

4. 限界状態の明確化

4. 1 限界状態について

本節では、従来の構造物の限界状態についての概要を説明し、耐震設計における限界状態を明確にする必要性について述べる。

4. 1. 1 限界状態と信頼性設計

土木学会では、昭和 58 年に構造工学委員会の下に構造物安全性研究小委員会が発足し、構造物の安全性と信頼性に関するそれまでの研究を基礎に調査が進められ、4 年間にわたる活動成果が「構造物のライフタイムリスクの評価」にまとめられた [白石,1988]. 「構造物のライフタイムリスクの評価」とは、構造物の安全性や信頼性を構造物のリスクの経時的特性から明らかにすることにより、信頼性理論の重要性を示すこともねらいとしている。

信頼性理論を用いた構造物の設計法である限界状態設計法は、信頼性理論を採り入れる程度により、水準Ⅰ～水準Ⅲの 3 つに分類される。最も信頼性理論を採り入れる水準Ⅲは、構造物の安全性や信頼性の評価を、破壊確率等の確率を直接用いて、設計しようとするものである。水準Ⅱは、構造物の安全性や信頼性の評価を、確率に代わる安全性指標などの尺度を用いて設計するものである。一方、設計で用いる強度と荷重を確率論的に定義された特性値で与え、種々の不確定要因を部分安全係数にて考慮する水準Ⅰは、強度や荷重の統計データが不足する場合には、最も現実的な設計法と言える。

土木構造物をはじめ、建築構造物および船舶構造物では、我が国の現行の設計法において、概ね次の 3 つの限界状態が想定できる。

- 1)終局限界状態（降伏強度や座屈強度などで定義される）
- 2)疲労限界状態
- 3)使用限界状態

海洋構造物の場合、例えばノルウェーの DNV ルールでは、上述の 3 つの限界状態に加えて、

- 4)逐次崩壊限界状態

が設けられている。逐次限界状態とは、一部の部材の破損により、他の部材に逐次的に損傷が進行し、構造物の全体崩壊に至る限界状態を意味する。この限界状態を考慮することにより、構造安全性のリダンダンシーを評価することができる。

ただし、構造物の機能や特性により安全性に対する考え方に相違点があることに留意する必要がある。例えば、船舶については、荒天避航が可能なための適正な安全性レベルについて議論があること、構造安全性とは別に、旅客や乗組員の人命などの安全性についての法規制があることなどである。

4. 1. 2 想定される限界状態とその明確化の必要性

構造物の耐震性能については、特に鋼製橋脚については、土木学会において精

力的に取り組みがなされ、その耐震性能を表す指標が明らかにされてきた〔鋼構造新技術小委員会,1996〕。

また、大規模浮体構造物の設計信頼性の評価〔日本鋼構造協会,1998〕においてなされている構造物の破壊シナリオとその限界状態の設定についても参考になる点が多い。係留装置等を含めた構造物を一つのシステムと見て、降伏強度や座屈強度などで定義される終局限界状態を、以下のように定義している。

1) システム崩壊限界状態

「防波堤→係留装置の破壊→浮体の漂流・破壊・沈没」のようにシステムを構成する複数の要素構造物が崩壊してシステム全体としての崩壊に至るような状態

2) 逐次崩壊限界状態

個々の要素構造物において極めてまれな環境荷重や船舶の衝突などの偶発荷重によって構造全体が崩壊する場合や、常時でも船舶の衝突、航空機の墜落、火災等の事故によって一部の部材が破損した場合に、他の部材に逐次的破損がして全体崩壊に至る状態。

3) 強度限界状態

個々の部材要素の降伏、座屈、破壊などによって破損し、機能を失う状態。これらの限界状態は、構造物の機能と特性を踏まえ、その破壊シナリオを想定して、設けられたものである。

先の阪神淡路大震災においては、その被害が詳細に報告、分析された〔土木学会関西支部,1998〕、〔福本,1999〕。損傷を受けた構造物が多数見受けられ、補強等を施した構造物も多かったことから、終局限界状態に至る前に、補修・補強や機能保持についての限界状態の想定が必要と考えられている。また、高架橋については、基礎から上部構造に至るまで、高架橋を構成する種々の構造要素の損傷や破壊が見られたことである。高架橋を一つの構造システムとして見たとき、その耐震安全性のリダンダンシーをどのように確保するのか、そのための限界状態の設定も必要と思われる。

阪神淡路大震災後には道路橋示方書が改訂された〔日本道路協会,1996〕。しかしながら、耐震設計における限界状態は必ずしも明確ではない。既往の研究成果に基づけば（例えば〔鋼構造新技術小委員会,1996〕）、耐震性能を表す指標が明らかにされつつあるので、鋼製橋脚の終局限界状態に加えて、補修・補強や機能保持についての限界状態を明確にする必要がある。

4. 2 設計の前提となる高架橋の破壊シナリオ

4. 2. 1 既往地震に見られる被災状況

都市高速道路などに用いられる一般的な高架橋は、図 4.2.1 に示すように基礎、橋脚（アンカー部を含む）、支承、落橋防止装置、上部工から構成されるシステムとして捉えることができる。各構成要素の形式は多岐にわたり、気象条件、地盤条件、荷重条件などの設計条件に応じて、経済性をも勘案して使い分けられているのが現状である。

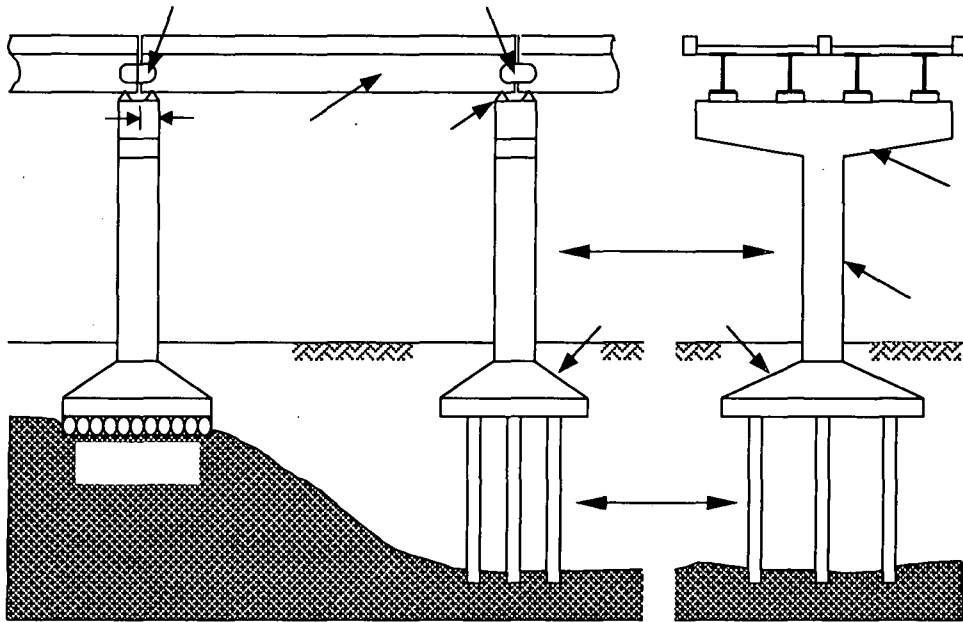


図 4.2.1 高架橋の全体構造システム

既往地震に見られる高架橋各構成要素の損傷事例を、阪神・淡路大震災を例にとり整理すると、以下のようにまとめられる[調査報告編集委員会, 1996][鋼構造新技術小委員会, 1996][震災調査特別小委員会, 1999][技術特別研究委員会, 1997].

(1) 基礎

- ・ 場所打ち RC 杭の曲げ亀裂（杭頭部，中間部，支持層への根入れ付近）
- ・ 液状化に起因する周辺地盤の側方移動による移動，沈下，傾斜

(2) 橋脚

- ・ RC 橋脚の曲げ，せん断，曲げせん断破壊（基部，主鉄筋段落とし部）
- ・ 鋼製橋脚の崩壊，局部座屈，脆性破壊

(3) 支承

- ・ サイドブロックの破断
- ・ 荷重支持機能の喪失（BP 沓の支承板，ローラー沓におけるローラー，およびピン支承におけるピンの抜け出しなど）

(4) 落橋防止装置

- ・ 桁間連結装置における連結ボルト，連結板，取り付けられている主桁ウェブ，および連結板取り付け溶接部の破断

(5) 上部工

- ・ 落橋
- ・ 主桁の移動，変形
- ・ 横構の座屈，ケーブルの破損

これらのうち，高架橋システムとしての完全な崩壊は落橋である．阪神・淡路

大震災の事例では、落橋には橋脚から桁が外れて落ちた場合と橋脚が崩壊して、桁が落ちた場合とがあるが、前者では桁かかり長が不十分であったことや桁間長が小さく隣接桁の水平振動により押されたことなどが原因として挙げられており、後者では過去の設計基準における不足点や設計時に想定していなかった過大な地震力が作用したことなどが原因として指摘されている。

また、上部工の被災事例のうち、主桁の移動や変形については、そのほとんどが支承の破壊により桁が橋脚上に落下したため生じたものであり、支承の破壊を防止することにより、その大部分を防ぐことができると言われている。

4. 2. 2 被災事例と設計法との関連

橋梁の耐震設計法は、地震による被害を受けるごとに改良され、現在に至っている。阪神・淡路大震災発生以前における道路橋の耐震設計基準の変遷を表 4.2.1 に示す。昭和 55 年（1980 年）の示方書において、鋼橋に対する地震時の許容応力の割増しが従来の 1.7 から 1.5 に引き下げられ、かつ RC 橋脚と橋台について必要に応じて地震時変形性能を照査することが規定された点、および平成 2 年（1990 年）の示方書において RC 橋脚の地震時保有水平耐力の照査法が規定されたことが大きな変更点である。

一方、鋼構造物の主要な構成要素である補剛板について、その設計基準が整備されたのは、昭和 46 年（1971 年）の道路橋示方書である。本示方書においては、圧縮域にある補剛板が降伏点に達するまで局部座屈しないように設計することが原則とされており、局部座屈応力度が使用鋼材の降伏点以上となるような最小板厚が規定されていた。しかし、交番応力として小さい圧縮応力のみを受ける部材や架設時にのみ圧縮応力を受ける部材についてまで、降伏点以下で局部座屈を生じない厚い板を使用することは、必ずしも経済的ではないとの判断から、昭和 55 年（1980 年）の示方書において、降伏点以下で局部座屈を生じるような薄い板の使用も認められ、この場合局部座屈の影響を考慮して許容応力度を低減させることが規定された。同時に、局部座屈を考慮した場合の耐荷力曲線が従来より安全側に設定された。

阪神・淡路大震災における道路橋の被災調査[調査報告編集委員会, 1996]によると、川西市、宝塚市、伊丹市、尼崎市、西宮市、芦屋市、神戸市にある一般国道、高速自動車国道、阪神高速道路における橋脚のうち、全体の 81%が昭和 39 年の「鋼道路橋設計示方書」もしくはそれ以前の技術基準に準拠して設計されたものであり、昭和 46 年の「道路橋耐震設計指針」、昭和 55 年または平成 2 年の「道路橋示方書」に基づいて設計されたものは、各々全体の数%から 10%である。準拠基準別の損傷度を表 4.2.2 に示すが、鋼製橋脚、RC 橋脚ともに被災度が A ランク以上と判定された事例はすべて昭和 46 年以前の基準により設計されたものであり、昭和 55 年以降の基準により設計されたものは 95%以上が損傷の比較的軽微な C ランク以下と判定されている。比較的新しい基準で設計された橋脚のサンプル数が少ないため断定的なことは言い難いが、昭和 55 年以降の基準で設計された橋脚については、阪神・淡路大震災クラスの地震に対しても、照査規定のない脆性破壊を除き、落橋につながるような致命的損傷は防止することができるものと思わ

れる。

支承および落橋防止装置に関する規定も設計基準の改定に伴い徐々に変更されてきたが、阪神・淡路大震災では金属沓の 20%程度に A ランクの損傷が生じ[調査報告編集委員会，1996]，落橋防止装置についても，阪神高速道路公団神戸線では約 20%，神戸市港湾幹線道路では約 50%が A ランクの損傷を受けたと報告されている[震災調査特別小委員会，1999]。そのため，阪神・淡路大震災以前の設計法で設計された支承などについては，大部分が兵庫県南部地震のような内陸直下型の地震に対してほとんど機能せず，崩壊してしまうと言われている。このような見解に対し，平成 8 年における道路橋示方書の改定では，支承をタイプ A とタイプ B に分類し，支承部単独で等価水平震度に相当する慣性力に抵抗できる構造に用いる支承をタイプ B と規定するとともに，支承部の耐震設計に用いる地震力についても定め，さらに免震設計を行う場合についてもその細目を規定した。落橋防止装置についても，従来の耐震連結装置で落橋を防止するという思想から，桁かかり長，落橋防止構造，変位制限装置，および段差防止装置から構成される「落橋防止システム」として落橋を防止するという概念へと大きく変化した。現在，常時に要求される機能を満足するための部材と地震時に要求される機能を満足するための部材とを分離した機能分散型の支承や「落橋防止システム」の思想に沿った新しい落橋防止装置の開発が積極的に行われている。阪神・淡路大震災における上部工の被害は，その大部分が支承や落橋防止装置の損傷に起因するものであるため，上述した新しい支承および落橋防止装置が適正に機能することにより，こうした上部工の損傷が防止されることが期待される。

表 4.2.1 耐震設計基準の変遷

	鋼道路橋設計方書 昭和 31 (1956)年	道路橋耐震設計指針 昭和 46 (1971)年	道路橋示方書・V耐震設計編 昭和 55 (1980)年	道路橋示方書・V耐震設計編 平成 2 (1990)年															
基本方針	<ul style="list-style-type: none"> 震度法 	<ul style="list-style-type: none"> 剛な構造系：震度法 長周期の構造系(下部構造の地盤面上の高さが25mを超える場合)：修正震度法 特に詳細な検討が必要：地震応答解析 落橋防止に配慮 	<ul style="list-style-type: none"> 原則として震度法または修正震度法 耐震設計上の地盤面から下部構造天端までの高さが15mを超える場合：修正震度法 大規模で地震時の挙動が複雑な橋や過去に強震時の挙動が観測されていない橋：動的解析 RC橋脚、橋台：地震時変形性能照査 	<ul style="list-style-type: none"> 震度法と修正震度法を統合し、震度法と規定し、地震時変形性能が地震時保有水平耐力と書換えられていることを除き、前示方書を踏襲 															
地盤種別	<ul style="list-style-type: none"> 軟弱地盤、やや良好な地盤、良好な地盤の3種に区分 規定無し 	<ul style="list-style-type: none"> 地層を岩盤、洪積層、沖積層もしくは軟弱層に分類し、各層厚さの関係から1種~4種に区分。 現地盤面から10m以内にある飽和砂質土についてN値、均等係数、粒径加積曲線により流動化を判定 流動化すると判定された場合、支持力を無視し、土質定数をゼロとする 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の特性値 T_G(地震動の増幅特性を表す指標)により1種~4種に分類 流動化の判定を行う必要のある土層に対して、流動化に対する抵抗率 $F_L = \alpha(\text{動的せん断強度比})/L$(地震時せん断応力比)により判定 流動化すると判定された場合、F_Lの値に応じ、耐震設計上土質定数を低減 	<ul style="list-style-type: none"> 前示方書の2種地盤と3種地盤を統合し、I種、II種、III種の3区分に変更 基本的には前示方書と同様 動的せん断強度比を算定する際、細粒分含有率の影響を考慮できるように改訂 															
流動化	<ul style="list-style-type: none"> 規定無し 	<ul style="list-style-type: none"> 流動化の判定を行う必要のある土層に対して、流動化に対する抵抗率 $F_L = \alpha(\text{動的せん断強度比})/L$(地震時せん断応力比)により判定 流動化すると判定された場合、F_Lの値に応じ、耐震設計上土質定数を低減 	<ul style="list-style-type: none"> 流動化の判定を行う必要のある土層に対して、流動化に対する抵抗率 $F_L = \alpha(\text{動的せん断強度比})/L$(地震時せん断応力比)により判定 流動化すると判定された場合、F_Lの値に応じ、耐震設計上土質定数を低減 	<ul style="list-style-type: none"> 流動化の判定を行う必要のある土層に対して、流動化に対する抵抗率 $F_L = \alpha(\text{動的せん断強度比})/L$(地震時せん断応力比)により判定 流動化すると判定された場合、F_Lの値に応じ、耐震設計上土質定数を低減 															
設計震度	<ul style="list-style-type: none"> 水平震度： <table border="1" data-bbox="731 1489 900 1881"> <tr> <td>軟弱地盤</td> <td>やや良好な地盤</td> <td>良好な地盤</td> </tr> <tr> <td>地域1</td> <td>0.35~0.30</td> <td>0.30~0.20</td> <td>0.20~0.15</td> </tr> <tr> <td>地域2</td> <td>0.30~0.20</td> <td>0.20~0.15</td> <td>0.15~0.10</td> </tr> <tr> <td>地域3</td> <td>0.20</td> <td>0.15</td> <td>0.10</td> </tr> </table> ここに、 地域1：しばしば大地震が起った地域 地域2：大地震が起ったことのある地域 地域3：その他の地域 鉛直震度：0.1 	軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤	地域1	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15	地域2	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10	地域3	0.20	0.15	0.10	<ul style="list-style-type: none"> 震度法 水平震度：次式により算定 $k_h = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_0$ k_h：設計水平震度 k_0：標準設計水平震度(0.2) v_1：地域別補正係数 (A: 1.00, B: 0.85, C: 0.70) v_2：地盤別補正係数 (1種: 0.9, 2種: 1.0, 3種: 1.1, 4種: 1.2) v_3：重要度別補正係数 (1級: 1.0(最大1.25まで割増し可), 2級: 0.8) 鉛直震度：一般に考慮しない 修正震度法 水平震度：次式により算定 $k_{hm} = \beta k_h$ k_{hm}：修正震度法での設計水平震度 k_h：震度法での設計水平震度 β：構造物の固有周期による補正係数 鉛直震度：一般に考慮しない 規定無し 	<ul style="list-style-type: none"> 基本的に同左 主な変更点は以下の通り <ol style="list-style-type: none"> 地域区分を修正 重要度別補正係数の割増しの上限を1.1に変更 修正震度法における固有周期による補正係数βを固有周期0.0625秒以下で低減 固有周期の算出方法を基礎地盤の影響が考慮できるよう変更 	<ul style="list-style-type: none"> 水平震度：次式により算定 $k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_I \cdot c_T \cdot k_0$ k_h：設計水平震度 k_0：標準設計水平震度(0.2) c_Z：地域別補正係数 (A: 1.00, B: 0.85, C: 0.70) c_G：地盤別補正係数 (I種: 0.8, II種: 1.0, III種: 1.2) c_I：重要度別補正係数 (1級: 1.0(最大1.1まで割増し可), 2級: 0.8) c_T：固有周期別補正係数 (前示方書のβ_Iに対応するが、変更あり) 鉛直震度：一般に考慮しない 修正震度法 「設計振動単位の概念を導入し、橋を設計振動単位の分割して、それぞれ設計振動単位ごとに慣性を算出するよう規定
軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤																	
地域1	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15																
地域2	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10																
地域3	0.20	0.15	0.10																
動的応答解析	<ul style="list-style-type: none"> 規定無し 	<ul style="list-style-type: none"> 規定無し 	<ul style="list-style-type: none"> 基本的な方針についてのみ記述 応答スペクトル法、時刻歴応答解析法、それに用いる設計地震入力について規定 	<ul style="list-style-type: none"> 動的解析に用いる入力地震動を簡単に求められるようにするとともに、動的解析モデルおよび安全性の照査に関する規定を追加 															

<p>地震時変形性能</p>	<p>・規定無し</p>	<p>・規定無し</p>	<p>・RC橋脚または橋台について、地震時変形性能を必要に応じて照査することを規定 ・そのときの設計水平震度を次式で規定 $k_{hd} = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot v_4 \cdot k_0$ または $k_{hd} = \beta \cdot v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot v_4 \cdot k_0$ k_{hd}: 地震時変形性能の照査に用いる設計水平震度 v_4: 構造特性別補正係数(1.3以上とする)</p>	<p>・地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度を、RC橋脚の許容塑性率μに応じて算定 $k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu - 1}}, \quad k_{he} = c_2 \cdot c_1 \cdot c_R \cdot k_{hc0}$ k_{hc0}: 設計水平震度の標準値(1.0) ・水平耐力を次式で照査 $P_a > k_{he} W$ P_a: 地震時保有水平耐力 W: 等価重量(上部工と橋脚の重量の関数) ・前示方書の規定を踏襲</p>
<p>構造細目</p>		<p>・落橋防止構造, 上下部構造間鉛直地震力に対する設計方法, 支承の構造と施工などを規定 ・移動制限装置の設計水平震度を一般部の1.5倍以上と規定</p>	<p>・支承部, 落橋防止構造に関する規定を改定 ・落橋防止構造の設計水平震度を一般部の2倍以上とし, 架け違い部の長さを大きくするよう変更</p>	
<p>地震荷重に対する許容応力度の割増し</p>	<p>・鋼材 80%, RC 50%</p>	<p>・鋼材 70% (死+地+温+CR+SH+PS), ・RC 50%(死+地)</p>	<p>・鋼材 50%, RC 50% (死+地+CR+SH+PS)</p>	<p>・同左</p>

表 4.2.2 準拠基準別の橋脚の損傷度 [調査報告編集委員会, 1996]

構造	準拠基準年次	橋脚の被災度					合計
		As	A	B	C	D	
鋼製橋脚	昭和 39 年以前	4 (4%)	11 (10%)	9 (8%)	72 (67%)	12 (11%)	108 (100%)
	昭和 46 年	0 (0%)	0 (0%)	14 (13%)	45 (43%)	45 (43%)	104 (100%)
	昭和 55 年	0 (0%)	0 (0%)	11 (9%)	19 (15%)	97 (76%)	127 (100%)
	平成 2 年	0 (0%)	0 (0%)	2 (13%)	2 (13%)	12 (75%)	16 (100%)
	小計	4 (4%)	11 (3%)	36 (10%)	138 (39%)	166 (47%)	355 (100%)
RC 橋脚	昭和 39 年以前	78 (3%)	155 (6%)	143 (5%)	672 (25%)	1600 (60%)	2648 (100%)
	昭和 46 年	1 (1%)	1 (1%)	15 (8%)	63 (34%)	106 (57%)	186 (100%)
	昭和 55 年	0 (0%)	0 (0%)	1 (1%)	22 (13%)	144 (86%)	167 (100%)
	平成 2 年	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	40 (100%)	40 (100%)
	小計	79 (3%)	156 (5%)	159 (5%)	757 (25%)	1890 (62%)	3041 (100%)
合計	昭和 39 年以前	82 (3%)	166 (6%)	152 (6%)	744 (27%)	1612 (58%)	2756 (100%)
	昭和 46 年	1 (1%)	1 (0%)	29 (10%)	108 (37%)	153 (53%)	290 (100%)
	昭和 55 年	0 (0%)	0 (0%)	12 (4%)	41 (14%)	241 (82%)	294 (100%)
	平成 2 年	0 (0%)	0 (0%)	2 (4%)	2 (4%)	52 (93%)	56 (100%)
	小計	83 (2%)	167 (5%)	195 (6%)	895 (26%)	2056 (61%)	3396 (100%)

4. 2. 3 想定すべき破壊シナリオ

ここでは、基礎、橋脚、支承、落橋防止装置、および上部工から構成される構造システムが高架橋としての機能を果たさなくなる状態を破壊と考える。具体的には、落橋および過度の残留変位による機能喪失状態を破壊とし、そこに至る過程を考える。阪神・淡路大震災における高架橋の被災事例を参考にして、鋼製橋脚を有する高架橋において考えられる代表的な破壊シナリオを列挙すると、以下のようになる。

(1) 落橋にいたるシナリオ

- ① 局部座屈や脆性破壊に起因する橋脚の崩壊により落橋。
- ② 液状化に起因する周辺地盤の側方移動により基礎および橋脚が移動。その際、支承が破壊するとともに落橋防止システムが適正に機能せず、落橋。
- ③ 橋軸方向振動時に支承、変位制限装置が破壊した後(タイプ A 支承の場合)、落橋防止構造も破断。その後、上部工と橋脚との応答相対変位が桁かかり長を超え、落橋。
- ④ 橋軸直角方向振動時に支承、変位制限装置が破壊した後、上部工が橋脚横梁上に落下。それにより橋脚に偏心荷重が作用することになり、橋脚が崩壊し落橋。

(2) 過度の残留変位による機能喪失に至るシナリオ

- ① 局部座屈や脆性破壊の発生により橋脚に過度の残留変位が生じ、機能喪失。
- ② 液状化に起因する周辺地盤の側方移動により基礎および橋脚が移動し、支承、変位制限装置が破壊。その後、上部工が橋脚上に落下して機能喪失。
- ③ 橋軸方向あるいは橋軸直角方向振動時に支承、変位制限装置が破壊し、上部工が橋脚上に落下して機能喪失。
- ④ 上記①~③の組み合わせ。

4. 3 考慮すべき限界状態

終局限界状態とは、この限界を超えると構造物または部材が破壊したり、転倒、座屈、大変形等を起こし、最大耐力に達して安定や強度的機能を失う状態、すなわち安全性を失う状態である。しかしながら、鋼製橋脚を有する高架橋を例にとって考えると、その構成は橋脚本体の他に、基礎、落橋防止装置、支承、上部構造等である。そこで個々の構成要素の限界状態のみならず高架橋システム全体としての限界状態についてまとめてみた。

耐震設計を行う上で考慮すべき限界状態としては以下のものが考えられる。

(1) 終局限界状態

- a) システム崩壊限界状態
- b) 部材強度限界状態

(2) 損傷限界状態

- a) 機能保持限界状態
- b) 機能復旧限界状態

ここでいうシステム崩壊限界状態というのは、部材(要素)の集成からなるシステムの終局限界で、不静定構造物、並列システムによる冗長性、フェイルセイ

フ機構などによる安全性を考えたものである。そのため、ここでは橋梁システムにおいて、4.1で取り上げたメガフロートなどで考えられた逐次崩壊限界状態は、特に考える必要がないとしている。

4.3.1 橋脚について

橋脚については、4.2.1に述べているように鋼製橋脚の崩壊は構成板要素の局部座屈や溶接部の脆性破壊に起因していると考えられる。図4.3.1は鋼製橋脚が繰り返し荷重を受けたときの水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線及び終局限界状態と損傷度関係のイメージ図である。これより、鋼製橋脚の終局限界状態は、局部座屈強度などの部材強度の限界状態で決まること、すなわち安全性を失う状態に達する。なお、終局状態は最高荷重の95%と定義した[鋼構造新技術委員会, 1996]。また、崩壊しなくとも局部座屈や脆性破壊により橋脚に生じる残留変位の大きさにより限界状態の分類ができる。この場合鋼製橋脚の損傷程度

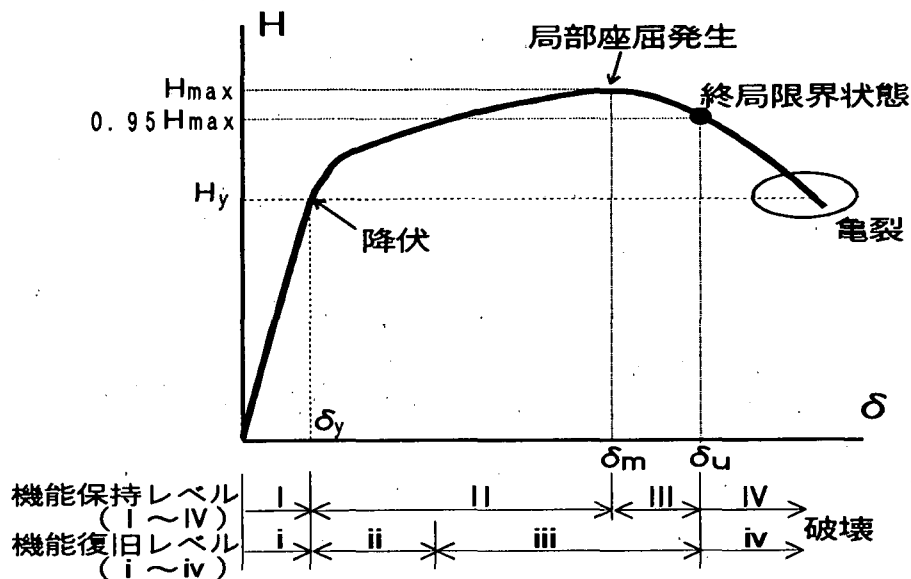


図 4.3.1 水平荷重(H)—水平変位(δ)履歴曲線の包絡線と終局限界状態と損傷度関係のイメージ図

と橋に要求される機能保持の程度及び橋の機能を復旧するのに要する期間を橋脚の残留変位の大小と絡めて考える必要があり、損傷限界状態として機能保持限界状態と機能復旧限界状態に分けて考えることにする。

機能保持限界状態とは、橋梁に要求される機能保持の程度により決まる限界状態をいう。機能保持の程度は、橋梁を崩壊させないばかりでなく、地震後すぐに救援・緊急車両が通行させることができる機能が重要になってきた。たとえば、橋脚が変位することにより路面の段差、遊間、勾配などについて常時の機能を有するのか、荷重制限や速度制限を設定する必要がある状態なのか、あるいは機能を喪失している状態などに機能保持レベルを分類できる。表4.3.1には機能保持限界状態のレベルの分類例を文献[鋼構造新技術委員会, 1996]を参考にして設定したものである。レベルIは常時機能保持であり、損傷がほとんど無い状態で

ある。レベルIIは一部分機能喪失で、主要構造部材（この場合は橋脚）は機能保持し、補修することにより車両通行ができる状態である。レベルIIIは、主要構造部材が損傷して大部分の機能が喪失しているが、緊急車両は通行できる状態であり、レベルIVは機能喪失で、崩壊はしていないが車両の通行が不可の状態である。

一方、機能復旧限界状態とは、地震で失われた橋梁の機能を元の状態に復旧できる期間の程度によって決まる限界状態をいう。機能保持の区分と同様に機能復旧のレベルを4つ状態に分類し、表4.3.2に設定例を示す。橋脚の場合、残留変位の大きさを目安にすると、損傷がなくて機能復旧作業が必要ない場合（ $h/1000$ 以内、 h :橋脚高さ）がレベルi、数日以内に補修ができ、2週間以内に復旧可能な状態をレベルii（ $h/300$ 以内）、2週間以上かかって復旧可能な状態をレベルiii（ $h/100$ 以内）及び残留変位が $h/100$ 以上で、崩壊に近い状態であり、撤去・

表 4.3.1 機能保持限界状態のレベル

レベル	機能保持の状態	損傷内容	車両の走行性
I	常時機能保持	無損傷、常時と機能変化無し	通常の通行可
II	一部分機能喪失	主要構造部材の機能保持	補修しながら普通車両の通行可
III	大部分機能喪失	主要構造部材も損傷、荷重制限が必要	災害復旧用、人命救助用車両通行可
IV	機能喪失 (終局限界状態)	崩壊していないが橋の機能損失	通行不可

表 4.3.2 機能復旧限界状態のレベル

レベル	機能復旧の状態	復旧内容	残留変位(制限値)
i	復旧不用	修復等が不用で、通常交通が可	$h/1000$ 以内 h :橋脚高さ
ii	短期間で復旧	復旧が2週間以内	$h/300$ 以内
iii	長期間で復旧	復旧に2週間以上の長期間必要	$h/100$ 以内
iv	復旧不可能	撤去・建替が必要	$h/100$ 以上

建替えが必要な状態をレベルivとする。なお、損傷を受けた橋脚等の土木構造物を数日以内に補修工事を終えることは困難であることから2週間を一つの目安とした。

4. 3. 2 高架橋を構成する部材について

橋脚以外の高架橋を構成する構造部材として、基礎、支承、落橋防止装置及び上部構造、伸縮装置等がある。ここでも4.2.1に述べられているような損傷事例から考えると次の様な限界状態が考えられる。

(1) 基礎

基礎については、液状化に起因する周辺地盤の側方移動による移動、沈下、及び傾斜等が生じたことにより他の構成要素である橋脚や支承、変位制限装置の破

壊などに大きな影響を及ぼしたことがわかっている。文献 [大塚,1989] によれば、基礎の終局限界状態は、すべり、転倒、支持力、揚力、浸透、パイピングによって生じる不安定状態を指すが、原則として基礎が降伏する時を終局限界状態とする。また、使用限界状態は、過度の変形や材質の低下が発生するような場合で、許容できない全体変位や相対変位、ひびわれ、振動が含まれる。この全体及び相対的な移動量の制限値として、1)鉛直方向の空間ゆとりが規定値以下に減少しない、2)支持性能が許容水準以下に減少しない、3)構造物が構造上の被害または過大な補修をせず変形に追従できる、4)構造物の概観が許容し得る程度以上に影響を受けない、等となっている。

なお基礎の限界状態の明確化については今後更に研究が必要と思われる。

(2) 支承

支承については、サイドブロックの破断やBP沓の支承板、ローラー沓におけるローラ、およびピン支承におけるピンの抜け出しなど荷重支持機能の喪失例が多いことから、部材強度限界状態としてせん断破壊耐力を終局限界状態とする。また、機能保持限界としては、支点部の荷重支持力が考えられる

(3) 落橋防止装置

落橋防止装置は、桁かかり長、落橋防止構造、変位制限構造及び段差防止構造からなっている。この装置は、下部構造や支承が破壊し、上下部構造間に予想しない変位が生じた場合に落橋を防止する機能を有するものであるが、各防止装置の構造により、装置が作用し始める変位量や時期も異なるので考慮すべき限界状態も異なる。例えば、変位制限構造は支承と補完しあって機能すべきものであるから、変形能力は支承と同程度とする必要がある。また、落橋防止構造は、支承が破壊して桁かかり長に達するまでに機能する必要があるため、この移動量が生じる場合に終局限界状態となる。構造として、桁間連結装置では連結部材の引張降伏強度あるいは取り付け部の破断強度が、突起を設ける構造では突起部のせん断破壊強度が個々の部材強度限界となる。

なお、桁遊間が拡がる場合や狭まる場合それぞれについて個々の落橋防止構造が地震エネルギーを吸収する順序を系統的に検討する必要性も指摘されている。

(4) 上部構造

上部構造の落橋や主桁の移動、変形はほとんどが支承の破壊により桁が橋脚上に落下したために生じたと考えられるので、上部構造では個々の要素部材の部材強度が終局限界状態になると考える。また、上載荷重の支持力や路面形状（傾きの大きさ）が機能保持限界となる。

(5) 伸縮装置

伸縮装置は、上部構造間の変位を吸収し路面を連続させる働きをする。橋脚の変位、支承の破壊・逸脱による隣接桁間の相対変位で損傷が生じたと考えられる。

機能保持限界として、上部構造間の路面の段差や遊間の大きさとなる。上部構造と伸縮装置の機能保持限界状態の設定例を表 4.3.3 に示す。

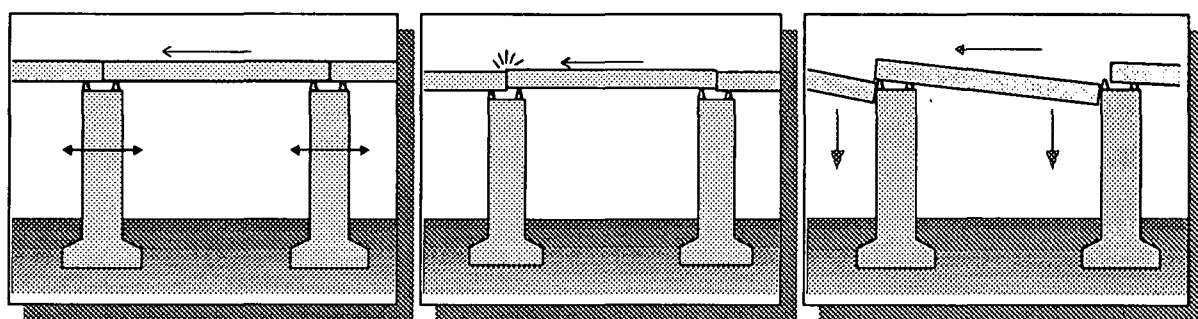
表 4.3.3 上部構造と伸縮装置の機能保持限界状態のレベル

レベル	機能保持の状態	上部構造	伸縮装置
I	常時機能保持	路面の傾き：なし 主要部材の残存強度：100%	路面の段差：なし 路面の遊間：なし
II	一部分機能喪失	路面の傾き：0.5%以下 主要部材の残存強度：100%	路面の段差：5cm 以下 路面の遊間：10cm 以下
III	大部分機能喪失	路面の傾き：1.0%以下 主要部材の残存強度：95%	路面の段差：10cm 以下 路面の遊間：20cm 以下
IV	機能喪失 (終局限界状態)	路面の傾き：2%以上	路面の段差：10cm 以上 路面の遊間：20cm 以上

4.3.3 高架橋システムについて

高架橋における崩壊は、個々の部材要素の部材強度限界状態のみならず、個々の要素部材の崩壊が引き金となって全体が崩壊するようなシステム崩壊限界状態が考えられる。高架橋で予想される破壊シナリオについては、4.2.3 に述べられているように、地震による支承や落橋防止装置等による破壊による落橋に至るシステムとしての破壊プロセスが予想される。

システム崩壊限界状態とは、システムを構成する複数の要素部材が地震を受けて終局限界状態を超え、崩壊に至る場合である。たとえば、破壊シナリオとしては図 4.3.2 に示すようなケースで、「橋軸方向振動時に支承，変位制限装置が破壊（タイプ A 支承の場合）→落橋防止構造も破断→上部工と橋脚との応答相対変位が桁かかり長をこえる→落橋」、あるいは「橋軸直角方向振動時に支承，変位制限装置が破壊→上部工の橋脚が横梁上に落下→それにより橋脚に偏心荷重が作用→



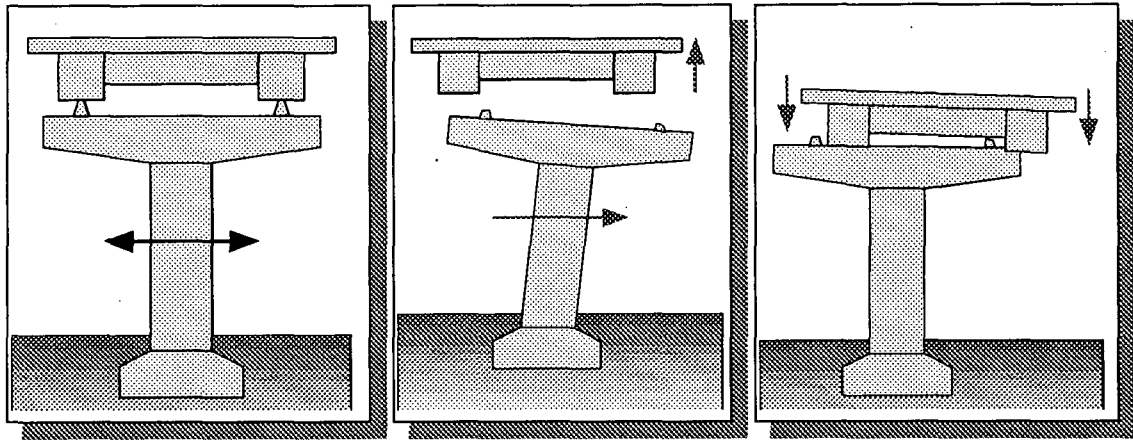
① 橋軸方向に振動

② 支承，落橋防止構造も破断

③ 桁かかり長を超え，落橋

(a) 橋軸方向に振動による崩壊

図 4.3.2 システム崩壊のシナリオの一例

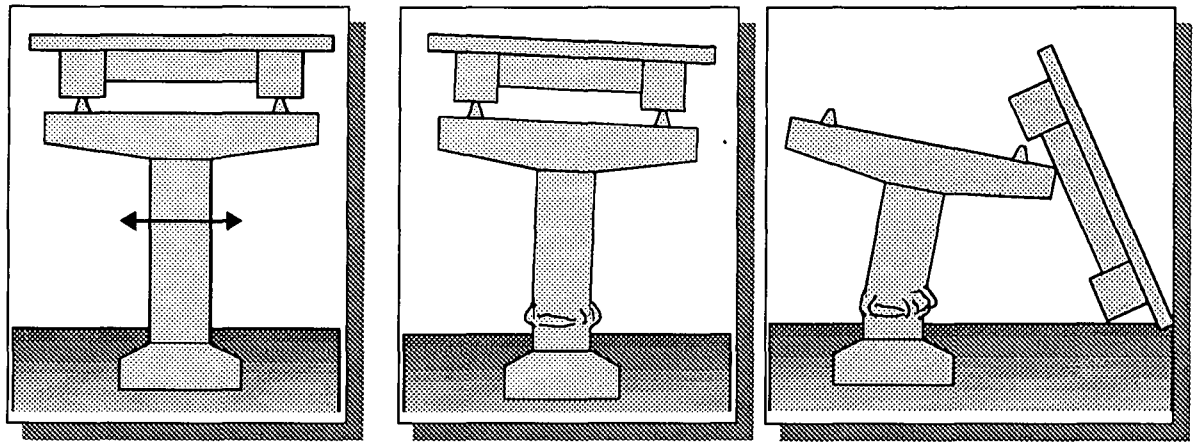


- ① 橋軸直角方向に振動
 ② 支承，変位制御装置が破断
 ③ 橋脚に偏心荷重が作用し落橋

(b) 橋軸直角方向の振動による崩壊

図 4.3.2 システム崩壊のシナリオの一例 (続き)

橋脚の崩壊→落橋」が予想されるシナリオである。このようにシステムを構成する橋脚，支承や落橋防止装置等の構造物が順次崩壊し，最後にシステム全体としての崩壊に至る状態である。図 4.3.3 に示すような破壊シナリオのケースで，「局部座屈や脆性破壊に起因する橋脚の崩壊→落橋」，あるいは「液状化に起因する周辺地盤の側方移動により基礎および橋脚の移動→支承の破壊→落橋防止システムが適正に機能せず→落橋」と言う崩壊のシナリオのシステム崩壊限界も考えられる。

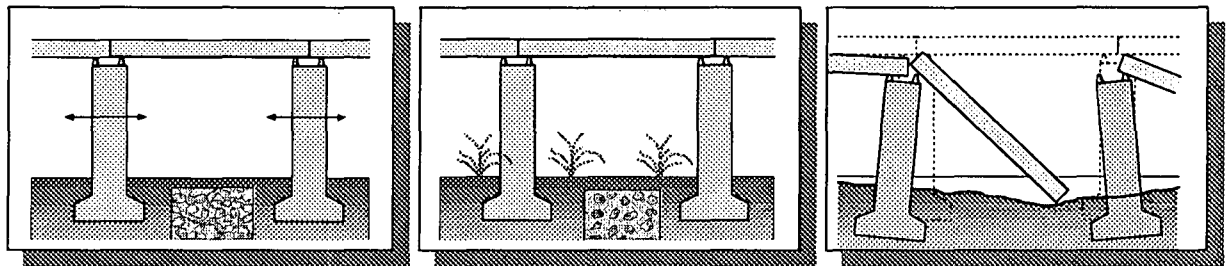


①地震前の健全な状態

②橋脚の基部座屈

③橋脚の崩壊により落橋

(a)局部座屈や脆性破壊が起因



①地震前の健全な状態

②周辺地盤に液状化が
発生

③基礎及び橋脚が移動し

(b)地盤の液状化とその側方移動が起因

図 4.3.3 システム崩壊のシナリオの一例

4.4 限界状態の照査について

前節において考慮すべき限界状態について、ここでは鋼製橋脚を対象として、現在の研究成果を踏まえてその定量化と照査法について触れる。

4.4.1 終局限界状態

終局限界状態において考慮すべきシステム崩壊限界状態と逐次崩壊限界状態については、高架橋をシステムとして耐震性を検討する研究成果を待たねばならず、高架橋を構成する基礎、鋼製橋脚、支承および落橋防止装置について、それらの部材強度限界状態について述べる。

基礎については、第2章において表 2.3.8 に示される水平変位等の制限値で照査することが示されている。鋼製橋脚については、同じく表 2.3.5 に示される終局変位、終局ひずみ、降伏水平耐力および低サイクル疲労強度を用いて照査することが提示されている。支承および落橋防止装置については、同じくそれぞれ表 2.3.6 および 2.3.7 で提示されている。

以上を表にまとめると、表 4.4.1 の通りである。

表 4.4.1 終局限界状態の照査

構造	照査指標	備考
橋脚	終局変位 終局ひずみ 降伏水平耐力 低サイクル疲労強度	表 2.3.5
支承	許容応力 許容ひずみ	表 2.3.6
落橋防止装置	桁掛かり長 許容応力	表 2.3.7
基礎	水平変位	表 2.3.8

4.4.2 損傷限界状態

損傷限界状態は、機能保持限界状態と機能復旧限界状態から成る。

機能保持限界状態は、道路として機能を有する、車両の走行性を確保できる限界状態であり、橋脚の残留変位の他、走行路面の段差、遊間および傾斜という指標で照査する。走行路面に関する数値については、第5章の表 5.3.2 に提案がなされている。

機能復旧限界状態は、補修・補強等により一部喪失した機能を回復できる限界状態であり、橋脚の残留変位がその指標となる。第2章の表 2.3.5 において残留変位制限値が提示されており、その具体的数値は前節の表 4.3.2 に示される。

以上を表にまとめると、表 4.4.2 の通りである。

表 4.4.2 損傷限界状態の照査

限界状態	照査指標	備考
機能保持	橋脚の残留変位 走行路面の段差 走行路面の遊間 走行路面の傾斜	表 2.3.5 表 5.3.2
機能復旧	橋脚の残留変位	表 2.3.5 表 4.3.2

4.5 今後の課題

本章では、阪神淡路大震災の被害に基づいて破壊シナリオを想定し、そのシナリオに対応して明確にされた限界状態ならびにその照査について、これまでの研究成果と対応させて、述べてきた。性能照査型設計に向けて、限界状態とその照査について明確にしたことは、意義深いものがある。

しかしながら、設計の実務に目を向けた場合、性能を示す多くの指標の算定が

数値計算に頼らざるを得ない現状を考えると、今後解決すべき問題は非常に大きい。以下に今後の検討課題を列挙する。

- 1) システム崩壊限界のシナリオを正確に追跡できる解析モデルは、まだ精度の良い物はできておらず、設計においては、部材の強度限界を用いざるを得ない。今後、精度の良い解析モデルを実験的、理論的に構築し、破壊シナリオを考慮できる設計法を確立する必要がある。
- 2) 損傷限界状態を新しく想定したことにより、損傷を制御できる指標の提示
- 3) 各種限界状態を表す指標の照査において、限界値の計算精度についての明示。
- 4) 標準的な性能を有する複数の橋脚について、数値計算を必要としないデザインマニュアルの提示。

参考文献

- [白石,1988] 白石成人編：構造物のライフタイムリスクの評価，構造工学シリーズ2，土木学会，1988年11月。
- [日本道路協会,1996] 日本道路協会：道路橋示方書，V耐震設計編，1996年12月。
- [調査報告編集委員会,1996] 土木学会 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 橋梁，1996年12月
- [鋼構造新技術委員会,1996] 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，1996.7.
- [技術特別研究委員会,1997] 土木学会 阪神・淡路大震災対応技術特別研究委員会：大震災の教訓を活かすために ～実務技術者からの提案～，1997年4月
- [日本鋼構造協会,1998] 日本鋼構造協会・メガフロート技術研究組合：大規模浮体構造物(メガフロート)の設計信頼性の評価に関する研究報告書，1998年3月。
- [土木学会関西支部,1998] 土木学会関西支部：大震災に学ぶ，第1巻，1998年6月。
- [福本,1999] 福本秀士編：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，鋼構造シリーズ10，土木学会，1999年5月。
- [大塚,1989] 大塚久哲監修，「基礎の限界状態設計法入門」，九州大学出版会，1989.8
- [震災調査特別小委員会,1999] 土木学会 鋼構造震災調査特別小委員会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，1999年5月
- [北田,2000] 北田俊行：鋼橋構造物の耐震設計の現状，第4回土木鋼構造研究シンポジウム資料，鋼材倶楽部，pp.1-8，2000年1月。