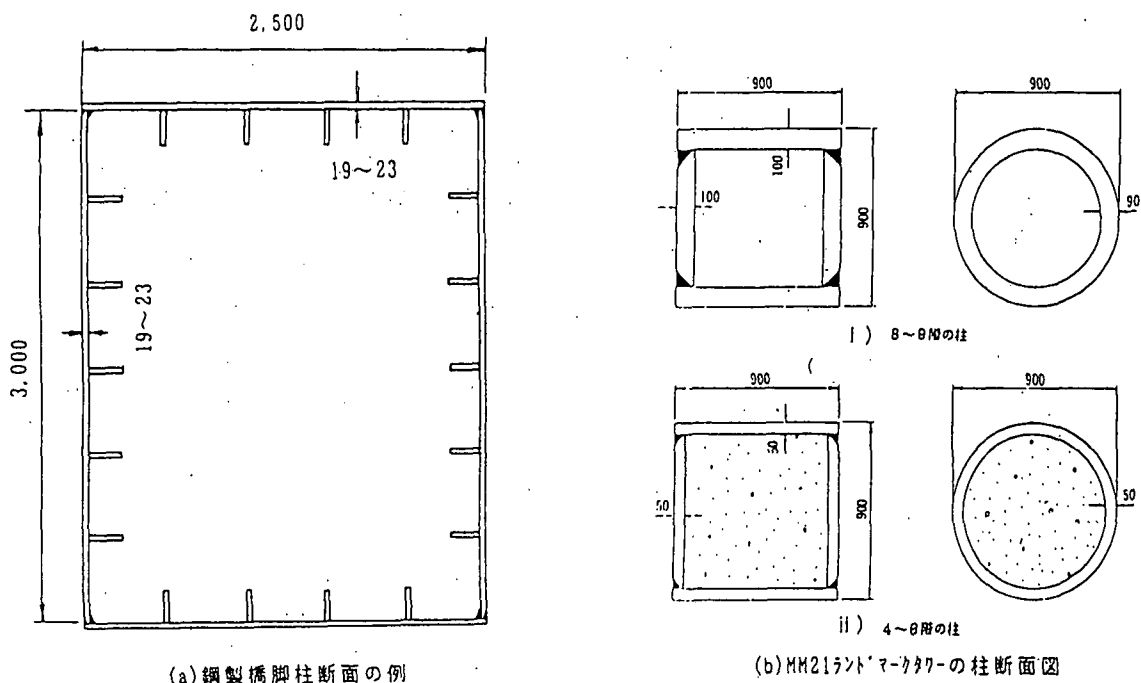


図 付 2.18 土木と建築分野で用いられている柱断面の比較例(単位:mm)[日本鋼構造協会,1999]

また、作用軸方向力  $P$  も、鋼製橋脚では  $0.15P_Y$  ( $P_Y$ : 全塑性軸方向力) 以下であるが、ビルディングの柱では  $0.06\sim 0.7P_Y$  と、かなり  $P/P_Y$  の大きい柱も用いられている[Kitada,1998]. さらに、橋脚とビルディングとでは、構造全体の不静定次数も大きく異なっており、橋脚では、静定構造物か不静定次数の少ない構造物が大半である。

## 参考文献

- [大平,1969] 大平博一：軸圧縮を受ける円筒殻の座屈強度に関する最近の研究（展望），日本航空宇宙学会誌，第17巻，第187号，1969.8.
- [Stahlbau,1978] Deutscher Ausschüß für Stahlbau : Beulsicherheitsnachweise für Platten, Richtlinie 012 (DASt Ri012), 1978.
- [柴田,1981] 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
- [ECCS,1983] ECCS-Technical Committee 8 : Buckling of Shells : European Recommendations for Steel Construction, 2<sup>nd</sup> Ed., Section 4.6, 1983.
- [中井,1983] 中井 博：土木構造物の振動解析，森北出版，1983.
- [土木学会,1987] 土木学会鋼構造委員会，座屈設計のガイドライン作成小委員会：座屈設計ガイドライン，1987.3.
- [大崎,1994] 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994.
- [池内ら,1997] 池内智行・谷口直子・西村宣男・中川知和：兵庫県南部地震における鋼管橋脚損傷の数値シミュレーション，鋼構造論文集，第4巻，第14号，日本鋼構造協会，pp.29-38, 1997.6.
- [関西道路研究会,1998] 関西道路研究会，道路橋調査研究委員会編：コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計，共立出版，1998.2.
- [Kitada,1998] Kitada, T. : Ultimate Strength and Ductility of State-of-the-art Concrete-Filled Steel Bridge Piers in Japan, Engineering Structures, Vol.20, No.4-6, pp.347-354, 1998.4-6.
- [北田ら,1998] 北田俊行・大南亮一：4.1 座屈設計，鋼構造技術総覧-土木編-，技報堂出版，pp.87-96, 1998.5.
- [土木学会,1998] 実務者のための耐震設計入門，土木学会，1998.
- [日本鋼構造協会,1999] 耐震設計における鋼構造・合成構造の特性評価検討小委員会：耐震設計における鋼構造・合成構造の特性評価について，JSSC テクニカルレポート No.46，日本鋼構造協会，1999.12.
- [阪神高速道路公団,1999] 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震設計要領（案）・同施工マニュアル（案），1999.3.