

# 新しい耐震設計法について

全日本コンサルタント 田 淵 智 之

## 目 次

I. まえがき	2
II. 近年の耐震設計の変遷	3
III. 新耐震設計法	7
1. 新耐震設計法の考え方	7
2. 新耐震設計法の手順	8
3. 設計地震動の設定	8
4. 耐震性能	14
5. 構造物の応答値の算定	20
6. 耐震性能の照査	23
IV. 各構造物の耐震設計概要	27
1. ラーメン高架橋（杭基礎形式）	27
2. 抗土圧構造物	35
3. ボックスカルバート	39
V. あとがき	45

## I まえがき

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震により、安全と考えられていた構造物においても崩壊を含む大被害が生じた。それは耐震設計の根本からの見直しを認識させ、各分野において新たな耐震設計の確立が急務とされた。鉄道の分野においても旧運輸省に「耐震基準検討委員会」が設置され、精力的に検討が進められた結果、平成10年12月に新しい耐震基準である「鉄道構造物等設計標準（耐震設計）」が旧運輸省鉄道局長より通達された。平成11年10月には（財）鉄道総合技術研究所から「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）」（以下「新耐震設計標準」という。）が刊行され、順次、講習会の開催や設計を支援するツール等の整備を通して、その詳細が明らかになってきた。運用時期については運輸省事務連絡により、移行期間が設けられた後、平成13年以降の認可申請等の手続きは全て新耐震設計標準によるもの、と定められた。

近畿日本鉄道株式会社と全日本コンサルタント株式会社では、新耐震設計標準に速やかに対応すべく準備を進め、平成12年より新耐震設計標準に基づく新設鉄道構造物の設計を行ってきている。

本稿では、近年の鉄道構造物に関する耐震設計を概観した上で、新耐震設計標準の基本的な考え方を解説し、代表的な構造物の設計概要について報告する。

## II 近年の耐震設計法の変遷

日本は地震列島であり、鉄道構造物の耐震設計も大きな地震を受ける度に研究を行い、改訂を重ねてきた。ここでは近年の耐震設計法の内容を捉え、現在の設計法に至った経緯を概観する（表II-1参照）。

近年の大地震における耐震設計に関する技術基準は平成3年12月『鉄道構造物設計標準コンクリート構造物編』の通達にはじまり、これは海洋型地震を設計地震動としたものであった。しかし、平成7年1月に兵庫県南部地震が起これ、さらに耐震設計に対する見直しが行われた。平成7年7月に『新設鉄道構造物の耐震設計に係る当面の措置』、平成10年12月には『鉄道構造物設計標準（耐震設計）』が順に通達され、直下型地震を対象とした設計を行うようになった。対象とする地震が大きくなることで耐震設計法も見直されている。以下に各示方書の特徴を記す。

### ① 『国鉄建造物設計標準』土木学会 S58刊行

許容応力度法による設計で発生応力度が許容応力度以内に収まっていることを照査する設計である。断面力の算出においては部材、地盤ともに線形として構造解析している。中地震（設計水平震度0.2程度）の検討については基準となる許容応力度に割り増しを行い、照査している。また、大地震の検討では安全度という照査項目があり、中地震の地震の影響（設計水平震度0.2程度）に対して1.5倍の地震力を与えて終局耐力で照査している。このときから靱性率という考え方が取り入れられ、耐震構造細目のとおり配筋すると靱性率 $\mu = 4$ が確保できるという弾塑性設計が採用され、結果的に弾性応答で1.0G程度の大地震動を想定していたことになる。

### ② 『鉄道構造物設計標準』鉄道総合研究所 H4刊行

対象とする地震動は大地震（海洋型地震：弾性応答で1.0G程度）が考慮されるようになり、地震時終局限界状態で照査する。部材の靱性率が算定式で評価されるようになり、事業者が許容する変形量（設計塑性率）を定め、それを満たす部材靱性能を確保するように設計する。弾塑性設計の前提となる破壊モードの判定も加えられた。

### ③ 『新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料』鉄道総合研究所 H8刊行

平成7年1月に兵庫県南部地震が起これ、その地震規模は（2）『鉄道構造物設計標準』（鉄道総合研究所 H4刊行）で想定している海洋型地震に対し、遙かに上回るものであった。このため、暫定的な措置として対象とする地震動は直下型地震の兵庫県南部地震を対象とするものとなった。また、設計水平震度の算出には所要降伏震度スペクトルを用いるようになった。

設計方法は『鉄道構造物設計標準』（鉄道総合研究所 H4刊行）と同様である。

④ 『鉄道構造物設計標準（耐震設計）』鉄道総合研究所 H11刊行

対象とする設計地震動はL1地震動（中地震に相当）とL2地震動（大地震：海洋型と直下型の2種類）である。設計方法はまず、構造物の損傷程度を定め、あらかじめ断面形状および主鉄筋、せん断補強鉄筋を決めてから応力が作用したときの構造物の挙動を求めておく。対象とする地震動によって起こりうる変形量及び断面力を算出し、各部材および地盤の損傷が目標とする耐震性能を満たしているかを照査する。

以上を総括すると、兵庫県南部地震の経験から、大地震は直下型地震を対象とし、地震エネルギーを構造物の変形性能で吸収する弾塑性解析での設計を行うこととなった。これは直下型地震のような大きな地震力を受けたとき、弾性設計では断面が大きくなり、不経済となることをも勘案したものである。その結果、部材、地盤ともに非線形性を考慮して、応答値の解析を行い、必要な耐震性能を個々の部材が満足していることを照査する「性能照査型」の設計法になった。

また、これらの設計は、弾塑性設計の基本となる曲げの変形性能を前提としたものであるため、破壊形態の判定を行う必要がある。

— 語句解説 非線形性と弾塑性設計 —

構造解析を行う上で物質の変形特性を理解することは重要である。構成する材料により変形特性は異なる。高架橋でいえば列車を支持する鉄筋コンクリート、さらにそれを支持する基礎地盤（砂質土、粘性土、岩盤）等の変形特性は異なり、それは弾性変形及び塑性変形とに分けられる。

弾性域は応力及び変形が小さい範囲でこれらの間にはフックの法則が成り立ち、応力を取り除くと変形が元に戻る状態にある。これは力に対して、一定の割合で変形していく状態にあり、線形の関係にある。しかし、さらに力を加えて、塑性域に達すると応力および変形が大きくなり、応力を取り除いても変形は元に戻らない状態になる。このような変形を一般に塑性変形といい、力に対して、一定の割合で変形していく状態が崩れ、変化点を有した状態になり、非線形な関係になる。例として設計用の鉄筋の応力-ひずみ関係を図Ⅱ-1に示す。

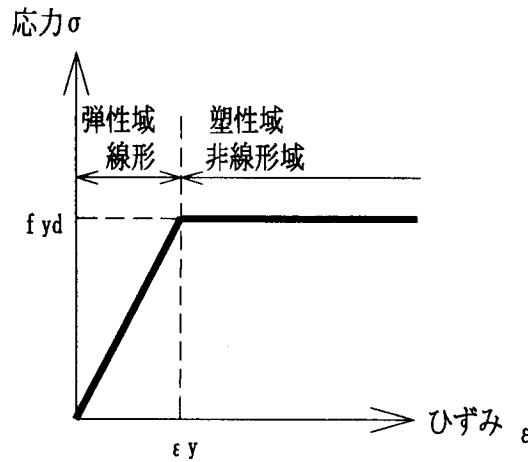


図 II - 1 鉄筋の応力-ひずみの関係

大地震の耐震設計は弾塑性設計法の考え方が取り入れられている。この概念を耐震設計でよく使われる理論、エネルギー一定則を用いて説明する。この考え方は図 II - 2 に示す折れ線 OAB のような弾塑性特性を有する 1 質点系構造物が地震動を受けた場合、当該弾性応答の吸収エネルギーと弾塑性応答（三角形 ODE と台形 OABC）がほぼ同じになるという理論である。

たとえば、直下型地震で弾性応答加速度 2000gal ( $K_h=2.0$  相当) の地震力があるものに対して、降伏震度  $K_{hy}=0.5$  で降伏させて塑性変形で地震力を吸収させるという考え方で、結果として、震度 0.5 程度の断面力で部材断面がきまることから断面を小さくできる。このように塑性域も含めた設計を弾塑性設計という。

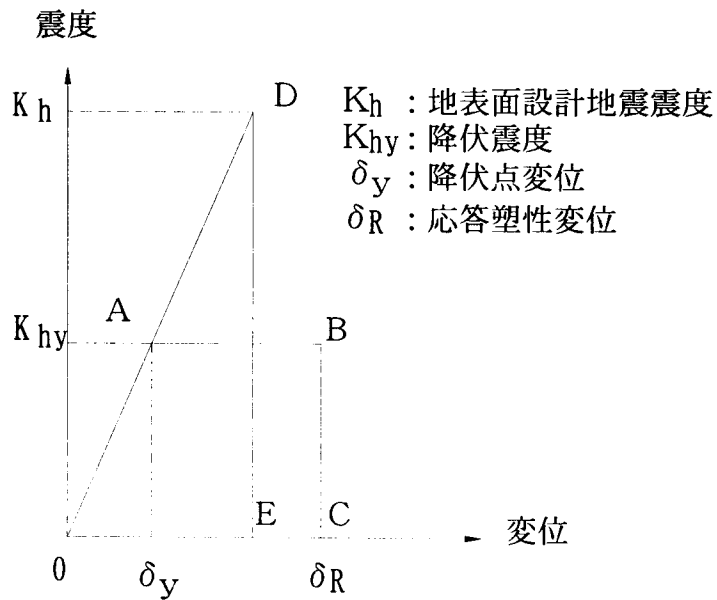


図 II - 2 エネルギー一定則

表Ⅱ-1 耐震設計の変遷とその内容

	「国鉄建造物設計標準解説」	「鉄道建造物等設計標準・同解説 コンクリート建造物」	「新設建造物の当面の耐震設計に関する参考資料」	「鉄道建造物等設計標準・同解説 耐震設計」
出版年度	昭和58年5月	平成4年10月	平成8年3月	平成11年10月
設計法	許容応力度設計法	限界状態設計法	限界状態設計法	限界状態設計法
耐震設計手法	修正震度法	修正震度法	非線形スペクトル法	非線形スペクトル法
設計水平震度及び地震動	中地震 $K_h = \Delta 1 * \Delta 2 * (\Delta 3) * K_o$ $\Delta 1$ : 地域別係数 $\Delta 2$ : 地盤別係数 $\Delta 3$ : 地盤の特性ごとに定まる建造物の応答特性に応じた補正係数 ※建造物の固有周期が0.3s以上のときに乗じる $K_o$ : 基準水平震度(=0.2) 照査項目: 部材の安全性、列車走行安全性の検討。	$K_m = \nu 1 * \nu 4 * \nu 5 * K_{m0}$ $\nu 1$ : 地域別補正係数(近鉄沿線=1.0) $\nu 4$ : 地盤別補正係数 $\nu 5$ : 弾性応答特別補正係数 $K_{m0}$ : 設計水平震度の基準値(=0.2) 照査項目: 列車走行安全性の検討のみ。		L1地震動 弾性応答スペクトル $200 < \text{応答加速度} < 370$
	大地震 部材断面積の破壊の検討に用いる荷重の組合せ $1.0 * \text{死荷重} + 1.0 * \text{列車荷重} + 1.5 * \text{地震の影響}$ $K_h = \nu 1 * \nu 2 * \nu 3 * K_{h0}$ $\nu 1$ : 地域別補正係数(近鉄沿線=1.0) $\nu 2$ : 応答特別補正係数 $\nu 3$ : 設計塑性率別補正係数 $K_{h0}$ : 設計水平震度の基準値(=1.0)(海洋型地震) 照査項目: 破壊安全性の検討。(終局限界状態のチェック)	$K_h = \nu 1 * \nu 2 * \nu 3 * K_{h0}$ $\nu 1$ : 地域別補正係数(近鉄沿線=1.0) $\nu 2$ : 応答特別補正係数 $\nu 3$ : 設計塑性率別補正係数 $K_{h0}$ : 設計水平震度の基準値(=1.0)(海洋型地震) 照査項目: 部材の安全性の検討。	「兵庫県南部地震」の地震動 弾性応答スペクトル $1200 < \text{応答加速度} < 2000$ (gal)	L2地震動 弾性応答スペクトル スペクトルⅠ(海洋型地震) $880 < \text{応答加速度} < 1600$ スペクトルⅡ(内陸直下型地震) $1000 < \text{応答加速度} < 2000$ 照査項目: 部材の安全性の検討。 耐震性能Ⅱ: 基本的に損傷レベル、安定レベル2以内。 耐震性能Ⅲ: 基本的に損傷レベル、安定レベル3以内。
	照査項目: 破壊安全性の検討。(終局限界状態のチェック)	照査項目: 部材の安全性の検討。	照査項目: 部材の安全性の検討。	照査項目: 部材の安全性の検討。
	設計塑性率: 構造細目を守れば靱性率=4を確保できる。	設計塑性率: 構造細目を守れば靱性率=4を確保できる。	設計塑性率: 応答塑性率<設計塑性率=8<部材靱性率	
設計の特徴	1. 解析モデル バネ、部材ともに線形モデル。 2. 断面照査 発生応力<許容応力度の照査。	1. 解析モデル 設計水平震度算定用: 等価線形モデル 断面照査用: 線形モデル (基礎の照査はバネのみ非線形) 2. 断面照査 a) 曲げモーメントに対する検討 $\gamma_i * M_d / M_{yd} \leq 1.0$ b) せん断力に対する検討 $\gamma_i * V_d / V_{yd} \leq 1.0$ c) 設計塑性率以上の部材靱性率の確保 d) 破壊モードの検討 $\gamma_{EM} < \gamma_{ES}$	1. 解析モデル 設計水平震度算定用: 等価線形モデル 断面照査用: 線形モデル (基礎の照査はバネのみ非線形) 2. 断面照査 a) 曲げモーメントに対する検討 $\gamma_i * M_d / M_{yd} \leq 1.0$ b) せん断力に対する検討 $\gamma_i * V_d / V_{yd} \leq 1.0$ c) 設計塑性率以上の部材靱性率の確保 d) 破壊モードの検討 $\gamma_{EM} < \gamma_{ES}$ 3. 降伏震度スペクトルが導入。 一般的な特徴は設計塑性率を上げるほど、また固有周期がのびるほど設計水平震度は下がる。	1. 解析モデル 地盤バネ、部材ともに非線形モデル。 2. 解析手法(照査型設計) Ⅰ) 部材断面、鉄筋を仮定。 Ⅱ) 荷重変位曲線を作成。(設計地震動は関係ない) Ⅲ) 降伏震度スペクトルより応答値を算定。 (応答塑性率を算定) Ⅳ) 応答値内で部材の損傷レベルを照査し、主筋を決定。 Ⅴ) 荷重変位曲線は曲げの照査だけなのでこれを満足するためにせん断力の照査(棒部材の照査)が必要。
備考		この示方書より限界状態設計法導入。 この示方書より破壊モードの検討導入。	この示方書より内陸直下型地震動導入。	この示方書より性能照査型設計法となる。

設計塑性率: 事業者(設計者)が許す塑性変形量を降伏変位で除したもの。  
 応答塑性率: 地震によって応答した塑性変形量を降伏変位で除したもの。  
 部材靱性率: 部材自体がもっている可能な塑性変形量を降伏変位で除したものの。

### Ⅲ 新耐震設計法

#### 1. 新耐震設計法の考え方

兵庫県南部地震により道路、鉄道を問わず多くの構造物が被害を受けた。このうち鉄道構造物の被害を受けた主な原因は、次のように推定される。

- 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、兵庫県南部地震により発生した加速度が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 落橋等大きな損傷を受けた高架橋は、曲げ破壊に対する安全度に比べせん断破壊に対する安全度が小さい構造形態であり、そのことが構造物の損傷状態を大きくした。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、被害程度に大きな差があったのは、主として表層地盤の性状の違いにより挙動の相異が生じた。
- ④ 開削トンネル等の地下構造物は、地盤のせん断変形によって中柱に曲げやせん断による応力を生じたが、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、次のことを考慮する必要がある。

- ①の対応として、兵庫県南部地震のような大きな内陸型地震動を考慮する。
- ②の対応として、部材の安全性評価において破壊モードを考慮する。コンクリート系部材の安全性は曲げに対する安全性よりせん断に対する安全性を高くすること（曲げ破壊モード）とし、地震エネルギーを塑性変形で吸収しうるようにすることである。
- ③の対応として、応答値の算定にあたっては、地震動は基盤で定義し、表層地盤の性状の違いによる挙動の相異を考慮する。
- ④の対応として、杭、開削トンネル等の地中構造物は地震時の地盤変位を考慮する。

また、想定する地震動に地震の発生確率が数百年に1度の大地震をも考え、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すなわち塑性変形の領域までを評価し、損傷は許容するが崩壊しないことを基本としている。

このため、耐震設計は、目標とする構造物の損傷程度（部材性能 $R_d$ ）を定め、基盤の地震動を用いて表層地盤の動的解析を行い、その地震動を構造物に入力して応答値 $S_d$ を求める。それに基づいて照査式 $\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0$ より耐震性能を照査する。

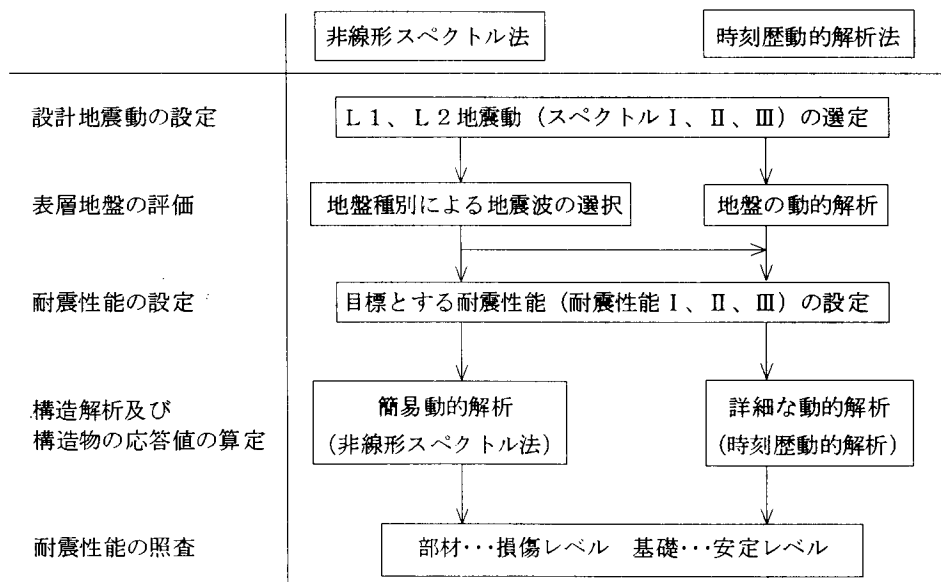
## 2. 新耐震設計法の手順

橋梁、高架橋を中心として新耐震設計法の手順を以下に述べ、それを図Ⅲ-1に示す。

まず最初に、設計地震動を設定する。設計上考慮する地震動は、中程度のL1地震動と大規模なL2地震動の地震動である。

次に、ボーリング調査によるN値あるいはPS検層の地盤調査資料に基づき、地盤種別の判定を行い表層地盤を評価する。そして、このL1、L2地震動に対する構造物の耐震性能は、部材の損傷と基礎の安定について、地震後の補修や補強の程度に応じて3段階の性能を定め、その性能を満足することを照査する。なお、構造物に付与する耐震性能は構造物の重要度を勘案して決める。

設計法としては、地盤調査に基づき地盤種別を選定し、地盤種別毎の所要降伏震度スペクトルにより構造物の応答値を算定する簡易な設計法（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）の2種類の方法がある。



図Ⅲ-1 耐震設計の手順

## 3. 設計地震動の設定

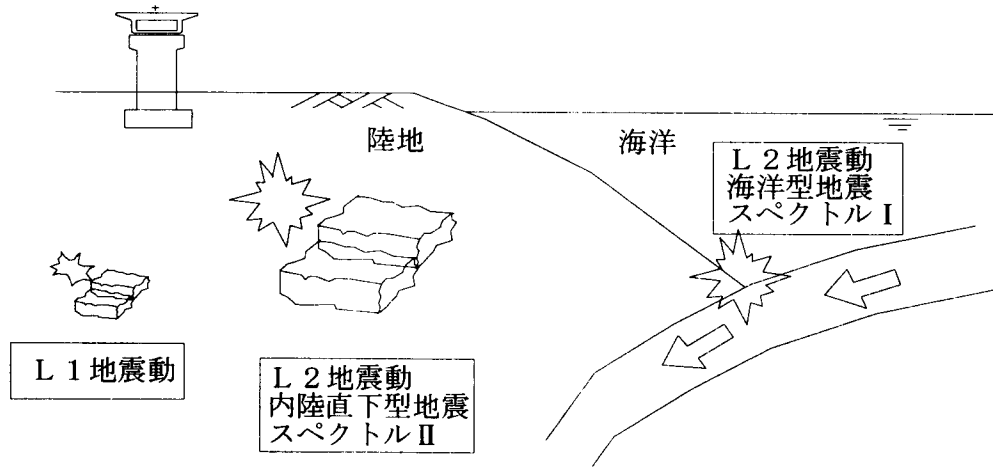
構造物の耐震設計では、設計想定地震動としてL1地震動およびL2地震動を考慮する。

- ① L1地震動：構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動
- ② L2地震動：構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低い非常に強い地震動

L1地震動は、従来から弾性設計手法により震度法として用いられていた震度とほぼ同程度の大きさを想定している。



L2地震動は、これまでも耐震設計に用いられていた弾性応答で1.0G程度（従来基準の「破壊安全度の検討」）の海洋型地震動に加え、内陸直下型地震動をも考慮したものとなっている（図Ⅲ-2参照）。

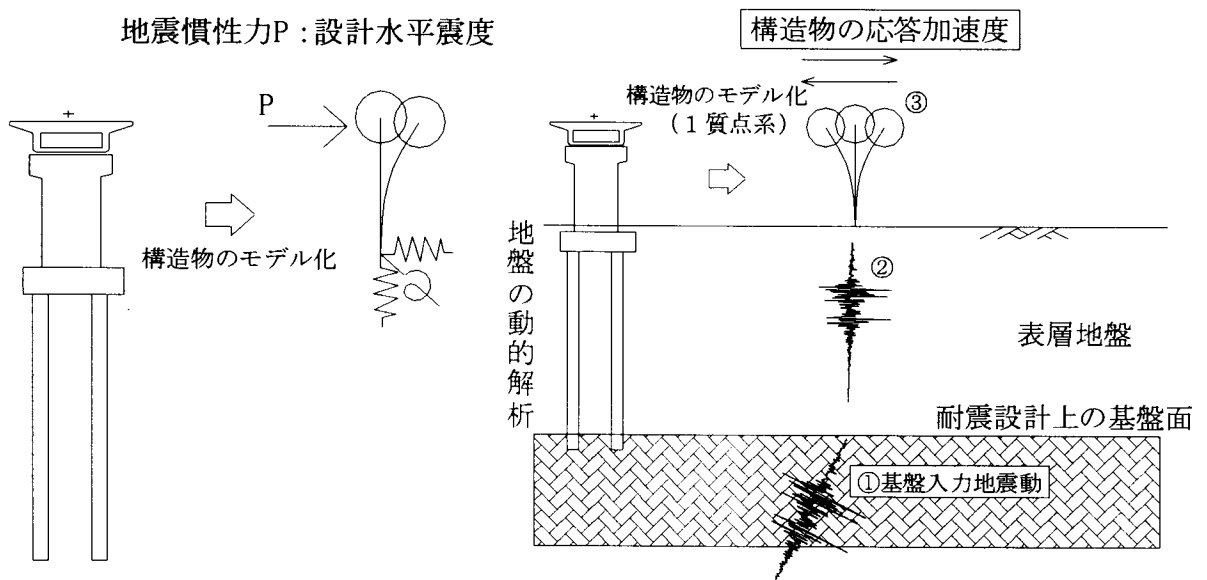


図Ⅲ-2 考慮する地震動

兵庫県南部地震以前の耐震設計では、地表面にある構造物に直接、設計水平震度を与え、求まる地震荷重を作用させていた（図Ⅲ-3参照）。

新耐震設計法における設計地震動は次のように考えている。

- ① 耐震設計上の基盤面に地震動を与える。
  - ② この地震動は表層地盤を伝わりながら変化し、地表面での地震動となる。
  - ③ 地表面に到達した地震動により、構造物の応答加速度が増幅し応力が発生する。
- また、基盤面、地表面での設計地震動は地震動そのものではなく、各々の基本的な特性を弾性加速度応答スペクトルで規定している（図Ⅲ-4参照）。



図Ⅲ-3 従来の地震荷重の与え方

図Ⅲ-4 新耐震設計での地震荷重の与え方

なお、耐震設計上の基盤面の条件は、概ねその判定としては砂質土でN値50以上、粘性土でN値30以上の連続地層である。

語句解説 弾性加速度応答スペクトル

地震動の大きさを表すのに、構造物の質点の加速度を指標として表したもので、1自由度の振動系の地震動に対する弾性加速度応答の最大値と構造物の固有周期との関係を表したもの。

(1) 基盤地震動の設定

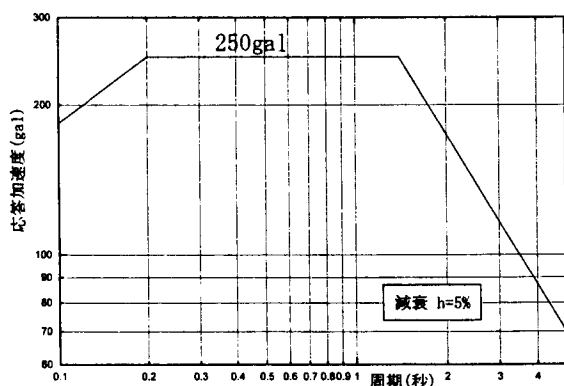
a. L1地震動の設定

従来の許容応力度設計法で用いられてきた地震動を基本に、発生確率が50年に1度の地震を考慮して設定された。その応答スペクトルの最大値は250galである。

L1地震動の弾性加速度応答スペクトルを表Ⅲ-1、図Ⅲ-5に示す。

表Ⅲ-1 L1地震動の弾性加速度  
応答スペクトル

固有周期 T (s)	応答加速度値 (gal)
$T < 0.2$	$508 T^{0.44}$
$0.2 \leq T \leq 1.4$	250
$T > 1.4$	$350 / T$



図Ⅲ-5 L1地震動の弾性加速度  
応答スペクトル

b. L2地震動の設定

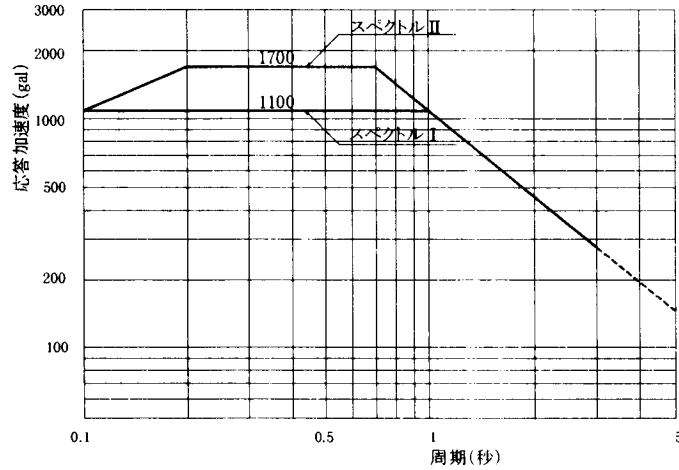
L2地震動に考慮する弾性応答加速度スペクトルには次のものがある。

- ① 従来基準の「破壊安全度の検討」で考慮されていたものと同程度の地震動である海洋型の地震（マグニチュード8クラス、震央距離30～40km）を対象とした弾性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弾性加速度応答スペクトル（スペクトルⅡ）。なお、このスペクトルは断層直上の地震動として与えられている。

L2地震動の弾性加速度応答スペクトルⅠ、Ⅱを表Ⅲ-2、図Ⅲ-6に示す。

表Ⅲ-2 L2地震動の弾性加速度応答スペクトル

基盤地震動	固有周期 T (s)	応答加速度値 (gal)
スペクトル I	$0.1 \leq T \leq 1.0$	1100
	$T > 1.0$	$1100T^{-1.221}$
スペクトル II	$T < 0.2$	$4671T^{0.628}$
	$0.2 \leq T \leq 0.7$	1700
	$T > 0.7$	$1100T^{-1.221}$



図Ⅲ-6 L2地震動（スペクトル I、II）弾性加速度応答スペクトル

設計地震動は、この2種類の弾性加速度応答スペクトルから次の手順で設定する。

- ① 建設地点近傍に活断層が存在し、その断層の位置を特定できる場合  
 スペクトル I に地域別係数（近鉄沿線の場合は1.0）を乗じた値と、スペクトル II を断層と建設地点との距離により補正した値を比較し、大きい方を用いる。  
 このことは、最低でも設計地震動としてスペクトル I は考慮すべきであるということである。
- ② 建設地点近傍に活断層がないと判断できる場合  
 スペクトル I に地域別係数を乗じたものを設計地震動とする。
- ③ 建設地点近傍に活断層の存在が不明な場合（厚い堆積層に覆われているため活断層が存在している可能性はあってもその確認が困難である場合）、または活断層が存在するがその位置を特定できない場合  
 スペクトル II に地域別補正係数を乗じたものを設計地震動とする。

(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算定する場合、地表面地震動の影響を大きく受ける。この地表面地震動の大きさは、表層地盤の性状の違いにより大きく異なる。このため、基盤に地震動を入力して表層地盤の動的解析を行いこれを求める必要がある。しかし、その都度地盤の動的解析を行うことは実務上煩雑であるため、予め表Ⅲ-3のような地盤種別に設定して、それに対応した地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトルを図Ⅲ

－ 7～9に示す。

表層地盤を8種類に区分し、その地盤種別は表層地盤の固有周期に応じて区分するもので、①PS検層または②ボーリング調査のN値から求まる初期せん断弾性波速度から固有周期が算定される。

表Ⅲ－3 耐震設計における地盤種別

地盤種別	固有周期Tg(s)	地盤条件
G0	——	岩盤
G1	——	基盤
G2	～0.25	洪積層
G3	0.25～0.50	普通地盤
G4	0.50～0.75	普通～軟弱地盤
G5	0.75～1.00	軟弱地盤
G6	1.00～1.50	軟弱地盤
G7	1.50～	極めて軟弱な地盤

(調査事例)

八戸ノ里～瓢箪山間  
Tg=0.55 s G4地盤  
三山木駅付近  
Tg=0.29 s G3地盤  
古市～喜志間  
Tg=0.22 s G2地盤  
伏屋駅付近  
Tg=0.66 s G4地盤

地盤の固有周期は(式Ⅲ.1)によって算出する。

$$T_g = 4 \times \sum_{i=1}^N \left( \frac{h_i}{V_{sodi}} \right) \quad (\text{式Ⅲ.1})$$

ここに、 $h_i$  : 各土層(第*i*層)の層厚(m)

$V_{sodi}$  : 各土層(第*i*層)の設計初期せん断弾性波速度(m/s)

$i$  : 1～N層まで

① PS検層による実測値を用いる場合

$$V_{sod} = f_g \cdot V_s \quad (\text{式Ⅲ.2})$$

ここに、 $V_{sod}$  : 設計初期せん断弾性波速度(m/s)

$f_g$  : 地盤調査係数(弾性波探査やPS検層による場合は1.0とする。)

$V_s$  : 地盤のせん断弾性波速度の特性値(m/s)

② N値により推定する場合

設計初期せん断弾性波速度 $V_{sod}$ を算定する際、土質調査の精度のばらつきを考慮するための地盤調査係数 $f_g$ は0.85とする。

1) 砂質土  $V_s = 80N^{1/3}$  ( $N \leq 50$ )

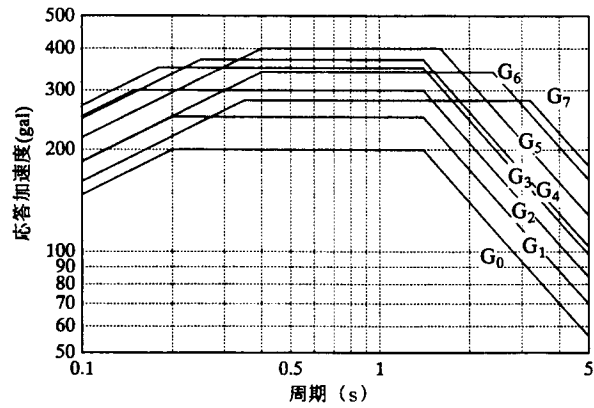
2) 粘性土  $V_s = 100N^{1/3}$  ( $2 \leq N \leq 50$ )

$V_s = 23qu^{0.36}$  ( $N < 2$ )

ここに、 $N$  : 標準貫入試験によるN値の特性値

$qu$  : 一軸圧縮強度の特性値 (kN/m<sup>2</sup>)

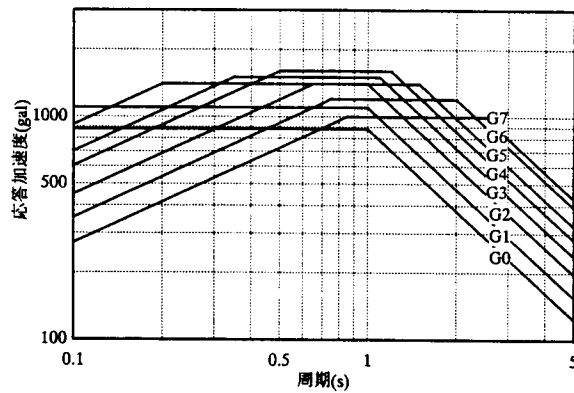
a. L1地震動



図III-7 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル (L1地震動)

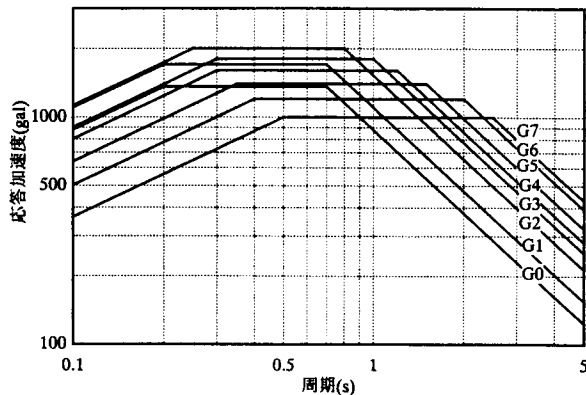
b. L2地震動

ア. スペクトルI



図III-8 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル (L2地震動スペクトルI)

イ. スペクトルII



図III-9 地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル (L2地震動スペクトルII)

## 4. 耐震性能

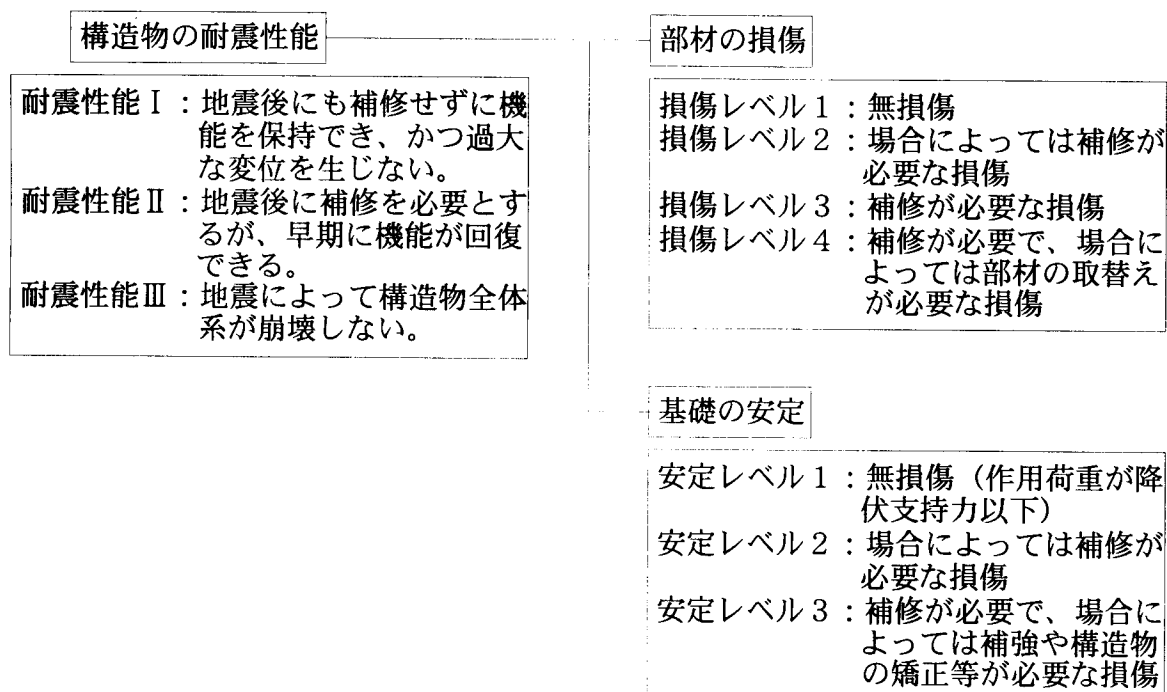
### (1) 耐震性能の設定

この耐震標準は構造物の損傷に関する性能を予め設定してそれを照査する方法を採用している。耐震設計における性能照査型設計とは、設計地震動を受けたときの損傷状態を明確に設定し、どの状態にあるかを照査する設計法であり、いわゆる損傷制御の設計法である。このことは土木学会の「コンクリート標準仕方書（耐震設計編）」（平成8年制定）に既に採用されている。この方法は、損傷状態を明確にすることから一般にわかりやすく、また、さまざまな設計手法に適用できるので、今後の技術進歩にも容易に対応できる。

構造物の損傷に関する耐震性能は次の3種類に区分されている。

- ① 耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せず機能を保持でき、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、早期に機能が回復できる。
- ③ 耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

この耐震性能は、地震後の復旧の難易性により規定した性能である。地震動との関係はL1地震動に対しては耐震性能Ⅰを、L2地震動に対しては重要度の高い構造物に対しては耐震性能Ⅱを、その他の構造物は耐震性能Ⅲを満足するものとしている。

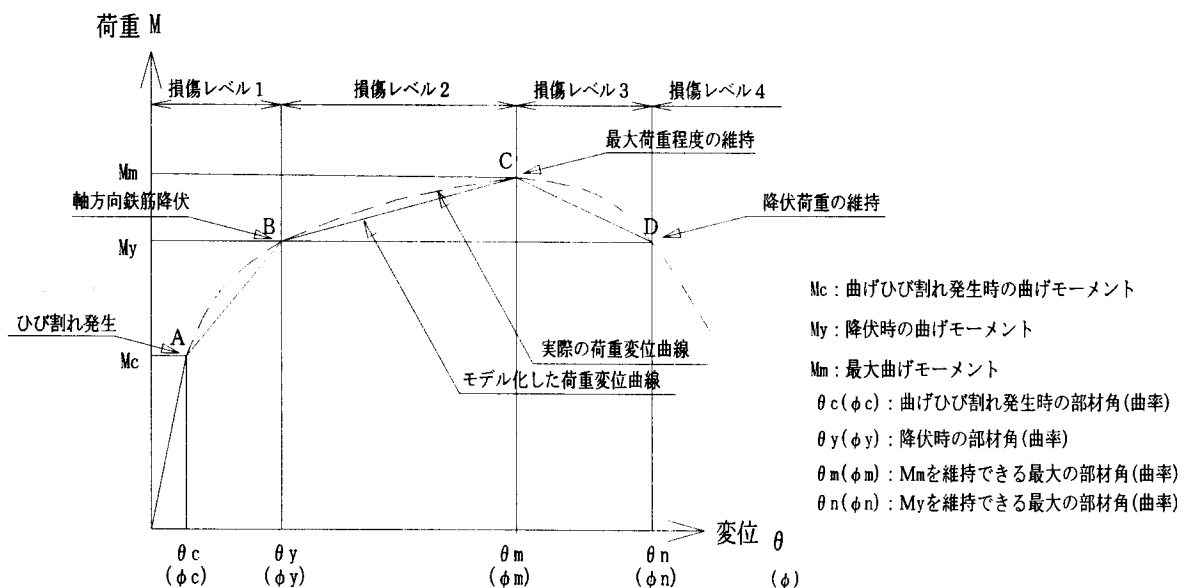


図Ⅲ-10 耐震性能のイメージ

耐震性能の具体的な指標は、構造物を構成する部材の損傷レベルと基礎構造物の安定レベル（基礎の安定と基礎部材の損傷をいう）である。所期の耐震性能を得るために、各部材の損傷レベル、基礎構造物の安定レベルを適切に設定する（図Ⅲ-10参照）。部材の損傷レベルについては、構造物が種々の部材で構成されていることから部材の耐震上の役割を考慮して個々に設定する。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ので、支持力や変位などを考慮して設定する。

## (2) 部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの考え方

部材の耐震性能の照査は、部材の特性、損傷および補修工法等の関係を勘案し、損傷レベルは荷重・変位曲線の包絡線上における変位との関係で定めるものとする。たとえば、一般的な軸圧縮力の作用下（低軸力下）で、曲げ破壊モードとなる鉄筋コンクリート部材の荷重・変位曲線の包絡線は、図Ⅲ-11に示したようになる。



図Ⅲ-11 部材の変形性能と損傷レベルの範囲

部材の水平抵抗および曲げ剛性の変化点近傍では以下に示すような物理的な現象が生じている。

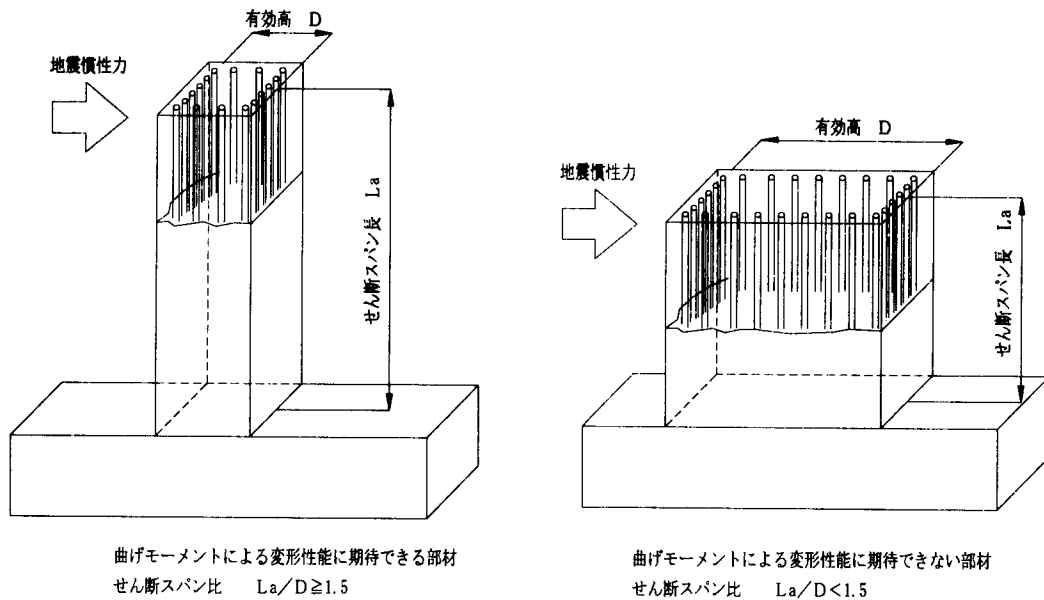
- A点：コンクリートに曲げひび割れが発生する時点の変位。
- B点：軸方向鉄筋が引張降伏ひずみに達する時点の変位。残留変位が小さく、マクロには弾性的挙動を呈するので、残留ひび割れ幅も小さい。
- C点：最大水平抵抗荷重程度を維持する最大変位で、場合によりかぶりコンクリートが剥離し、残留ひび割れ幅も増加する。
- D点：B点相当の水平抵抗を維持する最大変位で、軸方向鉄筋の座屈が顕著となり作用軸方向力によっては軸方向変形も生じる。

図Ⅲ-11のように損傷レベルと変位の関係を設定すると、部材の変位そのものを損傷レベルの照査指標とすることができる。

また、非線形解析で用いる非線形特性のモデルはA～Dの各点を直線で結んだモデルになる。この部材特性が得られるのは釣り合い軸力を越えずに、せん断スパン比（せん断スパン長／有効高）が1.5以上ある部材に限られる。

語句解説 せん断スパン比

せん断スパン長を部材の有効高で除したもので $L_a/D$ で表される。一般的にせん断スパン比1.5以上あれば部材の変形性能に期待できる（図Ⅲ-12参照）。



図Ⅲ-12 せん断スパン比のイメージ

次にA～Dの変化点の損傷と補修工法を関連づけると、表Ⅲ-4のようになり、その状態の例を写真Ⅲ-1～4に示す。

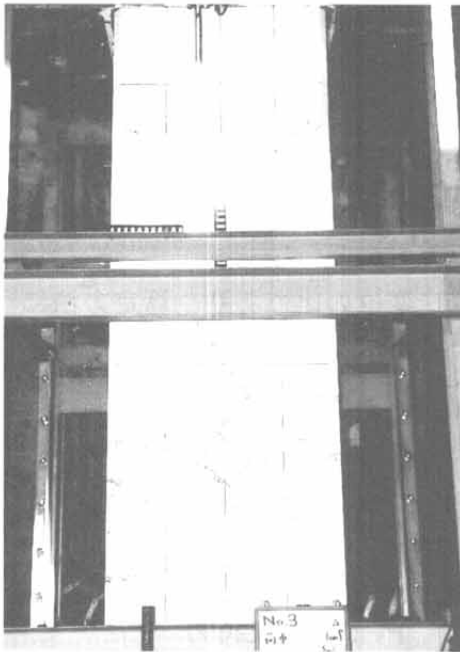
表Ⅲ-4 鉄筋コンクリート部材の損傷レベルに対する補修工法のイメージ

	損傷のレベル	補修工法のイメージ
損傷レベル1	無損傷	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル2	場合によっては補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入・断面修復
損傷レベル3	補修が必要な損傷	ひび割れ注入・断面修復・必要により帯鉄筋等の整正
損傷レベル4	補修が必要な損傷で場合によっては部材の取り替えが必要な損傷	・ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正 ・軸方向鉄筋の座屈が著しい場合は部材の取り替え





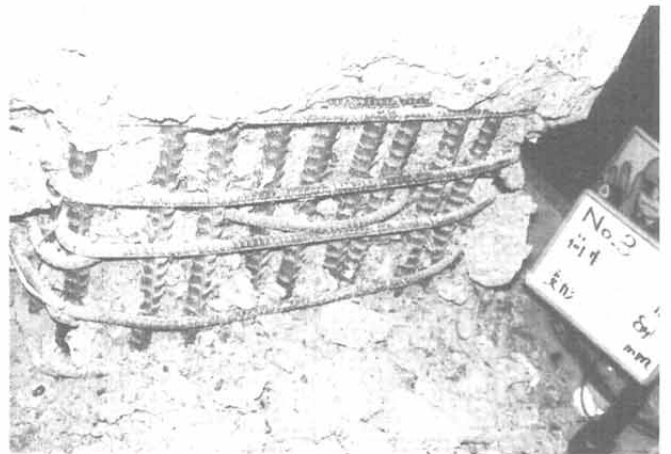
写真Ⅲ-2 損傷レベル2



写真Ⅲ-1 降伏点



写真Ⅲ-3 損傷レベル3

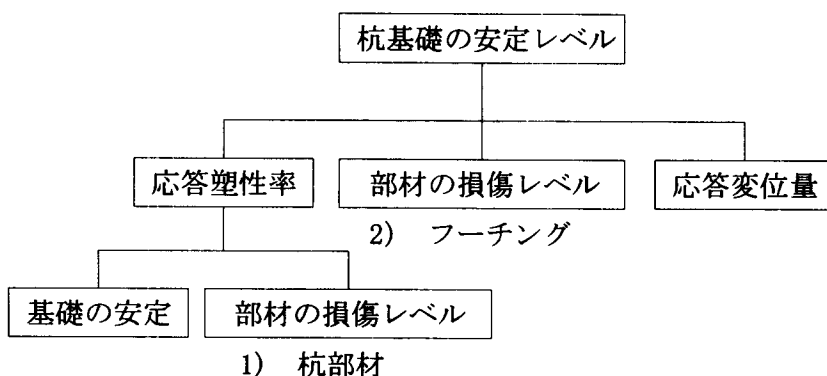


写真Ⅲ-4 損傷レベル4

破壊実験の写真提供：(財) 鉄道総合技術研究所

一方、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。そのための指標としては、以下のものを用いる。例として、図Ⅲ-13に杭基礎の安定レベルの概念を示す。

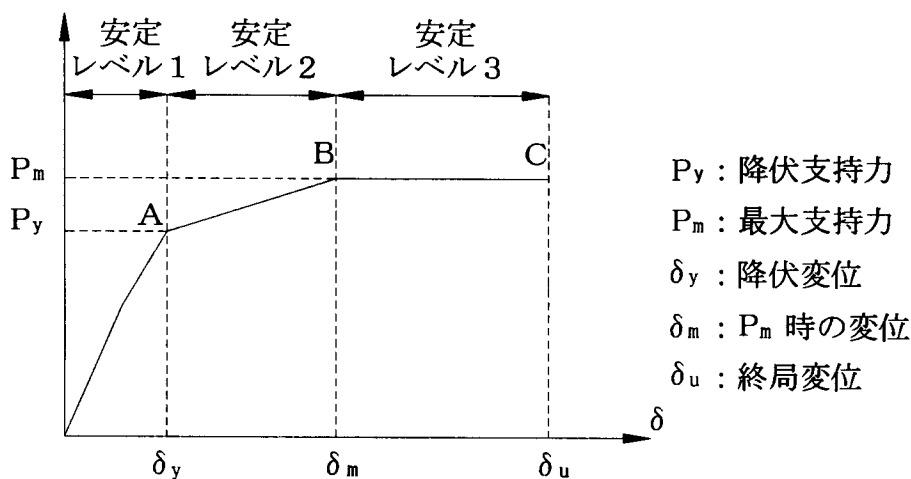
- ① 応答塑性率
- ② 部材の損傷レベル
- ③ 応答変位置量



図Ⅲ-13 杭基礎の安定レベルの概念

基礎の応答塑性率とは、基礎の地震時の応答変位と降伏変位の比であり、算定方法については「第Ⅳ編 1. ラーメン高架橋」で述べる。

図Ⅲ-14に基礎の荷重・変位曲線と基礎の安定レベルの概念を示す。



図Ⅲ-14 基礎構造物の荷重～変位曲線のイメージ

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。

- 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、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：支持地盤または基礎を構成する部材あるいは両者とも塑性化するが十分な支持力を持っている。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な必要な支持力を保持する。

基礎の安定レベルは、構造物の機能に及ぼす影響の度合いや地震後の復旧の難易性等を勘案して定める必要がある。

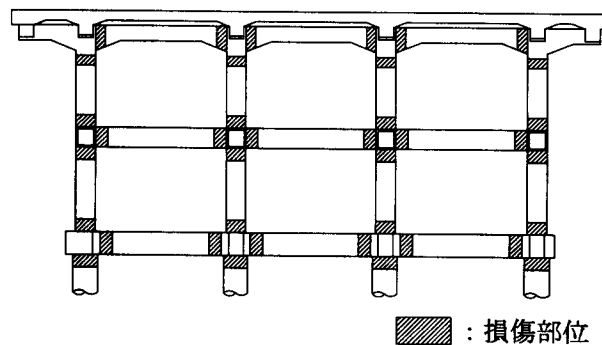
表Ⅲ-5は基礎の安定レベルと損傷レベルの関係、補修・補強の難易性に関して基本的な考え方を示している。

表Ⅲ-5 安定レベルに対する補修工法のイメージ

	損傷のレベル	補修工法のイメージ
安定レベル1	・無損傷 ・作用荷重が降伏支持力以下	無補修
安定レベル2	場合によっては補修が必要な損傷	場合によってはフーチング及び基礎周囲への注入等
安定レベル3	場合によっては補強や構造物への矯正等が必要な損傷	・地盤改良等 ・フーチングの拡幅や増し杭等による基礎の補強

(3)耐震性能の設定の具体例

ラーメン高架橋の損傷部位のイメージを図Ⅲ-15に、その部位におけ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(制限値)を表Ⅲ-6に示す。



図Ⅲ-15 ラーメン高架橋の損傷部位のイメージ

表Ⅲ-6 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目安

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
安定レベル		1	2	3

耐震性能Ⅰは、中地震のL1地震動に対して、構造物を無補修とするため各部材とも損傷レベル1とする。基礎の安定レベルについては、構造物の機能を維持するため大きな残留変位を残さない安定レベル1とする。

耐震性能Ⅱは、大地震のL2地震動に対して、機能が短時間で回復できることを前提とする。補修の難易性を考慮して部材の損傷レベルを部材ごとに設定し、上部構造は損傷レベル3までを、基礎は機能回復に支障をきたさない安定レベル2までを許容する。しかし、軌道構造を直接支持する部材は、地震後の列車走行に与える影響を考慮して損傷レベル2までとする。

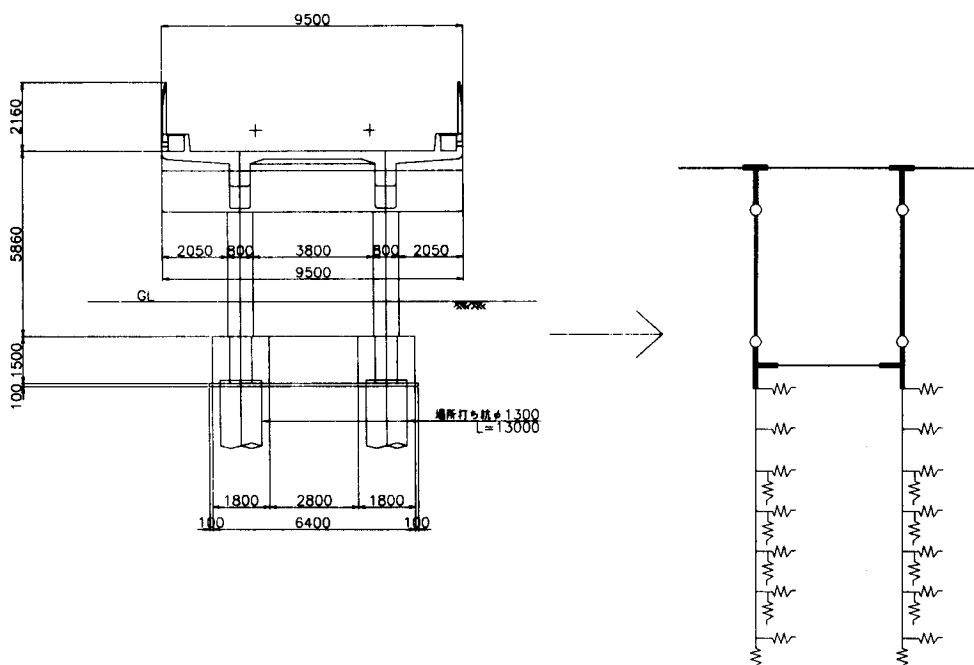
耐震性能Ⅲは、大地震のL2地震動に対して、構造物全体系が崩壊しないことを前提とする。原則として軌道構造を支持する部材を含めた、すべての部材の損傷レベルは、補修が必要で場合によっては部材の取り替えが必要な損傷レベル3または4までを、基礎の安定レベルについては、安定レベル3までを許容する。

## 5. 構造物の応答値の算定

橋梁、高架橋の耐震設計では動的解析法が主体であるが、一般的な構造物（1自由度系で表現できるもの）は、簡易的な動的解析法である非線形スペクトルにより、予め作成された所要降伏震度スペクトルを用いて応答値を求めることができる。

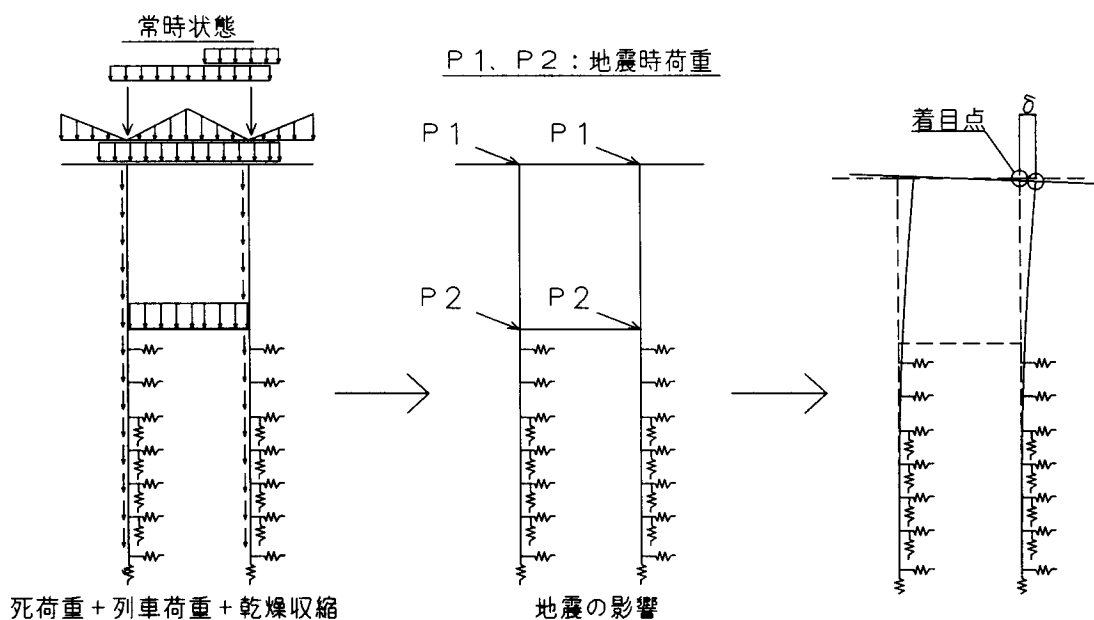
構造物の降伏震度と等価固有周期がわかれば、地震時の応答塑性率が読みとれ、続いて応答値を簡単に求めることができる。非線形スペクトル法による応答値の算定手順を具体的に述べると以下のようなになる。

- ① 部材、基礎の非線形特性を考慮して、構造解析モデルを設定する（図Ⅲ-16参照）。



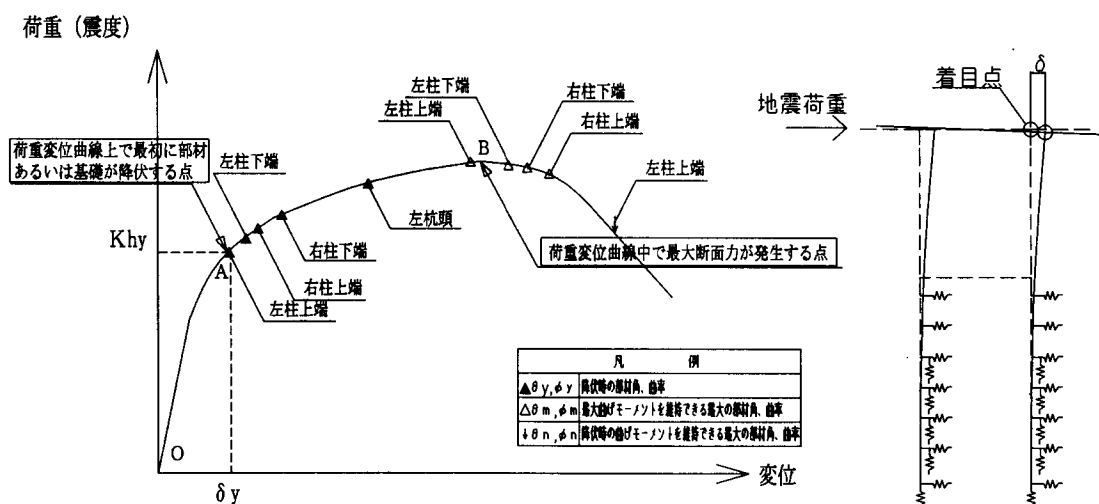
図Ⅲ-16 構造解析モデルの例

- ② 死荷重、列車荷重及び乾燥収縮の荷重を組合せて常時状態の解析を行う（図Ⅲ-17参照）。
- ③ 地震時水平荷重  $P_1$ 、 $P_2$  を少しずつ増加させて静的非線形解析を行う（図Ⅲ-17参照）。



図Ⅲ-17 静的非線形解析略図

- ④ 地震時水平荷重（震度）を縦軸に、上層梁の水平変位量  $\delta$  を横軸にとり荷重・変位曲線（部材毎の各損傷レベルの制限値を書き込んだもの）を作成し、曲線上で最初に部材あるいは基礎が降伏に達する点の震度すなわち構造物の降伏震度（ $K_{hy}$ ）を求める（図Ⅲ-18参照）。



図Ⅲ-18 上層梁天端での荷重変位曲線

- ⑤ ④で作成した荷重・変位曲線で降伏点Aと原点Oを結んだ勾配を降伏剛性として次式により等価固有周期 ( $T_{eq}$ ) を求める。

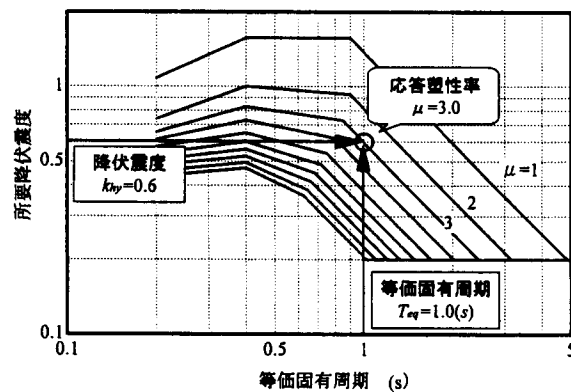
$$T_{eq} = 2.0 \sqrt{\frac{W}{K_y}} = 2.0 \sqrt{\frac{W}{W \cdot K_{hy} / \delta_y}} = 2.0 \sqrt{\frac{\delta_y}{K_{hy}}}$$

- ここに、 $T_{eq}$  : 等価固有周期  
 $W$  : 等価重量 (kN)  
 $K_y$  : 降伏剛性 ( $=W \cdot K_{hy} / \delta_y$ ) (kN/m)  
 $\delta_y$  : 降伏変位 (m)  
 $K_{hy}$  : 降伏震度

語句解説 等価固有周期

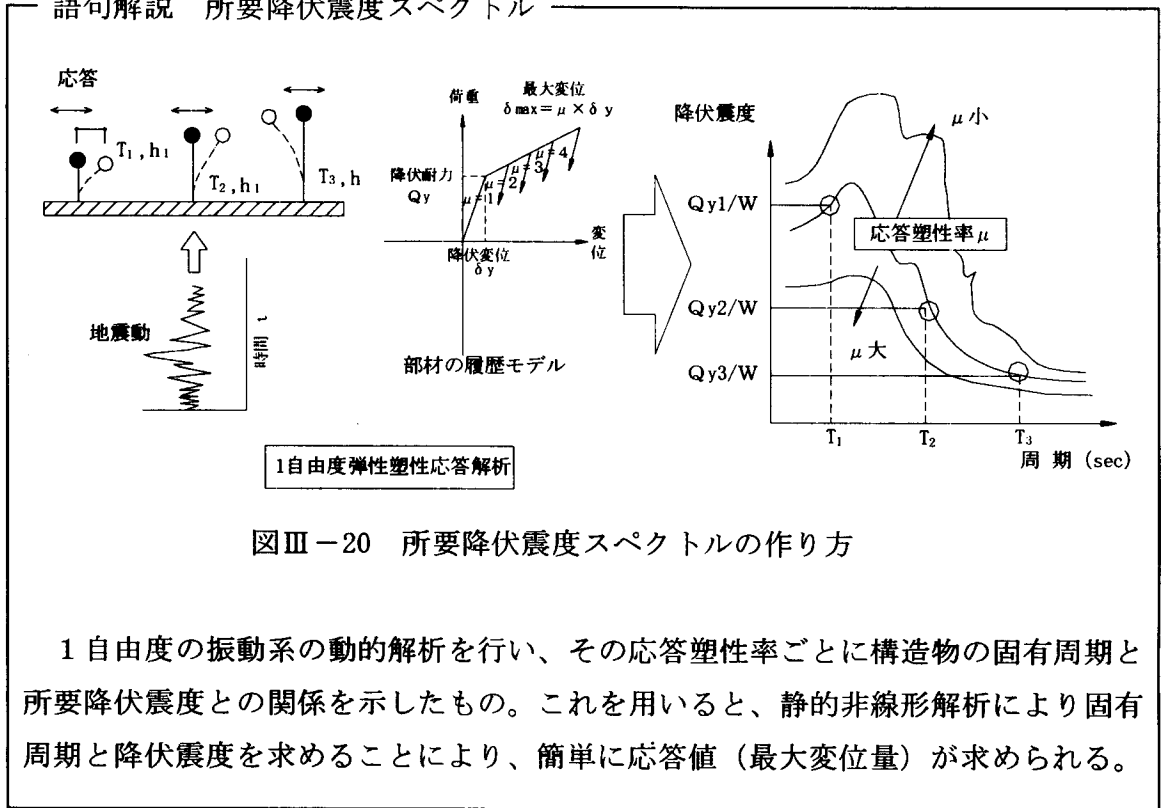
構造物の静的非線形解析により得られる荷重～変位曲線において構造物全体としての降伏点と原点を結ぶ割線剛性により計算される構造物の固有周期で、コンクリートのひび割れMc点を越えると刻々と剛性が変わるので代表としたもの。

- ⑥ 所要降伏震度スペクトルを用いて、④で求めた降伏震度および⑤で求めた等価固有周期の交点を定め、応答塑性率 ( $\mu$ ) を読みとる (図Ⅲ-19参照)。



図Ⅲ-19 所要降伏震度スペクトルを使った応答塑性率の読み方

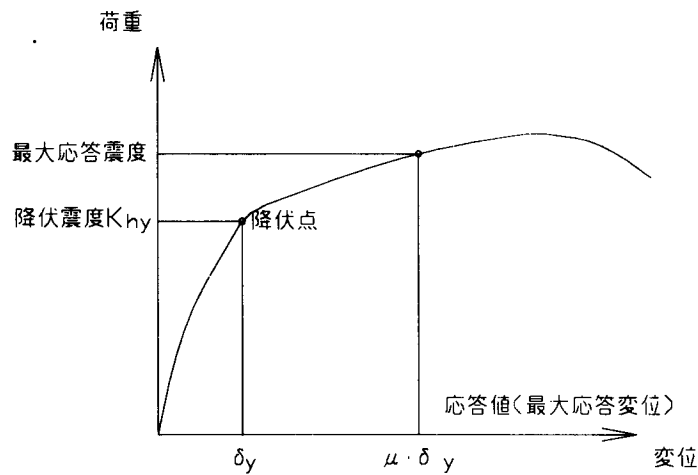
語句解説 所要降伏震度スペクトル



図III-20 所要降伏震度スペクトルの作り方

1自由度の振動系の動的解析を行い、その応答塑性率ごとに構造物の固有周期と所要降伏震度との関係を示したもの。これを用いると、静的非線形解析により固有周期と降伏震度を求めることにより、簡単に応答値（最大変位量）が求められる。

- ⑦ 降伏変位 ( $\delta_y$ ) に応答塑性率 ( $\mu$ ) を乗じて応答値 (最大応答変位) を求める (図III-21参照)。



$\mu$  : 所要降伏震度スペクトルより求めた応答塑性率

図III-21 応答値の求め方

## 6. 耐震性能の照査

構造物の耐震性能の照査では、動的解析により算定した応答値が目標とする耐震性能により定ま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。このことを静的非線形解析により行う。

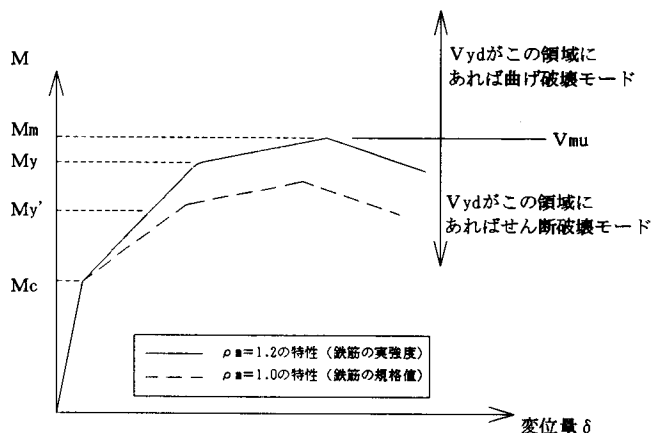
(1) 損傷レベルの照査

- ① 「5. 構造物の応答値の算定」の項で述べた手順により応答値を算定する。
- ② 予め作成された荷重変位曲線により各部材の損傷レベルの制限値及び基礎の安定レベルの制限値と①で求めた応答値を比較して、部材の損傷状態、基礎の安定レベル状態を調べて耐震性能の照査を行う。具体的には「第IV編1. ラーメン高架橋」で述べる。

(2) 破壊形態の判定

損傷レベルの照査においては、必ず部材の破壊形態の判定を行い、破壊モードを調べる必要がある。なぜなら (1)の損傷レベルの照査はすべて曲げモーメントに関するものであり、基本的に主鉄筋に着目したものである。荷重・変位曲線が作成されるには、構造物を構成する各部材が発生するせん断力に対して破壊しないという前提があるからである。

破壊形態の判定をするとき、静的非線形解析により荷重変位曲線を作成し、着目部材が曲げ耐力 $M_m$ に達するときの、あるいは達すると推定するときのせん断力 $V_{mu}$ が必要である。ここで注意することは、発生するせん断力 $V_{mu}$ は、主鉄筋の降伏強度の規格値より実際の降伏強度のほうが大きい



ため、実際に発生するせん断力が大きくなるということである。このことから、実際の曲げ耐力 $M_m$ より算出する必要があり、材料修正係数 $\rho_m = 1.2$ を鉄筋の引張降伏強度に乗じて算出する (図III-22参照)。

図III-22  $V_{mu}$ の算定

なお、曲げ耐力を求めるとき、断面内の全ての軸方向鉄筋を考慮して計算する。

破壊形態の判定を行うとき、静的非線形解析により作成された荷重変位曲線における部材の損傷状態に応じて次のように判定する。

a. 静的非線形解析において部材が曲げ耐力 $M_m$ に達するとき

部材の曲げ耐力 $M_m$ に達するときのせん断力 $V_{mu}$ と設計せん断耐力 $V_{yd}$ を比較する。

- ① 次式になる場合、曲げ破壊モードと判定

$$V_{mu} / V_{yd} \leq 1.0$$

- ② 次式になる場合、せん断破壊モードと判定

$$V_{mu} / V_{yd} > 1.0$$

$V_{mu}$  : 部材が曲げ耐力 $M_m$ に達するときのせん断力



b. 静的非線形解析において部材が曲げ降伏耐力 $M_y$ を越えてはいるが曲げ耐力 $M_m$ に達していないとき

$V_{mu}$ が直接求められないため、破壊形態の推定を行い、次式を満足する場合は曲げ破壊モードであり、満足しない場合はせん断破壊モードとする。

$$\alpha \cdot V_d (\cong V_{mu}) / V_{yd} \leq 1.0$$

ここに、 $V_d$  : 曲げ降伏時の設計せん断力

$V_{yd}$  : 設計せん断耐力

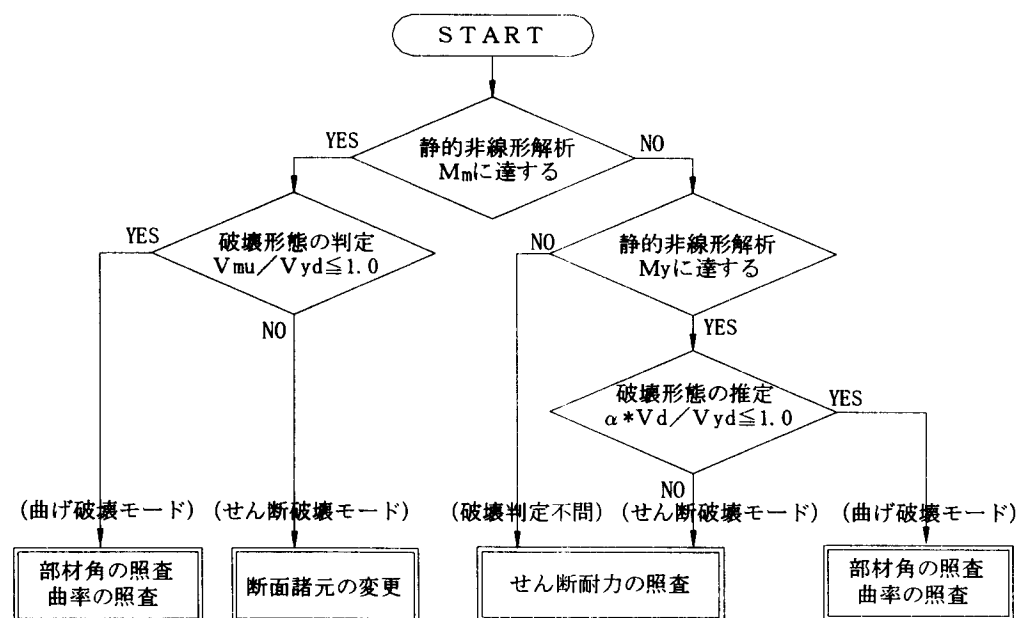
$\alpha$  : 降伏時の曲げモーメントと最大曲げモーメントの差異を考慮する係数で、 $\alpha = 1.2$ とする。

ただし、 $M_m$ が容易に推定できる場合は、 $\alpha = M_m/M_y$ とする。

### (3) 耐震性能の照査の要約

部材の損傷レベルの照査手順の概要を図Ⅲ-23に示す。

- ①  $M_m$ に達している部材の破壊形態が曲げ破壊モードとなる場合は、部材の変形（部材角または曲率）を照査指標として損傷レベルを照査する。
- ②  $M_m$ に達している部材の破壊形態がせん断破壊モードとなる場合は、断面あるいは鉄筋量を変更し曲げ破壊モードとすべきである。
- ③  $M_m$ に達しておらず、 $M_y$ に達している部材は、部材の破壊形態の推定を行う。曲げ破壊モードと判定される場合には部材の変形（部材角または曲率）を照査指標とし、せん断破壊モードと推定される場合は荷重変位曲線中の最大せん断力を算定し、せん断耐力を照査指標とする。
- ④  $M_y$ に達しない部材は、荷重変位曲線中の最大せん断力を算定し、せん断耐力の照査を行う。



図Ⅲ-23 破壊形態の判定及び損傷レベルの照査手順

表Ⅲ－7 部材の損傷レベル照査指標

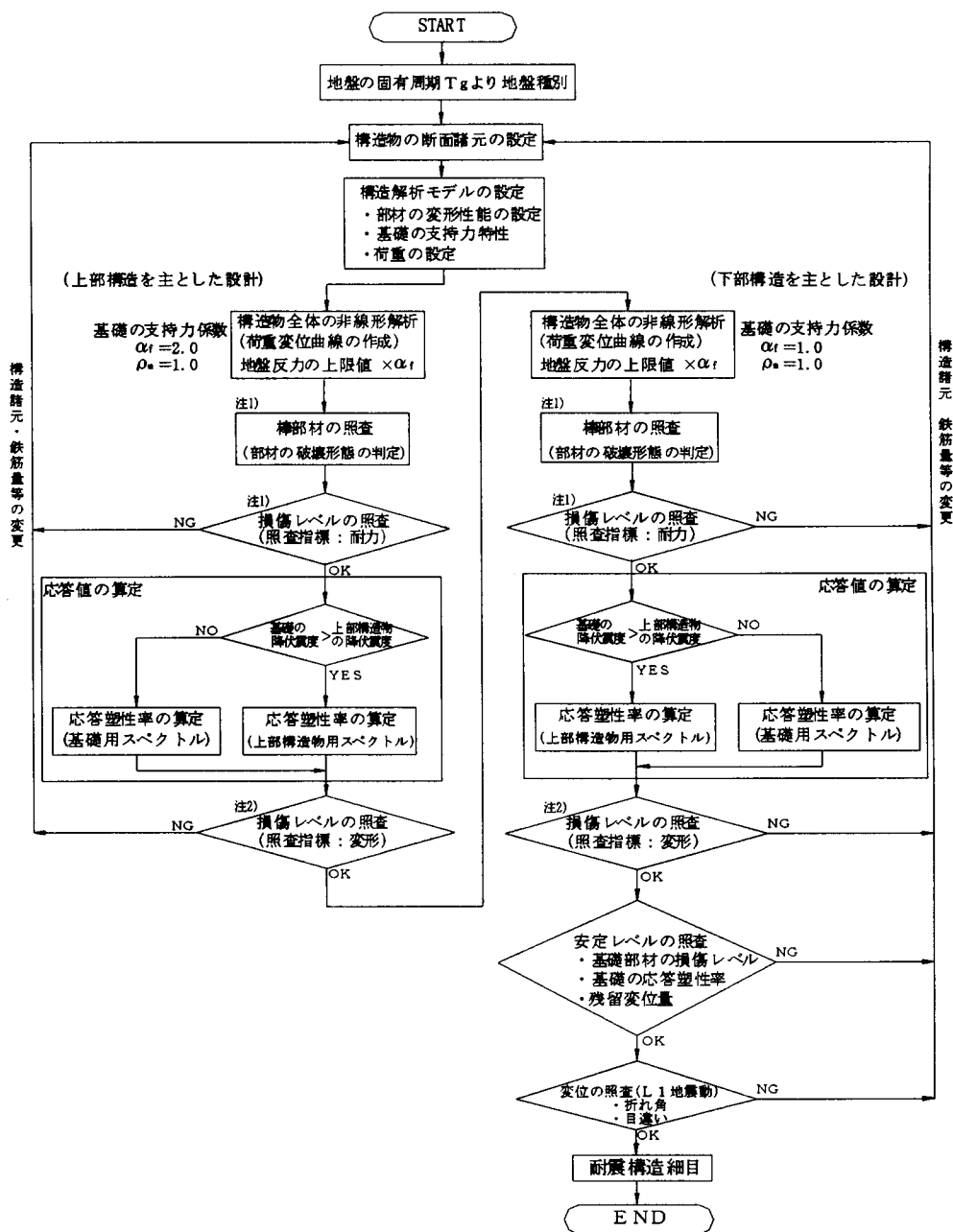
解析結果の 部材の損傷状態	破壊形態の判定 の有無	破壊形態の判定 結果	照査指標
M <sub>ml</sub> に達する	有	曲げ破壊モード	変形
		せん断破壊モード	断面諸元変更
M <sub>ml</sub> に達せず、 M <sub>y</sub> に達する	有 (破壊形態の推定)	曲げ破壊モード	変形
		せん断破壊モード	せん断耐力
M <sub>y</sub> に達しない	無	—	せん断耐力、変形

#### IV 各構造物毎の耐震設計概要

III編で新耐震設計法の概要について述べた。本章では新耐震設計法における各構造物の特徴と設計手順について述べる。

##### 1. ラーメン高架橋（杭基礎形式）

ここではラーメン高架橋の耐震設計手順の概要を線路直角方向について述べる。その手順を図IV-1に示す。



注1)せん断力に着目した照査（断面力は $\rho_m=1.2$ で解析した値を用いる）

注2)曲げモーメントに着目した照査（断面力は $\rho_m=1.0$ で解析し、荷重変位曲線での照査となる）

図IV-1 ラーメン高架橋の耐震設計手順

ラーメン高架橋など土圧を受けない構造物の新耐震設計法の主な特徴は次のとおりである。

- ① 構造物全体系での静的非線形解析を行う。
- ② 応答値は動的解析により算定する。
- ③ 上部構造、下部構造に着目した設計を行うため、支持力係数 $\alpha f$ を使い分けて設計を行う。
- ④ 棒部材の照査を行う。

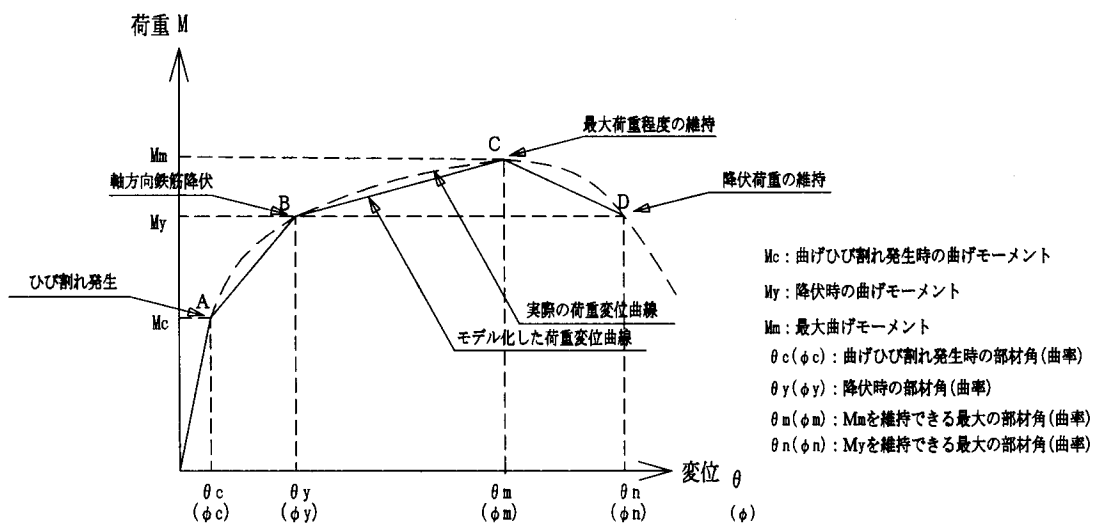
(1)モデル化（骨組み、部材、地盤）

a. 骨組み

骨組みについては図Ⅲ-16のように上部構造と基礎構造を一体とした構造物全体系でのモデルを作成し、部材は線材で地盤はバネで設定し、隅角部は剛域を設ける。

b. 部材

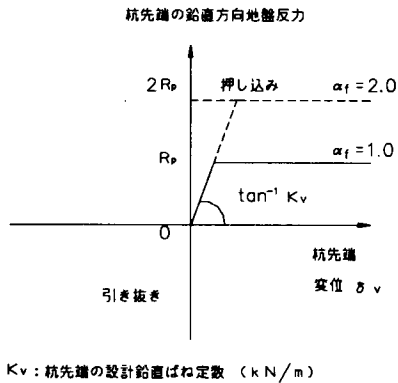
柱は塑性箇所が明確なので上端、下端に曲げの変形性能を集約した塑性回転バネを設け、曲げモーメントと部材角の関係（ $M-\theta$ ）で設定する。また、杭についてはモーメント形状が曲線状であるためどこが降伏するかわからないので部材の有効高の長さ（ $1D$ ）ごとに部材を区切り曲げモーメントと曲率の関係（ $M-\phi$ ）で設定する。梁については非線形部材で定義してもよいが、せん断スパン比（せん断スパン長/部材有効高）が1.5以下であるため、変形性能があまりないので降伏耐力までに留めるように設計する。このため、線形部材で設定し、発生断面力が降伏耐力までに収まっていることの照査を行う。また、低軸力下でせん断スパン比1.5以上の部材モデル（テトラリニアモデル）を図Ⅳ-2に示す。



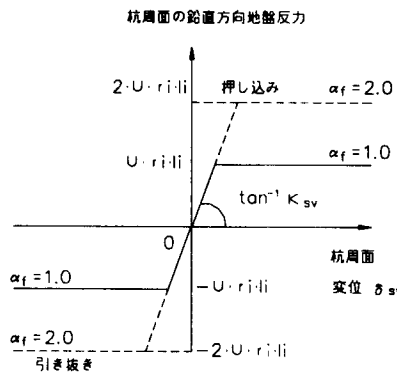
図Ⅳ-2 部材のモデル化（テトラリニアモデル）

c. 地盤のモデル化

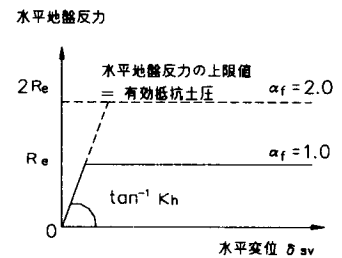
地盤については図IV-3～5に示すように各杭の節点に水平、鉛直方向に非線形を考慮したバネを設定する。



$K_v$ : 杭先端の設計鉛直ばね定数 (kN/m)  
 $R_p$ : 単杭の基準先端支持力 (kN)



$K_{sv}$ : 杭周面の設計せん断ばね定数 (kN/m)  
 $r_i$ : 各土層の杭の最大周面支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $L_i$ : 各土層の厚さ (m) U: 杭の周長 (m)



$K_h$ : 設計水平ばね定数 (kN/m)  
 $R_e$ : 有効抵抗土圧 (kN)

図IV-3 杭先端の鉛直方向  
 特性地盤反力特性

図IV-4 杭周面の鉛直方向  
 地盤反力特性

図IV-5 水平地盤反力  
 特性

(2) 構造物全体の非線形解析

a. 静的非線形解析及び荷重変位曲線

「Ⅲ編 5. 構造物の応答値の算定」で述べた方法で荷重変位曲線を作成する。

b. 支持力係数

また、ラーメン高架橋や橋脚など土圧を受けない構造物は基礎構造物の強度の推定誤差と上部構造を安全に設計するために支持力係数  $\alpha_f$  を用いて設計を行う。

支持力係数  $\alpha_f$  は支持地盤の強度のばらつきを考慮した係数であり、地盤反力度の上限値に乗じるもので通常算定した値とその2倍としたものの2通りの非線形解析を行い、その両方で照査する。基本的に上部構造（柱、上層梁）の設計に着目したものは  $\alpha_f=2.0$  で解析を行い、下部構造（地中梁、杭、地盤）に着目したものは  $\alpha_f=1.0$  で解析を行う（表IV-1参照）。

表IV-1 地盤反力の上限值と支持力係数  $\alpha f$

地盤反力の種別	地盤反力度の上限值	$\alpha f$	
		上部構造を主とする場合	下部構造を主とする場合
杭先端の鉛直方向地盤反力	単杭の基準先端支持力	2.0	1.0
杭周面の鉛直方向地盤反力	単杭の最大周面支持力	2.0	1.0
水平方向地盤反力度	有効抵抗土圧力度	2.0	1.0

c. 材料修正係数

静的非線形解析は次のように照査指標を変形と耐力に着目して、部材の非線形特性をモデル化する際に鉄筋の引張降伏強度  $f_{syd}$  に  $\rho_m$  を乗じて解析を行う（表IV-2参照）。

表IV-2 材料修正係数の使い分け

照査指標	変形	耐力
鉄筋の引張降伏強度に対する材料修正係数 $\rho_m$	1.0	1.2
主に着目している断面力	曲げモーメント	せん断力

(3) 棒部材の照査および破壊形態の判定

破壊形態の判定は静的非線形解析によりラーメン高架橋が終局状態になるまで荷重し、下記により判定を行う。

① 最大曲げ耐力に達してる部材

最大曲げ耐力に達したときのせん断力 ( $V_{mu}$ ) を算定し、破壊形態の判定を行う。

破壊形態の判定式  $V_{mu} / V_{yd}$

② 最大曲げ耐力に達しておらず、曲げ降伏耐力を越えている部材

最大せん断力を推定し ( $\alpha \cdot V_d \approx V_{mu}$ )、破壊形態の判定を行う。

破壊形態の判定式  $\alpha \cdot V_d / V_{yd}$

③ 最大曲げ耐力に達しておらず、かつ曲げ降伏耐力を越えていない部材

曲げ破壊モードの部材とし、荷重変位曲線中の最大せん断力を算定しせん断耐力の照査を行う。

せん断耐力の照査式  $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$

なお、破壊形態の判定を行い、せん断破壊モードとなる部材については①の場合は断面諸元の変更を行い、曲げ破壊モードとし、②の場合はせん断耐力の照査を行い、これ

を満足することを確認する。

#### (4) 応答値の算定

Ⅲ編で応答値の算定方法について概要を述べたが、その他留意する点について述べる。非線形スペクトル法の応答値の算定で用いる所要降伏震度スペクトルは荷重変位曲線中で最初に降伏点に達するのがどの部材（地盤）かによって上部構造用か基礎用のものを用いるのかが使い分けられる。すなわち、基礎から降伏すれば、基礎用の所要降伏震度スペクトルを用い、上部構造から降伏すれば上部構造用の所要降伏震度スペクトルを用いる。以上をまとめると表Ⅳ-3になる。また、通常設計する上で基礎から降伏させると補修が困難であるため、基本的には上部構造から降伏させるように設計するのが一般的であるが、上部構造の耐力が大きく上部構造から降伏させると不経済となる場合は基礎から降伏させる。例えば、壁式橋脚の線路直角方向等がそれにあたる。また、杭基礎の降伏の定義は主に杭基礎が主要因となり変位が急増し始める点で一般的に表Ⅳ-4による。

動的挙動の複雑な構造物（多径間連続橋や長周期の構造物、1質点系で表現できない構造物等）は多自由度系モデルを用いた時刻歴動的解析法により応答値を算定する。

表Ⅳ-3 所要降伏震度スペクトルの使い分け方

荷重変位曲線の状態	使用する所要降伏震度スペクトル
①杭基礎の降伏耐力 $\geq$ 上部構造物の降伏耐力	上部構造物用所要降伏震度スペクトル
②上部構造物の降伏耐力 $\geq$ 杭基礎の降伏耐力	基礎用所要降伏震度スペクトル

注) なお、杭基礎の降伏点については表Ⅳ-4のいずれかに達したときをいう

表Ⅳ-4 杭基礎の降伏点の定義

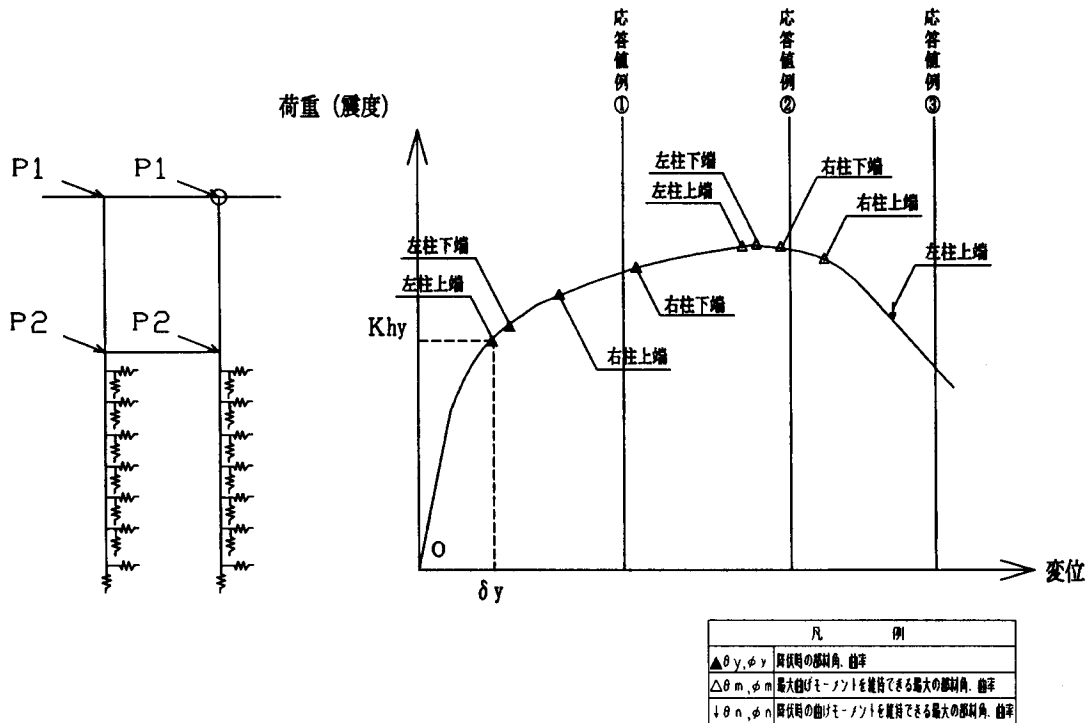
	杭基礎の状態
押込み側地盤	最外縁の杭頭反力が設計鉛直支持力の上限值に達するとき
引抜き側地盤	全本数の半数の杭頭反力が、設計引抜き抵抗力の上限值に達するとき
杭部材	全本数の半数の杭が降伏耐力に達するとき

注) 半数の杭本数は、杭列数を2で除して、小数点以下を切り捨てて得られる列数に相当する本数とする

#### (5) 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において「Ⅲ編 5. 構造物の応答値の算定」により求めた応答値が「Ⅲ編 4. 耐震性能」により定まる部材の損傷レベルの制限値あるいは基礎の安定レベルの制限値を満足することを照査する。照査の例を次に記す。

a. 上部構造から降伏する場合



図IV-6 解析モデル

図IV-7 荷重変位曲線と応答値

耐震性能の照査例を説明する。図IV-6、7は解析モデルとその荷重変位曲線である。説明として、3つの応答値を想定し、目標とする耐震性能はIIとする。各応答値の損傷状態と損傷レベルの制限値および照査結果は表IV-5のようになる。

この結果より応答値①、②はすべての部材の損傷レベルが耐震性能IIの制限値以内であるため耐震性能IIを満足しているが、応答値③では左柱上端が損傷レベル4であるため耐震性能IIを満足しない結果となる。

これらの照査の前提条件は部材の破壊形態の判定を行い、曲げ破壊モードの部材にすることである。せん断破壊モードとなる部材は曲げ破壊モードにしなければならない。

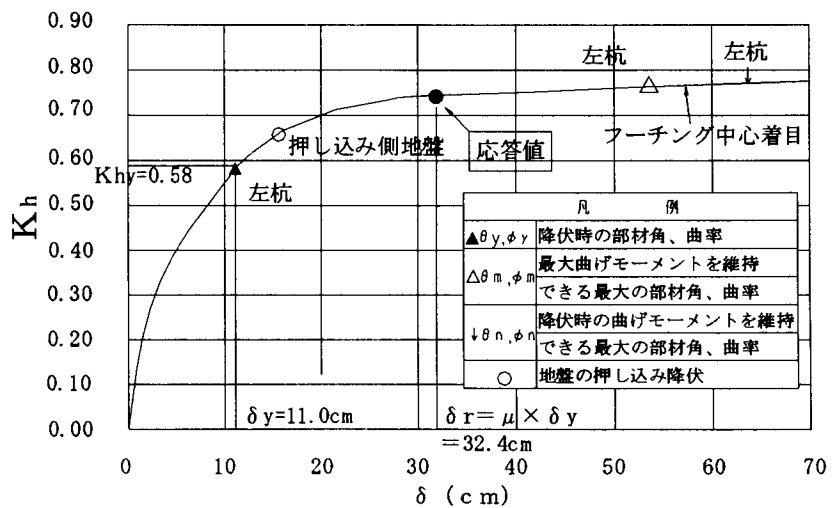
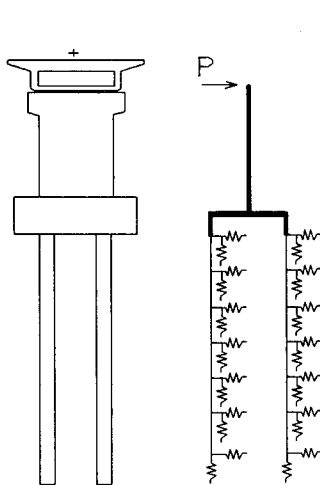
また、残留変位についての算定方法はまだ確立されておらず、今後の研究によるところが大きい。



表IV-5 ラーメン高架橋の耐震性能Ⅱにおける制限値と各応答値での損傷レベル

構造物		耐震性能Ⅱ の制限値	応答値①の 損傷状態	応答値②の 損傷状態	応答値③の 損傷状態	
部材の損傷 レベル	上層梁	2	1	1	1	
	地中梁	2	1	1	1	
	柱	左柱上端	—	2	3	4
		左柱下端	—	2	3	3
		右柱上端	3	2	3	4
右柱下端		—	1	3	3	
安定レベル	杭の損傷 レベル	2	左杭	1	1	
	右杭		1	1		
	応答塑性率	5	—	—	—	
	応答変位置	—	—	—	—	
耐震性能の照査（耐震性能Ⅱ）		—	OK	OK	NG	

b. 下部構造から降伏する場合



図IV-8 橋脚（直角方向）のモデル

図IV-9 フーチング中心位置の荷重変位曲線

図IV-8に示す線路直角方向の橋脚を例に説明する。この構造は上部構造（壁体）の剛性が高く、基礎から降伏する。このため、安定レベルの照査が特に重要となる。安定レベルの照査として部材の損傷レベル、基礎の応答塑性率、残留変位を算定しなければならない。このうち注意すべき点は次の2点である。

- ① 基礎の応答塑性率の算出はフーチング中心に着目した荷重変位曲線を用いる。

② 応答値の算定においては最初に杭部材が降伏するため、基礎用の所要降伏震度スペクトルを用いる。

杭部材の損傷レベルは引き抜き側の左杭が降伏しているが最大曲げ耐力 $M_m$ に達していないので損傷レベル2である。

基礎の応答塑性率を算出する。フーチング中心位置に着目した荷重変位曲線と応答値より応答値 $\delta_r$ と降伏変位 $\delta_y$ の比によって算出される。

$$\text{基礎の応答塑性率} = \delta_r / \delta_y = 32.4 / 11.0 = 2.95 < 5$$

以上のことから耐震性能Ⅱである。照査結果は表Ⅳ-6のようになる。

表Ⅳ-6 橋脚の耐震性能Ⅱにおける制限値と各応答値での損傷レベル

構造物		耐震性能Ⅱ の制限値		応答値の 損傷状態	
安定レベル	杭の損傷 レベル	左杭	—	2	2
		右杭	—	2	1
	応答塑性率		5		2.95
	応答変位量		—		—
耐震性能の照査（耐震性能Ⅱ）			—		OK

#### (6) L1地震動

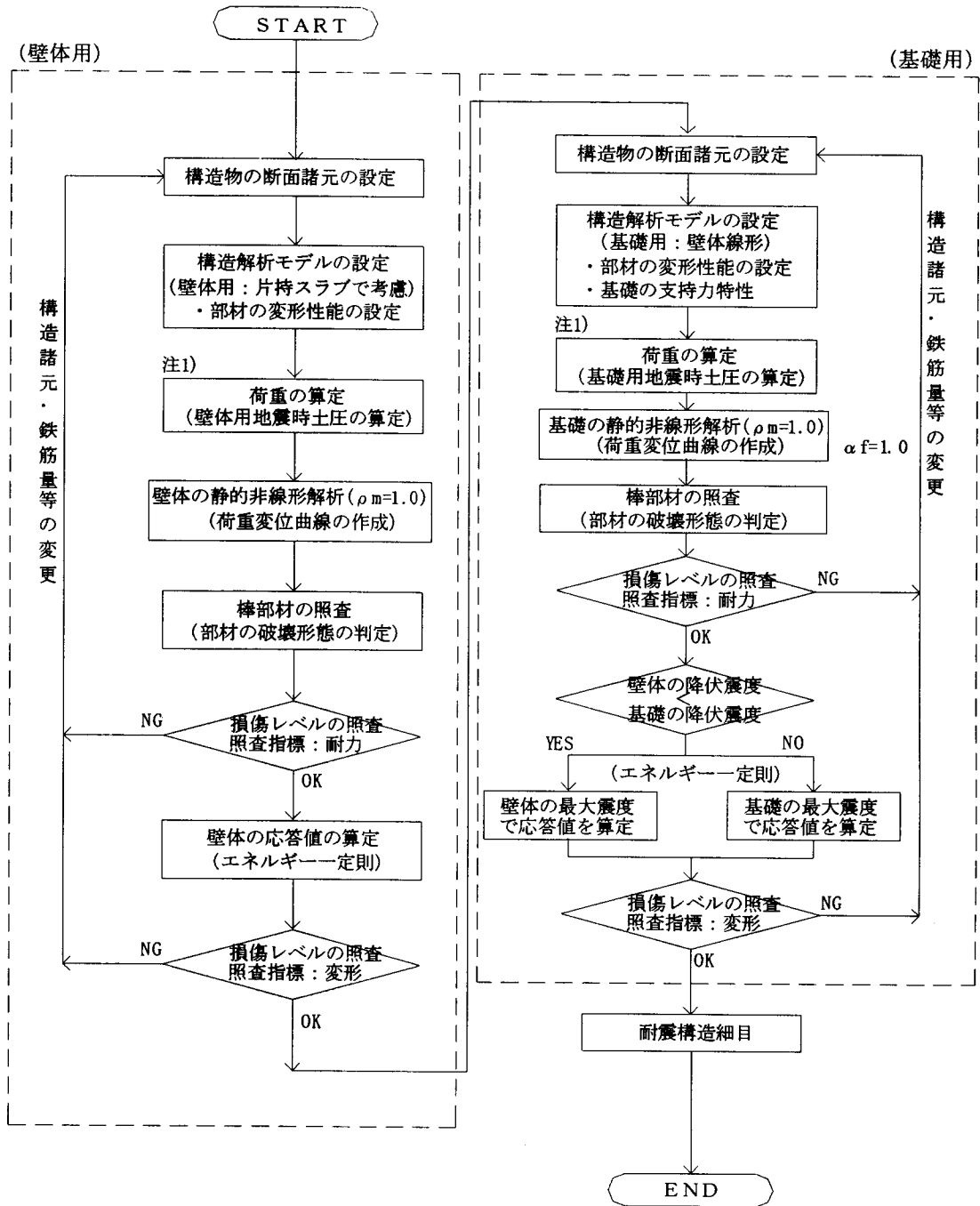
構造物の耐力と変形の照査はL2地震動の検討を用いてL1地震動の照査を行うことができる。つまり、L2地震動で作成した荷重変位曲線において降伏震度がL1地震動の該当する地盤の地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトルから求まる震度より大きければよい。

また、L1地震動に対しては列車走行性を損なうような過大な変位が生じないように変位の検討を行う。検討内容は次の2点である。

- ① 折れ角、目違いの照査
- ② 横方向への振動変位の照査

## 2. 抗土圧構造物（橋台、重力式擁壁以外の擁壁（杭基礎））

抗土圧構造物の耐震設計手順を図IV-10に示す。



注1) L1地震動については慣性力、地震時土圧ともに200galとする。

L2地震動については地震時土圧は700galを上限値とする。

※橋台の耐震設計は地震時土圧の作用角が壁体と基礎で異なるため、それぞれ別の解析モデルを作り、解析を行う必要がある。

図IV-10 橋台の耐震設計手順

抗土圧構造物の新耐震設計法の主な特徴は次のとおりである。

- ① 解析モデルは上部構造、下部構造に分ける。
- ② 震度0.2以上の地震時主働土圧係数の算定方法が変わり、修正物部・岡部の地震時主働土圧式を用いるようになった。
- ③ 設計水平震度は地表面の設計地震動から算出する。
- ④ 抗土圧構造物の応答値は静的非線形解析を行い、作成した荷重変位曲線に基づきエネルギー一定則により算出する。

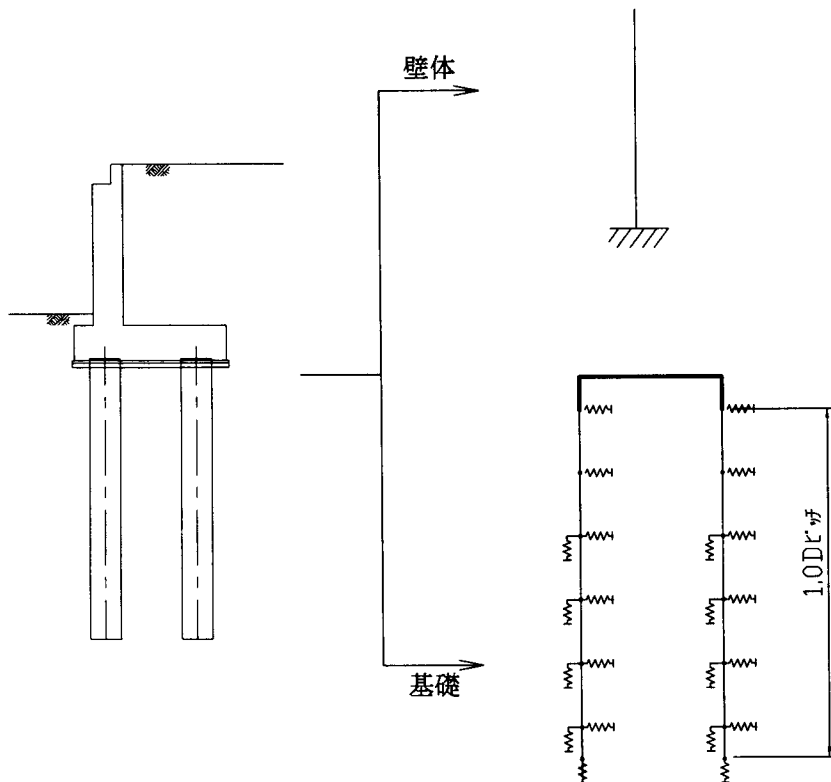
(1)解析方法

橋台や土留擁壁のように土圧に抵抗する構造物は、地震時における構造物の挙動は背面盛土があり、あまり振幅せず、1方向に卓越した動きをする。このため、構造物の変形に関する応答値は累積変形量として評価される。

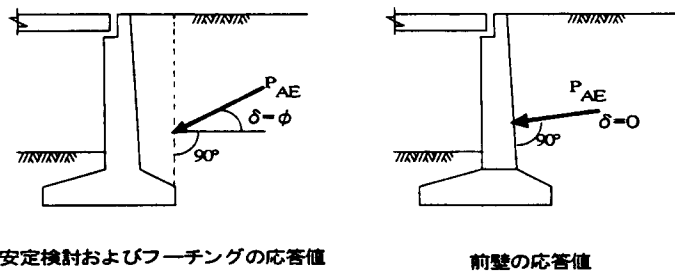
したがって、抗土圧構造物の応答値は1方向の静的載荷条件で静的非線形解析により算定する。

(2)解析モデル

解析モデルは図IV-11に示すように上部構造、下部構造の2つに分けて設定する必要がある。その理由は地震時土圧の作用方向が壁体と基礎で異なり、地震時土圧がそれぞれ異なるからである（図IV-12参照）。



図IV-11 橋台の解析モデル



図IV-12 地震時主働土圧の作用面および作用方向

(3) 地震時土圧係数

震度0.2以上の大地震における地震時土圧係数の算定方法が変わり、過大な地震時土圧にならないように見直された。

また、L1地震動の検討では地震時主働土圧は地表面の最大加速度を用いて200galを用いるものとする。L2地震動の検討で地震時主働土圧の算定に考慮する最大加速度は700galを上限としている。

(4) 設計水平震度

抗土圧構造物は背面地盤に拘束されているために、地盤の動きとは相対的独自の動的挙動を示すことはない。したがって地盤の地表面最大加速度を設計水平震度とする。

表IV-7は各地盤の地表面最大加速度を示す。

表IV-7 地表面設計地震動 最大加速度一覧

地盤種別	スペクトルI (gal)	スペクトルII (gal)
G0	257.2	553.4
G1	321.9	749.6
G2	401.3	870.8
G3	446.2	974.8
G4	458.1	700.3
G5	409.5	691.9
G6	373.5	661.3
G7	315.8	485.3

注) 絶対値で表示

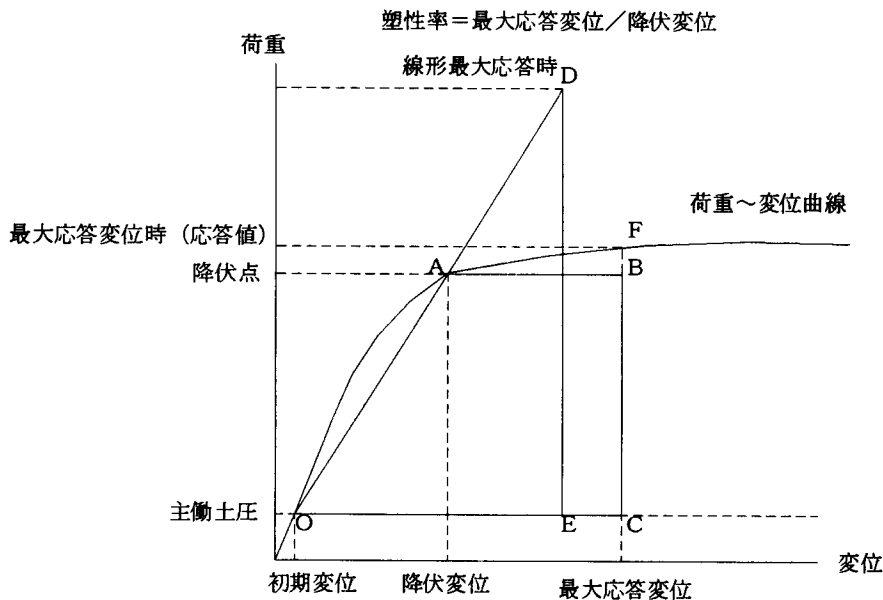
(5) 棒部材の照査および破壊形態の判定

破壊形態の判定方法についてはラーメン高架橋と同様である。

(6) 応答値の算定

橋台、擁壁等抗土圧構造物に対する応答値の算定方法を述べる。抗土圧構造物は背面盛土等と同一の挙動をするため、非線形スペクトル法等の動的解析によらず、静的非線形解析を行いエネルギー一定則で応答値を求める。

この概念を図IV-13で説明する。躯体及び基礎の塑性域における応答値は、それぞれ別途に静的非線形解析により作成した荷重変位曲線をもとにエネルギー一定則により算定する。まず、永久荷重（主働土圧等）により初期変位（O点）を求める。次に慣性力及び地震時土圧を作用させて荷重変位曲線を作成し降伏点（A点）を求める。曲線中の初期変位（O点）と降伏点（A点）を結ぶ割線剛性に基づいて、当該地盤種別の地表面設計地震動により線形応答するものとして求めた線形最大応答エネルギー（三角形ODE）と塑性変形を考慮して求めたエネルギー（台形OABC）が等しくなるように最大応答変位（C点）を求める。この最大応答変位の延長線と荷重変位曲線の交点（F点）の震度（荷重）が応答値となる。



図IV-13 エネルギー一定則による応答値の算定

また、下部構造の応答値は上部構造の荷重変位曲線中での降伏震度と下部構造の荷重変位曲線中の降伏震度を比べ小さい方の降伏震度で応答値の算定をエネルギー一定則により算定する。

(7) 構造物の安全性の照査

構造物の安全性の照査はエネルギー一定則により求めた応答値が目標とする耐震性能により定まる各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。基本的に照査の方法はラーメン高架橋と同様である。ただし、安定レベル

の照査における基礎の応答塑性率の制限値は表Ⅳ－８に示すとおりで橋脚基礎等に対して小さくなっている。次の２点その理由である。

- ① 橋台は背面盛土の地震による影響が大きく、前方への累積変形により厳しい損傷状態となることが予想される。
- ② 地震後も背面盛土からの土圧に対して抵抗する必要がある等、転倒に対して橋脚等の構造物より厳しい条件となる。

表Ⅳ－８ 杭基礎の安定より定まる塑性率の制限値の目安

耐震性能	安定レベル	橋台の塑性率の制限値	杭基礎の状態
耐震性能Ⅰ	安定レベル１	１（１）	杭基礎が降伏していない状態
耐震性能Ⅱ	安定レベル２	２．５（５）	杭体が最大曲げ耐力に達したり一部の杭の地盤抵抗が上限値に達した状態
耐震性能Ⅲ	安定レベル３	４（８）	杭体の鉄筋の一部が座屈したり、多くの杭の地盤抵抗が上限値に達した状態

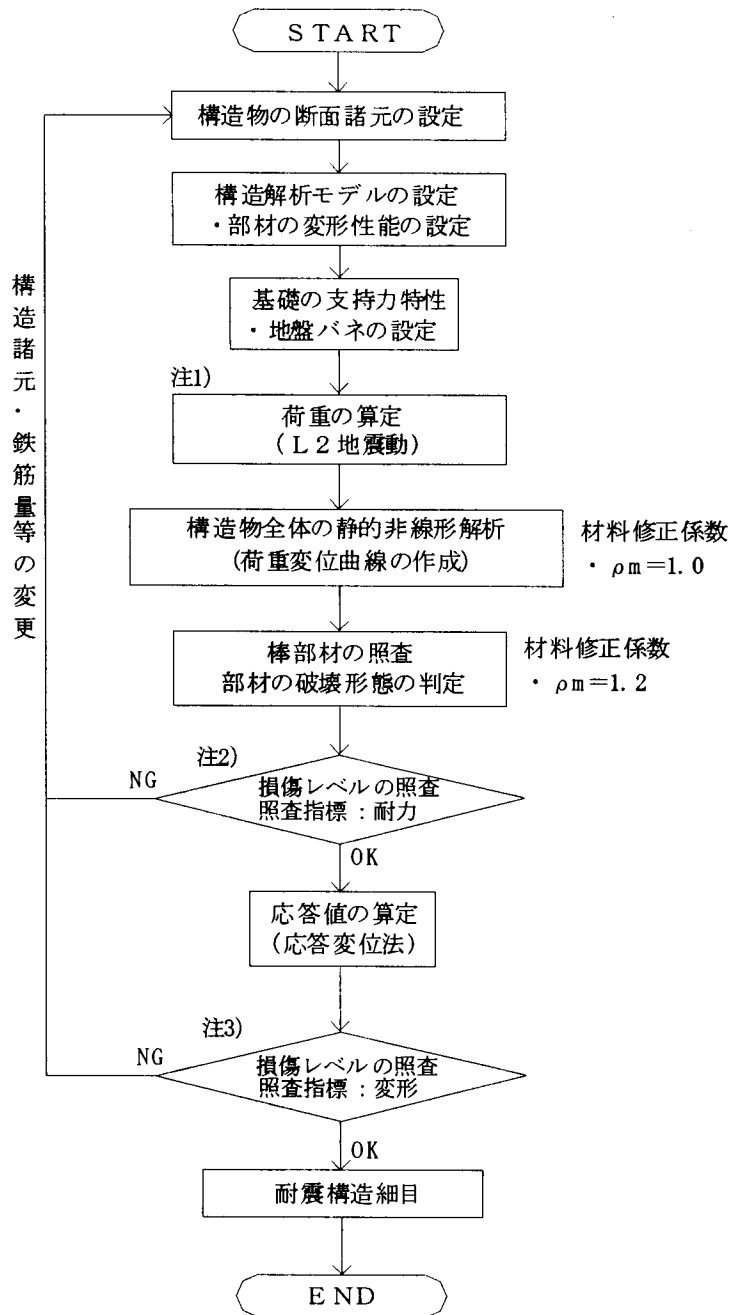
注）（ ）の数值はラーメン高架橋、橋脚等に用いる制限値。

### ３．ボックスカルバート

抗土圧構造物の中でボックスカルバートは地中にあり、地盤変位の影響を強く受けるため応答変位法により応答値を算定する。

ボックスカルバートの耐震設計の主な特徴を次に述べる。

- ① 解析モデルは隅角部には剛域を設定し、各部材設定はモーメント分布形状が曲線状であるためどこが降伏してもよい設定をする。
  - ② 解析手法は地震による地盤変位の影響が大きいため応答変位法とし、地震荷重としてボックスカルバートの慣性力、地盤変位および周面せん断力を考慮する。
  - ③ 荷重変位曲線は横軸に上下床版の相対変位を横軸に、層のせん断力の合計を縦軸にとり、描く。
  - ④ 荷重変位曲線を描く際に地震荷重を少しずつ増加させるが、想定地震荷重の1.5倍まで作用させる。ただし、想定地震荷重そのものの変位が応答値である。
- ボックスカルバートの耐震設計手順を図Ⅳ－14に示す。



注1)開削トンネルは一般に、L2地震動で決まる場合が多いので、はじめにL2地震動の検討を行い、次にL1地震動の検討を行う。  
 注2)せん断力に着目した照査 (断面力は $\rho_m=1.2$ で解析した値を用いる)  
 注3)曲げモーメントに着目した照査 (断面力は $\rho_m=1.0$ で解析し、荷重変位曲線での照査となる)

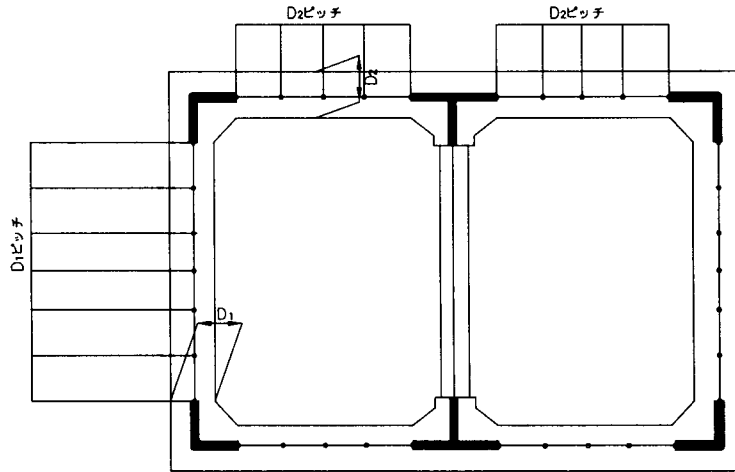
図IV-14 ボックスカルバートの耐震設計手順

(1)モデル化 (骨組み、地盤、部材)

骨組み軸線モデルとし、軸線位置は部材の図心位置としている。隅角部は剛域、それ以外は部材の有効高の長さ (1D) ごとに節点を設け、曲げモーメントと曲率の関係 (M



ーφ) で部材を設定する。部材長を1Dで設定しているのはモーメント分布形状が曲線で描かれされ、塑性ヒンジ箇所が明確でないためである(図IV-15参照)。



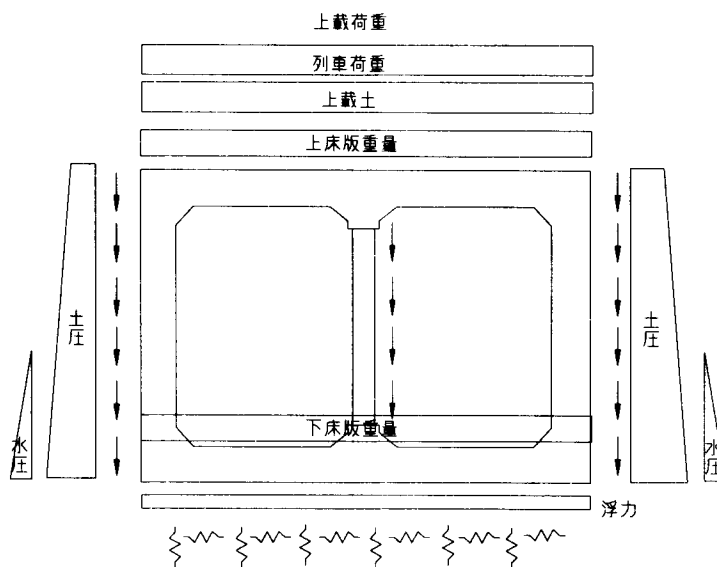
図IV-15 ボックスカルバートの解析モデル

(2) 静的非線形解析

a. 解析方法

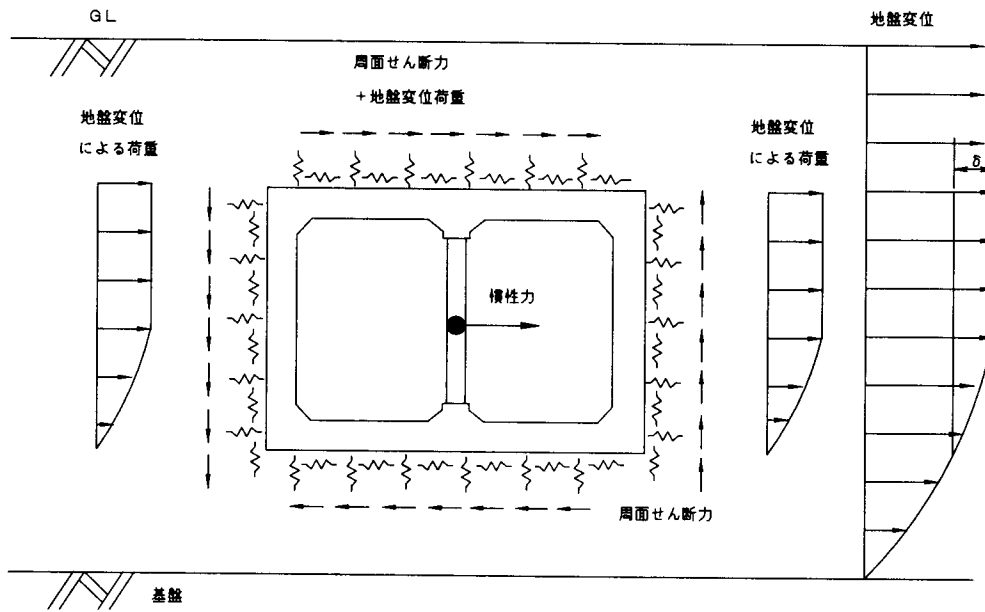
地下構造物は慣性力の大きい上部構造物とは異なり、周辺地盤の挙動に追随した挙動を示すことから、周辺地盤の動的な挙動さえ精度よく予測できれば、応答変位法などの静的非線形解析により応答値を算定できる。構造が複雑でない一般的な地下構造物は下記に示す応答変位法により応答値の算定を行う。解析手順を次に示す。

- ① 常時(永久荷重)状態の荷重増分解析を行う。地盤バネは下床版の鉛直方向バネのみを設置し、その他は設置しない(図IV-16参照)。



図IV-16 ボックスカルバートの初期荷重状態

- ② ボックスカルバート全面に地盤バネを設定し、地震による慣性力、地盤変位、周面せん断力を荷重増分し、解析する（図IV-17参照）。



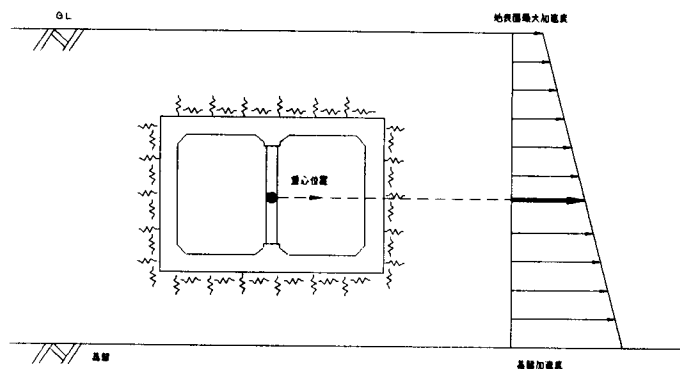
図IV-17 ボックスカルバートの地震時荷重状態

b. 地震荷重の算定

応答変位法における地震の影響は①慣性力②地盤変位③周面せん断力を考慮する。

① 慣性力

応答変位法に用いる慣性力は設計震度を構造物に乗じることにより算定する。設計震度は地盤種別を判定し、その地表面の加速度と基盤の加速度から構造物重心位置での絶対最大加速度を補間法で算定し、重力加速度で除して算出する。鉛直方向の慣性力は一般にその影響が小さいため考慮しない（図IV-18参照）。

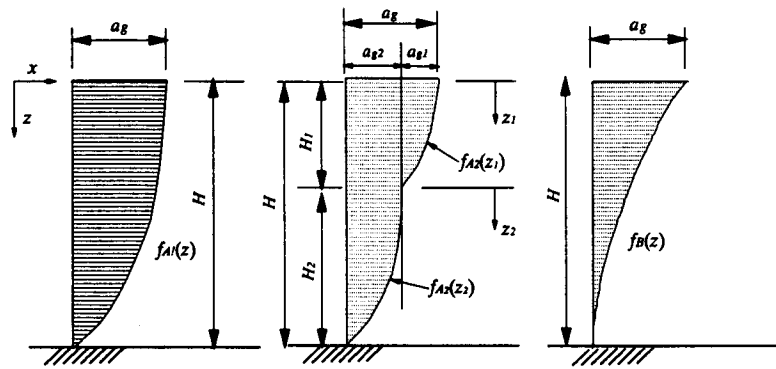


図IV-18 ボックスカルバートの慣性力の算定

② 地盤変位

構造物上下床版の相対変位が最大となる時刻を用い、これを応答値とする。この変位量を地盤バネを介して強制変位として解析を行う。また、一般的に地盤の水平変位量の鉛直分布は表層地盤の固有周期に応じて算出する。L2地震動スペクトルⅡの地表面最大変位量  $a_g$  は式Ⅳ. 1により算定する。設計変位量の鉛直方向分布は表層地盤の状態に応じて3種類与えられている(図Ⅳ-19参照)。

$$a_g = 0.344 \times T g^{1.1} \quad (\text{式Ⅳ. 1})$$



設計水平変位量の鉛直方向分布図(耐震設計上の地盤面まで)

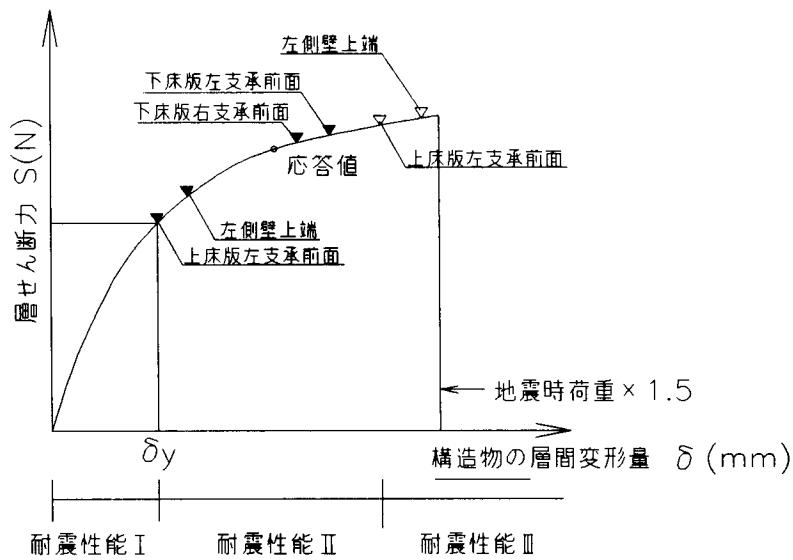
図Ⅳ-19 設計変位量の鉛直方向分布

③ 周面せん断力

構造物と地盤が接する周面には、周面せん断力を考慮する。設計においては簡便に算定する方法を用いている。②で求めた設計変位量の鉛直方向分布の地盤変位を各深度ごとに微分して、せん断ひずみを算出し、設計せん断弾性波速度から求まる地盤の変形係数  $G$  を乗じて算出する。

(3) 荷重変位曲線

荷重変位曲線は層のせん断力の合計を縦軸に上床版、下床版の相対変位量を横軸に関係を表したものである。また、耐震設計上、破壊形態の判定を行ううえで構造物全体系が終局状態に至るまでの変形性能を把握することは非常に重要である。しかし、応答変位法における地震時荷重は想定する地震動による地盤の最大応答値を用いるので、その荷重を載荷しても終局状態に至らない場合が多い。そのため、破壊形態の検討を行うときは想定する地震動を用いた地盤解析によって得られる地震時荷重を1.5倍程度大きくして静的非線形解析を行う。また、地震時荷重の1.5倍程度大きくしても終局状態に至らない場合は地震時荷重1.5倍程度までの時点で破壊形態の検討を行う(図Ⅳ-20参照)。



\* 応答値：想定する地震時荷重（荷重 1.0 倍）に対する応答値

図IV-20 荷重変位曲線の作成

#### (4) 応答値の算定

ボックスカルバートでは慣性力の算定で求めた設計震度が応答値となる。この震度で地震で考慮する荷重（慣性力、地盤変位、周面せん断力）を与えて算出した断面力、変位が応答値となる。

#### (5) 構造物の安全性（耐震性能）の照査

(3) 荷重変位曲線の項で述べたように応答値の1.5倍まで荷重変位曲線を描き、破壊形態の判定を行い、損傷レベルの照査を行う。ボックスカルバートの各耐震性能における損傷レベルの制限値は地中構造物で補修が困難であるため、ラーメン高架橋等と比べ、厳しく設定されている。

#### (6) L1地震動

L1地震動に対してカルバート上下床版位置での地盤の相対変位量を算出し、その変形量をL1地震動のカルバートの応答変位量と仮定し、前述の荷重変位曲線に書き込み耐震性能の照査をする。

## V あとがき

本稿は新耐震設計標準の主要な部分を述べており、その全てを網羅した内容とはなっていない。説明不足のところは新耐震設計標準そのもので補って頂きたい。

重複して述べるが新耐震設計法の主な特徴は次のとおりである。

- ① 大地震の検討は直下型地震を対象とし、L1地震動に対しては弾性域での設計を行い、L2地震動に対しては塑性領域に踏み込んだ設計を行う。
- ② 基盤で設定した地震動を用いて、表層地盤の応答解析を行い、その地震動を構造物に入力して応答値を求める。
- ③ 目標とする構造物の損傷程度（耐震性能）を定め、構造物の応答値とを比較照査する、いわゆる性能照査型設計を行う。
- ④ 耐震性能の照査に必要な構造物の応答値の算定は、動的解析法を主体としているが、構造物の種類によっては静的解析法も用いる。  
例えば、橋脚、ラーメン高架橋は非線形スペクトル法により、橋台や擁壁等の抗土圧構造物はエネルギー一定則により、またボックスカルバートについては地盤の変位の影響が大きいため応答変位法により算定する。
- ⑤ 構造物各部材の曲げ変形性能を前提条件としているため、せん断力に対する照査つまり破壊形態の判定を行い、せん断力に対する安全を照査する。

新耐震設計標準は、構造物および地盤の非線形性を考慮するため複雑となっているが、これにより構造物の損傷程度が明確になった。その結果、構造物の塑性領域における照査が行え、大地震に対する安全の確保と経済性を、可能な範囲で両立させることができるものである。

また、本稿では述べなかったが、軟弱な地盤、液状化する地盤は、杭、開削トンネル等の地中構造物に大きな影響を与える。そういった地盤にあっては、耐震設計において更なる照査検討が必要となる。

さらに、設計だけではなく、構造細目を順守した厳密な施工および監理が、災害に耐え得る強い構造物には必要であることを忘れてはならない。

なお、近畿日本鉄道株式会社の鉄道構造物を設計する際の自社基準となる「設計仕様書（土木関係）」については、同社と全日本コンサルタント株式会社との共同監修により改訂作業を進めてきた。常時設計に限界状態設計法を採用する他、新耐震設計標準を取り込んだものとなる予定であり、本稿が理解を深めて頂く一助となれば幸いである。

最後に本稿を執筆するにあたり、ご指導、適切なお助言して下さった技術室、上司ならびにご協力して下さった方々に深く感謝の意を表す次第である。

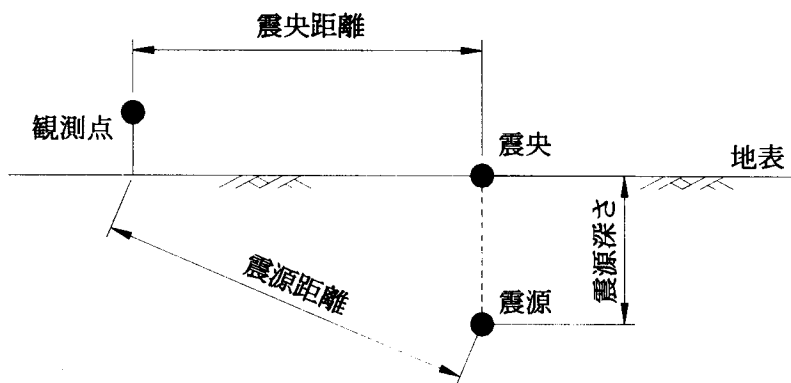
## 付属資料

### 1. 地震に関する用語

地震とは、いうまでもなく地面が揺れ動く自然現象であるが、そこに用いられる幾つかの用語について説明する（付表－1、付図－1参照）。

付表－1 地震に関する用語の一般的な意味

用語	用語の意味
震源	地殻の破壊が最初に発生した点をいう。
震央	地表面上において震源の真上に位置する点をいう。
深さ	震源と震央との距離をいう。
震源域	破壊の生じた領域をいう。
大きさ	地震の規模、エネルギーを表すもので、通常マグニチュード（M）で表現する。
強さ	地震がもたらす各地の揺れの状態を表すもので、通常震度またはガルで表現する。
震央距離	観測点から震央までの地表面に沿った最短距離のことをいい、 $\Delta$ （デルタ）という。



付図－1 地震震源の模式図

特に、地震の大きさと強さが混同されがちだが、一つの地震では大きさは一つであるのに対して、強さは震央距離（ $\Delta$ ）や地盤の状態によって変化するため、複数存在することになる。すなわち、一つの地震に対して大きさを表すマグニチュードは一つであるが、強さを表す震度やガルは観測点の数だけ存在する。このように両者は全く異なる指標である。

また、マグニチュードが1増えると、地震が発散するエネルギーは約30倍となり、2増えると1000倍となることから、マグニチュード5の地震と、7の地震では如何に規模が違うかわかる。

## 2. 地震の強さ震度とガル (gal)

震度という用語に2とおりの意味があり、耐震設計に用いるときと気象庁の地震報道に用いるときとがある。

前者の耐震設計に用いるときの震度 (kh) は、構造物に作用する水平加速度 ( $\alpha$ ) の重力加速度 (g) に対する比「震度  $kh = \alpha / g$ 」という意味であり、ここでは気象庁のいう震度について説明する。

### (1) 震度 (震度階)

震度は、地震による地表面の揺れ方 (地震動) の強さの程度を表すものであり、震度階ともいう。

この階級は元々人体感覚によって定まっていたが、最近では震度計を用いた機械観測へと移行されている。地表面の揺れ方は地点ごとに異なるため、震度も異なってくる。また、地震の規模や深さなどの条件によっても揺れを感じる範囲は異なってくる。

一般的に、震度は震央に近いほど大きく、震央から遠くなるほど小さくなるが、特に深い地震では、震央付近よりも遠いところの震度が大きくなることもある。これを異常震域という。

なお、気象庁では、兵庫県南部地震を契機として震度観測網の整備を図るとともに、これまでの震度階級のうち、震度5と震度6をそれぞれ2階級に細分化するなどの見直しがなされた。

現在、気象庁で防災情報として採用されている震度階級について付表-2に示す。

### (2) ガル

地震の強さを表す指標として、震度とは別にガル (gal) がある。ガルは加速度の単位で  $1gal = 1cm/sec^2$  である。

### (3) 震度 (震度階) とガルとの関係

地震の強さを表す震度とガルとは、強さを表すという面では同じであるが、全く別の指標である。概念的な目安として付表-2に示す。

付表-2 気象庁の震度階級

計測震度	階級	ガル値の目安	人 間			
0.5	0	0~0.8	人は揺れを感じない。			
	1	0.8~2.5	屋内にいる人の一部がわずかな揺れを感じる	屋内の状況		
1.5	2	2.5~8	屋内にいる人の多くが揺れを感じる。眠っている人の一部が目覚めます。	電灯などのつり下げ物がわずかに揺れる。	屋外の状況	
	3	8~25	屋内にいる人のほとんどが揺れを感じる。恐怖感を覚える人もいる	棚にある食器類が音を立てることがある。	電線が少し揺れる。	
3.5	4	25~80	かなりの恐怖感があり一部の人には身の安全をを図ろうとする。眠っている人のほとんどが目覚めます。	つり下げ物は大きく揺れ、棚にある食器類は音を立てる。座りの悪い置物が倒れることがある。	電線が大きく揺れる。歩いている人も揺れを感じる。自動車を運転していて、揺れに気付く人がいる。	
	4.5	80~250	多くの人が身の安全をを図ろうとする。一部の人は行動に支障を感じる。	つり下げ物は激しく揺れ、棚にある食器類が落ちることがある。座りの悪い置物の多くが倒れ、家具が移動することがある。	窓ガラスが割れて落ちることがある。電柱が揺れるのがわかる。補強されていないブロック塀が倒れることがある。道路に被害を生じることがある。	
5.0	5(弱)		非常な恐怖を感じる。多くの人が行動に支障を感じる。	棚にある食器類、書棚の本の多くが落ちることがある。タンスなど重い家具が倒れることがある。変形によりドアが開かなくなることがある。一部の戸がはずれる。	補強されていないブロック塀の多くが崩れることがある。多くの墓石が倒れる。自動車の運転が困難となり、停止する車が多い。	
5.5	5(強)	250~400	立っていることが困難になる。	固定していない重い家具の多くが移動、転倒する。開かなくなるドアが多い。	かなりの建物で、壁のタイルや窓ガラスが破損、落下する。	
	6(弱)		耐震性の低い住宅では倒壊するものがある。耐震性の高い住宅でも壁、柱が破損するものがある。			
6.0	6(強)	400~	立っていることができず、這わないと動くことができない。	固定していない重い家具のほとんどが移動、転倒する。戸があずれて飛ぶことがある。	多くの建物で、壁のタイルや窓ガラスが破損、落下する。補強されていないブロック塀のほとんどが崩れる。	
	6.5		耐震性の低い住宅では倒壊するものが多い。耐震性の高い住宅でも壁、柱がかなり破損するものがある。			
7	7	揺れに翻弄され、自分の意志で行動できない	ほとんどの家具が大きく移動し、飛ぶものもある。	ほとんどの建物で、壁のタイルや窓ガラスが破損、落下する。補強されているブロック塀も破損するものがある		耐震性の高い住宅でも傾いたり、大きく破損するものがある。



## 【参考文献】

- 1) (社) 土木学会：「コンクリート標準示方書 耐震設計編」 平成8年7月
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所：「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」  
平成11年10月
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所：「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」  
平成11年10月
- 4) (財) 鉄道総合技術研究所：「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧  
構造物」 平成12年6月
- 5) (財) 鉄道総合技術研究所：「鉄道総研報告」  
《特集：耐震（1） 設計地震動と表層地盤評価》 平成11年2月  
《特集：耐震（2） 土に関わる構造物の耐震設計》 平成11年3月  
《特集：耐震（3） 橋梁の耐震設計》 平成11年4月
- 6) (財) 鉄道総合技術研究所：「RRR」  
《特集：地震に強い鉄道を作る》 平成11年6月
- 7) (社) 日本鉄道施設協会：日本鉄道施設協会誌  
《防災特集「地震に強い構造物を目指して」》 平成11年6月
- 8) (社) 日本鉄道施設協会：日本鉄道施設協会誌 わかりやすい土木講座  
「地震に強い構造物を目指して」RCラーメン高架橋 平成11年6月
- 9) 木村泰三 第45回保線講話会講演概要  
「鉄道構造物における限界状態設計法について」 平成5年3月
- 10) 奥平 敬 第48回保線講話会講演概要  
「土木構造物の設計法の変遷と限界状態設計法について」 平成8年3月