

4. 新・鉄道標準による耐震設計

4.1 はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震により鉄道施設においても構造物の崩壊を含む大被害が生じ、耐震設計のあり方について見直しの必要性を認識させた。

この震災後土木学会に「耐震基準等基本問題検討会」が設置され、その検討結果が「土木構造物の耐震基準等に関する提言」として平成7年5月および平成8年1月の2回にわたって発表された。

鉄道関係では、地震直後に運輸省に設置された「鉄道施設耐震構造検討委員会」（委員長：松本嘉司東京理科大教授）で検討を行い、平成8年7月「新しい耐震設計基準のあり方に関する基本的な考え方」がまとめられた。この考え方に基づき「耐震基準検討小委員会」（委員長：濱田政則早稲田大学教授）で2年余の審議を重ねた結果「鉄道構造物等設計標準同解説、耐震設計」（以下耐震設計標準という）がまとめられ、その本文は平成10年12月に運輸省から関係各機関に通達された。なお、この設計標準は、橋梁・高架橋、基礎構造物、抗土圧構造物、開削トンネルおよび重要な盛土に適用するが、ここでは橋梁を対象として耐震設計法を述べる。

4.2 新しい耐震設計法の考え方

新しい耐震設計法を作成するにあたっては、兵庫県南部地震の教訓を生かす必要がある。この地震における構造物の被害状況については参考文献1)等に詳しく述べられているので、ここでは省略するが、この地震以降行われた調査および被害解析の結果によれば、被害原因は次のように推定されている²⁾。

(1) 構造物はいずれも当時の設計基準で想定していた設計水平震度(0.2)に対しては所要の耐力を有していたが、今回発生した地震による加速度は当時の設計基準で想定した値を大きく上回るものであった。

(2) 落橋等の大きな損傷を受けた新幹線高架橋の大部分は、曲げに対する安全性に比べせん断に対する安全性が小さい構造形態であり、せん断破壊によって大きな損傷を受けた。これは、設計当時の基準では、せん断に対する許容応力度が現在より大きな値であったことも一因である。

(3) 近接した高架橋間で片や崩壊、片や柱のひびわれ程度のように被害程度に大きな差がある例があったが、この原因は地盤と構造物の動的性状を考慮した解析により主として表層地盤の違いで生じたと推定される。

(4) 開削トンネル等の地下構造物は地盤変形によって柱に曲げやせん断による応力が生じたが、柱は高架橋と同様せん断に対する安全性が低かったためせん断破壊し、上からの重量で崩壊した。

以上のことから、耐震設計にあたっては、内陸型地震によって発生する大地震動を考慮すること、部材の安全性評価においては破壊モードを考慮すること、応答値の算定にあたっては表層地盤の動的性質を考慮することおよび動的解析を行う必要があることが分かる。また、内陸型地震動を考慮すると地震動が飛躍的に大きくなること、さらにその地震の再現期間が数百年以上の長期にわたることを考慮すると、構造物の設計においては部材および基礎の持つ変形性能(耐震性能)を評価し、損傷は許容するが崩壊しないことを基本とするのが合理的であることも容易に推定される。

そこで鉄道構造物の耐震設計は、損傷制御の観点から目標とする構造物の損傷程度(耐震性能)

を定め、基盤で設定した地震動を用いて、表層地盤の応答計算を行い、その地震動を構造物に入力して動的解析により応答を求め、それに基づいて耐震性能を照査することを基本とした。

設計上考慮する地震動は構造物の供用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動（L1地震動）、と陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震や内陸直下型地震による地震動のように供用期間中に発生する確率が低いが大規模な地震動（L2地震動）の2つとした。

これに対する構造物の耐震性能は部材の損傷と基礎の安定を考慮して、地震後に必要となる補修や補強の程度から3つの性能を定めた。耐震設計では構造物の地震時の応答値がその性能を満たすことを照査する。また、耐震設計にあたっては構造物の重要度を考慮することとした。構造物の耐震性能はこの重要度によって決定される。

この耐震性能の照査に必要な構造物の応答値の算定は、動的解析を主体としたが、構造物の種類によっては静的解析法も用いられるようにした。この考え方に基づいた橋梁および高架橋の耐震設計の手順を図4.1に示す。

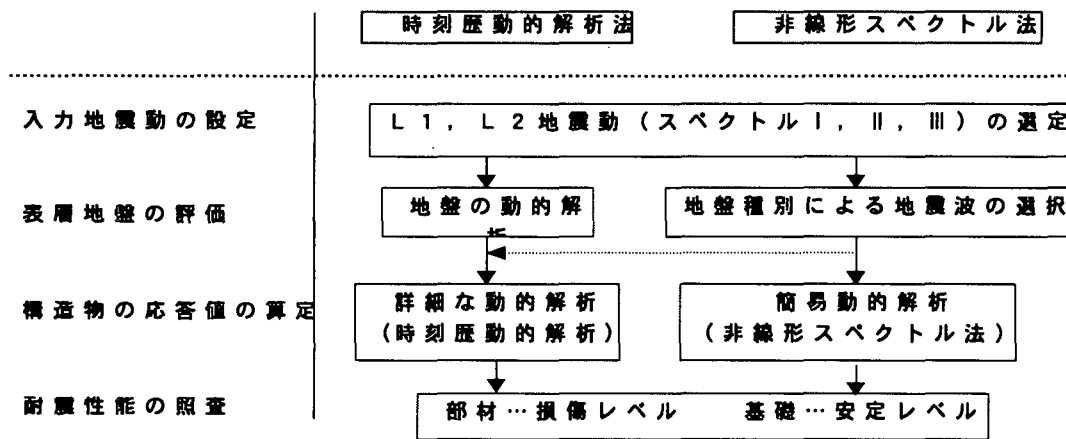


図 4.1 耐震設計の手順（橋梁、高架橋）

なお、この図に示してあるように、設計法としては土質調査に基づいて地盤種別を選定し、その地盤毎に設定してある地震動を用いて算定した所要降伏震度スペクトルを使用して構造物の応答値を算定できる簡易な設計法（非線形スペクトル法）と地盤および構造物の時刻歴動的解析を行う詳細な設計法（時刻歴動的解析法）がある。

一般の構造物は、非線形スペクトル法を適用してよいが、後述するように挙動が1自由度系で表現できない構造物については詳細な方法を採用するのがよい。

以下、耐震設計上重要な要素である設計地震動の設定、構造物の変位応力等の算定法、構造物の安全性照査法について述べる。

4.3 地震動の設定

(1) 基盤地震動の設定

先に述べたように構造物に入力する地震動は表層地盤の影響を考慮して算定するため、L1、L2地震動は基盤で設定する。

L1地震動はこれまでの許容応力度設計法で用いた良質な地盤の加速度応答スペクトルとほぼ等しいものとした。その最大応答加速度は減衰定数5%で250galである。

L2地震動の加速度応答スペクトルは次の3種類とする。

- ①海洋型の地震（マグニチュード8クラス、震央距離30～40km）を対象とした加速度応答スペクトル（スペクトルⅠ）
- ②内陸活断層の地震を対象として既往の地震観測記録に基づいて統計解析等により設定した加速度応答スペクトル（スペクトルⅡ）
- ③断層モデルに基づいた解析により算定した加速度応答スペクトル（スペクトルⅢ）

スペクトルⅡは既往の地震動の良質な地盤で観測された波形の応答スペクトル（減衰定数5%）から求めたが、各地震動の応答スペクトルの包絡線とはせず、非超過確率90%の値に基づいて設定した。スペクトルⅡを図4.2に示す。なお、このスペクトルは断層直上の地震動として与えるもので、断層位置が明確な場合は構造物と断層の距離によって加速度応答スペクトルの値を低減できる。

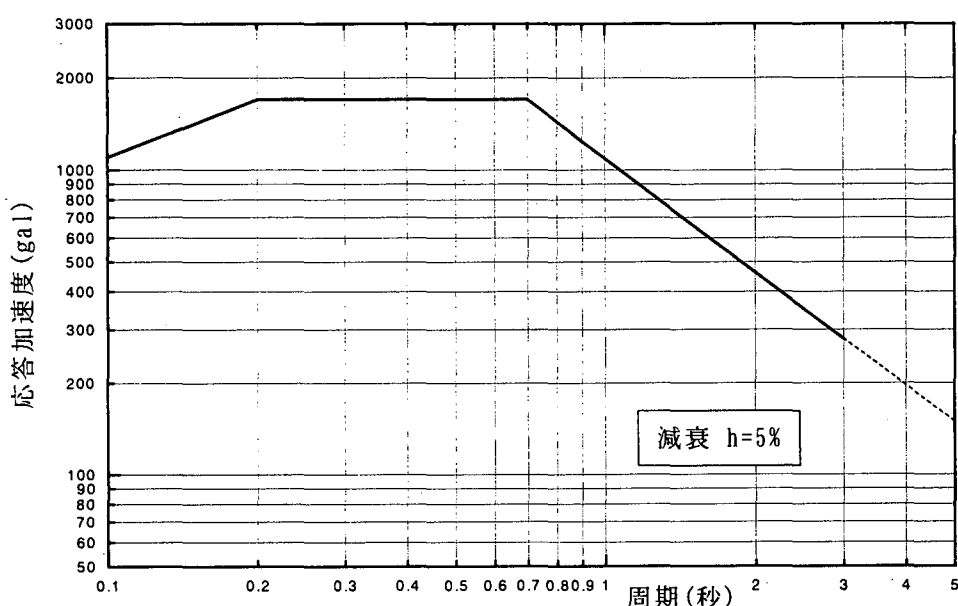


図 4.2 基盤地震動の弾性加速度応答スペクトル（L2：スペクトルⅡ）

耐震設計においては上記3種類のスペクトルのうち1つを設計地震動として設定するが、その手順を図4.3のフローチャートに示す。

その手順においては、まず断層調査を行う必要があるが、この作業は設計実務を考慮すると「新日本の活断層」等の資料調査が中心となる。断層が構造物の建設サイトの近くにある場合は、スペクトルⅡに基づき、断層と建設地点の距離を考慮して設計スペクトルを決定する。また、断層モデルを作成するのに必要なパラメーターが設定出来る断層ではそれに基づいた解析を行って地震動（スペクトルⅢ）を算定してよい。なお、スペクトルⅡ、Ⅲは、構造物と断層の距離によって値が変化するので、スペクトルⅠと比較を行い、大きいスペクトルを設計に用いる。

（2）地表面設計地震動の設定

地震動による構造物の応答を動的解析で算定する場合、表層地盤および構造物を一体としたモデルを用いると値保養面の地震動は不要となるが、モデル化が複雑なため、一般の設計実務においては基礎構造物を支持ばねに置換し、上部工を多質点系等に置換したモデル用いることが多い。

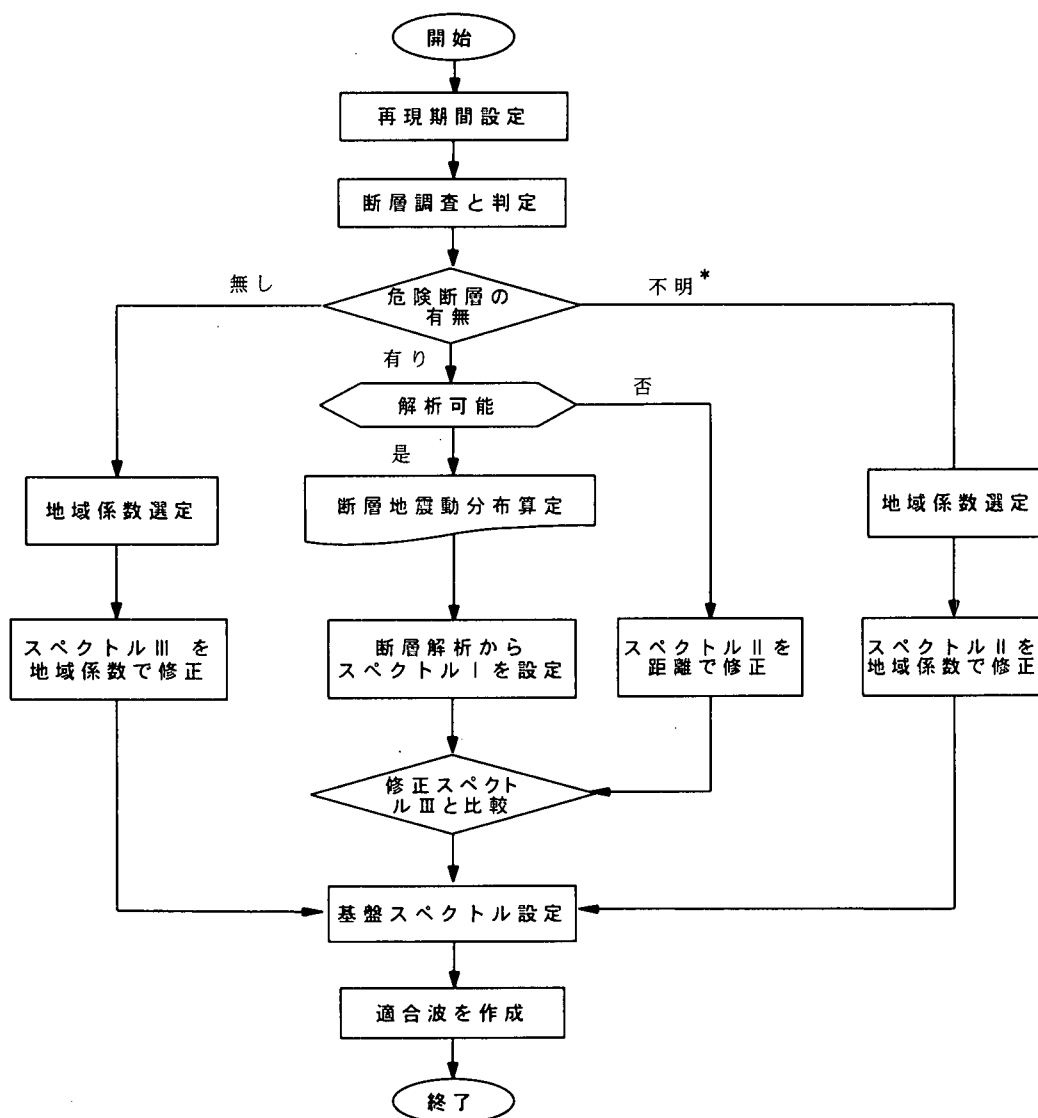


図 4.3 L2地震動の設定フローチャート

そのためには地表面地震動が必要になるが、その値は表層地盤の動的解析により求めることとした。しかし、地盤のひずみとせん断弾性係数および減衰定数の関係の設定等に難しい問題があるので、実務上の配慮から、地表面設計地震動を地盤種別毎に設定した。その地盤種別およびスペクトルⅡに対する地表面設計地震動の加速度応答スペクトルを図 4.4 に示す。なお、この図に示すG0～G7は地盤種別で、表層地盤の初期せん断弾性波速度に基づいて算定した固有周期に応じて区分する。その地盤種別を表 4.1 に示す。

4.4 構造物の耐震性能

(1) 構造物の耐震性能

構造物の損傷に関する耐震性能は次の3つとする。

- ①耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない。
- ②耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、短時間で機能が回復できる。
- ③耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

表 4.1 耐震設計における地盤区分

地盤区分	周期(sec)	地盤条件
G 0	—	岩盤
G 1	—	基盤
G 2	~ 0.25	洪積層
G 3	0.25 ~ 0.5	普通地盤
G 4	0.5 ~ 0.75	普通~軟弱地盤
G 5	0.75 ~ 1.0	軟弱地盤
G 6	1.0 ~ 1.5	軟弱地盤
G 7	1.5 ~	極めて軟弱な地盤

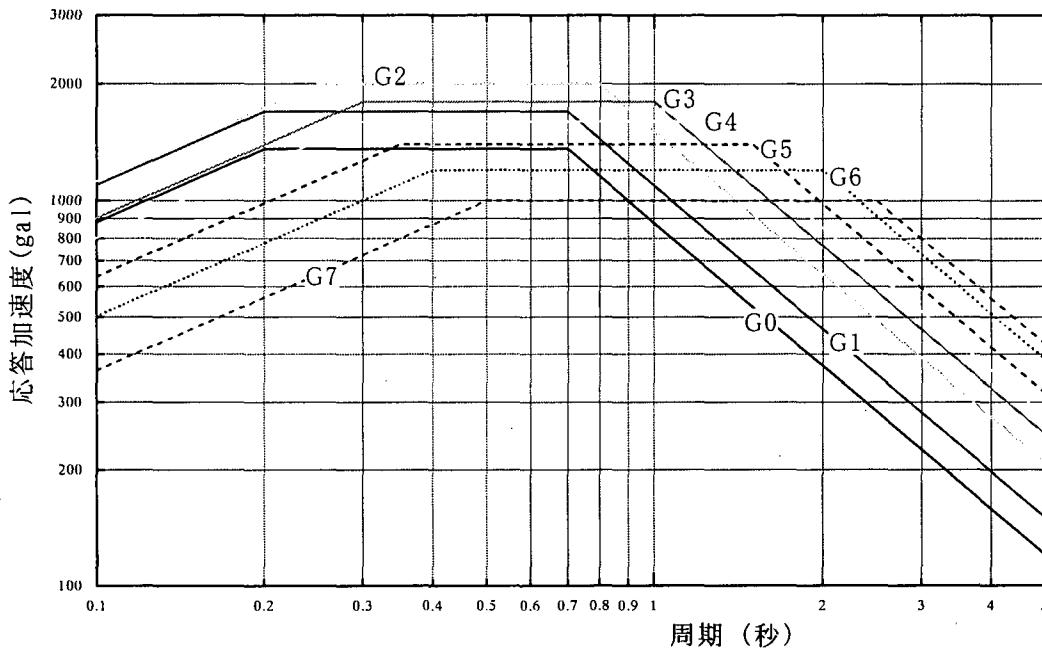


図 4.4 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル (L 2 地震動：減衰定数 5%)

この耐震性能は、主に地震後における構造物復旧の難易性に対する性能である。したがって、地震動と耐震性能の関係は次のように定めた。すなわち L 1 地震動に対しては耐震性能Ⅰを、L 2 地震動に対しては、重要度の高い構造物は耐震性能Ⅱを、その他の構造物は耐震性能Ⅲを満足するものとした。

耐震性能は構造物を構成する部材の損傷と基礎構造物の安定レベルで表現する。部材の損傷レベルは構造物全体が種々の部材で構成されているため、各部材の耐震上の役割を考慮して部材個々の損傷レベルを合理的に設定する必要がある。また、基礎構造物の安定レベルは構造物の変形に及ぼす影響が大きいいため、支持力や変位などを考慮して安定レベルを設定するのがよい。

橋梁・高架橋に要求される耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの関係を図 4.5 に示す。

(2) 部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの考え方と制限値

部材の損傷レベルは、部材の特性、損傷および補修工法等の関係を勘案し、荷重～変位曲線の

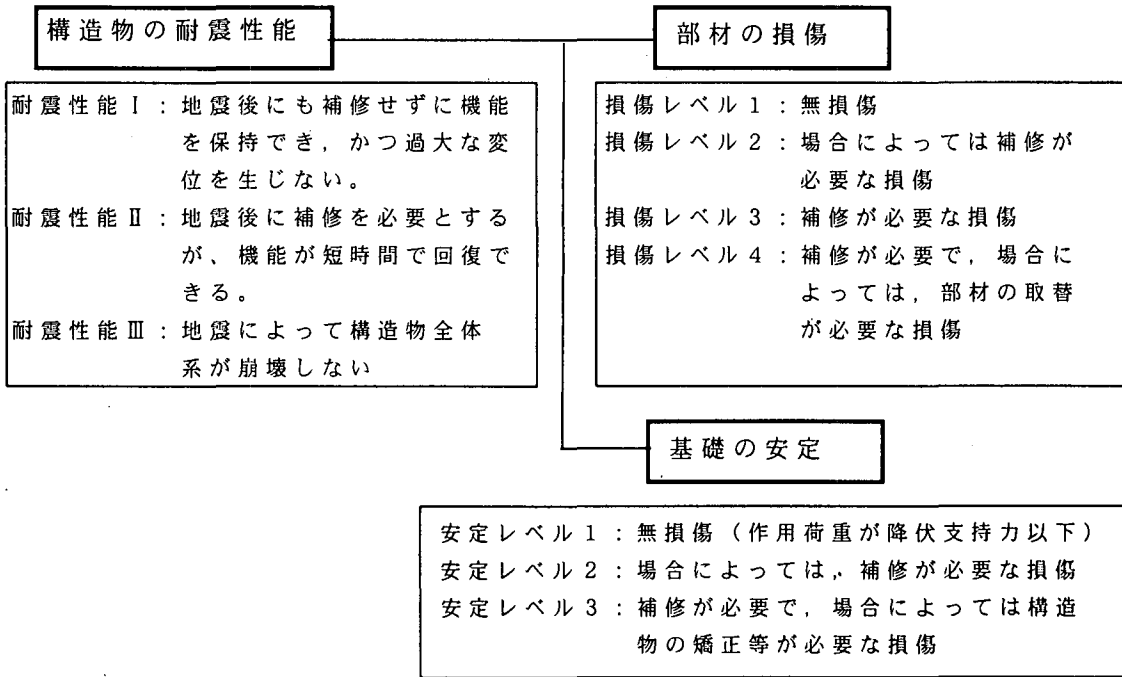


図 4.5 橋梁、高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベル

包絡線上における変位との関係で定めるのがよいと考えられる。たとえば、鉄筋コンクリート部材では以下のように設定することができる。

一般的な軸圧縮力の作用下で、破壊モードが曲げ先行となる場合は、部材の荷重～変位曲線の包絡線は図 4.6 に示したようになる。この荷重～変位曲線の包絡線の変化点では、同図に示したような物理的な現象が生じているものと考えられる。この特性を勘案して、各損傷レベルを、損傷レベル1はB点までの変位、損傷レベル2はC点までの変位、損傷レベル3はD点までの変位、損傷レベル4はD点以降の変位と設定した。このように損傷レベルと変位の間を関係を設定すると、部材の変位を解析により直接算定できれば、変位を直接照査指標とすることができる。しかし、一般に、部材の非線形性を線材モデルを用いて評価する場合には、部材回転角または塑性ヒンジ領域の曲率を指標とするのがよい。そこで損傷レベルと部材角の関係を表 4.2 のように定めた。

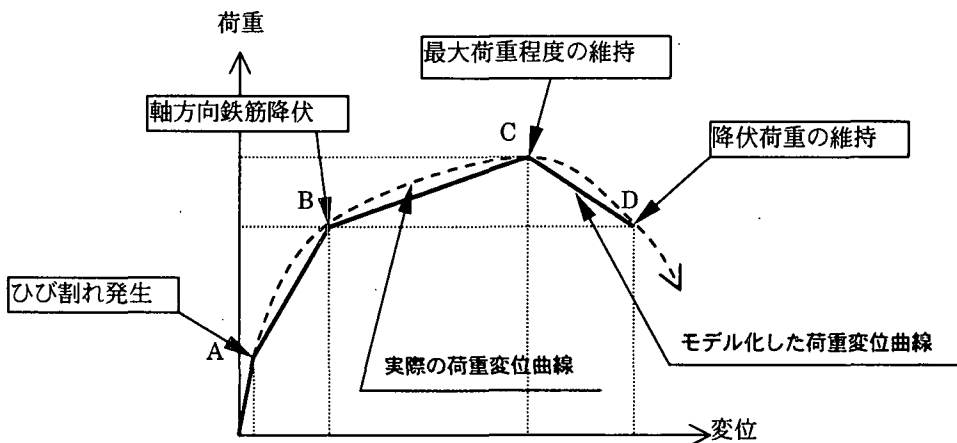


図 4.6 鉄筋コンクリート部材の荷重～変位曲線（低軸力下）

表 4.2 部材の損傷レベルと部材角の関係

	部材角の制限値
損傷レベル 1	$\theta_{y d}$: 降伏時の部材角
損傷レベル 2	$\theta_{m d}$: 最大水平抵抗荷重を保持する最大変位時の部材角
損傷レベル 3	$\theta_{n d}$: 降伏荷重を維持する最大変位時の部材角
損傷レベル 4	$\theta_{u d}$: 軸方向変形を顕著に増大させないための部材角の制限値

一方、基礎の安定レベルは構造物全体の必要とする耐震性能を確保するために、安定に関する基礎の損傷と基礎を構成する部材の損傷について定める必要がある。部材の損傷は先に述べた照査に従うが、安定に関する損傷レベルは基礎の変位が構造物の使用性に及ぼす影響と地震後の支持力（耐力）を考慮して定めるのがよい。そのための指標としては、基礎の応答塑性率および残留変位を用いる。基礎の応答塑性率とは、基礎の地震時の応答変位と、基礎の荷重～変位曲線から求まる降伏変位の比である。基礎の荷重～変位曲線のイメージを図 4.7 に示す。これらの指標を用いると安定レベルは次のように設定できる。

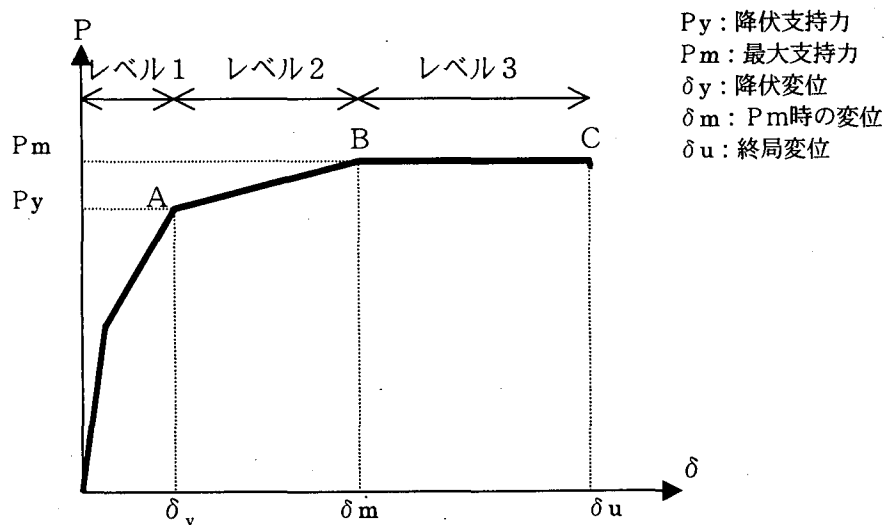


図 4.7 基礎の荷重～変位曲線と安定レベルのイメージ

- ①安定レベル 1 : 原則として基礎に作用する荷重が基礎の降伏支持力以下であり、大きな変位を生じない。また基礎を構成する部材の断面力が降伏耐力を越えない。
- ②安定レベル 2 : 支持地盤および部材の一方または両方とも塑性化するが、十分な支持力を有している。また、地震後の構造物の機能の維持に有害な変位または残留変位を生じない。
- ③安定レベル 3 : 支持地盤の破壊や部材の損傷により構造物が崩壊しないよう必要な支持力を保持する。

なお、これらの安定レベルの値は、基礎の種別毎に定められる。

以上の考えに基づいたラーメン高架橋に対する損傷部位のイメージを図 4.8 に、耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎構造物の安定レベルの制限値（目安）を表 4.3 に示す。

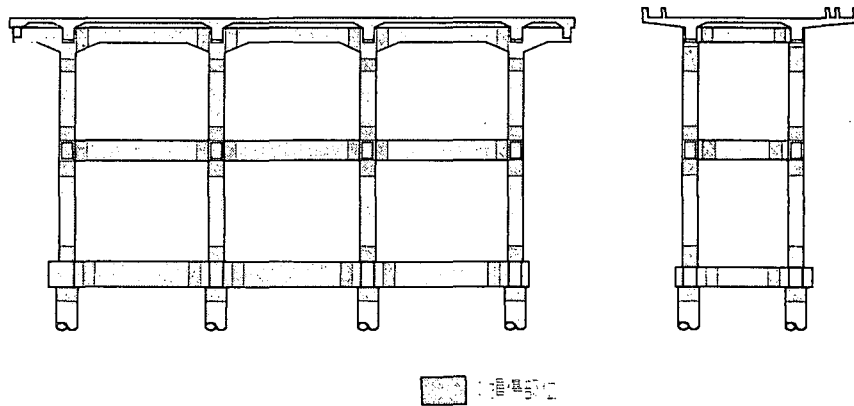


図 4.8 ラーメン高架橋の損傷部位のイメージ

表 4.3 ラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値の例

構 造 物		耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
部材の 損傷レベル	上層梁・地中梁	1	2	3
	その他の梁	1	3	4
	柱	1	3	3
基礎の安定レベル		1	2	3

4.5 変位・応力等の算定

Ⅱ 地震動では前述したように、設計基盤面で地震動を与える。そこで橋梁の耐震設計は一般に基盤の地震動を用いて、表層地盤の応答計算を行い、その地震動を構造物に入力して構造物の応答を求める。この場合、地震動が大きいので、地盤、構造物とも塑性域に入るのでその非線形性の設定が重要となる。非線形性は 4.4 に述べた図 4.6、4.7 に基づいて設定する。また橋梁の耐震設計法は動的解析法であるため、その履歴性状も必要である。これらは部材の材料の種類、基礎種別毎に与えてある。なお、動的解析にあたっては非線形応答スペクトル（所要降伏震度スペクトル）を用いて、構造物の変形（応答塑性率）を算定することができる（図 4.1 の簡易な設計）。

所要降伏震度スペクトルは、構造物の地震動に対する 1 自由度系の非線形応答の最大値を、塑性率毎に構造物の固有周期と降伏震度の関係を示したものである（図 4.9）。

また、多径間連続橋や長周期の構造物、新形式の橋梁などでその挙動が 1 自由度系で表現できない構造物については多自由度動的解析とする。

基礎構造物も動的解析を主体とするが、地盤が軟弱で地震時の地盤変位等が無視できない地盤については、基礎の設計にこれを考慮した応答変位法を採用する。

地盤の液状化は耐震設計上大きな問題であり、地盤改良やそれが困難な場合の構造系の工夫など含めて十分検討する必要がある。液状化の判定法は「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物」³⁾と同様地盤の液状化抵抗率を用いる手法としたが、それに必要な液状化強度比は累積損傷度理論を適用し地震動の不規則性を考慮して補正する方法とした。

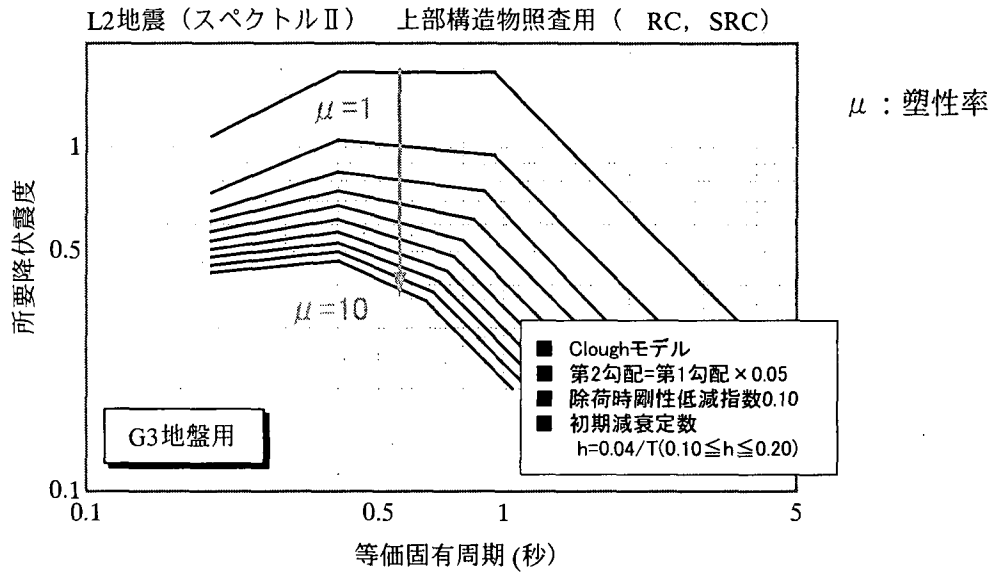


図 4.9 所要降伏震度スペクトルの例（スペクトルⅡ、G3地盤）

また新たに液状化に伴う地盤の側方流動について規定した。この応答値の算定は図 4.10 に示すように、側方流動を生じる地盤の変位量を想定し、これを地盤ばねを介して構造物に作用させる応答変位法と同様の考え方を採用している。

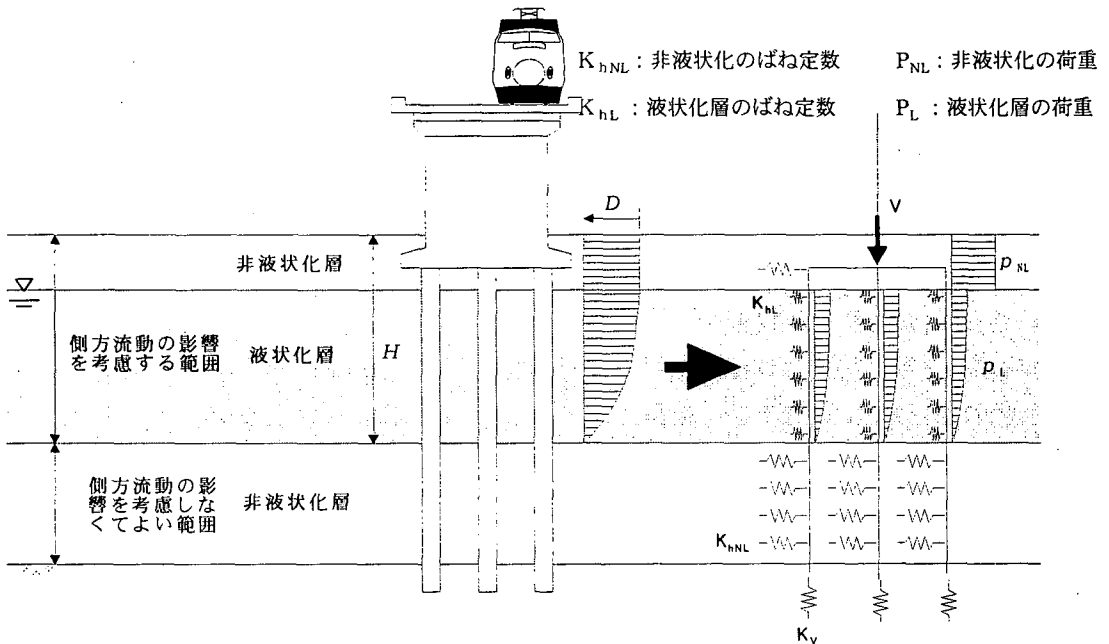


図 4.10 側方流動に対する応答値の算定法

4.6 構造物の安全性（耐震性能）の照査

構造物の耐震性能の照査は 4.5 に基づいて算定した応答値が、4.4 に定める部材の損傷レベルの制限値と基礎の安定レベルの制限値を満足することを確認することによって行う。その手順を図 4.11 に示す。

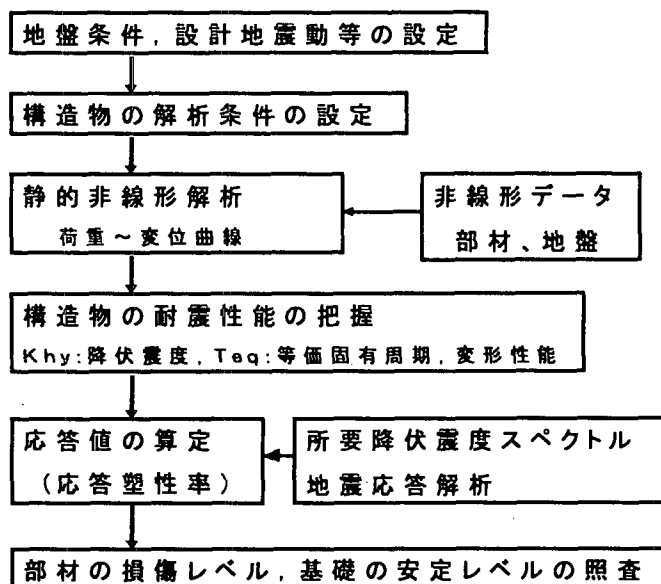


図 4.11 耐震性能照査の手順（橋梁、高架橋）

耐震性能の照査には静的非線形解析（プッシュオーバーアナリシス）を用いる。これは構造物全体の部材を骨組、地盤をばね定数でモデル化し、その部材および基礎（地盤）の強度および変形特性を先にのべた非線形性に基づいて設定し、地震荷重を少しずつ増加し、構造物全体系の荷重～変位曲線を求めるものである。これにより、構造物の降伏震度、降伏変位、終局耐力および終局変位（破壊過程）などを知ることができる。この終局変位はどれかの部材あるいは基礎が表 4.2 の制限値に達した時点の変位である。したがって、この終局変位が動的解析から求まる応答変位より大きい場合は、その構造物は設定した耐震性能を満足していると判断する。また、個々の部材および基礎の損傷レベルの判定は応答変位に相当する静的非線形解析の変形時の状態により行う。その部材および基礎の照査を以下に示す。

（1）部材の損傷レベルの照査

部材の損傷レベルの照査においては、まず破壊形態の判定を行う。すなわち部材が曲げ耐力に達するときのせん断力が設計せん断耐力より小さい場合は曲げ破壊モードとし、大きい場合は剪断破壊モードとする。この判定には鉄筋の実強度を考慮する。曲げ破壊モードとなる場合は、静的非線形解析で求まる変形から損傷レベルを判定するが、せん断破壊モードの場合は耐力で判定することとなる。すなわち、せん断破壊モードの部材は、静的非線形解析のモデル化において、その荷重～変位曲線を線形としてモデル化する。

（2）基礎の安定レベルの照査

基礎の安定レベルは次の項目について照査をおこなう。

- ① 基礎の応答塑性率
- ② 基礎を構成する部材の損傷レベル
- ③ 残留変位量

残留変位量は、耐震性能Ⅱの照査に必要なもので、列車の運行を早期に回復するためには、

基礎の残留変位量があまり大きくなることが必要であることに配慮したものである。これらも静的非線形解析の結果から判断する。

4.7 おわりに

以上新しい鉄道構造物の耐震設計法について述べた。

耐震設計法は既往の地震被害を精度よく説明できる手法であることが必要であり、ここに述べた手法を作成するにあたって兵庫県南部地震の被害解析を参考としたが、この解析はまだ各機関でも精力的に続けられており、これからも新しい知見が得られると考えられる。耐震設計法の作成にあたっては、これらを積極的に取り入れ、よりよい耐震設計法を作らなければならない。

また、構造物および地盤の非線形性を考慮するため、設計法はかなり複雑となっている。いたずらに複雑な設計法とすることはよいことではないが、ここに示した方法は構造物の損傷程度を表現するために必要な方法として取り入れられたものである。これにより大地震が生じた場合構造物は無傷で残るのではなく、耐震性能に応じた損傷を生じることを示すことができると考える。

しかし計算はコンピュータによることとなるので入力する地盤や構造部材の設計諸数値に注意するとともに、その精度の向上にも力を注ぐべきである。設計計算が高度になっても、入力するデータが不正確ではよい設計はできないと考えられる。

【参考文献】

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：「兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書」、鉄道総研報告特別第4号、1996年4月
- 2) 西村昭彦：「構造物の耐震」、鉄道総研報告第10巻第3号、1996年3月
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準解説、基礎構造物、丸善株式会社、平成9年3月