

道路橋の耐震設計について

川 人 達 男*

1. 耐震設計の基本的な考え方

道路橋の耐震設計は、原則として道路橋耐震設計指針（昭和 47 年 4 月）によるが、その基本方針は次のとおりである。

- 1) 耐震設計にあたっては、個々の上部構造・下部構造の設計に対してのみならず、架橋地点の全体の地形、地質などをふくめて橋全体の構造系が耐震的になるように配慮しなければならない。
- 2) 比較的剛な構造系を採用する場合の耐震設計は、原則として震度法による。
- 3) 高い橋脚をもつ橋などの変形しやすい比較的長周期の構造系を採用する場合は、応答を考慮した修正震度

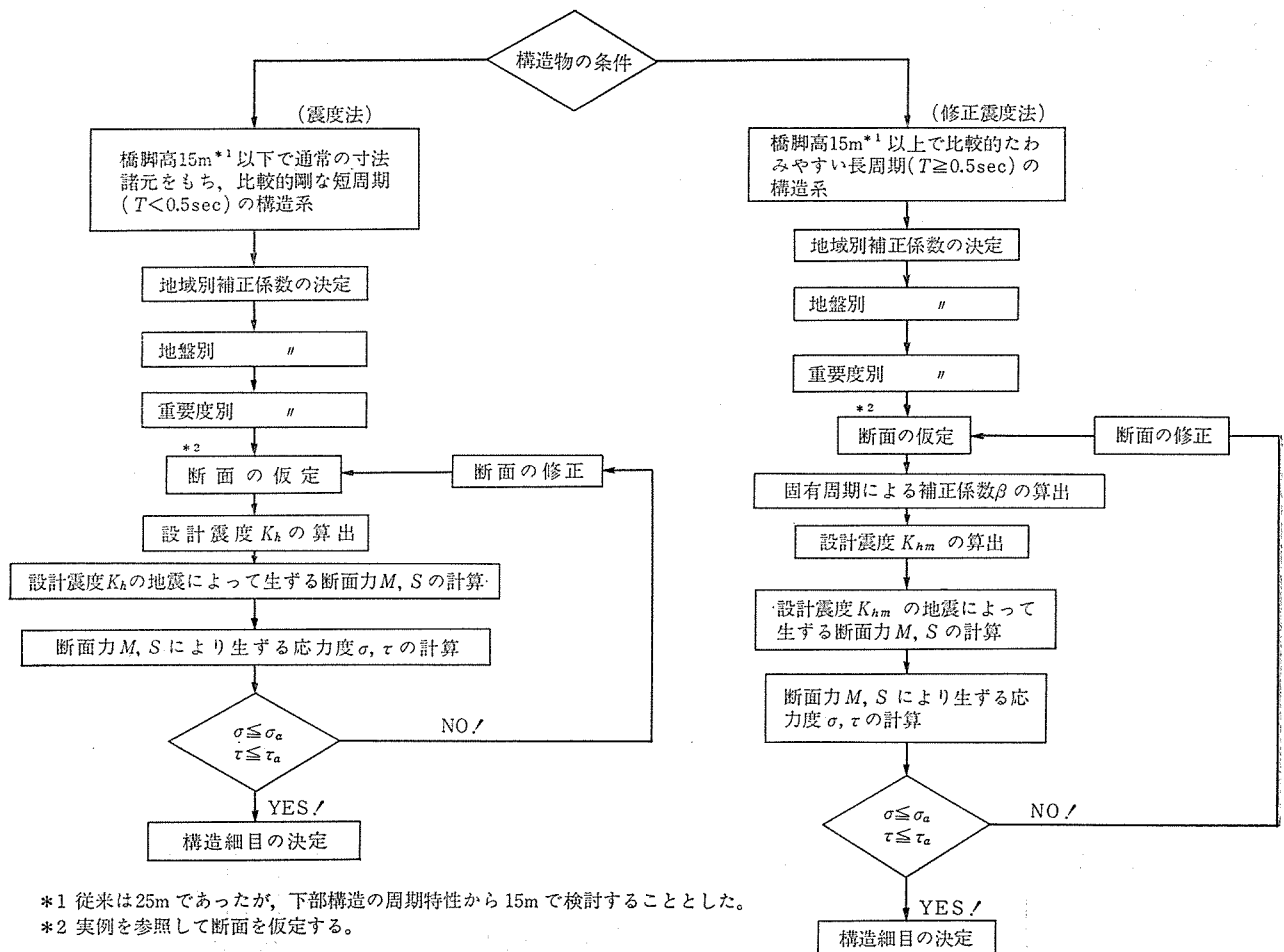
法を用いるのがよい。さらに詳細な検討を行うときは地震応答解析などを併用する。

- 4) 耐震設計にあたっては、落橋の防止に特に注意しなければならない。

この基本方針を設計に反映させる具体的な例として、日本道路公団の耐震設計に対する考え方を紹介しながら、道路橋の耐震設計の考え方を説明していきたい。

なお、以上の基本方針を踏まえ、高速道路橋で特に配慮している点を挙げるならば、

- a) 道路の機能を著しく損なうような被害を起ささないため落橋防止に対して十分な配慮をする。たとえば、支承の移動制限装置のほか、橋軸、橋軸直角方向に対して支承縁端と下部構造縁端との間に十分な



*1 従来は25mであったが、下部構造の周期特性から15mで検討することとした。
*2 実例を参照して断面を仮定する。

図-1 耐震設計法のフローチャート

* 日本道路公団技術部構造技術課

耐震設計

距離を確保すること、あるいは可動支承部には必ず落橋防止構造を設置することとしている。

- b) 橋脚はできるだけじん性のある構造が望ましいので、設計法を変えないで構造細目等で補強することとし、スターラップ、帯鉄筋の最少鉄筋量、引張鉄筋の定着に対する補強、高橋脚における鉄骨や SD 35 の使用などについて規定している。
- c) 構造物の地震時変形を考慮した設計を行うこととしている。たとえば、支承の移動制限装置までの遊間の余裕量の算定とか、山岳部の橋梁に多く見られる不等橋脚を有する構造系における設計震度の割増しなどを行っている。

以下、耐震設計における主な問題点について説明する。

1.1 地震力の作用基準面

地震力の作用基準面を一義的に定めることは難しく、流動化する砂層などのある場合には指針により判断してもよいが、基礎掘削によって乱された土層の扱い、流水による洗掘、河床低下の評価など判断に迷うことも多い。図-2 は基礎構造形式と地盤の様態について、代表的なパターンについての基準面の考え方を例示したものである。

1.2 地震時慣性力の適用

- 1) 構造物に作用する地震時慣性力（以下、地震力と略す）は構造物自重に設計水平震度を乗じたものとする。

- 2) 地震力の作用位置は原則として構造物重心位置とする。なお、一般には下部構造の設計に用いる上部構造からの地震力は橋軸方向については支承底面の位置、橋軸直角方向については上部構造が上路式の桁構造の場合、床版下縁の位置に働くものとしてよい。
- 3) 地震力の作用方向は水平2方向（橋軸方向、橋軸直角方向）を標準とする。ただし、特殊な構造形式、形状の場合、たとえば、斜角度の小さい斜橋、曲線橋などでは上記の水平2方向以外、他の方向をも検討しなければならない。
- 4) フーチング上載土の慣性力の取扱いは下部工の設計における影響が大きいにもかかわらず各機関で異なるが、道路公団では、(a) 流動化する土層、(b) N 値が 10 以下の砂質土層、(c) 地表面から 3m 以内の表土層などでは地震時のせん断変形量も大きく、また、フーチング、橋脚等の構造物との位相差も大きいと考えられ、この地震時挙動が常に構造物に対して安全側ばかりには作用しないので、従来、慣用されてきた実績

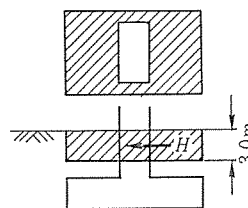


図-3

基礎形式 地盤条件	(a) 直接基礎	(b) くい基礎	(c) ケーソン基礎
(I) 一般の場合			
(II) 極く(軟弱な土層, 地震時流動化する土層)のある場合			
(III) 地盤変動のある場合			

注) K_h : 設計水平震度

図-2 地震力の作用基準面のパターン

なども勘案して地震力を考慮することとしている。
 5) 地震の影響によって上部構造から下部構造に作用する地震力の取扱いは一般には次のとおりである。

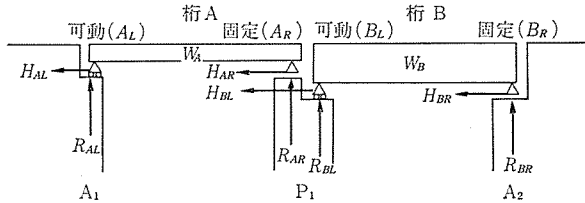


図-4 一般橋梁

a) 単純桁形式の場合

① 橋軸方向地震力

イ) 橋台 A₁ に作用する水平地震力

$$H_{AL} = R_{AL} \cdot f_{AL}$$

ただし、 $H_{AL} \leq 1/2 K_h \cdot W_A$

ロ) 橋台 A₂ に作用する水平地震力

$$H_{BR} = K_h \cdot W_A$$

ハ) 橋脚 P₁ に作用する水平地震力

$$H_{AR} = K_h \cdot W_A \quad (\text{この場合 } H_{BL} = 0 \text{ とする})$$

または、 $K_h \cdot W_A - R_{AL} \cdot f_{AL} + R_{BL} \cdot f_{BL}$ のうち大きい方。

ただし、 $R_{BL} \cdot f_{BL} \leq 1/2 K_h \cdot W_A$

② 橋軸直角方向地震力

イ) 橋台 A₁ に作用する水平地震力

$$H_{A1T} = K_h \cdot R_{AL} = 1/2 K_h \cdot W_A$$

ロ) 橋台 A₂ に作用する水平地震力

$$H_{A2T} = K_h \cdot R_{BL} = 1/2 K_h \cdot W_B$$

ハ) 橋脚 P₁ に作用する水平地震力

$$H_{P1T} = 1/2 K_h \cdot (W_A + W_B)$$

b) 連続桁形式の場合

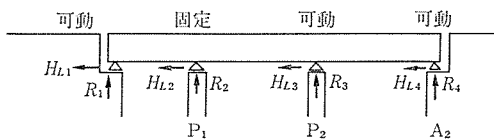


図-5 連続桁形式の橋梁

① 橋軸方向地震力

イ) 固定シュ-を有する橋脚に作用する水平地震力

$$H_{L2} = K_h \cdot (R_1 + R_2 + R_3 + R_4)$$

ロ) 可動シュ-を有する橋台・橋脚に作用する水平地震力

$$H_{Li} = R_i \cdot f_i$$

ただし、 $H_{Li} \leq K_h \cdot R_i$

② 橋軸直角方向地震力

固定シュ-, 可動シュ-ともに

$$H_{Ti} = K_h \cdot R_i$$

または、連続桁を各支間で分割した単純桁と見なしたときの反力を R_{oi} とすると、 $H_T = K_h \cdot R_{oi}$ のうち大きい方。

c) 特殊な橋梁の場合

① 橋脚 P₁ に作用する橋軸方向地震力

$$H = K_h \cdot W_A + R_{BL} \cdot f_{BL}$$

② 他の水平地震力は一般橋梁の a), b) と同じ取扱いとする。

〔記号〕

K_h : 水平設計震度

W_A : 上部構造 A の死荷重

W_B : 上部構造 B の死荷重

R_{AL} : W_A による橋台 A₁ の死荷重反力

R_{AR} : W_A による橋脚 P₁ の死荷重反力

R_{BL} : W_B による橋脚 P₁ の死荷重反力

R_{BR} : W_B による橋台 A₂ の死荷重反力

R_i : 橋脚 P_i の死荷重反力

R_{Ai} : 橋台 A_i の死荷重反力

f_{AL} : 可動支承 A_L の静摩擦係数

f_{BL} : 可動支承 B_L の静摩擦係数

f_i : 着目可動支承 i の静摩擦係数

なお、ここでいう一般橋梁とは、従来から一般的に築造されている橋梁を指すもので剛体と見なせる構造物を意味するものである。これに対して特殊橋梁とは高橋脚を有する橋梁あるいは長大径間の PC 橋などのフレキシブルな構造物を意味するものである。

1.3 震度法に対する補正

一般の橋脚高の等しい橋梁に対しては震度法をそのまま適用しても問題ないが、最近、山岳道路などでは不等橋脚を有する橋梁が建設される例が多くなっており、震度法を適用するにあたって注意が必要である。震度法によれば、橋軸直角方向地震力に対する橋脚の断面力の算定は、個々の橋脚に分割して単独に設計することとなっている。すなわち、不等橋脚を有する橋梁の場合、高さの低い橋脚は、一般に、高い橋脚に比べて小さい断面力しか発生しないこととなる。さらに、高い橋脚はその固有周期が 0.5 秒以上になれば設計震度の割増しも考えることとなるので、ますます、その差が大きくなる傾向にある。しかし、実際の地震時においては、全体構造系として剛性の大きい低い橋脚が地震力を多く負担する傾向にある。したがって、次のような構造系の場合には全体構造系としての橋脚の剛性を考慮して地震による設計断面力を計算するのが望ましいとしている。

1) 最大橋脚高が 20 m 以上で、かつ、橋脚高の差が 10 m 以上の場合。

2) 橋脚の形式が異なり剛性の差が著しい場合。

耐震設計

3) 斜面上の著しい不等脚ラーメン橋脚の場合。

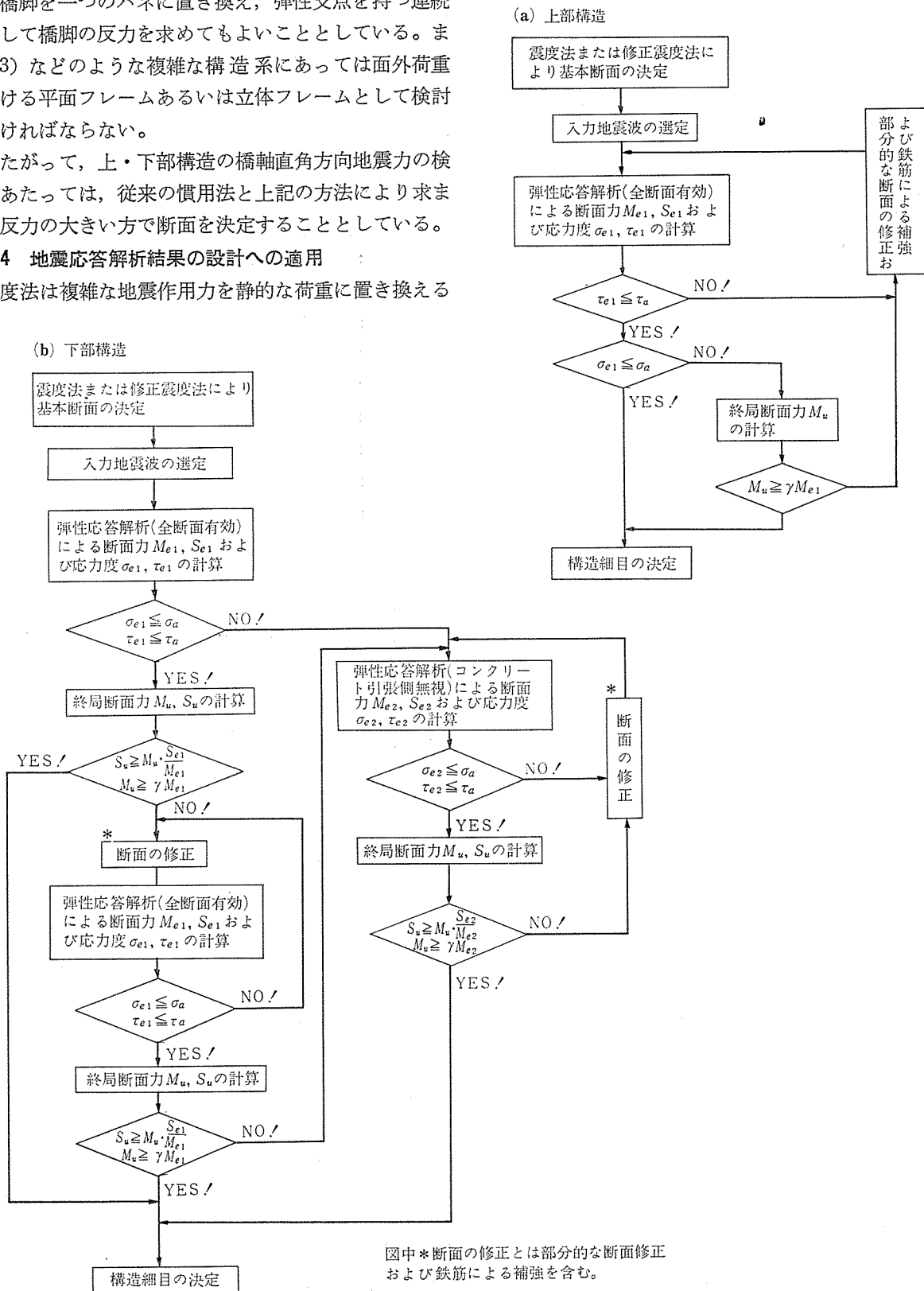
なお、検討方法は、地震応答解析によると入力地震波あるいは構造系の周期特性等によっては低い橋脚に大きな地震力が作用することもあるが、一般には簡便法として各橋脚を一つのパネに置き換え、弾性支点を持つ連続梁として橋脚の反力を求めてもよいこととしている。また、3) などのような複雑な構造系にあっては面外荷重を受ける平面フレームあるいは立体フレームとして検討しなければならない。

したがって、上・下部構造の橋軸直角方向地震力の検討にあたっては、従来の慣用法と上記の方法により求めた反力の大きい方で断面を決定することとしている。

1.4 地震応答解析結果の設計への適用

震度法は複雑な地震作用力を静的な荷重に置き換える

工学的簡便計算法であり、必ずしも実際の地震時挙動を評価するものではない。したがって、特にその差が著しい構造系にあっては地震応答解析を行わねばならない。しかしながら、従来、地震応答解析において、構造系の



図一6 動的応答解析のフローチャート

力学モデル化，入力地震波の選定，減衰性能の評価などの種々の問題があり，その定量値に対する信頼性から，解析結果をそのまま設計に反映させるに至っていないのが実状である。すなわち，一般には地震応答解析の結果は，その構造系の地震時応力集中箇所等を見つけ，ある程度の補強を行うことにより，その構造系の耐震安定性が全体的にバランスするように設計上で配慮するための判断資料として利用されているにすぎない。

この解析結果を耐震設計に反映させる一つの試みとして，道路公団における例を紹介する（「耐震設計に関する調査研究」昭和53年度高速道路調査会報告書）。

この耐震設計の流れは上部構造，下部構造に対して，それぞれ図-6に示すとおりである。その解析結果は震度法あるいは修正震度法により設計された橋梁の耐震安定性を照査するために用いられ，各断面の破壊に対する安全度を検討することを原則としている。

解析手法は原則としてモーダルアナリシス法とし，入力地震動としては指針の付属資料である44成分の地盤条件別平均応答スペクトルを用いることとしている。またそのときの地震動強度 A_{max} は

$$A_{max} = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot A_0$$

ここに，

A_{max} : 設計水平加速度

A_0 : 標準設計加速度 (=200 gal)

ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 地盤別補正係数

ν_3 : 重要度別補正係数

とし，震度法における設計震度と対応するようにしている。そのほか，力学モデル，減衰性能などについては過去の公団内で実施された解析あるいは振動実験（図-6，7，8参照）等を参考にしている。

この解析結果は断面の破壊安全度を満足すればよいこととなっているが，計算の複雑さを防ぐ意味で，許容応力度法による照査の結果が安全であれば破壊安全度の検

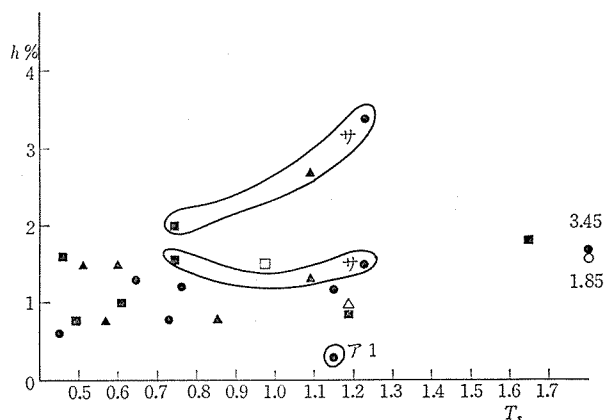


図-7 固有周期 T_s と減衰定数 $h\%$ との関係（トラス橋）

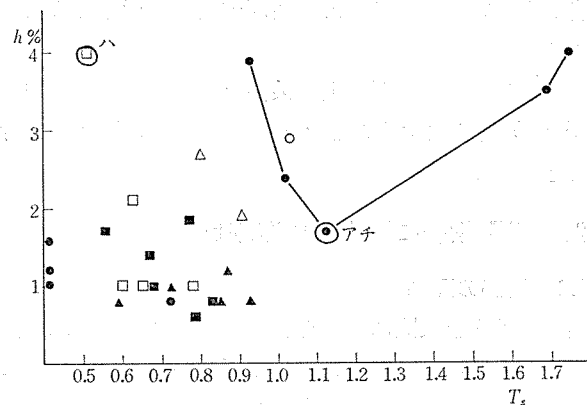


図-8 固有周期 T_s と減衰定数 $h\%$ との関係（PC箱桁橋）

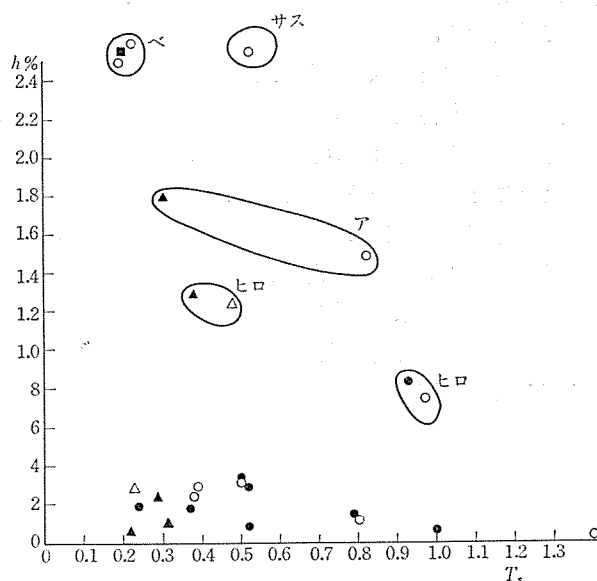


図-9 固有周期 T_s と減衰定数 $h\%$ との関係（下部工）

討を省いてもよいことにしている。なお，この場合の許容応力度 σ_a, τ_a は PC, RC, SRC 部材の PC 鋼材，鉄筋，鉄骨については降伏点以下，コンクリートの曲げ圧縮は設計基準強度の 85% 以下であればよいこととしている。また，コンクリートの許容せん断応力度については不明確な点が多く，せん断破壊はぜい性破壊であり，地震時には極力避けるべき性質のものなので割増し係数は 1.5 とした。

破壊安全度 r については土木構造物に対する破壊実験等が少なく，今後の研究にまたねばならないことも多いが部材の変形性能（じん性）とか，道路橋示方書の規定や標準設計断面の破壊抵抗モーメント M_u と降伏モーメント M_y との比の実績等を勘案して暫定的に定めたものである。

また，下部構造に対しては破壊抵抗せん断力 S_u が $S_u \geq M_u \cdot S_e / M_e$ を満足しなければならないこととしている。これは変形

耐震設計

性能が小さいせん断破壊より曲げ破壊を先行させるためである。

M_u あるいは S_u が以上の条件を満足しなければ鉄筋に SD 35 を使用することを含めて、断面の再検討を行うことにしている。

2. 耐震設計に関する構造細目

2.1 橋脚の配筋

橋脚は橋梁を人間にたとえれば足、腰に匹敵し、運動をするときには、この筋力の良し悪しが倒れないために体のバランスをとるうえで大きな影響を与える。すなわち、橋脚の設計にあたっては、できるだけねばりのある構造に設計するのが望ましい。以下、具体的な設計法について説明する。

1) 梁の軸方向引張鉄筋量および柱の軸方向最少鉄筋量は道路橋示方書(Ⅲ)コンクリート橋編を準用し、原則として、それぞれ 0.5%、0.8% 以上でなければならないこととしている。これは 図-10 に示すように地震応答解析結果によると、高橋脚等では橋脚中間部付近に震度法より大きな断面力が生ずるが、震度法による静的計算結果から橋脚上部の方で主鉄筋量を急激に減らしていくと計算上のコンクリートひびわれモーメントより鉄筋降伏モーメントの方が小さくなる場合

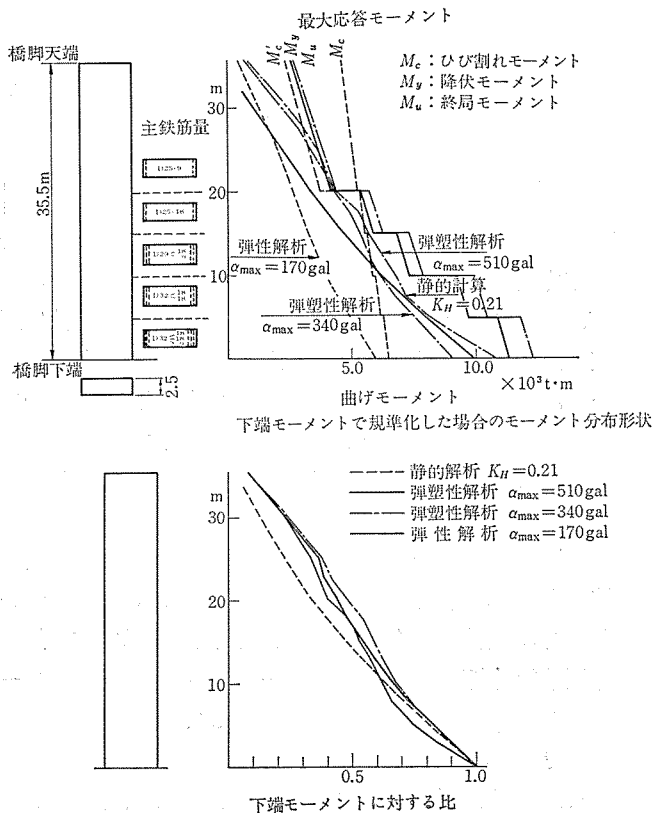


図-10 高橋脚の地震応答解析例(橋軸直角方向、地震動:宮城県沖地震(1978.6)開北橋)

もあり、これはコンクリートにひびわれが生じると急激に塑性化が進行する可能性もあり望ましいことではない。したがって橋脚に対しても上部構造と同様に最少鉄筋量を規定したものである。

2) 柱の帯鉄筋は D 13 mm 以上、間隔は部材断面の最小寸法の 1/2 以下、軸方向鉄筋径の 12 倍以下かつ 30 cm 以下としなければならないが、特に、柱中間部の引張鉄筋の定着部、アンカーボルト周辺の下部工天端、柱とフーチング、あるいは柱と梁との接続部分ではその間隔を 15 cm とする。なお、柱の最少斜め引張鉄筋量として下式を満足しなければならない。

$$A_w = 0.0015 \cdot b \cdot a \cdot \sin \theta$$

ここに、

A_w : 間隔 a , 角度 θ で配筋される斜め引張鉄筋量

b : 部材幅

a : 斜め引張鉄筋の部材方向の間隔

θ : 斜め引張鉄筋が部材軸となす角度

なお、一般には 表-1, 図-11 のように配筋する。

表-1 帯鉄筋および斜め引張鉄筋の最少鉄筋量

軸方向鉄筋径	帯鉄筋		最少鉄筋量(幅 1m 当り)	
	径	間隔 a	必要鉄筋	使用鉄筋(含帯鉄筋)
D 16	D 13	150	2.25	2-D 13
D 19	D 16	200	3.00	2-D 16
D 22	D 16	250	3.75	"
D 25	D 19	300	4.50	2-D 19
D 29	D 19	300	4.50	"
D 32	D 19	300	4.50	"

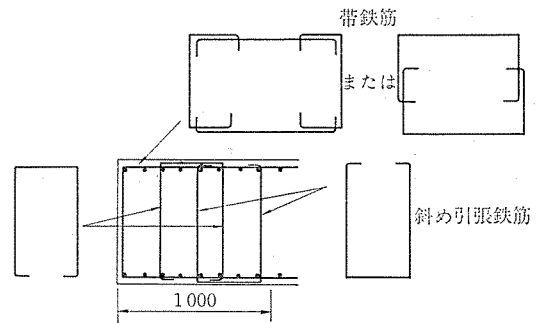


図-11

3) 柱の軸方向鉄筋は、梁内部およびフーチング内部に十分に延ばして定着するものとする。二段配筋以上で柱の設計計算上必要なくなった軸方向鉄筋は部材引張部における定着となるが柱の中間部で定着してもよい。その定着長は鉄筋径の 45 倍以上とする。

なお、外側鉄筋については急激な断面変化より応力集中個所として橋脚の弱点とならないように柱上端まで延ばすものとする。

2.2 上部構造

特に、PC 上部構造の構造細目について説明する。

(1) 固定シュー付近に生じる地震時応力の検討

連続桁橋の中間支点において、地震時に固定シュー上に生ずる応力を主桁図心位置と支承との間に作用する曲げモーメントに対して計算し、主桁フランジの下側に補強鉄筋を配置するものとする。なお、補強鉄筋Aの算出は次のように求めている。

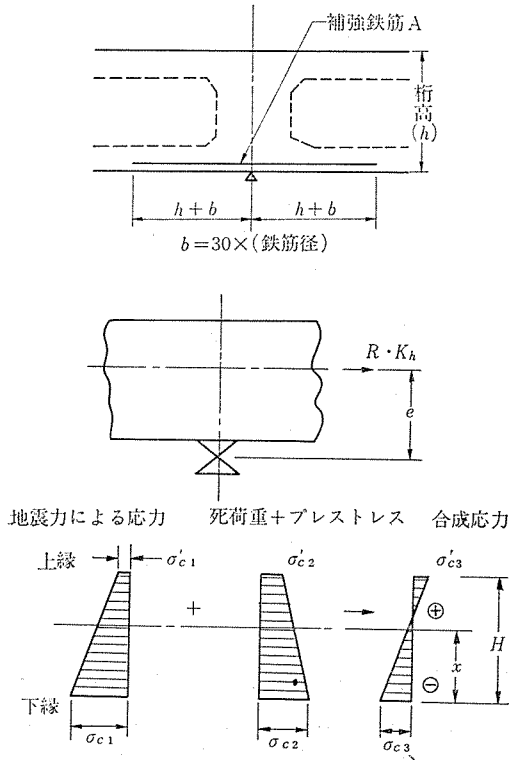


図-12

地震力 $R \cdot K_h$ によるモーメント M_h は、 $M_h = e \cdot R \cdot K_h$ となり、主桁コンクリートの断面積を A_c とした時、地震力による応力度 $\sigma_{c1}, \sigma_{c1}'$ は、

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{c1}' \\ \sigma_{c1} \end{matrix} \right\} = \frac{R \cdot K_h}{A_c} \pm \frac{M_h}{I_c} \cdot y$$

となる。この応力と(死荷重)+(プレストレス)による応力 $\sigma_{c2}, \sigma_{c2}'$ とを合成した応力 $\sigma_{c3}, \sigma_{c3}'$ を求め、 σ_{c3} が引張応力となった場合には、全引張力 P_T は次式により求める。

$$P_T = 1/2 \cdot x \cdot \sigma_{c3} \cdot B$$

ここに、

$$x = \frac{\sigma_{c3}}{\sigma_{c3} + \sigma_{c3}'} \cdot M_h$$

B : 桁下面の幅

補強鉄筋Aは

$$A = P_T / \sigma_{sa}$$

ここに、

$$\sigma_{sa} = 3000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ただし、SD 30 使用) とする。}$$

また、連続桁の桁端で固定をとる場合についても支承による水平力 H_0 によって生ずる桁端のせん断破壊に対し照査を行う必要がある(図-13 参照)。

このせん断破壊面は、

- a) プレキャスト桁の場合

$$A = \sqrt{2} \cdot l_E \cdot b$$

- b) 場所打ち桁の場合

$$A = \sqrt{2} \cdot l_E \cdot (l_E/2 + a + c)$$

となり、水平力 H_0 によって生ずるせん断応力度は $\tau = H_0/A$ となる。このせん断破壊面に作用する N, H, M は次式により求められる。

$$N = \frac{1}{\sqrt{2}} (nP_e + N_0 - H_0)$$

$$H = \frac{1}{\sqrt{2}} (nP_e - N_0 - H_0)$$

$$M = \frac{1}{2} \{ 2nP_e y_p - h_1(nP_e - N_0 - H_0) - 2N_0 d + 2H_0 h_2 \}$$

ここで求めた N, H, M を用いて、曲げ応力度 σ_c および斜め引張応力度 σ_I の検討を行う。ただし、曲げ応力度が負となる場合は引張応力度に相当する引張鉄筋で補強することとしている。

(2) 地震時水平力を伝達する端横桁

上部工からの地震時水平力を橋台あるいは隣接桁に伝達する端横桁断面は、曲げモーメントおよびせん断力に対して安全であるようにしなければならない。また、プレキャスト部材等で主桁と横桁が打ち継目となる場合は継目面のプレストレス力による摩擦およびせん断鉄筋で抵抗できる構造でなければならない。この場合は次式を満足するように設計しなければならない。

$$\sum A_s \cdot \tau_a + P_e \cdot \mu \cdot \sin \alpha \geq F(H + P_e \cos \alpha)$$

ここに、

A_s : せん断鉄筋断面積

τ_a : 鉄筋の許容せん断応力度

P_e : 端横桁の有効プレストレス力

μ : 端横桁と主桁の摩擦係数 (=0.5)

H : 地震時水平力

F : ずれに対する安全率 (=1.5)

α : 斜角

ただし、D 13 ctc 300 を最少量とするせん断鉄筋を配置するものとする。

3. あとがき

道路橋の耐震設計について、道路公団の設計法を参考にして基本的な考え方を説明してきた。特に、橋脚およびPC 上部工については最近の宮城県沖地震の被害例な

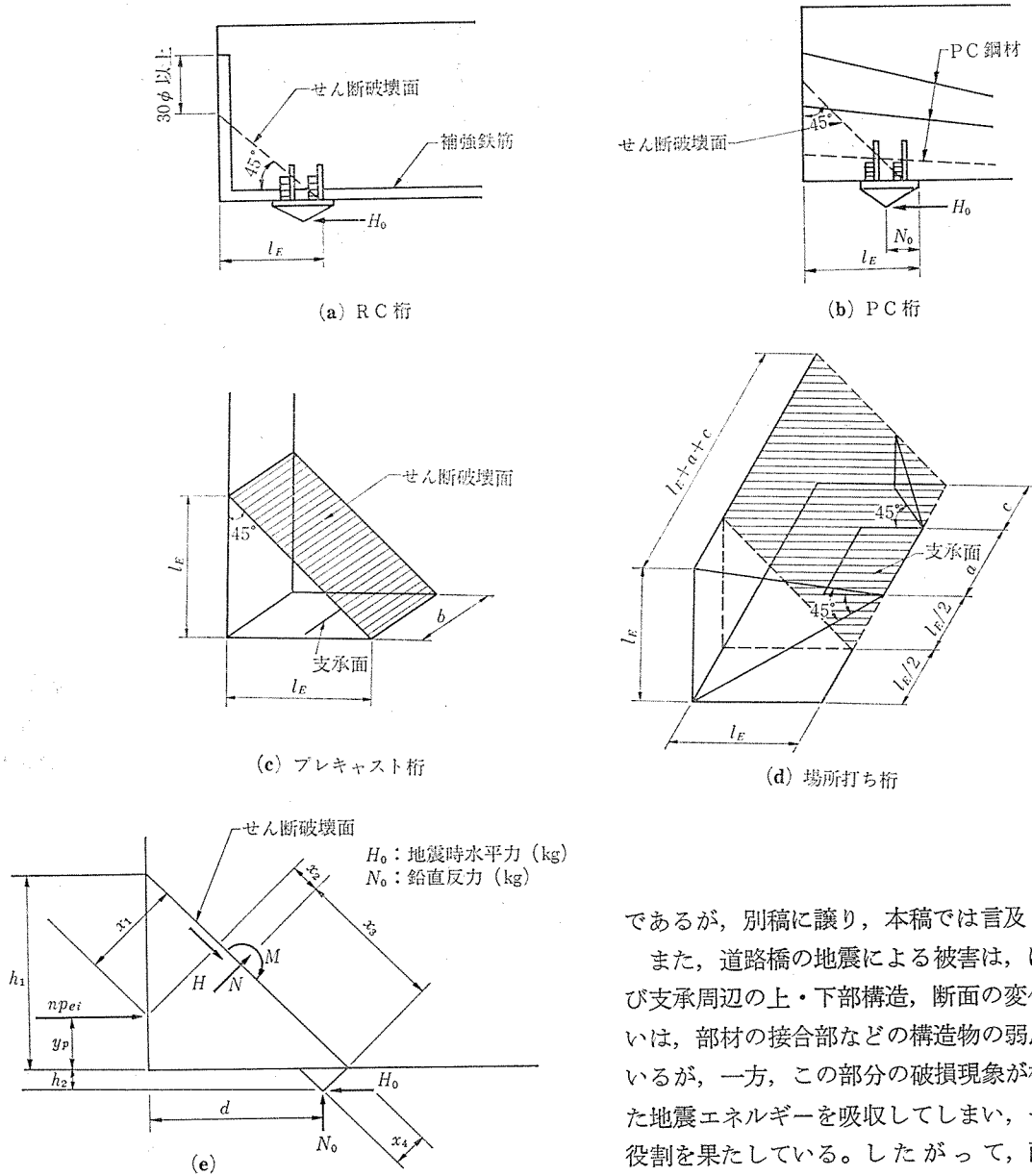


図-13 桁端の補強

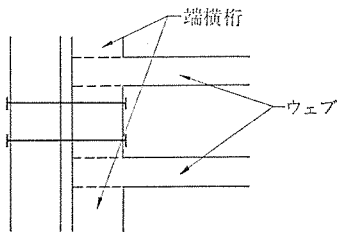


図-14 端横桁

どの教訓を生かして、耐震性に配慮した構造細目についても、三の設計例を示した。本稿では記述しなかったが、その他、道路橋の耐震設計上で問題となるのは、支承の構造および支承部周辺の補強、落橋防止構造の設計、あるいはオイルダンパーなどの免震構造の設計など

であるが、別稿に譲り、本稿では言及していない。

また、道路橋の地震による被害は、ほとんど支承および支承周辺の上・下部構造、断面の変化する部分、あるいは、部材の接合部などの構造物の弱点個所に集中しているが、一方、この部分の破損現象が構造物に与えられた地震エネルギーを吸収してしまい、一種の緩衝材的な役割を果たしている。したがって、耐震設計を行う場合、単に危険だから断面を大きくするという発想だけではなく、二次被害をできるだけ避けるように、意図的に補強しやすい部分に被害を集中させるような配慮をするなど、補強する部材、断面あるいは補強の程度などについて技術的判断が必要となる。

さらに、耐震設計の基本方針の中でも記述しているが、構造物の耐震性を検討する場合には、単に構造物の耐震計算だけでなく、たとえば、周囲の地山に崩壊しやすい崖層がある場所、あるいは、周辺地盤に流動化とか沈下現象が予想される場所などにおいては、あらかじめ二次的な災害に対する検討ももっておくことなどの配慮も必要であろう。

本稿が耐震設計をされる読者の皆様にとって、ご参考になれば幸いである。